



Isole Egadi
Comune di Favignana
Provincia Regionale di Trapani

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA



PROGETTO ESECUTIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE

Ufficio di progettazione:

Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili
Provveditorato Interregionale Opere Pubbliche
Sicilia - Calabria
Ufficio 3 Tecnico e Opere Marittime per la Sicilia

Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Salvatore Caruso

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Leonardo Tallo

Collaboratori:

Geom. Francesco Daidone

IL DIRIGENTE:

Dott. Ing. Giovanni Coppola

Dott. Ing. Gianluca Marvuglia

Geom. Mario Lanzo

Dott. Ing. Giuseppe Scorsone

Il Progettista delle strutture:

DUOMI S.r.l.

Ing. Guglielmo Migliorino



Rev.	Data	Descrizione	Eseguito	Controllato	Approvato
2	20 MAGGIO 2020	EMISSIONE REVISIONE 2	R.M.	M.M.	G.M.
1	11 DICEMBRE 2019	EMISSIONE REVISIONE 1	R.M.	M.M.	G.M.
0	21 MAGGIO 2019	EMISSIONE	-	-	-

Titolo elaborato :

Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4

DATA	DESCRIZIONE	N°/SIGLA	REV	SCALA
20/05/2020	EMISSIONE REVISIONE 2	P E - R S T G	2	-



SOMMARIO

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
2.1	Azioni, criteri di calcolo e verifica delle costruzioni	12
2.2	Elaborati tecnici	12
3	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	13
4	MATERIALI	14
4.1	Caratteristiche meccaniche.....	14
4.2	Calcestruzzo classe di resistenza C35/45 (Rck 45).....	14
4.3	Acciaio per cemento armato B450C.....	15
4.4	Pesi propri	15
4.4.1	Calcestruzzo strutturale e non strutturale.....	15
4.4.2	Scanno d'imbasamento e rinfiango	15
5	CRITERI GENERALI DI VERIFICA	16
5.1	Verifiche di sicurezza delle opere.....	16
5.2	Combinazioni delle azioni	17
5.2.1	Coefficienti parziali di combinazione	18
6	AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO	19
6.1	Carico di banchina	19
6.2	Moto ondoso	20
6.3	Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo	20
6.4	Spinta del terreno di rinfiango in condizioni statiche	21
6.5	Tiro alla bitta	22
6.6	Urti e forze di accosto trasmesse attraverso il parabordo.....	22
6.7	Urto da nave fuori controllo	22
6.8	Sisma.....	23
6.8.1	Spinta del terreno in condizioni sismiche	26
6.8.2	Spinta del terreno in condizioni sismiche indotta dal carico di banchina.....	27
6.8.3	Spinta idrodinamica indotta dal sisma.....	28
6.8.4	Forze di massa indotte dal sisma.....	28



7	VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALE DEI CASSONI	29
7.1	Criteri generali di verifica	29
7.2	Solettone di fondo	30
7.2.1	Verifiche per situazioni transitorie	30
7.2.1.1	Analisi dei carichi	30
7.2.1.2	Combinazioni di carico	31
7.2.1.3	Modello di calcolo	31
7.2.1.4	Verifiche agli stati limite	34
7.2.2	Verifiche in fase definitiva	44
7.2.2.1	Analisi dei carichi	44
7.2.2.2	Combinazioni di carico	44
7.2.2.3	Condizioni di carico	49
7.2.2.3.1	Reazione del terreno	49
7.2.2.3.2	Carichi permanenti	50
7.2.2.4	Modello di calcolo	52
7.2.2.5	Verifiche allo SLU	57
7.2.2.5.1	Verifiche a flessione (SLU)	61
7.2.2.5.2	Verifiche a taglio (SLU)	61
7.2.2.6	Verifiche agli stati limite di esercizio	62
7.2.2.6.1	Verifiche delle tensioni di esercizio ed a fessurazione (SLE)	65
7.3	Fusto e sovrastruttura	66
7.3.1	Verifiche per situazioni transitorie	66
7.3.1.1	Setti	66
7.3.1.1.1	Analisi dei carichi	66
7.3.1.1.2	Combinazioni di carico	67
7.3.1.1.3	Verifiche agli stati limite ultimi	67
7.3.1.1.3.1	Verifiche a flessione (SLU)	71
7.3.1.1.3.2	Verifiche a taglio (SLU)	72
7.3.1.2	Pareti esterne	72
7.3.1.2.1	Analisi dei carichi	72
7.3.1.2.2	Combinazioni di carico	73



7.3.1.2.3	Verifiche agli stati limite ultimi.....	73
7.3.1.2.3.1	Verifiche a flessione (SLU)	81
7.3.1.2.3.2	Verifiche a taglio (SLU).....	82
7.3.2	Verifiche in fase definitiva (in assenza di urto)	83
7.3.2.1	Analisi dei carichi	83
7.3.2.1.1	Spinta del rinfianco.....	83
7.3.2.1.2	Peso del rinterro.....	83
7.3.2.1.3	Carico di banchina	83
7.3.2.1.4	Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo	84
7.3.2.1.5	Tiro alla bitta	84
7.3.2.1.6	Spinta del riempimento	84
7.3.2.1.7	Incremento di spinta del riempimento dovuto al sisma	84
7.3.2.1.8	Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma	85
7.3.2.1.9	Spinta idrodinamica indotta dal sisma	85
7.3.2.2	Combinazioni dei carichi	86
7.3.2.3	Modello di calcolo	87
7.3.2.4	Verifiche allo SLU	104
7.3.2.4.1	Verifiche delle pareti.....	116
7.3.2.4.1.1	Verifiche a flessione (SLU)	116
7.3.2.4.1.2	Verifiche a taglio (SLU).....	116
7.3.2.4.2	Verifiche agli stati limite di esercizio	117
7.3.2.4.2.1	Verifiche delle tensioni di esercizio ed a fessurazione (SLE).....	117
7.3.2.4.3	Verifiche della sovrastruttura.....	119
7.3.2.4.3.1	Verifiche a flessione (SLU)	120
7.3.2.4.3.2	Verifiche a taglio (SLU).....	120
7.3.2.4.4	Verifiche agli stati limite di esercizio	121
7.3.2.4.4.1	Verifiche delle tensioni di esercizio ed a fessurazione (SLE).....	121
7.3.3	Verifiche nella condizione eccezionale di urto.....	123
7.3.3.1	Analisi dei carichi	123
7.3.3.1.1	Urto	123
7.3.3.2	Combinazioni dei carichi	124



7.3.3.3	Modello di calcolo	124
7.3.3.4	Verifiche allo SLU – combinazione eccezionale con urto	126
7.3.3.4.1	Parete lato mare	131
7.3.3.4.1.1	Verifiche a flessione (SLU)	131
7.3.3.4.1.2	Verifiche a taglio (SLU)	131
7.3.3.4.2	Parete lato terra	132
7.3.3.4.2.1	Verifiche a flessione (SLU)	132
7.3.3.4.2.2	Verifiche a taglio (SLU)	132
7.3.3.4.3	Pareti trasversali e setti	133
7.3.3.4.3.1	Verifiche a flessione (SLU)	133
7.3.3.4.3.2	Verifiche a taglio (SLU)	133
7.3.3.5	Verifica barre di collegamento cassone-sovrastuttura	134
7.3.4	Cassoncini del molo	134
7.3.4.1	Urto	134
7.3.4.2	Verifica barre di collegamento cassone-sovrastuttura	135
7.4	Verifica delle predalle	135
7.4.1	Determinazione delle sollecitazioni in fase di sollevamento	135
7.4.1	Determinazione delle sollecitazioni in fase di getto della sovrastuttura	141
7.4.2	Verifiche a flessione della predalla	150
7.4.3	Verifiche a taglio della predalla	151
7.4.4	Verifica dei golfari	152
7.5	Verifica ancoraggio delle bitte	152
7.5.1	Bitta da 100 t	152
7.5.1.1	SLU	152
7.5.1.2	SLE	153
7.5.1.3	Armatura locale di rinforzo	153
7.5.1.3.1	SLU	153
7.5.1.3.2	SLE	153
7.5.2	Bitte da 50 t	154
7.5.2.1	SLU	154
7.5.2.2	SLE	154



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

7.5.2.3	Armatura locale di rinforzo	154
7.5.2.3.1	SLU.....	155
7.5.2.3.2	SLE.....	155
8	VERIFICA DEL BLOCCO DI ANCORAGGIO DELLA BITTA A TERGO DELLA PARATIA	156
8.1	Verifica dei pali	156
8.2	Armatura di ancoraggio della bitta.....	157
8.2.1	SLU	157
8.2.2	SLE.....	158
8.2.3	Armatura rinforzo	158
8.2.3.1	SLU.....	158
8.2.3.2	SLE.....	158
9	SOFTWARE DI CALCOLO.....	159
9.1	METODO DI CALCOLO.....	159
9.2	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	159
9.3	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO SULLA LORO ACCETTABILITÀ.....	160



1 PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli e le verifiche strutturali dei Cassoni cellulari del banchinamento alla radice della nuova Diga Foranea di Favignana.

Il Progetto Esecutivo prevede la realizzazione della Nuova Diga Foranea, orientata in direzione sud-est/nord-ovest, costituita da n°15 cassoni cellulari in c.a. Per quanto riguarda le dimensioni geometriche, i cassoni cellulari si diversificano in due tratti:

- Primo Tratto: n°11 cassoni tipo G, di dimensioni ridotte, imbasati a $-6,00$ m s.l.m.m;
- Secondo Tratto: n°4 cassoni, tipo A, B e C, di dimensioni maggiori, imbasati a $-8,80$ m s.l.m.m (tipo A) e a $-12,00$ m s.l.m.m. (tipo B e tipo C).

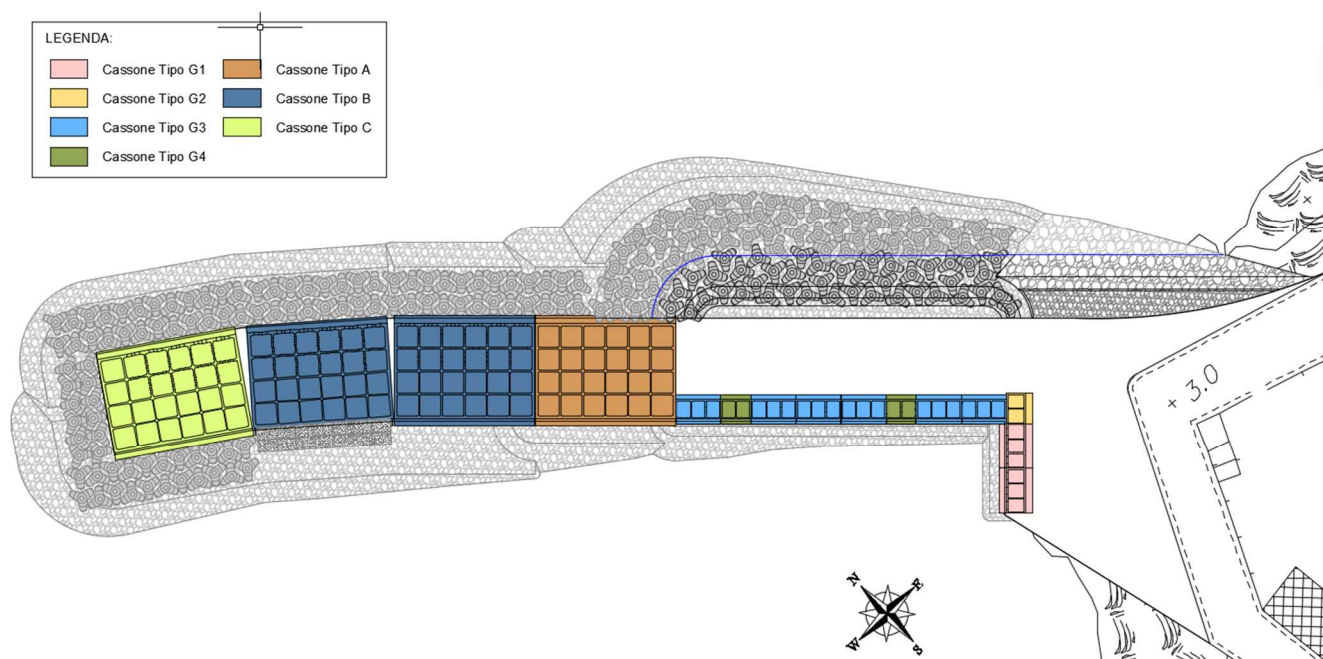


Figura 1 - Planimetria d'imbasamento dei cassoni

Il banchinamento alla radice della Nuova Diga Foranea è costituito da n°11 cassoncini tipo G a pianta rettangolare imbasati tutti a quota $-6,00$ m s.l.m.m.. I cassoncini di tipo G si suddividono in 4 tipologie differenti, G1, G2, G3 e G4; G1 e G3 sono cassoni a tre celle antiriflettenti con dimensione pari a $9,40 \times 4,00 \times 6,00$ m (escluso il solettone di base) mentre G2 e G4 sono cassoni a 2 celle e presentano dimensione pari a $6,35 \times 4,00 \times 6,00$ m (escluso il solettone di base). Tutti i cassoni G hanno celle interne di uguali dimensioni ($2,80 \times 3,40$ m).

Le pareti esterne longitudinali, lato porto e lato piazzale hanno spessore di $0,30$ m, mentre le pareti trasversali ed i setti hanno spessore di $0,25$ m.

Con riferimento ai cassoni G1, G3 e G4, nella parete longitudinale lato porto, in ciascuna cella, è presente un foro rettangolare ($2,00 \times 1,50$ m), mentre su ciascun setto trasversale è presente n°1 foro rettangolare ($1,70 \times 0,90$ m).

Il solettone di fondazione ha spessore pari a $0,50$ m.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

I cassoni G1 e G2 si trovano alla radice del molo, in corrispondenza del poggia portellone. La fondazione ha mensole di lunghezza pari a 1,50 m. I cassoni G3 e G4 sono disposti lungo il molo ed hanno mensole di fondazione pari a 1,00 m.

Le celle dei cassoni G1, G3 e G4, saranno parzialmente riempite con calcestruzzosino a quota -2,00 m s.l.m.m., mentre per quelle del cassone G2 il riempimento in cls è previsto per l'intera altezza.

La quota di posa prevista è pari a -6,00 m s.l.m.m.. Il cassone emerge di 0,50 m rispetto al l.m.m.. Al di sopra di questo si sviluppa il solaio di copertura, necessario per la navigabilità del cassone, costituito da dalle prefabbricate e getto di completamento, di spessore pari a 0,15 m, e la sovrastruttura in c.a.. La quota banchina sul ciglio è pari a +2,50 m s.l.m..

E' prevista l'installazione di bitte da 50 t sui cassoni a n°3 celle (G1 e G3).

Tutti i tipi di cassoni G sono imbasati su uno scanno in pietrame dello spessore pari a 0,50 m. Lato piazzale, a tergo del cassone, è previsto un rinfiacco in pietrame (5÷50 kg) con pendenza della scarpa pari a 1/1 e quota della berma +0,50 m s.l.m.m.

Tutte le verifiche sono effettuate per i cassoni a 3 celle, in quanto sono quelli che, per effetto della presenza delle bitte, sono soggetti alle maggiori sollecitazioni.

Per i cassoni della radice sono state effettuate tutte le verifiche, in quanto soggetti ad un sovraccarico doppio rispetto a quelli del molo; per questi ultimi sono state effettuate esclusivamente la verifica del solettone di fondazione e quella dei ferri di cucitura per effetto dell'urto.

Le verifiche sono state eseguite secondo quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" ed alla normativa riportata nel par. 2.

Le strutture sono state calcolate come "non dissipative", e pertanto non sono soggette al rispetto delle prescrizioni del cap.7 delle NTC 2018.

Di seguito le carpenterie dei cassoni tipo G1, G2, G3 e G4. Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici.



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SEZIONE A-A

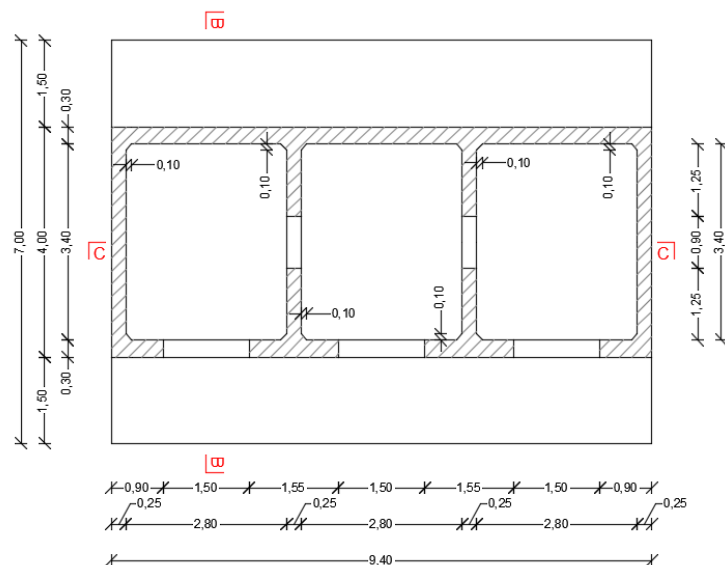


Figura 2 – Cassone tipo G1: carpenteria –
Sezione orizzontale A-A

SEZIONE B-B

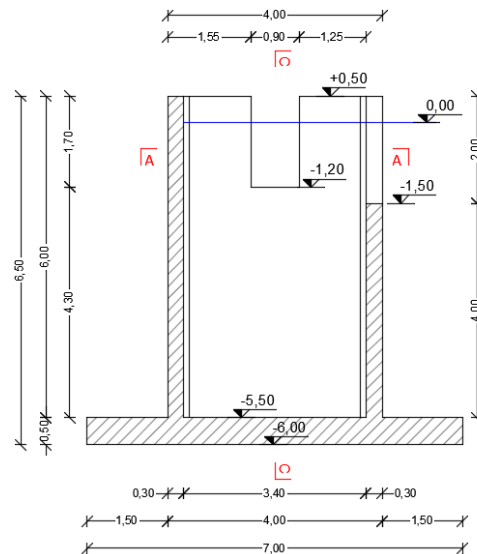


Figura 3 – Cassone tipo G1:
carpenteria – Sezione verticale B-B

SEZIONE C-C

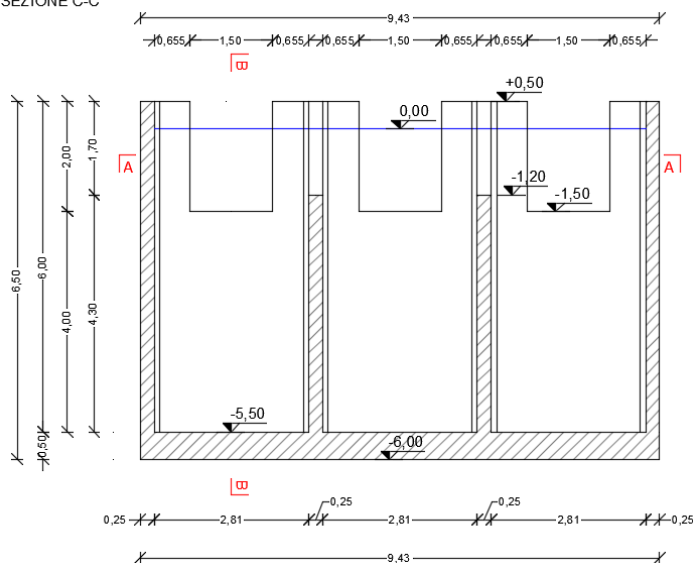


Figura 4 – Cassone tipo G1: carpenteria – Sezione verticale C-C

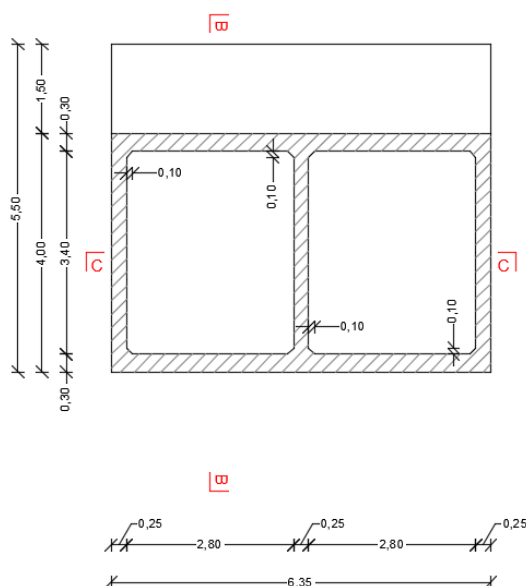


**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

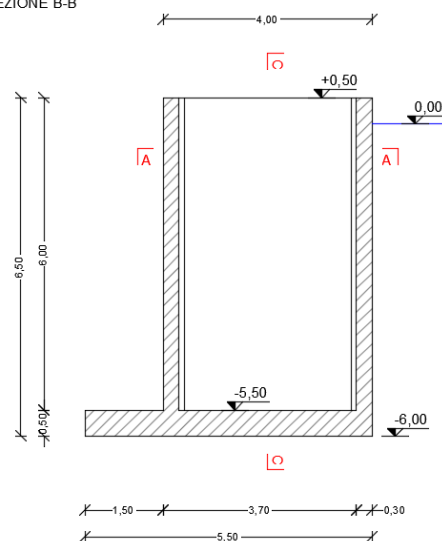
- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SEZIONE A-A



*Figura 5 – Cassone tipo G2: carpenteria –
Sezione orizzontale A-A*

SEZIONE B-B



*Figura 6 – Cassone tipo G2:
carpenteria – Sezione verticale B-B*

SEZIONE C-C

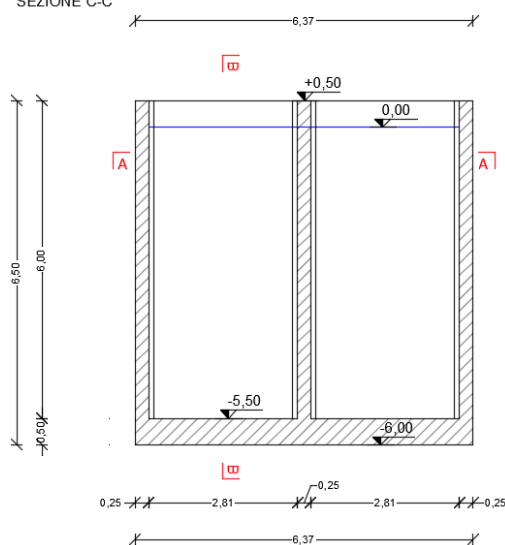


Figura 7 – Cassone tipo G2: carpenteria – Sezione verticale C-C



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SEZIONE A-A

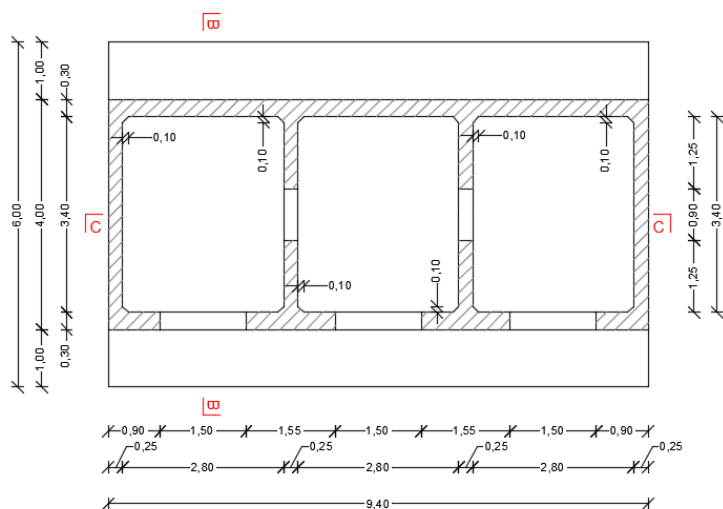


Figura 8 – Cassone tipo G3: carpenteria –
Sezione orizzontale A-A

SEZIONE B-B

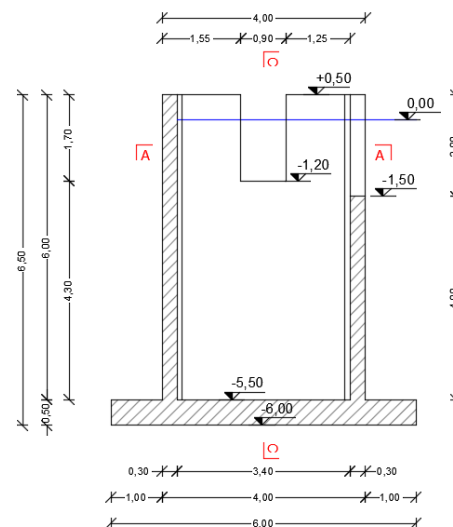


Figura 9 – Cassone tipo G3:
carpenteria –Sezione verticale B-B

SEZIONE C-C

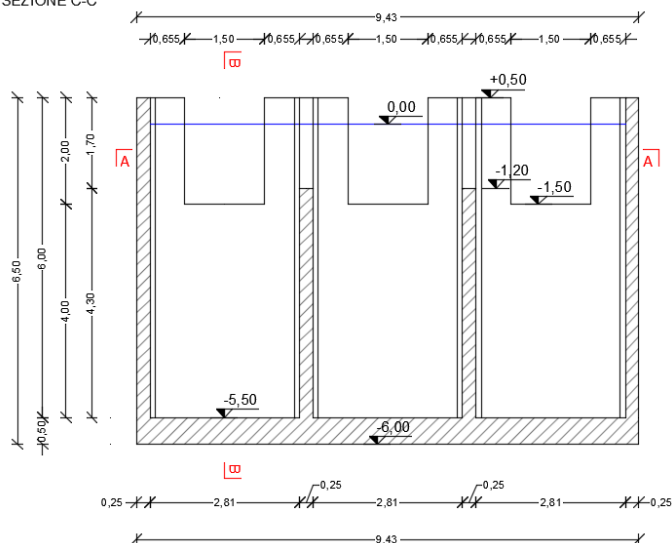


Figura 10 – Cassone tipo G3: carpenteria – Sezione verticale C-C



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SEZIONE A-A

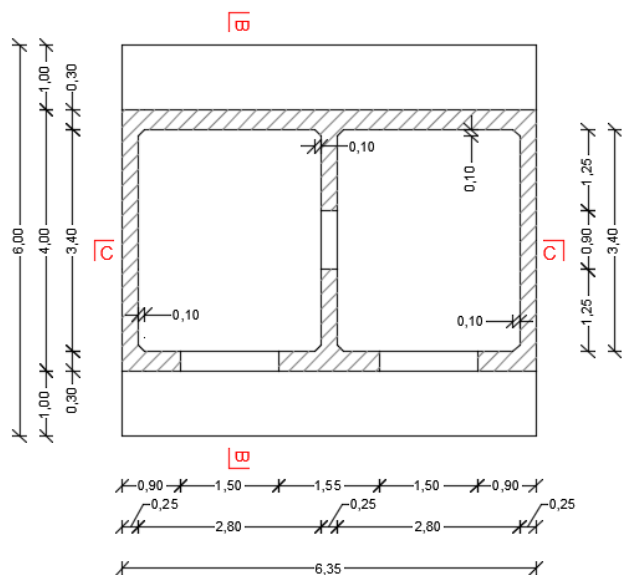


Figura 11 – Cassone tipo G4: carpenteria –
Sezione orizzontale A-A

SEZIONE B-B

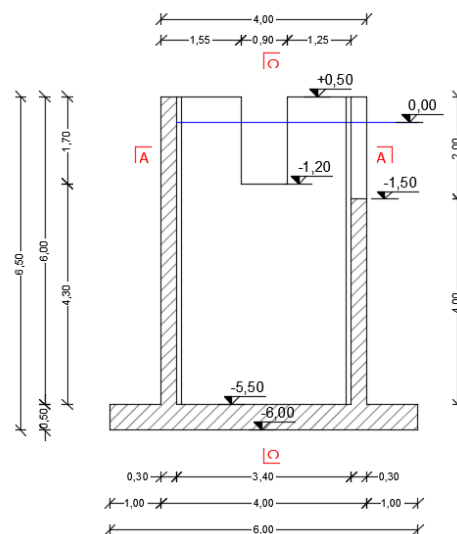


Figura 12 – Cassone tipo G4:
carpenteria –Sezione verticale B-B

SEZIONE C-C

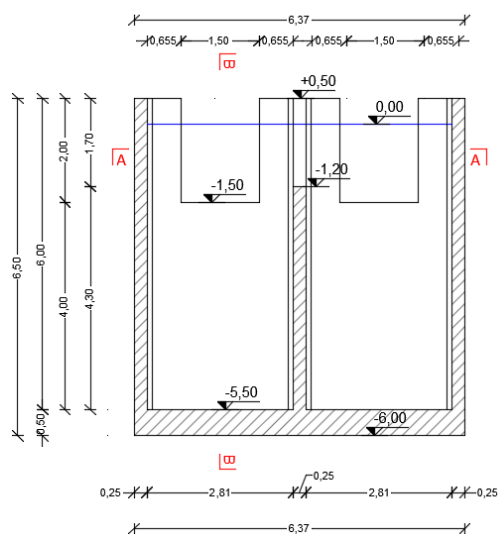


Figura 13 – Cassone tipo G4: carpenteria – Sezione verticale C-C



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Azioni, criteri di calcolo e verifica delle costruzioni

- *Circolare 21 gennaio 2019 n°7/C.S.LL.PP.*
- *D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche sulle costruzioni*
- *Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Serv. Tecn. Centrale, 02/2008 - Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.*
- *UNI EN 1998-5 DEL 01/01/2005 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*
- *O.P. Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e succ. agg. - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*
- *Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Serv. Tecn. Centrale, 12/1996- Linee guida sul calcestruzzo strutturale*
- *Circolare Min. LL.PP. n. 11951 14/02/1974 -Istruzioni per l'applicazione delle "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."*
- *Legge del 02/02/1974, n°74 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*
- *Legge del 05/11/1971, n° 1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*

Si è inoltre fatto riferimento a:

- "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI);

2.2 Elaborati tecnici

- CNR 10024 n° 160 del 06/10/1986 - Analisi delle strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- UNI 936 Settembre 1986 Disegni tecnici – Formati e disposizioni degli elementi grafici dei fogli da disegno.
- UNI 938 Settembre 1981 Disegni tecnici – Piegatura dei fogli.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

3 BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- Technical standards for port and harbour facilities in Japan – OCDI 1991;



4 MATERIALI

4.1 Caratteristiche meccaniche

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle opere strutturali sono sinteticamente riportate di seguito.

4.2 Calcestruzzo classe di resistenza C35/45 (Rck 45)

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:

- $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 37,35 \text{ MPa}$
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45,35 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,17 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

- $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 3,35 \text{ MPa}$
- $f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,35 \text{ MPa}$
- $f_{ctm} = 1,2 \times f_{ctm} = 4,02 \text{ MPa}$
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,56 \text{ MPa}$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

- $f_{bk} = 2,25 \times \eta \times f_{ctk} = 5,29 \text{ MPa}$
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3,53 \text{ MPa}$

Modulo di elasticità, coeff. di Poisson, coeff. dilatazione termica

- $E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} = 34625 \text{ MPa}$
- $\nu_{cls} = 0$
- $\nu_{cls} \text{ non fess.} = 0,2$
- $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

- $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 22,41 \text{ MPa}$ per combinazione caratteristica
- $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 16,81 \text{ MPa}$ per combinazione quasi permanente

Pesi di volume

- $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/m}^3$ calcestruzzo armato
- $\gamma_{cls} = 24,00 \text{ kN/m}^3$ calcestruzzo non armato

Altre caratteristiche cemento armato

- Classe di esposizione XS3
- Rapporto A/C >0,45
- Diametro massimo inerte 32 mm (25 mm per solette)
- Copriferro solettone 5 cm
- Copriferro pareti esterne 5 cm
- Copriferro pareti interne 5 cm
- Copriferro sovrastruttura 5 cm
- Copriferro solette 2,5 cm



4.3 Acciaio per cemento armato B450C

Valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura

- $f_{ynom} = 450 \text{ MPa}$
- $f_{knom} = 540 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo dell'acciaio

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$

Tensione massima dell'acciaio nelle condizioni di esercizio

- $\sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ per combinazione caratteristica

Valore massimo di apertura delle fessure

- $w_1 = 0,20 \text{ mm}$ per condizioni ambientali molto aggressive (classe di esposizione XS3)

4.4 Pesì propri

4.4.1 Calcestruzzo strutturale e non strutturale

Per il calcestruzzo dei cassoni e della sovrastruttura sono stati assunti i seguenti pesi per unità di volume:

- Peso per unità di volume asciutto: $\gamma_{c.a.} = 25,00 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume acqua di mare: $\gamma_w = 10,10 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume immerso: $\gamma'_{c.a.} = 14,90 \text{ kN/m}^3$

Per il calcestruzzo utilizzato per il riempimento delle celle sono stati assunti i seguenti pesi per unità di volume:

- Peso per unità di volume asciutto: $\gamma_c = 24,00 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume immerso: $\gamma'_c = 13,90 \text{ kN/m}^3$

4.4.2 Scanno d'imbasamento e rinfianco

Le caratteristiche geo-meccaniche del pietrame impiegato per lo scanno d'imbasamento dei cassoni ed il rinfianco del cassone n°1 (muro di sponda) sono le seguenti:

- Peso per unità di volume asciutto: $\gamma_d = 17,50 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume saturo: $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume immerso: $\gamma' = 10,40 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di resistenza a taglio: $\varphi' = 40^\circ$
- Coesione intercetta: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$



5 CRITERI GENERALI DI VERIFICA

5.1 Verifiche di sicurezza delle opere

Le opere strutturali devono essere verificate:

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

Nel caso in esame, di strutture costituite da cassoni cellulari di c.a., le verifiche agli stati limite ultimi hanno riguardato:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**
- lo stato limite di resistenza degli elementi strutturali: **STR**

Nel presente documento sono riportate le verifiche dei soli stati limite ultimi di tipo strutturale (STR), rimandando alle specifiche relazioni tecniche per le verifiche di stabilità alla traslazione e al ribaltamento e di stabilità al galleggiamento.

Tenuto conto del processo costruttivo, le opere sono state analizzate, oltre che nella fase finale di esercizio (opera finita), anche nelle fasi costruttive intermedie provvisorie, e precisamente:

1. nella fase di galleggiamento;
2. nella fase di affondamento.

Le verifiche per queste situazioni transitorie sono state condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi (par. 4.1.3 del DM/18).

In definitiva, le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi di tipo strutturale dei cassoni cellulari hanno riguardato:

- lo stato limite ultimo non sismico per situazioni transitorie (fasi costruttive): **STR-PROV**
- lo stato limite ultimo non sismico nella fase definitiva (opera finita): **STR**
- lo stato limite ultimo sismico di salvaguardia della vita nella fase definitiva: **SLV**
- lo stato limite ultimo relativo alle combinazioni di azioni eccezionali: **ECC**

Nel seguito le verifiche di resistenza STR-PROV, per brevità, vengono indicate come PROV.

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) effettuate si distinguono:

- verifiche di fessurazione ad opera finita in assenza di sisma,
- verifiche delle tensioni di esercizio ad opera finita in assenza di sisma.



5.2 Combinazioni delle azioni

Sulla base delle indicazioni di cui al par. 2.5.1.3 del DM/18, le azioni considerate ai fini della progettazione delle opere marittime in esame possono essere assegnate alle seguenti famiglie di carico:

- G_1 = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
- forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).
- G_2 = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q = carichi variabili;
- E = carichi sismici: azioni derivanti dai terremoti.

Ai fini delle verifiche degli stati limite strutturali precedentemente definiti, sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni di progetto, esplicitate nei successivi paragrafi di verifica per ciascuna tipologia di cassone:

- combinazioni per le verifiche di resistenza negli elementi strutturali

- Combinazione fondamentale (SLU-STR): $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \dots$
- Combinazione sismica (SLV-STR): $E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale (ECC-STR): $E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$

- combinazioni per verifiche di fessurazione e delle tensioni nei materiali

- Combinazione caratteristica o rara (SLE-RARA): $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$
per verifiche delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio
- Combinazione frequente (SLE-FREQ): $G_1 + G_2 + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$
per verifiche allo stato limite di apertura delle fessure
- Combinazione quasi permanente (SLE-QP): $G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$
per verifiche delle tensioni di compressione nel calcestruzzo ed allo stato limite di apertura delle fessure

dove:

- Q_{k1} = azione variabile dominante;
- Q_{kj} = azioni variabili concomitanti con quella dominante;
- γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili;
- γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2} = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- $\Psi_{0j}, \Psi_{1j}, \Psi_{2j}$ = coefficienti di combinazione delle azioni.

Nelle espressioni sopra riportate il simbolo + sta per *combinato con*.



5.2.1 Coefficienti parziali di combinazione

In generale, nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali, impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali rispettivamente per le azioni o per l'effetto delle azioni (γ_F), per i parametri geotecnici del terreno (γ_M) e per le resistenze (γ_R).

Il primo approccio progettuale (Approccio 1) prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale, mentre la seconda è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Nel secondo approccio (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi di tipo strutturale (SLU-STR), riportate nel seguito, sono state eseguite facendo riferimento alla Combinazione 1 dell'Approccio 1, ovvero secondo la combinazione dei coefficienti A1+M1+R1 (vedi Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II e Tab. 6.5.I del DM 18).

Il peso delle azioni variabili, che possono agire contemporaneamente a quella dominante, interviene nella definizione delle combinazioni delle azioni attraverso i coefficienti di combinazione di cui alla Tab. 2.5.I del D.M. 17/01/2018.



6 AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO

Di seguito vengono illustrate le azioni sulla struttura. La determinazione delle stesse è riportata nella relazione tecnica di verifica della stabilità dei cassoni cellulari a cui si rimanda.

Nella *Tabella 1* sono riportati i coefficienti di combinazione delle azioni.

	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Sovraccarico di banchina	0,70	0,50	0,30
Moto ondoso	0,60	0,20	0,00
Tiro alla bitta	0,60	0,20	0,00

Tabella 1 – Coefficienti parziali di combinazione delle azioni

6.1 Carico di banchina

Il sovraccarico di banchina di progetto è pari a 40 kN/m² per i cassoni alla radice, mentre è pari a 20 kN/m² per i cassoni del molo.

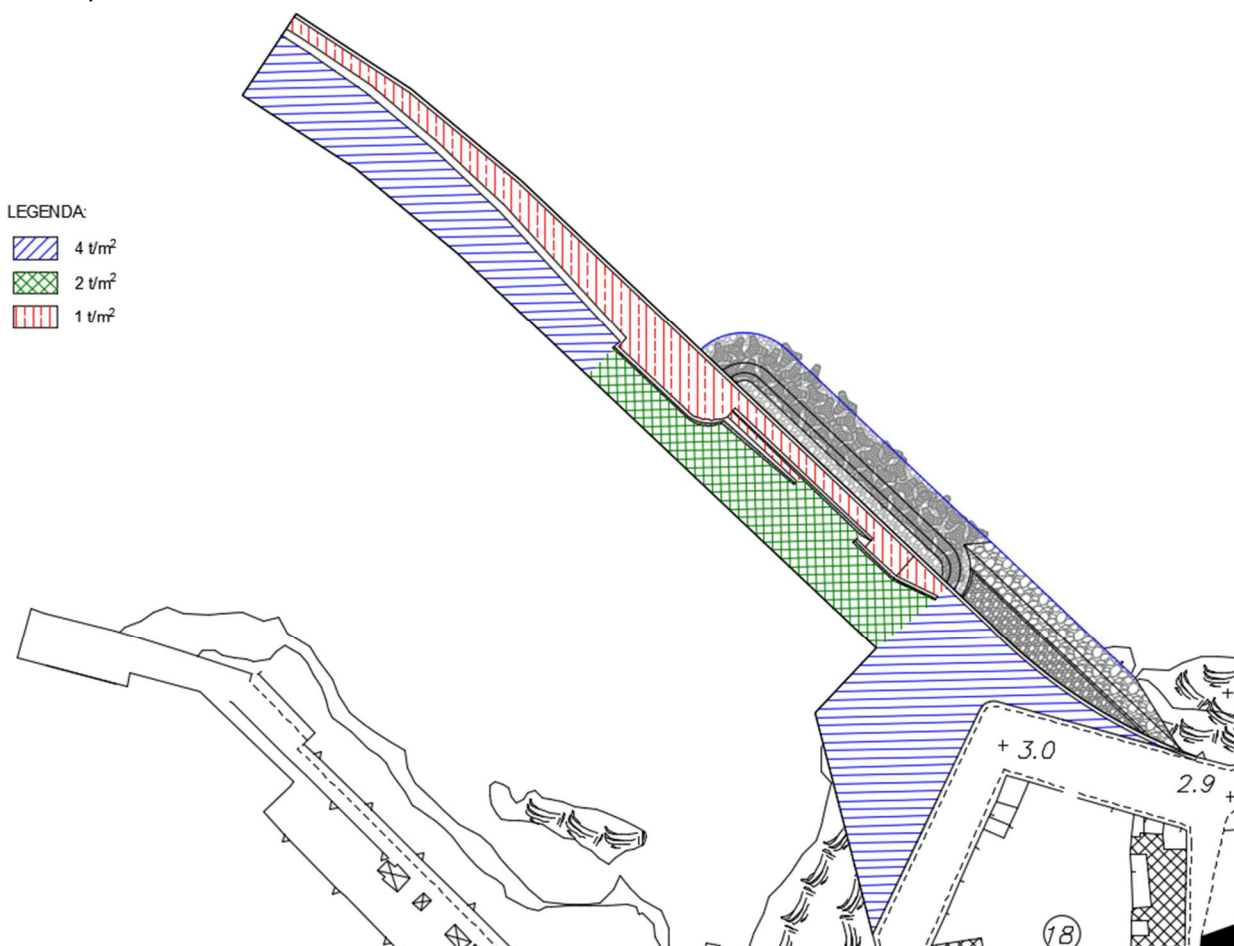


Figura 1 - Planimetria con indicazione dei sovraccarichi di progetto

6.2 Moto ondoso

Sono state definite due differenti condizioni di moto ondoso:

- condizione di cavo con altezza d'onda significativa H_s pari a 2,50 m;
- condizione di cavo con altezza d'onda significativa H_s pari a 1,50 m.

Il livello idrico di riferimento è stato considerato corrispondente al livello medio mare (l.m.m.).

Di seguito vengono illustrate le trattazioni analitiche adottate per il calcolo delle azioni del moto ondoso.

6.3 Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo

La spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo è costituita da una componente orizzontale E_O e da una componente verticale E_{SS} . Le forze E_O e E_{SS} sono state determinate integrando lungo il paramento verticale le pressioni calcolate con la teoria di Sainflou riportata nelle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime del CSLLPP".

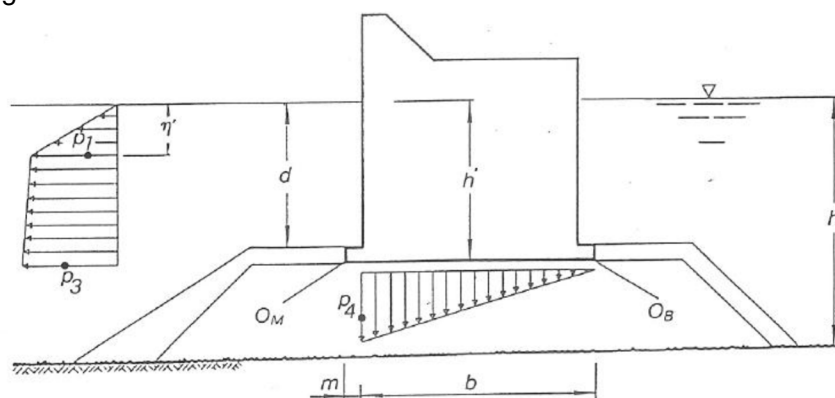


Figura 14 - Grafico delle pressioni indotte dal moto ondoso in fase di cavo secondo la teoria di Sainflou

Le equazioni delle pressioni secondo la teoria di Sainflou vengono di seguito riportate:

$$p_1 = \gamma \eta'$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} \right) - p_1 \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} \right)$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

$$\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

dove:



- $H = H_1/100 = 1,67 H_s$ altezza d'onda;
- p_1 = pressione a quota η' ;
- p_3 = pressione alla base del cassone;
- p_4 = sovrappressione sul solettone;
- h' = profondità al piede;
- γ = densità dell'acqua marina;
- L = lunghezza d'onda.

Nella *Tabella 2* e nella *Tabella 3* sono riportate le pressioni determinate per $H_s=2,50$ m e $H_s=1,50$ m. A vantaggio di sicurezza i calcoli sono stati eseguiti assumendo un angolo di incidenza delle onde β pari a 0° .

η'	p_1	p_3	p_4
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
2.53	25.53	42.17	33.13

Tabella 2 – Diga a parete verticale: pressioni per Cavo d'Onda ($H_s=2,50$ m)

η'	p_1	p_3	p_4
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1.91	19.31	24.50	19.25

Tabella 3 – Diga a parete verticale: pressioni per Cavo d'Onda ($H_s=1,50$ m)

6.4 Spinta del terreno di rinfiaccio in condizioni statiche

La spinta del terreno in condizioni statiche ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono stati calcolati in base alle seguenti espressioni:

$$S_T = \frac{1}{2} k_a \gamma_d H_d^2 + k_a \gamma_d H_d H_s + \frac{1}{2} k_a \gamma' H_s^2$$
$$M_{Tr} = \frac{1}{2} k_a \gamma_d H_d^2 \times \left(H_s + \frac{H_d}{3} \right) + k_a \gamma_d H_d H_s \times \frac{H_s}{2} + \frac{1}{2} k_a \gamma' H_s^2 \times \frac{H_s}{3}$$

dove:

- k_a è il coefficiente di spinta attiva;;
- γ_d è il peso per unità di volume asciutto del terreno;
- γ' è il peso per unità di volume immerso del terreno;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del l.m.m.);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del l.m.m.).

L'angolo di resistenza a taglio dell'interfaccia muro-rinfiaccio δ' è stato assunto pari a:

$$\delta' = \frac{2}{3} \varphi'$$



La spinta del terreno in condizioni statiche indotta dalla presenza del sovraccarico accidentale sul terrapieno alle spalle del muro di banchina ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono stati calcolati in base alle seguenti espressioni:

$$S_Q = k_a Q (H_d + H_s)$$
$$M_{Qr} = k_a Q (H_d + H_s) \times \frac{(H_d + H_s)}{2}$$

dove:

- k_a è il coefficiente di spinta attiva
- Q è il sovraccarico accidentale sul terrapieno alle spalle della banchina;
- γ è il peso per unità di volume immerso del terreno;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del l.m.m.);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del l.m.m.).

6.5 Tiro alla bitta

La bitta ha un tiro di progetto pari a 500 kN.

6.6 Urti e forze di accosto trasmesse attraverso il parabordo

Sono stati considerati due casi:

- azione eccezionale dovuta all'impatto causato da imbarcazioni fuori controllo,
- azione variabile dovuta alle operazioni di accosto delle navi.

L'azione eccezionale d'impatto per imbarcazione fuori controllo è stata considerata per le verifiche di resistenza riportate nel presente documento.

L'azione d'urto dovuta alle operazioni di accosto delle navi è invece stata trascurata perché trascurabile rispetto alle altre azioni.

6.7 Urto da nave fuori controllo

Il criterio utilizzato per il calcolo dell'azione dell'urto è quello proposto dall'Eurocodice 1 (UNI EN 1991-1-7).

Nelle verifiche si possono considerare agenti, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione del moto dell'imbarcazione, con:

$$F_{d,y} = 0,50 F_{d,x}$$

L'azione tangenziale dovuta all'attrito, F_R , agente simultaneamente alla forza $F_{d,y}$, vale:

$$F_R = 0,40 F_{d,y}$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti per imbarcazioni marittime possono essere dedotte dalla Tab.C4.



Classe imbarcazione	Lunghezza [m]	Massa a pieno carico [t]	Forza F_{dx} [kN]
Piccola	50	3.000	30.000
Media	100	10.000	80.000
Grande	200	40.000	240.000
Molto grande	300	100.000	460.000

Tabella 4 – Forze statiche equivalenti agli urti di imbarcazioni (Tabella C4 della EN 1991-1-7)

Nei porti le forze di collisione possono essere ridotte del 50 %.

Per ciascuna direzione considerata viene applicato un fattore di amplificazione dinamica, pari a 1,3 per impatto frontale e 1,7 per impatto laterale, ed un fattore di riduzione, che per impatto laterale o a poppa vale 0.3.

Il punto di impatto dipende dalla geometria della struttura e dalle dimensioni dell'imbarcazione.

Detta L la lunghezza della imbarcazione, il punto di impatto più sfavorevole può essere preso nell'intervallo compreso fra $0,05 L$ sotto e $0,05 L$ sopra il livello dell'acqua assunto in sede di progetto.

L'area di impatto è di $0,05 L$ in verticale per $0,1 L$ in orizzontale, a meno che l'elemento strutturale non sia più piccolo.

La nave di progetto definita nel Progetto Definitivo ha lunghezza fuori tutto pari a 100 m, larghezza di 15 m ed immersione di 5 m. Assumendo una corrispondente massa a pieno carico pari a 10.000 t, sono stati determinati i valori dell'azione eccezionale di urto relativa alla nave di progetto, per impatto frontale alla radice e per impatto laterale, lungo il molo (Tabella 5).

Lunghezza nave di progetto	L	100	m
Fattore di riduzione ambito portuale		0.5	
Forza in direzione longitudinale (Tab. C.4 EN 1991-1-7)	F_{dx}	80000	kN
Fattore di amplificazione dinamica - impatto frontale		1.3	
Fattore di riduzione per impatto a poppa		0.3	
Azione longitudinale di calcolo	$F_{dx,d}$	15600	kN
Forza in direzione trasversale (Tab. C.4 EN 1991-1-7)	F_{dy}	40000	kN
Fattore di amplificazione dinamica - impatto laterale		1.7	
Fattore di riduzione per impatto laterale		0.3	
Azione trasversale di calcolo	$F_{dy,d}$	10200	kN

Tabella 5 – Urto eccezionale della nave di progetto

6.8 Sisma

Il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale e verticale (k_h e k_v) è stato condotto secondo quanto riportato dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

In particolare i cassoni sono stati verificati allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) a cui è associata una probabilità di superamento PVR pari al 10%, considerando una Vita Nominale dell'opera pari a 50 anni ed una Classe d'Uso II. I valori dell'accelerazione sismica a_g e dello spettro F_0 sono riportati nella Tabella 6.



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.019	1.500	2.610	0.481	0.146	0.437	1.674
SLD	0.024	1.500	2.670	0.553	0.156	0.469	1.694
SLV	0.050	1.500	2.880	0.869	0.170	0.510	1.800
SLC	0.060	1.500	2.980	0.988	0.180	0.539	1.841

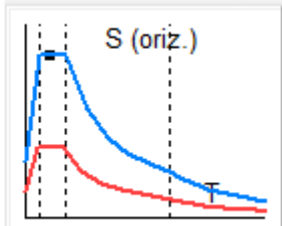


Tabella 6- Parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale associati a ciascun Stato Limite

Nella Tabella 7 è riportata la descrizione delle categorie del sottosuolo previste dal D.M. 17 Gennaio 2018.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 7 - Categorie di sottosuolo previste dal D.M. 17 Gennaio 2018

Sulla base dei risultati delle campagne di indagini eseguite, la Categoria del Sottosuolo è la B. A vantaggio di sicurezza, per le verifiche viene assunta la Categoria di Sottosuolo C. Applicando le espressioni riportate nella Tabella 8, è possibile calcolare il Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica S_s .



Tab. 3.2.IV - Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 8 - Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s previste dal D.M. 17 Gennaio 2018

Come è possibile osservare in Tabella 9 ed in Tabella 10, alle condizioni topografiche del sito (inclinazione media $i < 15^\circ$) corrisponde la categoria T1, per la quale è previsto un coefficiente di amplificazione $S_T = 1$.

Tab. 3.2.III - Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 9 - Categorie topografiche previste dal D.M. 17 Gennaio 2018

Tab. 3.2.V - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 10 - Valori del coefficiente di amplificazione topografica - D.M. 17 Gennaio 2018

Il valore dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito è esplicitabile mediante la seguente espressione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica.



Pertanto, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono dati dalle seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- $\beta_m = 0,38$ è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Nella tabella seguente vengono riportati i parametri sismici di SLV previsti dal D.M: 17/01/2018 per i cassoni in oggetto.

Vita Nominale	$V_N =$	anni	50
Classe d'Uso	$C_U =$	-	1.00
Periodo di Riferimento Sisma	$V_R =$	anni	50
Probabilità di Superamento	$P_{VR} =$	-	0.1
Tempo di Ritorno	$T_R =$	anni	475
Accelerazione sismica al bed rock	$a_g/g =$	[-]	0.050
Parametro Spettro	$F_0 =$	-	2.880
Categoria Terreno		-	C
Coeff. Di Amplificazione Stratigrafica	$S_S =$	[-]	1.50
Coeff. Di Amplificazione Topografica	$S_T =$	[-]	1.00
Accelerazione orizzontale max	$a_{max} =$	[g]	0.075
Riduzione accelerazione max	$\beta_m =$	[-]	0.38
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h =$	[-]	0.029
Coefficiente sismico verticale	$k_v =$	[-]	0.014

Tabella 11 - Parametri del D.M. del 17/01/2018 relativi ai cassoni

6.8.1 Spinta del terreno in condizioni sismiche

La spinta del terreno in condizioni sismiche ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$E_d = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_{AD} \gamma_d H_d^2 + (1 \pm k_v) K_{AS} \gamma_d H_d H_s + \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_{AS} \gamma' H_s^2$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_{AD} \gamma_d H_d^2 \times \left(H_s + \frac{H_d}{3} \right) + (1 \pm k_v) K_{AS} \gamma_d H_d H_s \times \frac{H_s}{2} + \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_{AS} \gamma' H_s^2 \times \frac{H_s}{3}$$

dove:

- K_v è il coefficiente sismico verticale previsto dal D.M.17/01/18;
- K_{AD} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sopra del livello marino (teoria di Monobe-Okabe);
- K_{AS} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sotto del livello marino (teoria di Monobe-Okabe);



- γ_d è il peso per unità di volume asciutto del terreno;
- γ è il peso per unità di volume immerso del terreno;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del livello marino);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del livello marino);
- Il coefficiente di spinta del terreno è valutato nei due casi di terreno al di sopra ed al di sotto del livello marino con l'espressione di Mononobe-Okabe:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- $\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;$
- $\gamma_{\phi'}$ coefficiente di resistenza geotecnica;
- ψ è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte;
- β è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;
- $\delta_d = 0$ valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro;
- θ è l'angolo definito nell'espressione riportata di seguito:

sotto falda:

$$\theta = \arctan \left[\frac{\gamma_d \cdot k_h}{\gamma' (1 \pm k_v)} \right]$$

sopra falda:

$$\theta = \arctan \left[\frac{k_h}{(1 \pm k_v)} \right]$$

con k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale.

6.8.2 Spinta del terreno in condizioni sismiche indotta dal carico di banchina

La spinta del terreno in condizioni sismiche indotta dal sovraccarico accidentale ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$E_d = (1 \pm k_v) K_{AD} Q H_d + (1 \pm k_v) K_{AS} Q H_s$$
$$M_{Ed} = (1 \pm k_v) K_{AD} Q H_d \times \left(\frac{H_d}{2} + H_s \right) + (1 \pm k_v) K_{AS} Q H_s \times \frac{H_s}{2}$$

dove:

- k_v è il coefficiente sismico verticale;



- K_{AD} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sopra del livello marino (teoria di Mononobe-Okabe);
- K_{AS} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sotto del livello marino (teoria di Mononobe-Okabe);
- γ_d è il peso per unità di volume asciutto del terreno;
- γ è il peso per unità di volume immerso del terreno;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del l.m.m.);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del l.m.m.).

6.8.3 Spinta idrodinamica indotta dal sisma

Sulle pareti esterne del cassone insiste la seguente pressione dell'acqua dovuta ad effetti idrodinamici indotti dal sisma (Westergaard 1931):

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove:

- k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M.17/01/18;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua marina;
- h è il tirante idrico;
- z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine sul l.m.m. .

Pertanto, integrando l'espressione precedente lungo la verticale, la spinta idrodinamica E_{WD} dell'acqua ed il relativo momento sono esplicitabili mediante le seguenti relazioni:

$$E_{WD} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H_s^2$$
$$M_{E_{WD}} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H_s^2 \times \frac{3}{5} H_s$$

dove:

- H_F è l'altezza del tirante idrico (al di sotto del livello marino).

6.8.4 Forze di massa indotte dal sisma

Nella fase sismica, oltre alle forze considerate, la normativa prevede che alle masse del cassone vengano applicate una forza orizzontale ed una verticale (orientata verso l'alto o verso il basso) date dalle seguenti relazioni:

- forza orizzontale: $F_H = k_h \times W$
- forza verticale: $F_V = \pm k_v \times W$

dove:

- W è il peso del singolo elemento della struttura;
- k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale previsti dal D.M. 17/01/18.



7 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALE DEI CASSONI

Nel presente capitolo vengono riportati i calcoli statici e le verifiche di resistenza strutturale dei cassoni cellulari in c.a., della relativa sovrastruttura.

Per ciascun elemento strutturale si riportano il modello di calcolo utilizzato, lo schema dei carichi agenti ed i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi agli elementi finiti.

7.1 Criteri generali di verifica

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali nel corso della vita nominale dei cassoni sono state eseguite agli stati limite ultimi confrontando i valori delle resistenze con quelli di calcolo ottenuti dall'analisi strutturale per le diverse combinazioni di carico analizzate.

In particolare, tali verifiche (SLU-STR) sono state eseguite facendo riferimento alla Combinazione 1 dell'Approccio 1, ovvero secondo la combinazione dei coefficienti A1+M1+R1 (vedi Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II e Tab. 6.5.I del DM 18).

Per semplicità e a favore di sicurezza, ove non specificato esplicitamente nelle tabelle riassuntive, le verifiche sono state effettuate con le sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle combinazioni, e non con i risultati delle singole combinazioni.

Le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) sono state eseguite per le combinazioni di carico relative alle condizioni di vita usuali della struttura, controllando lo stato di apertura delle fessure e le tensioni di esercizio del calcestruzzo e dell'acciaio.

Tenuto conto del processo costruttivo, le opere sono state analizzate, oltre che nella fase finale di esercizio (opera finita in esercizio), anche nelle fasi costruttive intermedie e nelle fasi di esercizio provvisorie. Le verifiche per tali situazioni transitorie sono state condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi (par. 4.1.3 del DM/18). Di seguito verrà adottata la seguente simbologia:

B= larghezza della fascia analizzata (m)

H= altezza della sezione resistente (m)

c= ricoprimento dell'armatura (m)

δ = distanza lembo della sezione - asse ferro (m)

d= altezza utile della sezione (mm)

Δp sup = interasse delle armature superiori (m)

Δp inf = interasse delle armature inferiori (m)

N_{Ed} = valore di calcolo della componente assiale dell'azione (kN)

$N_{Ed} > 0$ se di trazione

M_{Ed} = valore di calcolo della componente flettente dell'azione (kNm)



M_{Rd} = valore di calcolo del momento resistente (kNm)

V_{Ed} = valore di calcolo dello sforzo di taglio agente nella sezione (kN)

V_{Rd} = valore del taglio resistente (kN)

σ_c = tensione di compressione nel calcestruzzo (N/mm^2)

σ_s = tensione di trazione nell'acciaio (N/mm^2)

w = valore di apertura delle fessure (mm)

7.2 Solettone di fondo

7.2.1 Verifiche per situazioni transitorie

Per il solettone di fondo dei cassoni sono state prese in esame le situazioni transitorie relative alla fase di trasporto in galleggiamento ed alla fase di affondamento nel momento in cui il cassone inizia a poggiare sullo scanno di imbasamento.

7.2.1.1 Analisi dei carichi

Durante le fasi transitorie il solettone risulta caricato dal basso verso l'alto dalla sottospinta idrostatica esercitata dall'acqua alla quota di immersione (galleggiamento) o di imbasamento (affondamento), e dall'alto verso il basso dal peso proprio e dal peso dell'acqua interna di zavorra, secondo il seguente schema di carico.

