AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

MI0102-PV-D-C-R-002-00

TITOLO ELABORATO

NUOVA DIGA FORANEA 1A FASE

STRUTTURE

CASSONI SALPATI DALLA DIGA FORANEA ESISTENTE

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	A. Marani/A. Monarcha	A.Lizzadro	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-D-C-R-002-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

NUOVA DIGA FORANEA 1A FASE
CASSONI SALPATI DALLA DIGA FORANEA ESISTENTE
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA 6
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO 9
2.1. Tratto di diga foranea verso mare 10
2.1.1. Opere previste nel progetto di 1ª Fase 10
2.1.2. Opere previste in una fase successiva 15
2.2. Tratto di diga foranea di raccordo 15
2.3. Riempimento con cls all'interno delle celle esterne d'angolo lato mare del cassone 17
3. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA 18
4. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 20
4.1. Documenti programmatici e progettuali 20
4.2. Norme e codici 20
4.2.1. Normativa italiana sulle strutture 20
4.2.2. Norme e codici sulle costruzioni marittime 20
4.3. Programmi di calcolo 21
5. CRITERI DI PROGETTO 22
5.1. Vita utile di progetto e periodo di ritorno dell'onda di progetto 22
5.2. Configurazioni di progetto e tempi di ritorno delle onde associati 25
5.3. Carichi idrodinamici sui cassoni e sul muro paraonde 29
5.3.1. Onda di progetto teoria - di Sainflou 29
5.3.2. Onda di progetto - teoria di Martin 30
5.3.3. Coefficiente di attenuazione - Teoria di Kortenhaus e Oumeraci 30
6. MATERIALI 31
6.1. Cassoni tipo A imbasati alla -15.5 m lmm 31
6.2. Cassone tipo B imbasati alla -15.5 m lmm 32
6.3. Cassoni tipo D imbasati alla -19.50 m lmm 32
7. PRELIEVO DI CAMPIONI PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E PER DETERMINARE LO STATO DI CONSERVAZIONE DEL CALCESTRUZZO DEI CASSONI 34
7.1. Metodologie di indagine e strumentazione utilizzata 34
7.2. Analisi del risultati e conclusioni 36
8. ANALISI CARICHI 41
8.1. Pesi propri e carichi permanenti portati 41
8.2. Spinta idrostatica e spinta di Archimede 41
8.3. Spinta della scogliera a protezione dei cassoni 41
8.3.1. Cassone tipo A e B 42
8.4. Spinta del terreno posto all'interno dei cassoni 43

8.4.1. Cassoni tipo A e B imbasati alla -15.50 m lmm 43
8.4.2. Casson tipo D imbasato alla -19.50 m lmm 43
8.6. Maree e onde 44
8.6.1. Teoria di Sainflou per il calcolo della spinta dell'onda sui cassoni 44
8.6.2. Teoria di Kortenhaus e Oumeraci per la riduzione della spinta dell'onda sui cassoni nel caso di strutture composte cassone-scogliera di protezione 47
8.6.3. Teoria di Martin per il calcolo della spinta dell'onda sul muro paraonde a coronamento di un opera in scogliera 49
8.6.4. Carichi di progetto 52
8.7. Azioni sismiche 63
8.7.1. Spinta sismica per il cassone tipo A 66
8.7.2. Spinta sismica per il cassone tipo B 68
8.7.3. Spinta sismica per il cassone tipo D 70
9. VERIFICHE DI STABILITA' DEI CASSONI IN ESERCIZIO 72
9.1. Criteri di progetto 72
9.2. Verifiche di stabilità a scorrimento e a ribaltamento. Generalità 73
9.2.1. Verifica a scorrimento 74
9.2.2. Verifica a ribaltamento 74
9.3. Verifiche a scorrimento e ribaltamento dei cassoni tipo A 75
9.4. Verifiche a scorrimento e ribaltamento dei cassoni tipo B 76
9.5. Verifiche a scorrimento e ribaltamento dei cassoni tipo D 78
10. ANALISI STRUTTURALE DEI CASSONI TIPO "A" 80
10.1. Schema di calcolo e combinazione dei carichi 80
10.2. Analisi numerica 82
10.3. Verifiche agli SLU nel caso di cavo d'onda 86
10.3.1. Massime sollecitazioni alla -11.35 m l.m.m. 86
10.3.2. Parete verticale esterna da 70 cm lato mare: verifiche alla -11.35 m l.m.m. 87
10.3.3. Parete verticale esterna da 38 cm lato corto cassone: verifiche alla -11.35 m l.m.m. 90
10.3.4. Verifiche setti 92
10.3.5. Verifica alla -1.5 m l.m.m. (zona del bagnasciuga) 93
10.4. Verifiche agli SLU nel caso di cresta d'onda 95
10.4.1. Massime sollecitazioni 95
10.4.2. Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare 96
10.4.3. Verifiche parete verticale esterna da 38 cm lato corto cassone 98
10.4.4. Verifiche setti 100
10.5. Verifica soletta di fondazione 101
10.5.1. Verifica sezione longitudinale 101
10.5.2. Verifica mensola sezione trasversale (luce 1.5 m) 104

11. ANALISI STRUTTURALE DEI CASSONI TIPO "B" 107
11.1. Schema di calcolo e combinazione dei carichi 107
11.2. Analisi numerica 109
11.3. Verifiche agli SLU nel caso di cavo d'onda 113
11.3.1. Massime sollecitazioni 113
11.3.2. Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare 114
11.3.3. Verifiche parete verticale esterna da 38 cm lato corto cassone 117
11.3.4. Verifiche setti 120
11.3.5. Verifica alla -1.5 m l.m.m. (zona del bagnasciuga) 121
11.4. Verifiche agli SLU nel caso di cresta d'onda 123
11.4.1. Massime sollecitazioni 123
11.4.2. Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare 124
11.4.3. Verifiche parete verticale esterna da 38 cm lato corto cassone 125
11.4.4. Verifiche setti 127
11.5. Verifica soletta di fondazione 128
11.5.1. Verifica sezione longitudinale 128
11.5.2. Verifica mensola sezione trasversale (luce 1.5 m) 131
12. ANALISI STRUTTURALE DEI CASSONI TIPO "D" 135
12.1. Schema di calcolo e combinazione dei carichi 135
12.2. Analisi numerica 137
12.3. Verifiche agli SLU nel caso di cavo d'onda 143
12.3.1. Massime sollecitazioni 143
12.3.2. Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare 144
12.3.3. Verifiche parete verticale esterna da 45 cm lato corto cassone 147
12.3.4. Verifiche setti 149
12.3.5. Verifica alla -1.5 m l.m.m. (zona del bagnasciuga) 150
12.4. Verifiche agli SLU nel caso di cresta d'onda 152
12.4.1. Massime sollecitazioni 152
12.4.2. Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare 153
12.4.3. Verifiche parete verticale esterna da 45 cm lato corto cassone 155
12.4.4. Verifiche setti 157
12.5. Verifica soletta di fondazione 158
12.5.1. Verifica sezione longitudinale 158
12.5.2. Verifica mensola sezione trasversale (luce 1.5 m) 161
13. ANALISI DELLA SEZIONE VERTICALE DEI CASSONI 165
13.1. Cresta d'onda 167
13.1.1. Risultati dell'analisi numerica 168
13.2. Cavo d'onda 173
13.2.1. Risultati dell'analisi numerica 175

1. PREMESSA

Nell'ambito del Piano Regolatore Portuale di Vado Ligure è previsto l'allungamento e la modifica della configurazione della diga foranea esistente, con lo scopo di assicurare la protezione della nuova piattaforma multifunzionale dall'azione del moto ondoso.

Nella presente iniziativa di project financing per la progettazione e costruzione della nuova piattaforma multifunzionale è stata inserita anche la realizzazione della diga foranea relativamente ad una prima fase funzionale, la cui configurazione è indicata in Fig. 1.1 insieme a quella finale di Piano Regolatore.

L'individuazione di una prima fase funzionale è stata effettuata considerando l'esigenza di migliorare, rispetto alla situazione con la diga foranea esistente (vedi Fig. 1.2), le condizioni di manovrabilità delle navi nello specchio acqueo compreso tra la nuova piattaforma e la diga stessa, nonché la protezione della piattaforma dall'azione delle onde, in particolare dagli eventi provenienti dal secondo quadrante.

Come indicato in Fig. 1.2, per la realizzazione della diga foranea di 1ª fase è previsto il salpamento di una parte della diga esistente e il riutilizzo dei cassoni rimossi nell'ambito della nuova opera.

I cassoni saranno posati su uno scanno di imbasamento in scogliera, secondo una tipologia costruttiva analoga a quella della diga esistente.

Rispetto a quest'ultima, la nuova diga di 1ª fase insisterà su fondali più elevati, variabili all'incirca dai 35 ai 49 m, e in corrispondenza dei cassoni riutilizzati di dimensioni più contenute, posizionati lungo il tratto di raccordo con l'infrastruttura esistente, comprenderà anche una scogliera di protezione disposta sul lato mare.

Nella presente relazione si riportano le analisi e le verifiche conoscitive, i calcoli delle azioni sui cassoni salpati e riposizionati a formare la diga foranea di 1° fase, e le verifiche di stabilità e strutturali degli stessi.

I dati di base assunti per le analisi e le verifiche dei cassoni esistenti, da spostare e da utilizzare per la nuova diga di progetto, sono stati dedotti dai documenti di progetto risalenti all'epoca di progettazione e costruzione dell'attuale diga foranea esistente, documenti datati 1987.

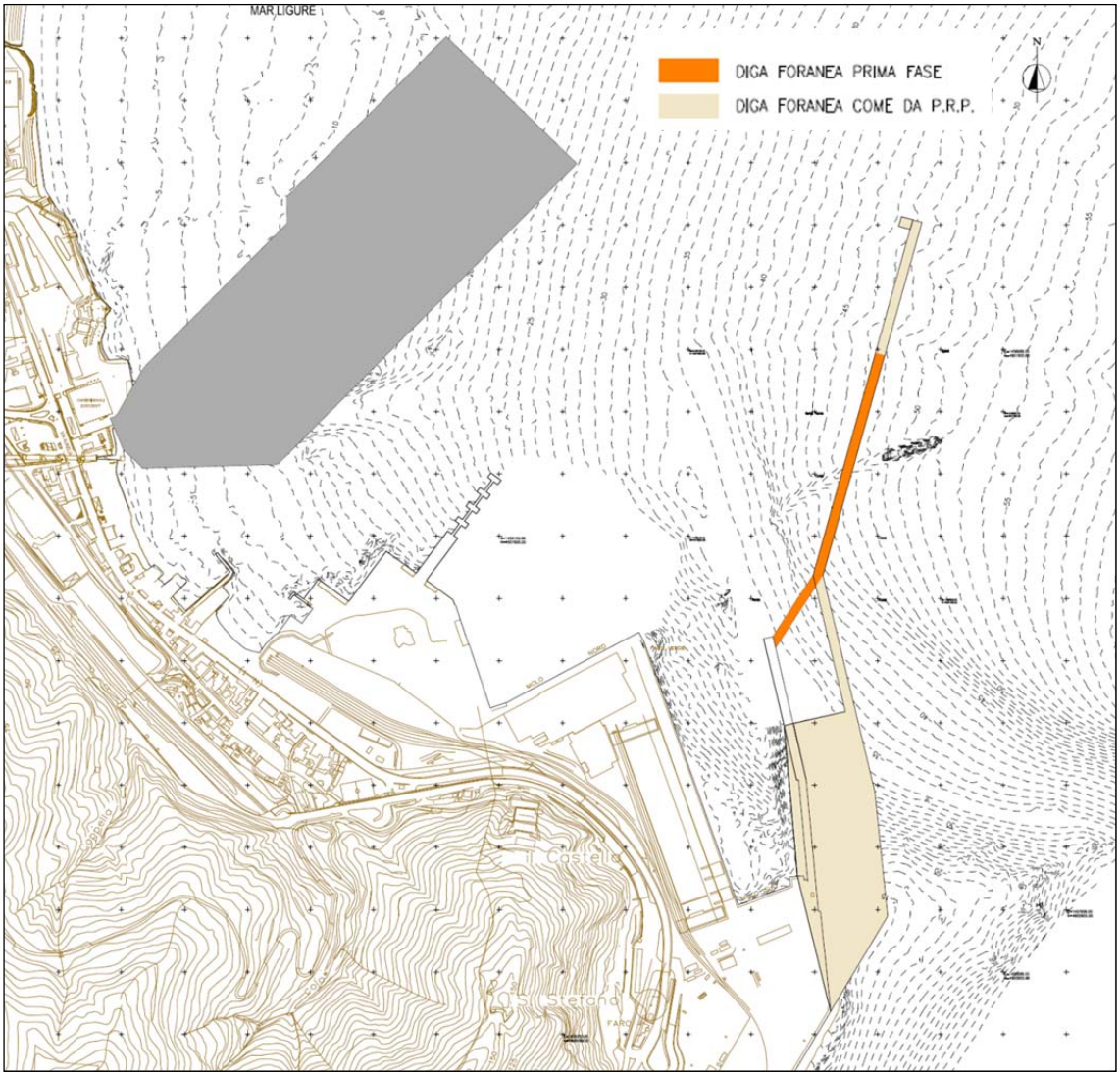


FIG. 1.1 - PORTO DI VADO LIGURE – NUOVA DIGA FORANEA NELLA CONFIGURAZIONE DI PRIMA FASE E DI PRP



FIG. 1.2 - PORTO DI VADO LIGURE – LAYOUT DEI CASSONI DELLA NUOVA DIGA DI 1ª FASE A CONFRONTO CON QUELLO DEI CASSONI ESISTENTI DA SALPARE

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

La configurazione di prima fase della diga foranea è costituita da un tratto che segue, verso mare, la configurazione finale del PRP per uno sviluppo di 360 m e un tratto di raccordo provvisorio, caratterizzato da uno sviluppo di 100 m, che consente il collegamento tra la diga esistente ed il predetto tratto verso mare della nuova diga (si veda Fig. 1.1).

Per la costruzione della nuova diga foranea di prima fase verranno riutilizzati, una volta salpati, i 13 cassoni costituenti il tratto terminale della diga foranea esistente, con l'aggiunta di due cassoni di nuova costruzione necessari per evitare l'interferenza dello scanno di imbasamento con l'adiacente relitto della nave Sacro Corem (si veda Fig. 2.1).

Nella configurazione finale come da PRP la diga foranea di prima fase verrà estesa verso mare di ulteriori 240 m e verrà inoltre realizzato un nuovo tratto di diga verso terra di raccordo con la diga esistente, con la creazione di un nuovo terrapieno protetto (Fig. 1.1).