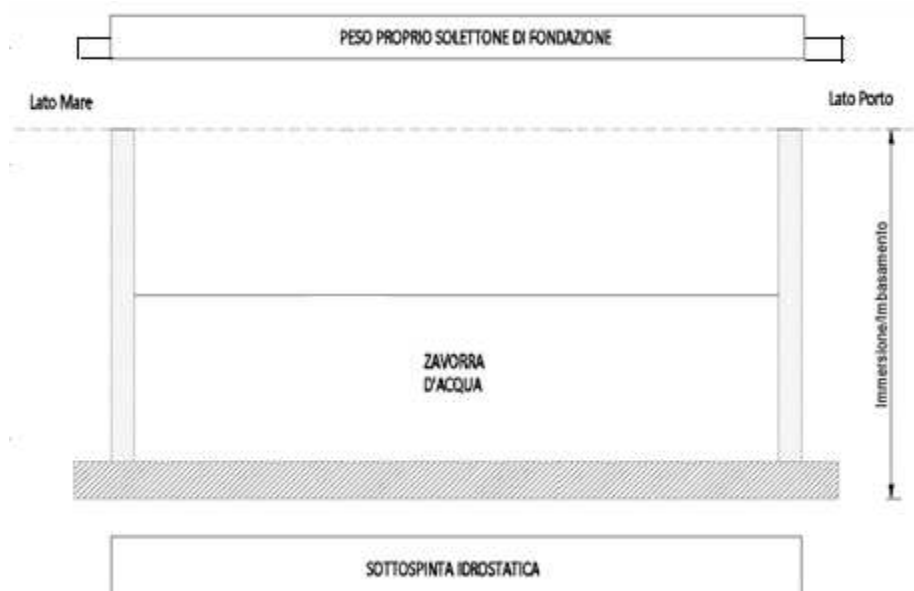


Figura 15 - Solettone di fondazione. Schema di carico – Fase Provvisoria.

In fase di galleggiamento l'immersione del cassone è pari a 5,76 m.



L'altezza minima della zavorra necessaria per l'affondamento del cassone fino alla quota di imbasamento (-6,00 m s.l.m.m.) è pari a 0,32 m.

Pertanto i valori caratteristici delle azioni risultano:

P.P. Solettone di fondo	$g_{1k} = 25,00 \times 0,50 = 12,50 \text{ kPa}$
P.P. alleggerito Mensole di fondazione	$g_{1k} = 14,90 \times 0,50 = 7,45 \text{ kPa}$
Massima pressione idrostatica in fase di galleggiamento	$10,1 \times 5,76 = 58,18 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione idrostatica in fase di affondamento	$10,1 \times 6,00 = 60,60 \text{ kN/m}^2$
Pressione zavorra di affondamento	$10,1 \times 0,32 = 3,23 \text{ kN/m}^2$

7.2.1.2 Combinazioni di carico

Combinazioni allo stato limite ultimo (STR-PROV) per la verifica del raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- PROV - Combinazione n. 1:
 - $\gamma_g \times$ Carichi permanenti - Fase di galleggiamento
- PROV - Combinazione n. 2:
 - $\gamma_g \times$ Carichi permanenti - Fase di affondamento

con:

$\gamma_g = 1,3$ - coefficiente parziale per i carichi permanenti (STR).

7.2.1.3 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato definito nello spazio bidimensionale con elementi tipo piastra; i vincoli sono di semplice appoggio in corrispondenza delle linee medie delle pareti perimetrali e dei setti del cassone.

Sono stati impiegati elementi finiti bidimensionali di tipo Shell-Thick, in accordo alla Teoria delle piastre di Mindlin/Reissner, che comprende anche gli effetti della deformazione di taglio trasversale.

Gli elementi sono stati discretizzati secondo una mesh con dimensione massima del lato di ogni elemento generato pari al massimo a 0.40 m.

Il sistema di riferimento ha origine nello spigolo lato porto/lato testata, con asse x in direzione longitudinale e asse y in direzione trasversale.

Il solettone risulta caricato dal basso verso l'alto dalla sottospinta idrostatica (galleggiamento/affondamento) e dall'alto verso il basso dal peso proprio e dal peso delle relative zavorre liquide (galleggiamento/affondamento).

Si riporta di seguito il modello di calcolo adottato.

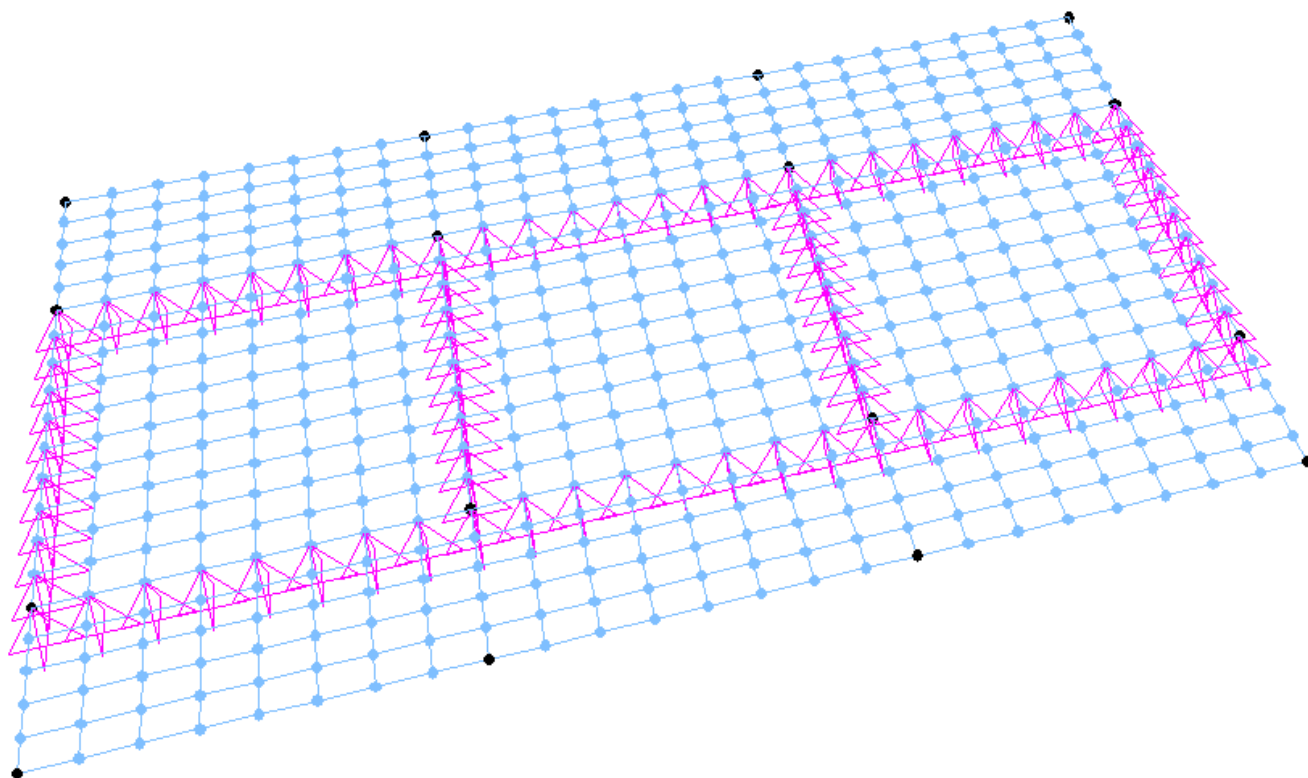


Figura 16 - Modello di calcolo del solettone di fondazione.

Si riportano di seguito gli schemi di carico e gli involuipi delle sollecitazioni relative alle combinazioni PROV. del cassone.



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

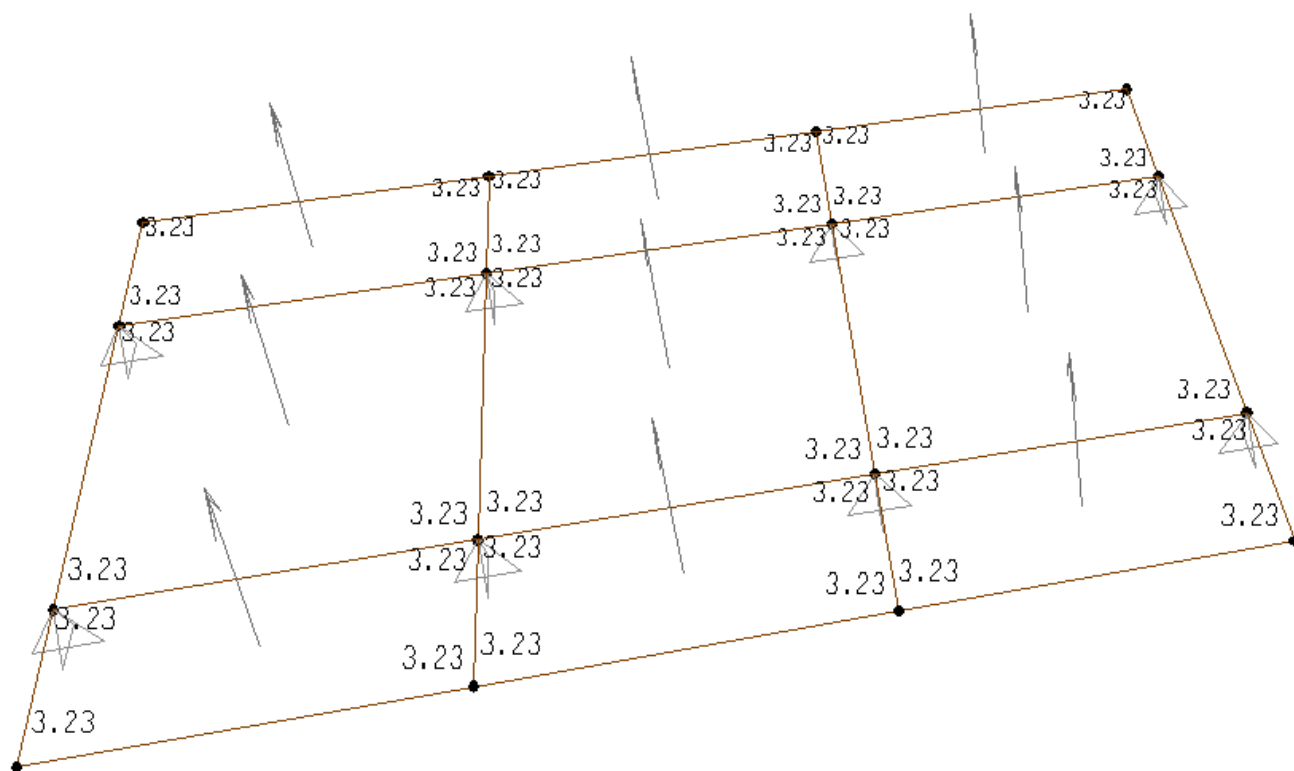


Figura 17 – Schema di carico. Pressione di zavorra in fase di affondamento [kN/m2].

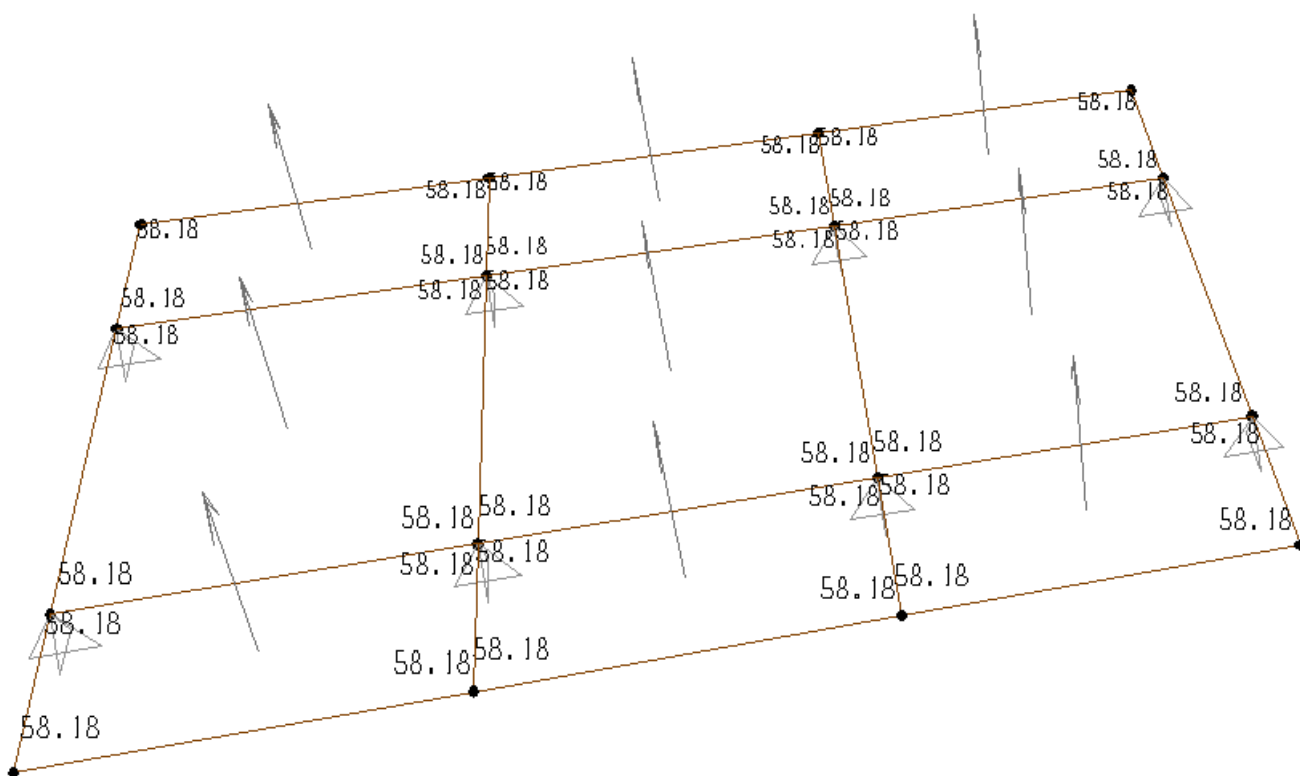




Figura 18 – Schema di carico. Sottospinta idrostatica in fase di galleggiamento [kN/m²]

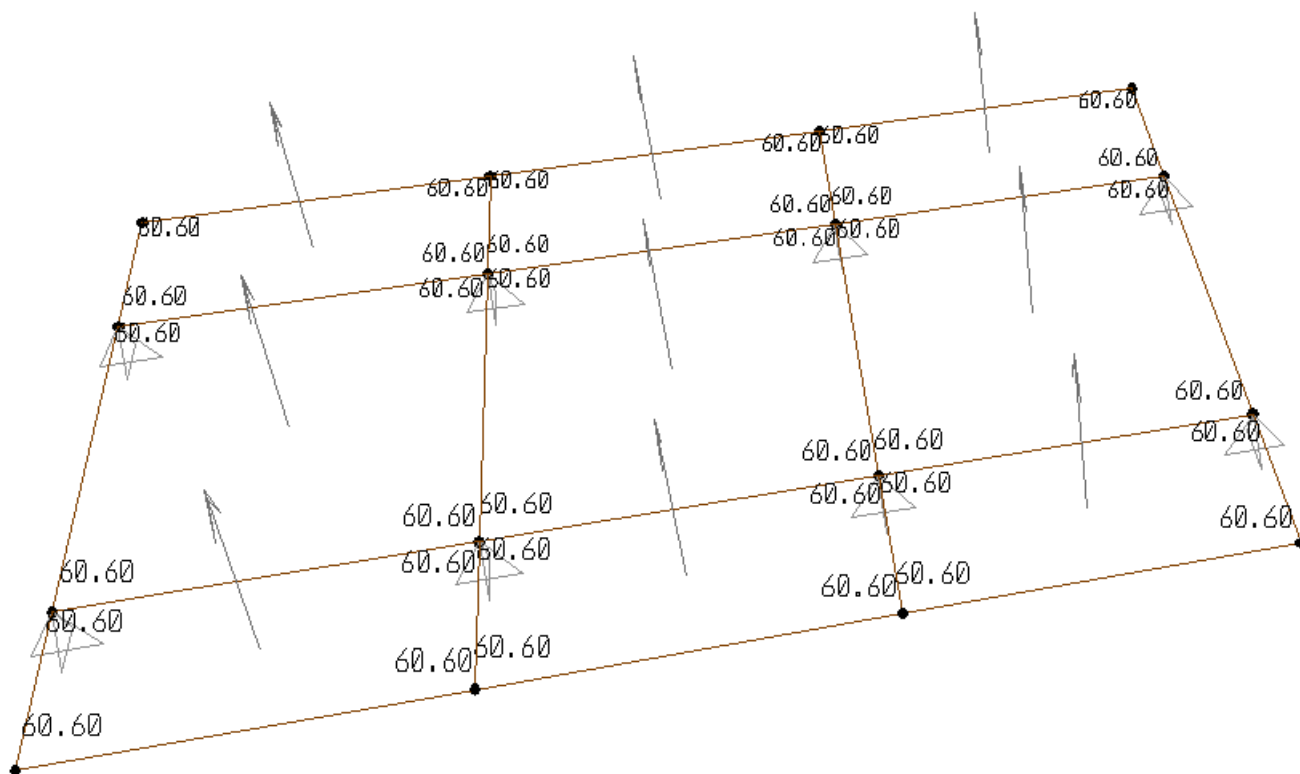


Figura 19 – Schema di carico. Sottospinta idrostatica in fase di affondamento [kN/m²]

7.2.1.4 Verifiche agli stati limite

Convenzione sui segni delle SOLLECITAZIONI: il momento positivo tende le armature all'intradosso del solettone di fondazione.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

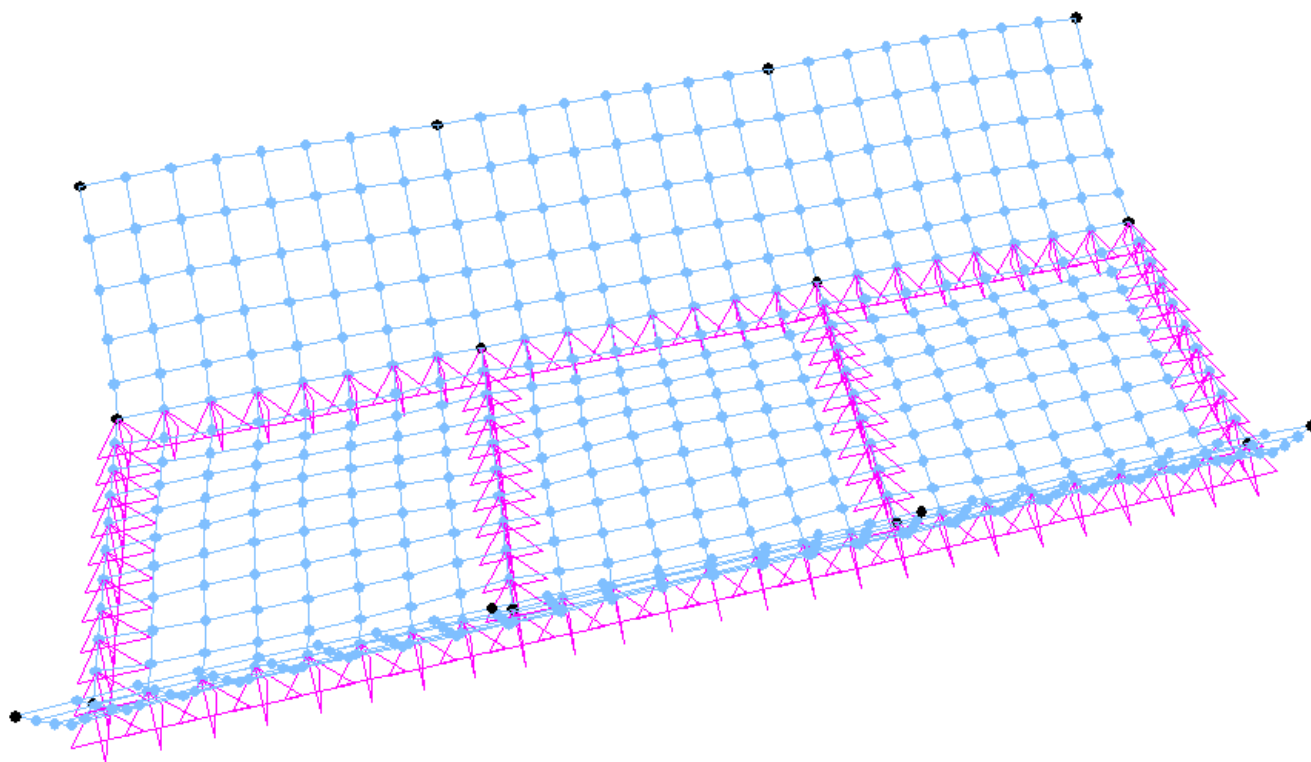


Figura 20 - Solettone di fondo. Deformata Comb. INV PROV (SLU).



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

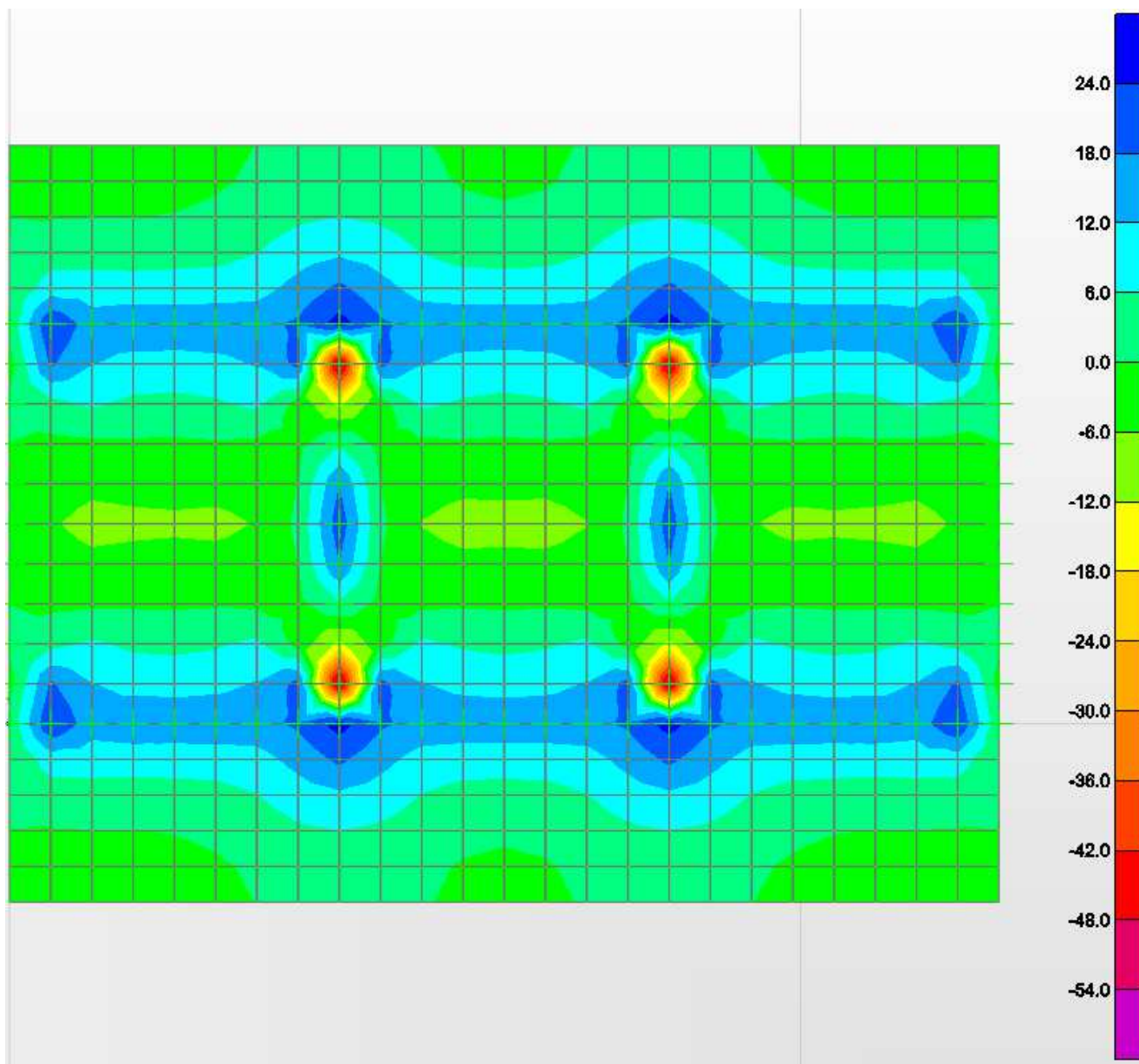


Figura 21 - Solettone di fondazione. Involuppo PROV. - M11 max [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

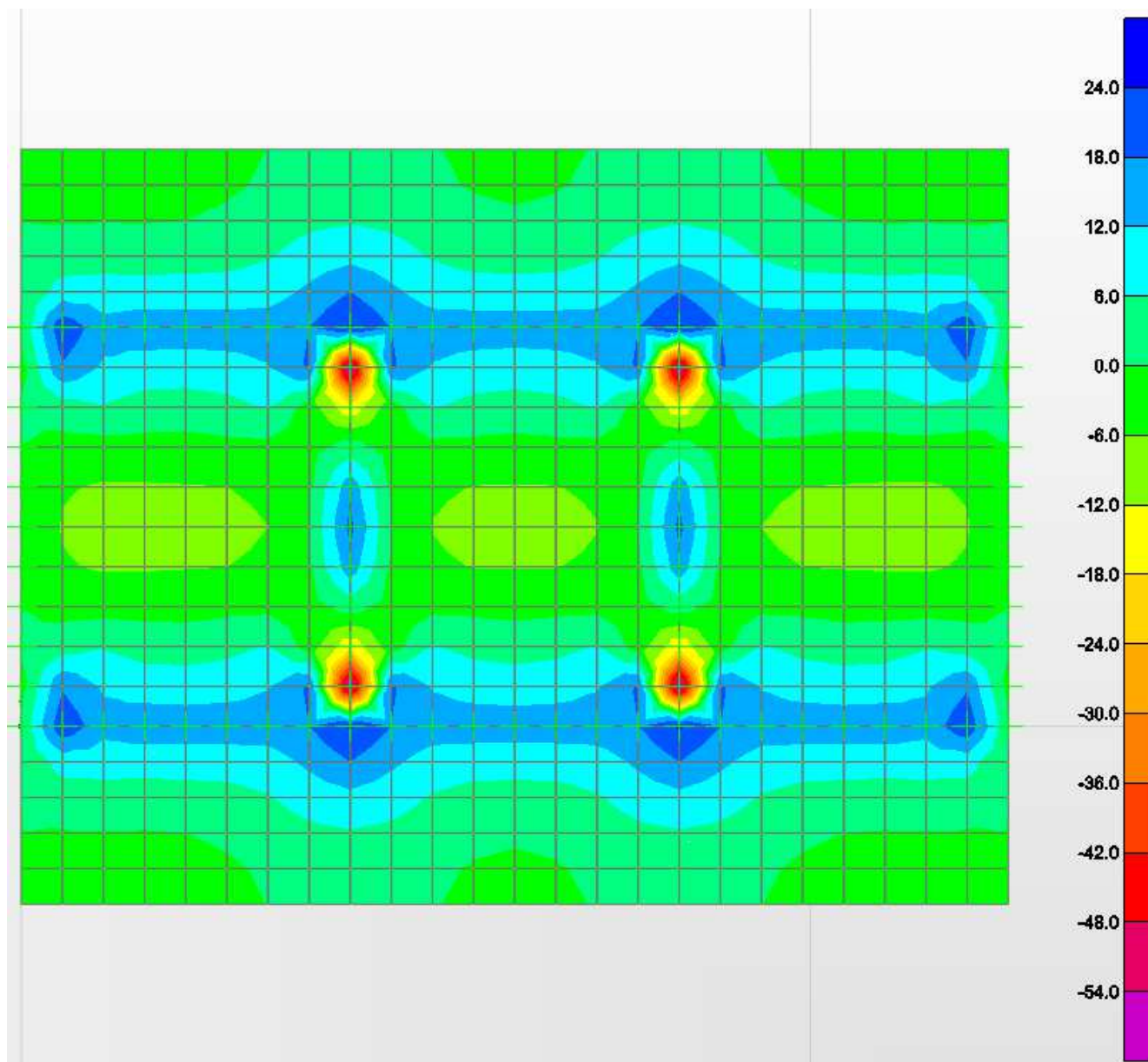


Figura 22 - Solettone di fondazione. Involuppo PROV. - M11 min [kNm/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

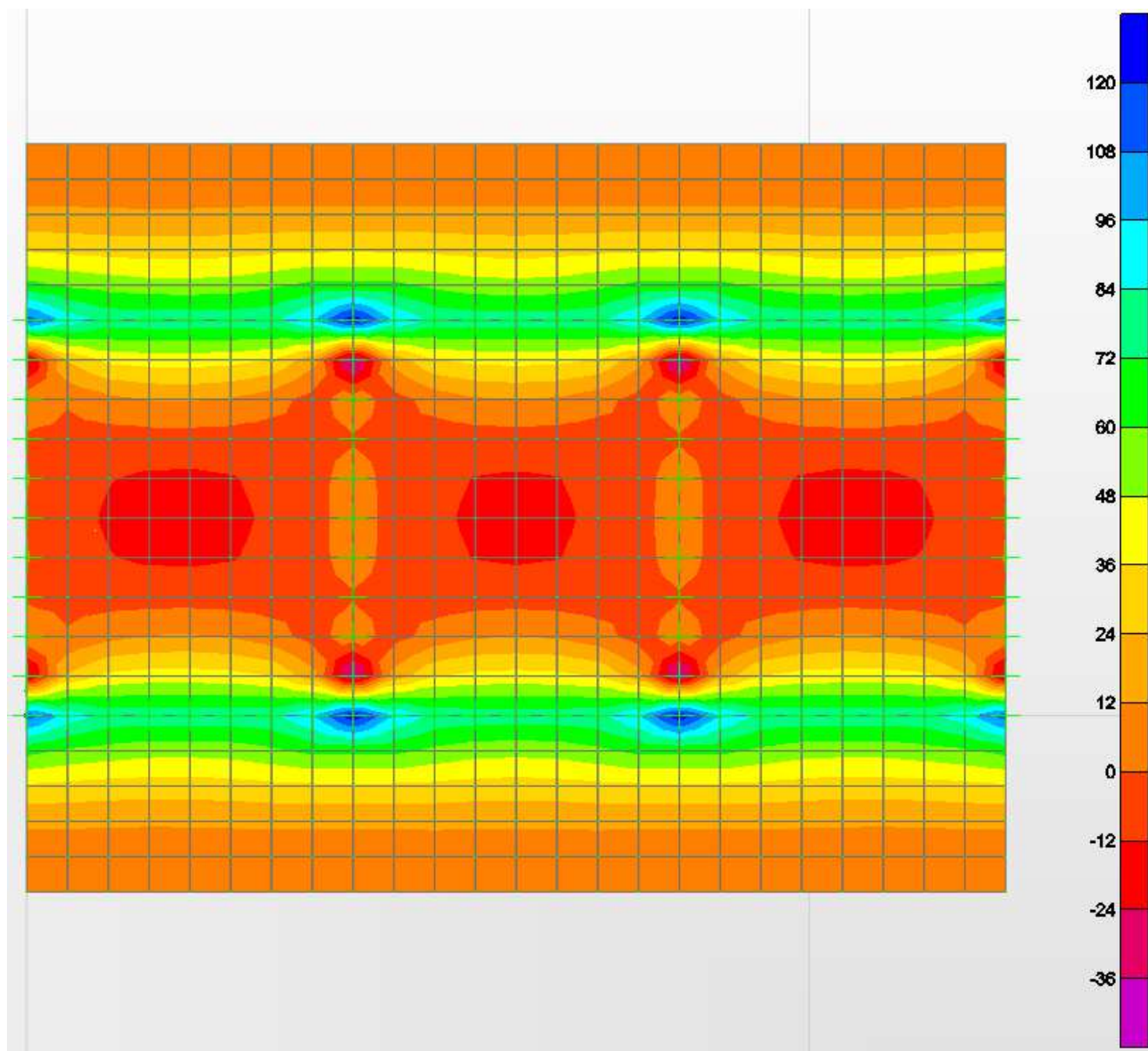


Figura 23 - Solettone di fondazione. Involuppo PROV. – M22 max [kNm/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

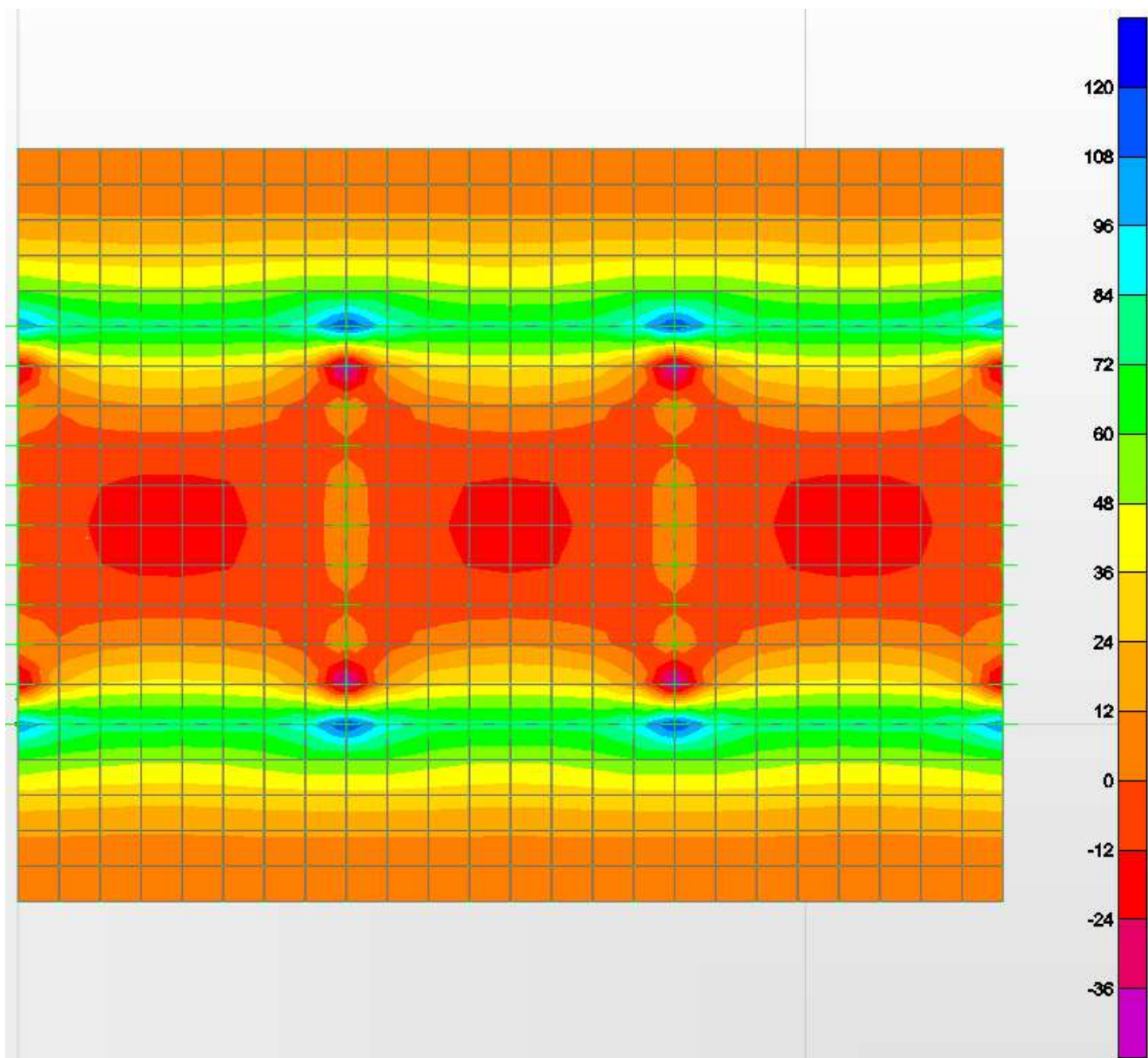


Figura 24 - Solettone di fondazione. Inviluppo PROV. – M22 min [kNm/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

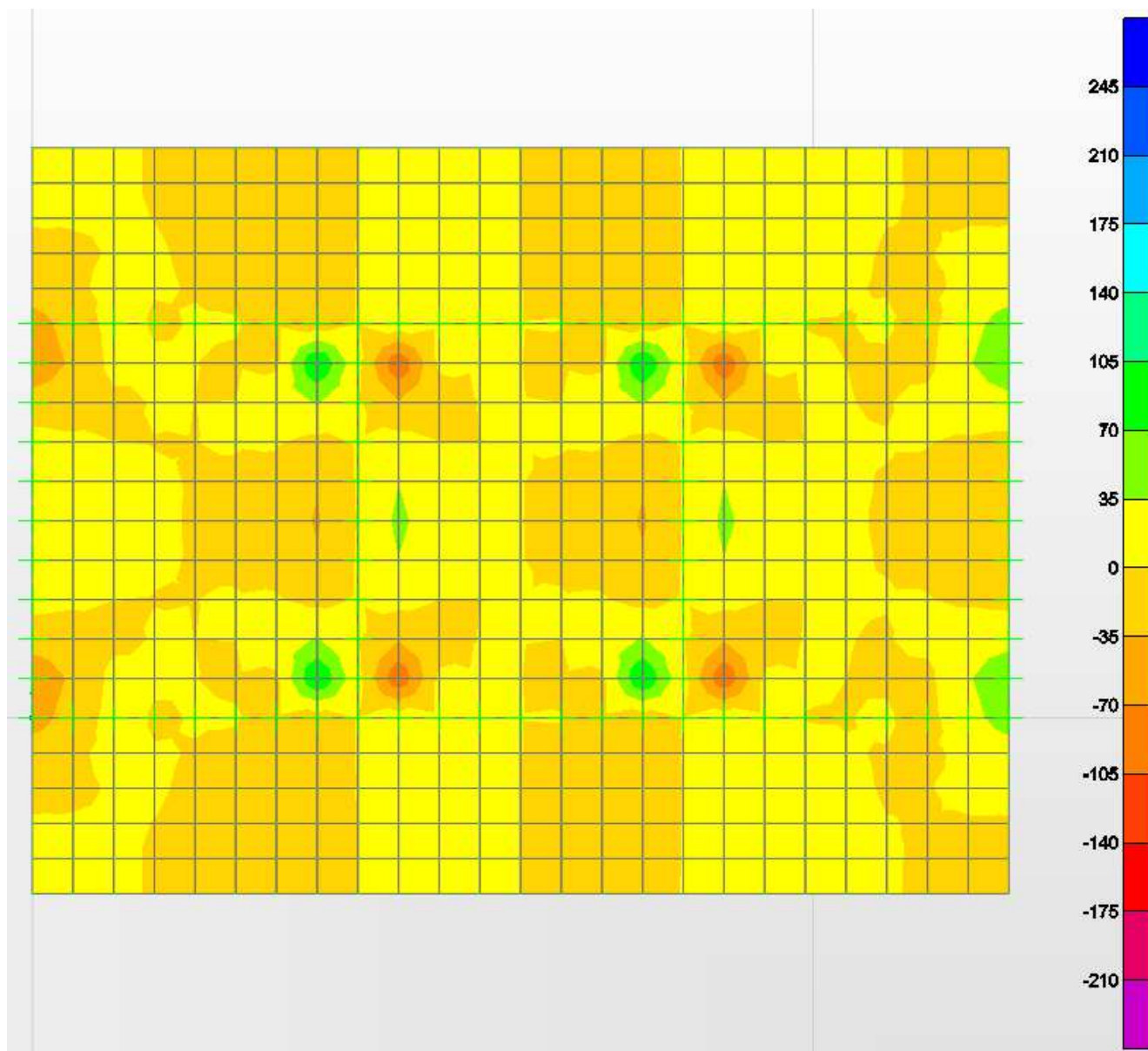


Figura 25 - Solettone di fondazione. Inviluppo PROV. – V13 max [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

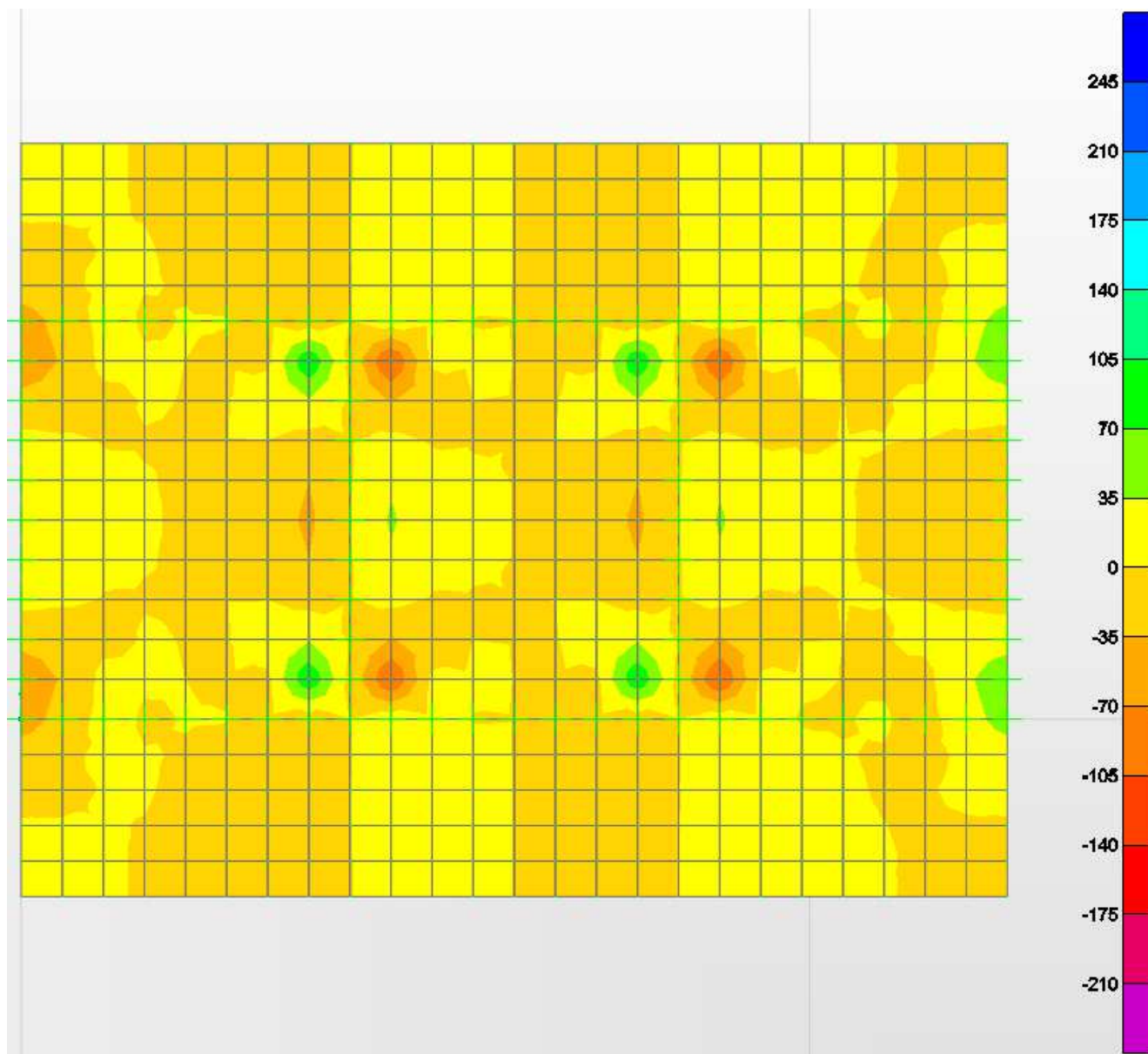


Figura 26 - Solettone di fondazione. Involuppo PROV. – V13 min [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

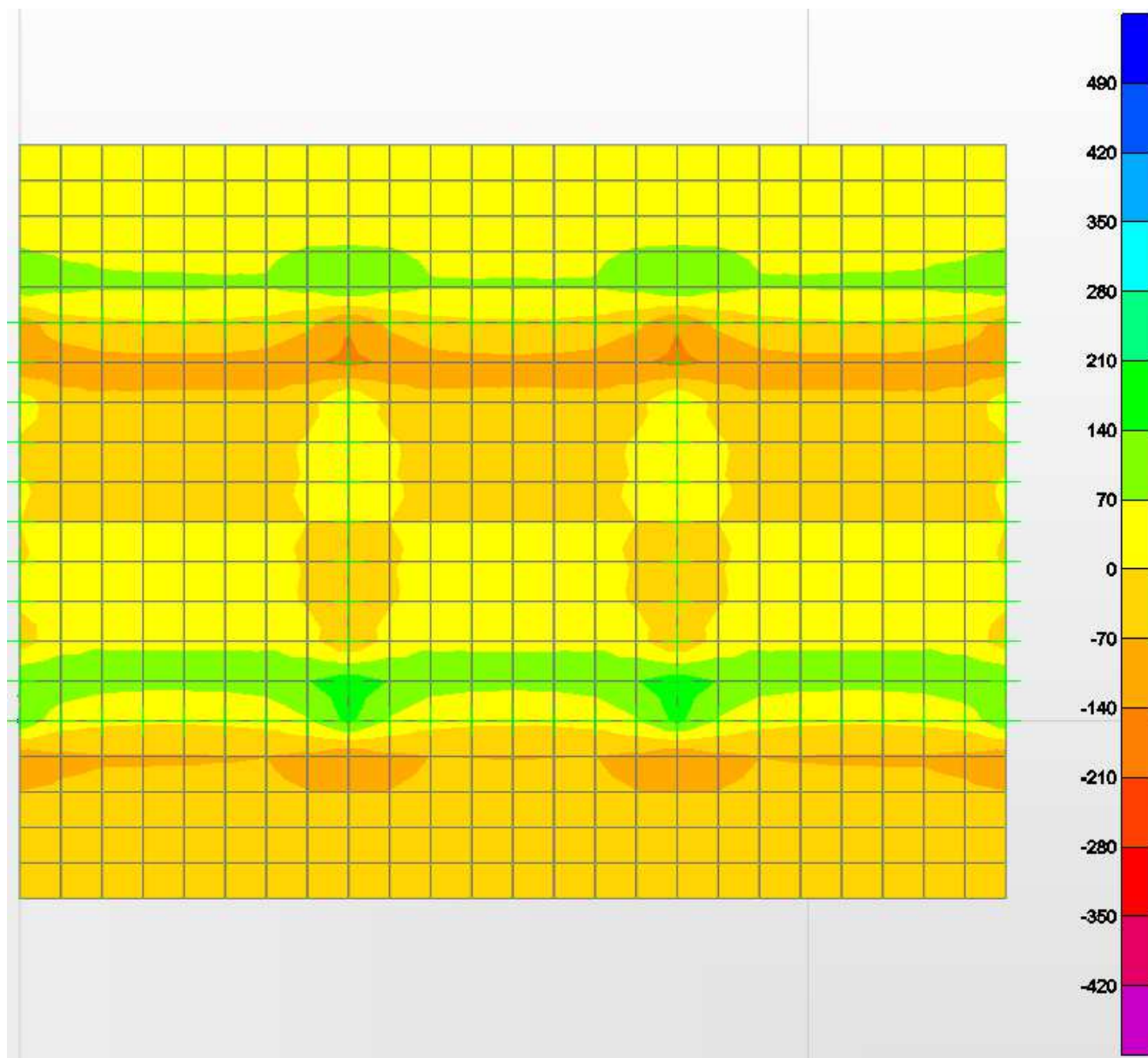


Figura 27 - Solettone di fondazione. Involuppo PROV. – V23 max [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

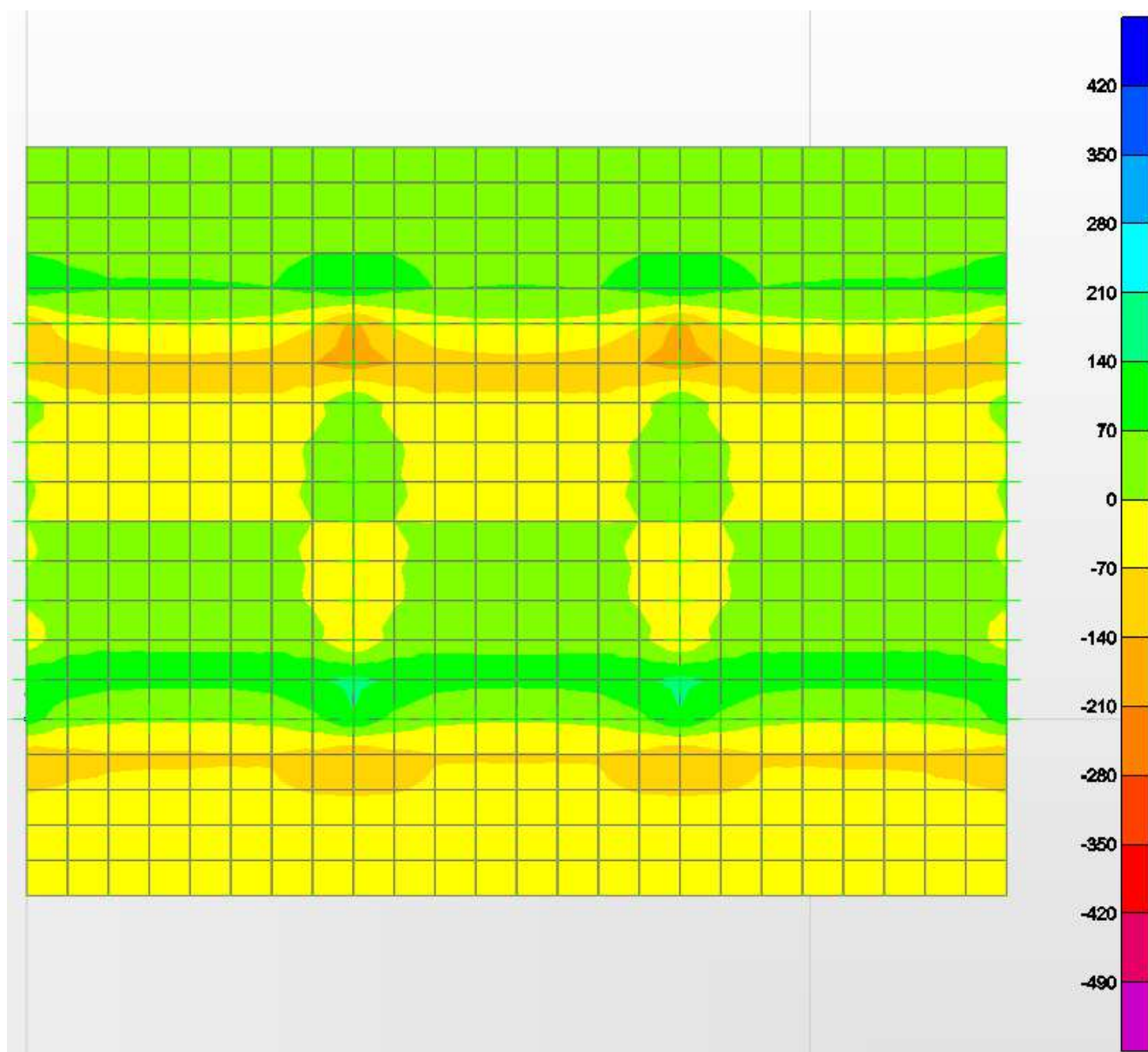


Figura 28 - Solettone di fondazione. Involuppo PROV. – V23 min [kN/m].

Poiché le sollecitazioni, in fase provvisoria, sono minori di quelle presenti in fase definitiva (condizione di esercizio definitivo del solettone di fondazione), si omettono le relative verifiche.

7.2.2 Verifiche in fase definitiva

7.2.2.1 Analisi dei carichi

In fase definitiva, in accordo con le vigenti norme tecniche, i valori caratteristici delle azioni agenti sono stati combinati in relazione allo stato limite considerato.

In fase definitiva (fase di esercizio dell'opera) il solettone risulta caricato dal basso verso l'alto dalla reazione del terreno e dall'alto verso il basso dal peso proprio, dal peso del materiale di riempimento e dal sovraccarico di banchina, secondo lo schema riportato di seguito.



Figura 29 - Solettone di fondazione. Schema di carico – Fase Definitiva.

7.2.2.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni considerate sono:

<i>Combinazione A1 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sovraccarico + Tiro alla bitta
<i>Combinazione A2 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Hs2,50)
<i>Combinazione A3 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Hs1,50) + Sovraccarico + Tiro alla bitta
<i>Combinazione B1 (SLV)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico
<i>Combinazione C1 (SLE RARA)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sovraccarico + Tiro alla bitta
<i>Combinazione C2 (SLE RARA)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Hs1,50) + Sovraccarico + Tiro alla bitta
<i>Combinazione 1 (SLE FREQ)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sovraccarico + Tiro alla bitta

Vengono di seguito riportati i coefficienti di combinazione per le combinazioni di carico considerate:



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

Carico		Coeff. Parziali ($g_{Gi}; g_{Qi}$)	Coeff. Combin. (γ_{oi})
CASSONE IN OPERA		1.00	-
RINTERRO IN OPERA SU MENSOLA DI MONTE		1.00	-
RINTERRO IN OPERA SU SOVRASTRUTTURA		1.00	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - orizzontale		1.30	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - verticale		1.30	-
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO [M1]		1.50	1.00
SOVRACCARICO SU CASSONE		1.50	1.00
SOVRACCARICO SU MENSOLA		1.50	1.00
TIRO ALLA BITTA		1.50	0.60
CAVO D'ONDA ($H_s=1,50$ m): Spinta Orizzontale		0.00	0.00
CAVO D'ONDA ($H_s=1,50$ m): Spinta Verticale		0.00	0.00

Tabella 12 – Solettone – coefficienti di combinazione – combinazione A1 (SLU)

Carico		Coeff. Parziali ($g_{Gi}; g_{Qi}$)	Coeff. Combin. (γ_{oi})
CASSONE IN OPERA		1.00	-
RINTERRO IN OPERA SU MENSOLA DI MONTE		1.00	-
RINTERRO IN OPERA SU SOVRASTRUTTURA		1.00	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - orizzontale		1.30	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - verticale		1.30	-
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO [M1]		0.00	0.00
SOVRACCARICO SU CASSONE		0.00	0.00
SOVRACCARICO SU MENSOLA		0.00	0.00
TIRO ALLA BITTA		0.00	0.00
CAVO D'ONDA ($H_s=2,50$ m): Spinta Orizzontale		1.50	1.00
CAVO D'ONDA ($H_s=2,50$ m): Spinta Verticale		1.50	1.00

Tabella 13 – Solettone – coefficienti di combinazione – combinazione A2 (SLU)



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

Carico		Coeff. Parziali ($g_{Gi}; g_{Qi}$)	Coeff. Combin. (γ_{0i})
CASSONE IN OPERA		1.00	-
RINTERRO IN OPERA SU MENSOLA DI MONTE		1.00	-
RINTERRO IN OPERA SU SOVRASTRUTTURA		1.00	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - orizzontale		1.30	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - verticale		1.30	-
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO [M1]		1.50	0.70
SOVRACCARICO SU CASSONE		1.50	0.70
SOVRACCARICO SU MENSOLA		1.50	0.70
TIRO ALLA BITTA		1.50	0.60
CAVO D'ONDA ($H_s=1,50$ m): Spinta Orizzontale		1.50	1.00
CAVO D'ONDA ($H_s=1,50$ m): Spinta Verticale		1.50	1.00

Tabella 14 – Solettone – coefficienti di combinazione – combinazione A3 (SLU)



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

Carico		Coeff. Parziali ($g_{Gi}; g_{Qi}$)	Coeff. Combin. (γ_{2i})
CASSONE IN OPERA		-	-
RINTERRO IN OPERA SU MENSOLA DI MONTE		-	-
RINTERRO IN OPERA SU SOVRASTRUTTURA		1.0	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - orizzontale		-	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - verticale		1.00	-
SOVRACCARICO SU CASSONE		-	0.30
SOVRACCARICO SU MENSOLA		-	0.30
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO [M1]		-	0.30
Azione Sismica orizzontale su Cassone		-	-
Azione Sismica verticale su Cassone		-	-
Spinta idrodinamica		-	-
Azione Sismica orizzontale su rinterro su mensola		-	-
Azione Sismica verticale su rinterro su mensola		-	-
Azione Sismica orizzontale su rinterro su sovrastruttura		-	-
Azione Sismica verticale su rinterro su sovrastruttura		-	-
Incremento spinta orizzontale per sisma [M1]		-	-
Azione Sismica su sovraccarico - orizzontale		-	0.30
Azione Sismica su sovraccarico - verticale		-	0.30
Azione Sismica spinta per sovraccarico su rinterro [M1]		-	0.30

Tabella 15 – Solettone – coefficienti di combinazione – combinazione B1 (SLV)

Carico		Coeff. Parziali ($g_{Gi}; g_{Qi}$)	Coeff. Combin. (γ_{0i})
CASSONE IN OPERA		-	-
RINTERRO IN OPERA SU MENSOLA DI MONTE		-	-
RINTERRO IN OPERA SU SOVRASTRUTTURA		-	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - orizzontale		-	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - verticale		-	-
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO [M1]		-	1.0
SOVRACCARICO SU CASSONE		-	1.0
SOVRACCARICO SU MENSOLA		-	1.0
TIRO ALLA BITTA		-	0.6

Tabella 16 – Solettone – coefficienti di combinazione – combinazione C1 (SLE rara)



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

Carico		Coeff. Parziali ($g_{Gi}; g_{Qi}$)	Coeff. Combin. (γ_{oi})
CASSONE IN OPERA		-	-
RINTERRO IN OPERA SU MENSOLA DI MONTE		-	-
RINTERRO IN OPERA SU SOVRASTRUTTURA		-	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - orizzontale		-	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - verticale		-	-
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO [M1]		-	0.70
SOVRACCARICO SU CASSONE		-	0.70
SOVRACCARICO SU MENSOLA		-	0.70
TIRO ALLA BITTA		-	0.60
CAVO D'ONDA ($H_s=1,50$ m): Spinta Orizzontale		1.00	1.00
CAVO D'ONDA ($H_s=1,50$ m): Spinta Verticale		1.00	1.00

Tabella 17 – Solettone – coefficienti di combinazione – combinazione C2 (SLE rara)

Carico		Coeff. Parziali ($g_{Gi}; g_{Qi}$)	Coeff. Combin. (γ_{ji})
CASSONE IN OPERA		-	-
RINTERRO IN OPERA SU MENSOLA DI MONTE		-	-
RINTERRO IN OPERA SU SOVRASTRUTTURA		1.0	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - orizzontale		-	-
SPINTA DEL RINFIANCO [M1] - verticale		-	-
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO [M1]		-	0.5
SOVRACCARICO SU CASSONE		-	0.5
SOVRACCARICO SU MENSOLA		-	0.5
TIRO ALLA BITTA		-	0

Tabella 18 – Solettone – coefficienti di combinazione – combinazione D1 (SLE frequente)

Le combinazioni allo stato limite di esercizio (SLE) di tipo caratteristica (RARA) sono utilizzate per la verifica delle tensioni di esercizio nei materiali; quelle di tipo FREQUENTE sono utilizzate per la verifica allo stato limite di apertura delle fessure.



7.2.2.3 Condizioni di carico

7.2.2.3.1 Reazione del terreno

Le reazioni del terreno sono state determinate prendendo in considerazione le seguenti azioni e le sopra riportate combinazioni delle stesse:

Carichi permanenti

- Peso proprio del cassone;
- Peso proprio degli altri elementi strutturali (solaio di copertura in c.a, sovrastruttura in c.a.) e non strutturali (materiale di riempimento delle celle);
- Spinta di galleggiamento.

Carichi accidentali

- Moto ondoso in fase di cavo;
- Sovraccarico accidentale di banchina;

Azioni sismiche

In presenza di sisma, oltre a quelle già indicate, sono state considerate le seguenti forze:

- Azioni inerziali indotte nelle masse;
- Azione idrodinamica dovuta all'acqua libera sulle pareti del cassone.

I valori della reazione del terreno per le diverse combinazioni di carico analizzate sono ripilati nelle tabelle seguenti:

COMBINAZIONE	N'	R	e	SCHIACCIAMENTO		
	[kN]	[kN]	[m]	B' [m]	s' _{max} [kN/m ²]	s' _{min} [kN/m ²]
Combinazione A1 (STR)	9 588.39	2 510.40	0.18	7.00	168.79	122.65
Combinazione A2 (STR)	7 771.05	3 213.77	0.08	7.00	125.76	110.44
Combinazione A3 (STR)	9 404.12	3 745.65	0.54	7.00	209.09	76.75
Combinazione B1 (SLV)	6 846.51	1 659.35	0.16	7.00	158.51	120.94
Combinazione C1 (SLE RARA)	8 426.72	1 786.59	0.04	7.00	132.76	123.37
Combinazione C2 (SLE RARA)	8 303.87	2 610.09	0.22	7.00	150.24	102.16
Combinazione D1 (SLE FREQ)	7 392.72	1 166.99	0.47	7.00	157.85	66.85

Tabella 19 – Solettonecassone di radice – reazioni del terreno



COMBINAZIONE	N'	R	e	SCHIACCIAMENTO		
	[kN]	[kN]	[m]	B' [m]	s' _{max} [kN/m ²]	s' _{min} [kN/m ²]
Combinazione A1 (STR)	7 351.89	2 031.00	0.53	6.00	199.23	61.48
Combinazione A2 (STR)	7 180.55	3 213.77	0.41	6.00	179.06	75.57
Combinazione A3 (STR)	7 648.50	3 410.07	0.97	6.00	267.41	3.81
Combinazione B1 (SLV)	5 974.95	1 524.44	0.19	6.00	196.95	134.99
Combinazione C1 (SLE RARA)	6 754.22	1 466.99	0.27	6.00	152.17	87.34
Combinazione C2 (SLE RARA)	6 951.96	2 386.37	0.60	6.00	197.62	48.90
Combinazione 1 (SLE FREQ)	6 284.22	1 007.19	0.19	6.00	132.10	90.75

Tabella 20 – Solettonecassone di molo – reazioni del terreno

Il solettone cassone di radice ha sollecitazioni inferiori, ma presenta una maggiore mensola rispetto al solettone del cassone di molo. Pertanto nel seguito vengono riportati i calcoli e le verifiche relativi ad entrambi.

7.2.2.3.2 Carichi permanenti

I valori dei pesi alleggeriti del solettone e del riempimento delle celle risultano:

Peso proprio solettone	Pressione efficace riempimento celle
[kN/m ³]	[kN/m ²]
14,9	30,89

Tabella 21 – Solettone – pesi alleggeriti

La Pressione efficace del riempimento delle celle è stata calcolata tenendo conto dell'effetto silos, secondo il procedimento riportato nell'Eurocodice 1, parte 4 (§5.2.1), secondo cui la pressione verticale alla profondità z del riempimento insilato è pari a:

$$p_v(z) = \frac{\gamma A}{K_s \mu U} C_z(z)$$

Essendo

- A l'area della cella,
- U il perimetro,

$$C_z(z) = 1 - e^{(-z/z_0)}$$

$$z_0 = \frac{A}{K_s \mu U}$$



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

- K_s il valore di progetto del rapporto pressione orizzontale/pressione verticale del materiale insilato,
- μ il valore di progetto del coefficiente di attrito di parete del materiale insilato.

A loro volta, K_s e μ vengono determinati a partire dai valori medi K_{sm} e μ_m , applicando il coefficiente 1,15 per ottenere valori di pressione a favore di sicurezza (§7.2-7.3).

Nei calcoli sono stati assunti i seguenti valori cautelativi, relativi al cemento come materiale di riempimento:

$$K_{sm} = 0,5$$

$$\mu_m = 0,5$$

Viene di seguito riportato il calcolo per la determinazione della pressione sul fondo, denominata $maxpv$.

L'assunzione relativa all'effetto silos è cautelativa, rispetto a considerare l'intero peso del riempimento sul solettone.

angolo effettivo di attrito interno

γ	13.9	kN/m ³
γ'	13.9	kN/m ³
ϕ	24	°

distanza dallo scarico alla superficie equivalente
dimensione della sezione trasversale caratteristica (lato minore)

h	3.5	m
dc	2.8	m
h/dc	1.25	

area sezione trasversale
perimetro interno

A	9.52	m ²
U	12.4	m

valore medio del rapporto pressione orizzontale/pressione verticale
valore medio di progetto del coefficiente di attrito di parete

K_{sm}	0.5	
μ_m	0.5	

valore di progetto del rapporto pressione orizzontale/pressione verticale
valore di progetto del coefficiente di attrito di parete

	per pv	
K_s	0.575	
μ	0.575	
z_0	2.32	m

valori massimi

	$maxpv$	
valori massimi	30.89	kN/m ²

Tabella 22 – Fila LM: materiale insilato calcestruzzo

7.2.2.4 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è definito nello spazio bidimensionale con elementi tipo piastra; i vincoli sono di appoggio in corrispondenza delle linee mediane delle pareti perimetrali e dei setti del cassone.

Sono stati modellati sia il cassone a tre celle della radice (a sx), che il cassone a tre celle del molo (a dx). Nelle immagini che seguono essi sono riportati, rispettivamente, sulla sinistra e sulla destra.

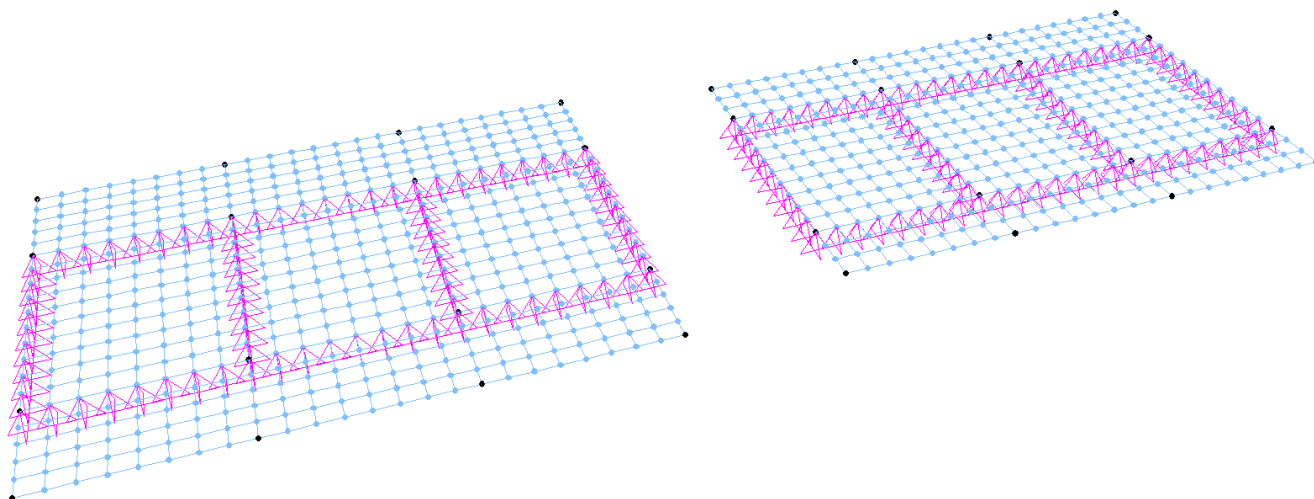


Figura 30 - Modelli di calcolo utilizzati per il solettone di fondo: radice (sx) e molo (dx)

Si riportano di seguito gli schemi di carico e gli inviluppi delle sollecitazioni relative alle combinazioni in fase definitiva del cassone.

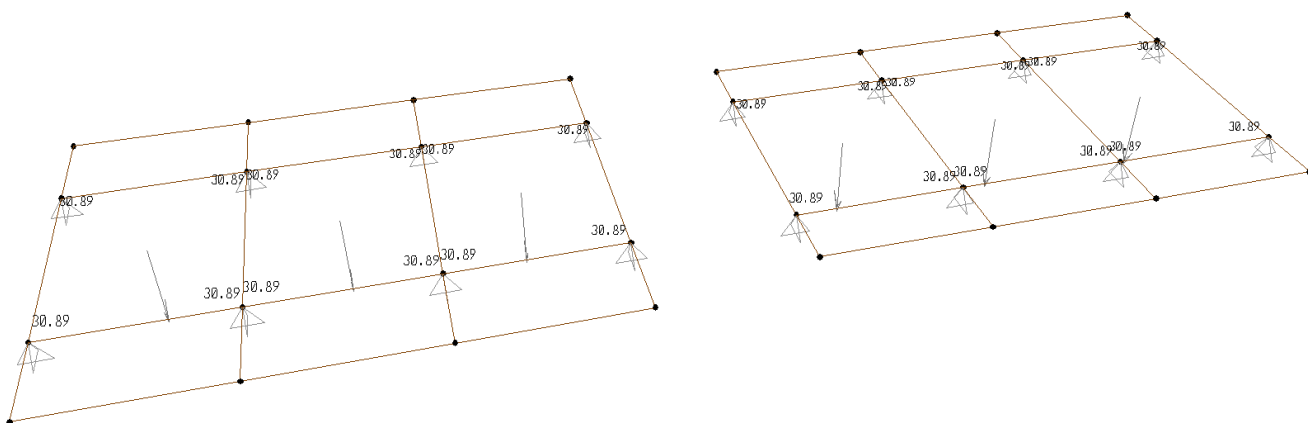


Figura 31 – Schema di carico. Pressione di riempimento delle celle [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

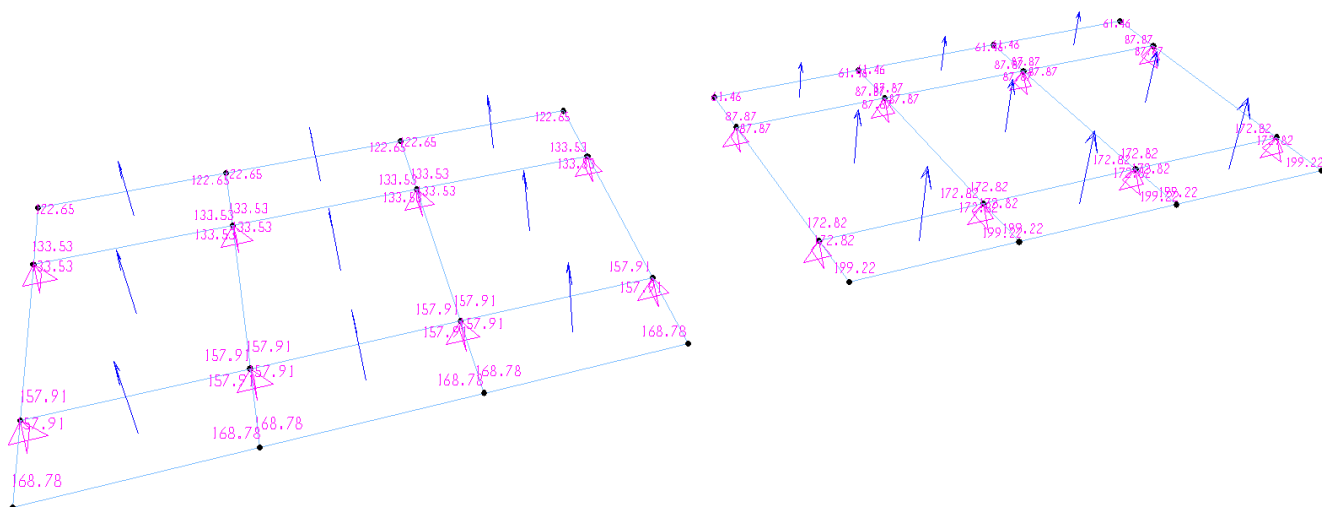


Figura 32 – Schema di carico. Reazione del terreno in Comb. A1 [kN/m²].

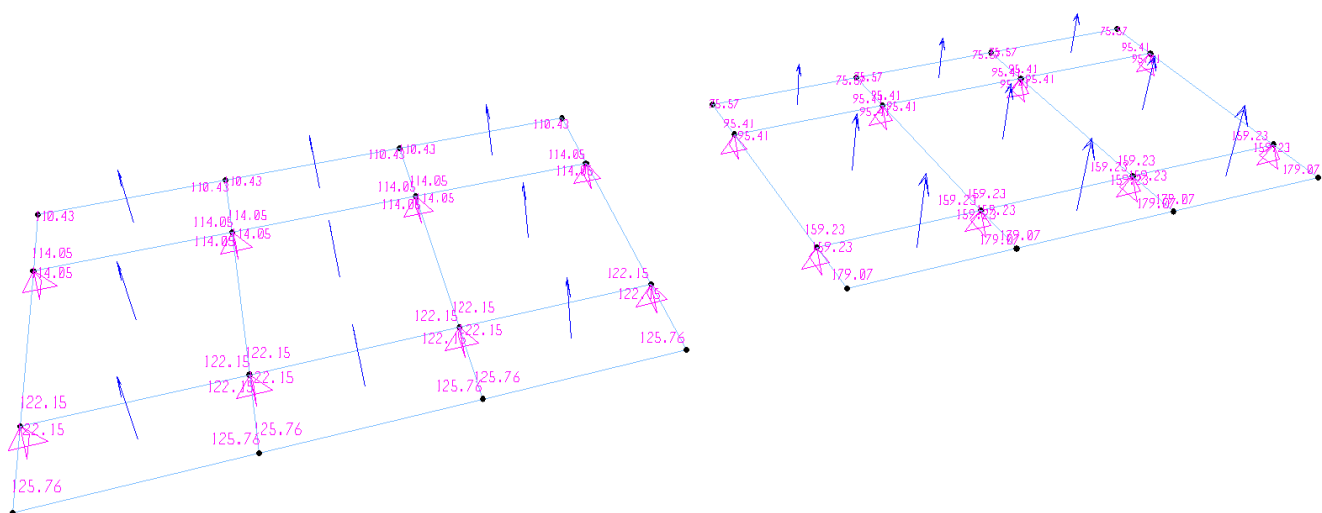


Figura 33 – Schema di carico. Reazione del terreno in Comb. A2 [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

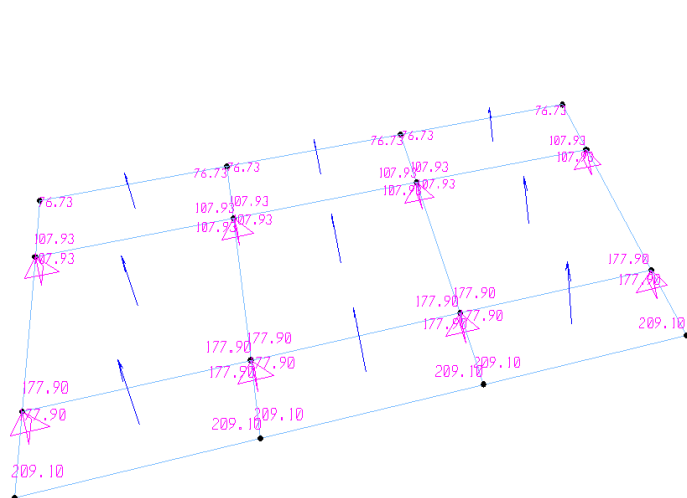


Figura 34 – Schema di carico. Reazione del terreno in Comb. A3 [kN/m²].

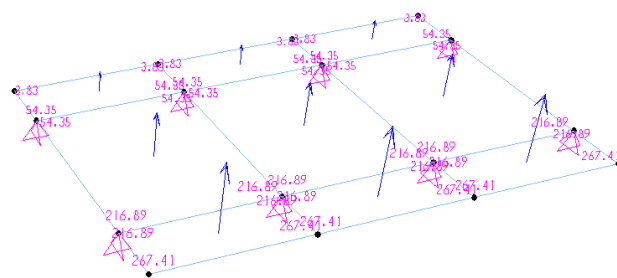


Figura 35 – Schema di carico. Reazione del terreno in Comb. B1 [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

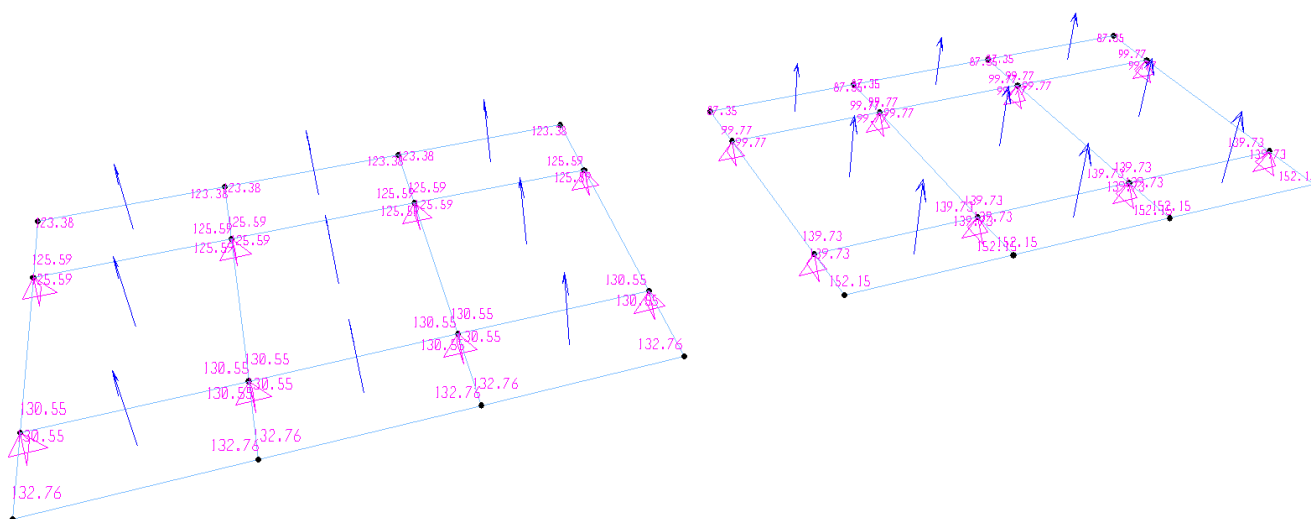


Figura 36 – Schema di carico. Reazione del terreno in Comb. C1 [kN/m²].

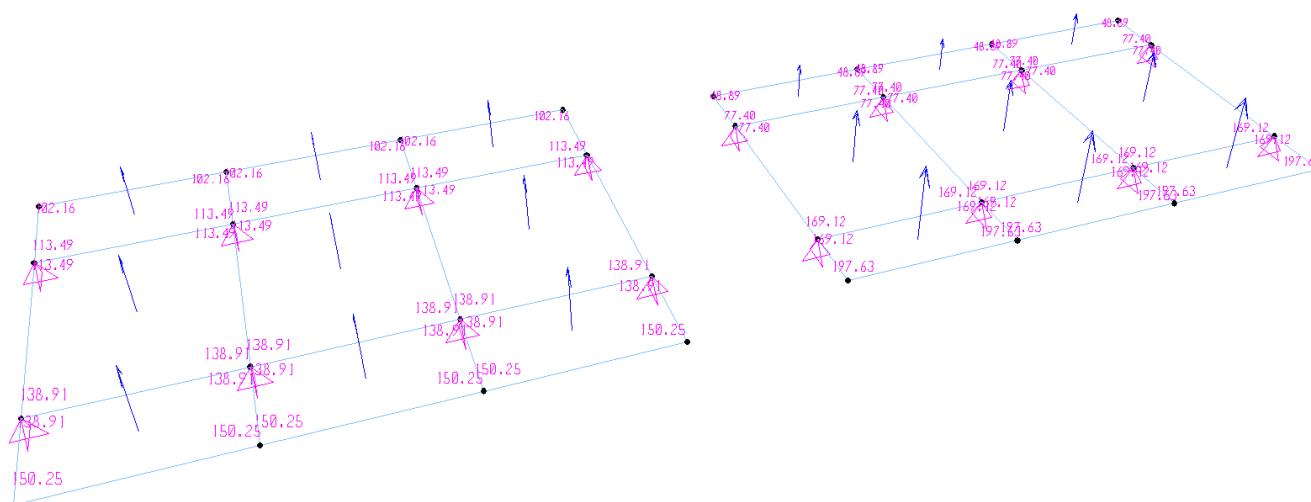


Figura 37 – Schema di carico. Reazione del terreno in Comb. C2 [kN/m²].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

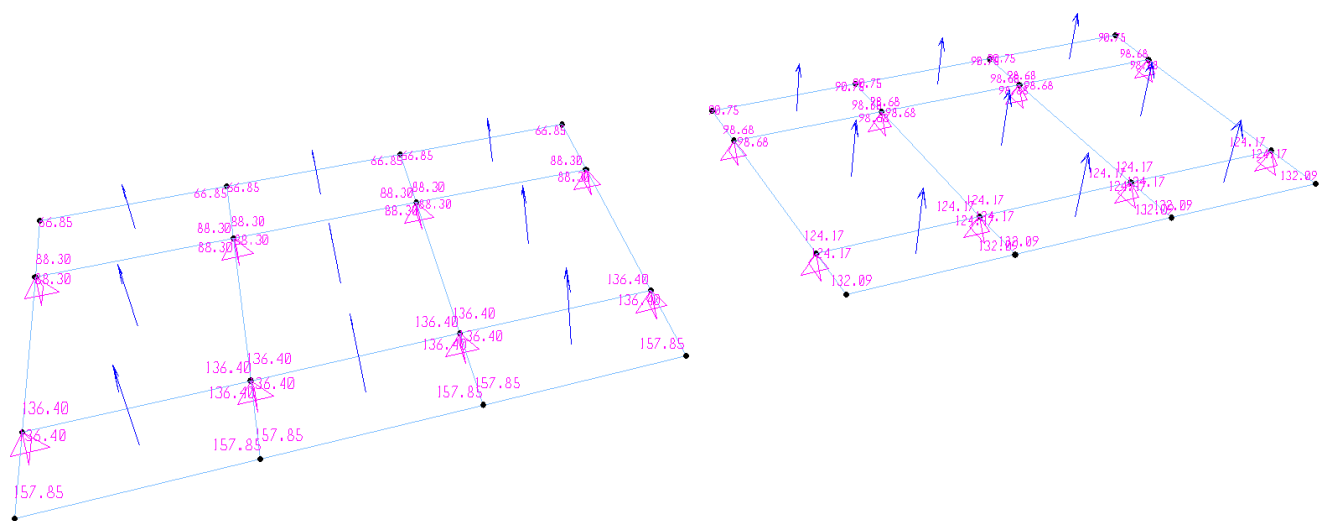


Figura 38 – Schema di carico. Reazione del terreno in Comb. D1 [kN/m²].



7.2.2.5 Verifiche allo SLU

Convenzione sui segni delle SOLLECITAZIONI: il momento positivo tende le armature all'intradosso del solettone.

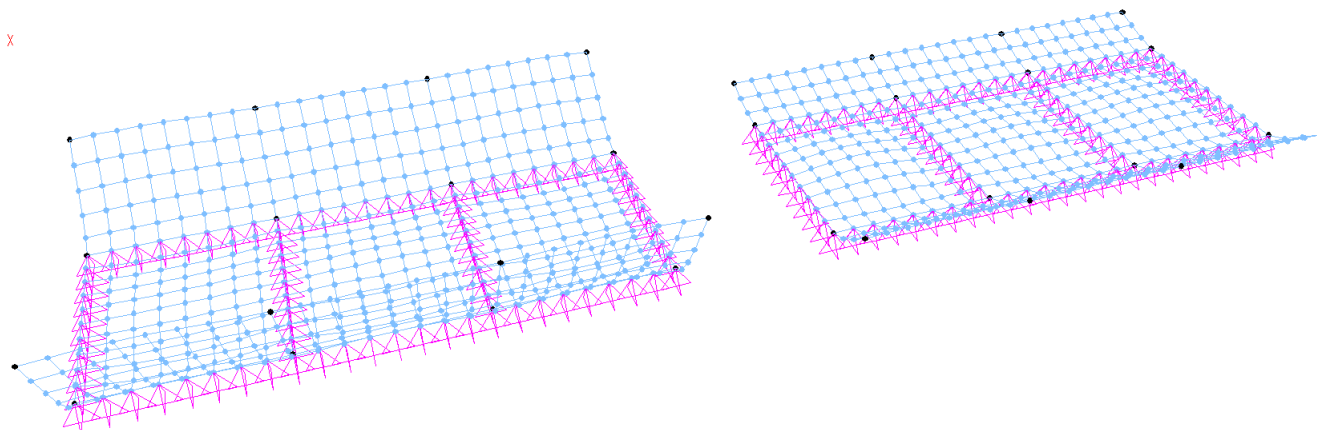


Figura 39 - Solettone di fondazione. Deformata Involuppo ECC/STR/SLV (SLU).

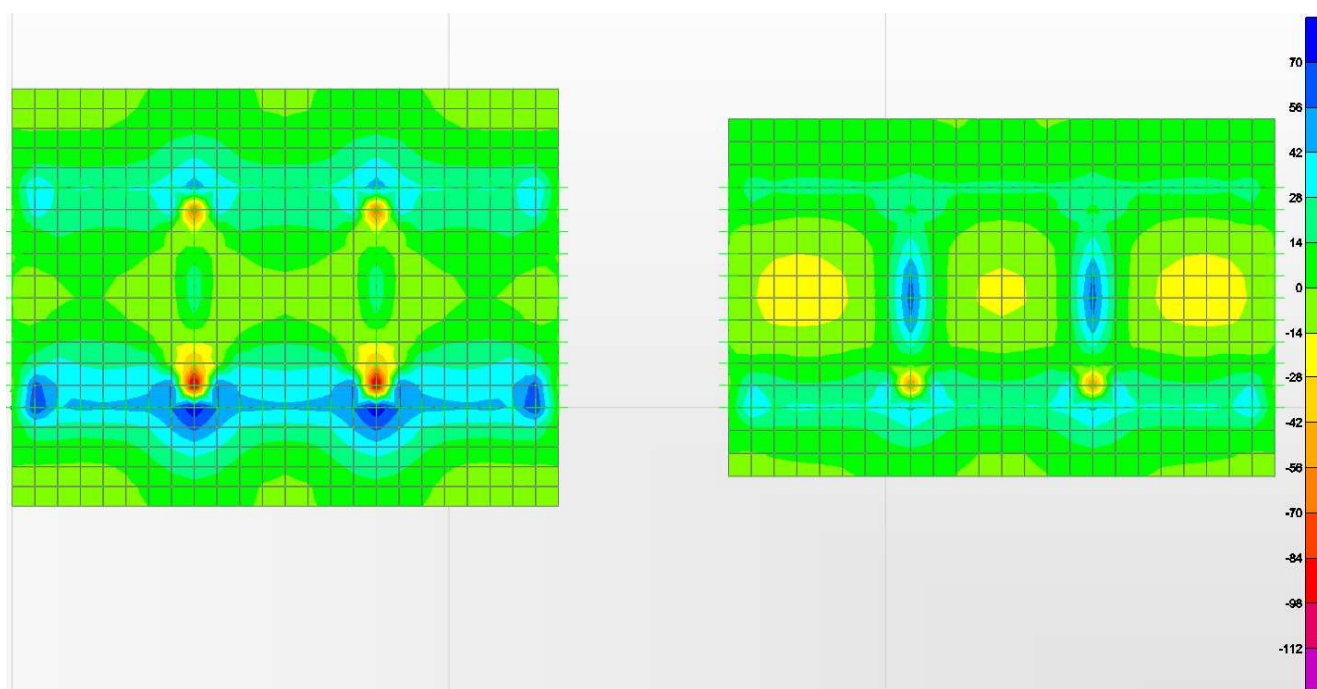


Figura 40 - Solettone di fondazione. Involuppo combinazioni SLU/SLV - M11 max [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

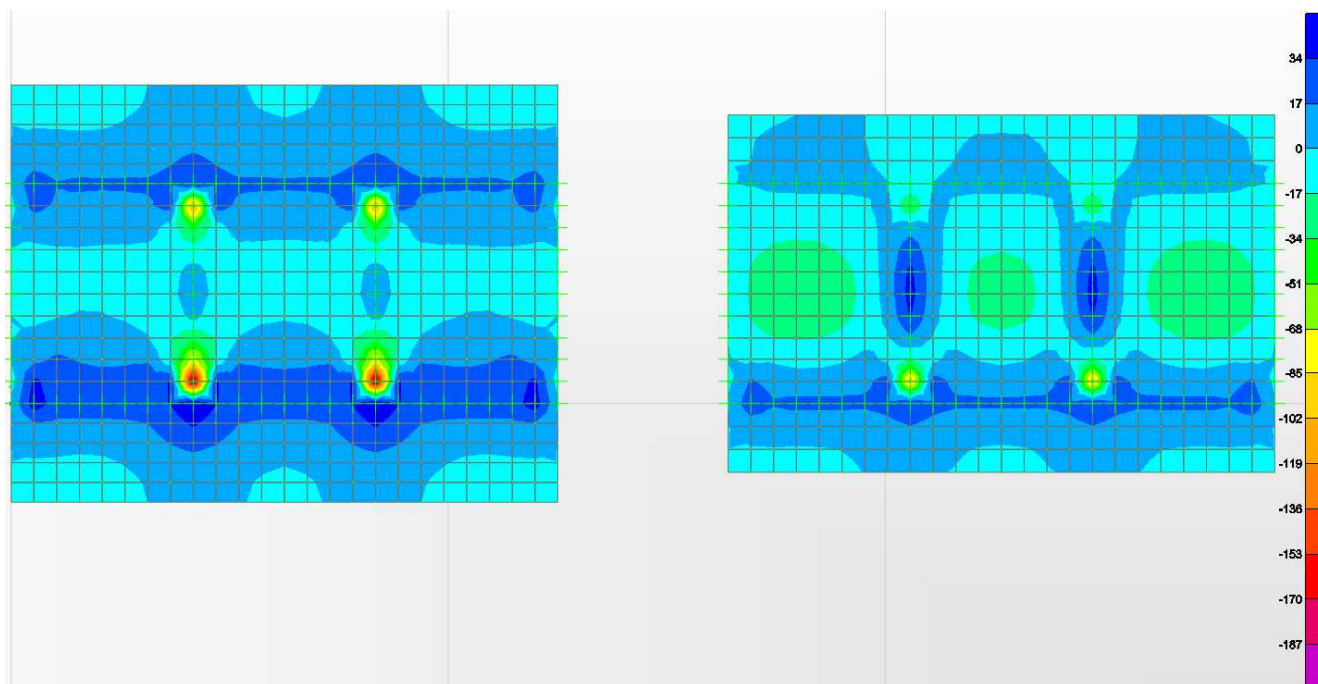


Figura 41 - Solettone di fondazione. Involuppo combinazioni SLU/SLV - M11 min [kNm/m].

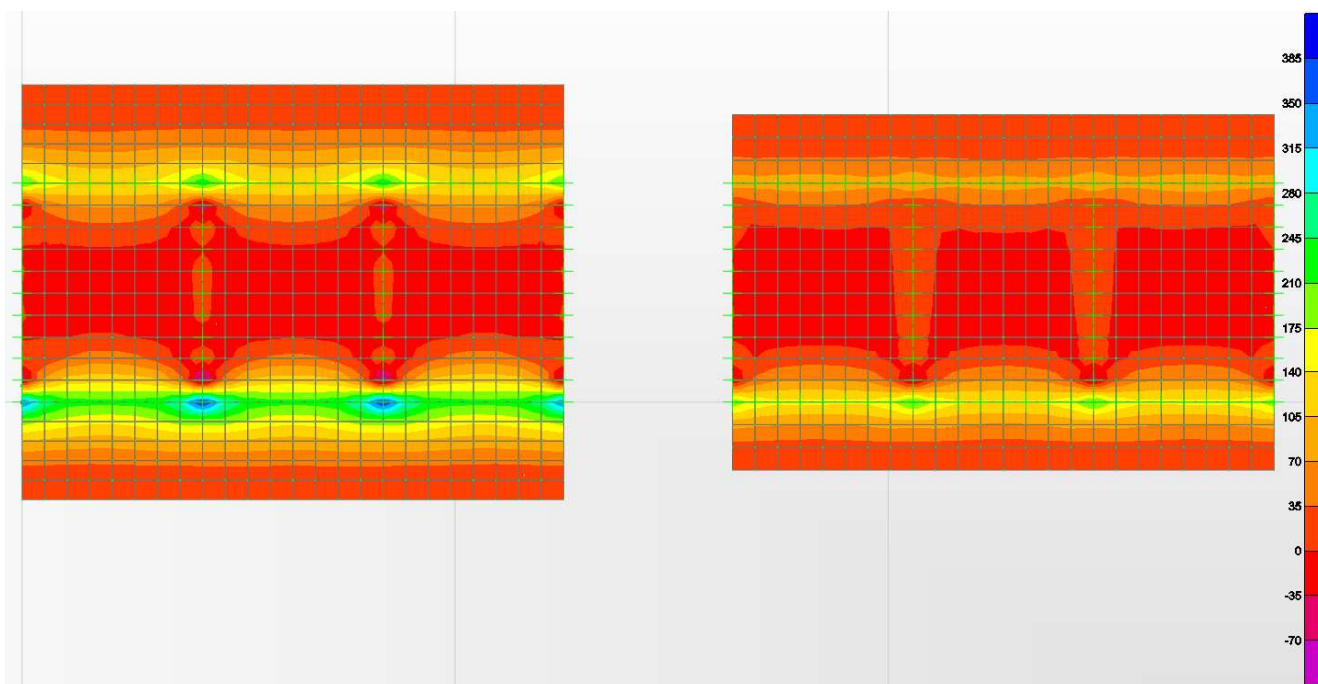


Figura 42 - Solettone di fondazione. Involuppo combinazioni SLU/SLV - M22 max [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

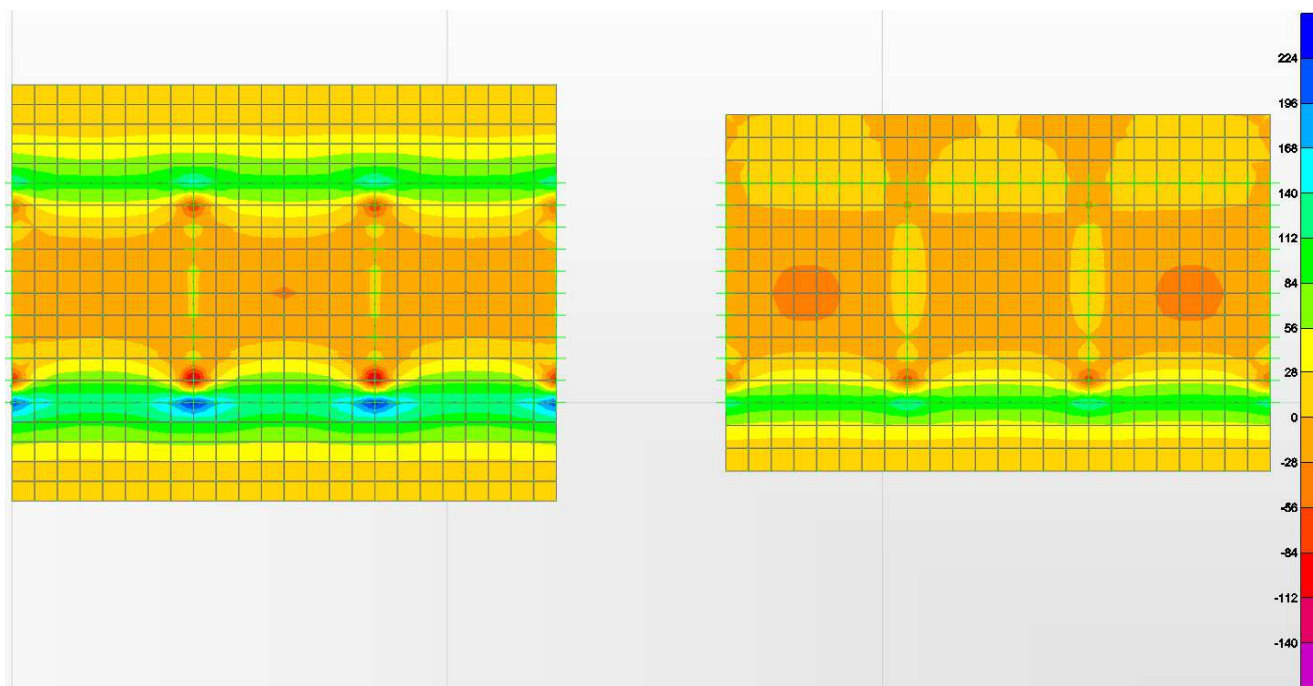


Figura 43 - Solettone di fondazione. Inviluppo combinazioni SLU/SLV - $M_{22} \min$ [kNm/m].

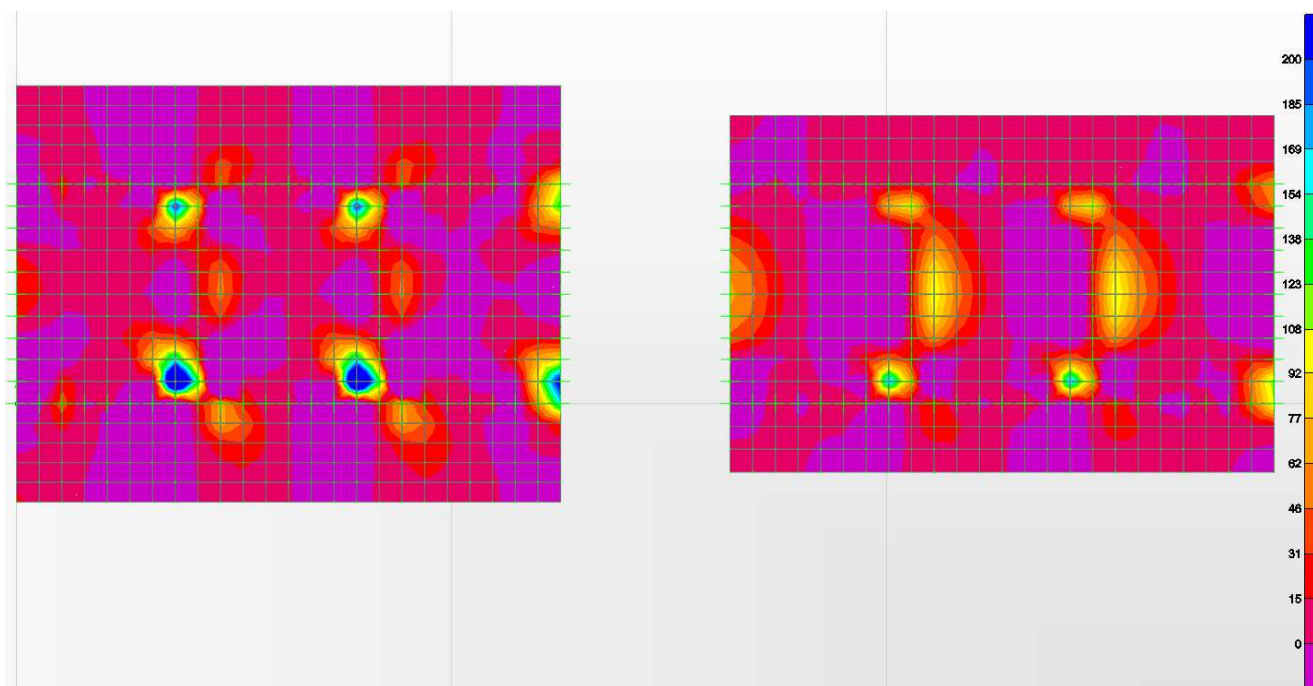


Figura 44 - Solettone di fondazione. Inviluppo combinazioni SLU/SLV - $V_{13} \max$ [kN/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

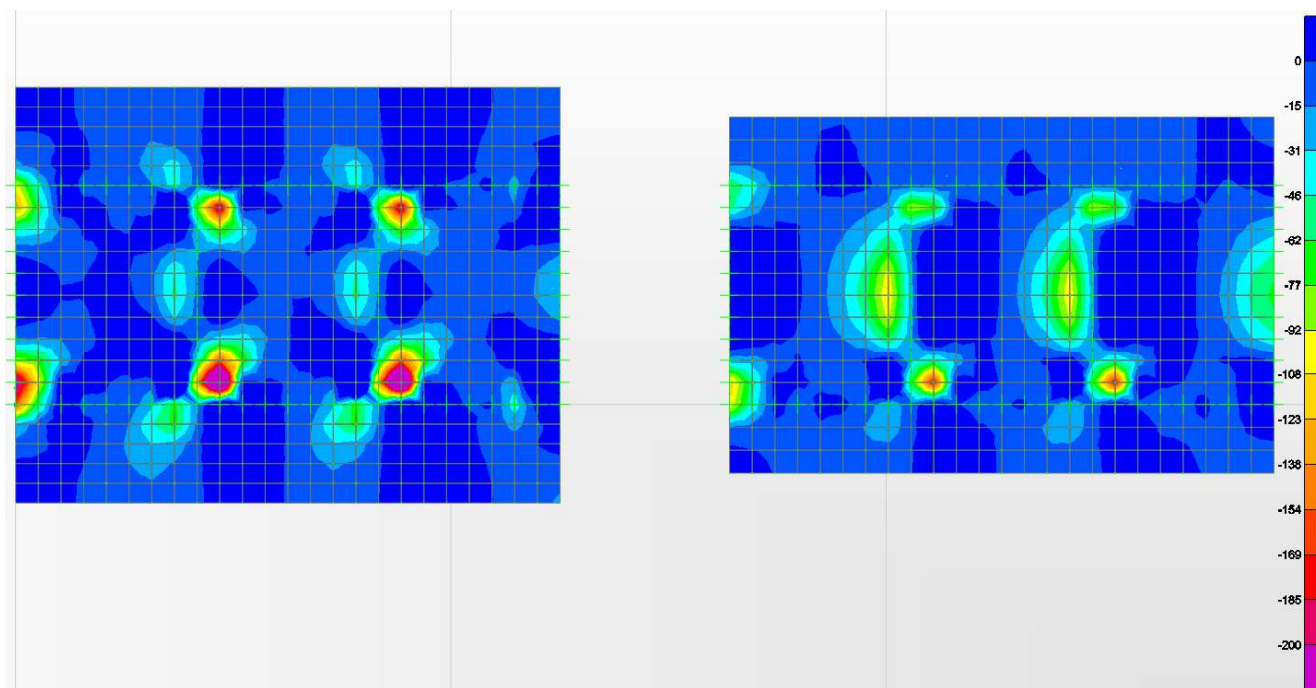


Figura 45 - Solettone di fondazione. Inviluppo combinazioni SLU/SLV - V13 min [kN/m].

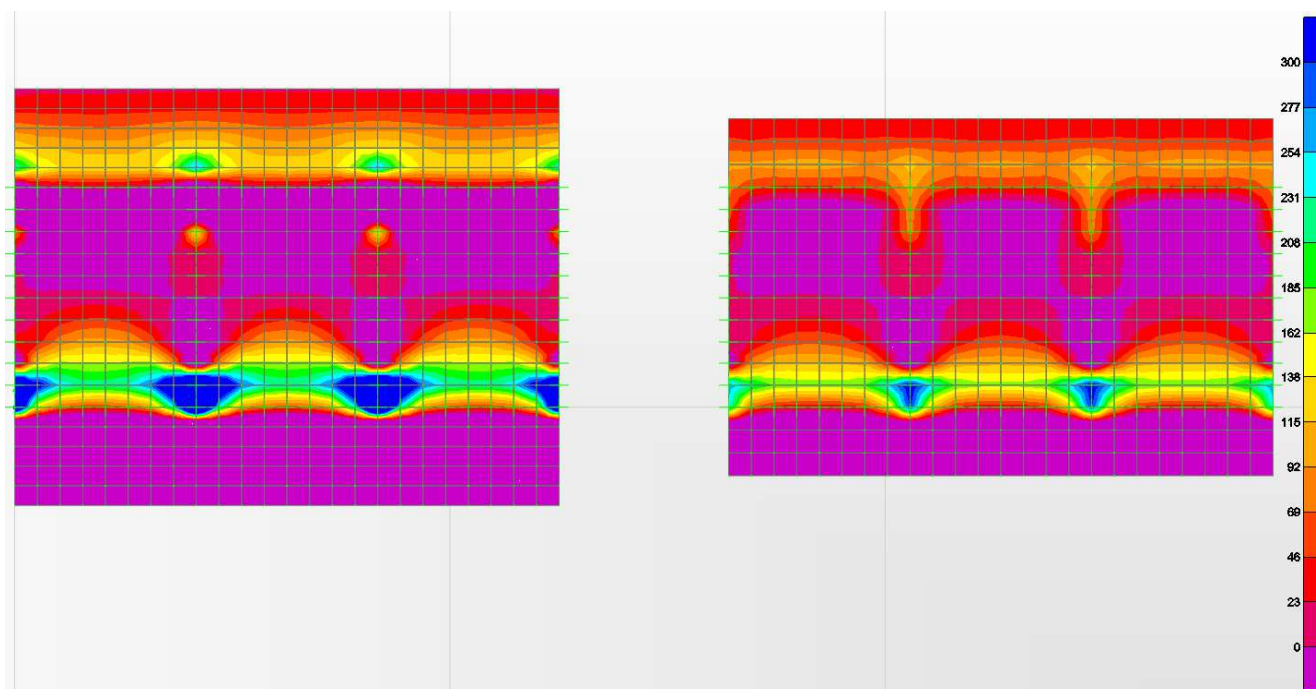


Figura 46 - Solettone di fondazione. Inviluppo combinazioni SLU/SLV - V23 max [kN/m].

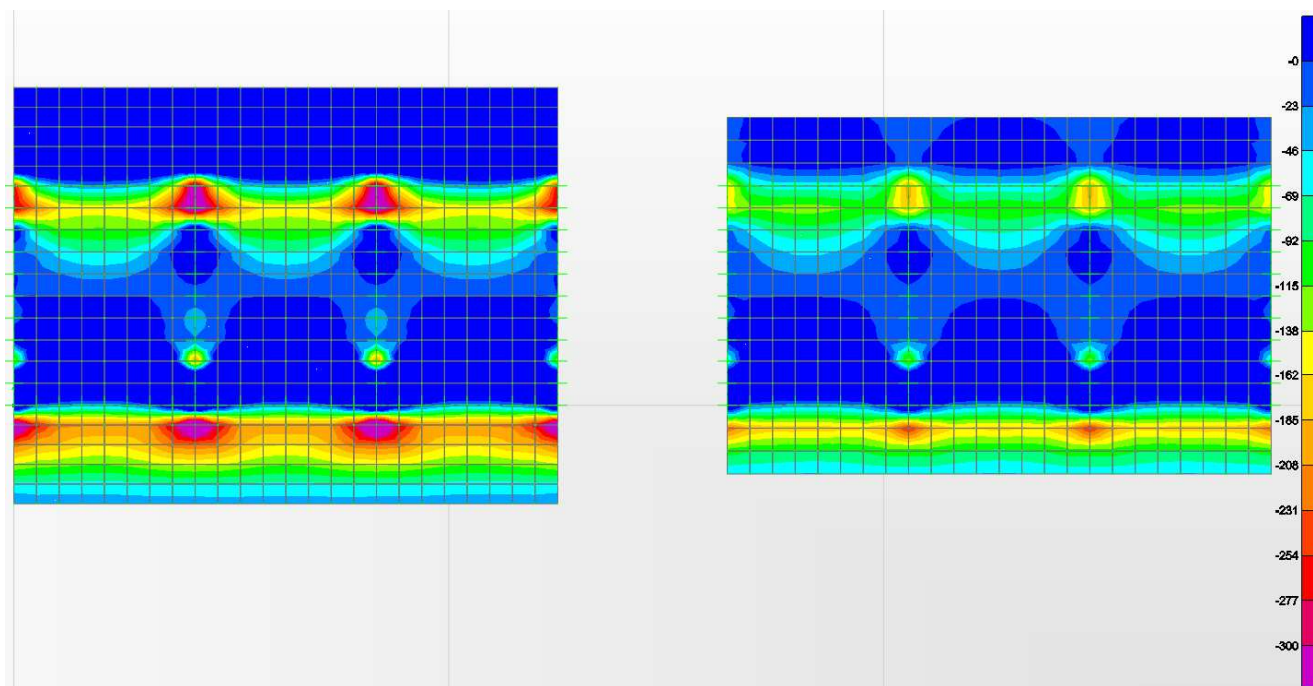


Figura 47 - Solettone di fondazione. Inviluppo combinazioni SLU/SLV - V23 min [kN/m].

7.2.2.5.1 Verifiche a flessione (SLU)

La sezione di verifica è rettangolare avente base $B = 1,00$ m ed altezza $H = 0,50$ m.

Nella tabella seguente sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

SLU-SLV/STR			B [m]	H [m]	Arm superiore		Arm. Inferiore		M_{ED} [kNm]	M_{RD} [kNm]	M_{RD}/M_{ED}
					1°	2°	1°	2°			
Direzione Longitudinale	Mensola (filo parete)	$M_{11,max}$	1.00	0.50	5 ϕ 16	-	5 ϕ 16	-	70	182	2.60
	Filo interno parete	$M_{11,min}$	1.00	0.50	5 ϕ 16	-	5 ϕ 16	-	-123	-182	1.48
Direzione Trasversale	Mensola (filo parete LM)	$M_{22,max}$	1.00	0.50	5 ϕ 16	-	5 ϕ 20	5 ϕ 16	281	408	1.45
	80 cm da filo parete LM (mensola e cella)	$M_{22,max}$	1.00	0.50	5 ϕ 16	-	5 ϕ 20	-	102	262	2.57
	Interno cella	$M_{22,min}$	1.00	0.50	5 ϕ 16	-	5 ϕ 20	-	-40	-182	4.55

Tabella 23 – Solettone – verifiche a flessione per combinazioni SLU/SLV

7.2.2.5.2 Verifiche a taglio (SLU)

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni di taglio ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza.



SLU-SLV/STR			B [m]	H [m]	Arm tesa		V _{ED} [kN]	Arm taglio	V _{RDCls} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed} -
					1°	2°							
Direzione Longitudinale	Dir. Long. - Fila di celle LM e LP (filo setto trasversale laterale) [V _{13max}]	V _{13,max}	1.00	0.50	5Φ16	-	168	-	198	-	-	198	1.18
Direzione Trasversale	Filo parete (mensola e cella) - valore mediato su un'area di 40 cm x 40 cm	V _{23,max}	1.00	0.50	5Φ20	5Φ16	472	2 file ferri piegati Φ14/20	242	566	3609	566	1.20
	80 cm da filo parete (mensola e cella)	V _{23,max}	1.00	0.50	5Φ16	-	158	-	198	-	-	198	1.25

Tabella 24 – Solettone – verifiche a taglio per combinazioni SLU/SLV

7.2.2.6 Verifiche agli stati limite di esercizio

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati dell'analisi numerica inerenti lo stato limite di esercizio del solettone di base.

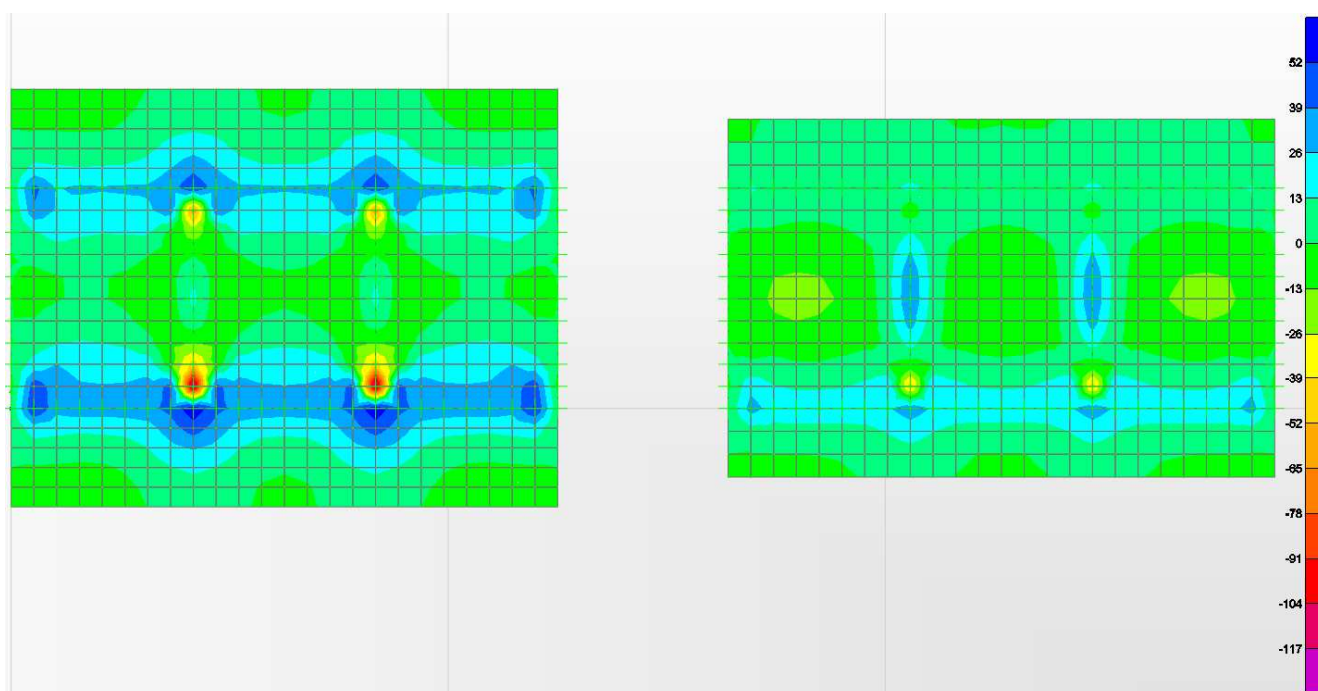


Figura 48 - Solettone di fondazione. Involuppo Comb RARA (SLE) - M11max [kNm/m]



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

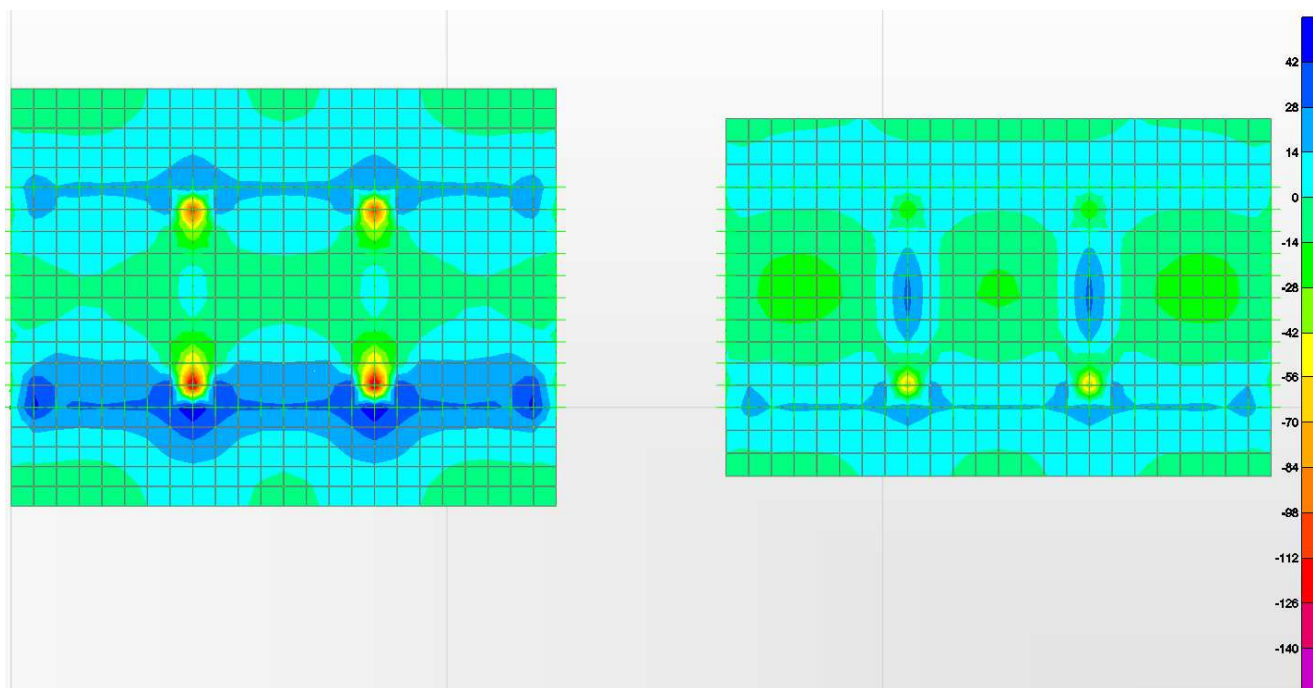


Figura 49 - Solettone di fondazione. Involuppo Comb RARA (SLE) - M11 min [kNm/m]

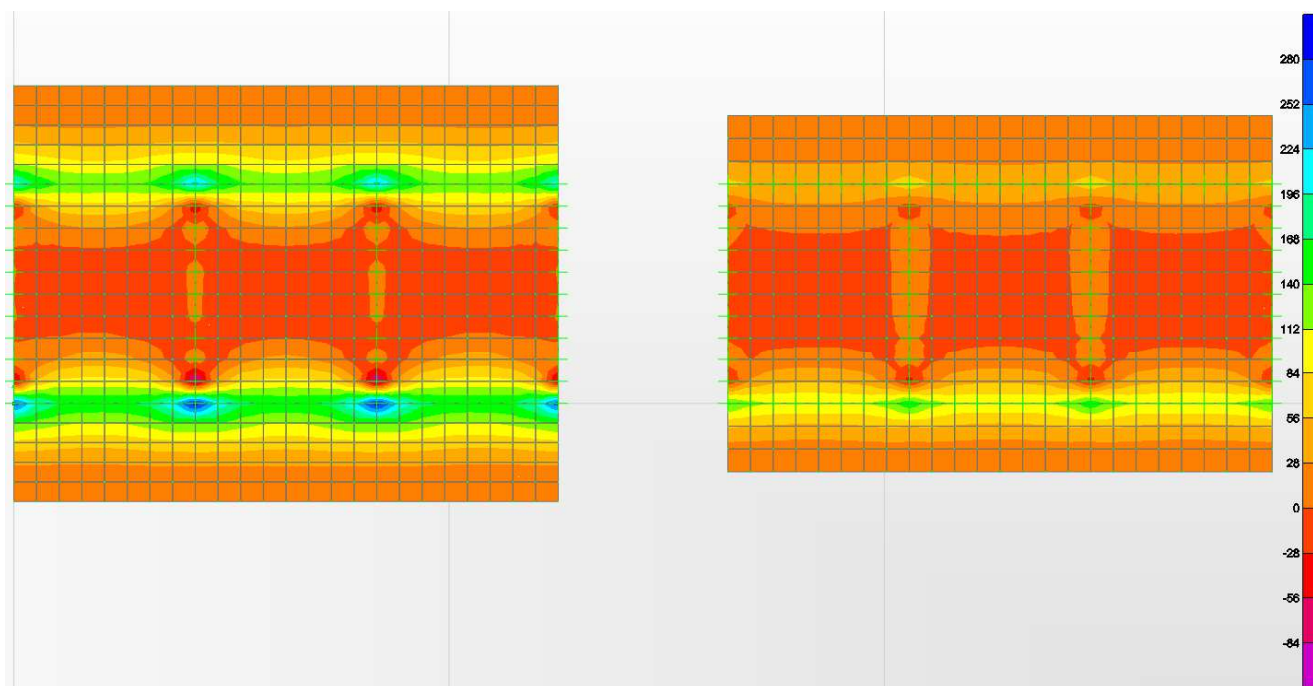


Figura 50 - Solettone di fondazione. Involuppo Comb RARA (SLE) - M22 max [kNm/m]



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

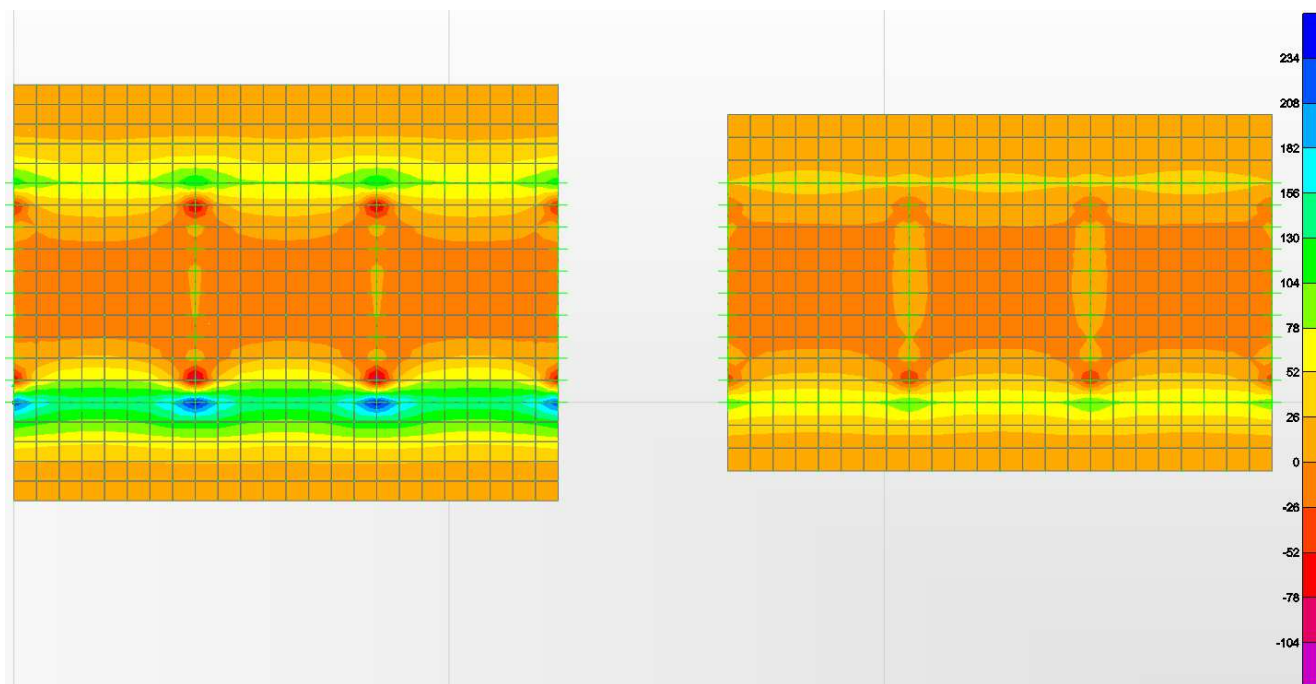


Figura 51 - Solettone di fondazione. Involuppo Comb RARA (SLE) – M22 min [kNm/m]

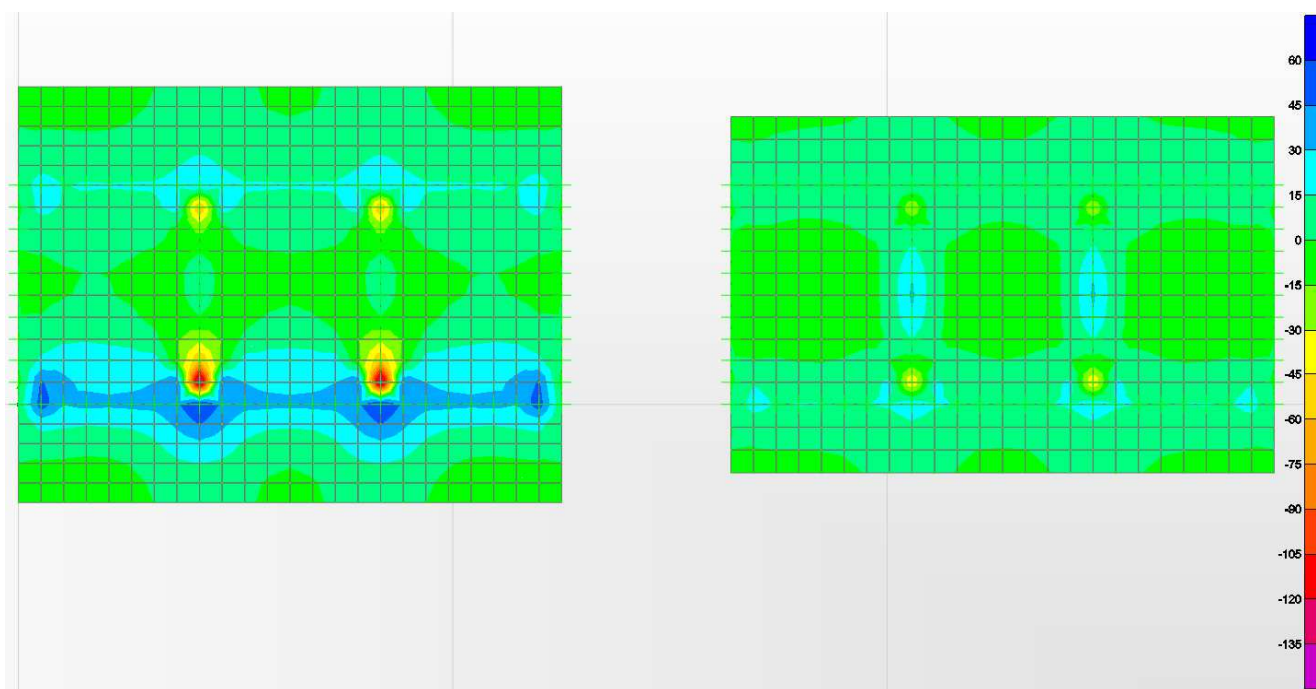


Figura 52 - Solettone di fondazione. Comb FREQUENTE (SLE) - M11 [kNm/m]

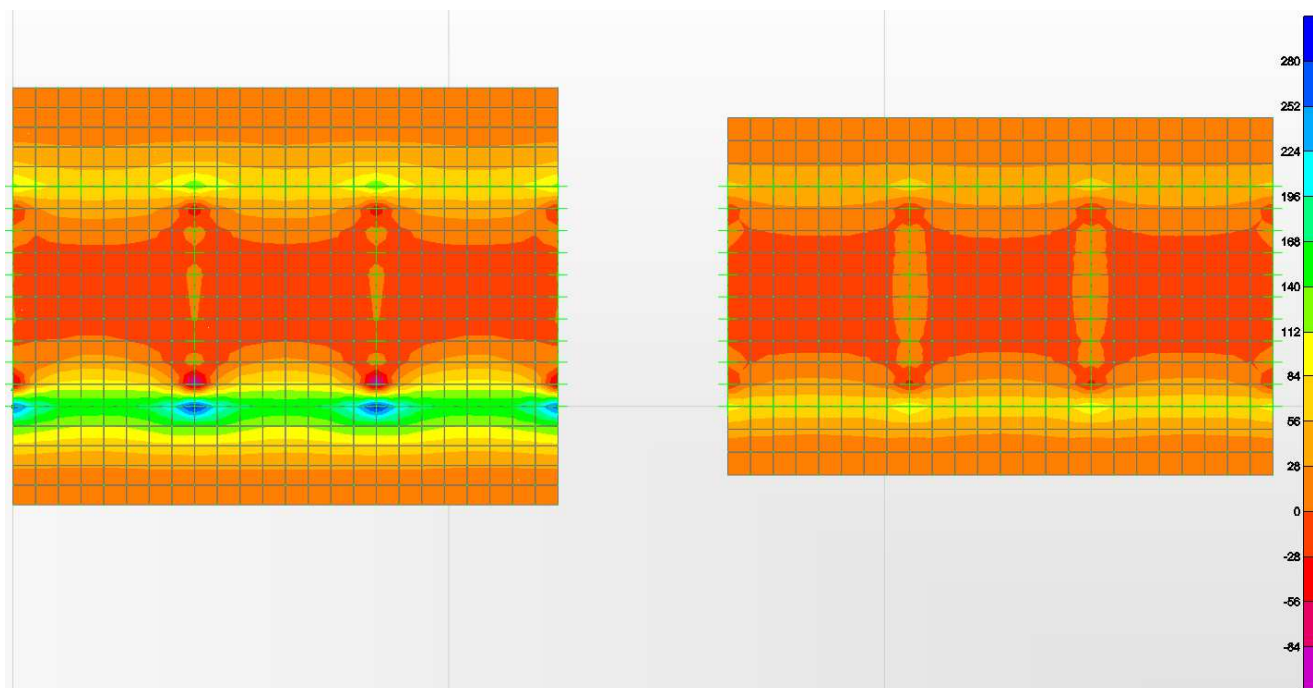


Figura 53 - Solettone di fondazione. Comb FREQUENTE (SLE) - M22 [kNm/m]

7.2.2.6.1 Verifiche delle tensioni di esercizio ed a fessurazione (SLE)

La sezione di verifica è rettangolare avente base $B = 1,00$ m ed altezza $H = 0,50$ m.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti per le combinazioni di carico analizzate e le verifiche delle tensioni di esercizio nei materiali (Comb. RARA) ed allo stato limite di formazione delle fessure (Comb. FREQUENTE).