Nei paragrafi successivi sono illustrate le tipologie di opere previste per la configurazione di prima fase della nuova diga, oggetto del presente progetto esecutivo, brevemente sintetizzate qui di seguito:

- per il tratto di 360 m che si può considerare definitivo secondo la configurazione del PRP è prevista la realizzazione di un'opera di difesa composita caratterizzata da uno scanno d'imbasamento in scogliera e sovrastanti cassoni cellulari in c.a.;
- il tratto di raccordo di 100 m da considerarsi provvisorio è costituito da uno scanno in scogliera su cui sono imbasati i cassoni cellulari in c.a. di dimensioni minori, protetti sul lato mare da una scogliera;
- per la connessione dei due suddetti tratti e la connessione tra il tratto di raccordo e la diga esistente è prevista la realizzazione di due serraglie in elementi di calcestruzzo.

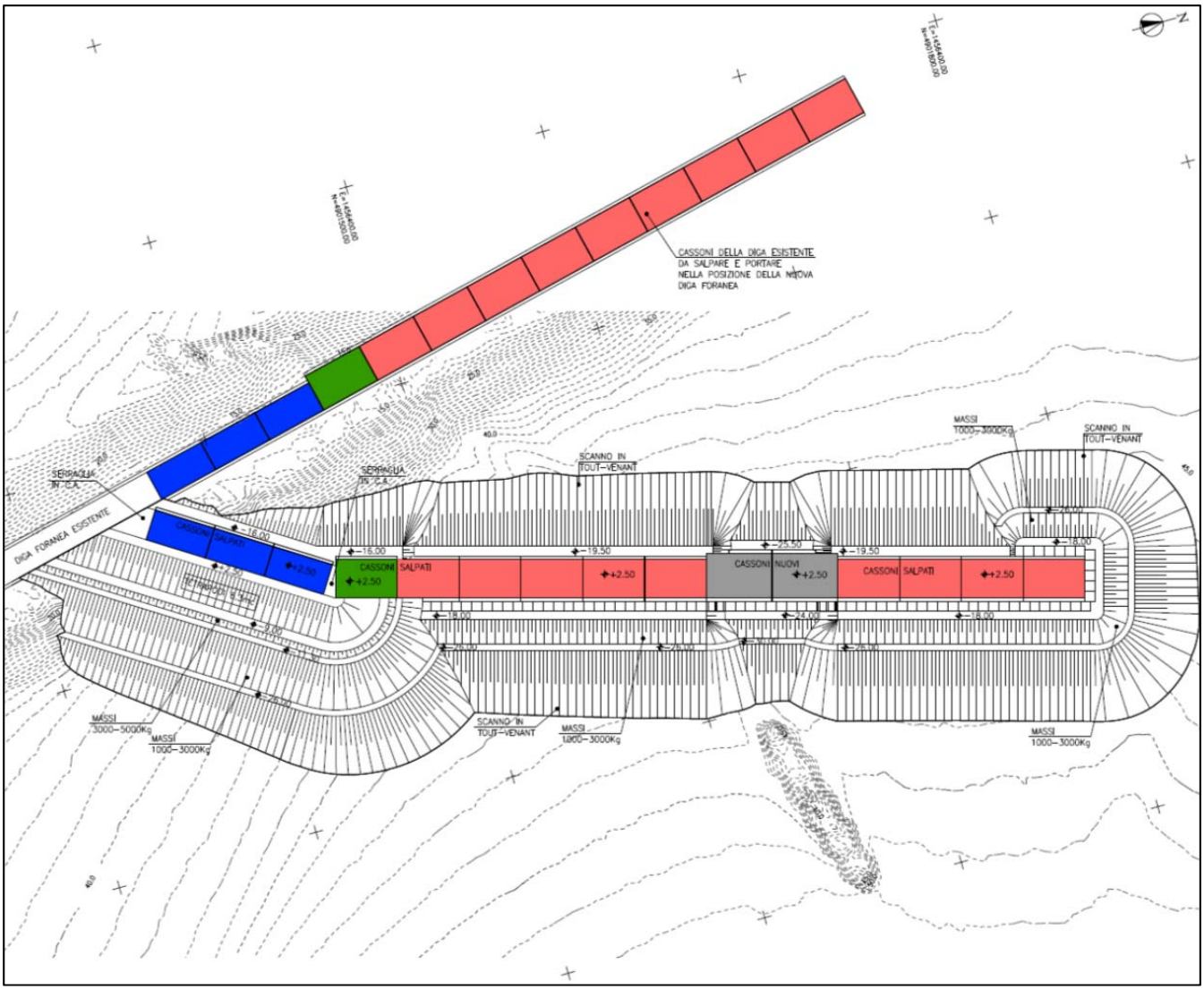


FIG. 2.1 - PLANIMETRIA DELLA DIGA FORANEA DI PRIMA FASE

2.1. Tratto di diga foranea verso mare

2.1.1. *Opere previste nel progetto di 1ª Fase*

Il tratto verso mare della diga foranea di prima fase, di sviluppo 360 m, interessa fondali elevati compresi tra la batimetrica -43 m e la -49 m s.m.m (si veda Fig. 2.2).

La tipologia costruttiva della nuova diga foranea è analoga a quella della diga esistente ed è costituita da cassoni cellulari in c.a. imbasati su uno scanno in scogliera. Nello specifico, nel tratto in oggetto della diga è prevista la posa di 12 cassoni cellulari, di cui 10 provenienti dal salpamento di quelli esistenti e 2 di prefabbricazione ex novo.

Riguardo ai cassoni che saranno riutilizzati, vanno distinti 9 cassoni con dimensioni del fusto in pianta di 19x30,2 m che verranno imbasati alla -19,50 m l.m.m. (sezioni tipo D ed E in Fig. 2.4 e Fig. 2.5) e 1 cassone di dimensioni (19x30,2) m che verrà imbasato alla -15,50 m l.m.m. (sezione tipo B, Fig. 2.3).

I due cassoni da prefabbricare ex novo sono caratterizzati da dimensioni (22x32) m e saranno imbasati ad una quota più profonda pari a -25,50 m l.m.m. (sezione tipo C in Fig. 2.4), che consente di evitare l'interferenza dello scanno con il relitto della nave Sacro Corem.

La sovrastruttura dei cassoni è costituita da una soletta in c.a. con estradosso a quota +2,50 m l.m.m.

Lo scanno d'imbasamento dei cassoni è costituito, per le sezioni tipo C, D ed E, da tout-venant di pezzatura 0-500 kg, con mantellata di protezione in massi naturali di categoria 1000-3000 kg disposti in triplo strato lungo la scarpata.

Con riferimento alla sezione tipo B, relativa al cassone imbasato alla -15,50 m, sul lato mare il cassone sarà in parte interessato da una scogliera di protezione in massi naturali e artificiali. Questa tipologia di protezione viene illustrata con maggior dettaglio nel paragrafo successivo, in quanto interessa soprattutto il tratto di diga foranea provvisorio.

Al piede dei cassoni, per contrastare localmente l'effetto di scalzamento indotto dalle onde che riflettono sulla parete verticale, è prevista la posa di massi guardiani forati al fine di limitare le sottopressioni sul masso stesso.

In corrispondenza della testata (sezione tipo E) la mantellata in massi naturali 1000-3000 kg verrà risvoltata nella parte interna della diga per un'estensione di 30 m. Sulla sovrastruttura in testata della diga verrà posizionato il faro rosso recuperato dalla diga esistente.