SLE - Comb. RARA		B	H	Arm. superiore		Arm. inferiore		M_{ED}	σ_c	$0,60 f_{ck}$	$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$	σ_s	$0,8 f_{yk}$	$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$
				1°	2°	1°	2°							
		[m]	[m]					[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-
Direzione Longitudinale	Mensola (filo parete)	1.00	0.5	5Φ16	-	5Φ16	-	52.00	2.43	21.00	ok	131.50	360.00	ok
	Filo interno parete	1.00	0.5	5Φ16	-	5Φ16	-	-63.00	2.94	21.00	ok	159.32	360.00	ok
Direzione Trasversale	Mensola (filo parete)	1.00	0.5	5Φ16	-	5Φ20	5Φ16	212.00	7.09	21.00	ok	216.30	360.00	ok
	80 cm da filo parete (mensola e cella)	1.00	0.5	5Φ16	-	5Φ20	-	77.00	3.60	21.00	ok	194.70	360.00	ok
	Interno cella	1.00	0.5	5Φ16	-	5Φ20	-	-44.00	2.06	21.00	ok	111.26	360.00	ok

Tabella 25 – Solettone – verifiche delle tensioni (SLE RARA)

Viene verificato lo stato limite di formazione delle fessure, così come previsto nelle NTC2018 (§4.1.2.2.4.5), considerando la sezione non fessurata (I stadio, a differenza della sezione parzializzata che viene definita al II stadio) e specificando la verifica per sollecitazioni derivanti da flessione, verificando pertanto che la tensione al lembo teso del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}/1,2$. Laddove non dovesse essere soddisfatta la verifica, si determina l'apertura delle fessure, verificando che questa sia inferiore a $w_1 = 0.2$ mm (ai sensi della tabella 4.1.IV delle NTC2018).



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

				Arm superiore		Arm. Inferiore		Tensioni I stadio			Tensioni II stadio			
SLE - Comb. FREQUENTE		B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	σ _{c, traz}	f _{ctm} /1.2	σ _{c, traz} < f _{ctm} /1.2	σ _c	σ _s	w
		[m]	[m]						[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Direzione Longitudinale	Mensola (filo parete)	1.00	0.5	5ϕ16	-	5ϕ16	-	53.00	1.14	3.35	ok	2.48	134.03	0.00
	Filo interno parete	1.00	0.5	5ϕ16	-	5ϕ16	-	-57.00	1.22	3.35	ok	2.66	144.14	0.00
Direzione Trasversale	Mensola (filo parete) (valore mediato)	1.00	0.5	5ϕ16	-	5ϕ20	5ϕ16	177.00	3.60	3.35	no	5.92	180.59	0.13
	80 cm da filo parete (mensola e cella)	1.00	0.5	5ϕ16	-	5ϕ20	-	77.00	2.04	3.35	ok	3.60	194.70	0.00
	Interno cella	1.00	0.5	5ϕ16	-	5ϕ20	-	-40.00	0.86	3.35	ok	1.87	101.14	0.00

Tabella 26 – Solettone – verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

7.3 Fusto e sovrastruttura

7.3.1 Verifiche per situazioni transitorie

7.3.1.1 Setti

Per le pareti interne dei cassoni sono state prese in esame le situazioni transitorie relative alle fasi di zavorramento per il trasporto in galleggiamento e per l'affondamento.

7.3.1.1.1 Analisi dei carichi

E' stato ipotizzato, durante la fase di zavorramento, un dislivello massimo di livello idrico tra celle contigue pari a 2,00 m:

- la quota del riempimento a sinistra è -1,20 m, pari alla quota del foro
- la quota del riempimento a destra è di -3,20 m.

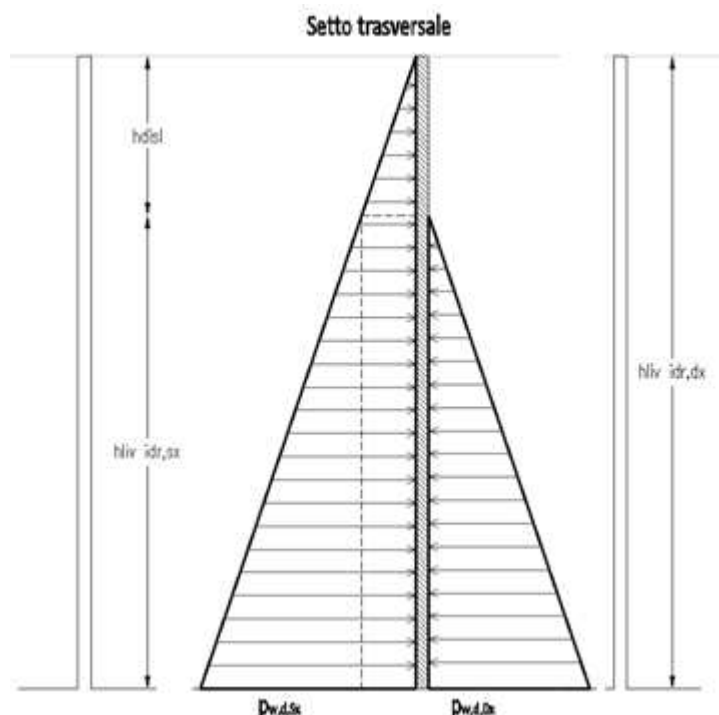




Figura 54 – Schema di carico del setto– Fase Provvisoria.

7.3.1.1.2 Combinazioni di carico

Combinazioni allo stato limite ultimo (STR-PROV) per la verifica del raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- PROV - Combinazione n. 1:
 - $\gamma_g \times$ Spinta idrostatica del livello idrico lato Dx
 - $\gamma_g \times$ Spinta idrostatica del livello idrico lato Sx

con:

$\gamma_g = 1.3$ - coefficiente parziale per i carichi permanenti (STR).

7.3.1.1.3 Verifiche agli stati limite ultimi

Le verifiche strutturali sono state condotte secondo il seguente modello di calcolo, definito nello spazio tridimensionale con elementi tipo piastra; i vincoli sono di incastro all'attacco con il solettone.

Sono stati impiegati elementi finiti bidimensionali di tipo Shell-Thick, in accordo alla Teoria delle piastre di Mindlin/Reissner, che comprende anche gli effetti della deformazione di taglio trasversale. Gli elementi sono stati discretizzati secondo una mesh con dimensione massima del lato di ogni elemento generato pari al massimo a 0,40 m.

Il sistema di riferimento ha origine nello spigolo lato porto/lato testata alla quota di attacco con il solettone, con asse x in direzione longitudinale, asse y in direzione trasversale e asse z verticale.

Nelle figure seguenti si riportano il modello di calcolo e gli schemi di carico.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

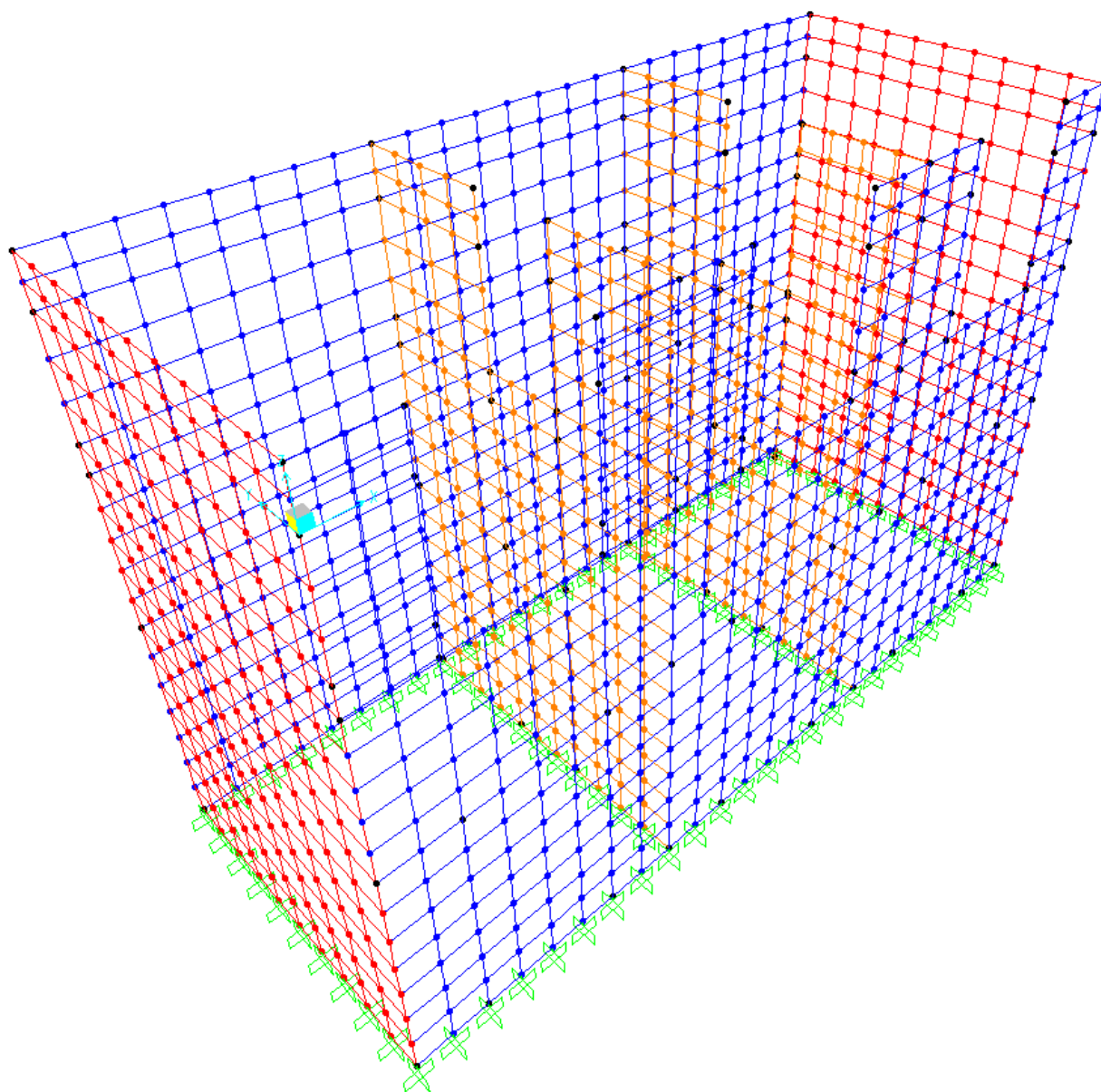


Figura 55 - Setti. Modello di calcolo - Fase Provvisoria

Per semplicità di rappresentazione, nelle seguenti figure non sono visualizzati gli elementi del modello non interessati dalle verifiche.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

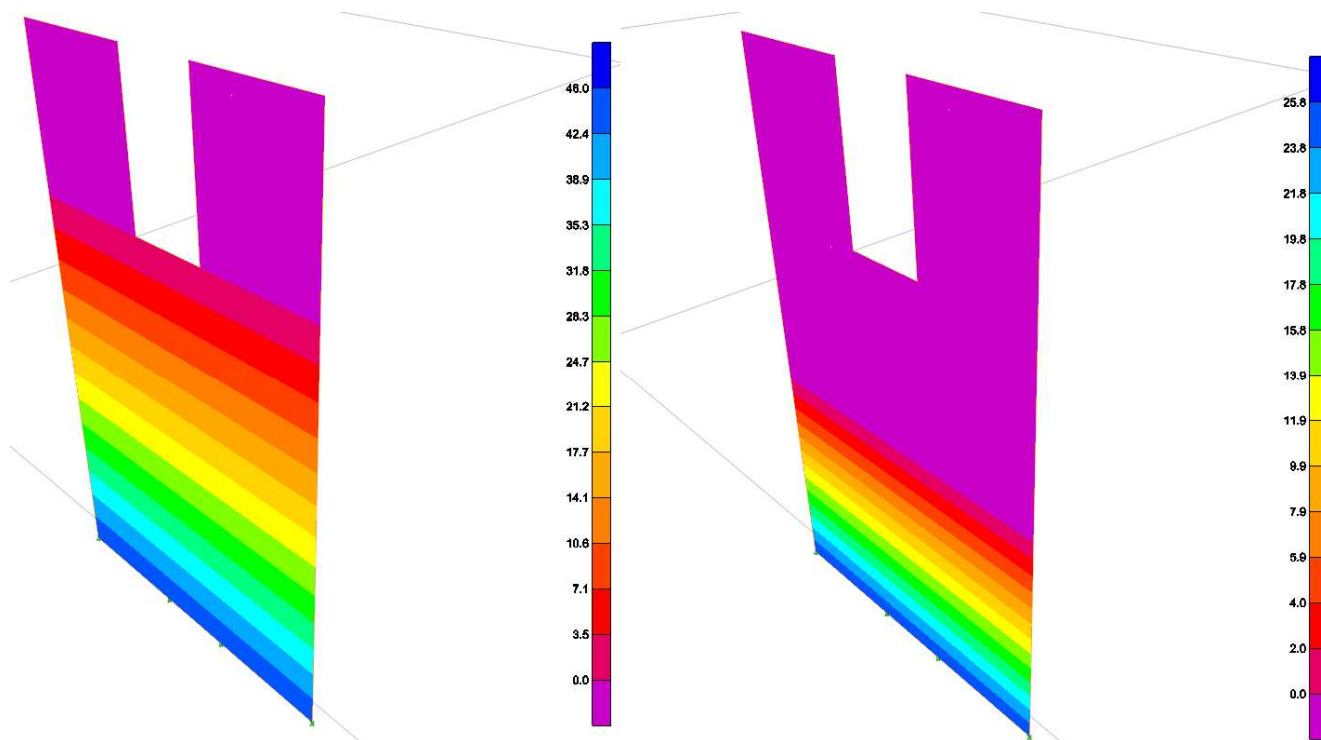


Figura 56 – Schema di carico. Spinta idrostatica [kN/m²] a sinistra e a destra.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

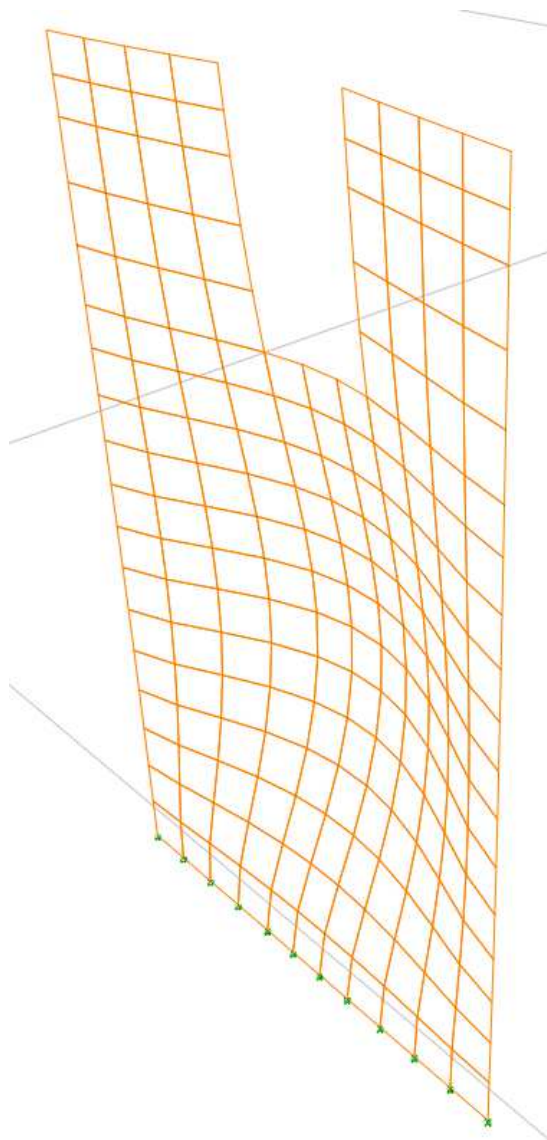


Figura 57 – Setto. Deformata PROV (SLU).

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni relative alle combinazioni in fase provvisoria del setto.

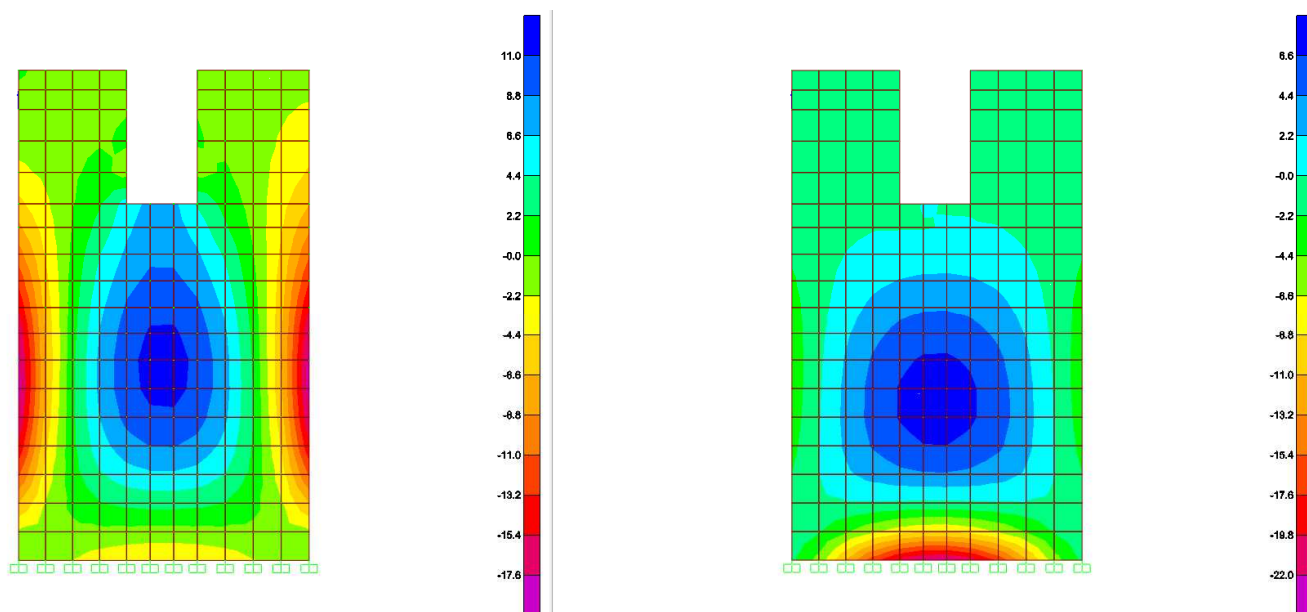


Figura 58 – Setto. Comb PROV (SLU) - M11 [kNm/m] (sinistra) e M22 [kNm/m] (destra).

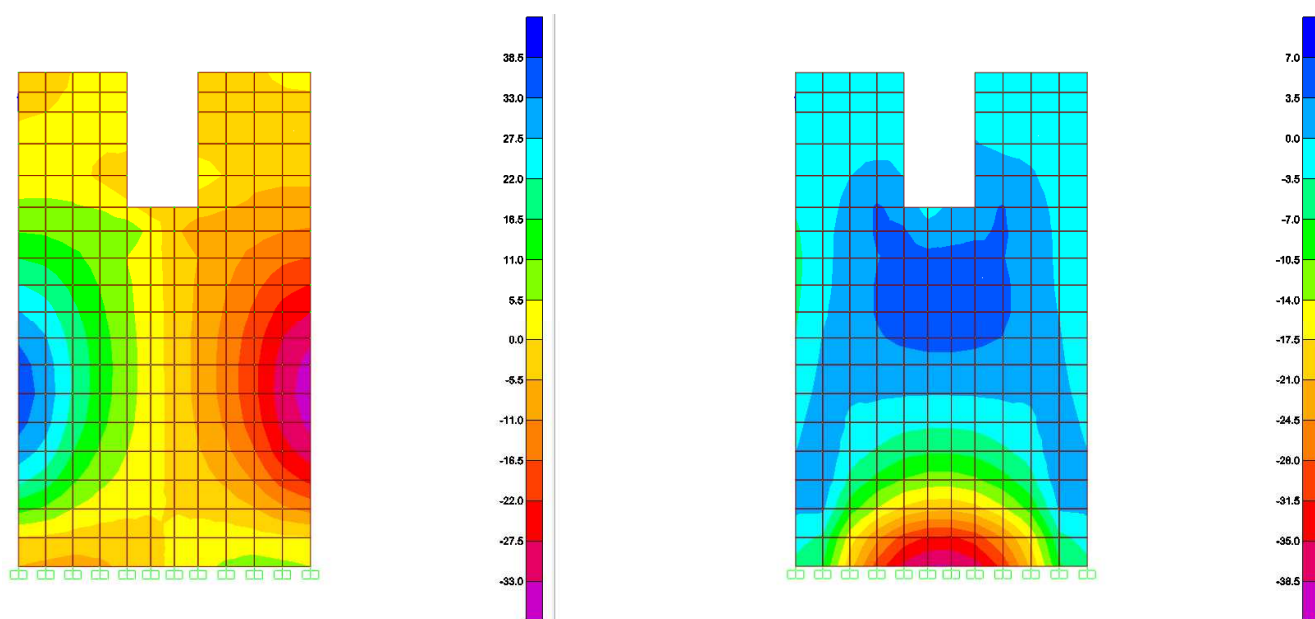


Figura 59 – Setto. Comb PROV (SLU) - V13 [kN/m] (sinistra) e V23 [kN/m] (destra).

7.3.1.1.3.1 Verifiche a flessione (SLU)

La sezione di verifica è rettangolare avente base $B = 1,00$ m ed altezza $H = 0,25$ m.

Nella tabella seguente sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SLU - STR/SLV			B		H	Arm sinistra		Arm. Destra		M _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _{ED}
			[m]	[m]		1°	2°	1°	2°	[kNm]	[kNm]	
Direzione Orizzontale	Campata	M _{11,max}	1.00	0.25		5φ14	-	5φ14	-	12.00	66.00	5.50
	Filo pareti	M _{11,min}	1.00	0.25		5φ14	-	5φ14	-	-19.00	-66.00	3.47
Direzione Verticale	Campata	M _{22,max}	1.00	0.25		5φ14	-	5φ14	-	8.00	66.00	8.25
	Filo solettone	M _{22,min}	1.00	0.25		5φ14	-	5φ14	-	-22.00	-66.00	3.00

Tabella 27 – Setti longitudinali - Verifiche a flessione in fase transitoria

7.3.1.1.3.2 Verifiche a taglio (SLU)

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni di taglio e le rispettive verifiche di resistenza.

SLU			B		H	Arm tesa		V _{ED}	Arm taglio	V _{RDcls}	V _{RSD}	V _{RCD}	V _{RD}	V _{RD} /V _{ED}
			[m]	[m]		1°	2°	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-
Direzione Orizzontale	Filo pareti	V _{13,max}	1.00	0.25		5φ14	-	36	-	83	-	-	83	2.31
Direzione Verticale	Filo solettone	V _{23,max}	1.00	0.25		5φ14	-	39	-	83	-	-	83	2.13

Tabella 28 – Setti longitudinali - Verifiche a taglio in fase transitoria

7.3.1.2 Pareti esterne

Le pareti dei cassoni oggetto di verifica sono la parete trasversale, la parete longitudinale lato terra LT e la parete longitudinale lato mare LM; le situazioni transitorie sono quelle relative alla fase di trasporto in galleggiamento ed alla fase di affondamento.

7.3.1.2.1 Analisi dei carichi

Le azioni agenti sono la pressione idrostatica esterna e quella interna dovuta alla zavorra di acqua, con un diagramma risultante di tipo trapezoidale. La quota di immersione dall'estradosso del solettone di fondazione in fase di galleggiamento è pari a -5,76 m s.l.m.m., mentre in fase di affondamento è pari a -6,00 m s.l.m.m. L'altezza della zavorra in fase di affondamento è pari a 0,32 m.

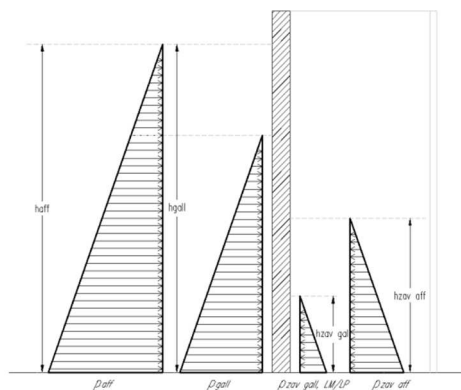




Figura 60 –Schema di carico – Fase Provvisoria.

A favore di sicurezza e per semplicità, viene tenuta in considerazione la condizione di carico relativa al massimo affondamento in assenza di spinta idrostatica interna.

7.3.1.2.2 Combinazioni di carico

Combinazioni allo stato limite ultimo (STR-PROV) per la verifica del raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- PROV - Combinazione n. 1:
 - $\gamma_g \times$ Spinta idrostatica esterna - Fase di affondamento

con:

$\gamma_g = 1,3$ - coefficiente parziale per i carichi permanenti (STR).

La fase di galleggiamento non viene considerata perché meno gravosa.

7.3.1.2.3 Verifiche agli stati limite ultimi

Le verifiche strutturali sono state condotte secondo il seguente modello di calcolo, definito nello spazio tridimensionale con elementi tipo piastra; i vincoli sono di incastro all'attacco con il solettone.

Sono stati impiegati elementi finiti bidimensionali di tipo Shell-Thick, in accordo alla Teoria delle piastre di Mindlin/Reissner, che comprende anche gli effetti della deformazione di taglio trasversale. Gli elementi sono stati discretizzati secondo una mesh con dimensione massima del lato di ogni elemento generato pari al massimo a 0.40 m.

Il sistema di riferimento ha origine nello spigolo lato porto/lato testata alla quota del l.m.m., con asse x in direzione longitudinale, asse y in direzione trasversale e asse z verticale.

Nelle figure seguenti si riportano il modello di calcolo e gli schemi di carico.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

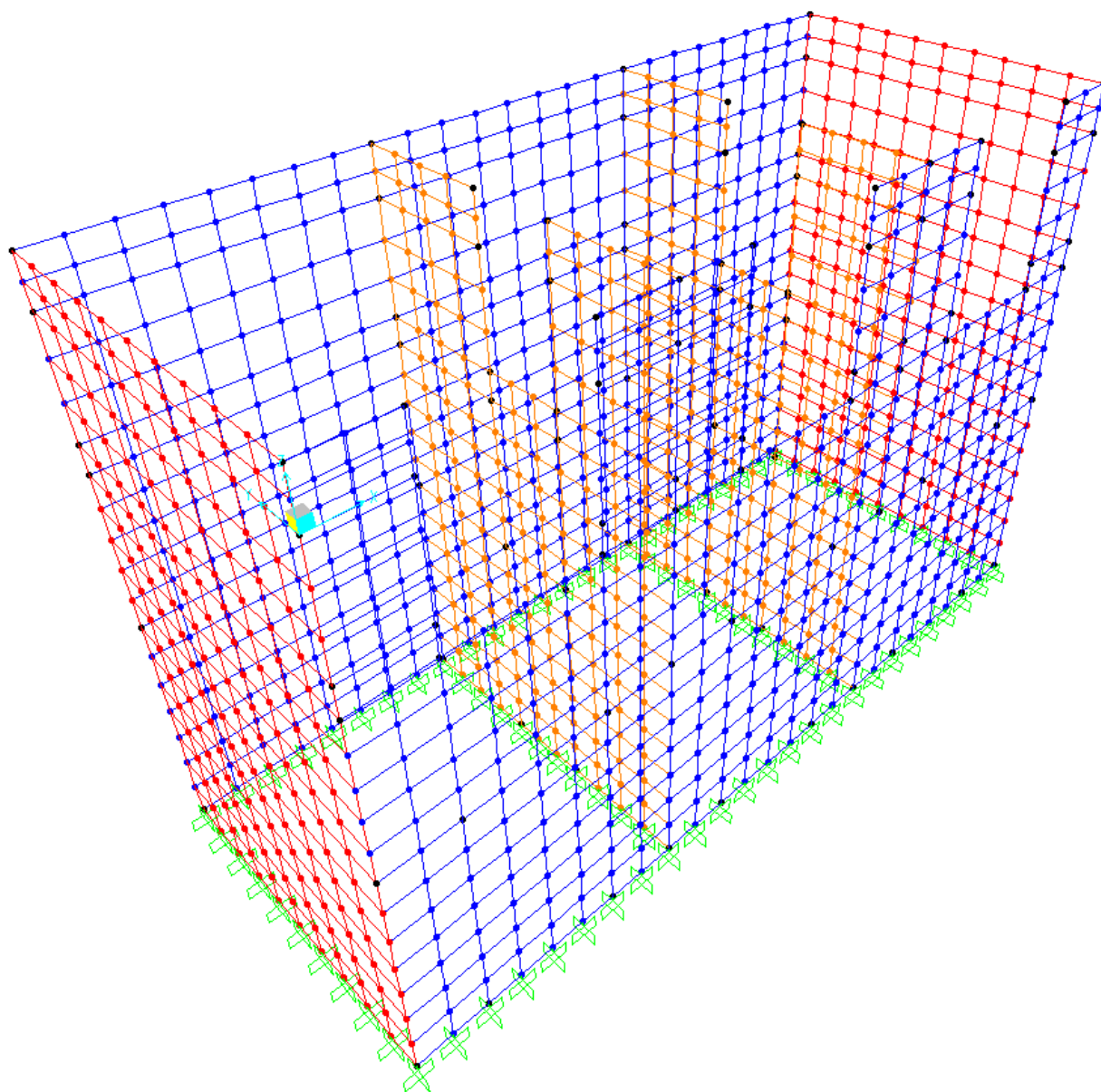


Figura 61 - Setti. Modello di calcolo - Fase Provvisoria



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

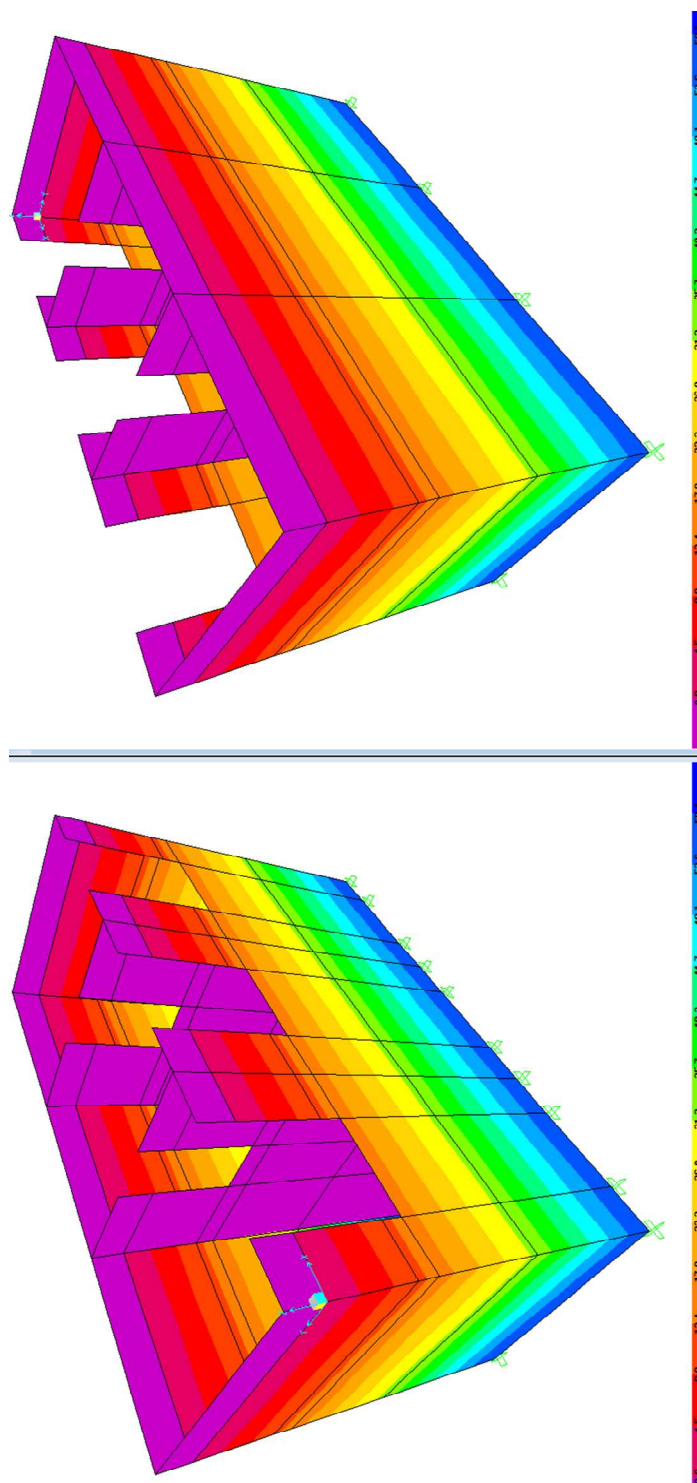


Figura 62 – Schema di carico. Spinta idrostatica in fase di affondamento [kN/m²] (dall'esterno verso l'interno).



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

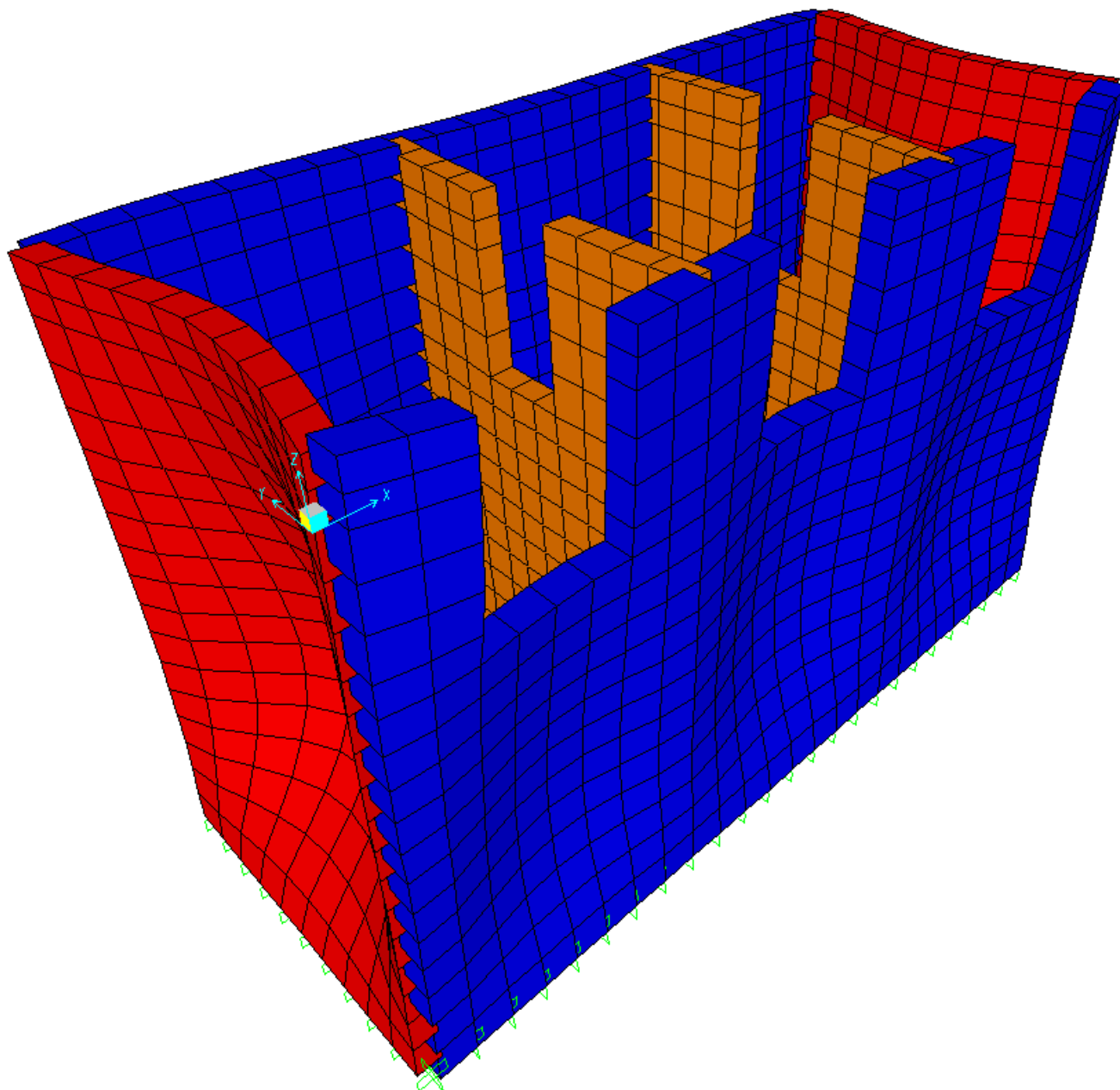


Figura 63 – Parete trasversale. Deformata INV PROV (SLU).

Convenzione sui segni delle SOLLECITAZIONI: il momento positivo tende le armature interne rispetto al cassone.



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

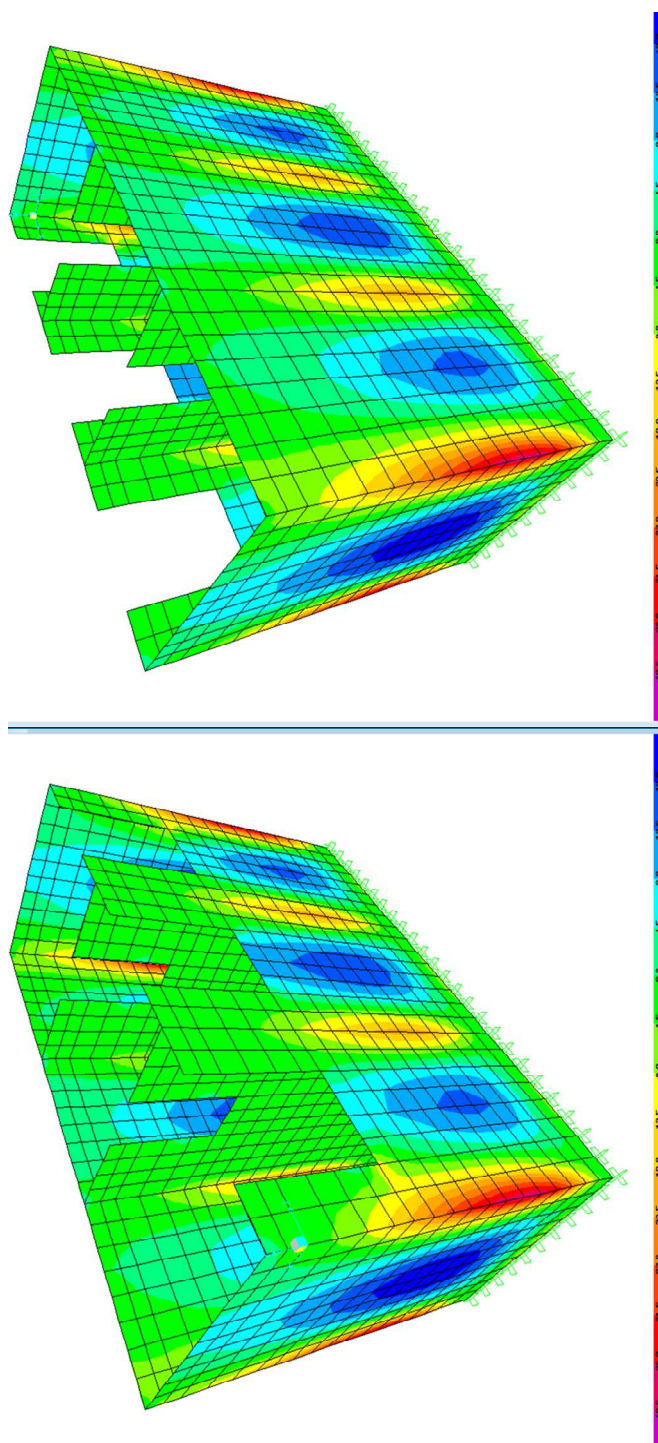


Figura 64-Pareti - PROV - M11 [kNm/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

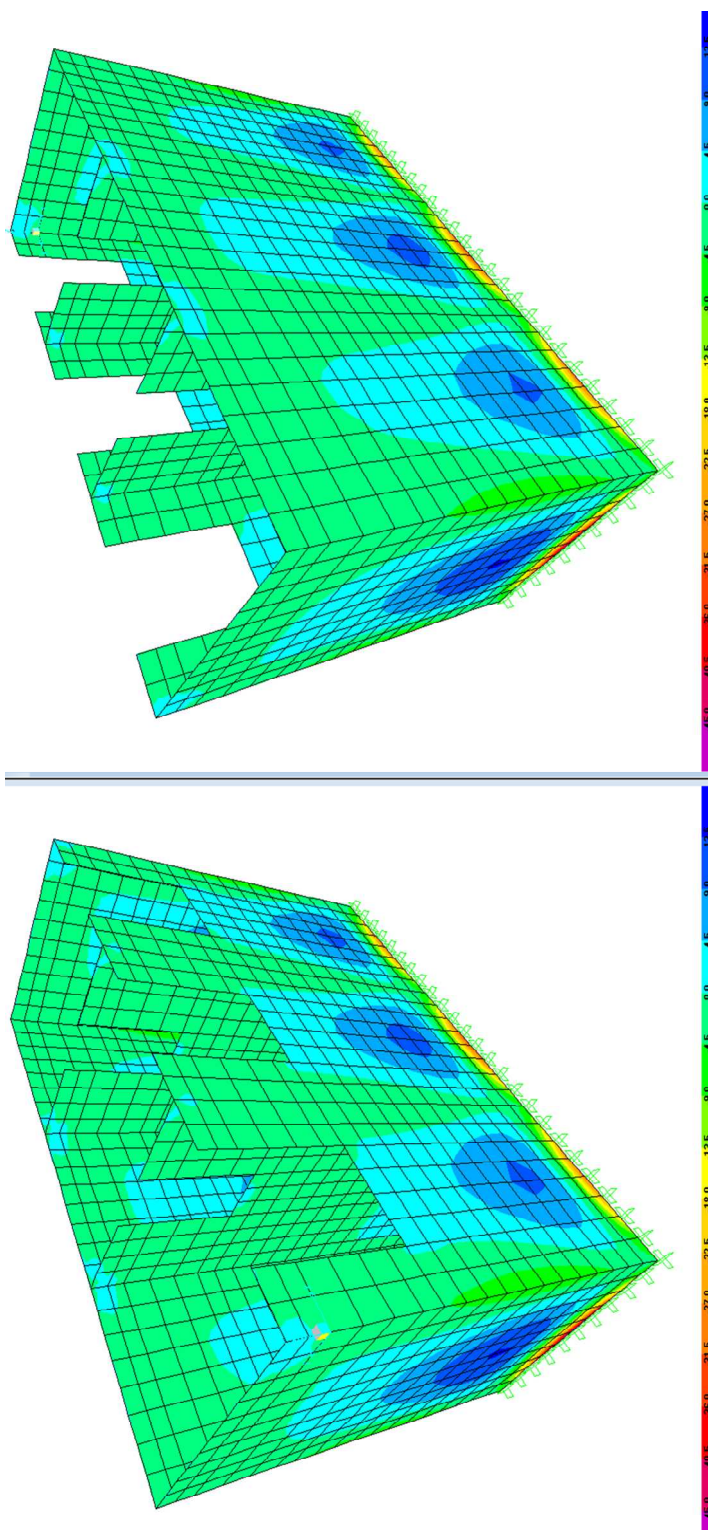


Figura 65 - Pareti - PROV – M22 [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

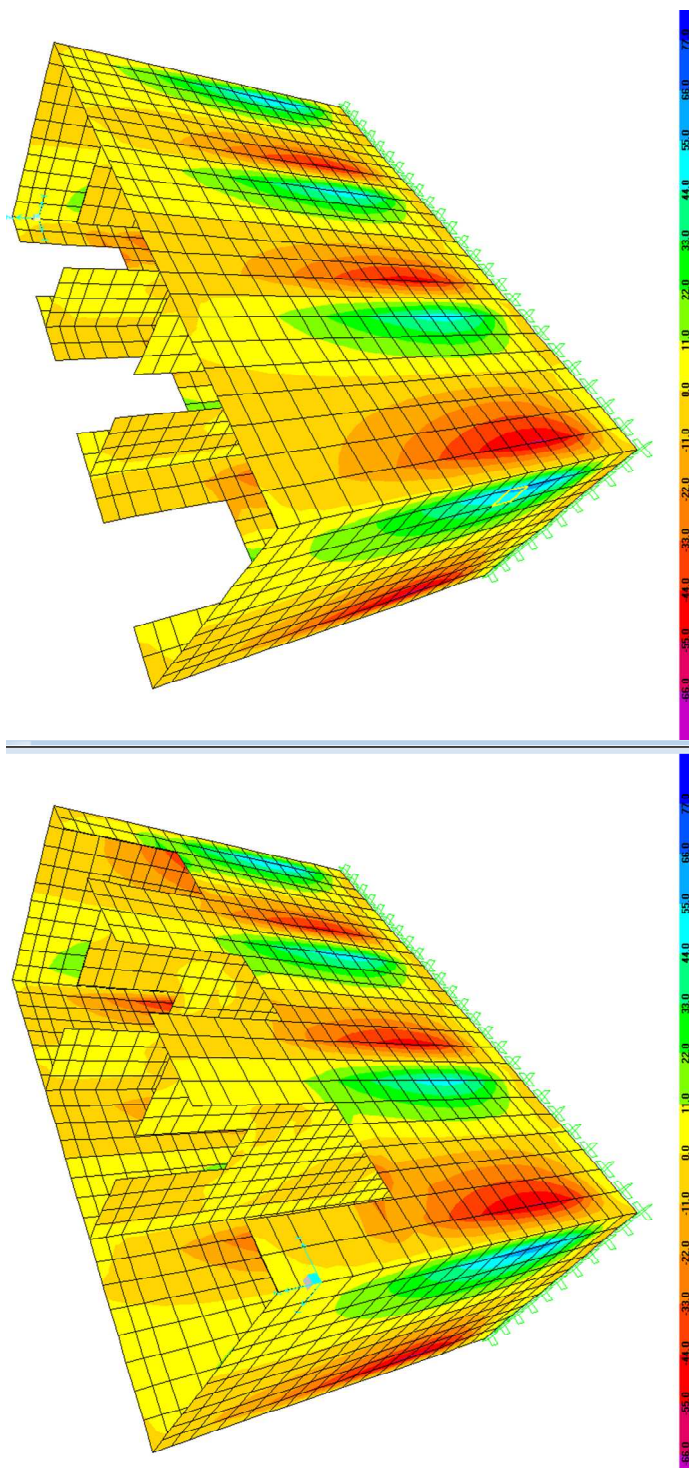


Figura 66 - Pareti - PROV - V13 [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

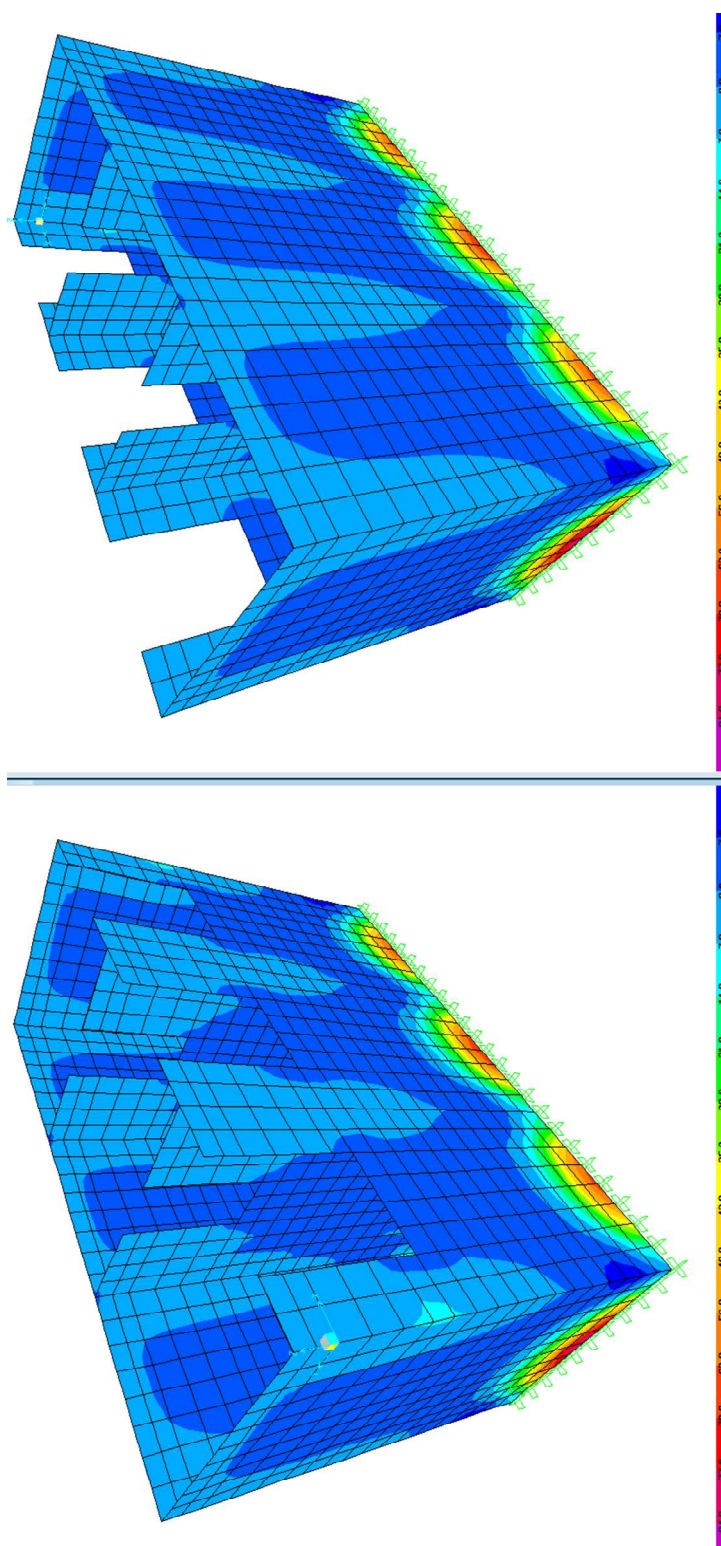


Figura 67 - Pareti - PROV- V23 [kN/m].



7.3.1.2.3.1 Verifiche a flessione (SLU)

Nella tabella seguente vengono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

					Arm. esterna		Arm. interna				
SLU - STR/SLV			B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _{ED}
			[m]	[m]					[kNm]	[kNm]	
Direzione Orizzontale	Campata cella centrale	M _{11,max}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	17	101	5.94
	Filo pareti trasversali	M _{11,min}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	-41	-101	2.46
Direzione Verticale	Campata cella centrale	M _{22,max}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	10	101	10.10
	Filo solettone	M _{22,min}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	-35	-101	2.89

Tabella 29 – Parete longitudinale lato mare – verifica a flessione – fase transitoria

					Arm. esterna		Arm. interna				
SLU - STR/SLV			B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _{ED}
			[m]	[m]					[kNm]	[kNm]	
Direzione Orizzontale	Campata cella centrale	M _{11,max}	1.00	0.30	5ϕ14	-	5ϕ14	-	17	81	4.76
	Filo pareti trasversali	M _{11,min}	1.00	0.30	5ϕ14	-	5ϕ14	-	-41	-81	1.98
Direzione Verticale	Campata cella centrale	M _{22,max}	1.00	0.30	5ϕ14	-	5ϕ14	-	10	81	8.10
	Filo solettone	M _{22,min}	1.00	0.30	5ϕ14	-	5ϕ14	-	-35	-81	2.31

Tabella 30 – Parete longitudinale lato terra – verifica a flessione – fase transitoria

					Arm. esterna		Arm. interna				
SLU - STR/SLV			B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _{ED}
			[m]	[m]					[kNm]	[kNm]	
Direzione Orizzontale	Campata cella	M _{11,max}	1.00	0.25	5ϕ14	-	5ϕ14	-	22	66	3.00
	Filo pareti trasversali	M _{11,min}	1.00	0.25	5ϕ14	-	5ϕ14	-	-41	-66	1.61
Direzione Verticale	Campata cella	M _{22,max}	1.00	0.25	5ϕ14	-	5ϕ14	-	14	66	4.71
	Filo solettone	M _{22,min}	1.00	0.25	5ϕ14	-	5ϕ14	-	-47	-66	1.40

Tabella 31 – Pareti trasversali – verifica a flessione – fase transitoria

Le sollecitazioni sui setti, a parità di sezione resistente, sono inferiori rispetto alle pareti trasversali; pertanto anche i setti sono implicitamente verificati.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

7.3.1.2.3.2 Verifiche a taglio (SLU)

SLU			B		H		Arm tesa		V _{ED} [kN]	Arm taglio	V _{RDcIs} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed} -
			[m]	[m]	1°	2°									
Direzione Orizzontale	Filo pareti trasversali	V _{13,max}	1.00	0.30	5Φ16	-		57	-	-	133	-	-	133	2.33
Direzione Verticale	Filo solettone	V _{23,max}	1.00	0.30	5Φ16	-		73	-	-	133	-	-	133	1.82

Tabella 32 – Parete longitudinale lato mare– verifica a taglio – fase transitoria

SLU			B		H		Arm tesa		V _{ED} [kN]	Arm taglio	V _{RDcIs} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed} -
			[m]	[m]	1°	2°									
Direzione Orizzontale	Filo pareti trasversali	V _{13,max}	1.00	0.30	5Φ14	-		57	-	-	130	-	-	130	2.28
Direzione Verticale	Filo solettone	V _{23,max}	1.00	0.30	5Φ14	-		73	-	-	130	-	-	130	1.78

Tabella 33 – Parete longitudinale lato terra – verifica a taglio – fase transitoria

			Arm tesa								
SLU			1°	2°	V _{ED}	Arm taglio	V _{RDcIs}	V _{RSD}	V _{RCD}	V _{RD}	V _{RD} /V _{Ed}
					[kN]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-
Direzione Orizzontale	Filo pareti longitudinali	V _{13,max}	5Φ14	-	60	-	106	-	-	106	1.77
Direzione Verticale	Filo solettone	V _{23,max}	5Φ14	-	87	-	106	-	-	106	1.22

Tabella 34 – Pareti trasversali– verifica a taglio – fase transitoria

Le sollecitazioni sui setti, a parità di sezione resistente, sono inferiori rispetto alle pareti trasversali; pertanto anche i setti sono implicitamente verificati.



7.3.2 Verifiche in fase definitiva (in assenza di urto)

7.3.2.1 Analisi dei carichi

Le azioni considerate sono quelle descritte nel §6. Vengono di seguito riportati i valori utilizzati per l'implementazione del modello di calcolo

7.3.2.1.1 Spinta del rinfianco

Altezza immersa	$H_w =$	[m]	6,00
Altezza emersa (compresa la sovrastruttura)	$H_{em} =$	[m]	2,50
Altezza totale	$H_{tot} = H_w + H_{em}$	[m]	8,50
Inclinaz. del param. int. del muro risp alla vert.	$b =$	[°]	0,00
Inclinaz. p.c. rispetto all'orizzontale	$i =$	[°]	0,00
Peso unità volume terreno asciutto sopra l.m.m.	$\gamma_1 =$	[kN/m³]	17,50
Peso unità volume efficace terreno sotto l.m.m.	$\gamma'_2 =$	[kN/m³]	10,40
Peso unità volume acqua	$\gamma_w =$	[kN/m³]	10,10
Angolo resistenza a taglio del rinterro sopra l.m.m.	$\varphi'_1 =$	[°]	40,00
Angolo attrito rinterro - muro sopra l.m.m.	$d_1 =$	[°]	26,67
Angolo resist a taglio del rinterro sotto l.m.m.	$\varphi'_2 =$	[°]	40,00
Angolo attrito terreno- muro sotto l.m.m.	$d_2 =$	[°]	26,67
Lunghezza cassone	$L =$	[m]	9,40
Coeff. Spinta attiva rinterro sopra l.m.m.	$K_{a1} =$	[-]	0,20
Coeff. Spinta attiva rinterro sotto l.m.m.	$K_{a2} =$	[-]	0,20
Spinta attiva	$F_a =$	[kN]	948,25
Spinta attiva: componente orizzontale	$F_{ao} =$	[kN]	847,39

Tabella 35 – Spinta del rinfianco sulla parete lato terra

7.3.2.1.2 Peso del rinterro

Peso rinterro su sovrastruttura	W_r	[kN]	438,39
---------------------------------	-------	------	--------

Tabella 36 – Peso del rinterro sulla sovrastruttura

7.3.2.1.3 Carico di banchina

È stato inserito un carico uniformemente distribuito pari a 40 kN/m² (alla radice).



7.3.2.1.4 Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo

I valori delle pressioni implementati sulla parete longitudinale LM, sono quelli riportati nelle tabelle del §6.3. Sulle pareti trasversali il diagramma delle pressioni varia linearmente, dai valori sopradetti in corrispondenza dell'attacco con parete LM, al valore pari a 0 kN/m² in corrispondenza della parete LT.

7.3.2.1.5 Tiro alla bitta

È stato inserito un carico concentrato pari a 500 kN al centro del cassone.

7.3.2.1.6 Spinta del riempimento

La spinta del materiale di riempimento è calcolata tenendo conto dell'effetto silo. In particolare, si fa riferimento al metodo riportato nelle "Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan", part IV, §1.4.5. Si assume un coefficiente di spinta del materiale insilato pari a 0,6. La pressione del riempimento è linearmente crescente con la profondità rispetto alla quota di massimo riempimento, fino ad una profondità pari alla dimensione della cella in direzione perpendicolare alla parete rispetto alla quale viene calcolata l'azione; per profondità maggiori, la pressione rimane costante.

direzione trasversale:

Dimensione minima cella in direzione trasv.	3.4	m
Massimo riempimento dal fondo cella	3.5	m
Peso specifico riempimento	24	kN/mc

z (m)	p _h (kN/m ²)	
-2	0	(massimo riempimento)
-5.4	28.356	
0	28.356	(fondo cassone)

direzione longitudinale:

Dimensione minima cella in direzione long.	2.8	m
Massimo riempimento dal fondo cella	3.5	m
Peso specifico riempimento	24	kN/mc

z (m)	p _h (kN/m ²)	
3.5	0	(massimo riempimento)
0.7	23.352	
0	23.352	(fondo cassone)

Tabella 37 – Spinta del riempimento

L'assunzione relativa all'effetto silos ed al peso specifico del riempimento, assunto non alleggerito, è cautelativa e, in particolare per la parete lato terra, consente una valutazione della reazione del riempimento sulla faccia interna per effetto delle azioni sulla faccia esterna.

7.3.2.1.7 Incremento di spinta del riempimento dovuto al sisma

La sovrappressione in direzione orizzontale del materiale di riempimento in fase sismica è calcolata in analogia a quanto previsto dalle NTC2018 per le opere di sostegno, applicando alla massa sismica del riempimento l'accelerazione massima attesa ridotta del coefficiente di riduzione β_m .



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

dimensione della sezione trasversale caratteristica (lato minore)
larghezza cella (direzione trasversale)
lunghezza cella (direzione longitudinale)
accelerazione sismica

dc	2.8	m
wl	3.4	m
wt	2.8	m
ag/g	0.05	
γ	24	kN/m ³
β_m	0.38	
h	3.5	m
phstrasv	1.55	kN/m
phlong	1.28	kN/m

altezza riempimento
pressione orizzontale dovuta al sisma del riempimento
pressione orizzontale dovuta al sisma del riempimento

Tabella 38 – Spinta sismica del riempimento

La spinta sismica in direzione y è applicata alternativamente nel verso da LT a LM e nel verso da LM a LP; la spinta in direzione x invece, data la simmetria del modello, è applicata esclusivamente nel verso positivo.

7.3.2.1.8 Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

La sovrappressione in direzione orizzontale del terreno di rinfiando in fase sismica è calcolata secondo quanto previsto dalle NTC2018 per le opere di sostegno, applicando alla massa sismica del riempimento l'accelerazione massima attesa ridotta del coefficiente di riduzione β_m .

Incremento Spinta attiva sismica	$\Delta F_{as} =$	[kN]	157.78
Incremento Spinta attiva sismica: componente orizzontale	$\Delta F_{aos} =$	[kN]	258.64
Incremento Spinta attiva sismica: componente verticale	$\Delta F_{avs} =$	[kN]	70.81
Distanza verticale da piano posa (braccio)	$H_{\Delta as} =$	[m]	4.25

Tabella 39 – Incremento di spinta sismica del terreno

Sulla parete LT è applicata una pressione pari alla componente orizzontale dell'incremento di spinta sismica, divisa per la superficie della parete LT, e pertanto è pari a:

$$258,64 / (8,50 * 9,40) = 3,24 \text{ kN/m}^2$$

7.3.2.1.9 Spinta idrodinamica indotta dal sisma

Vengono di seguito riportate le pressioni dovute alla spinta idrodinamica indotta dal sisma alle varie quote rispetto al fondo del cassone:



z (m)	p _h (kN/m ²)
6	0.00
4.8	0.69
4.5	0.77
4	0.89
3.47	1.00
0.25	1.51
0	1.54

Tabella 40 – Spinta idrodinamica indotta dal sisma in corrispondenza delle diverse quote dei nodi del modello

La spinta sismica in direzione y è applicata alternativamente nel verso da LP a LM e nel verso da LM a LP; la spinta in direzione x invece, data la simmetria del modello, è applicata esclusivamente nel verso positivo.

7.3.2.2 Combinazioni dei carichi

$\gamma^* \psi$	Comb. SLU-1 (STR)	Comb. SLU-2 (STR)	Comb. SLV-1 (SLV)	Comb. SLV-2 (SLV)	Comb. SLE-R1 (SLE - RARA)	Comb. SLE-R2 (SLE - RARA)	Comb. SLE-R3 (SLE - RARA)	Comb. SLE-R4 (SLE - RARA)	Comb. SLE-F1 (SLE - FREQ.)	Comb. SLE-F2 (SLE - FREQ.)	Comb. SLE-F3 (SLE - FREQ.)	Comb. SLE-F4 (SLE - FREQ.)
Carichi permanenti	1.30/1.00	1.30/1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Rinterro su sovrastruttura	1.30/1.00	1.30/1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno rinterro	1.30/1.00	1.30/1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Moto ondoso in fase di Cavo (Hs=2.5 m)	1.50	-	-	-	1.00	-	-	-	0.20	-	-	-
Moto ondoso in fase di Cavo (Hs=1.5 m)	-	1.50	-	-	-	1.00	0.60	0.60	-	0.20	-	-
Sovraccarico accidentale di banchina su sovrastruttura	-	1.5/-	0.30/-	0.30/-	-	0.70/-	1.00/-	0.70/-	-	-	-	0.30/-
Sovraccarico accidentale di banchina su rinterro	-	1.5/-	0.30/-	0.30/-	-	0.70/-	1.00/-	0.70/-	-	-	-	0.30/-
Tiro alla bitta	-	1.5/-	-	-	-	0.60/-	0.60/-	0.70/-	-	-	-	-
Riempimento celle	1.30/1.00	1.30/1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	-	-	-	-	-	0.90
Azioni inerziali dir.x	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-
Azioni inerziali dir.y	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
Incremento spinta sismica riempimento dir.x	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-
Incremento spinta sismica riempimento dir.y	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
Spinta sismica acqua dir.x	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-
Spinta sismica acqua dir.y	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
Incremento spinta sismica rinterro dir.y	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 41 – Fusto – coefficienti di combinazione dei carichi

Alcune azioni variabili sono indicate con una doppia indicazione, in quanto in fase di implementazione delle combinazioni nel software di calcolo si è provveduto ad inserire alternativamente il primo coefficiente ed il secondo, procedendo con l'involuppo delle due differenti condizioni.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

7.3.2.3 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è definito nello spazio tridimensionale con elementi tipo piastra; i vincoli sono di incastro all'attacco con il solettone.

Gli elementi sono stati discretizzati secondo una mesh con dimensione massima del lato di ogni elemento generato pari al massimo a 0.40 m.

Il sistema di riferimento ha origine nello spigolo lato porto/lato testata (guardando dal porto, sulla parete lato porto in basso a sx) alla quota di attacco con il solettone, con asse x in direzione longitudinale, asse y in direzione trasversale e asse z verticale.

Le figure seguenti illustrano il modello di calcolo.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

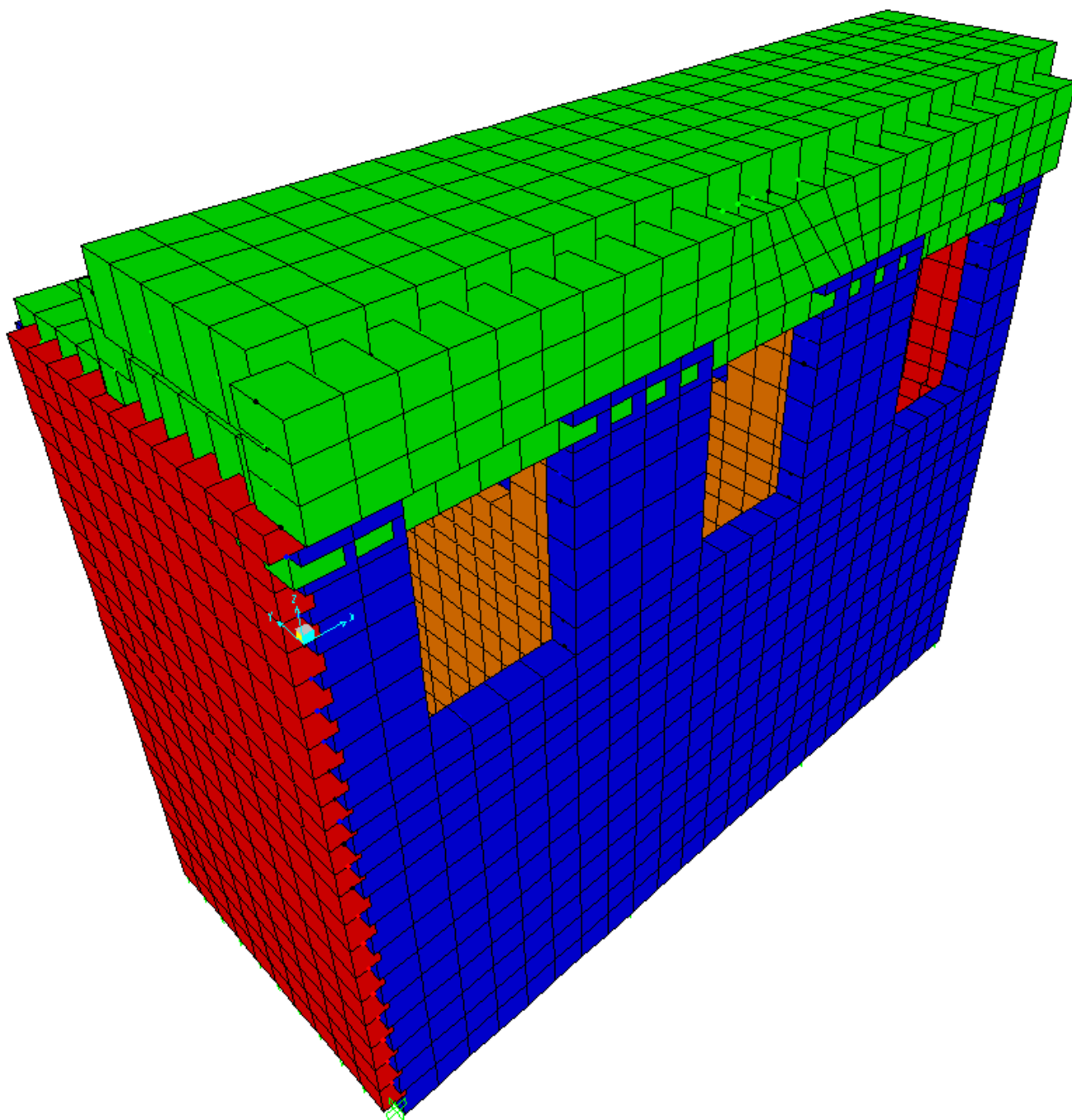


Figura 68 – Modello di calcolo del fusto. Fase definitiva.

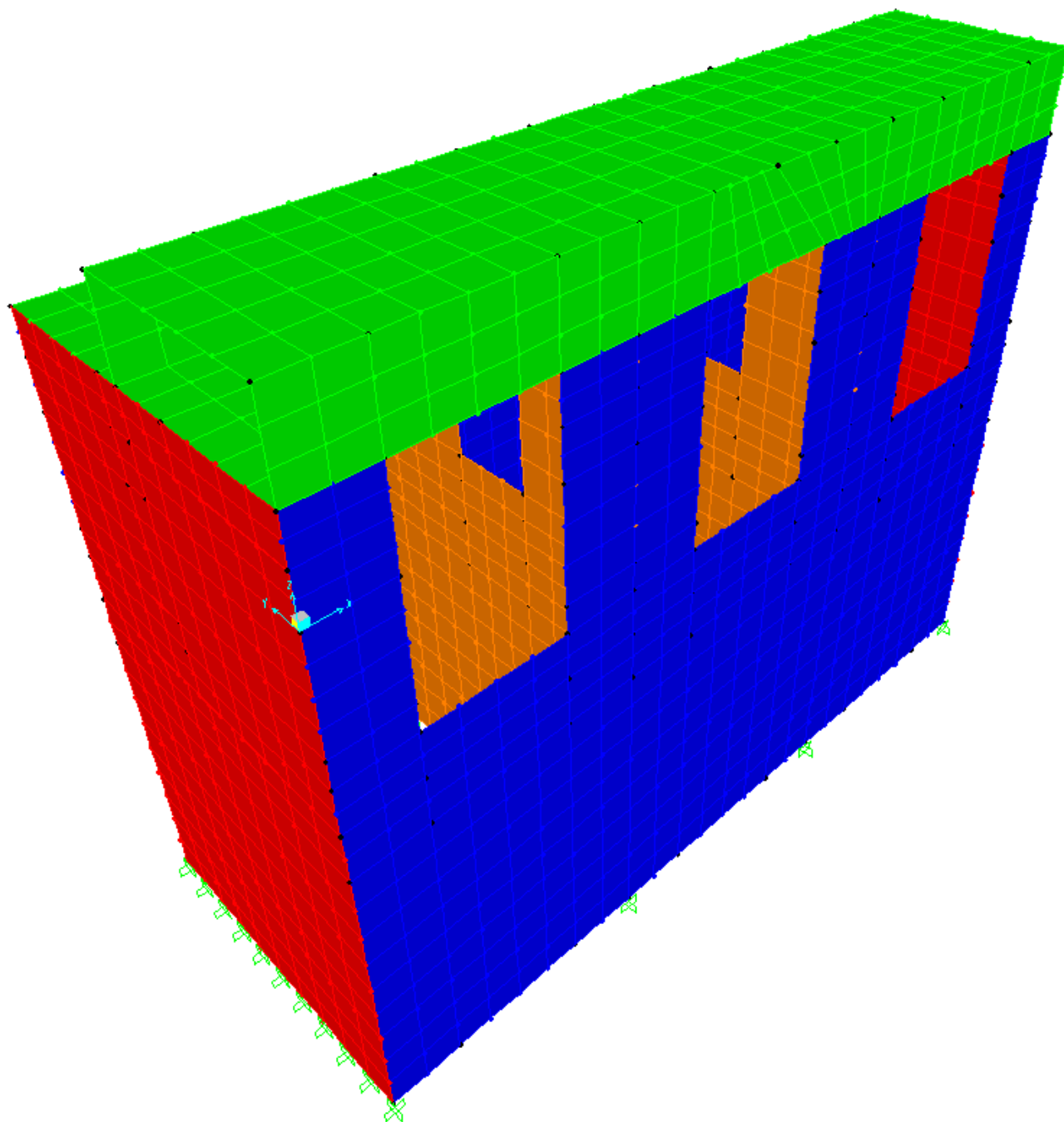


Figura 69 – Modello di calcolo del fusto. Fase definitiva.

Si riportano di seguito gli schemi di carico.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

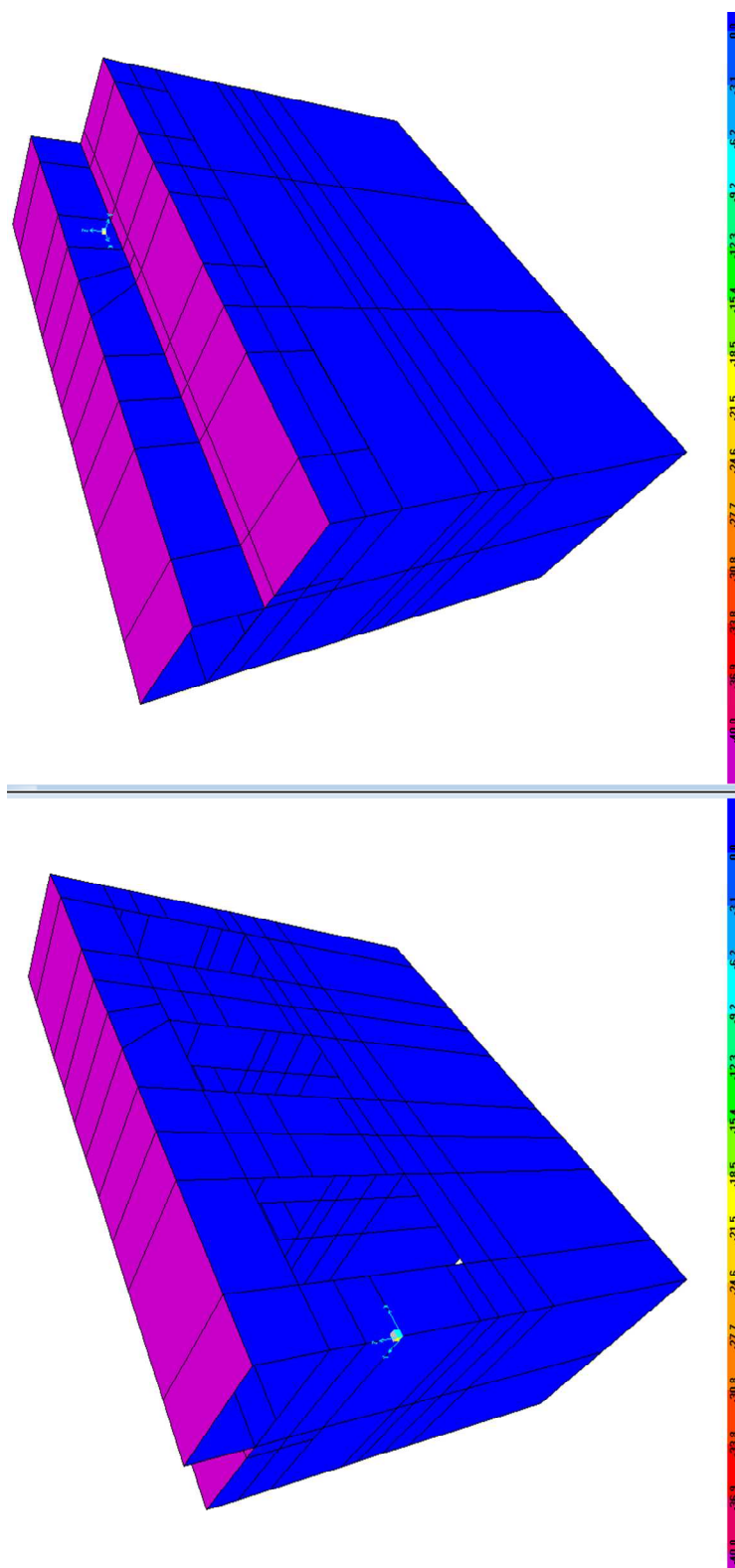


Figura 70 – Schema di carico. Rinterro sopra la sovrastruttura [kN/m²].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

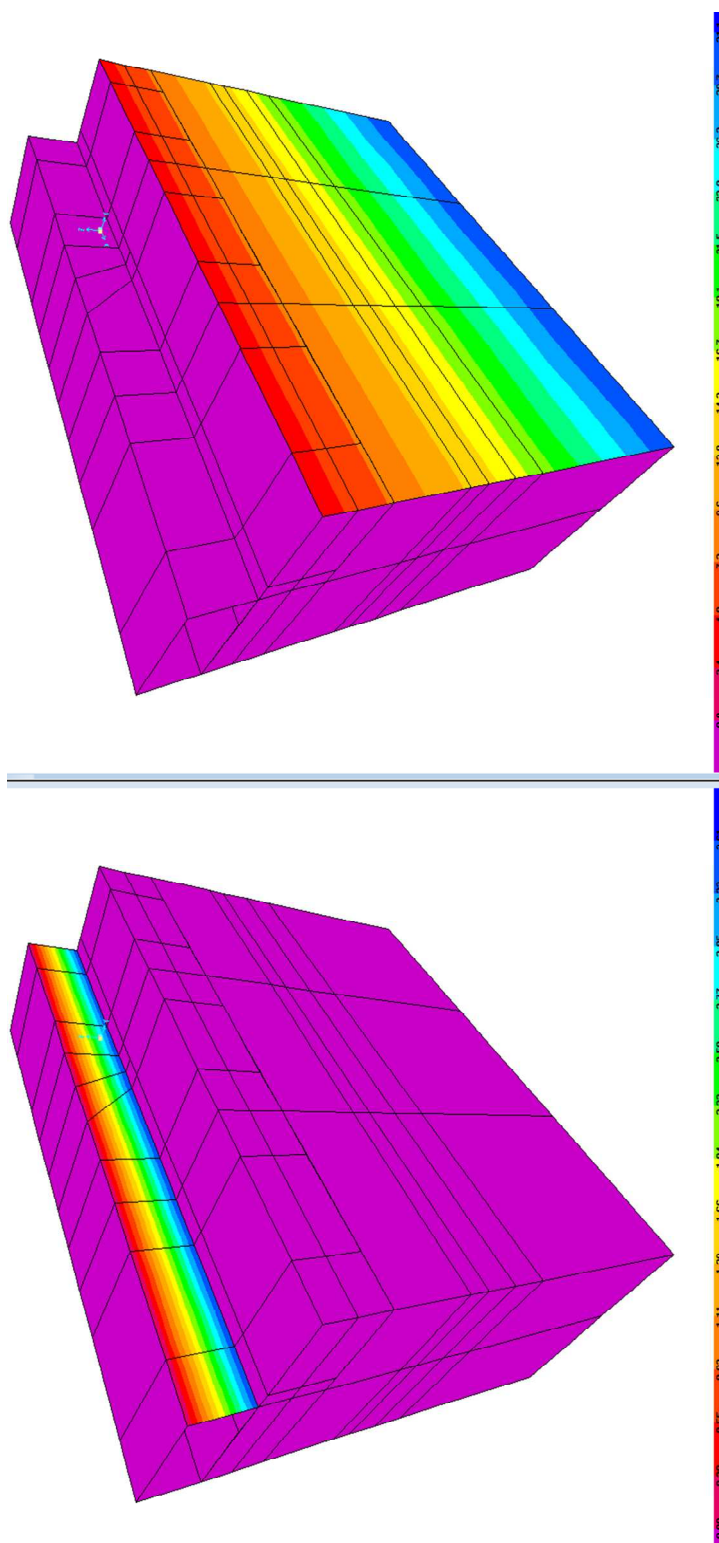


Figura 71 – Schema di carico. Spinta del rinterro sulla parete lato terra [kN/m²].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

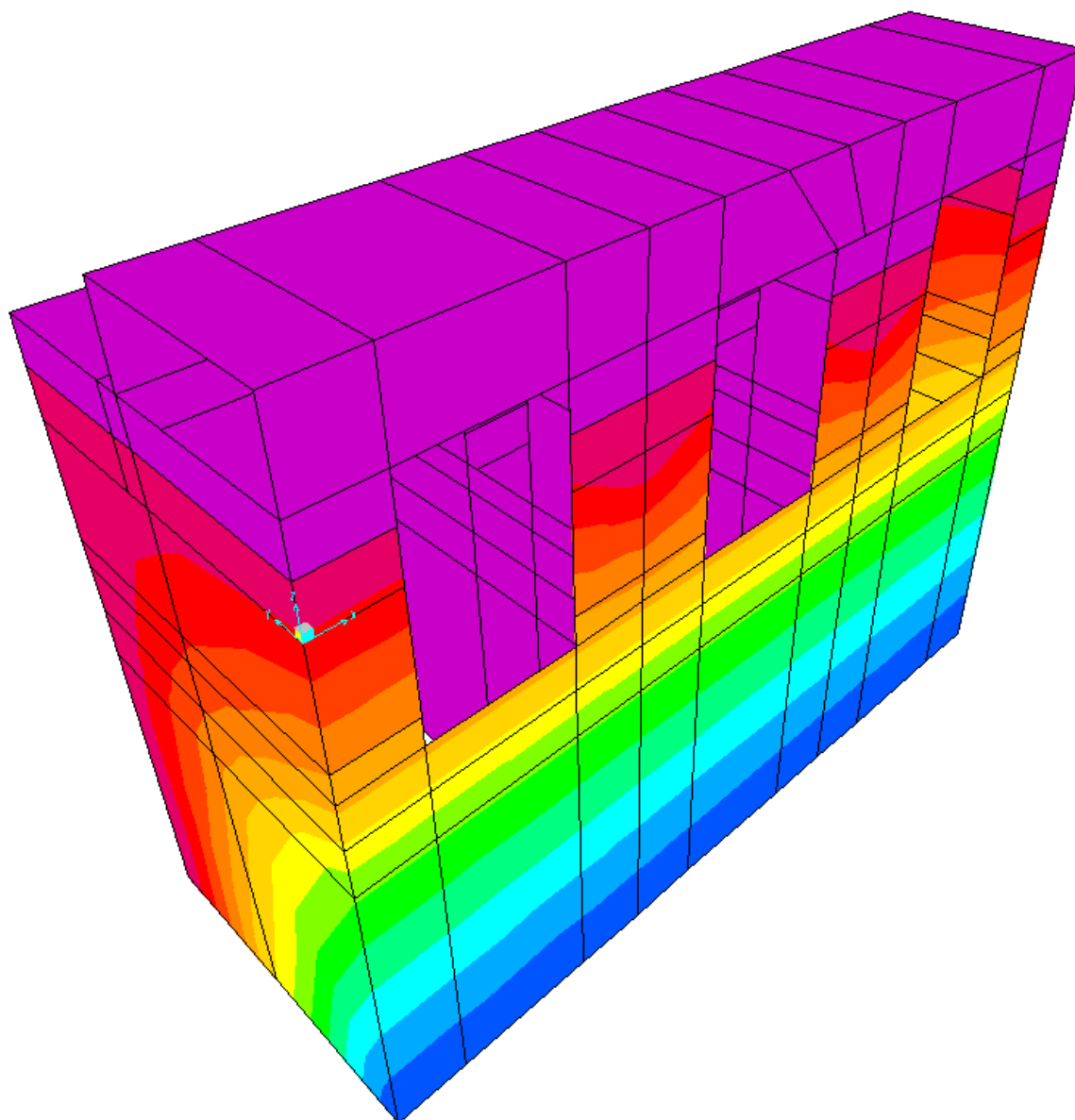


Figura 72 – Schema di carico. Cavo ($H_s = 2,5$ m) [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

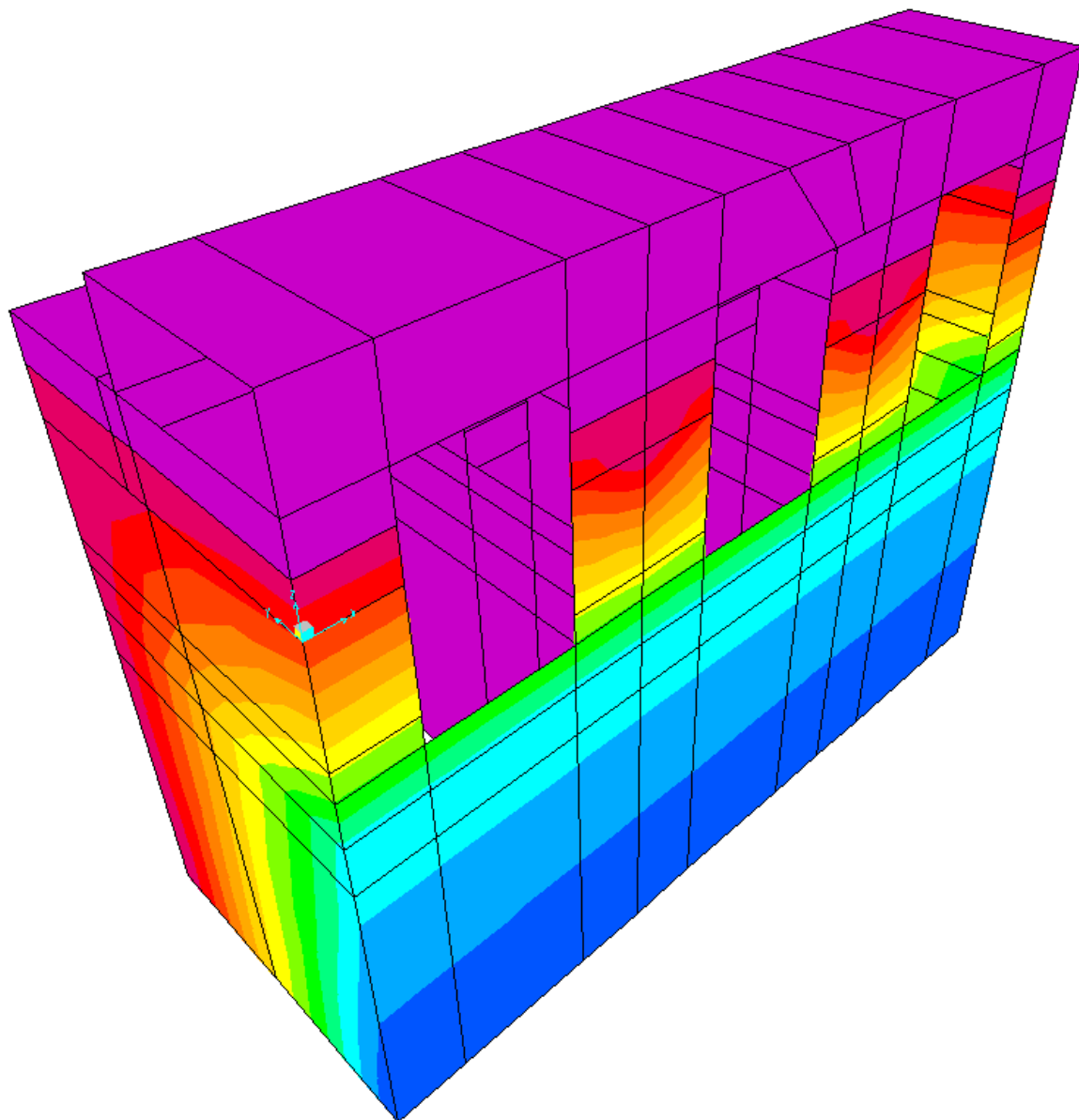


Figura 73 – Schema di carico. Cavo ($H_s = 1,50$ m) [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

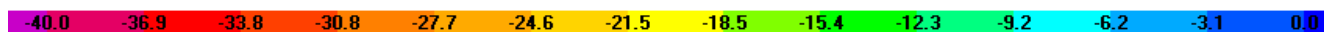
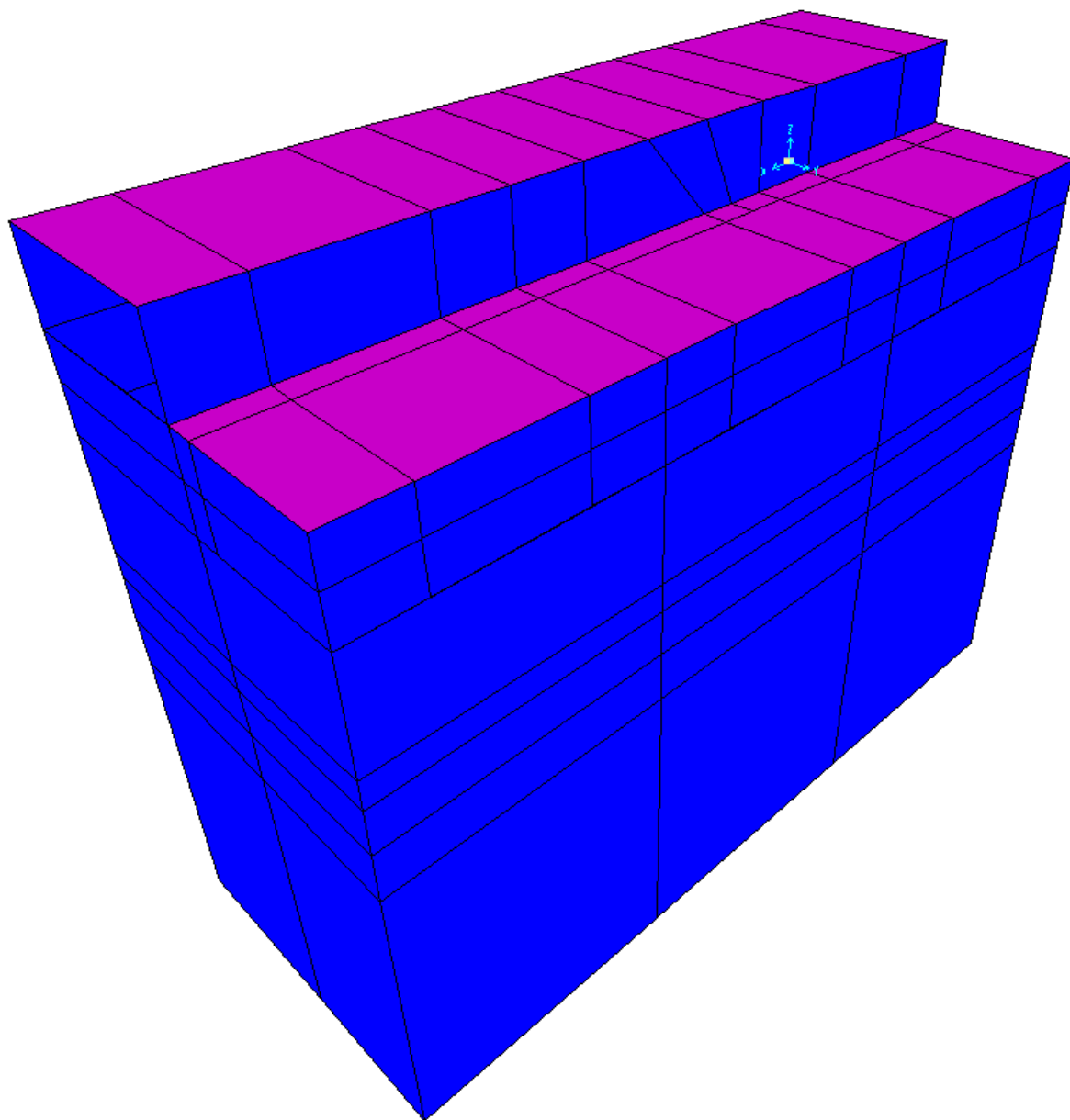


Figura 74 – Schema di carico. Sovraccarico $[kN/m^2]$.

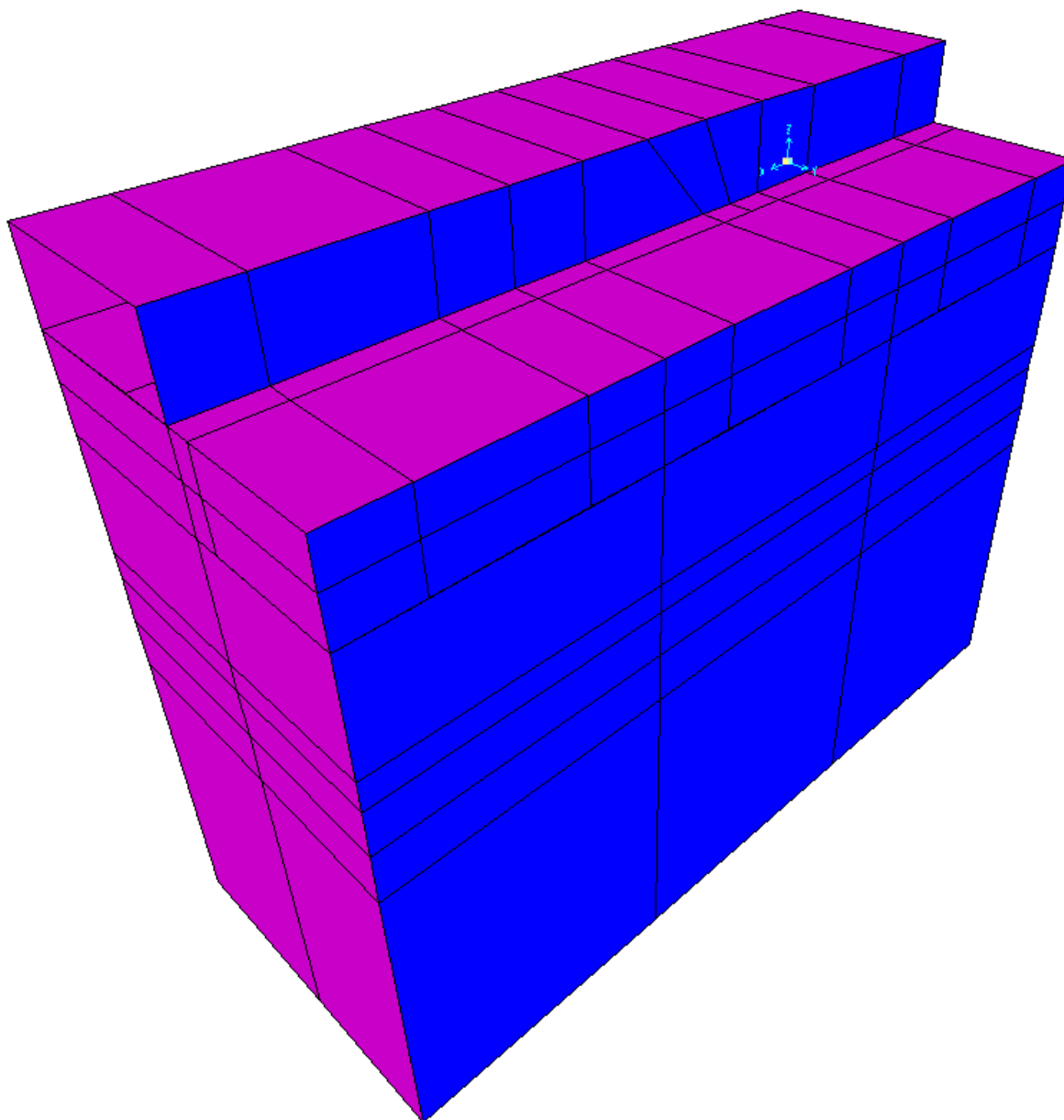


Figura 75 – Schema di carico. Spinta sovraccarico [kN/m²].

Il valore riportato nel diagramma precedente è pari a 40 kN/m². In fase di elaborazione è stato imposto al software di calcolo di moltiplicare tale valore per il coefficiente di spinta attiva (pari a 0,20), in maniera da ottenere la spinta corretta, pari a $0,20 \times 40 = 8,0$ kN/m².

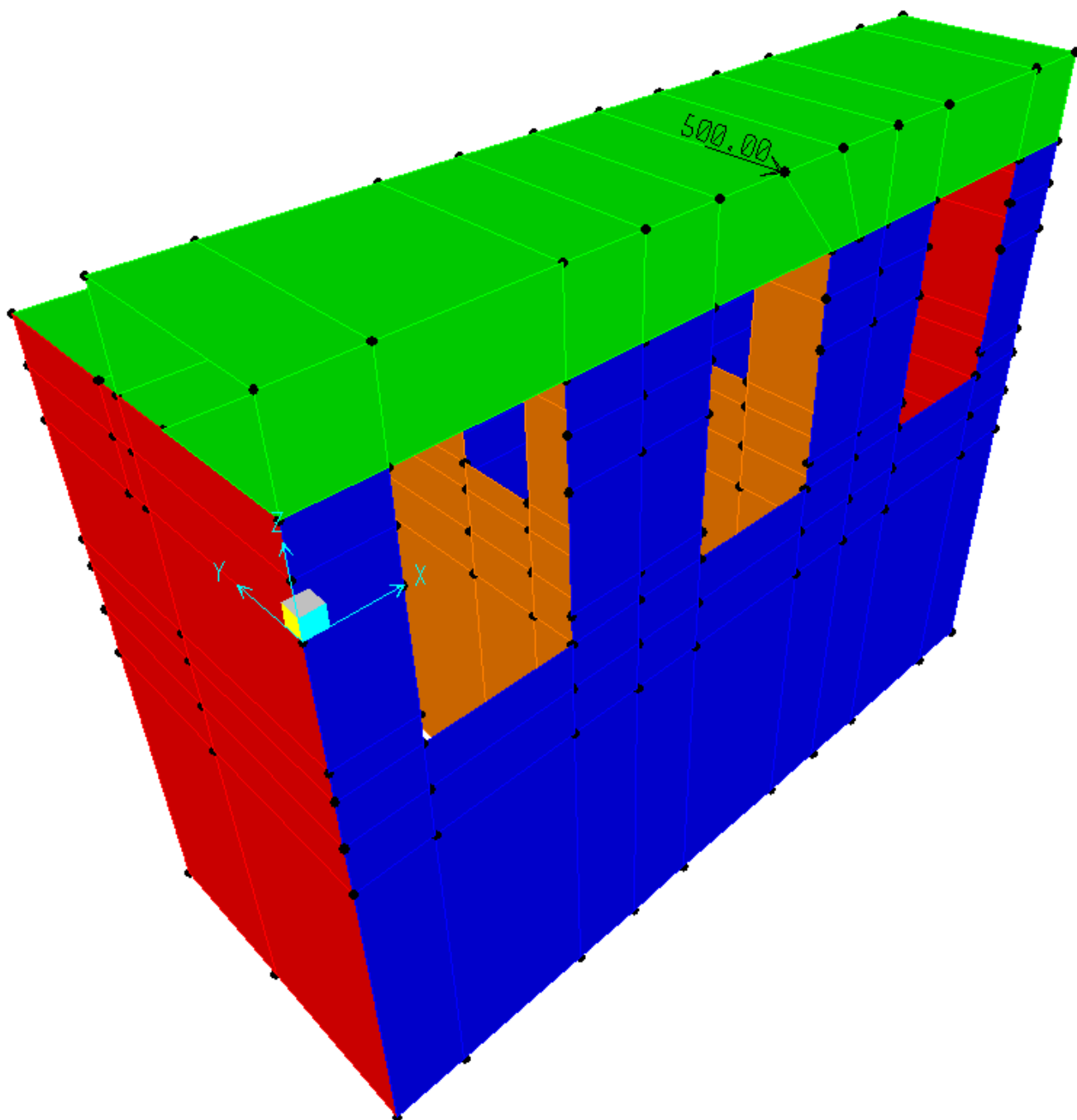


Figura 76 – Schema di carico. Tiro alla bitta [kN].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

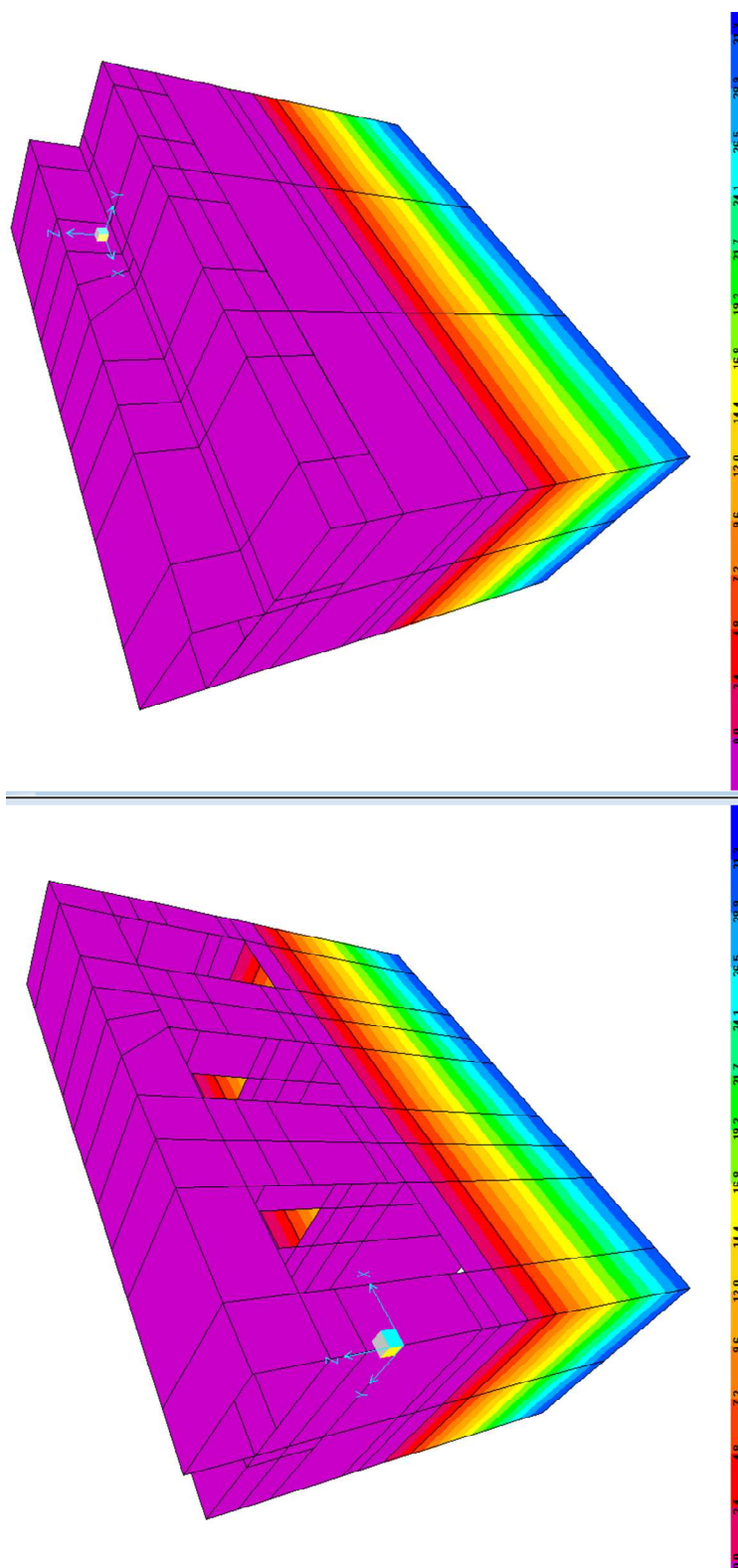


Figura 77 – Schema di carico. Spinta del riempimento celle [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

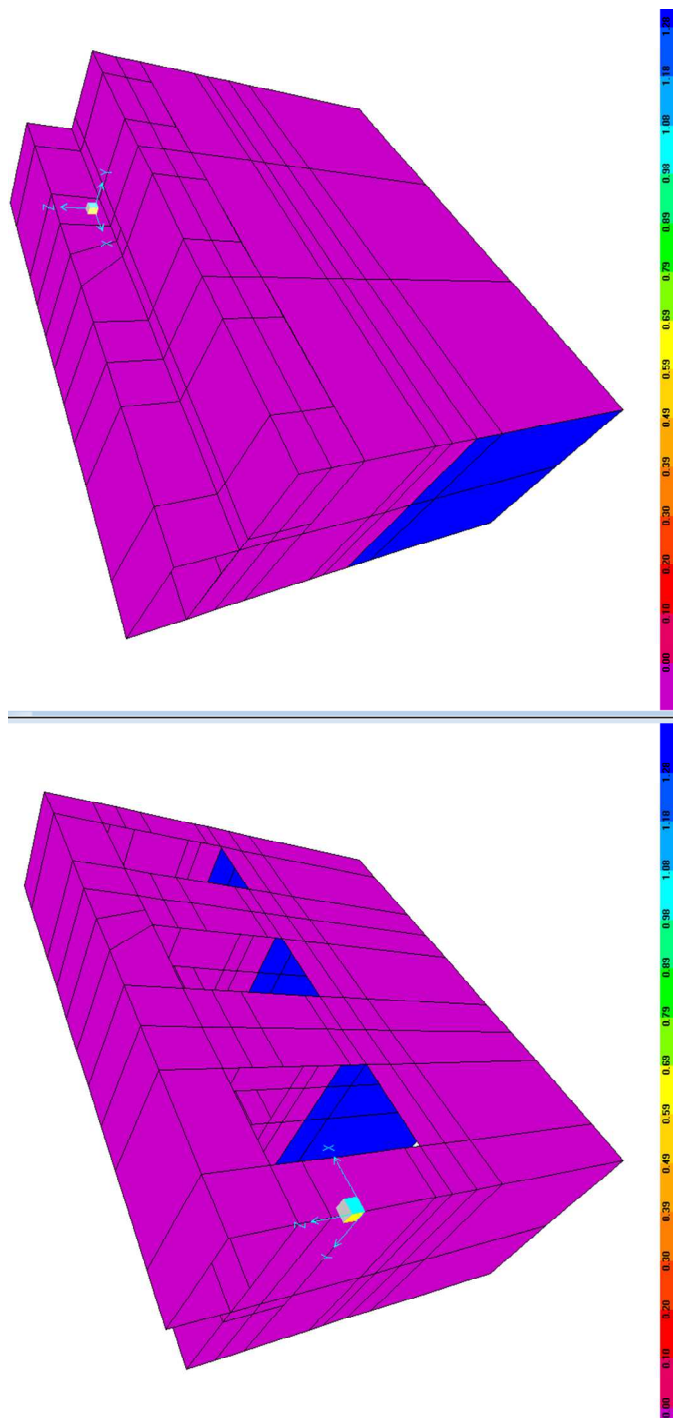


Figura 78 – Schema di carico. Spinta sismica del riempimento direzione x [kN/m²].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

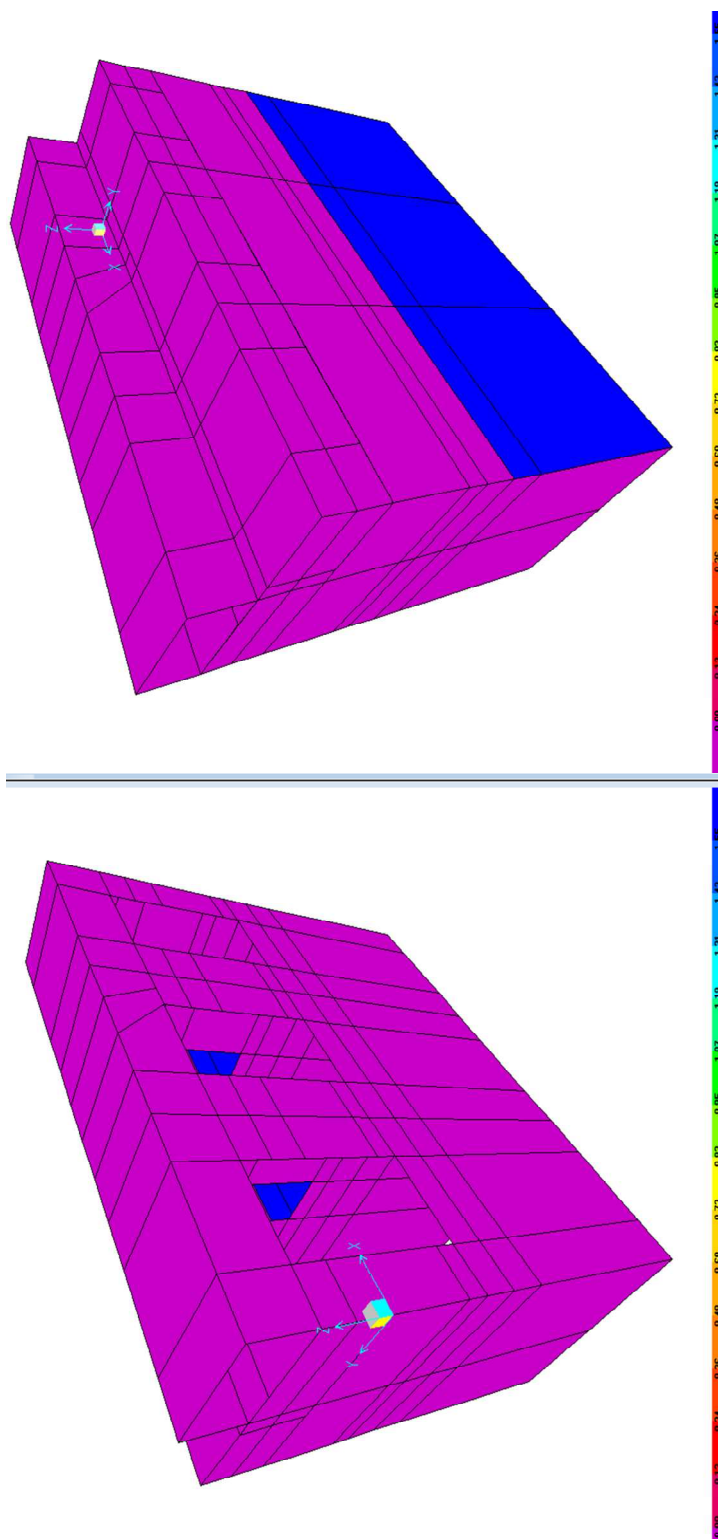


Figura 79 – Schema di carico. Spinta sismica del riempimento direzione y (da LM verso LT) [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

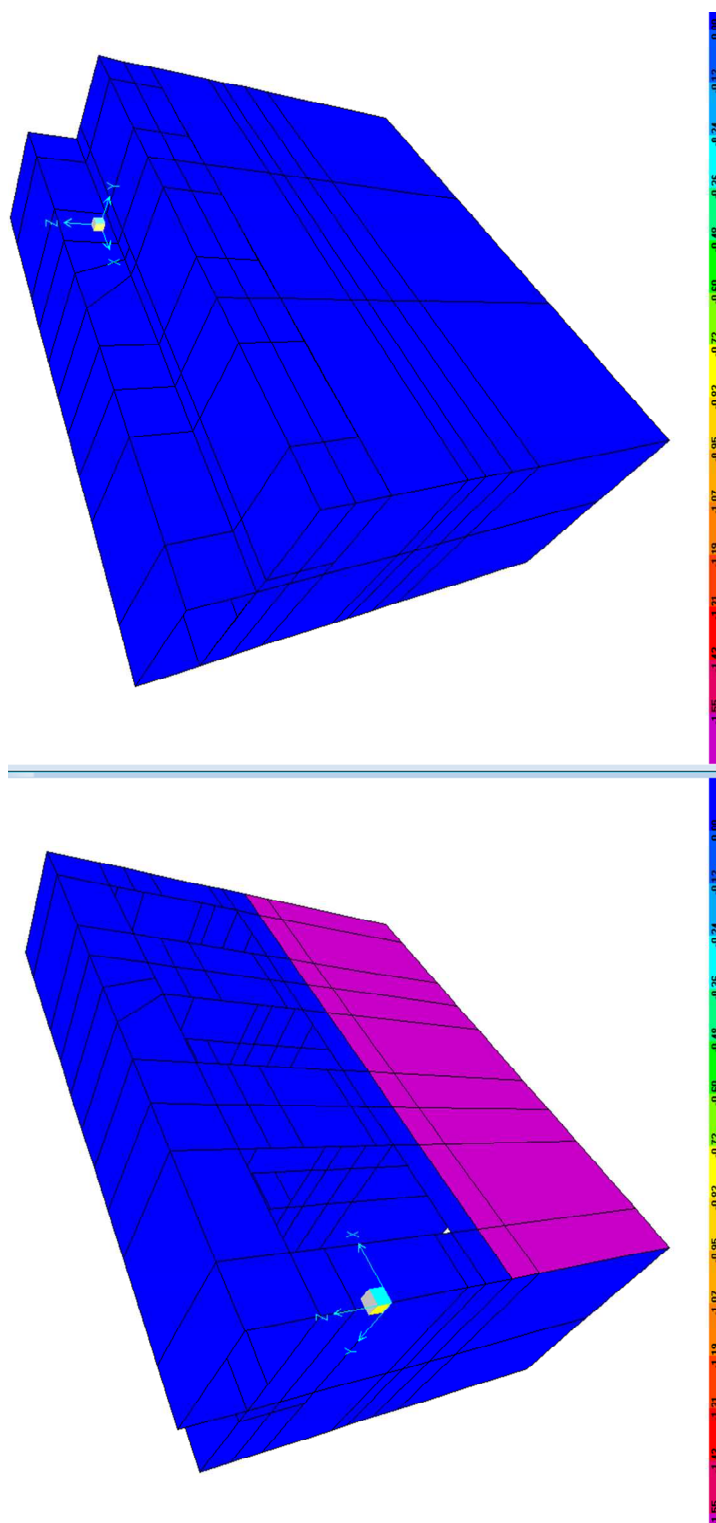


Figura 80 – Schema di carico. Spinta sismica del riempimento direzione y (da LT verso LM) [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

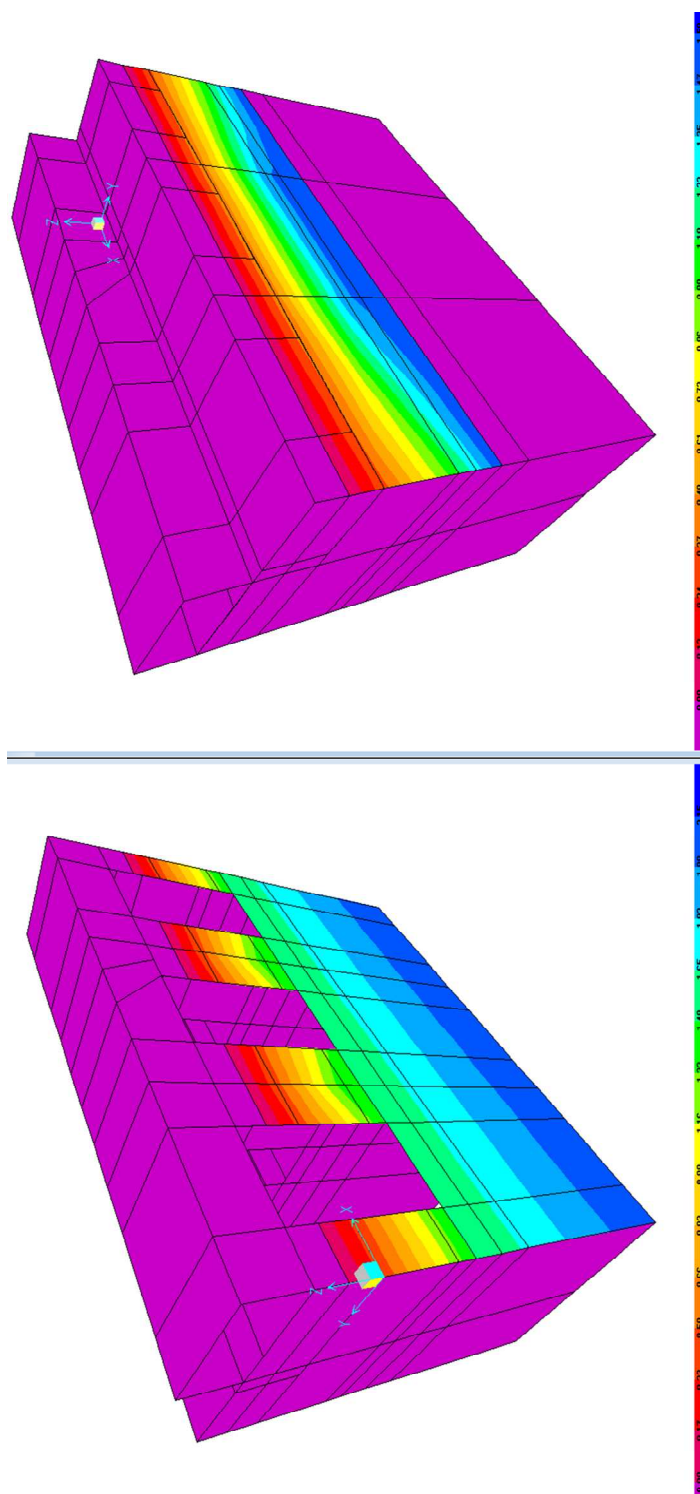


Figura 81 – Schema di carico. Spinta sismica dell'acqua direzione y (da LM verso LT) [kN/m²].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

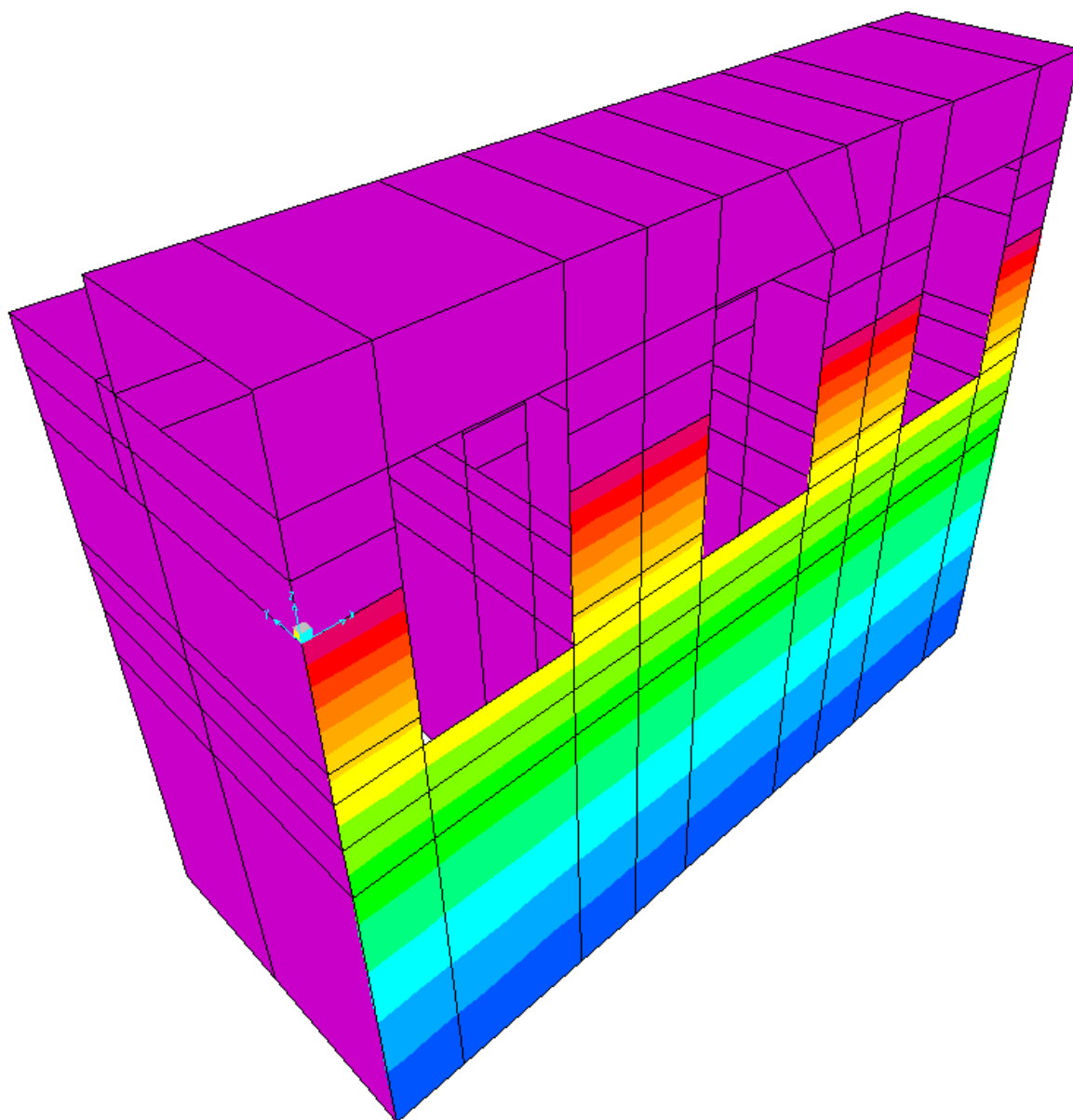


Figura 82 – Schema di carico. Spinta sismica dell'acqua direzione y (da LM verso LP) [kN/m²].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

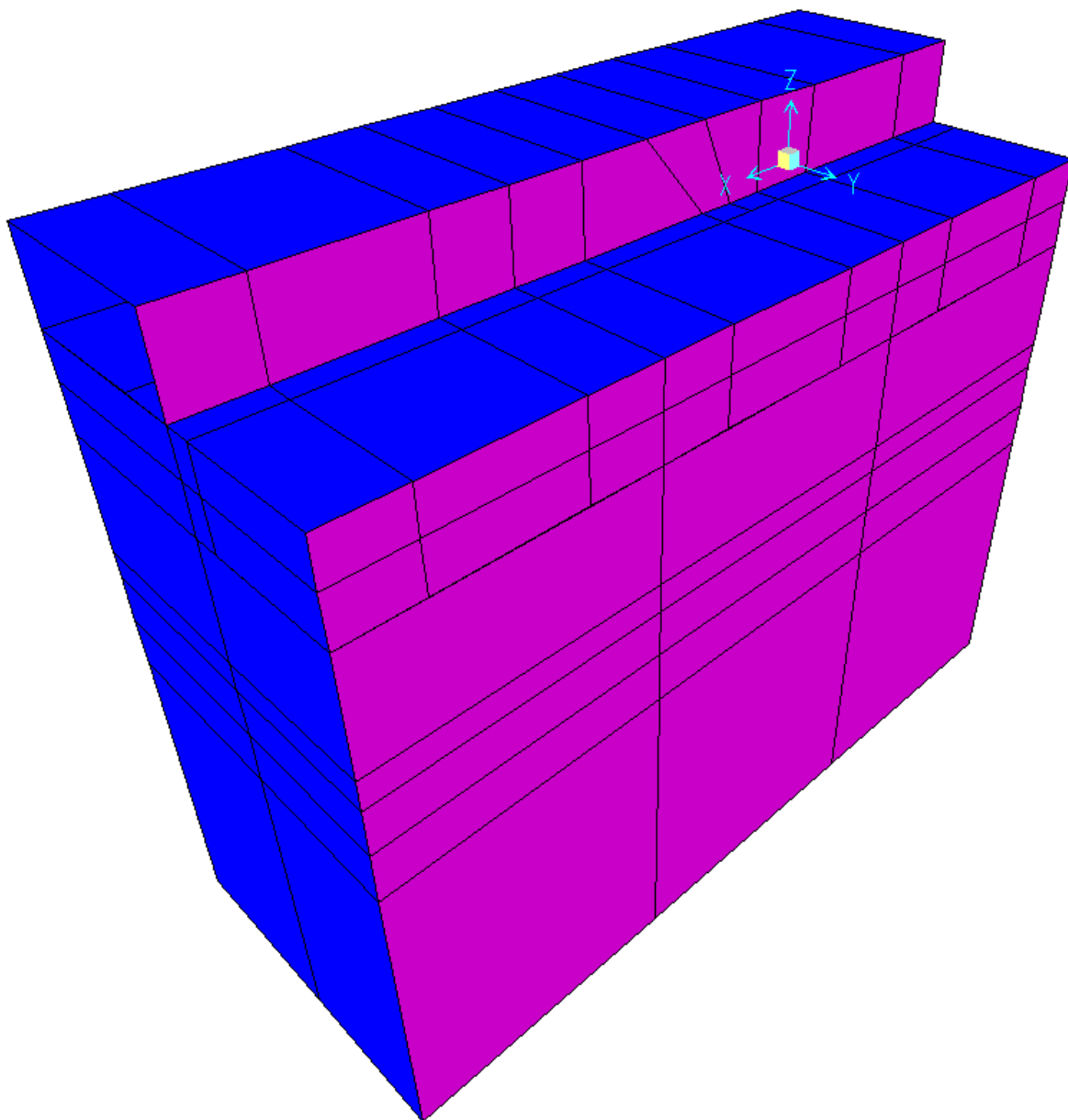


Figura 83 – Schema di carico. Incremento Spinta del terreno dovuto al sisma [kN/m²].