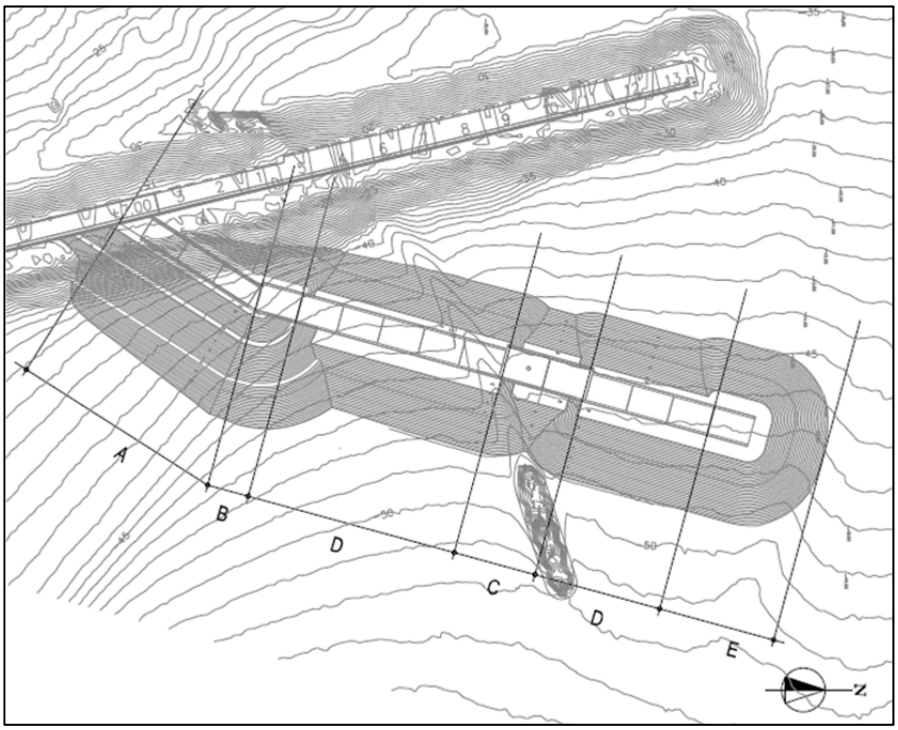


FIG. 2.2 - PLANIMETRIA DELLA DIGA FORANEA DI 1^A FASE CON UBICAZIONE SEZIONI TIPO

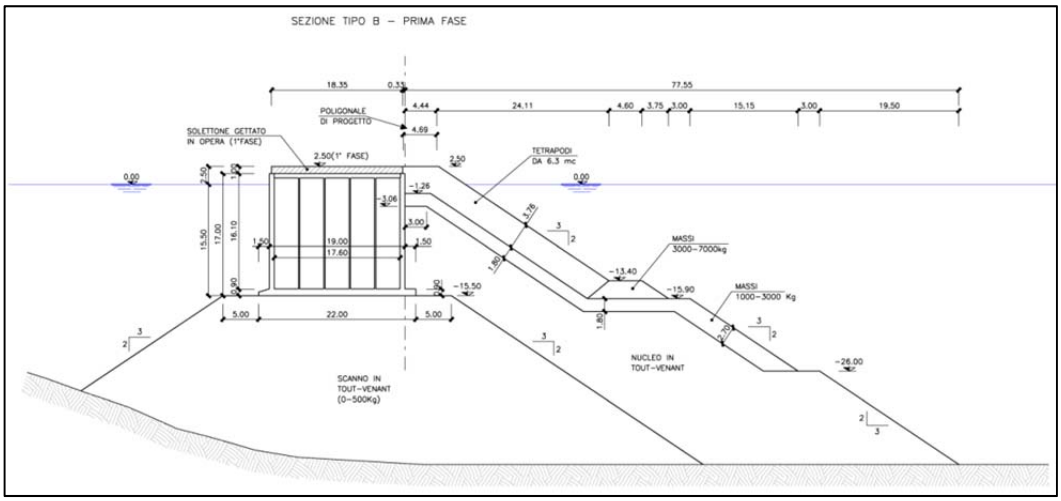


FIG. 2.3 - SEZIONE TIPO B DELLA DIGA FORANEA DI 1^A FASE – TRATTO VERSO MARE

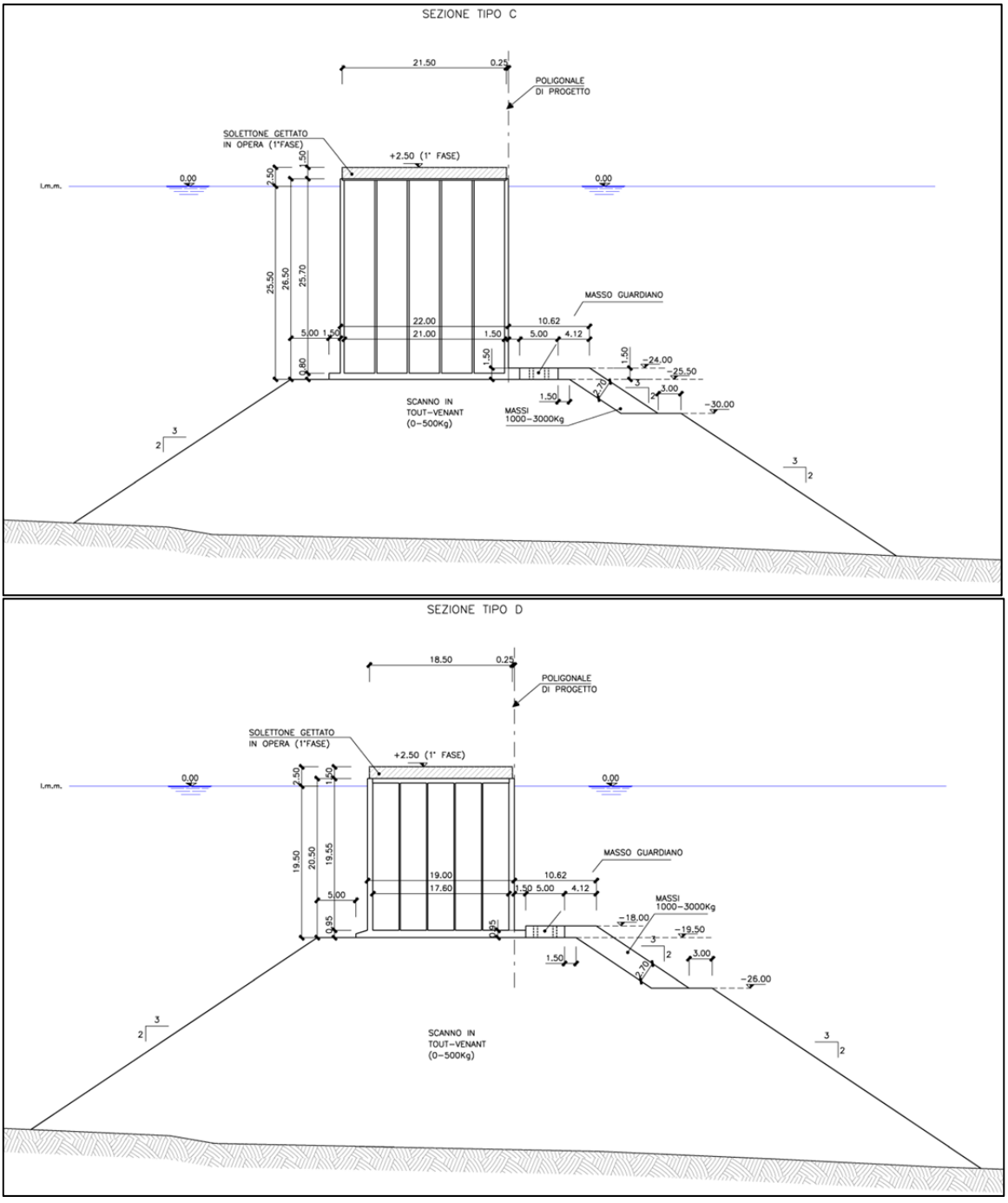


FIG. 2.4 - SEZIONI TIPO C E D DELLA DIGA FORANEA DI 1ª FASE – TRATTO VERSO MARE

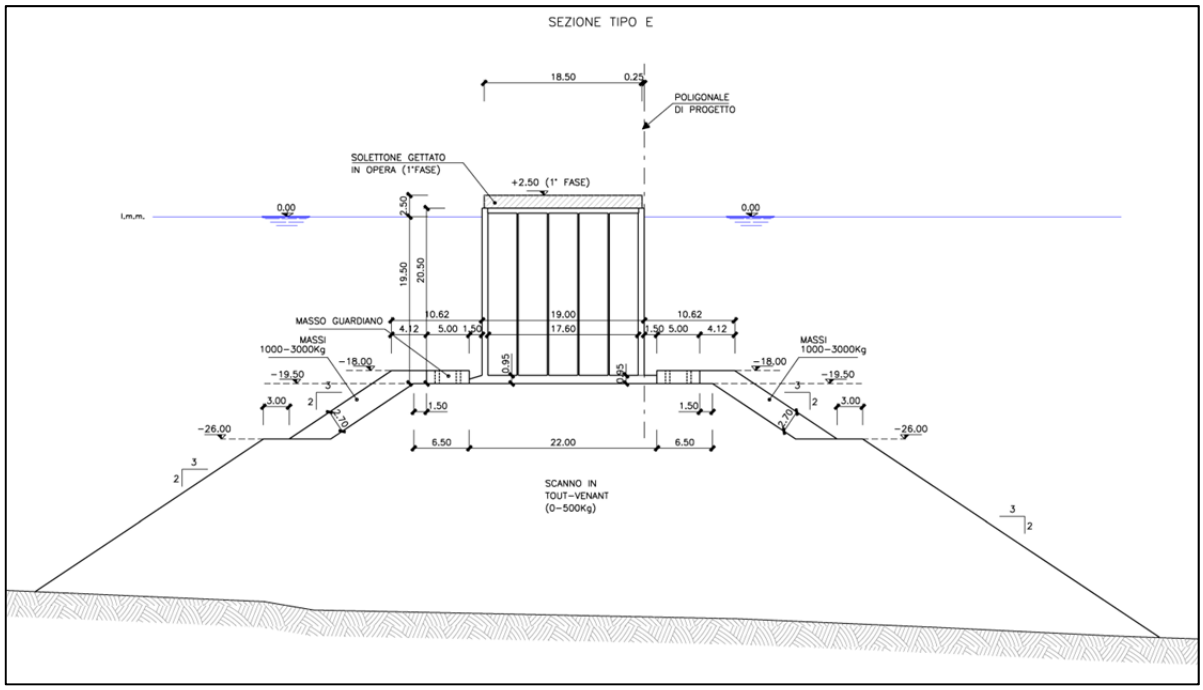


FIG. 2.5 - SEZIONE TIPO E DELLA DIGA FORANEA DI 1^A FASE – TRATTO VERSO MARE

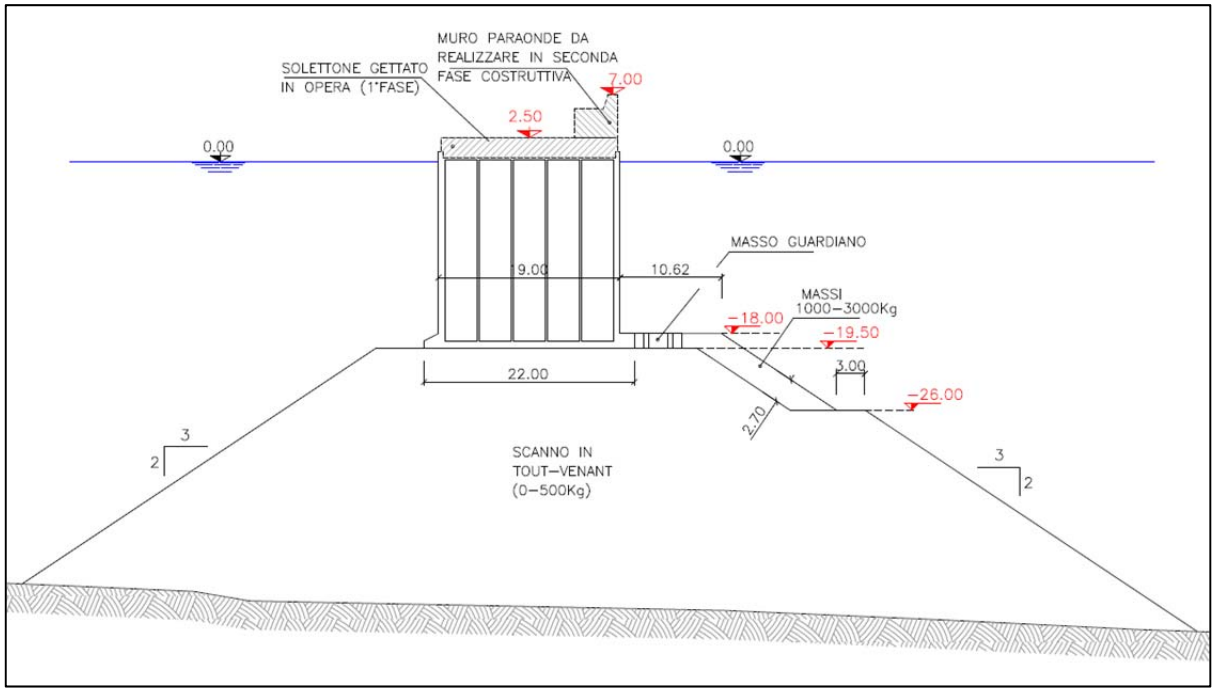


FIG. 2.6 - TRATTO DI DIGA FORANEA VERSO MARE – SEZIONE CON MURO PARAONDE A FUTURO COMPLETAMENTO DELLA SOVRASTRUTTURA

2.1.2. *Opere previste in una fase successiva*

In una fase successiva è previsto il completamento della sovrastruttura con la costruzione di un muro paraonde con sommità a quota +7,00 m l.m.m., come mostrato in Fig. 2.6.

2.2. Tratto di diga foranea di raccordo

Il tratto della diga foranea di prima fase, di sviluppo 100 m, che consente in via provvisoria il raccordo con la diga esistente, interessa fondali fino alla -43 m s.m.m..

La tipologia costruttiva di questo tratto di diga prevede, oltre ai cassoni cellulari in c.a. imbasati su scanno in materiale lapideo, una scogliera lato mare posta a protezione dei cassoni stessi, di dimensioni più esigue rispetto a quelli costituenti il tratto verso mare della diga (sezione tipo A, Fig 2.7).

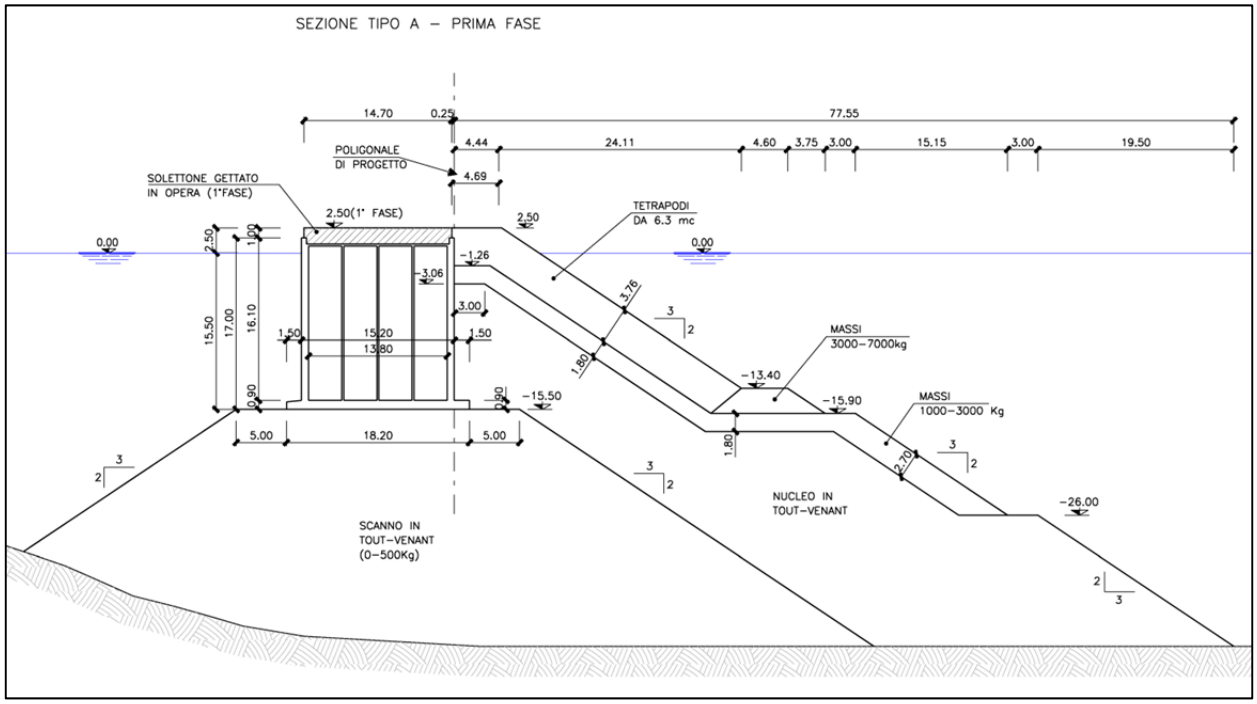


FIG. 2.7 - SEZIONE TIPO A DELLA DIGA FORANEA DI 1^A FASE – TRATTO DI RACCORDO

I cassoni cellulari da riposizionare, una volta salpati, lungo il tratto di raccordo della diga sono 3. Tali cassoni sono caratterizzati da dimensioni del fusto in pianta pari a (15,2x30,2) m e saranno imbasati alla quota -15,50 m l.m.m., analogamente al cassone della sezione tipo B della nuova diga foranea, parzialmente protetto dal risvolto di chiusura della scogliera caratterizzante la sezione A.

La sovrastruttura dei cassoni è costituita da una soletta in c.a. con estradosso a quota +2,50 m l.m.m.

Lo scanno d'imbasamento dei cassoni è costituito da tout-venant di pezzatura 0-500 kg. La scogliera di protezione sarà realizzata posizionando in adiacenza al cassone e al suo scanno ancora pietrame di categoria 0-500 kg, rivestito fino alla quota -26 m da massi 1000-3000 kg.

Nella parte superiore la mantellata sarà invece costituita da tetrapodi da 6,3 metri cubi, sostenuti da un piede in massi 3000-7000 kg. La quota sommitale prevista per la mantellata in tetrapodi è +2,50 m l.m.m., al pari della sovrastruttura orizzontale in c.a. dei cassoni.

La protezione in scogliera sul lato mare dei cassoni minori ha un duplice scopo: quello di proteggere e assicurare la stabilità dei cassoni e di limitare la riflessione del moto ondoso, con riferimento in particolare agli eventi provenienti dal secondo quadrante.

Analogamente a quanto previsto per il tratto verso mare della nuova diga, in una successiva fase costruttiva la sovrastruttura dei cassoni sarà integrata con la costruzione di un muro paraonde con sommità a quota +7,00 m l.m.m. Alla futura elevazione della sovrastruttura conseguirà un adeguato sovralzo e ampliamento della scogliera di protezione dei cassoni, per conservarne l'efficacia in termini di riduzione delle sollecitazioni dovute al moto ondoso.

2.3. Riempimento con cls all'interno delle celle esterne d'angolo lato mare del cassone

Al fine di ridurre le sollecitazioni strutturali agenti nelle zone d'angolo delle pareti esterne lato mare dei cassoni, sollecitazioni dovute all'azione del cavo d'onda agente sui cassoni, si potrebbero riempire di cls le celle esterne d'angolo lato mare dei cassoni.

Sostituendo il riempimento di terreno inerte e l'acqua di tali celle con cls, si eliminerebbe la spinta dell'acqua e della terra al loro interno, con il conseguente effetto benefico, in caso di cavo d'onda, prodotto della pressione idrostatica totale esterna agente sulla parete lato mare e sulle pareti laterali dei cassoni in corrispondenza di tali celle d'angolo; la pressione idrostatica esterna garantirebbe quindi, nelle zone d'angolo lato mare, una sorta di "precompressione" sui setti interni del cassone e bilancerebbe quasi totalmente le pressioni indotte dal cavo d'onda.

Quest'accortezza permetterebbe quindi d'abbattere le sollecitazioni flessionali e di taglio sulla parete lato mare e sulle pareti laterali dei cassoni in caso di cavo.

Inoltre, in fase di cresta d'onda e con il riempimento di cls delle celle d'angolo lato mare, i carichi della cresta agirebbero in pressione su di una parete piena (celle riempite in cls).

Nelle verifiche contenute in tale documento si considerano le due celle d'angolo lato mare dei cassoni riempite in cls.

3. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Il fattore FC di confidenza si applica per l'analisi di strutture esistenti in funzione del livello di conoscenza LC. Analizzando le tabelle sotto riportata si evince che, se dovessero esistere i disegni costruttivi completi e i certificati di prova originali, si potrebbe assumere un livello di conoscenza LC3 e un conseguente fattore FC = 1, senza bisogno di eseguire integrazioni con rilievi geometrici e prove esaustive sui materiali; le uniche verifiche aggiuntive richieste sono quella relativa alla geometria, con un *"rilievo visivo a campione"* e quella relativa ai dettagli costruttivi, con *"limitate verifiche in situ"*.

Il fattore di conoscenza "FC" si applica per determinare la resistenza di calcolo f_d dei materiali: $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot \mathrm{FC}}$.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca *e limitate verifiche in situ*	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *limitate prove in situ*	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in Situ oppure estese verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova Originali c on imitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi Con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.
(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.
(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

Con i dati derivanti dal progetto originale della diga, i cassoni della diga esistente, con l'aggiunta di limitate verifiche al fine d'integrare i dati già in possesso, ricadono nel grado di conoscenza LC3, in quanto sono a disposizione i seguenti dati:

- per la *"Geometria"*, i disegni di carpenteria originali;
- per i *"Dettagli costruttivi"*, i disegni costruttivi completi;
- per le *"Proprietà dei materiali"*, i certificati di prova originali.