7.3.2.4 Verifiche allo SLU

Convenzione sui segni delle SOLLECITAZIONI: il momento positivo tende le armature interne rispetto al cassone.

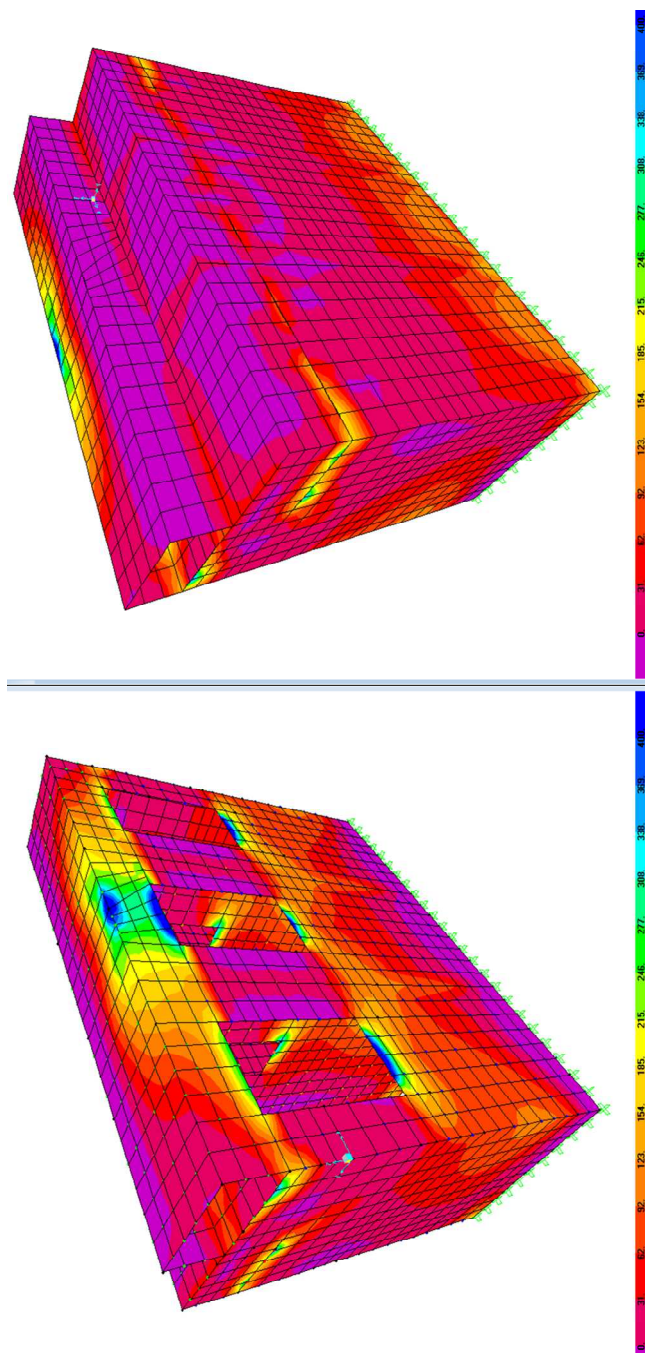


Figura 84 –Inviluppo combinazioni SLU/SLV - F11 max [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

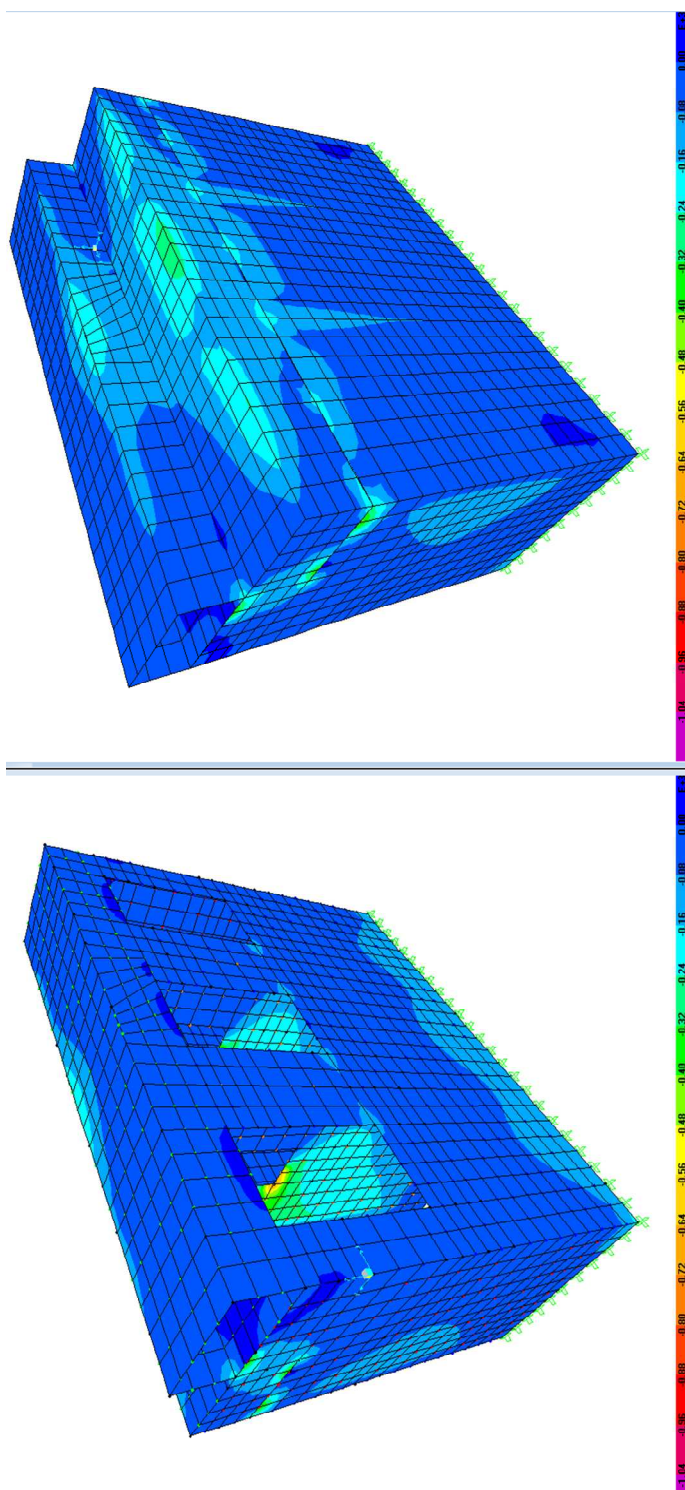


Figura 85 - Involuppo combinazioni SLU/SLV -F11 min [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

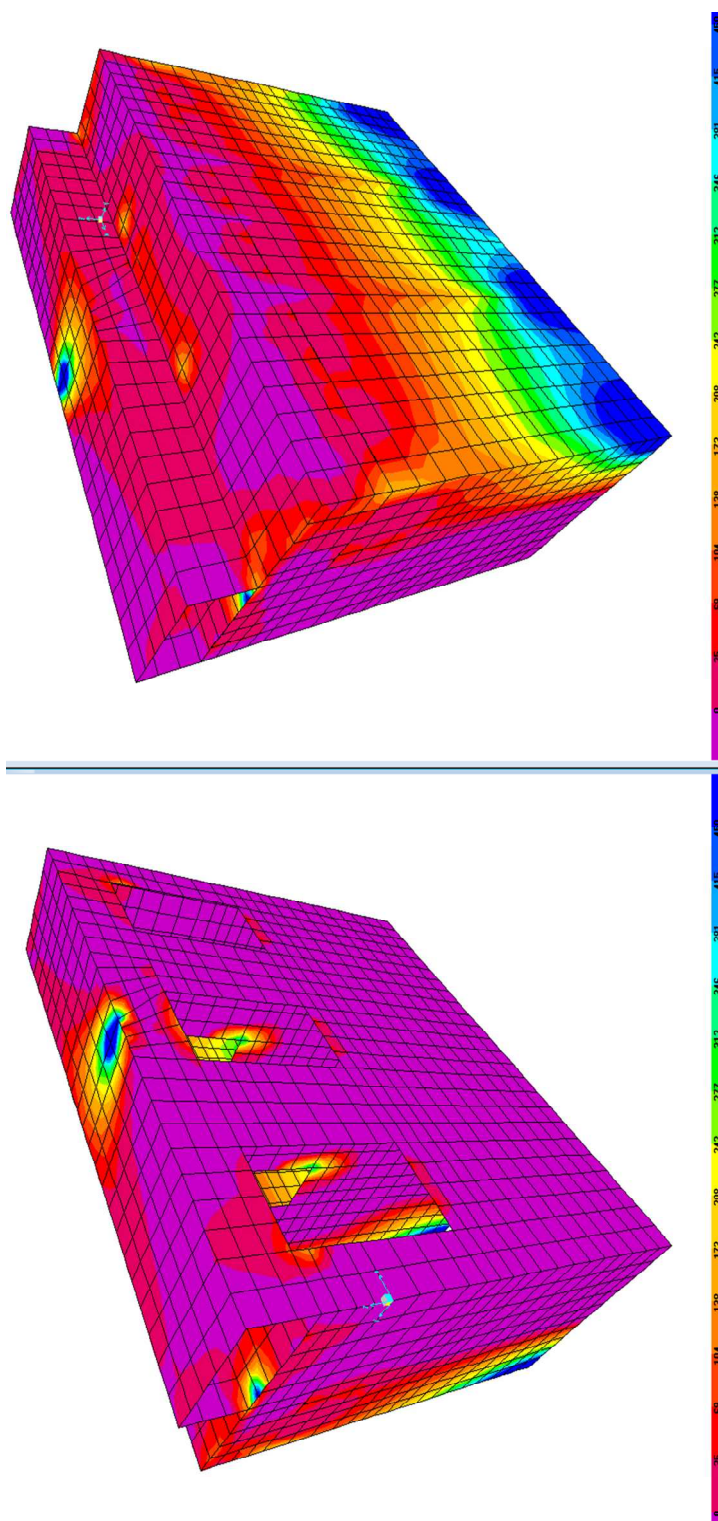


Figura 86 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - F22 max [kN/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

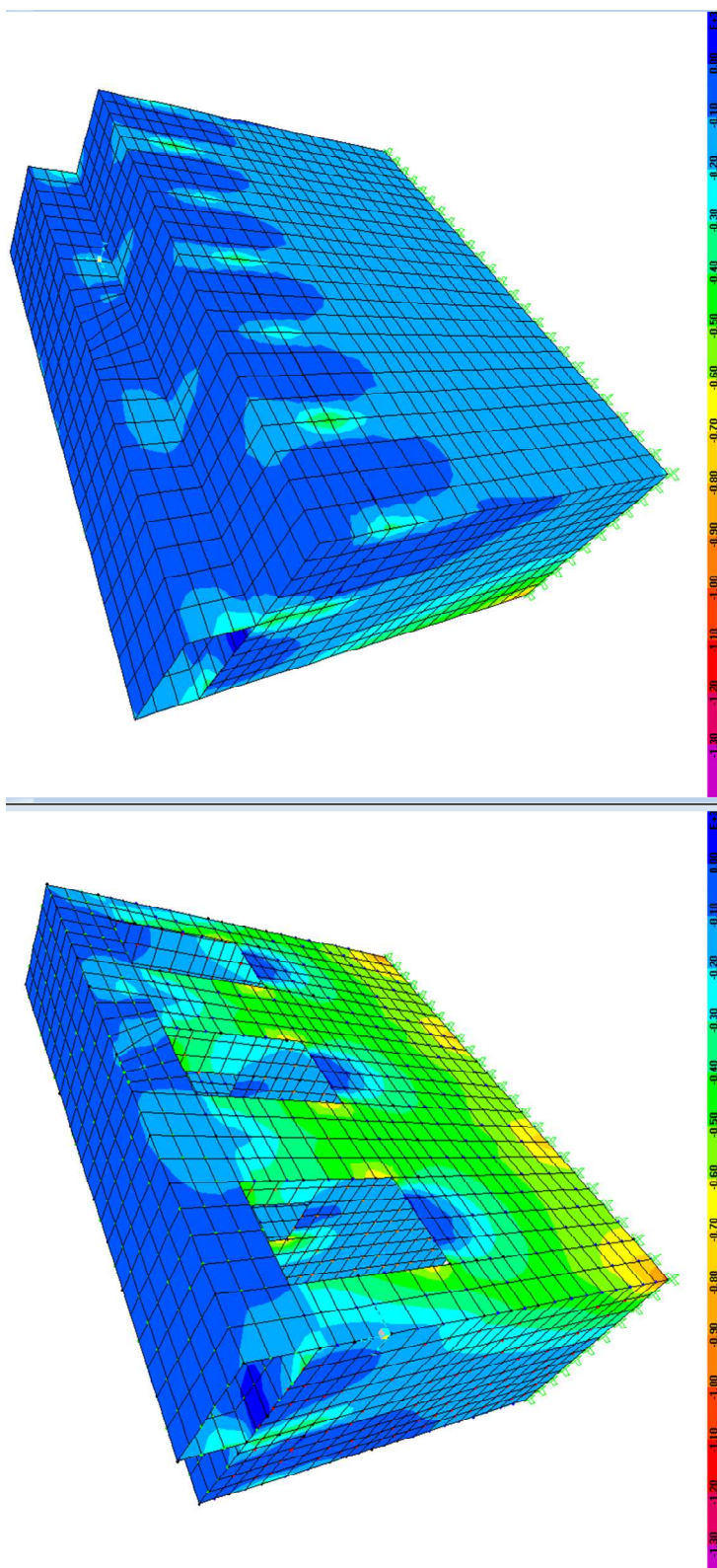


Figura 87 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - F22 min [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

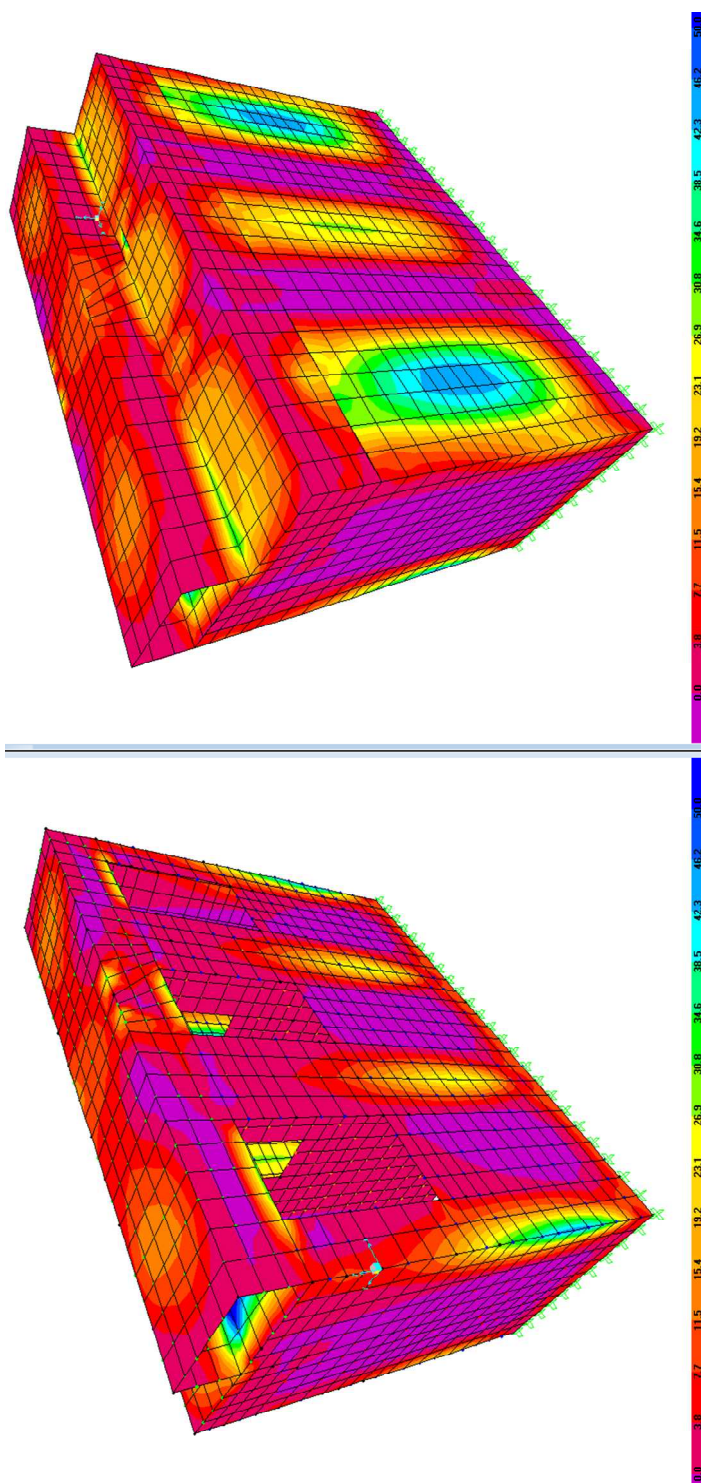


Figura 88 –Inviluppo combinazioni SLU/SLV - M11 max [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

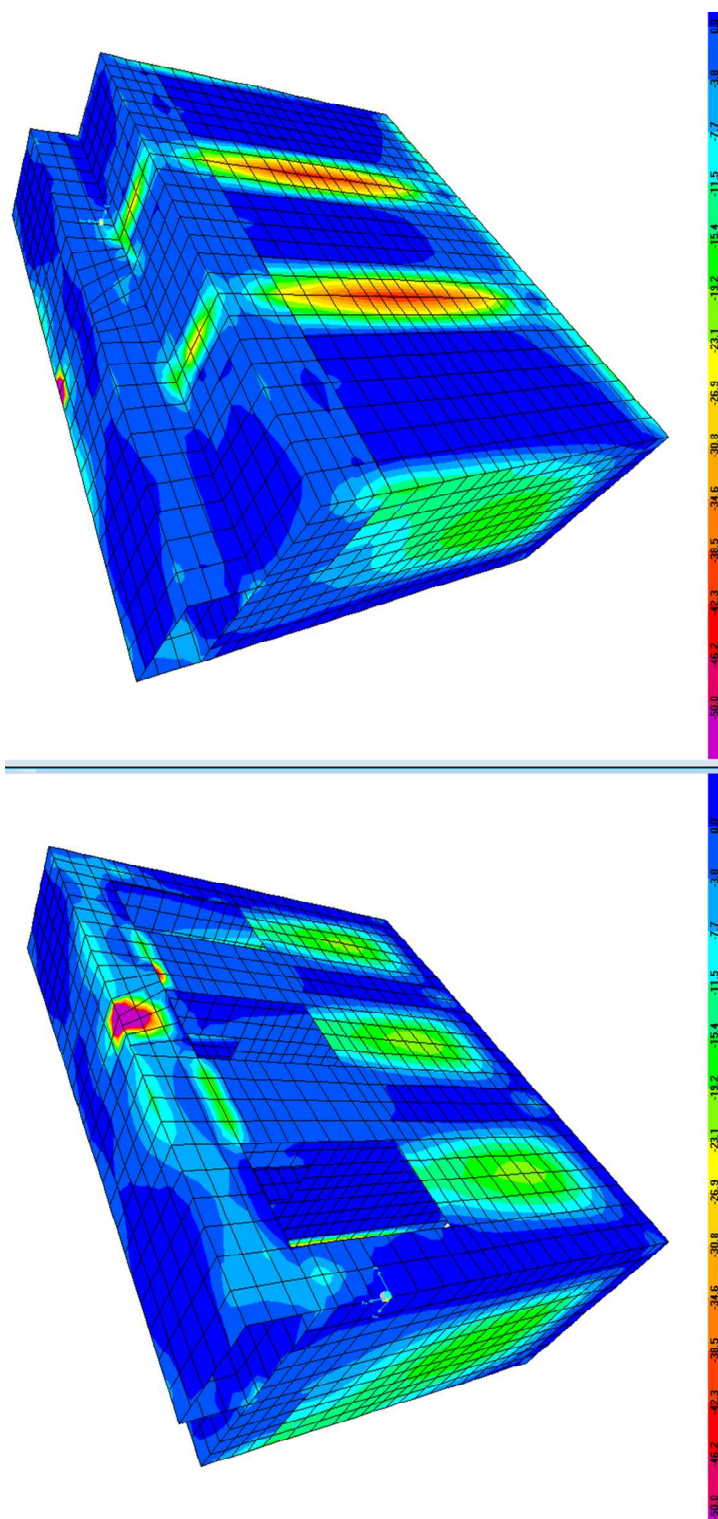


Figura 89 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - M11 min [kNm/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

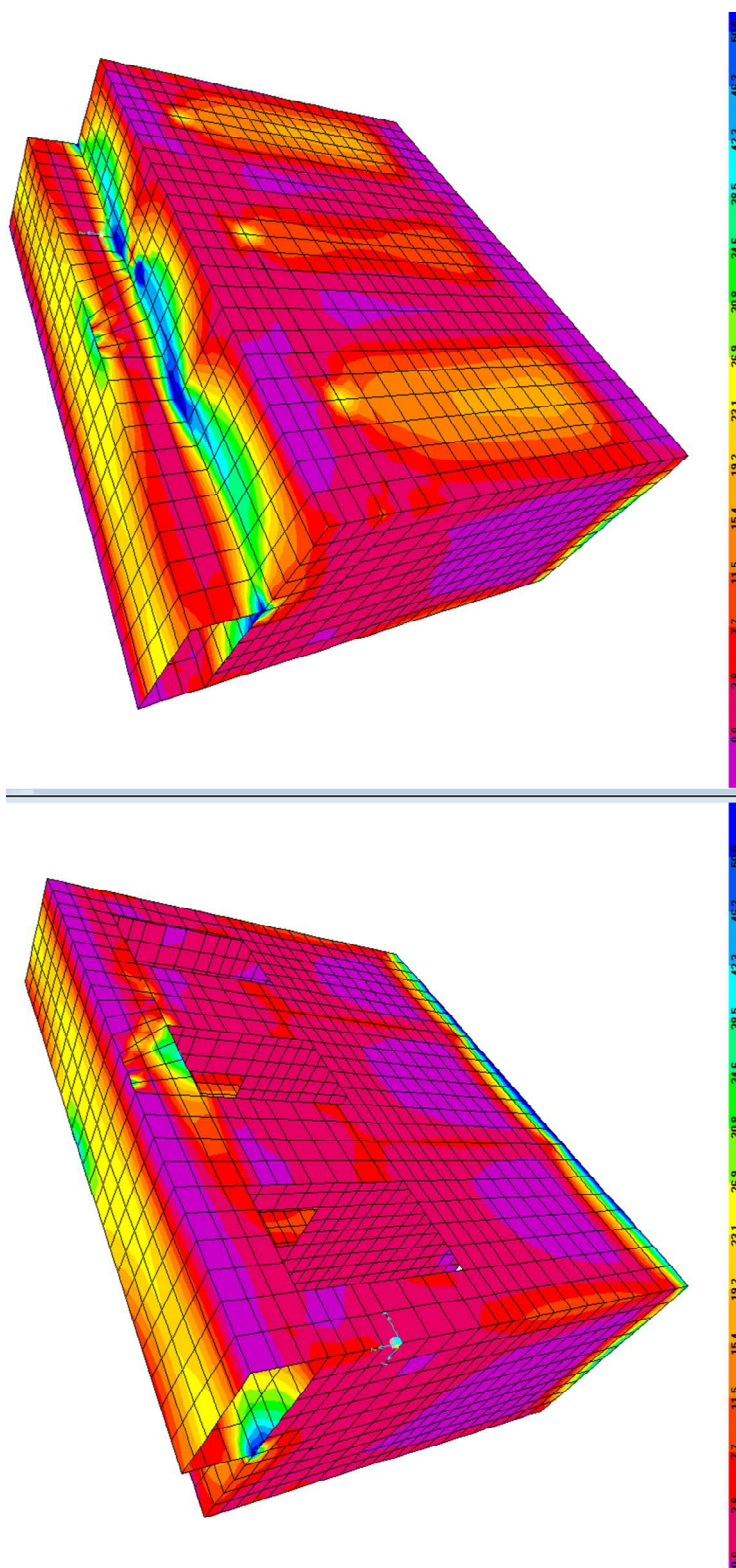


Figura 90 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - M22 max [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

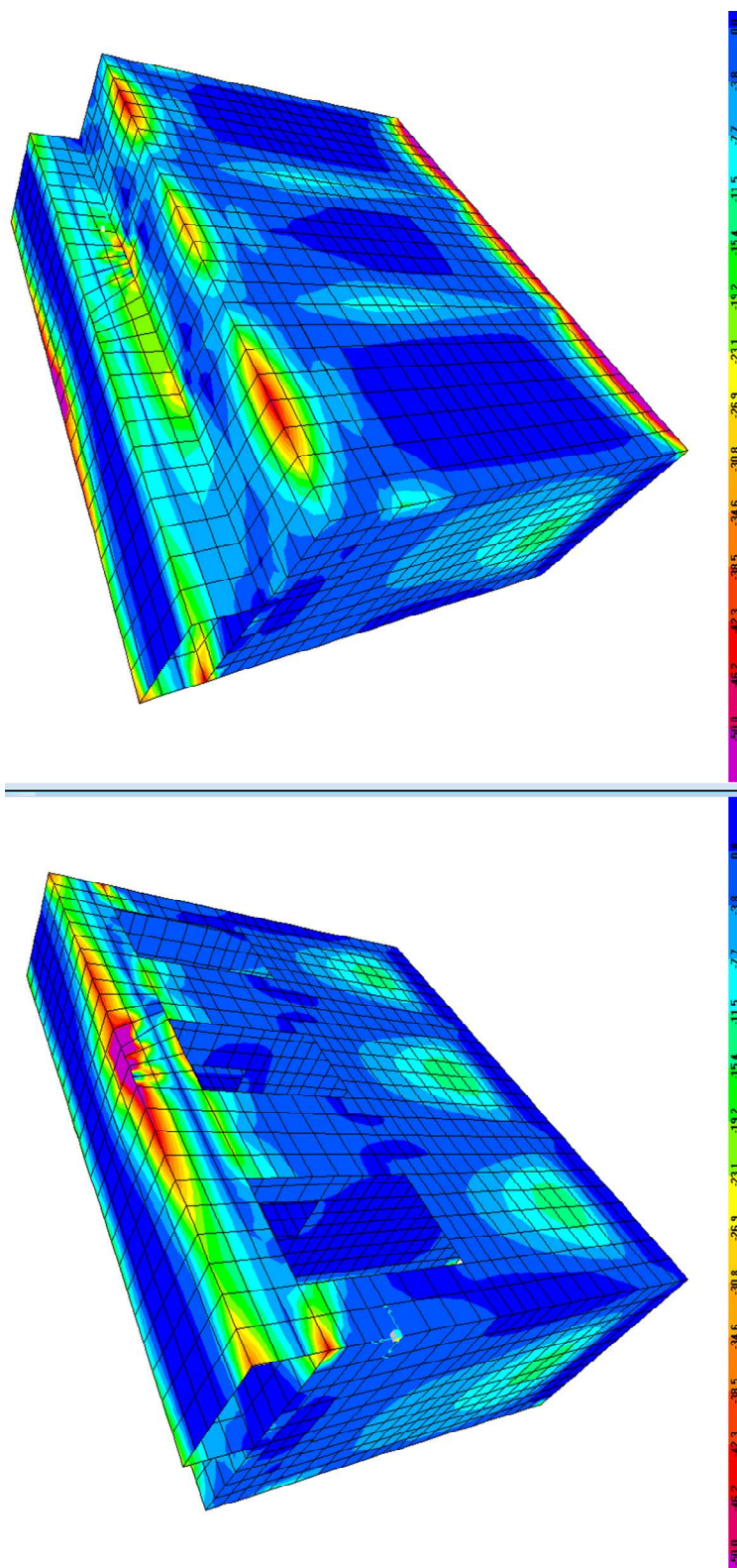


Figura 91 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - M22 min [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

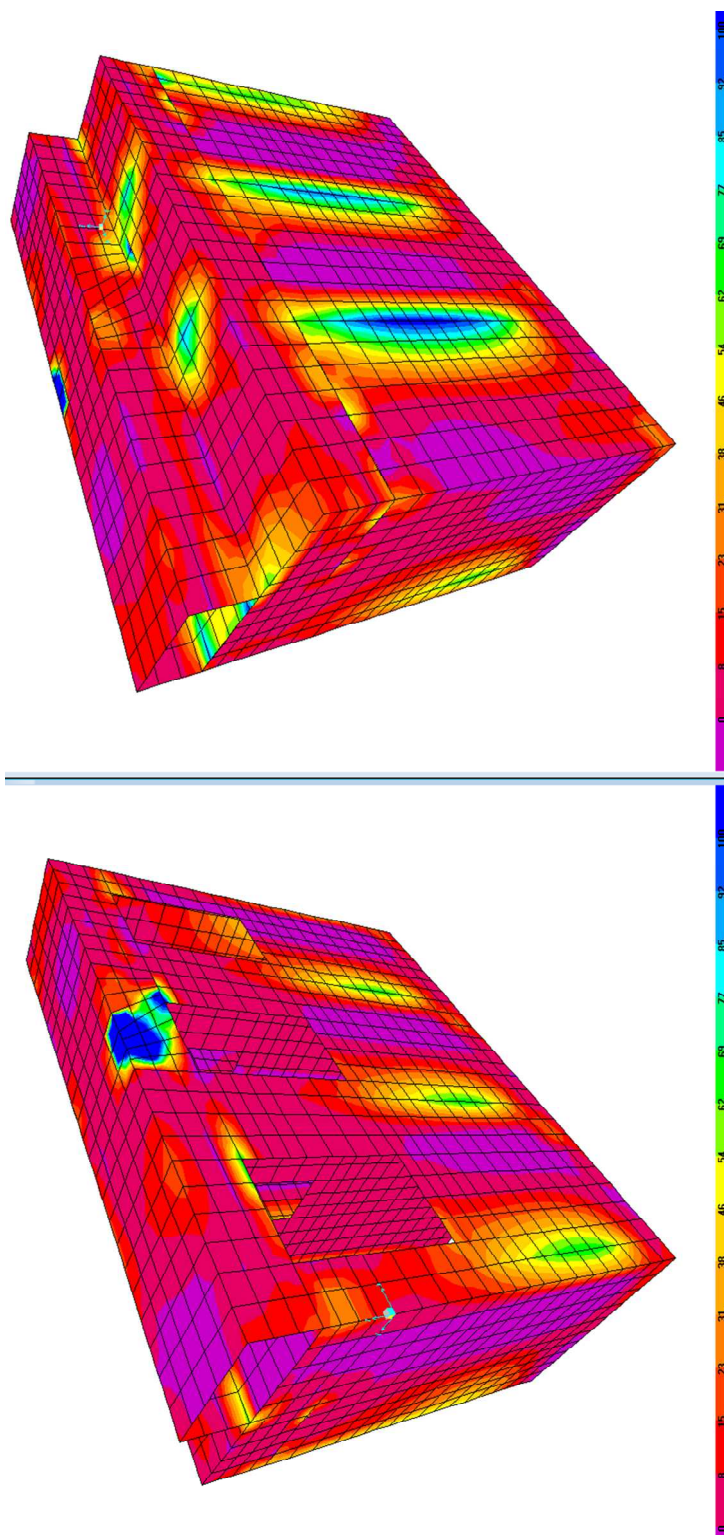


Figura 92 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - V13 max [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

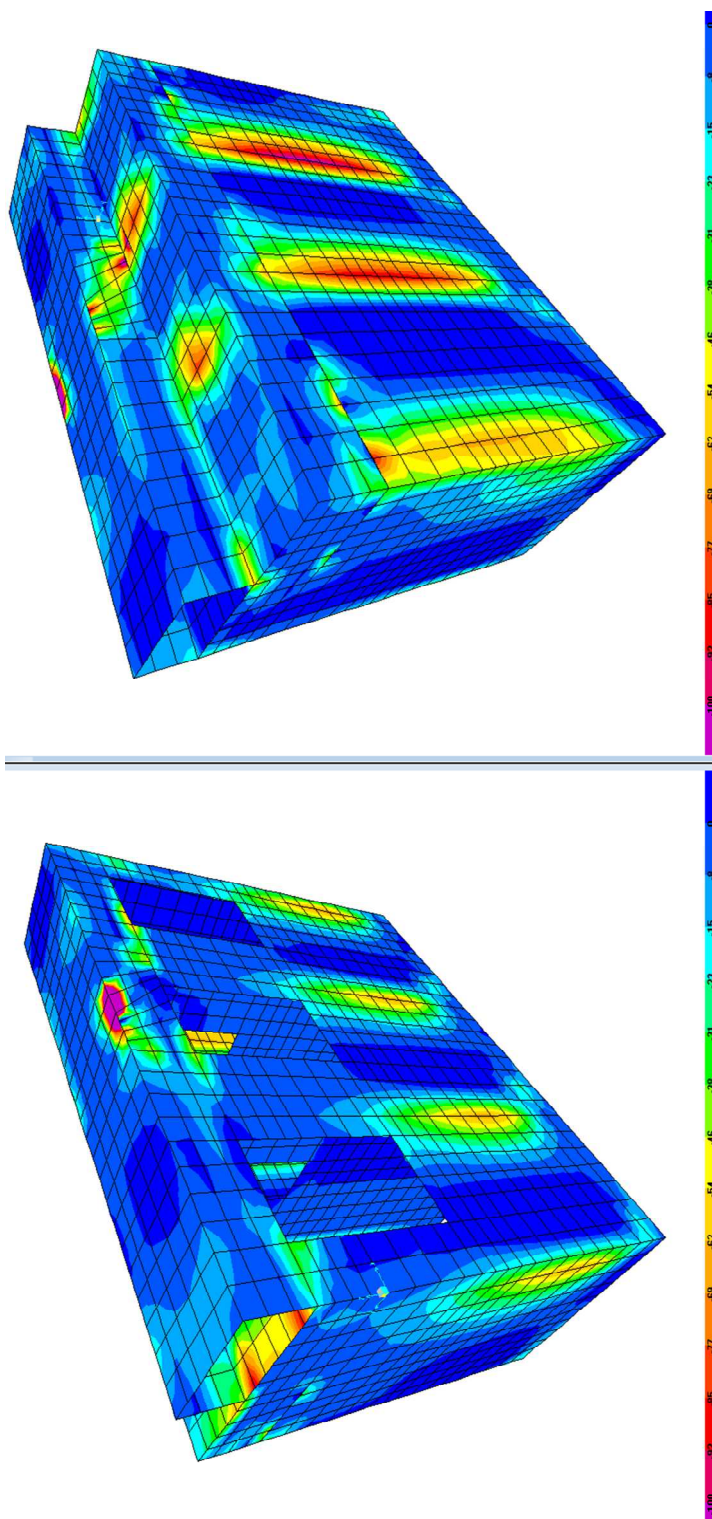


Figura 93 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - V13 min [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

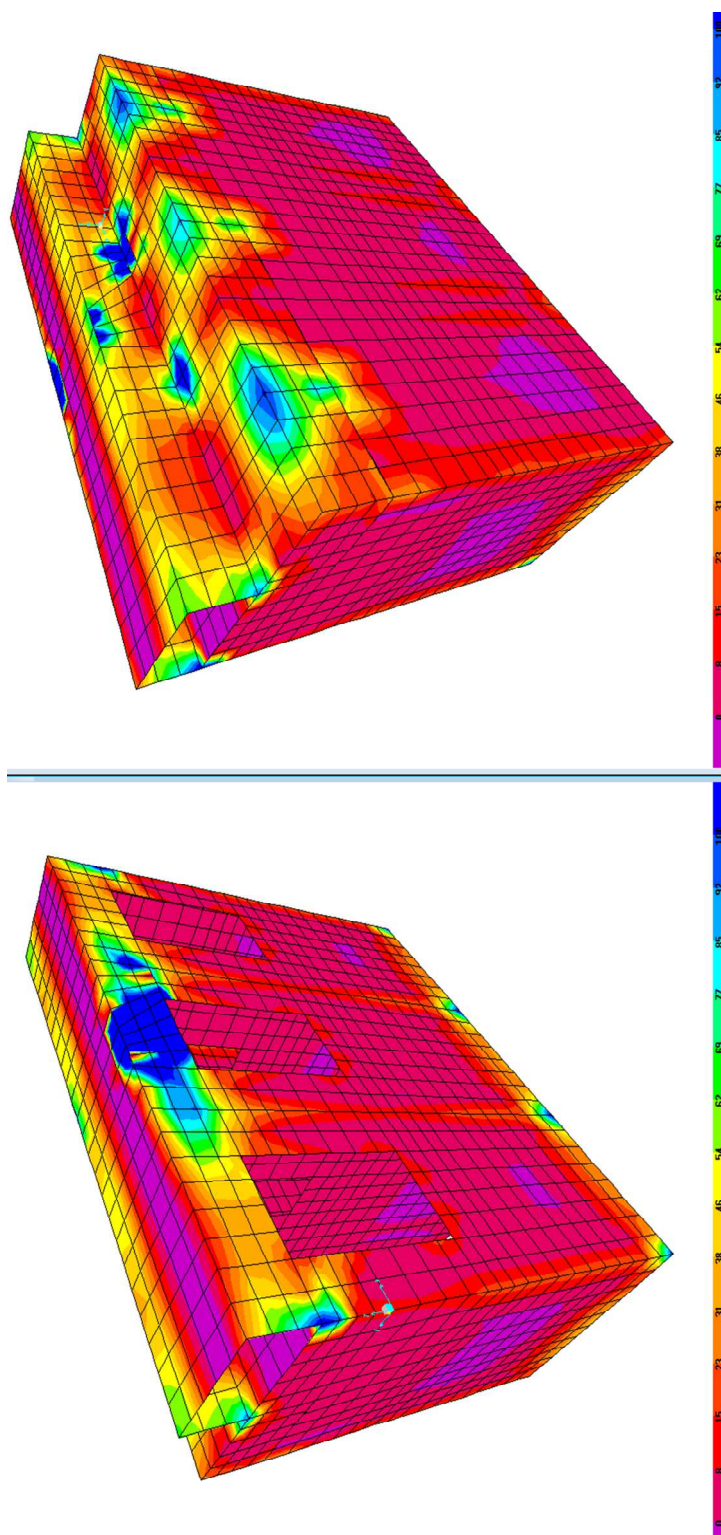


Figura 94 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - V23 max [kN/m].



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

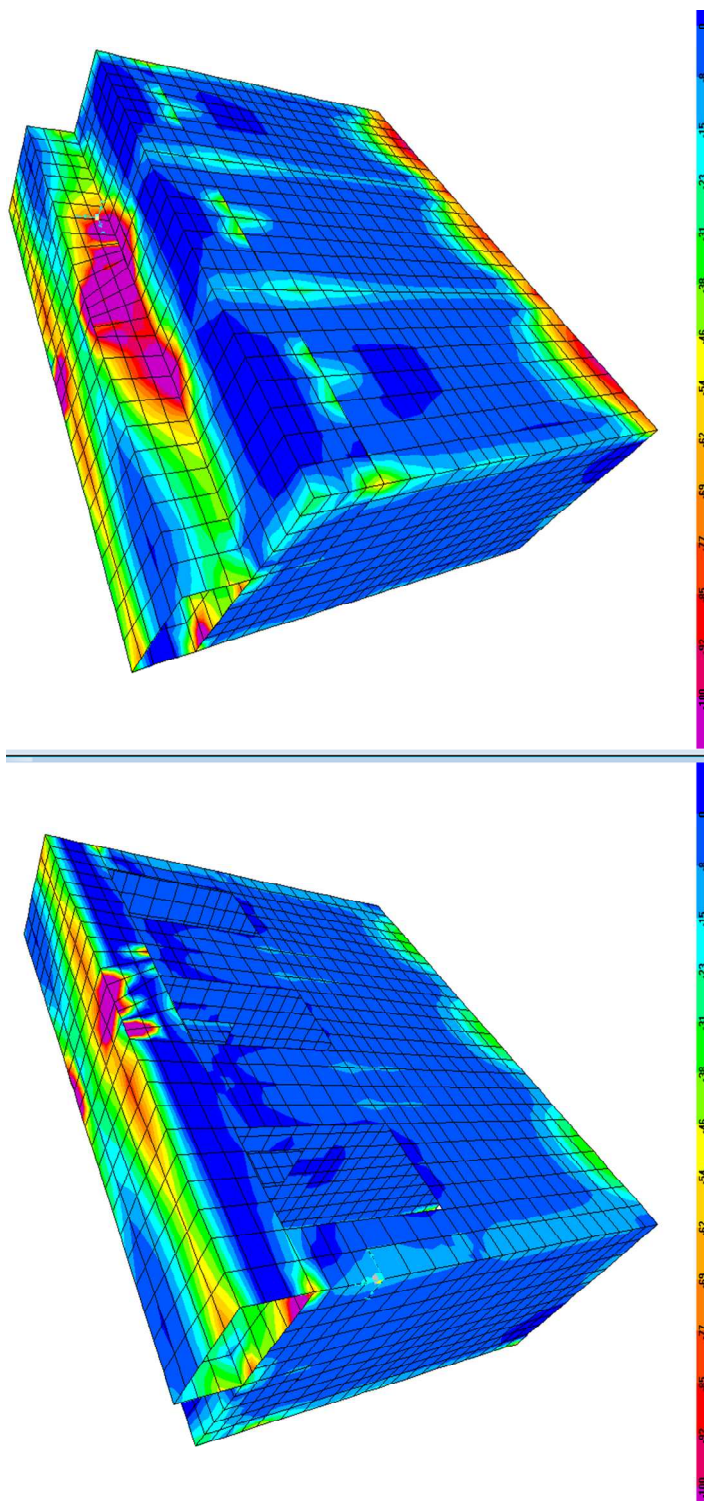


Figura 95 - Involuppo combinazioni SLU/SLV - V23 min [kN/m].



7.3.2.4.1 Verifiche delle pareti

7.3.2.4.1.1 Verifiche a flessione (SLU)

Nella tabella seguente sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione.

					Arm. esterna		Arm. interna					
SLU-SLV/STR			B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	N _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _{ED}
			[m]	[m]					[kNm]	[kN]	[kNm]	
Direzione Orizzontale	Filo setti	M _{11,max}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	45	< 0	101	2.24
	Campata celle	M _{11,min}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	-22	36	-97	4.41
Direzione Verticale	Filo solettone	M _{22,max}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	33	<0	101	3.06
	Campata celle	M _{22,min}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	-15	< 0	-101	6.73

Tabella 42 – Parete longitudinale lato mare – verifiche a pressoflessione – combinazioni SLU/SLV

					Arm. esterna		Arm. interna					
SLU-SLV/STR			B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	N _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _{ED}
			[m]	[m]					[kNm]	[kN]	[kNm]	
Direzione Orizzontale	Campata celle esterne	M _{11,max}	1.00	0.30	5ϕ14	-	5ϕ14	-	45	< 0	81	1.80
	Filo setti	M _{11,min}	1.00	0.30	5ϕ14	-	5ϕ14	-	-45	96	-69	1.53
Direzione Verticale	Campata celle	M _{22,max}	1.00	0.30	5ϕ14	-	5ϕ14	-	26	330	39	1.50
	Filo solettone	M _{22,min}	1.00	0.30	5ϕ14	-	5ϕ14	-	-37	< 0	-81	2.19

Tabella 43 – Parete longitudinale lato terra – verifiche a pressoflessione – combinazioni SLU/SLV

					Arm superiore		Arm. Inferiore					
SLU-SLV/STR			B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	N _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _{ED}
			[m]	[m]					[kNm]	[kN]	[kNm]	
Direzione Orizzontale	Filo parete lato mare	M _{11,max}	1.00	0.25	5ϕ14	-	5ϕ14	-	45	< 0	66	1.47
	Campata celle	F _{11,min}	1.00	0.25	5ϕ14	-	5ϕ14	-	-19	80	-57	3.00
Direzione Verticale	Filo solettone	M _{22,max}	1.00	0.25	5ϕ14	-	5ϕ14	-	17	328	32	1.88
	Campata celle	F _{22,min}	1.00	0.25	5ϕ14	-	5ϕ14	-	-13	< 0	-66	5.08

Tabella 44 – Pareti trasversali e setti – verifiche a pressoflessione – combinazioni SLU/SLV

7.3.2.4.1.2 Verifiche a taglio (SLU)

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni di taglio ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione. Inoltre, ove non necessario, non si tiene conto delle spille disposte lungo le pareti e che fungono da armatura trasversale.



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SLU-SLV/STR			B [m]		H [m]			Arm tesa		Arm taglio	V _{RDcl} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed} -
								1°	2°						
Direzione Orizzontale	Filo setti	V _{13,max}	1.00	0.30	5 Φ 16	-	69	36	-	-	129	-	-	129	1.87
			1.00	0.30	5 Φ 16	-	93	< 0	-	-	133	-	-	133	1.43

Tabella 45 – Parete longitudinale lato mare – verifiche a taglio – combinazioni SLU/SLV

SLU-SLV/STR			B [m]		H [m]			Arm tesa		Arm taglio	V _{RDcl} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed} -
								1°	2°						
Direzione Orizzontale	Filo setti	V _{13,max}	1.00	0.30	5 Φ 14	-	103	96	-	-	119	-	-	119	1.16
			1.00	0.30	5 Φ 14	-	103	< 0	-	-	130	-	-	130	1.26

Tabella 46 – Parete longitudinale lato terra – verifiche a taglio – combinazioni SLU/SLV

SLU-SLV/STR			B [m]		H [m]			Arm tesa		Arm taglio	V _{RDcl} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed} -
								1°	2°						
Direzione Orizzontale	Filo parete lato terreno	V _{13,max}	1.00	0.25	5 Φ 14	-	64	96	-	-	96	-	-	96	1.50
			1.00	0.25	5 Φ 14	-	74	< 0	-	-	106	-	-	106	1.43

Tabella 47 – Pareti trasversali e setti – verifiche a taglio – combinazioni SLU/SLV

7.3.2.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

7.3.2.4.2.1 Verifiche delle tensioni di esercizio ed a fessurazione (SLE)

Per semplicità ed a favore di sicurezza si effettuano le verifiche allo SLE, sia quelle tensionali che quelle relative alla fessurazione, con le sollecitazioni relative alle combinazioni di SLU.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti per le combinazioni di carico analizzate e le verifiche delle tensioni di esercizio nei materiali ed allo stato limite di apertura delle fessure con la combinazione RARA.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione.

SLE - Comb. RARA			B [m]		H [m]			Arm. esterna		Arm. interna									
								1°	2°	1°	2°	M _{ED} [kNm]	N _{ED} [kN]	σ_c [N/mm ²]	0,60 f _{ck} [N/mm ²]	$\sigma_c < 0,60$ f _{ck} [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	0,8 f _{yk} [N/mm ²]	$\sigma_s < 0,80$ f _{yk} [N/mm ²]
Direzione Orizzontale	Filo setti	1.00	0.30	5 Φ 16	-	5 Φ 16	-	45	< 0	6.26	21.00	ok	216.40	360.00	ok	216.40	360.00	ok	360.00
Direzione Orizzontale	Campata celle	1.00	0.30	5 Φ 16	-	5 Φ 16	-	-22	36	3.09	21.00	ok	125.30	360.00	ok	125.30	360.00	ok	360.00
Direzione Verticale	Filo solettone	1.00	0.30	5 Φ 16	-	5 Φ 16	-	33	< 0	4.59	21.00	ok	158.70	360.00	ok	158.70	360.00	ok	360.00
Direzione Verticale	Campata celle	1.00	0.30	5 Φ 16	-	5 Φ 16	-	-15	< 0	2.09	21.00	ok	72.14	360.00	ok	72.14	360.00	ok	360.00

Tabella 48 – Parete longitudinale LM – verifiche allo SLE



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SLE - Comb. RARA		B	H	Arm. esterna		Arm. interna		M _{ED}	N _{ED}	σ _c	0,60 f _{ck}	σ _c < 0,60 f _{ck}	σ _s	0,8 f _{yk}	σ _s < 0,80 f _{ck}
				1°	2°	1°	2°								
		[m]	[m]					[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-
Direzione Orizzontale	Campata celle esterne	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	45.00	< 0	7.02	21.00	ok	277.10	360.00	ok
	Filo setti	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	-45.00	96.00	7.14	21.00	ok	335.90	360.00	ok
Direzione Verticale	Campata celle	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	26.00	330.00	0.00	21.00	ok	232.00	360.00	ok
	Filo solettone	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	-37.00	< 0	5.77	21.00	ok	227.90	360.00	ok

Tabella 49 – Parete longitudinale LP – verifiche allo SLE

SLE - Comb. RARA		B	H	Arm. esterna		Arm. interna		M _{ED}	N _{ED}	σ _c	0,60 f _{ck}	σ _c < 0,60 f _{ck}	σ _s	0,8 f _{yk}	σ _s < 0,80 f _{ck}
				1°	2°	1°	2°								
		[m]	[m]					[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-
Direzione Orizzontale	Filo parete lato mare	1.00	0.25	5Φ14	-	5Φ14	-	45	< 0	7.02	21.00	ok	277.10	360.00	ok
	Campata celle	1.00	0.25	5Φ14	-	5Φ14	-	-19	80	3.02	21.00	ok	174.80	360.00	ok
Direzione Verticale	Filo solettone	1.00	0.25	5Φ14	-	5Φ14	-	17	328	1.37	21.00	ok	346.30	360.00	ok
	Campata celle	1.00	0.25	5Φ14	-	5Φ14	-	-13	< 0	2.03	21.00	ok	80.05	360.00	ok

Tabella 50 – Pareti trasversali e setti – verifiche allo SLE

Viene verificato lo stato limite di formazione delle fessure, così come previsto nelle NTC2018 (§4.1.2.2.4.5), considerando la sezione non fessurata (I stadio, a differenza della sezione parzializzata che viene definita al II stadio) e specificando la verifica per sollecitazioni derivanti da flessione, verificando pertanto che la tensione al lembo teso del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}/1,2$.

SLE - Comb. FREQUENTE		B	H	Arm. esterna		Arm. interna		Tensioni I stadio				
				1°	2°	1°	2°	M _{ED}	N _{ED}	σ _{c, traz}	f _{ctm} /1.2	σ _{c, traz} < f _{ctm} /1.2
		[m]	[m]					[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-
Direzione Orizzontale	Filo setti	1.00	0.30	5Φ16	-	5Φ16	-	45	< 0	2.76	3.35	ok
	Campata celle	1.00	0.30	5Φ16	-	5Φ16	-	-22	36	1.46	3.35	ok
Direzione Verticale	Filo solettone	1.00	0.30	5Φ16	-	5Φ16	-	33	< 0	2.03	3.35	ok
	Campata celle	1.00	0.30	5Φ16	-	5Φ16	-	-15	< 0	0.92	3.35	ok

Tabella 51 – Parete longitudinale lato mare – verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

SLE - Comb. FREQUENTE		B	H	Arm. esterna		Arm. interna		Tensioni I stadio				
				1°	2°	1°	2°	M _{ED}	N _{ED}	σ _{c, traz}	f _{ctm} /1.2	σ _{c, traz} < f _{ctm} /1.2
		[m]	[m]					[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-
Direzione Orizzontale	Campata celle esterne	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	45	< 0	2.82	3.35	ok
	Filo setti	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	-45	96	3.12	3.35	ok
Direzione Verticale	Campata celle	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	26	330	2.65	3.35	ok
	Filo solettone	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	-37	< 0	2.32	3.35	ok

Tabella 52 – Parete longitudinale lato terra – verifiche allo stato limite di formazione delle fessure



SLE - Comb. FREQUENTE		B	H	Arm. esterna		Arm. interna				Tensioni I stadio		
				1°	2°	1°	2°	M_{ED}	N_{ED}	$\sigma_{c, \text{traz}}$	$f_{cfm}/1.2$	$\sigma_{c, \text{traz}} < f_{cfm}/1.2$
								[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-
Direzione Orizzontale	Filo parete lato mare	$M_{11, \text{max}}$	0.25	5 Φ 14	-	5 Φ 14	-	45	< 0	2.82	3.35	ok
	Campata celle	$F_{11, \text{min}}$	0.25	5 Φ 14	-	5 Φ 14	-	-19	80	1.44	3.35	ok
Direzione Verticale	Filo solettone	$M_{22, \text{max}}$	0.25	5 Φ 14	-	5 Φ 14	-	17	328	2.08	3.35	ok
	Campata celle	$F_{22, \text{min}}$	0.25	5 Φ 14	-	5 Φ 14	-	-13	< 0	0.81	3.35	ok

Tabella 53 – Pareti trasversali e setti – verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

7.3.2.4.3 Verifiche della sovrastruttura

La sovrastruttura è stata suddivisa in 5 parti, denominate A, B, C, D e E, come mostrato nella figura seguente.