Basterebbe quindi integrare i dati a disposizione con:

- un rilievo visivo a campione per quanto concerne la *geometria (carpenterie)*;
- con limitate verifiche in situ per quanto concerne i *dettagli strutturali*;

Le limitate verifiche in situ, relative all'integrazione dei dati inerenti ai dettagli strutturali, prevedono che *"la quantità e la disposizione dell'armatura sia verificata per almeno il 15% degli elementi"*. Nel caso in esame dei cassoni, i dettagli costruttivi riguarderebbero principalmente il collegamento tra cassone e massicciata/muro paraonde superiori, che dovranno essere demoliti e ricostruiti.

4. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

4.1. Documenti programmatici e progettuali

I documenti di riferimento per la progettazione della nuova diga foranea del porto di Vado Ligure sono essenzialmente i seguenti:

- l'elaborato 59702 del settembre 1982 "Prolungamento del molo sopraflutti del bacino di Vado ligure – Cassone in c.a. (m 15.20x30.06x17.00) – Relazione Calcoli Statici", Ente Autonomo Porto di Savona – Porto di Savona – Vado: Opere Maritime straordinarie progetto n°131;
- l'elaborato 64081 dell' aprile 1987 "Costruzione del bacino portuale di Vado Ligure 1°Fase 4°Lotto relativo alla realizzazione delle calate nord ed al prolungamento del molo sopraflutto per 303m – 1°stralcio funzionale – Molo Sopraflutto: Cassone in c.a. – Relazione di Calcolo", Ente Autonomo Porto di Savona – Porto di Savona – Vado: Costruzione del Bacino Portuale di Vado Ligure;
- il Piano Regolatore Portuale, che definisce le caratteristiche dimensionali ai fini della protezione della piattaforma multifunzionale;
- il Progetto Preliminare dello spostamento del tratto terminale del molo sopraflutti esistente e realizzazione del nuovo sopraflutti nel bacino portuale di Vado Ligure, datato 2010 e redatto dall'Autorità Portuale di Savona.

4.2. Norme e codici

4.2.1. *Normativa italiana sulle strutture*

- DM. 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni".

4.2.2. *Norme e codici sulle costruzioni marittime*

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici, Pubblicazione GNCDI n. 1450, 1996 – "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime";
- USACE – 2006 - "Coastal Engineering Manual";

– Takahashi, S. Design of Vertical Breakwaters Reference Document No. 34 Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport Yokosuka, 1996
– Kortenhaus, A. and Oumeraci, H. (2001) Damping of Horizontal and Uplift Forces on Horizontally Composite Breakwaters. Coastal Engineering 2000: pp. 1724-1737

4.3. Programmi di calcolo

Per determinare le massime sollecitazioni sui cassoni esistenti si è utilizzato il codice di calcolo:

– SAP2000, version 17.1.1 Advanced;
– ENG 8, edizione 8.3 del 07/2012 della SigmaC Soft.

5. CRITERI DI PROGETTO

5.1. Vita utile di progetto e periodo di ritorno dell'onda di progetto

Il periodo di ritorno dell'onda di progetto è stato definito in conformità alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996). Il periodo di ritorno dipende dalla vita tecnica dell'opera e dalla massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera.

La durata minima di vita per le opere è definita nella Tab. 5.1.

TAB. 5.1 - DURATA MINIMA DI VITA UTILE PER OPERE O STRUTTURE DI CARATTERE DEFINITIVO TV

Tipo dell'opera	**Livello di sicurezza richiesto**		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera. Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc..

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee ecc.).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere e installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc.).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione o di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali, ecc.).

Per quanto riguarda la probabilità di occorrenza dell'onda di progetto, si assumeranno le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente od alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento ed alla difficoltà di riparare il danno subito (vedi Tab. 5.1).

Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare il danno, si assume la probabilità di distruzione totale. Si è fatta la stessa assunzione per la protezione dei fondali vicino alle strutture a parete verticale e per lo scanno di imbasamento della diga foranea, al fine di fornire la stessa probabilità di danneggiamento attribuita alle strutture stesse.

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili (ad es. dighe a scogliera), si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione. Per le scogliere si può assumere un rischio per la vita umana limitato e una ripercussione economica media o medio-bassa.

TAB. 5.2 - MASSIMA PROBABILITÀ DI DANNEGGIAMENTO AMMISSIBILE NEL PERIODO DI VITA OPERATIVA DELL'OPERA PF

Danneggiamento incipiente		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0,50	0,30
Media	0,30	0,20
Alta	0,25	0,15
Distruzione totale		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0,20	0,15
Media	0,15	0,10
Alta	0,10	0,05

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui a seguito del danneggiamento non è prevista alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili, il rischio è elevato. Per ripercussione economica bassa, media ed alta s'intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed, il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f, determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto $T_{rp} = T_v/[-\ln (1-P_f)]$.

Per la diga foranea nella configurazione finale, in relazione alla sua importanza si può associare un livello di sicurezza pari a 2. Tutte le opere definitive possono essere considerate come infrastrutture civili di uso generale, cui corrisponde quindi un tempo di vita di 50 anni. Riguardo alla configurazione di prima fase si è assunta una vita tecnica di 10 anni, conformemente all'impegno dell'Autorità Portuale di completare la diga foranea con riferimento alla configurazione finale da PRP.

Per quanto riguarda la massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo operativo dell'opera, si assume la probabilità corrispondente alla distruzione totale, tipica delle opere a parete verticale. Inoltre si può assumere un rischio per la vita umana limitato e una ripercussione economica media o medio-bassa, a seconda dei casi.

In definitiva nel dimensionamento delle opere in progetto si sono adottati i valori dell'altezza d'onda significativa corrispondenti ai periodi di ritorno indicati in Tab. 5.3.

TAB. 5.3 - PERIODI DI RITORNO DELL'ONDA DI PROGETTO –DIGA FORANEA NELLA CONFIGURAZIONE FINALE E DI PRIMA FASE

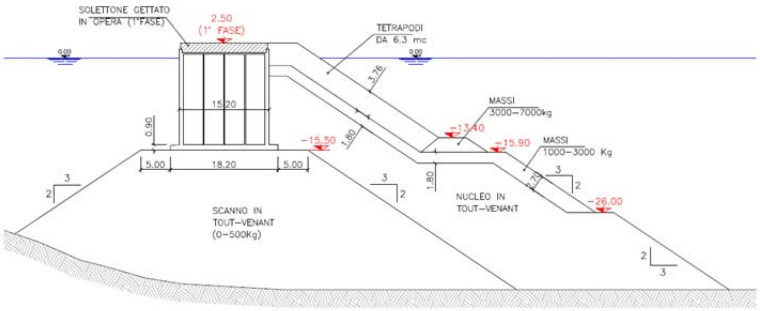
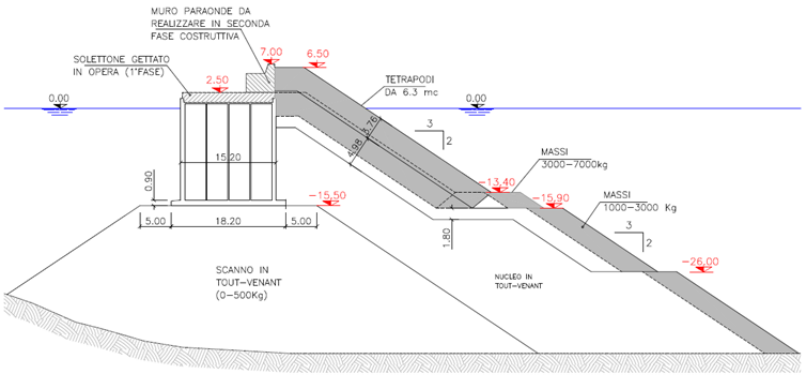
Configurazione	Tv (anni)	Pf	Tr teorico (anni)	Tr adottato (anni)
Finale da PRP	50	0,2	224	250
Prima fase	10	0,2	45	50

Per la definizione delle caratteristiche delle onde di progetto associate ai diversi tempi di ritorno considerati si rimanda alla Relazione Meteomarina (El. MI0102-PV-G-L-R-001-00).

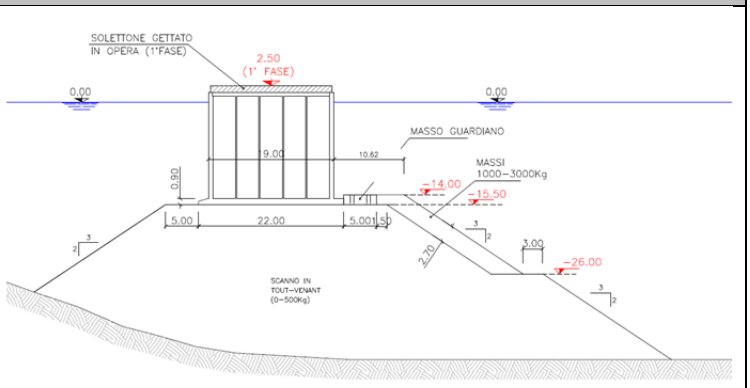
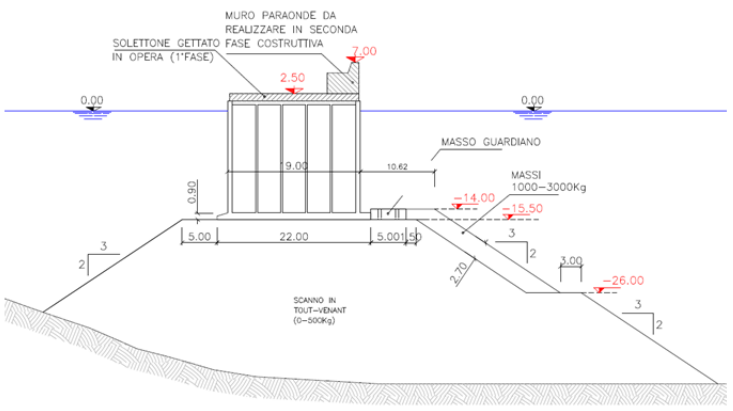
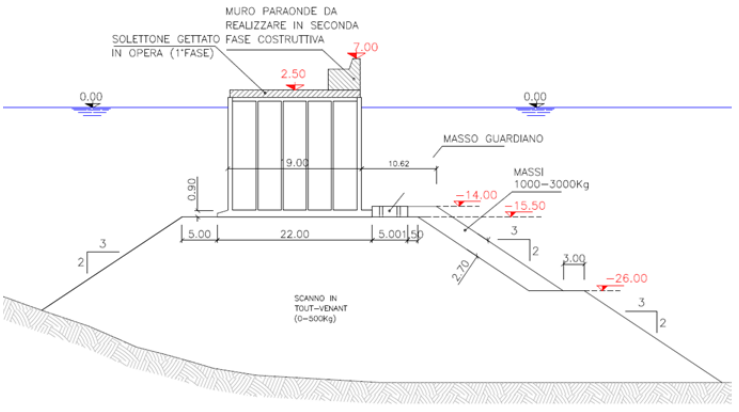
5.2. Configurazioni di progetto e tempi di ritorno delle onde associati

Nel presente progetto esecutivo la diga foranea viene realizzata con riferimento ad una configurazione di esercizio temporaneo, denominata di 1° fase, a cui è associata una vita tecnica di 10 anni. Tuttavia è previsto che alcuni tratti di quest'opera (sezioni tipo B, C, D ed E) vadano a costituire anche la diga in configurazione finale da PRP, alla quale come già presentato, è associata una vita tecnica di 50 anni.
Infine si evidenzia che la quota di sommità delle opere della nuova diga prevista nel presente progetto, è pari a +2,5 m l.m.m. e nel breve l'Autorità Portuale provvederà alla realizzazione di un muro paraonde con quota di sommità a +7.0 m l.m.m..
Ne consegue che le varie fasi di progettazione e le rispettive vite utili definiscono una varietà di combinazioni di tipologie costruttive e tempi di ritorno dell'altezza d'onda significativa di progetto, che per chiarezza vengono riassunti nella seguente tabella con riferimento a ogni sezione tipo di progetto.

TAB. 5.4 - CONFIGURAZIONI DI PROGETTO E TEMPO DI RITORNO DELLE ONDE ASSOCIATO – SEZ. A

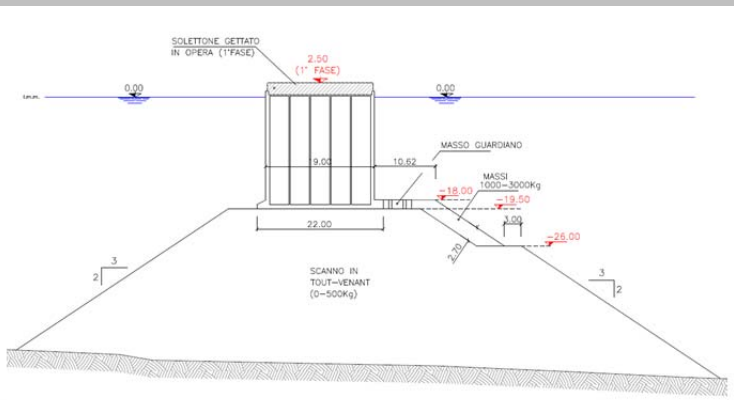
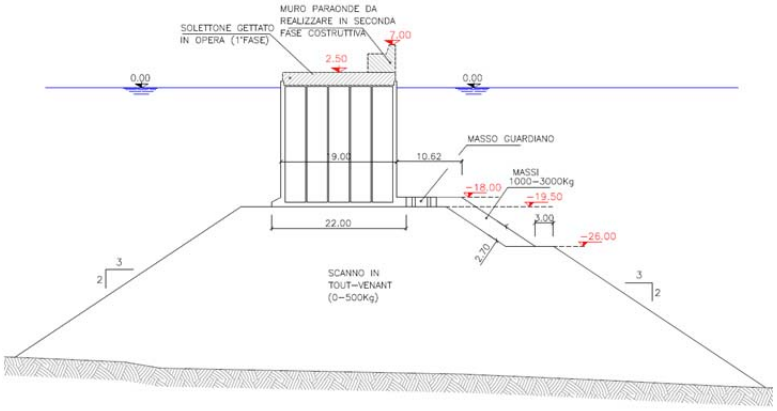
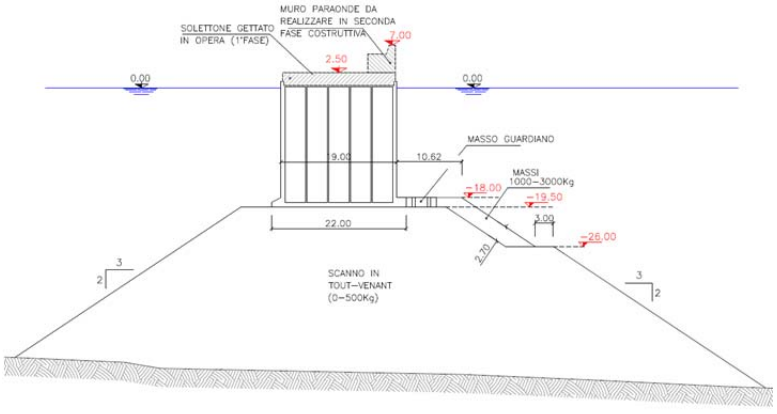
Sezione tipo	Configurazione di progetto	Vita utile	Tempo di ritorno	Schema sezione
A (1°fase)	• Cassone (18.20 x 30.2) imbasato alla -15.5 m • Sovrastruttura fino alla +2.5 m • Scogliera a protezione cassoni fino a +2.5 m	10 anni	50 anni	
A (APS)	• Cassone imbasato alla -15.5 m • Sovrastruttura con muro paraonde fino alla +7.0 m • Scogliera a protezione cassoni fino a +6.5 m	10 anni	50 anni	

TAB. 5.5 - CONFIGURAZIONI DI PROGETTO E TEMPO DI RITORNO DELLE ONDE ASSOCIATO – SEZ. B

Sezione tipo	Configurazione di progetto	Vita utile	Tempo di ritorno	Schema sezione
B (1°fase)	• Cassone (22.0 x 30.2) imbasato alla -15.5 m m • Sovrastruttura fino alla +2.5m	10 anni	50 anni	
B (APS)	• Cassone (22.0 x 30.2) imbasato alla -15.5m • Sovrastruttura con muro paraonde fino alla +7.0 m	10 anni	50 anni	
B (P.R.P.)*	• Cassone (22.0 x 30.2) imbasato alla -15.5 m • Sovrastruttura con muro paraonde fino alla +7.0 m	50 anni	250 anni	

*Questo cassone oltre a costituire la diga di prima fase resterà in opera anche con la diga in configurazione da P.R.P..

TAB. 5.6 - CONFIGURAZIONI DI PROGETTO E TEMPO DI RITORNO DELLE ONDE ASSOCIATO – SEZ. D E E

Sezione tipo	Configurazione di progetto	Vita utile	Tempo di ritorno	Schema sezione
D/E (1°fase)	• Cassone (22.0 x 30.2) imbasato alla -19.5 m • Sovrastruttura fino alla +2.5m	10 anni	50 anni	
D/E (APS)	• Cassone (22.0 x 30.2) imbasato alla -19.5 m • Sovrastruttura con muro paraonde fino alla +7.0 m	10 anni	50 anni	
D/E (P.R.P.)*	• Cassone (22.0 x 30.2) imbasato alla -19.5 m • Sovrastruttura con muro paraonde fino alla +7.0 m	50 anni	250 anni	

*Questi cassoni oltre a costituire la diga di prima fase resteranno in opera anche con la diga in configurazione da P.R.P..

5.3. Carichi idrodinamici sui cassoni e sul muro paraonde

I carichi idrodinamici indotti dalle onde sui cassoni a parete verticale (tipo D, tipo E e tipo B in configurazione della diga da PRP) sono stati calcolati seguendo la Teoria di Sainflou.

Nel caso dei cassoni tipo A e B in configurazione di diga di 1° fase invece, si sono ridotti i carichi calcolati secondo la teoria di Sainflou di un fattore μ_D per tener conto dell'attenuazione dovuta alla scogliera di protezione prevista lato mare. Il fattore μ_D è stato stimato sulla base della teoria presentata nella pubblicazione "Damping horizontal and uplift forces on horizontally composite breakwaters" di Kortenhaus e Oumeraci (2000).

Inoltre, nel caso in cui in corrispondenza di questi cassoni venga costruito a breve il muro paraonde con quota di sommità +7.0 m, come previsto dall'Autorità Portuale , si è considerato che dalla +2.5 m alla +7.0m il comportamento della struttura sia assimilabile a quello di un muro paraonde a coronamento di una diga in scogliera. Di conseguenza i carichi totali considerati per il dimensionamento dei cassoni in questa configurazione sono dati dalla somma dei carichi calcolati secondo la teoria di Sainflou ridotti del fattore μ_D, fino alla quota +2.5m, e di quelli calcolati secondo la Teoria di Martin dalla +2.5 m alla +7m.

Nel paragrafo 8.6 vengono presentati i fondamenti teorici delle varie trattazioni utilizzate per il calcolo dei carichi idrodinamici mentre nei seguenti paragrafi vendono definiti i criteri di progetto per l'applicazione di ognuna delle formulazioni

5.3.1. *Onda di progetto teoria - di Sainflou*

In accordo con le "NT2008", per le verifiche di stabilità si è assunto per l'altezza d'onda di progetto l'altezza dell'onda caratteristica (altezza d'onda corrispondente ad un frattile pari al 95%) incidente $H_d \approx 1.225 H_s$, mentre il periodo significativo è stato assunto pari a $T_s \approx T_p/1.1$.

5.3.2. *Onda di progetto - teoria di Martin*

In accordo con quanto previsto dalla teoria di Martin, per le verifiche di stabilità si è assunto per l'altezza d'onda di progetto l'altezza dell'onda massima incidente $H_d \approx 1.8H_s$, mentre il periodo significativo è stato assunto pari a $T_s \approx T_p/1.1$.

5.3.3. *Coefficiente di attenuazione - Teoria di Kortenhaus e Oumeraci*

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti da Kortenhaus e Oumeraci si assume per il coefficiente di attenuazione dei carichi indotti dalle onde sui cassoni protetti da scogliera (sezioni tipo A, B e serraglie) il valore $C_{h,d} = C_{v,d} = 0.4$.

6. MATERIALI

Dai risultati delle prove originali condotte sui provini di calcestruzzo all'epoca di realizzazione dei cassoni, si deduce un valore di resistenza minima $R_{ck} \approx 30$ N/mm^2 maggiore dei 25 N/mm^2 assunti nella relazione di calcolo originale, redatta all'epoca della progettazione dei cassoni. Dalle stesse prove, si deduce che il valore medio della resistenza a compressione R_{cm} del calcestruzzo risulta maggiore del valore minimo pari a 30 N/mm^2 (R_{cm} = 32.44 N/mm^2); per le verifiche si utilizzerà il valore medio della resistenza a compressione R_{cm} = 32.44 N/mm^2.

Dal progetto originale dei cassoni della diga e dai risultati delle prove di laboratorio dell'epoca si evince quanto di seguito riportato.

6.1. Cassoni tipo A imbasati alla -15.5 m lmm

- Calcestruzzo: C20/25 (ex R_{ck} = 25 N/mm^2), classe minima richiesta i progetto.
- Valor medio della resistenza a compressione R_{cm} = 32.44 N/mm^2 (dalle prove).
- Acciaio armatura tipo FeB 38 K ($f_{yk} \geq 375$ N/mm^2; $f_{tk} \geq 450$ N/mm^2).
- Parete esterna lato mare (sul lato lungo) spessore = 70 cm.
- Parete esterna sul lato corto = 38 cm.
- Setti interni spessore = 18 cm.
- Soletta di fondazione spessore = 90 cm.
- Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm.
- Copriferro dei setti interni = 3 cm.
- Armatura orizzontale parete lato mare = 1ϕ16/25 cm esterni e 1ϕ14/25 cm interni.
- Armatura orizzontale pareti laterali =1ϕ16/50 cm + 1ϕ18/50 cm esterni e 1ϕ16/25 cm interni.
- Armatura orizzontale setti interni = (1+1)ϕ16/25 cm.
- Armatura trasversale soletta fondazione (armatura corrente lungo il lato lungo) = 1 ϕ 14/50 cm superiormente e 1ϕ14/25 cm inferiormente.
- Armatura mensole soletta di fondazione = 1ϕ14/m superiormente e 1ϕ20/25 cm inferiormente.

6.2. Cassone tipo B imbasati alla -15.5 m lmm

- Calcestruzzo: C20/25 (ex R_{ck} = 25 N/mm^2), classe minima richiesta i progetto.
- Valor medio della resistenza a compressione R_{cm} = 32.44 N/mm^2 (dalle prove).
- Acciaio armatura tipo FeB 38 K ($f_{yk} \geq 375$ N/mm^2; $f_{tk} \geq 450$ N/mm^2).
- Parete esterna lato mare (sul lato lungo) spessore = 70 cm.
- Parete esterna sul lato corto = 38 cm.
- Setti interni spessore = 18 cm.
- Soletta di fondazione spessore = 90 cm.
- Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm.
- Copriferro dei setti interni = 3 cm.
- Armatura orizzontale parete lato mare = 1ϕ16/25 cm esterni e 1ϕ14/25 cm interni.
- Armatura orizzontale pareti laterali =1ϕ16/50 cm + 1ϕ18/50 cm esterni e 1ϕ16/25 cm interni.
- Armatura orizzontale setti interni = (1+1)ϕ16/25 cm.
- Armatura trasversale soletta fondazione (armatura corrente lungo il lato lungo) = 1 ϕ 14/50 cm superiormente e 1ϕ14/25 cm inferiormente.
- Armatura mensole soletta di fondazione = 1ϕ14/m superiormente e 1ϕ20/25 cm inferiormente.

6.3. Cassoni tipo D imbasati alla -19.50 m lmm

- Calcestruzzo: C20/25 (ex R_{ck} = 25 N/mm^2), classe minima richiesta i progetto.
- Valor medio della resistenza a compressione R_{cm} = 32.44 N/mm^2 (dalle prove).
- Acciaio armatura tipo FeB 38 K ($f_{yk} \geq 375$ N/mm^2; $f_{tk} \geq 450$ N/mm^2).
- Parete esterna lato mare (sul lato lungo) spessore = 70 cm.
- Parete esterna sul lato corto spessore = 45 cm.
- Setti interni spessore = 18 cm.
- Soletta di fondazione spessore = 100 cm.
- Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm.
- Copriferro dei setti interni = 3 cm.
- Armatura orizzontale parete lato mare = 1ϕ18/25 cm esterni e 1ϕ18/25 cm interni.

- Armatura orizzontale pareti laterali =1ϕ16/50 cm + 1ϕ14/50 cm esterni e 1ϕ16/50 cm + 1ϕ14/50 cm interni.
- Armatura orizzontale setti interni = (1+1)ϕ14/25 cm.
- Armatura trasversale soletta fondazione (armatura corrente lungo il lato lungo) = 1 ϕ 16/25 cm superiormente e 1ϕ18/25 cm inferiormente.
- Armatura mensole soletta di fondazione = 1ϕ18/50 cm + 1ϕ22/50 cm superiormente e 1ϕ20/50 cm + 1ϕ26/25 cm inferiormente.

7. PRELIEVO DI CAMPIONI PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E PER DETERMINARE LO STATO DI CONSERVAZIONE DEL CALCESTRUZZO DEI CASSONI

Per confermare la validità delle caratteristiche meccaniche assunte nel presente progetto e derivanti dal progetto originale e dai risultati delle prove di laboratorio condotte all'epoca di realizzazione dei cassoni (calcestruzzo di classe C20/25, ex Rck = 25 N/mm^2; valor medio della resistenza a compressione R_{cm} = 32.44 N/mm^2), si sono condotte delle prove di caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi dei cassoni; sono state condotte inoltre delle ulteriori prove per determinare lo stato di conservazione dei cassoni, con particolare riferimento alla durabilità.

Si sono eseguiti 13 carotaggi sui cassoni cellulari della diga, sui cui si sono condotte le seguenti prove:

- di compressione diretta per la valutazione della resistenza meccanica;
- per la determinazione del modulo elastico;
- per la determinazione della profondità di carbonatazione;
- per la determinazione della penetrazione dell'acqua sotto pressione;
- per la determinazione della profondità di penetrazione dello ione cloruro;
- per la determinazione della profondità di penetrazione dello ione solfato.

Le carote sono state tutte prelevate lato interno della diga (verso il porto), tra la -1.00 m l.m.m. e la -1.50 m l.m.m..

7.1. Metodologie di indagine e strumentazione utilizzata

Le carote prelevate sono state tagliate in modo da ottenere i provini necessari e sufficienti all'esecuzione delle prove precedentemente elencate: la parte esterna lato mare relativa a ciascun cassone è stata utilizzata per le prove di carbonatazione e penetrazione ione cloruro e solfato.

A) Prova di carbonatazione

Per eseguire tale prova si è spruzzata fenolftaleina sui campioni, al fine di permette di evidenziare quelle zone già permeate dalla CO_2 ambientale e quindi caratterizzate da un pH meno basico di quello caratteristico di un conglomerato fresco.

Si ricorda che tale fenomeno non costituisce di per sé un degrado del calcestruzzo, ma è di importanza cruciale per lo stato di conservazione dei rinforzi metallici, in quanto il ferro non più protetto da un intorno sufficientemente basico va incontro a depassivazione ed è quindi passibile di corrosione.

B) Contenuto di cloruri idrosolubili e solfati solubili in acido (UNI EN 1744-1)

Le due valutazioni sono state eseguite a tre differenti livelli: da 0 a 3 cm, da 3 a 6 cm e da 6 a 9 cm.

C) Prova di compressione su carote (UNI EN 12390-3)

Le carote sono state sottoposte al taglio e alla rettifica per ricavarne provini utili per la prova di compressione. La macchina di prova utilizzata è una pressa Controls da 3000 KN.

D) Determinazione del modulo elastico (UNI 6556)

Per determinare il modulo elastico, le prove sono state eseguite strumentando il provino con strain gauges e centralina di acquisizione, permettendo così di ottenere curve sforzo-deformazione e quindi i relativi moduli elastici. La macchina di prova utilizzata è una pressa Controls da 250 e 3000 KN.

E) Determinazione della penetrazione acqua sotto pressione (UNI EN 12390-8)

Le prove sono state eseguite applicando ai provini acqua alla pressione di 500 KPa e misurando dopo 72 ore di prova, la profondità massima di penetrazione.

7.2. Analisi del risultati e conclusioni

1) Fenomeni di carbonatazione

Nel caso presente le prove eseguite hanno rilevato profondità di carbonatazione nulle o assai ridotte, nell'ordine di pochi millimetri, sicuramente inferiori ai corrispondenti valori di copriferro.