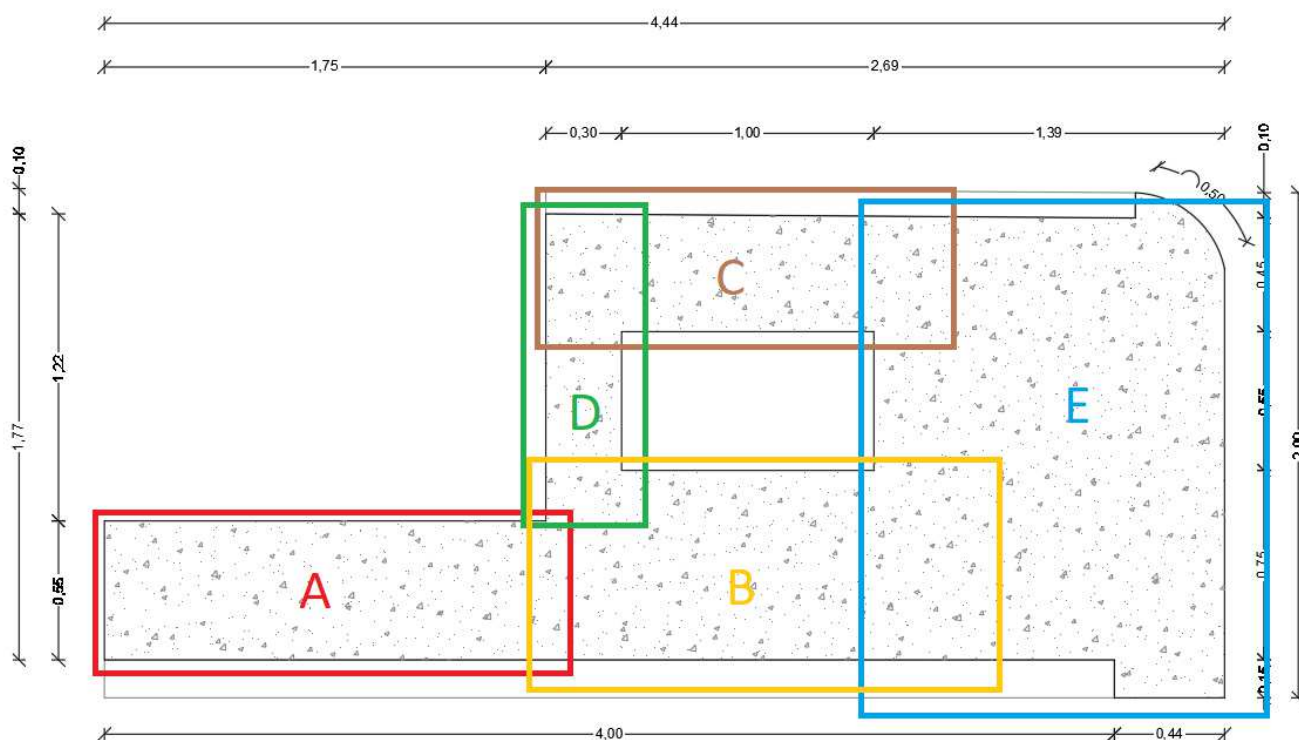


Figura 96 – Schematizzazione della sovrastruttura

Il modello di calcolo agli elementi finiti fornisce per ognuna delle parti sopra individuate le sollecitazioni. Vengono di seguito riportate le verifiche riferite a suddivisione della sovrastruttura.

Le verifiche della sovrastruttura tengono conto anche delle sollecitazioni dovute all'urto eccezionale.



7.3.2.4.3.1 Verifiche a flessione (SLU)

Nella tabella seguente sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

ECC - SLU - STR/SLV			B	H	Arm superiore		Arm. Inferiore		M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	M _{RD} /M _{ED}
					1°	2°	1°	2°			
			[m]	[m]							
Direzione Longitudinale	Parte A	M _{11,max}	1.00	0.55	5Φ16	-	5Φ16	-	41	199	4.85
	Parte A	M _{11,min}	1.00	0.55	5Φ16	-	5Φ16	-	-29	-199	6.86
	Parte B	M _{11,max}	1.00	0.75	5Φ16	-	5Φ16	-	59	278	4.71
	Parte B	M _{11,min}	1.00	0.75	5Φ16	-	5Φ16	-	-	-278	-
	Parte C	M _{11,max}	1.00	0.45	5Φ16	-	5Φ16	-	12	160	13.33
	Parte C	M _{11,min}	1.00	0.45	5Φ16	-	5Φ16	-	-	-160	-
	Parte D	M _{11,max}	1.00	0.30	5Φ16	-	5Φ16	-	31	103	3.32
	Parte D	M _{11,min}	1.00	0.30	5Φ16	-	5Φ16	-	-	-103	-
	Parte E	M _{11,max}	1.00	1.40	5Φ16	-	5Φ16	-	28	530	18.93
	Parte E	M _{11,min}	1.00	1.40	5Φ16	-	5Φ16	-	-135	-530	3.93
Direzione Trasversale	Parte A	M _{22,max}	1.00	0.55	5Φ16	-	5Φ16	-	66	199	3.02
	Parte A	M _{22,min}	1.00	0.55	5Φ16	-	5Φ16	-	-46	-199	4.33
	Parte B	M _{22,max}	1.00	0.75	5Φ16	-	5Φ16	-	67	278	4.15
	Parte B	M _{22,min}	1.00	0.75	5Φ16	-	5Φ16	-	-45	-278	6.18
	Parte C	M _{22,max}	1.00	0.45	5Φ16	-	5Φ16	-	41	160	3.90
	Parte C	M _{22,min}	1.00	0.45	5Φ16	-	5Φ16	-	-92	-160	1.74
	Parte D	M _{22,max}	1.00	0.30	5Φ20	-	5Φ20	-	35	139	3.97
	Parte D	M _{22,min}	1.00	0.30	5Φ20	-	5Φ20	-	-43	-139	3.23
	Parte E	M _{22,max}	1.00	1.40	5Φ16	-	5Φ16	-	41	530	12.93
	Parte E	M _{22,min}	1.00	1.40	5Φ16	-	5Φ16	-	-45	-530	11.78

Tabella 54 – Pareti trasversali – verifiche a flessione – combinazioni SLU/SLV

7.3.2.4.3.2 Verifiche a taglio (SLU)

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni di taglio ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza.

ECC - SLU - STR/SLV			B	H	Arm tesa		V _{ED} [kN]	Arm taglio	V _{RDcl} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed}
					1°	2°							
			[m]	[m]									
Direzione	Parte A	V _{13,max}	1.00	0.55	5Φ16	-	86	-	214	-	-	214	2.49
Direzione	Parte B	V _{13,max}	1.00	0.75	5Φ16	-	62	-	276	-	-	276	4.45
Direzione	Parte C	V _{13,max}	1.00	0.45	5Φ16	-	29	-	181	-	-	181	6.24
Direzione	Parte D	V _{13,max}	1.00	0.30	5Φ16	-	51	-	154	-	-	154	3.02
Direzione	Parte E	V _{13,max}	1.00	1.40	5Φ16	-	1137	2Φ16/20	463	2339	4342	2339	2.06
Direzione	Parte A	V _{23,max}	1.00	0.55	5Φ16	-	128	-	214	-	-	214	1.67
Direzione	Parte B	V _{23,max}	1.00	0.75	5Φ16	-	160	-	276	-	-	276	1.73
Direzione	Parte C	V _{23,max}	1.00	0.45	5Φ16	-	57	-	181	-	-	181	3.18
Direzione	Parte D	V _{23,max}	1.00	0.30	5Φ20	-	116	-	154	-	-	154	1.33
Direzione	Parte E	V _{23,max}	1.00	1.40	5Φ16	-	343	-	463	-	-	463	1.35



Tabella 55 – Pareti trasversali – verifiche a taglio – combinazioni ECC/SLU/SLV

7.3.2.4.4 Verifiche agli stati limite di esercizio

7.3.2.4.4.1 Verifiche delle tensioni di esercizio ed a fessurazione (SLE)

Per semplicità e a favore di sicurezza, le verifiche delle tensioni di esercizio e della fessurazione sono effettuate con i valori di sollecitazione derivanti dalle combinazioni allo SLU, anziché, rispettivamente, quelli derivanti dalle combinazioni allo SLE combinazione RARA e SLE combinazione FREQUENTE.

SLE				Arm. superiore		Arm. Inferiore									
				1°	2°	1°	2°	M _{ED}	σ _c	0,60 f _{ck}	σ _c < 0,60 f _{ck}	σ _s	0,8 f _{yk}	σ _s < 0,80 f _{ck}	
								[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-	
		[m]	[m]												
Direzione Longitudinale	Parte A	1.00	0.55	5Φ16	-	5Φ16	-	41	1.66	21.00	ok	92.11	360.00	ok	
	Parte A	1.00	0.55	5Φ16	-	5Φ16	-	-29	1.17	21.00	ok	65.15	360.00	ok	
Direzione Longitudinale	Parte B	1.00	0.75	5Φ16	-	5Φ16	-	59	1.36	21.00	ok	92.28	360.00	ok	
	Parte B	1.00	0.75	5Φ16	-	5Φ16	-	-	0.00	21.00	ok	0.00	360.00	ok	
Direzione Longitudinale	Parte C	1.00	0.45	5Φ16	-	5Φ16	-	12	0.71	21.00	ok	34.39	360.00	ok	
	Parte C	1.00	0.45	5Φ16	-	5Φ16	-	-	0.00	21.00	ok	0.00	360.00	ok	
Direzione Longitudinale	Parte D	1.00	0.30	5Φ16	-	5Φ16	-	31	4.32	21.00	ok	149.10	360.00	ok	
	Parte D	1.00	0.30	5Φ16	-	5Φ16	-	-	0.00	21.00	ok	0.00	360.00	ok	
Direzione Longitudinale	Parte E	1.00	1.40	5Φ16	-	5Φ16	-	28	0.23	21.00	ok	21.94	360.00	ok	
	Parte E	1.00	1.40	5Φ16	-	5Φ16	-	-135	1.09	21.00	ok	105.80	360.00	ok	
Direzione Trasversale	Parte A	1.00	0.55	5Φ16	-	5Φ16	-	66	2.67	21.00	ok	148.30	360.00	ok	
	Parte A	1.00	0.55	5Φ16	-	5Φ16	-	-46	1.86	21.00	ok	103.30	360.00	ok	
Direzione Trasversale	Parte B	1.00	0.75	5Φ16	-	5Φ16	-	67	1.55	21.00	ok	104.80	360.00	ok	
	Parte B	1.00	0.75	5Φ16	-	5Φ16	-	-45	1.04	21.00	ok	70.38	360.00	ok	
Direzione Trasversale	Parte C	1.00	0.45	5Φ16	-	5Φ16	-	41	2.44	21.00	ok	117.50	360.00	ok	
	Parte C	1.00	0.45	5Φ16	-	5Φ16	-	-92	5.47	21.00	ok	263.70	360.00	ok	
Direzione Trasversale	Parte D	1.00	0.30	5Φ20	-	5Φ20	-	35	4.07	21.00	ok	111.00	360.00	ok	
	Parte D	1.00	0.30	5Φ20	-	5Φ20	-	-43	4.99	21.00	ok	136.00	360.00	ok	
Direzione Trasversale	Parte E	1.00	1.40	5Φ16	-	5Φ16	-	41	0.33	21.00	ok	32.13	360.00	ok	
	Parte E	1.00	1.40	5Φ16	-	5Φ16	-	-45	0.36	21.00	ok	35.26	360.00	ok	

Tabella 56 – Pareti trasversali – verifica delle tensioni di esercizio

Viene verificato lo stato limite di formazione delle fessure, così come previsto nelle NTC2018 (§4.1.2.2.4.5), considerando la sezione non fessurata (I stadio, a differenza della sezione parzializzata che viene definita al II stadio) e specificando la verifica per sollecitazioni derivanti da flessione, verificando pertanto che la tensione al lembo teso del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}/1,2$.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SLE				Arm. superiore		Arm. Inferiore		Tensioni I stadio			
		B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	$\sigma_{c, \text{traz}}$	$f_{cfm}/1.2$	$\sigma_{c, \text{traz}} < f_{cfm}/1.2$
		[m]	[m]					[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-
Direzione Longitudinale	Parte A	1.00	0.55	5Ø16	-	5Ø16	-	41	0.75	3.35	ok
	Parte A	1.00	0.55	5Ø16	-	5Ø16	-	-29	0.53	3.35	ok
Direzione Longitudinale	Parte B	1.00	0.75	5Ø16	-	5Ø16	-	59	0.58	3.35	ok
	Parte B	1.00	0.75	5Ø16	-	5Ø16	-	-	-	3.35	ok
Direzione Longitudinale	Parte C	1.00	0.45	5Ø16	-	5Ø16	-	12	0.32	3.35	ok
	Parte C	1.00	0.45	5Ø16	-	5Ø16	-	-	-	3.35	ok
Direzione Longitudinale	Parte D	1.00	0.30	5Ø16	-	5Ø16	-	31	1.88	3.35	ok
	Parte D	1.00	0.30	5Ø16	-	5Ø16	-	-	-	3.35	ok
Direzione Longitudinale	Parte E	1.00	1.40	5Ø16	-	5Ø16	-	28	0.08	3.35	ok
	Parte E	1.00	1.40	5Ø16	-	5Ø16	-	-135	0.39	3.35	ok
Direzione Trasversale	Parte A	1.00	0.55	5Ø16	-	5Ø16	-	66	1.20	3.35	ok
	Parte A	1.00	0.55	5Ø16	-	5Ø16	-	-46	0.84	3.35	ok
Direzione Trasversale	Parte B	1.00	0.75	5Ø16	-	5Ø16	-	67	0.66	3.35	ok
	Parte B	1.00	0.75	5Ø16	-	5Ø16	-	-45	0.44	3.35	ok
Direzione Trasversale	Parte C	1.00	0.45	5Ø16	-	5Ø16	-	41	1.11	3.35	ok
	Parte C	1.00	0.45	5Ø16	-	5Ø16	-	-92	2.49	3.35	ok
Direzione Trasversale	Parte D	1.00	0.30	5Ø20	-	5Ø20	-	35	2.13	3.35	ok
	Parte D	1.00	0.30	5Ø20	-	5Ø20	-	-43	2.62	3.35	ok
Direzione Trasversale	Parte E	1.00	1.40	5Ø16	-	5Ø16	-	41	0.12	3.35	ok
	Parte E	1.00	1.40	5Ø16	-	5Ø16	-	-45	0.13	3.35	ok

Tabella 57 – Pareti trasversali – verifiche allo stato limite di formazione delle fessure



7.3.3 Verifiche nella condizione eccezionale di urto

Vengono di seguito riportate le verifiche relative ai cassoncini della radice, che sono soggetti alle maggiori sollecitazioni dovute all'urto.

7.3.3.1 Analisi dei carichi

Le azioni considerate sono quelle descritte nel §6, così come specificate nel §7.3.2.1. Vengono di seguito riportati i valori utilizzati per l'implementazione del modello di calcolo.

7.3.3.1.1 Urto

Larghezza massima di ripartizione dell'urto	10.00	m
Larghezza dell'elemento strutturale	9.40	m
Larghezza effettiva di ripartizione dell'urto	9.40	m
Altezza massima di ripartizione dell'urto	5.00	m
Altezza della sovrastruttura	1.70	m
Area della sovrastruttura su cui insiste l'urto	15.98	m ²
Altezza della parte del cassone su cui insiste l'urto	3.30	m
Numero di fori	3.00	
Base singolo foro	1.50	m
Altezza singolo foro	2.00	m
Area di ripartizione dell'urto al netto dei fori	38.00	m ²

Forza d'urto	15600	kN
Pressione media dovuta all'urto	411	kN/m ²
Parte dell'urto assorbita dalla sovrastruttura	6560	kN
Parte dell'urto assorbita dal cassone	9040	kN

Tabella 58 – Determinazione delle azioni dovute all'urto sugli elementi strutturali

Nel modello il paramento lato porto della sovrastruttura è modellato con elementi di altezza pari a 0,56 m. Pertanto la pressione applicata su tale elemento è pari alla parte di urto assorbita dalla sovrastruttura divisa per l'altezza dell'elemento e la lunghezza dell'area di impatto:

$$6560 \text{ kN} / (0,56 \text{ m} \times 9,40 \text{ m}) = 815 \text{ kN/m}^2$$



7.3.3.2 Combinazioni dei carichi

$\gamma * \psi$	Comb. SLU-ECC (ECC)
Carichi permanenti	1.00
Rinterro su sovrastruttura	1.00
Spinta terreno rinterro	1.00
Moto ondoso in fase di Cavo (Hs=2.5 m)	-
Moto ondoso in fase di Cavo (Hs=1.5 m)	-
Sovraccarico accidentale di banchina su sovrastruttura	-
Sovraccarico accidentale di banchina su rinterro	-
Tiro alla bitta	-
Riempimento celle	-
Urto Eccezionale	1.00

Tabella 59 – Coefficienti di combinazione dei carichi

7.3.3.3 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è analogo a quello realizzato per il calcolo del fusto in fase definitiva. L'unica differenza è che nel modello per l'urto, data l'eccezionalità dell'evento e l'entità degli spostamenti attesi, si tiene conto:

- della resistenza passiva del terreno di rinfiango mediante la modellazione, sulla parete lato terreno, di molle con rigidità lineare con la profondità:

z	DESCRIZIONE	γ	φ'	k
m		kN/m ³	°	kN/m ³
2	Rinfiango asciutto	17.5	40	127 996.60
2.6	Rinfiango immerso	10.4	40	92 068.27
5.13	Rinfiango immerso	10.4	40	159 542.21
8.3	Rinfiango immerso	10.4	40	244 084.66

Tabella 60 – Rigidità delle molle

- della rigidità del riempimento delle celle lato porto, mediante l'inserimento di elementi solidi.

La rigidità delle molle è stata determinata facendo riferimento al metodo proposto da Bowles (Fondazioni, § 13.3.3), secondo cui

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

dove

$$A_s = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma) \quad \text{e} \quad B_s = C \gamma N_q$$



La figura seguente illustra il modello di calcolo.

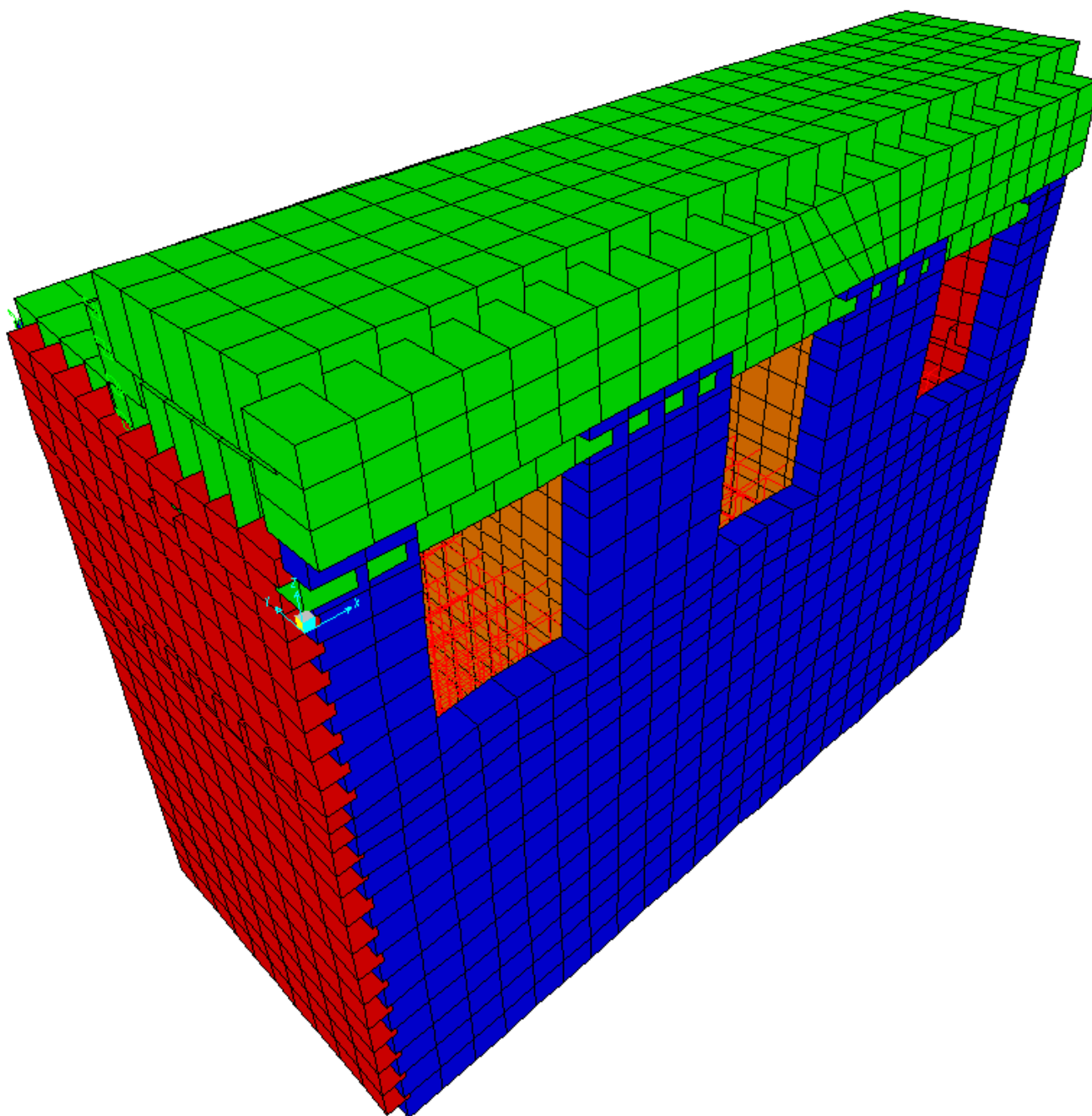


Figura 97 – Modello di calcolo per la condizione eccezionale di urto

Si riporta di seguito lo schema di carico.



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

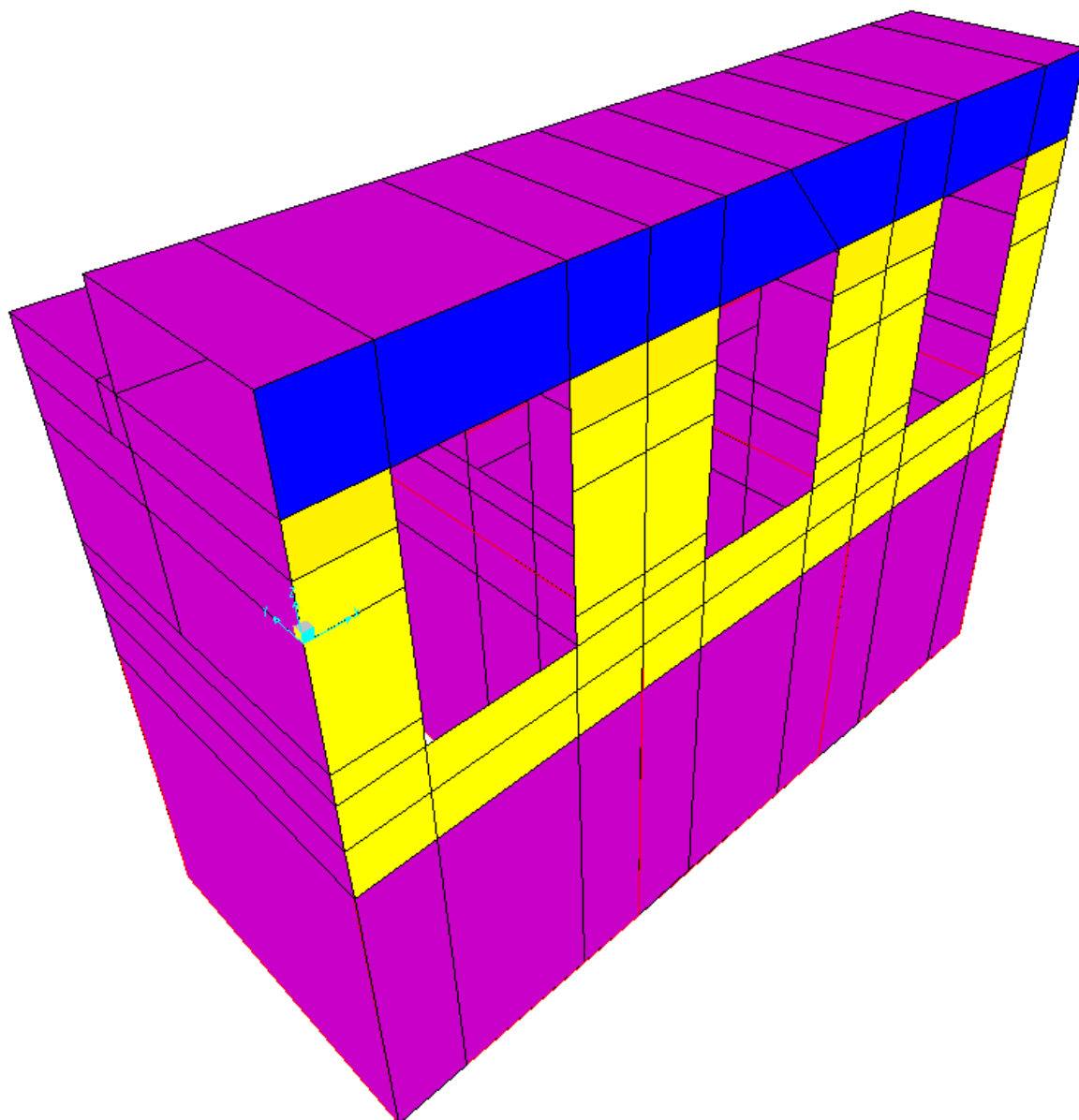


Figura 98 – Schema di carico urto [kN/m^2].

7.3.3.4 Verifiche allo SLU – combinazione eccezionale con urto

Convenzione sui segni delle SOLLECITAZIONI: il momento positivo tende le armature interne rispetto al cassone.



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

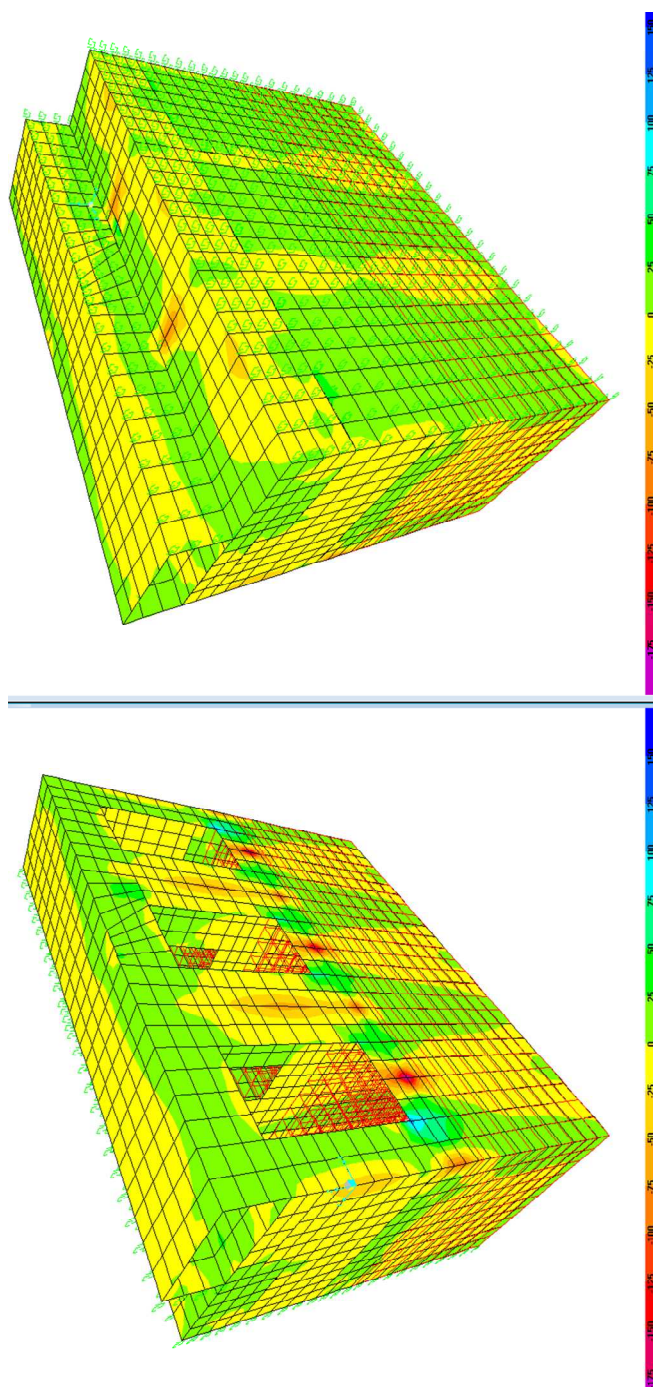


Figura 99 – Combinazione ECC (URTO) - M11 [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

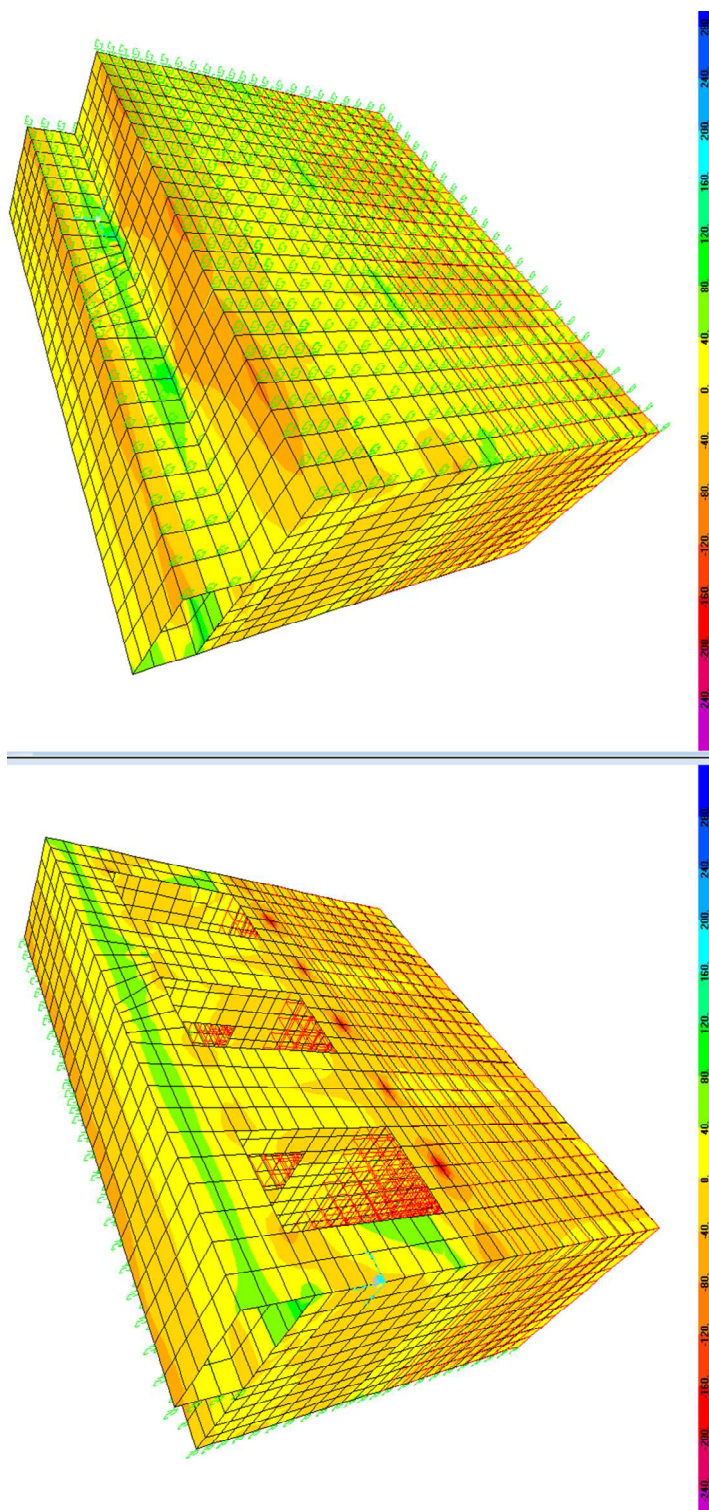


Figura 100 – Combinazione ECC (URTO) – M22 [kNm/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

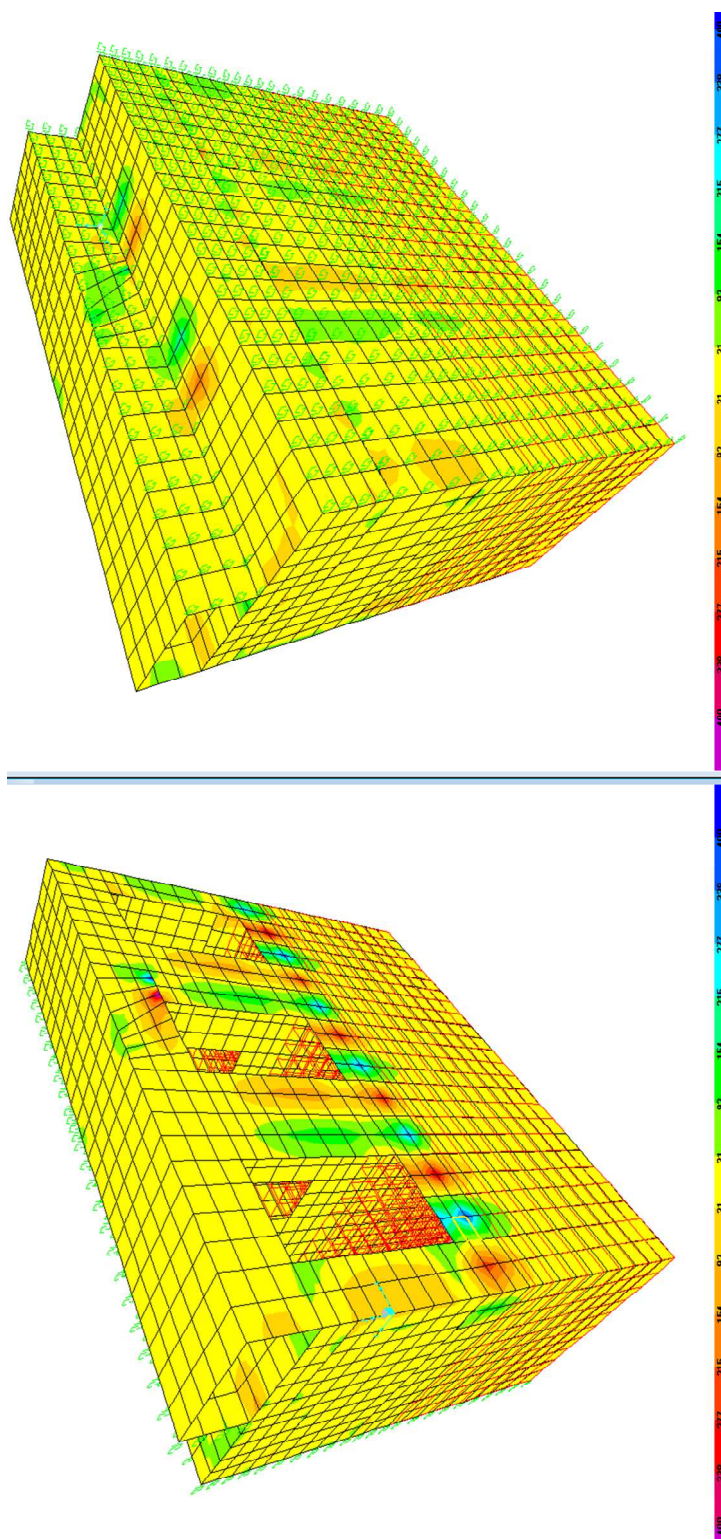


Figura 101 – Combinazione ECC (URTO) - V13 [kN/m].



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

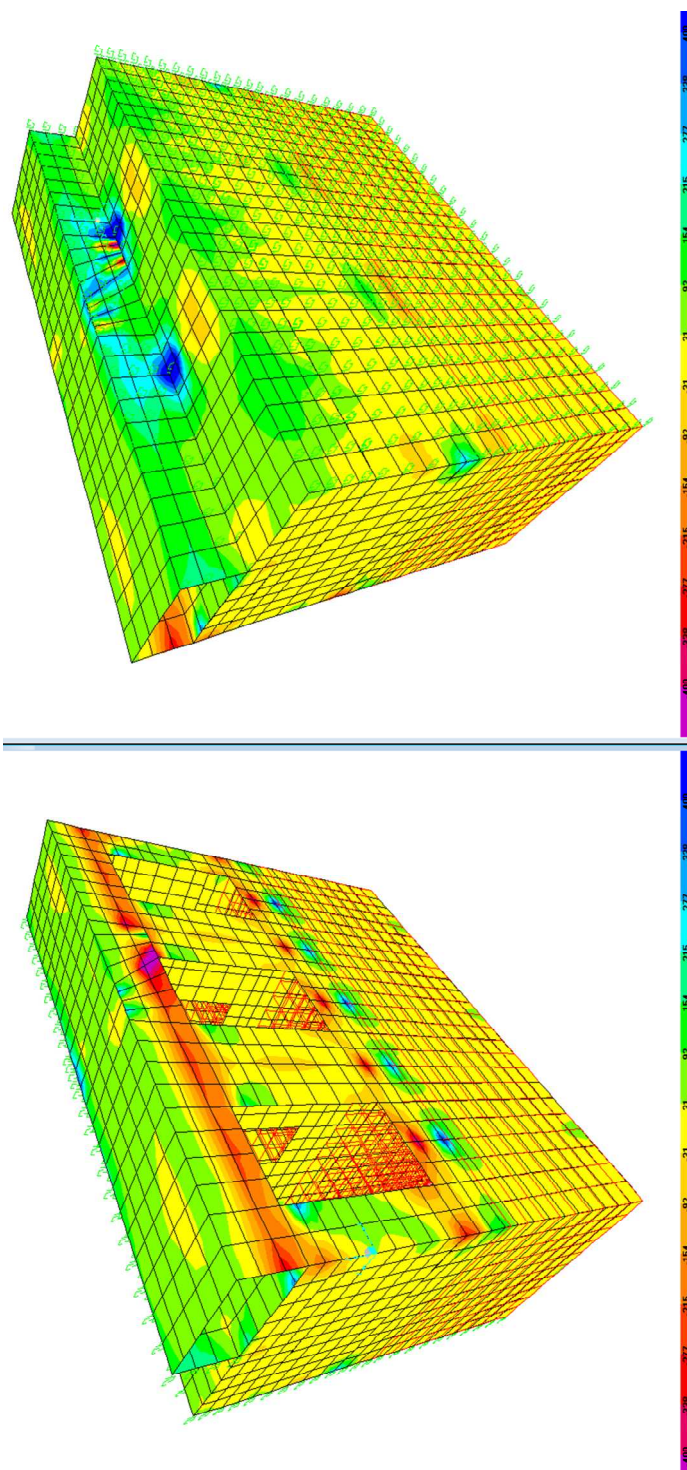


Figura 102 – Combinazione ECC (URTO) –V23 [kN/m].



7.3.3.4.1 Parete lato mare

7.3.3.4.1.1 Verifiche a flessione (SLU)

Nella tabella seguente sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione.

In accordo con quanto prescritto dalle NTC 2018 per le verifiche nella combinazione eccezionale, i coefficienti parziali dei materiali sono posti pari a 1.

SLU - ECC					Arm. esterna		Arm. interna		M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	M _{RD} /M _{ED}
			B	H	1°	2°	1°	2°			
			[m]	[m]							
Direzione Orizzontale	Spigolo inferiore finestratura esterna	M _{11,max}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	110	128	1.16
	Parte tra finestratura e estradosso riempimento (valore mediato su lunghezza di 50 cm)	M _{11,min}	1.00	0.30	5ϕ16	2,5ϕ16	5ϕ16	-	-147	-164	1.12
	Filo setti tra finestre	M _{11,min}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	-61	-128	2.10
Direzione Verticale	Zona tra finestre esterne e pareti trasversali	M _{22,max}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	65	128	1.97
	Parte tra finestratura e estradosso riempimento (valore mediato su lunghezza di 50 cm)	M _{22,min}	1.00	0.30	5ϕ16	2,5ϕ16	5ϕ16	-	-142	-164	1.15
	Filo setti	M _{22,min}	1.00	0.30	5ϕ16	-	5ϕ16	-	115	-128	1.11

Tabella 61 – Parete lato mare – Verifiche a flessione – condizione eccezionale di urto

7.3.3.4.1.2 Verifiche a taglio (SLU)

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni di taglio ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SLU - ECC			B [m]	H [m]	Arm tesa		V _{ED} [kN]	Arm taglio	V _{RDcs} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed} -
					1°	2°							
Direzione Orizzontale	Parte tra finestratura e estradosso riempimento (valore mediato su lunghezza di 50 cm)	V _{13,max}	1.00	0.30	5Φ16	2,5Φ16	282	Φ10/20x20	229	441	1094	441	1.56
	Filo setti tra finestre	V _{13,max}	1.00	0.30	5Φ16	-	130	-	200	-	-	200	1.54
Direzione Verticale	Parte tra finestratura e estradosso riempimento (valore mediato su lunghezza di 50 cm)	V _{23,max}	1.00	0.30	5Φ16	2,5Φ16	267	Φ10/20x20	229	441	1094	441	1.65
	Filo setti	V _{23,max}	1.00	0.30	5Φ16	-	131	-	200	-	-	200	1.53

Tabella 62 – Parete lato mare – Verifiche a taglio – condizione eccezionale di urto

7.3.3.4.2 Parete lato terra

7.3.3.4.2.1 Verifiche a flessione (SLU)

Nella tabella seguente sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione.

SLU - ECC			B [m]	H [m]	Arm. esterna		Arm. interna		M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	M _{RD} /M _{ED}
					1°	2°	1°	2°			
Direzione Orizzontale	Campata celle esterne	M _{11,max}	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	27	96	3.56
	Filo pareti trasversali	M _{11,min}	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	-22	-96	4.36
Direzione Verticale	Campata celle alla quota del riempimento	M _{22,max}	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	56	96	1.71
	Sommità campata celle	M _{22,min}	1.00	0.30	5Φ14	-	5Φ14	-	-54	-96	1.78

Tabella 63 – Parete lato mare – Verifiche a flessione – condizione eccezionale di urto

7.3.3.4.2.2 Verifiche a taglio (SLU)

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni di taglio ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione.



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

SLU - ECC			B		H			Arm tesa		Arm taglio	V_{RDcs} [kN]	V_{RSD} [kN]	V_{RCD} [kN]	V_{RD} [kN]	V_{RD}/V_{Ed} -
								1°	2°						
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	V_{Ed} [kN]							
Direzione Orizzontale	Filo setti	$V_{13,max}$	1.00	0.30	5 Φ 14	-	64	-	-	-	183	-	-	183	2.86
Direzione Verticale	Campata celle alla quota del riempimento	$V_{23,max}$	1.00	0.30	5 Φ 14	-	166	-	-	-	183	-	-	183	1.10

Tabella 64 – Parete lato mare – Verifiche a taglio – condizione eccezionale di urto

7.3.3.4.3 Pareti trasversali e setti

7.3.3.4.3.1 Verifiche a flessione (SLU)

Nella tabella seguente sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione.

SLU - ECC					Arm. esterna		Arm. interna						
					1°	2°	1°	2°					
			B	H									
			[m]	[m]	M _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _E						
Direzione Orizzontale			Filo parete lato mare	M _{11,max}	1.00	0.25	5 Φ 14	-	5 Φ 14	-	22	78	3.55
			Sommità campata celle	M _{11,min}	1.00	0.25	5 Φ 14	-	5 Φ 14	-	-70	-78	1.11
Direzione Verticale			Filo parete lato mare alla quota riempimento	M _{22,max}	1.00	0.25	5 Φ 14	-	5 Φ 14	-	44	78	1.77
			Filo parete lato mare alla quota finestre	M _{22,min}	1.00	0.25	5 Φ 14	-	5 Φ 14	-	-68	-78	1.15

Tabella 65 – Parete lato mare – Verifiche a flessione – condizione eccezionale di urto

7.3.3.4.3.2 Verifiche a taglio (SLU)

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni di taglio ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza.

A favore di sicurezza, non si tiene conto della compressione.

SLU - ECC			B		H			Arm tesa		Arm taglio	V_{RDcs} [kN]	V_{RSD} [kN]	V_{RCD} [kN]	V_{RD} [kN]	V_{RD}/V_{Ed} -
								1°	2°						
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	V_{Ed} [kN]							
Direzione Orizzontale	Filo parete lato mare (valore mediato su lunghezza di 50 cm)	$V_{13,max}$	1.00	0.25	5 Φ 14	-	127	-	-	-	159	-	-	159	1.25
Direzione Verticale	Filo parete lato mare (valore mediato su lunghezza di 50 cm)	$V_{23,max}$	1.00	0.25	5 Φ 14	-	150	-	-	-	159	-	-	159	1.06

Tabella 66 – Parete lato mare – Verifiche a taglio – condizione eccezionale di urto



7.3.3.5 Verifica barre di collegamento cassone-sovrastuttura

Le barre di collegamento tra cassone e sovrastuttura sono dimensionate per l'azione di urto eccezionale assorbita dalla sovrastuttura (pari a 6560 kN). Si riporta di seguito la verifica:

Diametro barre	ϕ	20	mm
Lunghezza complessiva pareti e setti del cassone	p	2660	cm
Passo barre	s	20	cm
Numero barre	n_{barre}	133	
Area complessiva barre	A_{barre}	41783	mm ²
Tensione tangenziale	τ	157	MPa
Tensione ideale	σ_{ideale}	272	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente parziale	γ_s	1.00	
Tensione ideale limite	f_{yd}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza		1.65	

Tabella 67 – Verifica barre di collegamento cassone-sovrastuttura

7.3.4 Cassoncini del molo

I cassoncini posti lungo il molo sono soggetti ad un'azione di urto nella direzione trasversale al movimento delle imbarcazioni. Si riportano di seguito la determinazione del valore delle azioni di urto eccezionale e la verifica delle barre di collegamento tra il cassone e la sovrastuttura.

7.3.4.1 Urto

Larghezza massima di ripartizione dell'urto	10.00	m
Larghezza dell'elemento strutturale	9.40	m
Larghezza effettiva di ripartizione dell'urto	9.40	m
Altezza massima di ripartizione dell'urto	5.00	m
Altezza della sovrastuttura	1.70	m
Area della sovrastuttura su cui insiste l'urto	15.98	m ²
Altezza della parte del cassone su cui insiste l'urto	3.30	m
Numero di fori	3.00	
Base singolo foro	1.50	m
Altezza singolo foro	2.00	m
Area di ripartizione dell'urto al netto dei fori	38.00	m ²

Forza d'urto	10200	kN
Pressione media dovuta all'urto	268	kN/m ²
Parte dell'urto assorbita dalla sovrastuttura	4289	kN
Parte dell'urto assorbita dal cassone	5911	kN



Tabella 68 – Determinazione delle azioni dovute all'urto sugli elementi strutturali dei cassoni del molo

7.3.4.2 Verifica barre di collegamento cassone-sovrastuttura

Diametro barre	ϕ	14	mm
Lunghezza complessiva pareti e setti del cassone	p	2660	cm
Passo barre	s	20	cm
Numero barre	n_{barre}	133	
Area complessiva barre	A_{barre}	20474	mm ²
Tensione tangenziale	τ	210	MPa
Tensione ideale	σ_{ideale}	363	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente parziale	γ_s	1.00	
Tensione ideale limite	f_{yd}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza		1.24	

Tabella 69 – Verifica barre di collegamento cassone-sovrastuttura per i cassoni del molo

7.4 Verifica delle predalle

Le predalle hanno spessore di 15 cm, lunghezza di 3,50 m e larghezza di 2,90 m.

7.4.1 Determinazione delle sollecitazioni in fase di sollevamento

La predalla è stata modellata come piastra appoggiata in corrispondenza dei golfari, con carico dovuto al peso proprio amplificato del 30% per tenere conto degli effetti dinamici in fase di movimentazione. È stata definita una mesh con passo 30cm. Il sistema di riferimento è baricentrico e ha l'asse x coincidente con la direzione di maggiore lunghezza.

Allo SLU il peso proprio viene amplificato moltiplicandolo per 1,3.

I momenti positivi tendono le fibre inferiori.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

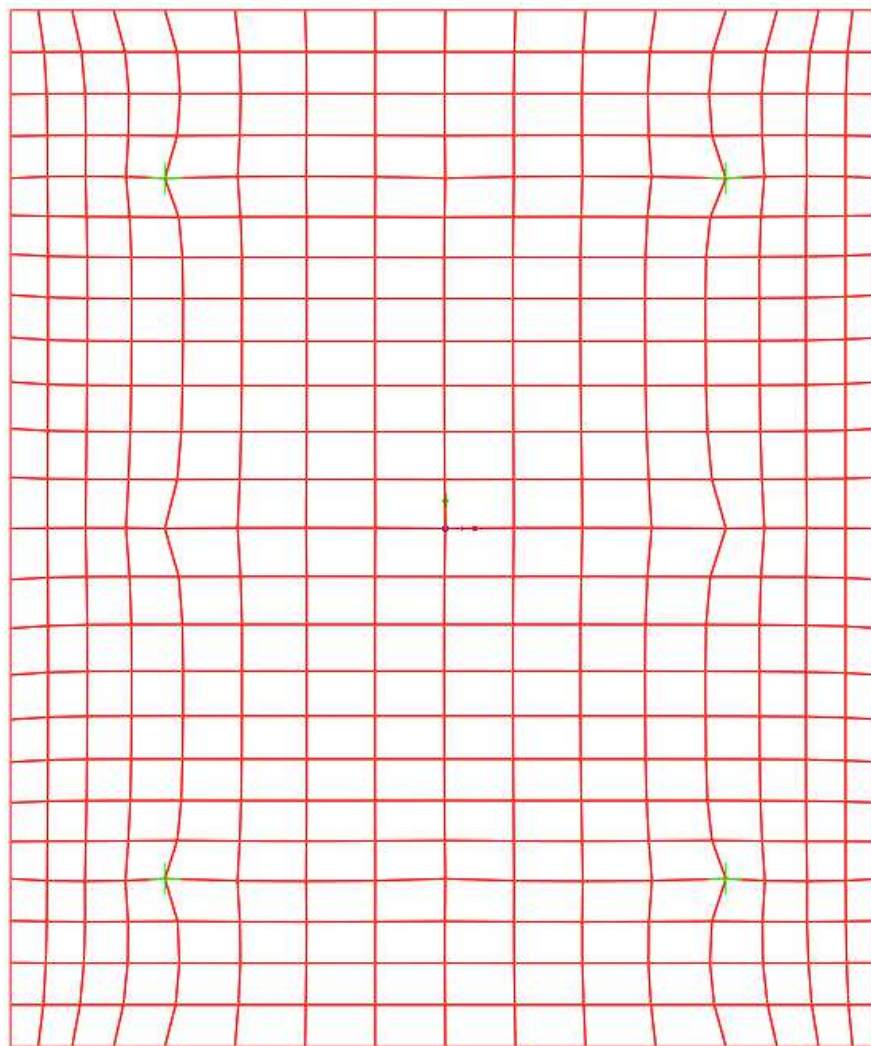


Figura 103 – Modello di calcolo della predalla in fase di sollevamento.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

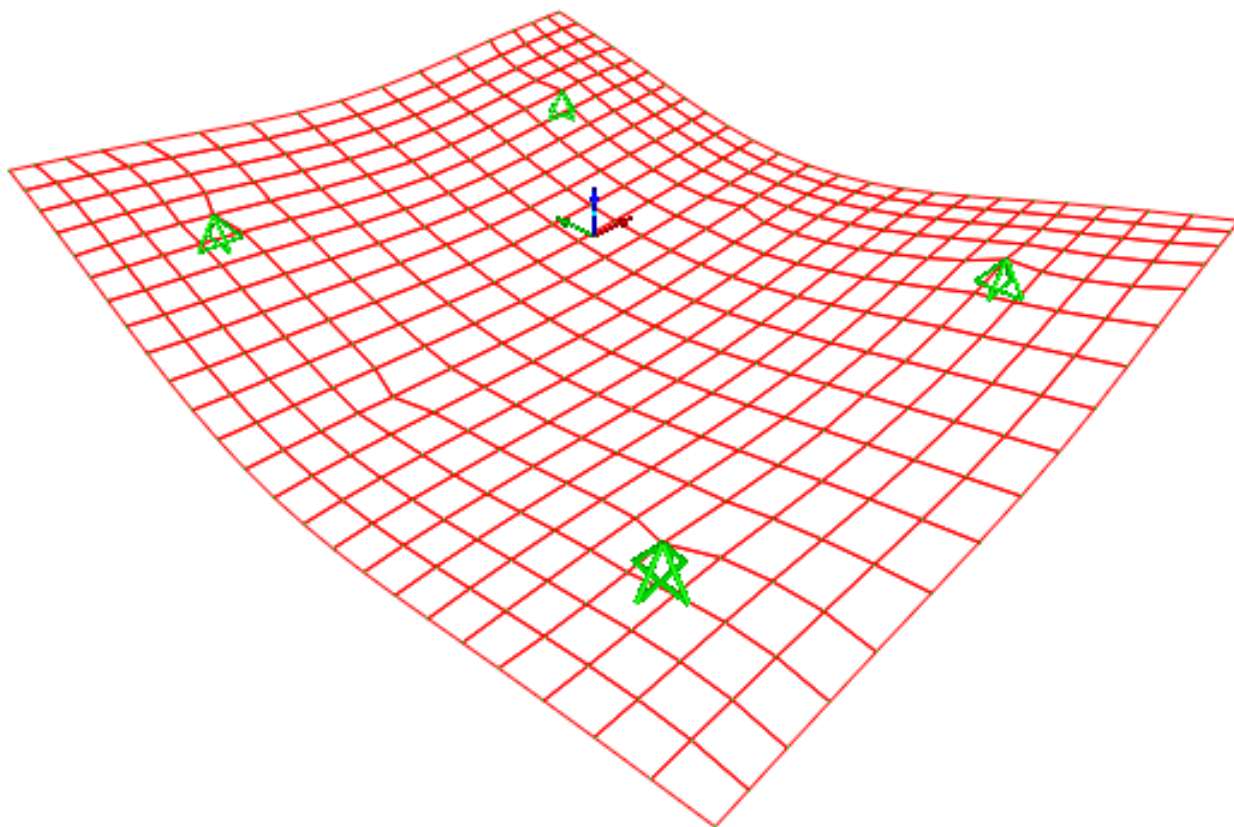


Figura 104 – Predalla in fase di sollevamento – deformata per peso proprio



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

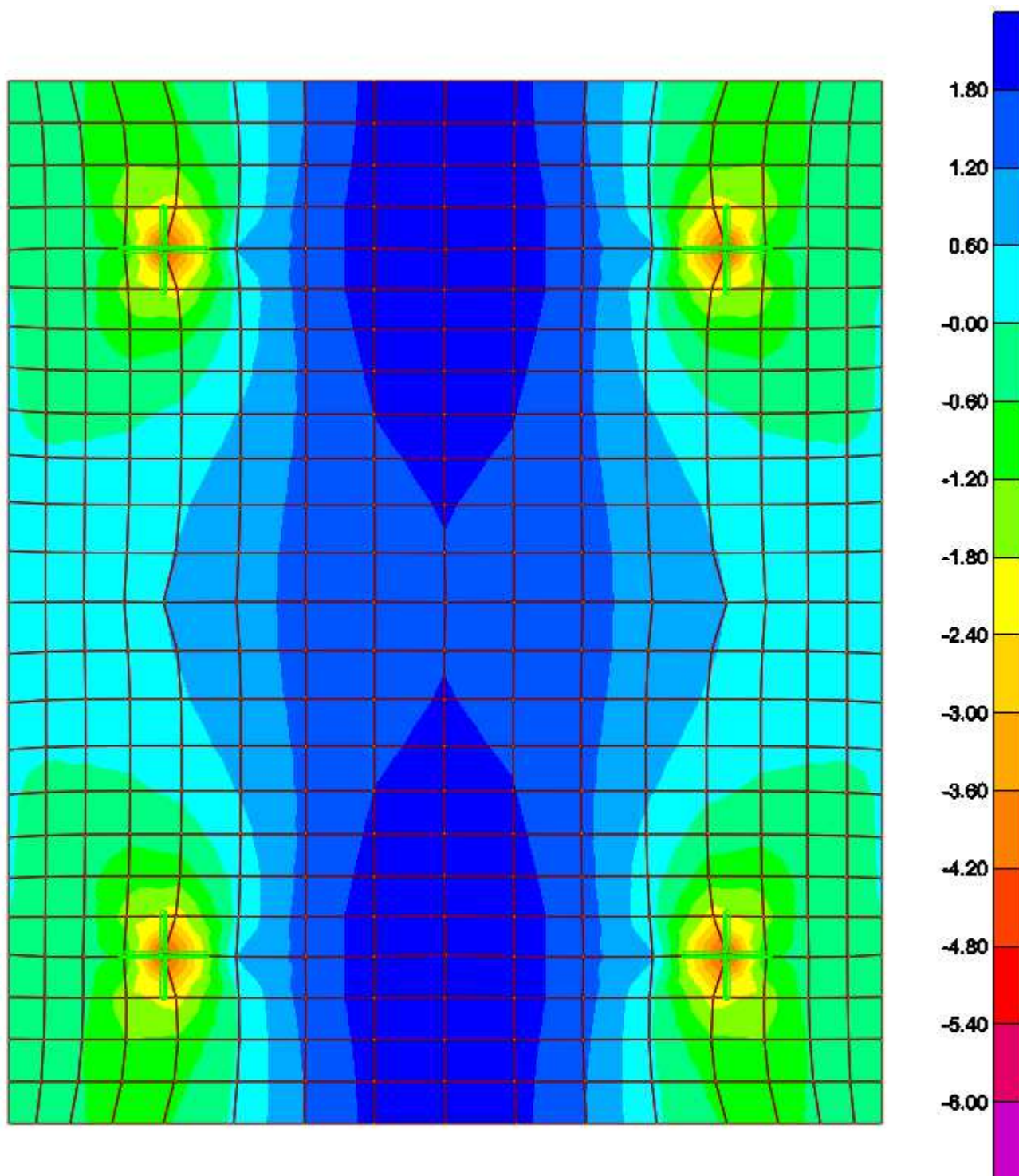


Figura 105 – Predalla in fase di sollevamento – diagramma M11 allo SLU [kNm/m]



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

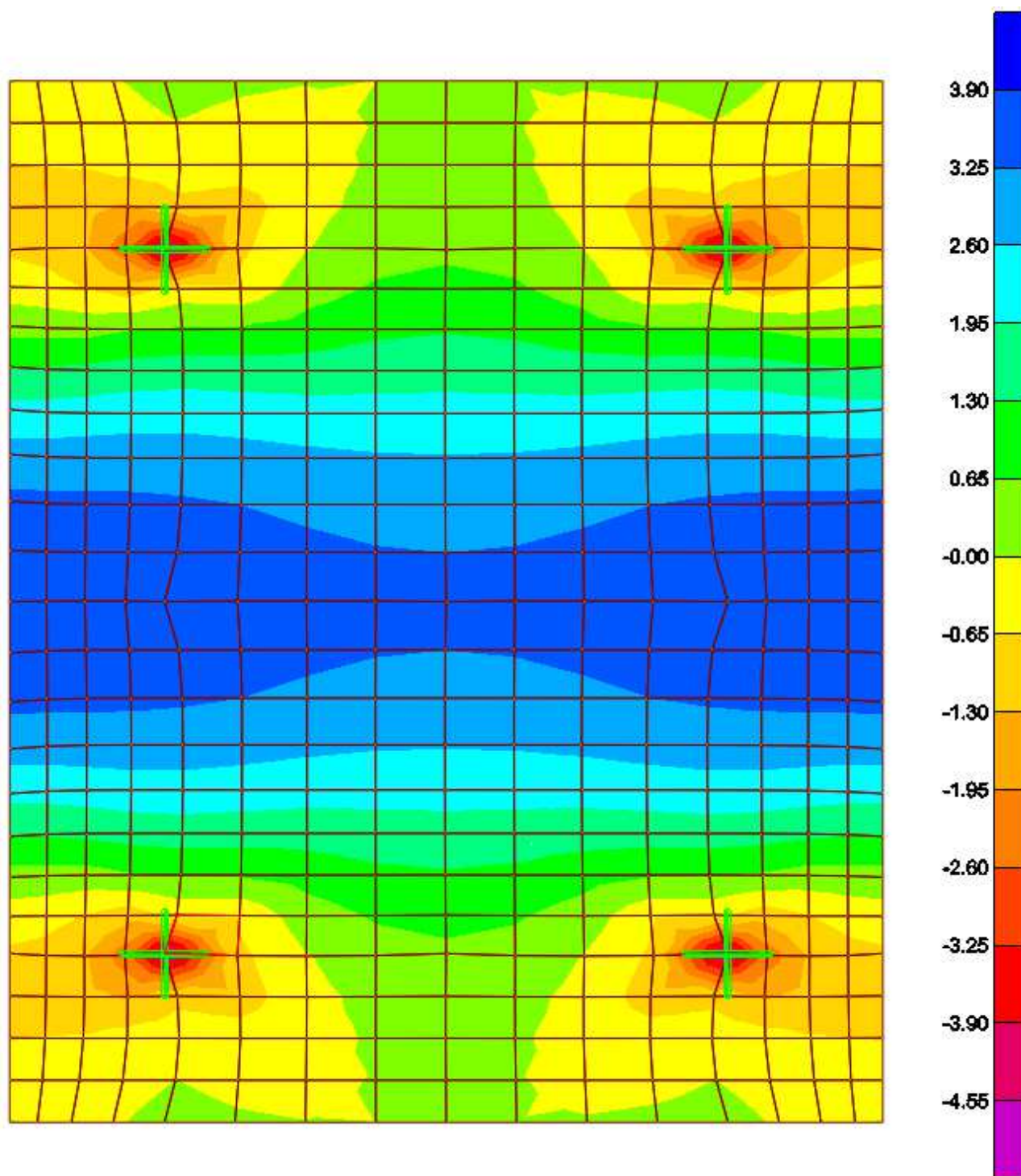


Figura 106 – Predalla in fase di sollevamento – diagramma M22 allo SLU[kNm/m]



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

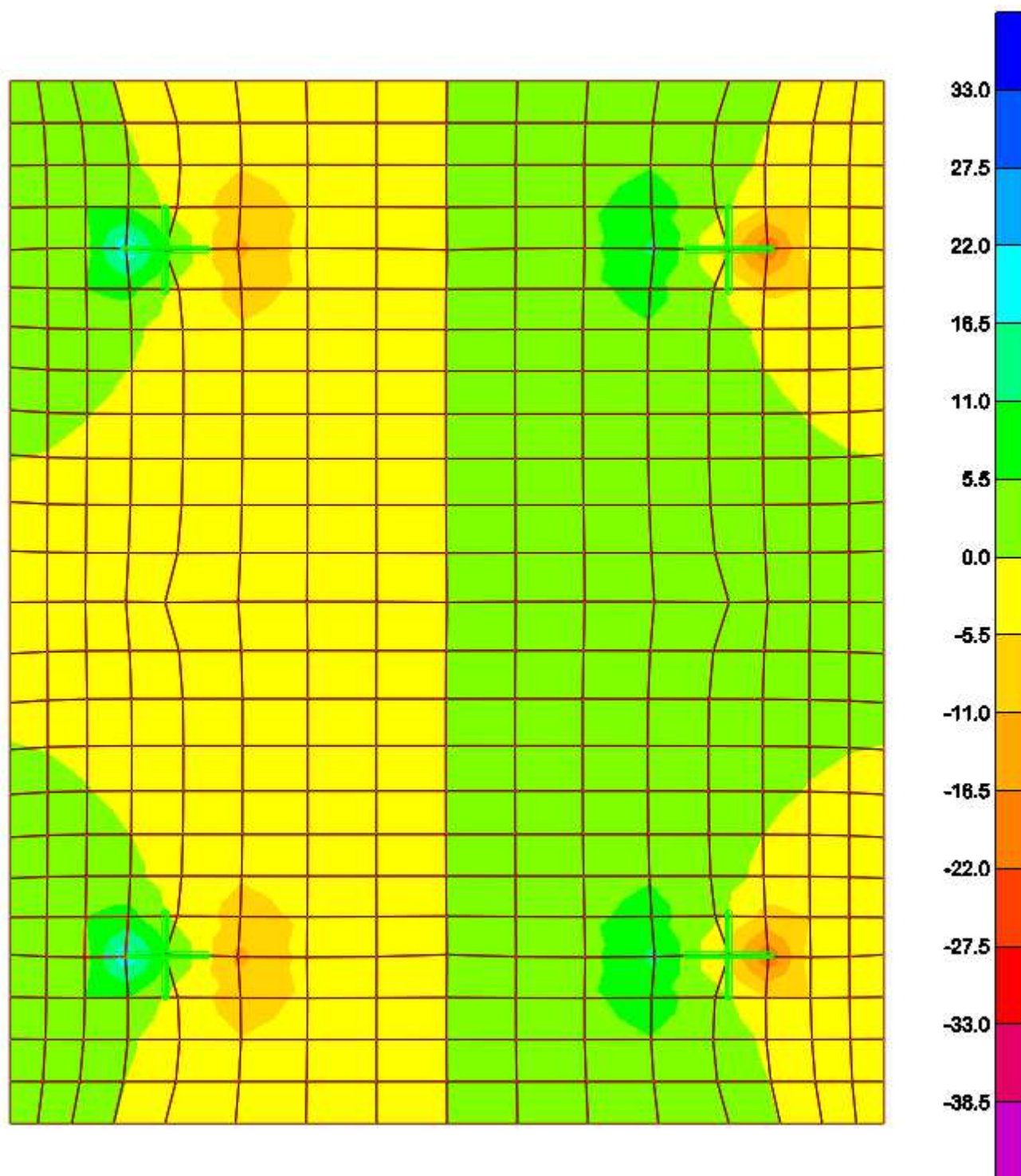


Figura 107 – Predalla in fase di sollevamento – diagramma V13 allo SLU[kN/m]

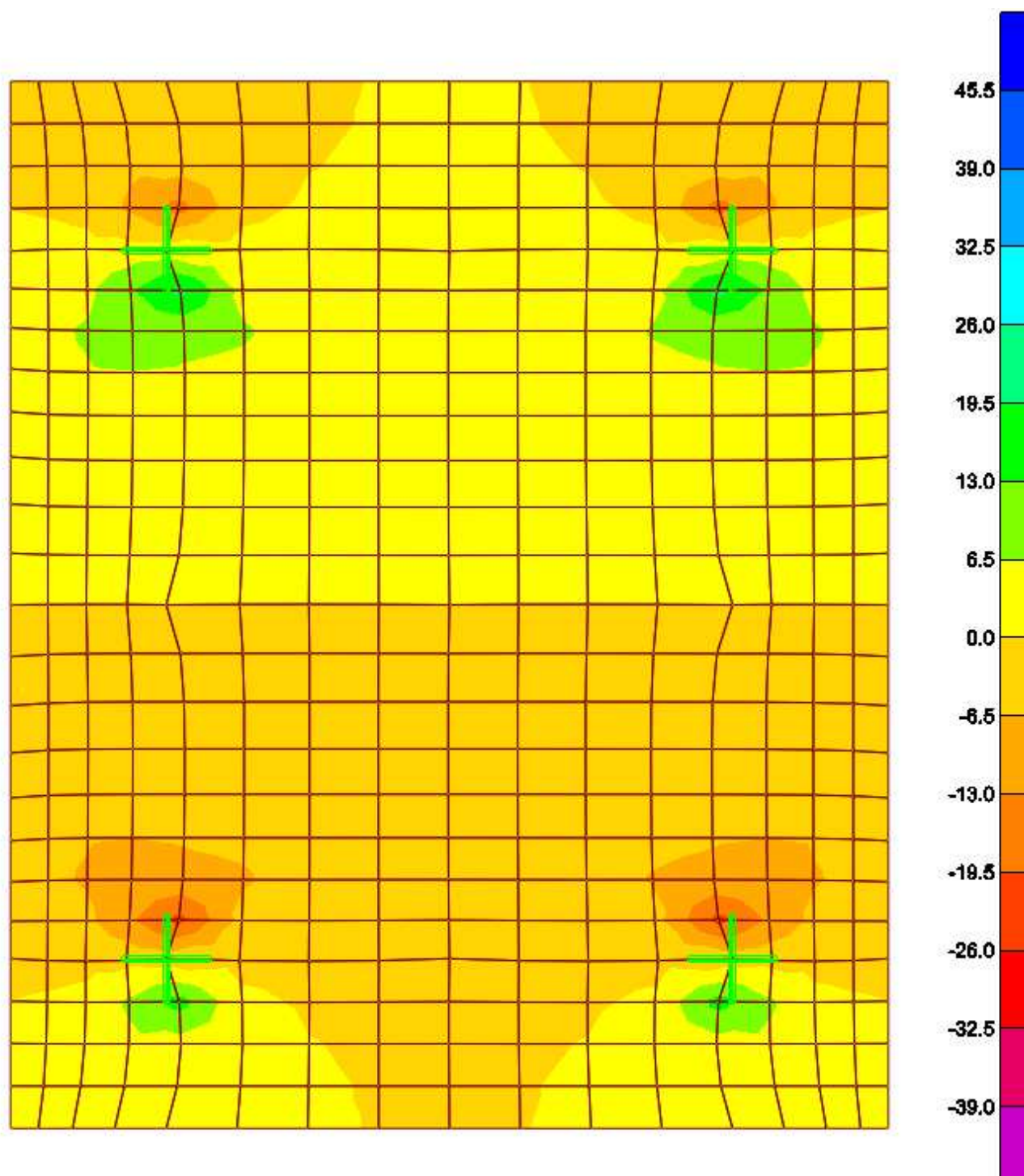


Figura 108 – Predalla in fase di sollevamento – diagramma V23 allo SLU[kN/m]

7.4.1 Determinazione delle sollecitazioni in fase di getto della sovrastruttura

La predalla è stata modellata come piastra appoggiata in corrispondenza dei bordi, soggetta al carico dovuto al peso proprio e al peso del getto della sovrastruttura. Per semplicità il peso del getto è stato



considerato come un carico uniformemente distribuito, dividendo il peso del getto per la superficie della predalla, ottenendo un valore di pressione media pari a $26,86 \text{ kN/m}^2$.