2) Resistenza meccanica del calcestruzzo- prove dirette di compressione

La valutazione della resistenza meccanica del calcestruzzo a partire da prove di compressione su provini ottenuti mediante carotaggio, è stata fatta seguendo le specifiche proposte dalla Circolare Applicativa 617 NTC, emanata dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti in data 2 febbraio 2009.

In base a quanto specificato dalla suddetta normativa si è assunto che:

- la resistenza di un campione ottenuto per carotaggio, avente snellezza λ (rapporto lunghezza/diametro) pari a uno, sia la medesima di un equivalente provino cubico da 150 millimetri, denominata Resistenza cubica R_c;
- la resistenza di un campione ottenuto per carotaggio, avente snellezza λ pari a due sia la medesima di un equivalente provino cilindrico di diametro 100mm ed altezza 200mm, denominata Resistenza cilindrica f_c;
- la correlazione fra le due grandezze di sopra descritte sia: $f_c = 0.83 \; x \; R_c$;
- per snellezze comprese tra uno e due si assume una variazione lineare tra resistenza cilindrica e cubica ossia, definito RU il valore di carico unitario di rottura rilevato alla pressa: $f_c = RU \times (0.17 \times \lambda + 0.66)$

Sulla base di queste considerazioni vengono riportate tabella di seguito riportata i valori rilevati sperimentalmente espressi sia in termini di resistenza cilindrica che di resistenza cubica.

Posizionamento	*Dati da certificato*					***Resistenza su carote***	
Identificazione campione	d [mm]	h [mm]	MV [kg/m^3]	RU [N/mm^2]	Snellezza λ	**f_c [N/mm^2]**	**R_C [N/mm^2]**
Cassone 1– Cl/2	122.5	121.1	2387	35.7	0.99	**29.6**	**35.7**
Cassone **1** – Cl/3	122.5	119.**1**	2408	32.3	0.97	**26.7**	**32.2**
Cassone 3 - C3/2	122.5	125.5	2361	35.8	1.02	**29.9**	**36.0**
Cassone 3 - C3/3	122.5	127.4	2353	39.5	1.04	**33.1**	**39.9**
Cassone 5 - C5/l	122.5	128.3	2425	40.2	1.05	**33.7**	**40.6**
Cassone 5- C5/2	122.5	121	2404	43.8	0.99	**36.2**	**43.6**
Cassone 6- C6/4	122.5	125.9	2422	35.1	1.03	**29.3**	**35.3**
Cassone 8 - C8/l	122.5	154.3	2434	39.2	1.26	**34.3**	**41.3**
Cassone 8 - C8/2	122.5	127.5	2374	38.2	1.04	**32.0**	**38.6**
Cassone 9- C9/l	122.5	143.3	2357	42.5	1.17	**36.5**	**44.0**
Cassone 9- C9/2	122.5	122.7	2354	47.6	1.00	**39.5**	**47.6**
Cassone l0GFB- Cl0/GFB3	122.5	98.3	2365	29.2	0.80	**23.3**	**28.1**
Cassone 10 - Cl0/1	122.5	129.5	2334	24.8	1.06	**20.8**	**25.1**
Cassone 10 - Cl0/3	122.5	123.4	2371	26.8	1.01	**22.3**	**26.9**
Cassone 11 - C11/2	122.5	125.3	2352	26.0	1.02	**21.7**	**26.1**
Cassone 12 - Cl2/3	122.5	122	2347	30.7	1.00	**25.5**	**30.7**
Cassone 12- C12/4	122.5	119.6	2371	30.7	0.98	**25.3**	**30.5**

Dove:

- d = diametro provino;
- MV = massa volumica calcestruzzo;
- λ = fattore di snellezza,
- Rc = resistenza cubica;
- h = lunghezza dopo rettifica (= altezza);
- RU = tensione di rottura provino,
- fc = resistenza cilindrica.

Il valore di resistenza cubica R_c ottenuto dalle prove, risulta sempre maggiore di quello assunto nel presente progetto (R_{ck} = 25N/mm^2) e derivante dal progetto originale. Il valore medio della resistenza a compressione R_{cm}, risulta paria a 35.42 N/mm^2, maggiore di quello assunto nel presente progetto per le verifiche e derivante dalle prove di laboratorio eseguite all'epoca di realizzazione dei cassoni e paria a 32.44 N/mm^2.

3) *Modulo elastico del calcestruzzo*

Vengono riportati nella tabella di seguito, i valori rilevati sperimentalmente del modulo elastico, corredati con i valori di resistenza a compressione espressi sia in termini di resistenza cilindrica che di resistenza cubica ottenuti dalla compressione del campione sottoposto a prova.

Posizionamento	*Dati da certificato*					*Resistenza su carote*		**Modulo elastico E [N/mm²]**
Identificazione campione	d [mm]	h [mm]	MV [kg/m³]	RU [N/mm²]	Snellezza λ	fc [N/mm²]	Rc [N/mm²]	
Cassone 1 - Cl/l	122.5	252.2	2369	30.9	2.06	31.2	37.6	**31246**
Cassone 4 - C4/1	122.5	244.2	2340	23.4	1.99	23.4	28.2	**24067**
Cassone 5 - C5/3	122.5	247.3	2388	39.6	2.02	39.7	47.8	**31540**
Cassone 8- C8/3	122.5	246.9	2395	33.5	2.02	33.6	40.5	**33745**
Cassone 10GFB-Cl0/2GFB	122.5	245.2	2319	19.0	2.00	19.0	22.9	**23419**
Cassone 11- C11/1	122.5	251.7	2366	22.4	2.05	22.6	27.2	**24573**

4) *Penetrazione acqua sotto pressione*

Identificazione campione	d [mm]	h [mm]	**Penetrazione acqua [mm]**
Cassone 2 - C2/2	122.5	150	**80**
Cassone 3 - C3/1	122.5	130	**53**
Cassone 6 - C6/1	122.5	154	**58**
Cassone 7 - C7/1	122.5	146	**146**
Cassone 9 - C9/3	122.5	130	**75**
Cassone 10 - C10/2	122.5	142	**135**

d= diametro provino; h= altezza provino

5) *Contenuto di cloruri idrosolubili e solfati solubili in acido*

Identificazione campioni	**Contenuto di solfati solubili in acido - SO_3** [%]		
	0 - 3 cm profondità	3 - 6 cm profondità	6 - 9 cm profondità
Cassone 1	0.48	0.22	0.19
Cassone 3	0.41	0.37	0.33
Cassone 5	0.27	0.18	0.17
Cassone 7	0.33	0.27	0.20
Cassone 9	0.36	0.25	0.18
Cassone 10	0.39	0.32	0.24

Identificazione campioni	**Contenuto di cloruri idrosolubili** – Cl^- [%]		
	0 - 3 cm profondità	3 - 6 cm profondità	6 - 9 cm profondità
Cassone 1	0.046	0.045	0.043
Cassone 2	0.047	0.046	0.043
Cassone 3	0.049	0.047	0.046
Cassone 4	0.049	0.047	0.045
Cassone 5	0.047	0.045	0.043
Cassone 6	0.049	0.048	0.046
Cassone 7	0.049	0.048	0.045
Cassone 8	0.051	0.049	0.048
Cassone 9	0.049	0.047	0.045
Cassone 10 GFB	0.047	0.045	0.043
Cassone 10	0.048	0.047	0.046
Cassone 11	0.048	0.047	0.046
Cassone 12	0.049	0.047	0.044

La corrosione dell'acciaio nel conglomerato cementizio si verifica solo quando la concentrazione degli ioni *Cl⁻* in corrispondenza dell'interfaccia acciaio-calcestruzzo supera la "*concentrazione critica* C_{CR}", dove il valore critico della concentrazione di ioni *Cl⁻* può essere definito dal rapporto $[Cl^-/OH^-]$:

– $[Cl^-/OH^-] < 3 \rightarrow$ ripristino del film di ossido a protezione delle armature contro fenomeni corrosivi;
– $[Cl^-/OH^-] = 3 \rightarrow$ equilibrio (la corrosione e la formazione del film di ossido avvengono con la stessa velocità);
– $[Cl^-/OH^-] > 3 \rightarrow$ corrosione da parte dei cloruri.

In una struttura aerea la concentrazione critica di norma è inferiore rispetto a quella necessaria per innescare il processo di corrosione in una struttura interrata o ancor più in una struttura idraulica permanentemente immersa, dove la diffusione dell'ossigeno è fortemente rallentata dall'elevato grado di saturazione dei pori capillari della matrice cementizia. Nella pratica, nelle strutture aeree la concentrazione critica "C_{CR}" è all'incirca compresa tra lo 0.05 e 0.15 % rispetto alla massa del calcestruzzo (circa 0.3-1.0 % sulla massa del cemento), mentre nelle strutture completamente immerse la concentrazione critica è circa 10-30 volte maggiore.

Il rischio di corrosione risulta molto basso o praticamente assente nelle strutture permanentemente immerse in soluzioni contenenti cloruri, in quanto il processo elettrochimico è fortemente contrastato dallo scarso apporto di ossigeno che perviene in prossimità delle armature a causa della completa saturazione dei pori capillari. Il processo in queste condizioni può manifestarsi soltanto quando la concentrazione critica di cloruro in prossimità delle barre raggiunge valori dell'ordine del 10% rispetto alla massa del cemento e si può quindi dedurre che il rischio di corrosione in strutture permanentemente immerse è molto basso.

Nelle zone del bagnasciuga, ovvero di immersione/emersione in soluzioni che contengono cloruro, il rischio di corrosione è molto alto, in quanto durante le fasi di immersione il cloruro può penetrare raggiungendo le armature e nella fase di emersione l'ossigeno può pervenire in prossimità delle barre alimentando il fenomeno di corrosione per pitting, grazie anche alla bassa resistività elettrica del conglomerato ricco di ioni Cl^-.

Dalle prove condotte, si deduce che nelle zone del bagnasciuga la corrosione delle armature è già in atto; infatti risulta che il contenuto di cloruri a 9 cm di profondità sia molto elevato e si mantenga pressoché costante per tutti i 9 cm. Il contenuto massimo di cloruri idrosolubili Cl^- riscontrato dalle prove è pari allo 0.51% (con un valor medio superiore allo 0.43%). Essendo il contenuto massimo di cloruri idrosolubili Cl^- riscontrato dalle prove maggiore della concentrazione critica, (0.51% $> C_{cr}$, pari allo 0.05-0.15 %), se ne deduce che nelle zone strutturalmente meno sollecitate del bagnasciuga la corrosione sia già in atto, mentre nelle zone completamente immerse, quelle strutturalmente più sollecitate, essendo, per tali zone, la concentrazione critica C_{cr} circa 10-30 volte maggiore di quella per strutture aeree nella zona del bagnasciuga, si può probabilmente ipotizzare che il processo di corrosione non si sia ancora innescato.

8. ANALISI CARICHI

I carichi previsti in fase di verifica di stabilità, resistenza e deformabilità degli elementi strutturali sono di seguito esposti.

8.1. Pesi propri e carichi permanenti portati

Per le strutture in esame si considerano i seguenti valori (nominali):

- $\gamma_{ca} = 25{,}0$ kN/m^3 peso specifico calcestruzzo armato
- $\gamma_{c} = 24{,}0$ kN/m^3 peso specifico calcestruzzo non armato
- $\gamma_{cl} = 24{,}5$ kN/m^3 peso specifico calcestruzzo della sovrastruttura
- $\gamma_{z} = 20{,}0$ kN/m^3 peso specifico terreno di zavorra saturo

8.2. Spinta idrostatica e spinta di Archimede

Per la determinazione della spinta idrostatica agente sulle strutture, si considera un livello del mare prefissato, coincidente con il "livello medio mare", cui corrisponde la parte permanente delle spinte dovute all'acqua; le azioni conseguenza delle variazioni di livello del mare (maree e dislivelli) sono considerate come azioni variabili definite nel seguito.

8.3. Spinta della scogliera a protezione dei cassoni

La spinta della scogliera di protezione realizzata lato mare a tergo dei cassoni viene determinata considerando la parte superiore realizzata con tetrapodi e la parte inferiore realizzata con terreno.

Per la parte di scogliera immersa si considera un materiale avente le seguente caratteristiche: $\gamma_{t,sat} = 18.5$ kN/m^3, $\phi = 40°$ e c'=0.

Per la parte di scogliera realizzata con tetrapodi si considerano blocchi con peso specifico pari a $\gamma_{tetrap} = 24$ kN/m^3, con una percentuale di vuoti dovuta alla forma propria dei

tetrapodi pari al 50%; la parte di scogliera realizzata con tetrapodi non si considera spingente e viene quindi assunta come solo peso al disopra della scogliera in terreno.

Nelle verifiche di stabilità a ribaltamento e scorrimento riportate nel seguito e nelle analisi strutturali per la verifica delle sezioni in c.a., le azioni (sollecitanti) dovute alla scogliera a tergo dei cassoni sono calcolate considerando una situazione di spinta attiva secondo la teoria di Rankine e adottando un coefficiente di spinta attiva pari a $K_a = \tan^2(40° - \phi/2) = 0.217$.

La spinta orizzontale della scogliera sui cassoni è pari a:
$S_{terreno} = \gamma * h * K_a$

con γ pari al $\gamma_{t,sat} = 18.5$ kN/m^3 per terreno sopra il livello dell'acqua e pari a $\gamma_{t'} = 8.5$ kN/m^3 per il terreno immerso.

La spinta orizzontale generata dal peso della parte di scogliera realizzata con tetrapodi è pari a:
$S_{tetrapodi} = P_{tetrap} * K_a$

dove P_{tetrap} è il peso della parte di scogliera realizzata in tetrapodi agente sopra la parte di scogliera immersa realizzata con terreno sciolto.

8.3.1. *Cassone tipo A e B*

Per 1.00 m di cassone, la risultante della spinta totale agente sullo stesso nel caso di scogliera alla +2.50 m l.m.m. risulta:
$S_t = S_{terreno} + S_{tetrapodi}$
$S_t = (2.5*24*0.5+1.25*14*0.5)*0.217*14.25+8.5*14.25*0.217*14.25/2 =$
$= 307.10$ KN

Per 1.00 m di cassone, la risultante della spinta totale agente sullo stesso nel caso di scogliera alla +7.00 m l.m.m. risulta:

$S_t = S_{terreno} + S_{tetrapodi}$
$S_t = (7*24*0.5+1.25*14*0.5)*0.217*14.25+8.5*14.25*0.217*14.25/2 =$
$= 474.08$ KN

8.4. Spinta del terreno posto all'interno dei cassoni

8.4.1. *Cassoni tipo A e B imbasati alla -15.50 m lmm*

Dalla teoria di Koenen per le celle profonde dei silos si ottiene la pressione massima P_{max} contro la parete eterna lato mare.

$$P_{max} = \frac{\gamma' \cdot A}{p \cdot tg\delta} = \frac{10 \cdot 11.62}{13.64 \cdot tg20} = 23.41 \text{ kN/m}^2$$ (terreno + acqua nelle celle)

γ = peso specifico terreno saturo di riempimento dei cassoni = 20 kN/m^3 (γ' = 10 kN/m^3 peso specifico terreno immerso di riempimento dei cassoni).
A = area netta cella = 11.62 m^2
p = perimetro interno cella = 13.64 m
δ = angolo attrito tra terreno di riempimento e pareti cella = 20°
φ = angolo attrito interno terreno di riempimento = 25°

La profondità alla quale si manifesta la pressione massima è:

$$h_{max} = \frac{2 \cdot P_{max}}{\gamma' \cdot tg^2(45-\frac{\varphi}{2})} = \frac{2 \cdot 23.41}{10 \cdot tg^2(45-\frac{25}{2})} = 11.54 \text{ m}$$ (≈ -11.35 m l.m.m.)

8.4.2. *Casson tipo D imbasato alla -19.50 m lmm*

Dalla teoria di Koenen per le celle profonde dei silos si ottiene la pressione massima P_{max} contro la parete eterna lato mare.

$$P_{max} = = \frac{\gamma' \cdot A}{p \cdot tg\delta} = \frac{10 \cdot 12.6}{14.204 \cdot tg20} = 24.375 \text{ kN/m}^2$$ (terreno + acqua nelle celle)

γ = peso specifico terreno saturo di riempimento dei cassoni = 20 kN/m^3 (γ' = 10 kN/m^3 peso specifico terreno immerso di riempimento dei cassoni).
A = area netta cella = 12.6 m^2
p = perimetro interno cella = 14.204 m
δ = angolo attrito tra terreno di riempimento e pareti cella = 20°
φ = angolo attrito interno terreno di riempimento = 25°

La profondità alla quale si manifesta la pressione massima è:
$h_{max} = \frac{2 \cdot P_{max}}{\gamma' \cdot tg^2(45-\frac{\varphi}{2})} = \frac{2 \cdot 24.375}{10 \cdot tg^2(45-\frac{25}{2})} = 12.00$ m (≈ -11.80 m l.m.m.)

8.5. Spinta idrostatica dell'acqua

La spinta idrostatica dell'acqua all'interno dei cassoni si considera bilanciata da quella esterna; si considera un Δ tra i due livelli, ma associato all'azione dell'onda e in questo caso viene considerato come azione variabile, definita nel seguito.
Si considera cioè un livello del mare prefissato, coincidente con il "livello medio mare", cui corrisponde la parte permanente delle spinte dovute all'acqua.

8.6. Maree e onde

Come descritto nei criteri di progetto (paragrafo 5.3) i carichi indotti dalle onde sui cassoni vengono calcolati in funzione della tipologia di opera secondo la teoria di Sainflou, la teoaria di Martin e quella di Kortenhaus e Oumeraci.
Di seguito nei paragrafi 8.6.1, 8.6.2 e 8.6.3 si presentano i fondamenti teorici di ogni trattazione mentre nel pragrafo 8.6.4 sono riassunti i carichi di progetto in corrispondenza di ogni sezione tipo.

8.6.1. *Teoria di Sainflou per il calcolo della spinta dell'onda sui cassoni*

La metodologia impiegata per il calcolo delle azioni dell'onda sul cassone è contenuta nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti" edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996).

Il calcolo delle sovrapressioni indotte dalla cresta e dal cavo d'onda è eseguito con la teoria di Sainflou, valida per strutture a parete verticale in condizione di onda non frangente, che rappresenta il caso in questione poiché i fondali in corrispondenza del piede dei cassoni risultano superiori a 1.5 volte l'altezza d'onda incidente.

Con riferimento allo schema di Fig. 8.2 le formule utilizzate per determinare le pressioni caratteristiche dovute all'onda di progetto sono le seguenti:

cresta d'onda →

$$\begin{cases} p_0 = \gamma_w \left(d + \dfrac{H_d}{\cosh kd} \right) \dfrac{\eta^*}{d + \eta^*} \\ p_c = p_0 \dfrac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \\ p_b = \gamma_w \dfrac{H_d}{\cosh kd} \\ p_u = p_b \end{cases}$$

essendo →

$$\eta^* = H_d + h_0$$

$$h_0 = \frac{\pi H_d^{\,2}}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

$$k = \frac{2\pi}{L}$$

cavo d'onda →

$$\begin{cases} p_c = 0 \\ p_0 = \gamma_w \eta' \\ p_b = \gamma_w \dfrac{H_d}{\cosh kd} \\ p_u = p_b \end{cases}$$

essendo →

$$\eta' = H_d - h_0$$

$$h_0 = \frac{\pi H_d^{\,2}}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

$$k = \frac{2\pi}{L}$$

dove:

h_0: sopraelevazione del livello medio rispetto al livello di riposo nel fenomeno del clapotis

γ_w : peso specifico dell'acqua di mare definito nel paragrafo 8.2

H_d: altezza d'onda di progetto definita nei criteri di progetto (paragrafo 5.3.1)
L: lunghezza d'onda al piede del cassone, calcolata con riferimento al periodo d'onda significativo T_s definito nei criteri di progetto (paragrafo 5.3.1)

Si è assunta inoltre la presenza di un'onda a tergo dei cassoni, il cui effetto viene incluso nel calcoli in termini di abbassamento (nel caso di cavo) o innalzamento (nel caso di cresta) livello del mare lato porto. Questo dislivello del pelo libero tra la parete lato mare e la parete a tergo va computato in termini di variazione di spinta idrostatica sulle due pareti e di variazione di sottospinta idrostatica alla base del cassone, assumendo l'ipotesi che le sottopressioni abbiano una distribuzione lineare.

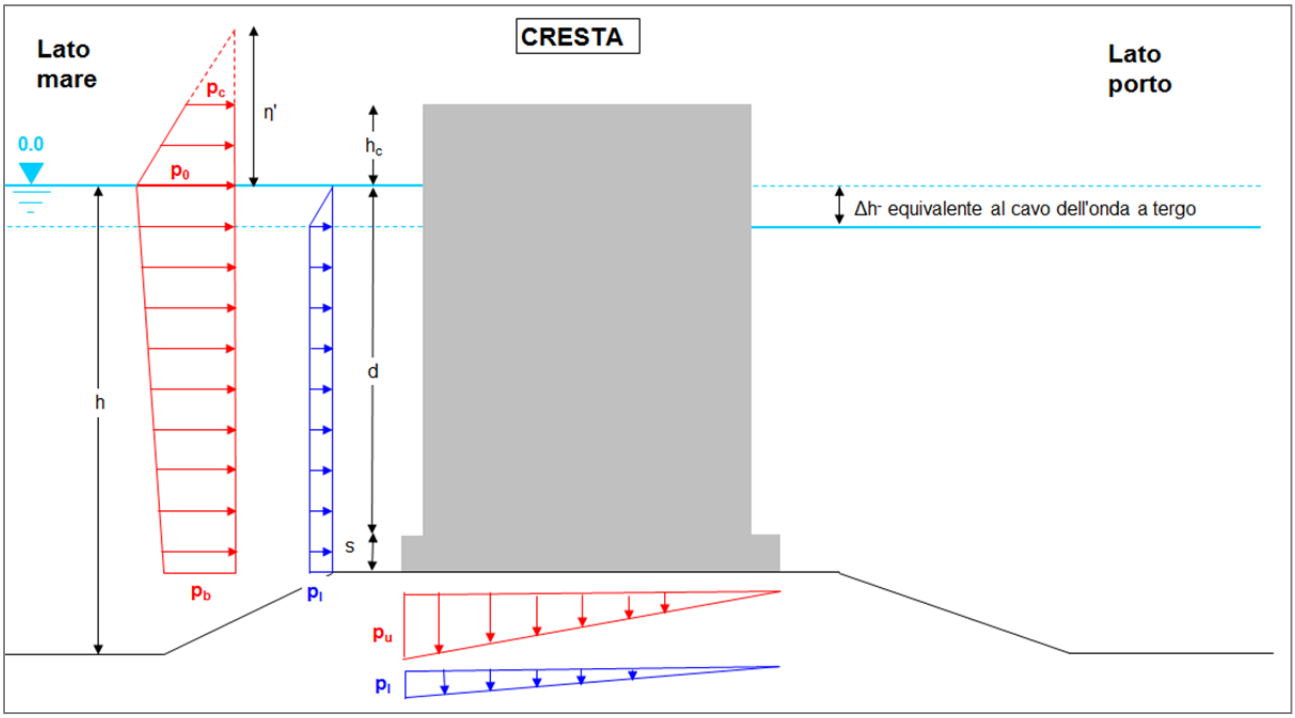


FIG. 8.1 - RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DELLE DISTRIBUZIONI DELLE PRESSIONI DELLA CRESTA D'ONDA SECONDO LE FORMULE DI SAINFLOU PER IL CALCOLO DELL'AZIONE DELLE ONDE SU CASSONI A PARETE VERTICALE (RIFLESSIONE TOTALE)

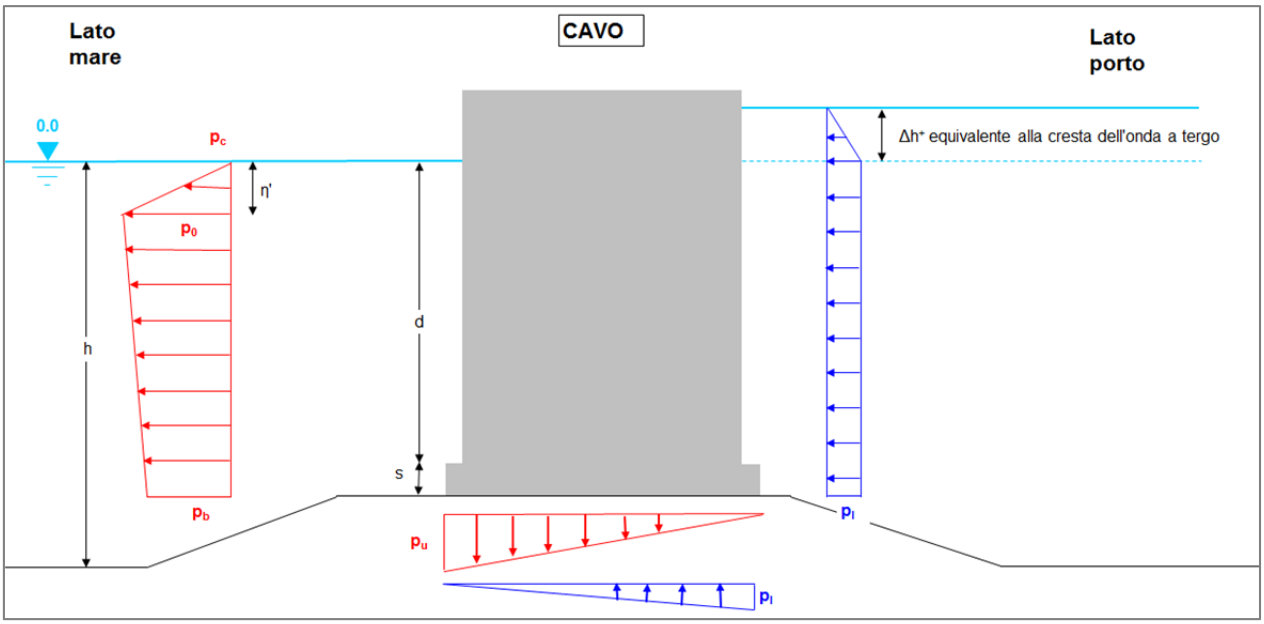


FIG. 8.2 - RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DELLE DISTRIBUZIONI DELLE PRESSIONI DEL CAVO D'ONDA SECONDO LE FORMULE DI SAINFLOU PER IL CALCOLO DELL'AZIONE DELLE ONDE SU CASSONI A PARETE VERTICALE (RIFLESSIONE TOTALE)

8.6.2. *Teoria di Kortenhaus e Oumeraci per la riduzione della spinta dell'onda sui cassoni nel caso di strutture composte cassone-scogliera di protezione*

Le strutture composte cassone-scogliera prevedono la realizzazione di una scogliera di protezione davanti ai cassoni verticali al fine di ridurre i carichi orizzontali e verticali indotti dalle onde sui cassoni.

Kortenhaus e Oumeraci (2000) attraverso una serie di prove su modello fisico (scala 1:4) sono arrivati ad una formulazione in grado di definire il rapporto di attenuazione del carico dell'onda (sia orizzontale che verticale) sia per strutture soggette a forze d'impatto che per strutture soggette alle sole forze quasistatiche.