È stata scelta una mesh con passo 10cm. Il sistema di riferimento è baricentrico e ha l'asse x coincidente con la direzione di maggiore lunghezza.

È stata tenuta in conto la presenza del foro nella modellazione della piastra; i carichi trasmessi dal tappo sono stati modellati come carichi distribuiti sui bordi del foro.

Allo SLU i carichi vengono amplificati moltiplicandoli per 1,3.

I momenti positivi tendono le fibre inferiori.

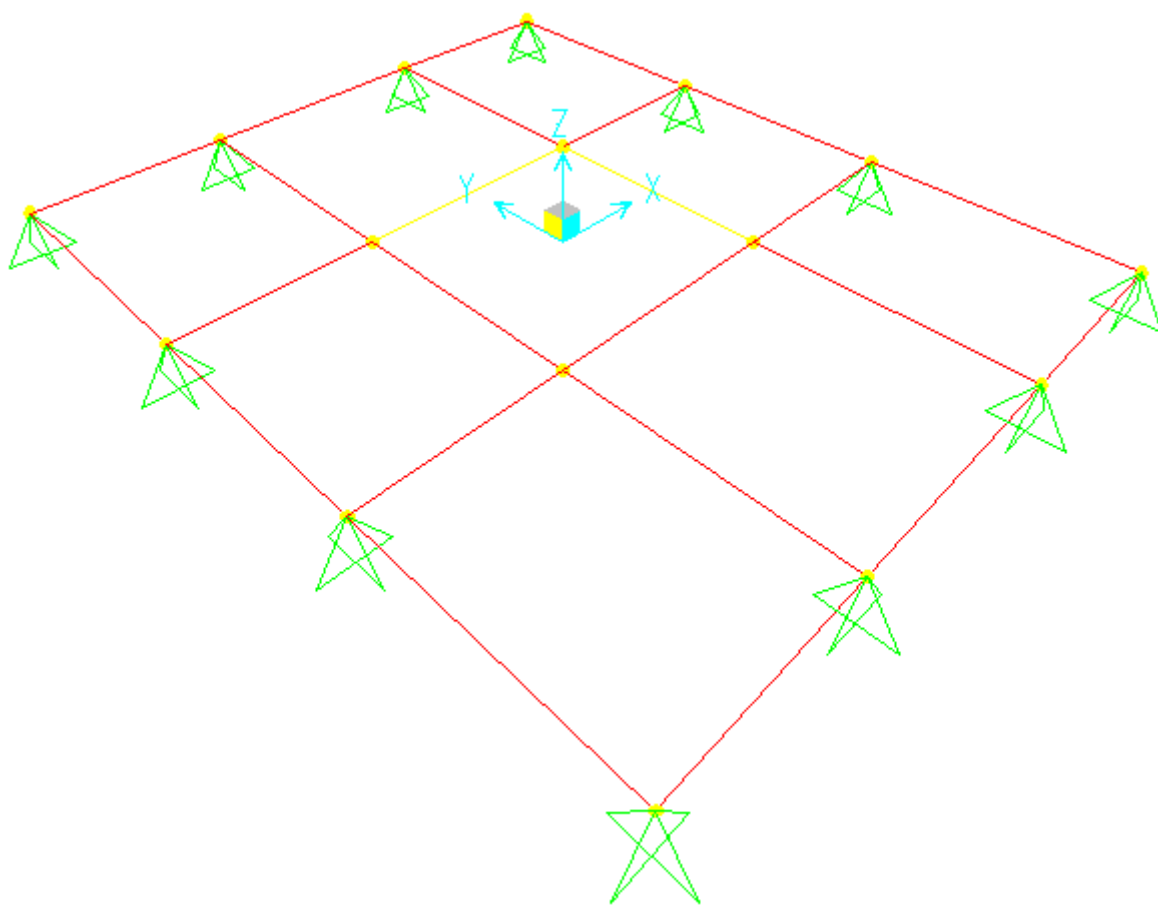


Figura 109 – Modello di calcolo della predalla in fase di getto.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

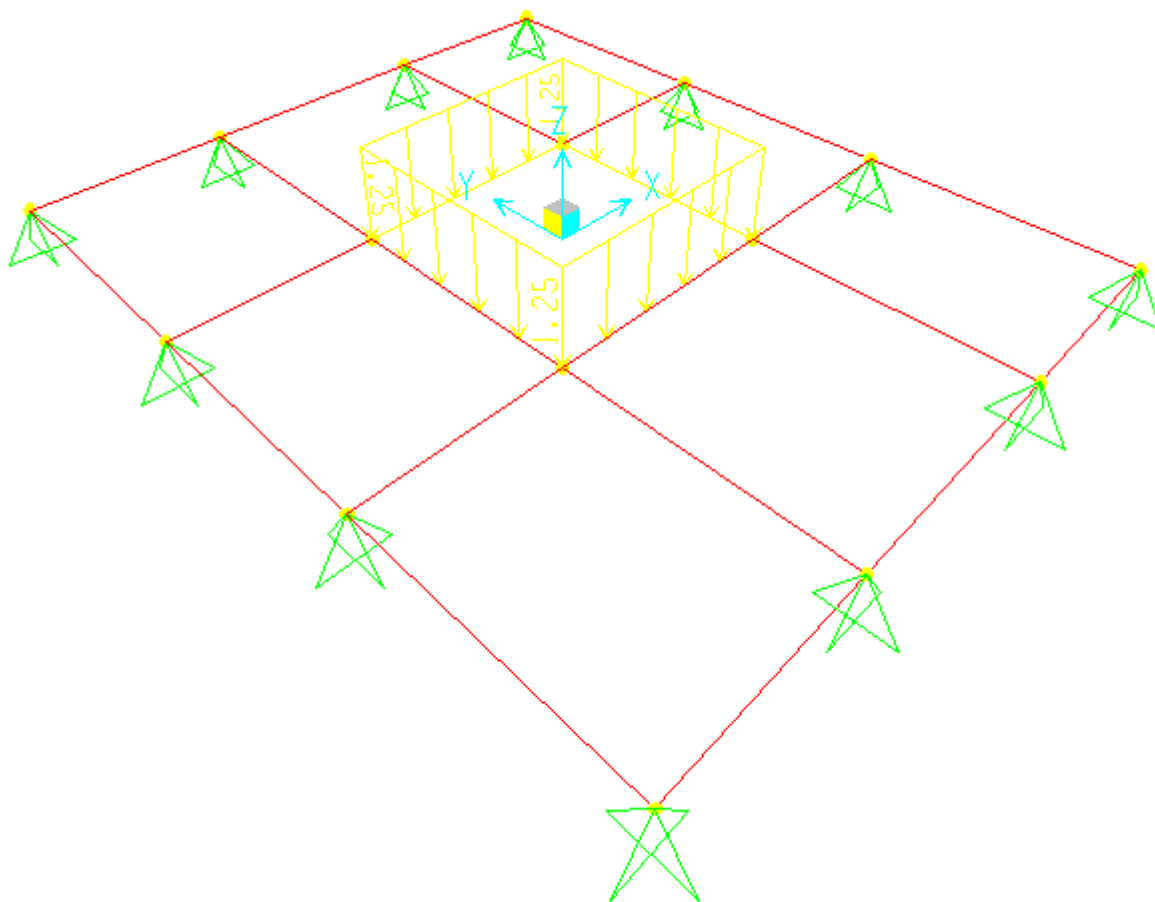


Figura 110 – Predalla in fase di getto – carico dovuto al peso del tappo



Comune
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

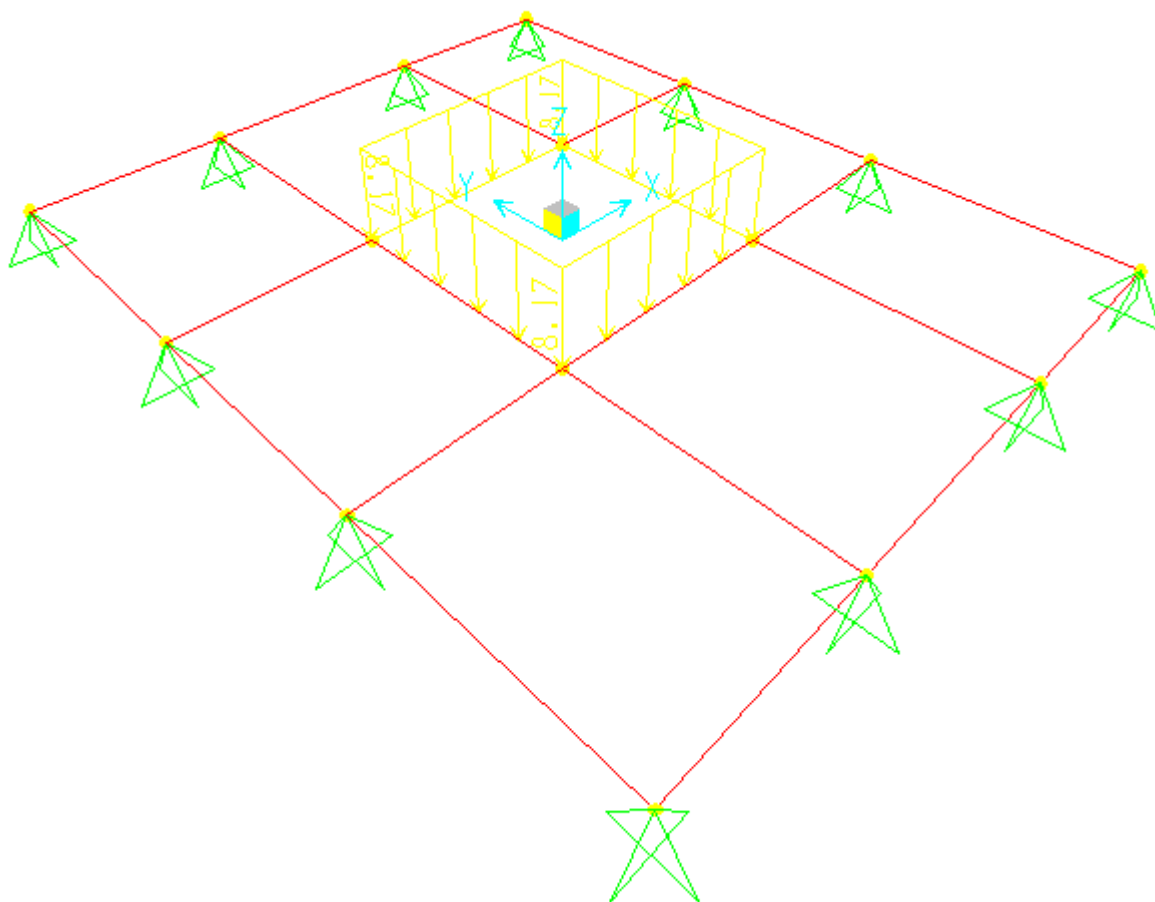


Figura 111 – Predalla in fase di getto – carico dovuto al peso del getto sopra il tappo



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

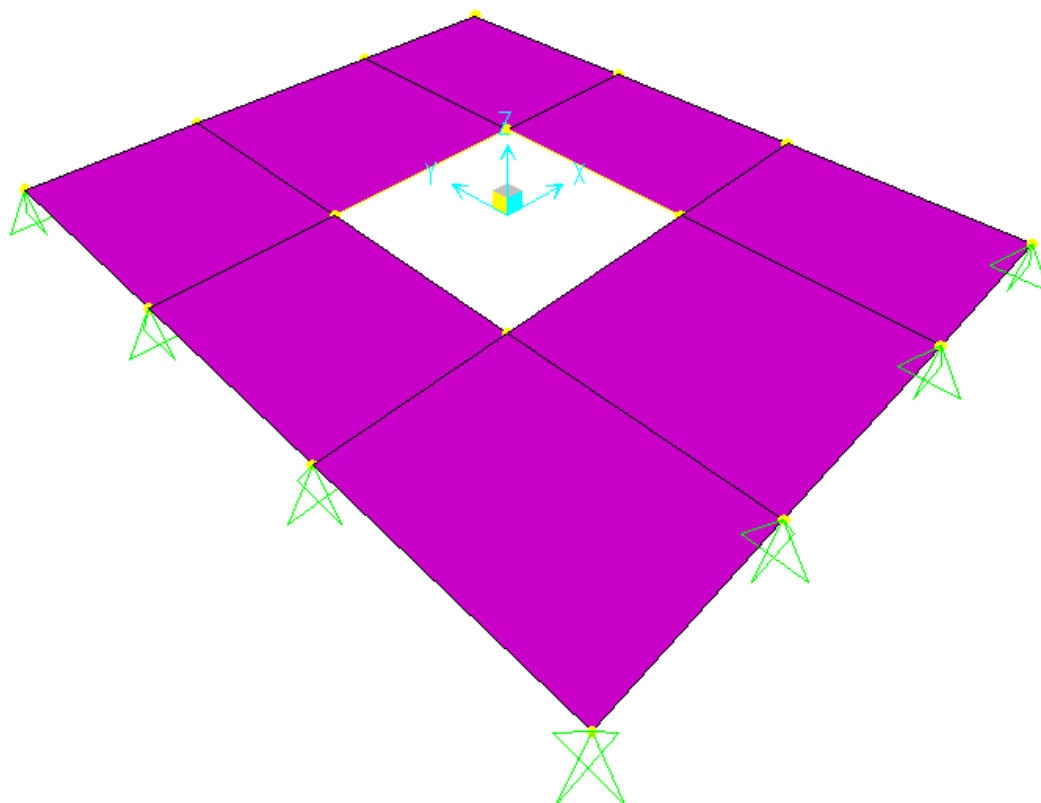


Figura 112 – Predalla in fase di getto – carico dovuto al peso del getto



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

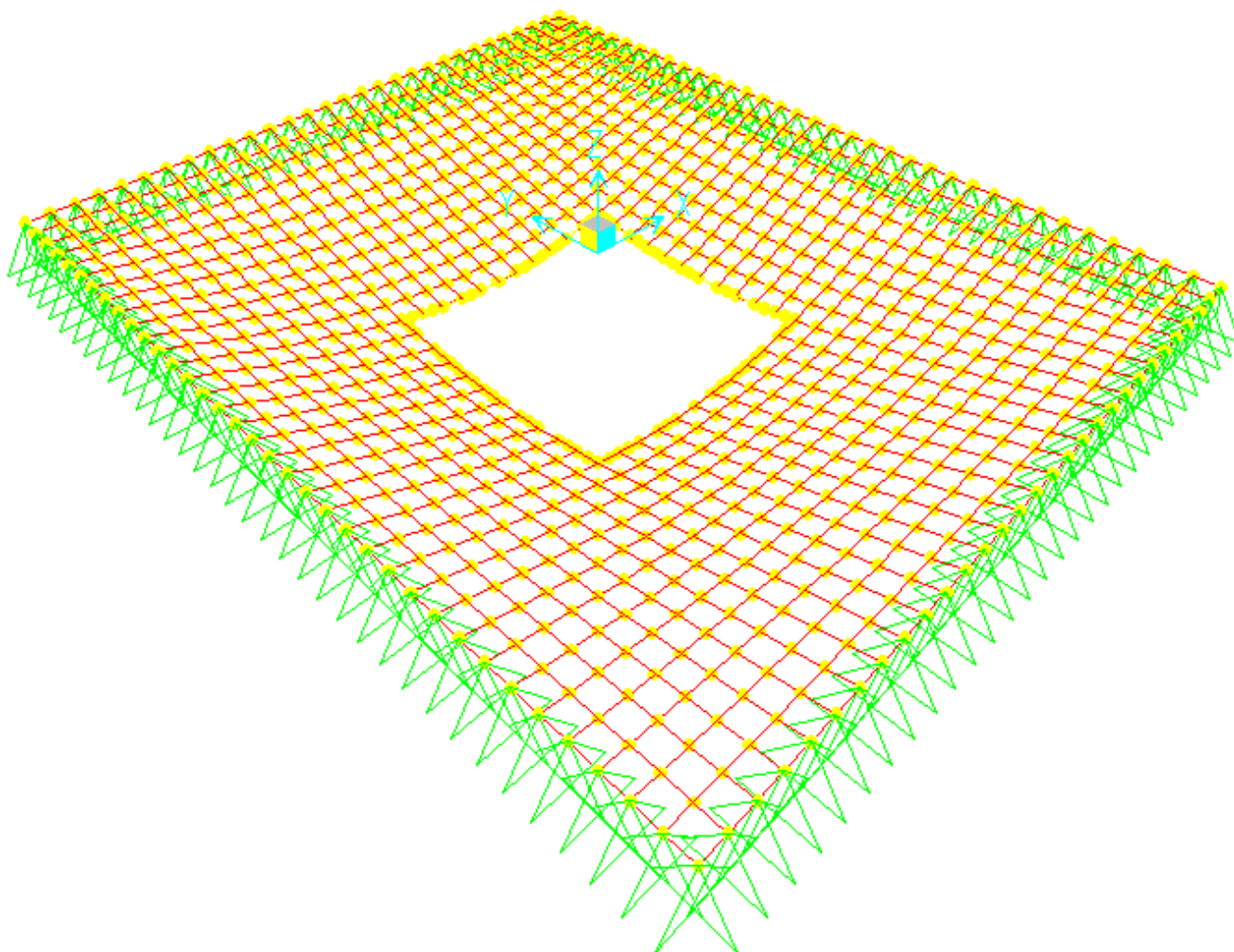


Figura 113 – Predalla in fase di getto – deformata per i carichi applicati



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

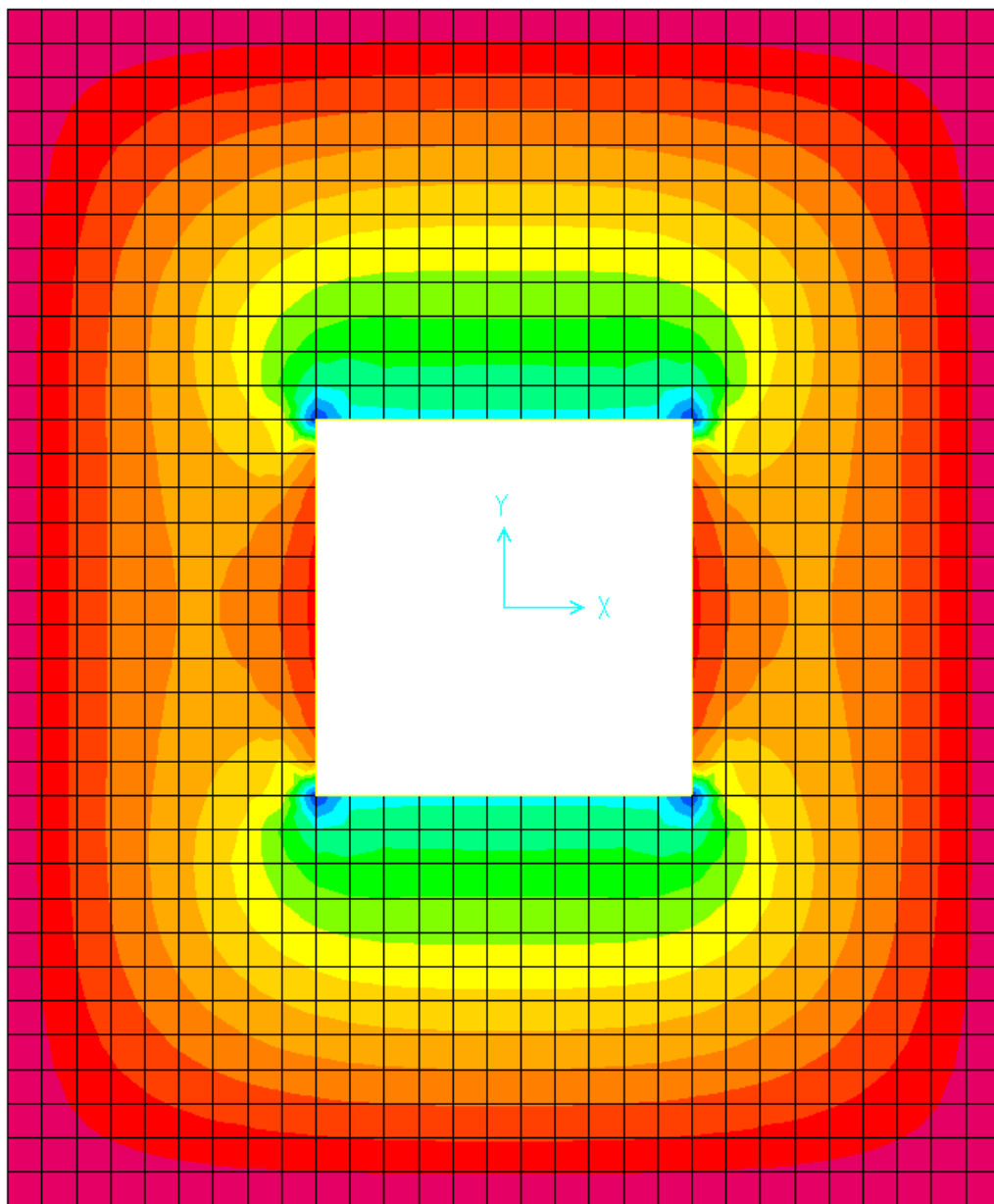


Figura 114 – Predalla in fase di getto – diagramma M11 allo SLU [kNm/m]



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

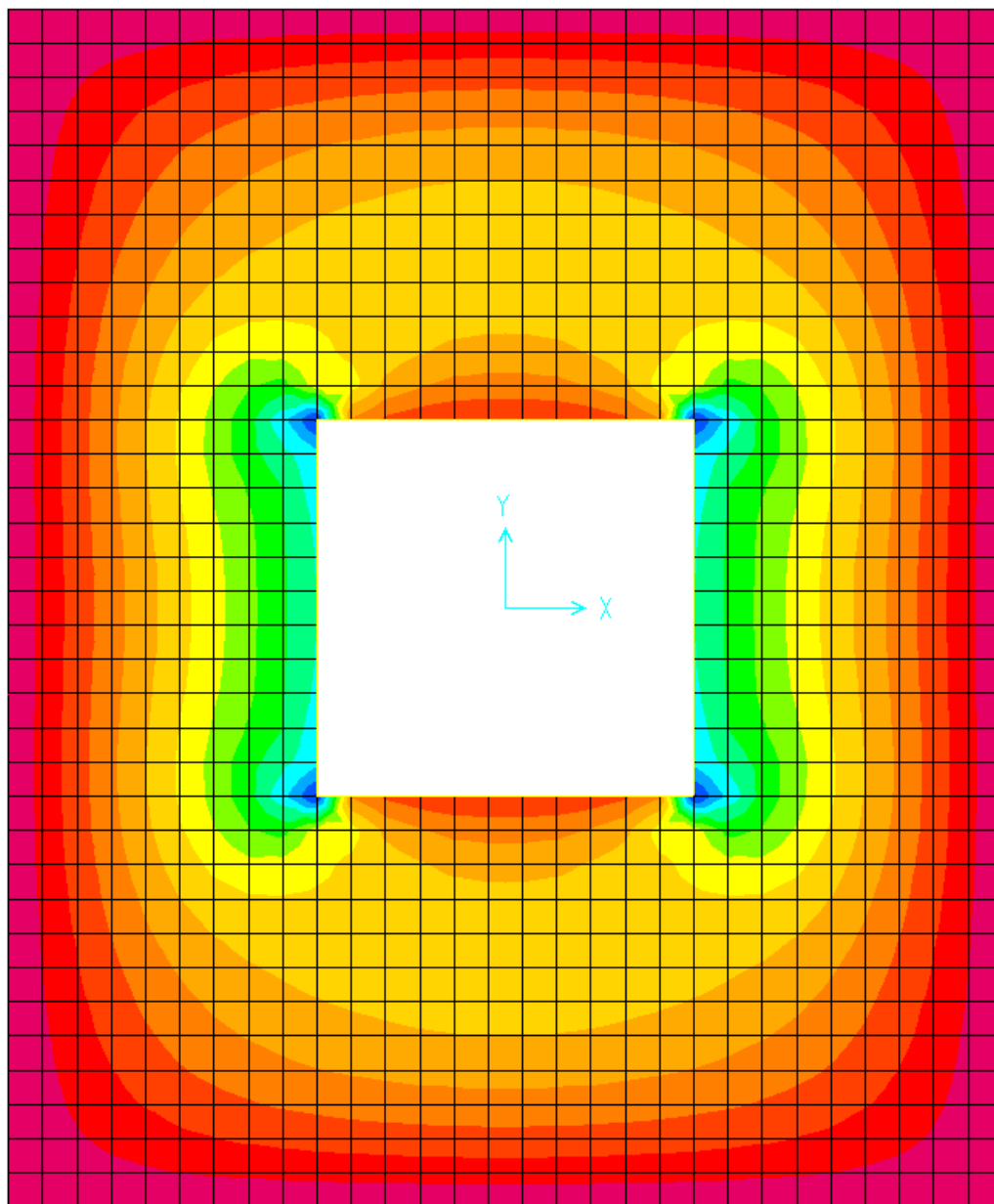


Figura 115 – Predalla in fase di getto – diagramma M22 allo SLU [kNm/m]



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

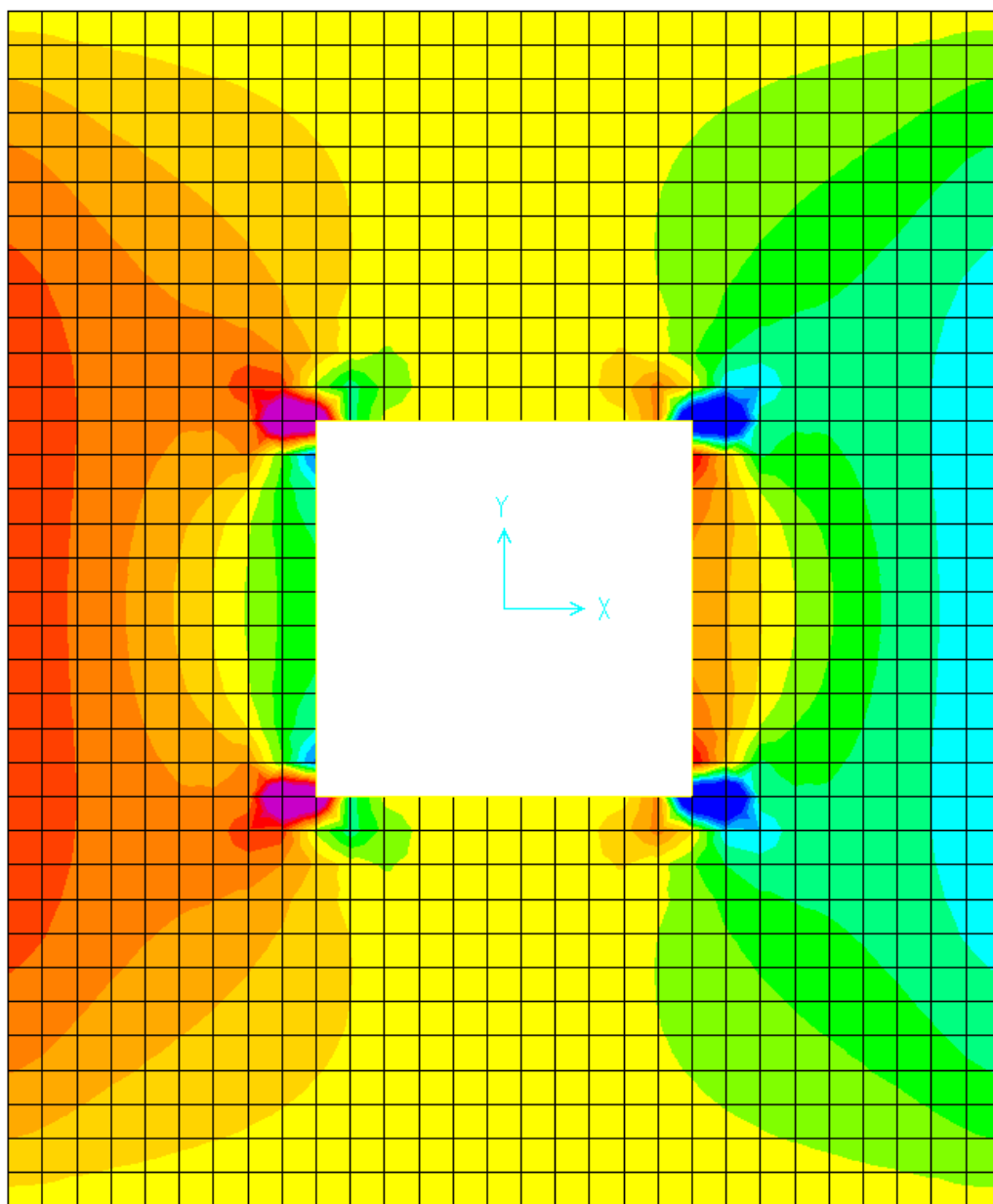


Figura 116 – Predalla in fase di getto – diagramma V13 allo SLU [kN]

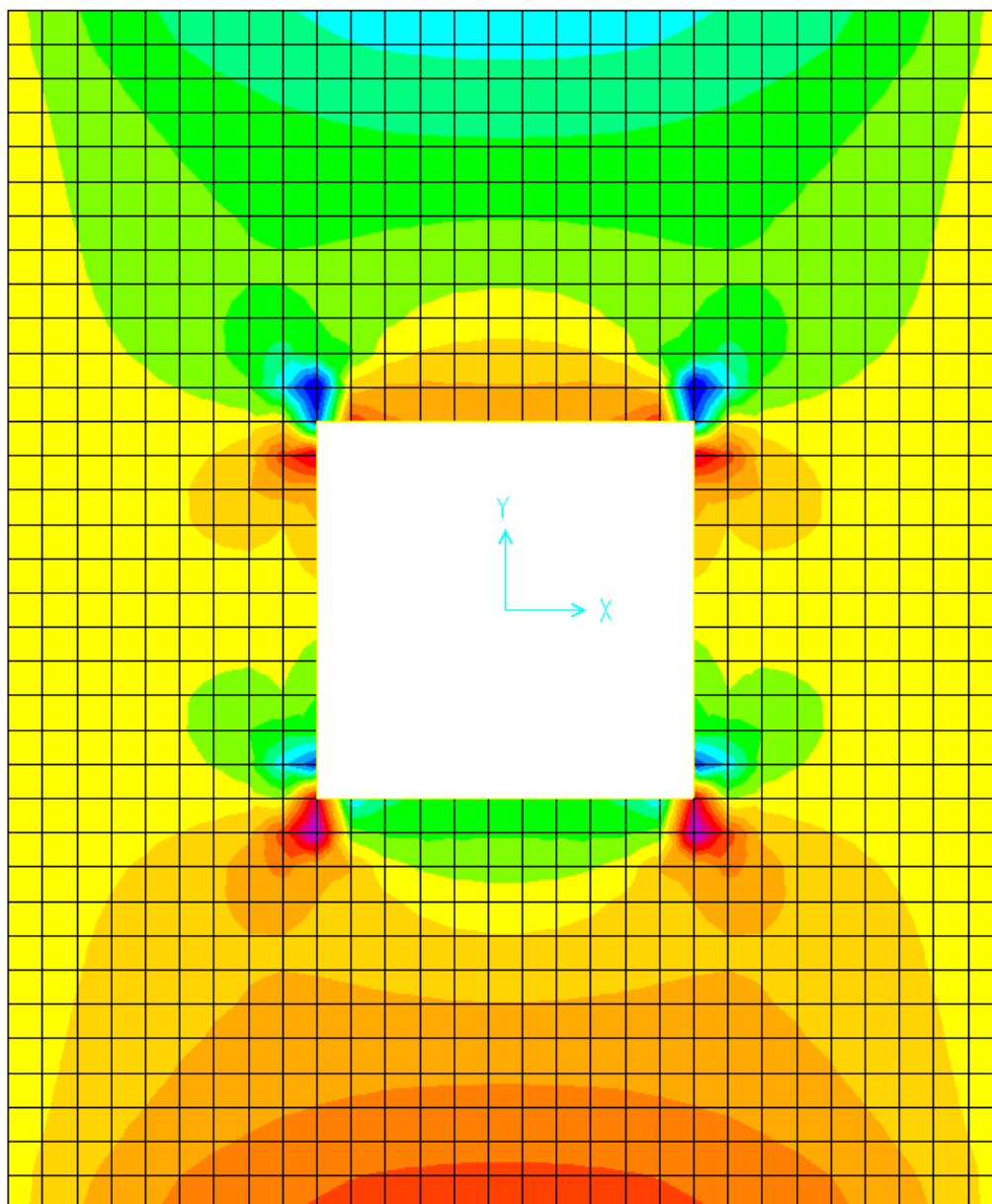


Figura 117 – Predalla in fase di getto – diagramma V23 allo SLU [kN]

7.4.2 Verifiche a flessione della predalla

Nella tabella seguente sono indicati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.



**Comune
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

- Relazione di calcolo delle strutture dei cassoni cellulari tipo G1, G2, G3 e G4-

					Arm superiore		Arm. Inferiore				
SLU			B	H	1°	2°	1°	2°	M _{ED}	M _{RD}	M _{RD} /M _{ED}
			[m]	[m]					[kNm]	[kNm]	
Direzione Longitudinale	Campata - fase di getto sovrastruttura	M _{11,max}	1.00	0.15	5ϕ8	-	5ϕ14	-	27	33	1.22
	Bordo foro - fase di getto sovrastruttura (valore mediato su 20 cm)	M _{11,max}	1.00	0.15	5ϕ8	-	5ϕ14	5ϕ12	34	51	1.50
	Golfari - fase di sollevamento	M _{11,min}	1.00	0.15	5ϕ8	-	5ϕ14	-	-5	-41	8.20
Direzione Trasversale	Campata - fase di getto sovrastruttura	M _{22,max}	1.00	0.15	5ϕ8	-	5ϕ14	-	20	33	1.65
	Bordo foro - fase di getto sovrastruttura (valore mediato su 20 cm)	M _{22,max}	1.00	0.15	5ϕ8	-	5ϕ14	5ϕ12	25	51	2.04
	Golfari - fase di sollevamento	M _{22,min}	1.00	0.15	5ϕ8	-	5ϕ14	-	-5	-41	8.20

Tabella 70 – Predalla – verifiche a flessione per combinazioni SLU

7.4.3 Verifiche a taglio della predalla

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni di taglio ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico analizzate e le rispettive verifiche di resistenza.

SLU					B		H		Arm tesa		V _{ED} [kN]	Arm taglio	V _{RDcl} [kN]	V _{RSD} [kN]	V _{RCD} [kN]	V _{RD} [kN]	V _{RD} /V _{Ed} -
					[m]	[m]	1°	2°									
Direzione Longitudinale	Golfari - fase di sollevamento	V _{13,max}	1.00	0.15	5ϕ8	-	21	-	59	-	-	59	2.81				
	Bordo lastra - fase di getto sovrastruttura	V _{13,max}	1.00	0.15	5ϕ14	-	53	-	59	-	-	59	1.11				
	Bordo foro - fase di getto sovrastruttura (valore mediato su 20 cm)	V _{13,max}	1.00	0.15	5ϕ14	5ϕ12	56	-	72	-	-	72	1.29				
Direzione Trasversale	Golfari - fase di sollevamento	V _{23,max}	1.00	0.15	5ϕ8	-	21	-	59	-	-	59	2.81				
	Bordo lastra - fase di getto sovrastruttura	V _{23,max}	1.00	0.15	5ϕ14	-	39	-	59	-	-	59	1.51				
	Bordo foro - fase di getto sovrastruttura (valore mediato su 20 cm)	V _{23,max}	1.00	0.15	5ϕ14	5ϕ12	42	-	72	-	-	72	1.71				

Tabella 71 – Predalla – verifiche a taglio per combinazioni SLU

7.4.4 Verifica dei golfari

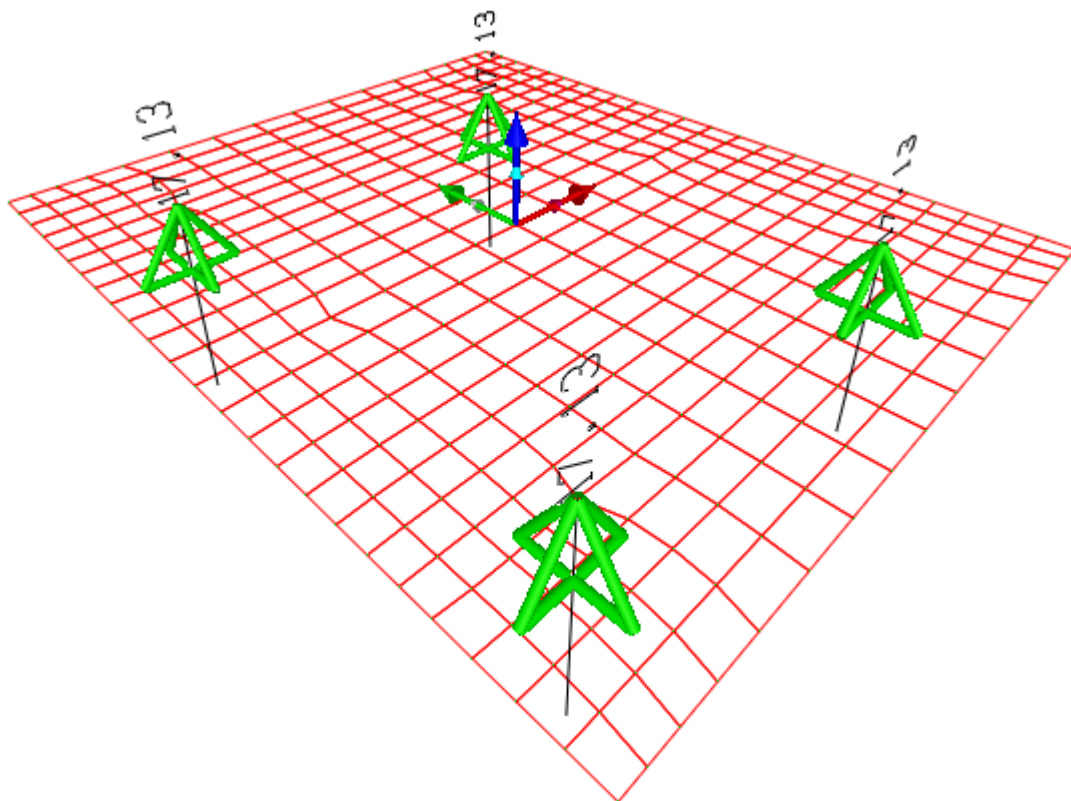


Figura 118 – Azione sui golfari

La forza agente su ciascun golfare è pari alla reazione ricavata dal modello di calcolo della predalla in fase di sollevamento, ed è pari a 17,13 kN.

Poichè ogni golfaro ha due bracci, la forza su ciascun braccio è pari a:

$$F = 17,13 / 2 = 8,6 \text{ kN}$$

L'area della sezione del golfaro ($\Phi 20$) è pari a $A_g = 314 \text{ mm}^2$.

Il carico massimo sopportabile allo SLU dal braccio è pari a:

$$R = A_g f_{yd} = 122,87 \text{ kN} > F$$

7.5 Verifica ancoraggio delle bitte

7.5.1 Bitta da 100 t

7.5.1.1 SLU

Allo SLU il valore del tiro alla bitta è pari a $1,5 \times 1000 \text{ kN} = 1500 \text{ kN}$



L'area disposta è pari a tre strati per complessivi $9\Phi 26$, con inclinazione massima di circa 8° , più ulteriori due strati per complessivi $4\Phi 26$, con inclinazione massima di circa 70° ; tenendo conto dell'inclinazione dei differenti strati, l'area equivalente è pari a:

$$4\,778\text{ mm}^2 \cos 8^\circ + 2\,124\text{ mm}^2 \cos 70^\circ = 5\,458\text{ mm}^2$$

La tensione nelle armature è pari a $1\,500\,000\text{ N} / 5\,458\text{ mm}^2 = 274\text{ MPa}$

La tensione è inferiore alla tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio, pari a 391 MPa.

7.5.1.2 SLE

Allo SLE il valore del tiro alla bitta è pari a 1000 kN

La tensione nelle armature è pari a $1\,000\,000\text{ N} / 5\,458\text{ mm}^2 = 184\text{ MPa}$

La tensione massima nell'acciaio in esercizio ai sensi delle NTC2018 è pari a 360 MPa.

7.5.1.3 Armatura locale di rinforzo

L'armatura locale di rinforzo è disposta nella parte superiore del blocco, in direzione trasversale al muro di sponda, ed è costituita da uno strato di $\Phi 20/20\text{ cm}$.

L'armatura di ancoraggio consente un'efficace ripartizione del tiro alla bitta all'armatura locale di rinforzo su una larghezza complessiva di 3,20 m (2 m da un lato e 1,20 m fino al bordo del cassone dall'altro), e pertanto l'armatura di rinforzo è dimensionata in modo da assorbire una trazione pari al tiro alla bitta.

7.5.1.3.1 SLU

Allo SLU il valore del tiro alla bitta è pari a $1,5 \times 1000\text{ kN} = 1500\text{ kN}$

L'area dell'armatura è pari a $5\,027\text{ mm}^2$ ($16\Phi 20$).

La tensione nelle armature è pari a $1\,500\,000\text{ N} / 5\,027\text{ mm}^2 = 298\text{ MPa}$

La tensione è inferiore alla tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio, pari a 391 MPa.

7.5.1.3.2 SLE

Allo SLE il valore del tiro alla bitta è pari a 1000 kN

La tensione nelle armature è pari a $1\,000\,000\text{ N} / 5\,027\text{ mm}^2 = 199\text{ MPa}$

La tensione massima nell'acciaio in esercizio ai sensi delle NTC2018 è pari a 360 MPa.

La parte di calcestruzzo interessata dalla diffusione delle tensioni è quella superiore, bene identificata strutturalmente a causa della presenza di un cunicolo per sottoservizi. La sezione di calcestruzzo è pertanto quella posizionata superiormente al cavidotto, ed ha spessore di 45 cm e larghezza pari a 3,20 m, larghezza di diffusione delle tensioni.



Si considera la resistenza a trazione del calcestruzzo. La sezione sopra descritta, soggetta ad una forza di trazione

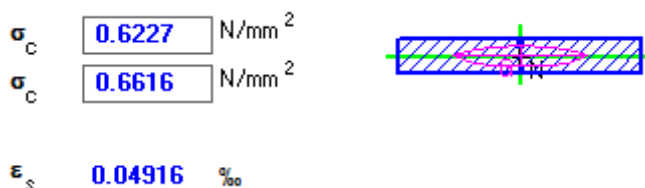


Figura 119 – Verifica allo SLE della parte di calcestruzzo superiore al cunicolo

La massima tensione di trazione è di 0,623MPa.

Tale valore è inferiore al limite della tensione di trazione previsto dalle NTC2018 al §4.1.2.2.4 per lo stato limite di apertura delle fessure; tale limite è dato da $f_{ctm}/1,2 = 3,35 / 1,2 = 2,79 \text{ MPa}$.

Si conclude, pertanto, che non si ha formazione di fessure per effetto della diffusione dell'azione del tiro alla bitta.

7.5.2 Bitte da 50 t

7.5.2.1 SLU

Allo SLU il valore del tiro alla bitta è pari a $1,5 \times 500 \text{ kN} = 750 \text{ kN}$

L'area disposta è pari a tre strati per complessivi $6\Phi 26$, con inclinazione massima di circa 8° , più ulteriori due strati per complessivi $4\Phi 26$, con inclinazione massima di circa 70° ; tenendo conto dell'inclinazione dei differenti strati, l'area equivalente è pari a:

$$3 \cdot 185 \text{ mm}^2 \cos 8^\circ + 2 \cdot 124 \text{ mm}^2 \cos 70^\circ = 3 \cdot 880 \text{ mm}^2$$

La tensione nelle armature è pari a $750 \cdot 1000 \text{ N} / 3 \cdot 880 \text{ mm}^2 = 193 \text{ MPa}$

La tensione è inferiore alla tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio, pari a 391 MPa.

7.5.2.2 SLE

Allo SLE il valore del tiro alla bitta è pari a 500 kN

La tensione nelle armature è pari a $500 \cdot 1000 \text{ N} / 3 \cdot 880 \text{ mm}^2 = 129 \text{ MPa}$

La tensione massima nell'acciaio in esercizio ai sensi delle NTC2018 è pari a 360 MPa.

7.5.2.3 Armatura locale di rinforzo

L'armatura locale di rinforzo è disposta nella parte superiore del blocco, in direzione trasversale al muro di sponda, ed è costituita da uno strato di $\Phi 20/40 \text{ cm}$.

L'armatura di ancoraggio consente un'efficace ripartizione del tiro alla bitta all'armatura locale di rinforzo su una larghezza complessiva di 4 m, e pertanto l'armatura di rinforzo è dimensionata in modo da assorbire una trazione pari al tiro alla bitta.



7.5.2.3.1 SLU

Allo SLU il valore del tiro alla bitta è pari a $1,5 \times 500 \text{ kN} = 750 \text{ kN}$
L'area dell'armatura è pari a $3\,142 \text{ mm}^2 (10\Phi 20)$.
La tensione nelle armature è pari a $750\,000 \text{ N} / 3\,142 \text{ mm}^2 = 239 \text{ MPa}$
La tensione è ben lontana dal valore di snervamento.

7.5.2.3.2 SLE

Allo SLE il valore del tiro alla bitta è pari a 500 kN
La tensione nelle armature è pari a $500\,000 \text{ N} / 3\,142 \text{ mm}^2 = 159 \text{ MPa}$
La tensione massima nell'acciaio in esercizio ai sensi delle NTC2018 è pari a 360 MPa .

La parte di calcestruzzo interessata dalla diffusione delle tensioni è quella superiore, bene identificata strutturalmente a causa della presenza di un cunicolo per sottoservizi. La sezione di calcestruzzo è pertanto quella posizionata superiormente al cavidotto, ed ha spessore di 45 cm e larghezza pari a 4 m , larghezza di diffusione delle tensioni.

Si considera la resistenza a trazione del calcestruzzo. La sezione sopra descritta, soggetta ad una forza di trazione

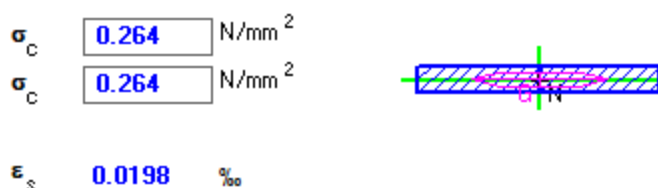


Figura 120 – Verifica allo SLE della parte di calcestruzzo superiore al cunicolo

La massima tensione di trazione è di $0,264 \text{ MPa}$.

Tale valore è inferiore al limite della tensione di trazione previsto dalle NTC2018 al §4.1.2.2.4 per lo stato limite di apertura delle fessure; tale limite è dato da $f_{ctm}/1,2 = 3,35 / 1,2 = 2,79 \text{ MPa}$.

Si conclude, pertanto, che non si ha formazione di fessure per effetto della diffusione dell'azione del tiro alla bitta.



8 VERIFICA DEL BLOCCO DI ANCORAGGIO DELLA BITTA A TERGO DELLA PARATIA

A tergo della paratia è posizionata una bitta da 100 t, posta su un blocco di ancoraggio costituito da un plinto largo 3 m, lungo 3 m e alto 1,75 m, su 4 pali da 800 mm di diametro.

8.1 Verifica dei pali

I pali sono soggetti a trazione e taglio.

Il peso del plinto è pari a:

$$25 \text{ kN/m}^3 * 3,00 \text{ m} * 3,00 \text{ m} * 1,75 \text{ m} = 393,75 \text{ kN}$$

Si ipotizza che l'inclinazione massima del tiro alla bitta rispetto all'orizzontale sia di 30°. Pertanto le componenti sono:

$$\text{orizzontale} \quad 1000 \text{ kN} * \cos 30^\circ = 866 \text{ kN}$$

$$\text{verticale} \quad 1000 \text{ kN} * \sin 30^\circ = 500 \text{ kN}$$

La forza di trazione sul singolo palo è data da ¼ della differenza tra la componente verticale del tiro alla bitta e il peso del plinto, più la trazione dovuta alla reazione vincolare di ciascun palo in trazione per effetto del momento della componente orizzontale del tiro alla bitta rispetto all'intradosso del plinto, essendo l'interasse dei pali pari a 2,00 m. Tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni allo SLU (1,30 per il peso proprio e 1,50 per il tiro alla bitta) si ottiene:

$$T = (1,50 * 500 - 1,30 * 393,75) / 4 + 1,50 * (866 * 1,75) / 2,00 / 2 = 238 + 1137 = 1375 \text{ kN}$$

Il taglio agente sul singolo palo vale:

$$V = 1,50 * 866 / 4 = 325 \text{ kN m}$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio allo SLU.



diametro	D	0.80	m
area di taglio	A _t	0.45	m
calcestruzzo	R _{ck}	45	MPa
	f _{ck}	37	MPa
	γ _c	1.5	
	f _{cd}	25	MPa
acciaio	f _{yd}	391	MPa
carico assiale	N _{Sd}	-1375	kN
	σ _{cp}	-3039	kN/m ²

ARMATURA A TAGLIO			
diametro staffe	φ	12	mm
bracci	br	3	
area armatura trasversale	A _{sw}	0.0003	m ²
passo staffe	s	0.08	m
inclinazione staffe rispetto all'orizzontale	α	90	

taglio massimo agente	V _{sd}	325	kN
-----------------------	-----------------	-----	----

Verifica del conglomerato	V _{rd2}	2535	kN	taglio resistente
VERIFICA				

Verifica dell'armatura trasversale d'anima	V _{cd}	88	kN	taglio assorbito dal CLS teso
	V _{wd}	676	kN	taglio assorbito dall'armatura trasversale
	V _{rd3}	764	kN	taglio resistente
VERIFICA				

Tabella 72 – Palo – Verifica a taglio

8.2 Armatura di ancoraggio della bitta

8.2.1 SLU

Allo SLU il valore del tiro alla bitta è pari a $1,5 \times 1000 \text{ kN} = 1500 \text{ kN}$

L'area disposta è pari a tre strati per complessivi 9Φ26, con inclinazione massima di circa 8°, più ulteriori due strati per complessivi 4Φ26, con inclinazione massima di circa 70°; tenendo conto dell'inclinazione dei differenti strati, l'area equivalente è pari a:

$$4 \cdot 778 \text{ mm}^2 \cos 8^\circ + 2 \cdot 124 \text{ mm}^2 \cos 70^\circ = 5 \cdot 458 \text{ mm}^2$$

La tensione nelle armature è pari a $1 \cdot 500 \cdot 000 \text{ N} / 5 \cdot 458 \text{ mm}^2 = 274 \text{ MPa}$

La tensione è inferiore alla tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio, pari a 391 MPa.



8.2.2 SLE

Allo SLE il valore del tiro alla bitta è pari a 1000 kN

La tensione nelle armature è pari a $1\,000\,000\text{ N} / 5\,458\text{ mm}^2 = 184\text{ MPa}$

La tensione massima nell'acciaio in esercizio ai sensi delle NTC2018 è pari a 360 MPa.

8.2.3 Armatura rinforzo

L'armatura di rinforzo è costituita dall'armatura disposta al lembo superiore del plinto parallelamente alla paratia di sponda, ed è costituita da uno strato di $\Phi 16/20\text{cm}$, più uno strato costituito da $7\Phi 20$.

L'armatura di ancoraggio consente un'efficace ripartizione del tiro alla bitta all'armatura locale di rinforzo sull'intera larghezza del plinto, e pertanto l'armatura di rinforzo è dimensionata in modo da assorbire una trazione pari al tiro alla bitta.

8.2.3.1 SLU

Allo SLU il valore del tiro alla bitta è pari a $1,5 \times 1000\text{ kN} = 1500\text{ kN}$

L'area dell'armatura è pari a $5\,215\text{ mm}^2$ ($15\Phi 16 + 7\Phi 20$).

La tensione nelle armature è pari a $1\,500\,000\text{ N} / 5\,215\text{ mm}^2 = 288\text{ MPa}$

La tensione è inferiore alla tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio, pari a 391 MPa.

8.2.3.2 SLE

Allo SLE il valore del tiro alla bitta è pari a 1000 kN

La tensione nelle armature è pari a $1\,000\,000\text{ N} / 5\,215\text{ mm}^2 = 192\text{ MPa}$

La tensione massima nell'acciaio in esercizio ai sensi delle NTC2018 è pari a 360 MPa.



9 SOFTWARE DI CALCOLO

9.1 METODO DI CALCOLO

Le analisi strutturali sono state condotte:

- con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto dai carichi statici;
- con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale è stata effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$K * u = F$$

dove

K = matrice di rigidezza

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali.

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

9.2 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Il programma di calcolo utilizzato è il SAP2000 Advanced 64bit versione 21.0.1 RY2016(c) (versione 16.2.0) della Computer and Structures Inc. (CSI), con licenza n. 55784 intestata a DUOMI S.r.l..

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

CSI ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.



I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

9.3 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.