Il rapporto d'attenuazione viene definito come:

$\mu_{D,h} = \frac{F_h - F_{h,D}}{F_h}$ →Coef. di attenuazione forze orizzontali

$\mu_{D,v} = \frac{F_v - F_{v,D}}{F_v}$ →Coef. di attenuazione sottospinte

Dove:

F_h: risultante della spinta orizzontale indotta dalle onde

$F_{h,D}$ risultante della spinta orizzontale indotta dalle onde, ridotta per effetto della scogliera di protezione

F_v: risultante della sottospinta verticale indotta dalle onde

$F_{v,D}$ risultante della sottospinta verticale indotta dalle onde, ridotta per effetto della scogliera di protezione

Nel caso di strutture in condizione di onda non frangente ovvero non soggette a forze d'impatto, come nel caso in questione poiché i fondali in corrispondenza del piede dei cassoni risultano superiori a 1.5 volte l'altezza d'onda incidente, Kortenhaus e Oumeraci propongono la seguente espressione per i rapporti di attenuazione:

$$\mu_{D,h} = 1 - exp\left(\frac{-2\pi \cdot C_{d,h} \cdot b_0}{L_{hs}}\right)$$

$$\mu_{D,v} = 1 - exp\left(\frac{-2\pi \cdot C_{d,v} \cdot b_0}{L_{hs}}\right)$$

Dove:

C_{dh}: coefficiente di attenuazione

b_0: larghezza efficace della scogliera di protezione (Fig. 8.3)

L_{hs}: lunghezza d'onda al piede della struttura (Fig. 8.3)

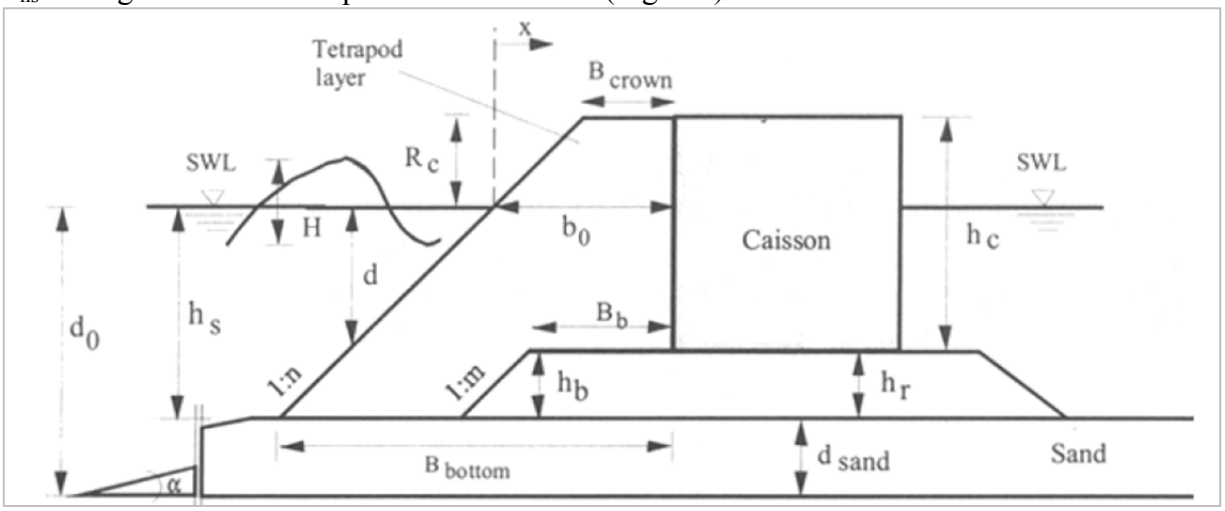


FIG. 8.3 - TIPICA GEOMETRIA DELLA STRUTTURA COMPOSTA CASSONE-SCOGLIERA DI PROTEZIONE

Il grafico in Fig. 8.4 presenta i valori dal rapporto di attenuazione $\mu_{D,h}$ ottenuti dalle prove su modello nel caso di forze di pulsazione (non d'impatto) ed evidenzia l'ampia variabilità di $\mu_{D,h}$ (tra 0.1 e 0.95). Andando a considerare i minimi valori di $\mu_{D,h}$ si arriva a definire un valore per il coefficiente $C_{h,d}$ pari a 0.4 (Fig. 8.4), cautelativo ai fini del dimensionamento della struttura. Lo stesso valore può essere assunto come cautelativo anche per il calcolo dell'attenuazione delle sottospinte ($C_{v,d}$=0.4).

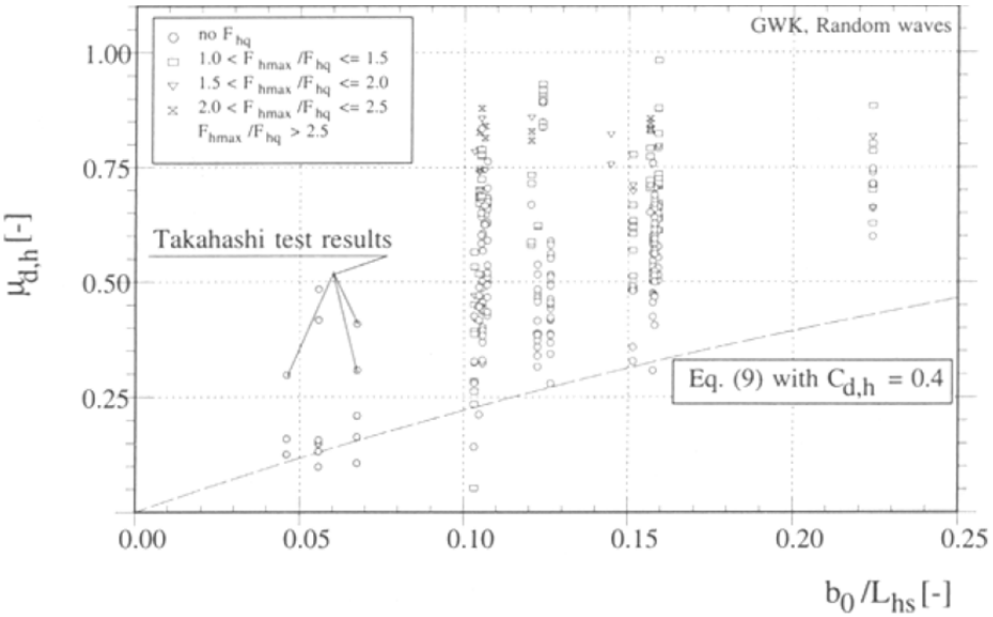


FIG. 8.4 - COEFFICIENTE DI ATTENUAZIONE DELLA FORZA ORIZZONTALE AL VARIARE DEL RAPPORTO TRA B_0/L_{HS}

8.6.3. *Teoria di Martin per il calcolo della spinta dell'onda sul muro paraonde a coronamento di un opera in scogliera*

Il calcolo della spinta dell'onda sul muro paraonde realizzato a completamento della struttura composita cassone-scogliera di protezione (sezioni tipo A, B, serraglie) è stato condotto secondo la teoria di Martin (1999) per i muri di coronamento su opere in scogliera. Perché sia applicabile tale teoria è necessario che l'onda di progetto franga sulla scogliera antistante il muro, o in altri termini che il muro paraonde sia investito solo da onde frante. In questo specifico caso, Martin ha riscontrato da prove su modello fisico

che la distribuzione delle pressioni sul muro paraonde presenta due picchi: uno associato alle forze di pulsazione, e uno alle forze d'impatto.

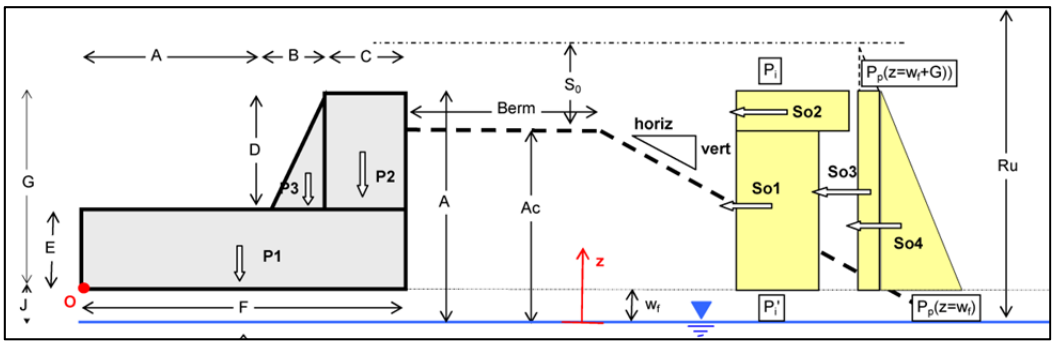


FIG. 8.5 - SCHEMA DELLE FORZE SUL MURO PARAONDE

Forze d'impatto

Per il calcolo delle forze d'impatto Martin propone le seguenti due equazioni:
Parte scoperta del muro paraonde:

$$P_i(z > Ac) = P_{S0} = \alpha \rho_w g S_0$$

Parte protetta da scogliera del muro paraonde:

$$P_i'(w_f < z < Ac) = \lambda P_{S0} = \lambda \alpha \rho_w g S_0$$

dove, con riferimento alla Fig. 8.5:
z: quota di calcolo rispetto al pelo libero di progetto
S_0: altezza della lama d'acqua a quota $z=Ac$ → $S_0 = H_d\left(1 - \frac{Ac}{Ru}\right)$
Ru: massima risalita dell'onda → $\frac{Ru}{H_d} = Au\left[1 - e^{(Bu \cdot Ir)}\right]$
A_u, B_u coefficienti empirici (Fig. 8.6)
Ir: numero di Iribarren → $Ir = \frac{\tan\beta}{\sqrt{\frac{H_d}{L_0}}}$
β: pendenza del fondale davanti all'opera

H_d: Altezza d'onda di progetto, definita nei criteri di progetto (pragrafo 5.3.2)

L_0: Lunghezza d'onda di progetto in acque profonde

α: $\alpha = 2C_f\left[\frac{Ru}{H_d}\cos\beta\right]^2$

C_f: assunto pari a 1.45.

λ: $\lambda = 0.8e^{-10.9B/L}$ stimato sperimentalmente

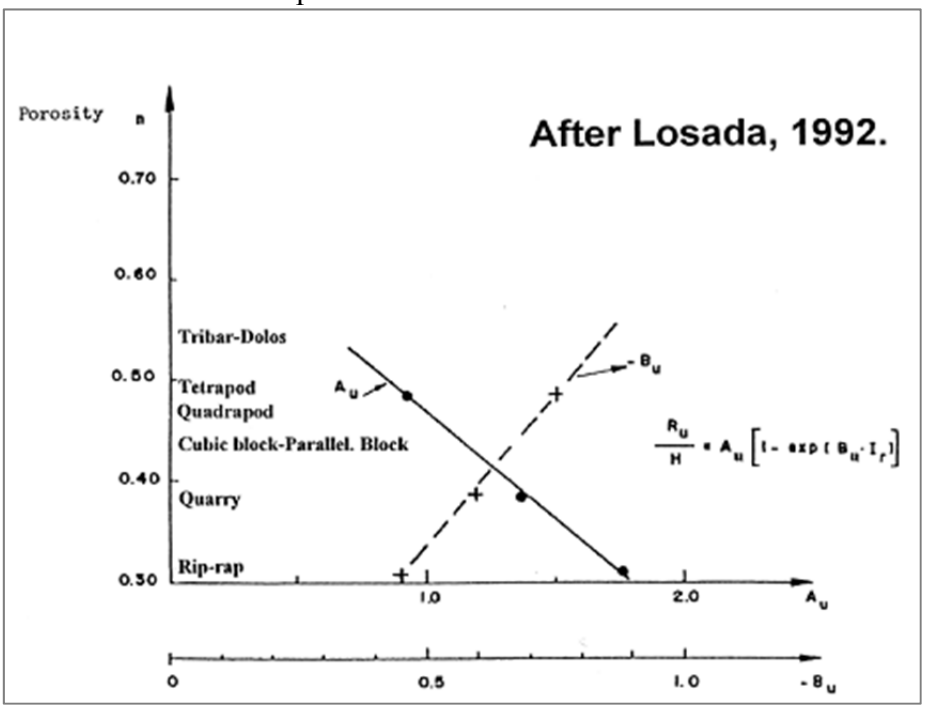


FIG. 8.6 - COEFFICIENTI AU E BU PER IL CALCOLO DELLA RISALITA DELL'ONDA IN FUNZIONE DELLA POROSITÀ DELLA SCOGLIERA

<u>Forze di pulsazione</u>

Per il calcolo delle forze di pulsazione , Martin propone la seguente equazione lineare:

$P_p(w_f < z < Ac + S_0) = \mu\rho g(S_0 + Ac - z)$

dove:

$\mu = ae^{c(H_d/L-b)^2}$

E i parametri *a*, *b* e *c* sono quelli presentati in Tab. 8.1.

TAB. 8.1 - VALORI DI A, B E C DEDOTTI SPERIMENTALMENTE (MARTIN ET AL., 1999)

Berm/Dn	a	b	c
1	0.446	0.068	259
2	**0.362**	**0.069**	**357.1**
3	0.296	0.073	383.1

Le sezioni di progetto della diga di Vado Ligure presentano un rapporto **Berm/Dn = 2**.

8.6.4. *Carichi di progetto*

Nelle Tab. 8.2 e Tab. 8.3 sono riassunti i dati di input per il calcolo delle spinte delle onde di progetto sui cassoni secondo le teorie presentate nel precedente paragrafo.
Le condizioni metomarine considerate sono presentate nella "Relazione meteomarina" (codice elaborato MI0102PVGLR001), mentre per quanto riguarda la geometria delle sezioni si fa riferimento agli elaborati grafici di progetto.

TAB. 8.2 - DATI DI INPUT PER IL CALCOLO DELLE SPINTE DELLE ONDE SUI CASSONI A E B

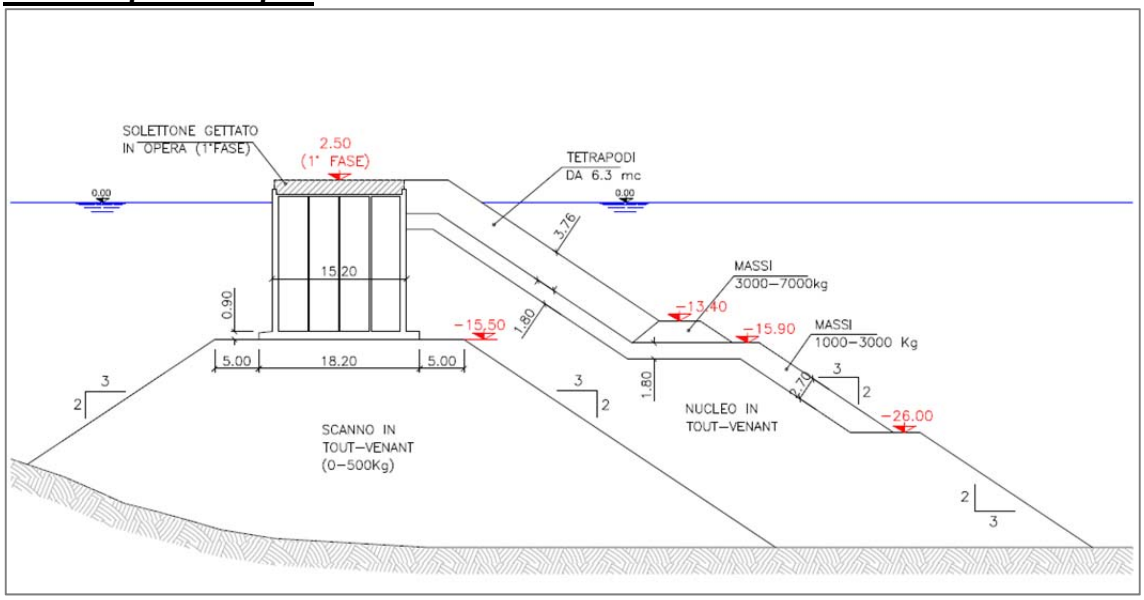
	unità	A (1°fase)	A (APS)	B (1°fase)	B (APS)	B (PRP)
T_r	anni	50	50	250	250	250
H_s	m	**4.5**	**4.5**	**4.5**	**4.5**	**5.9**
T_p	s	11.9	11.9	11.9	11.9	13.0
h_s	m	41.0	41.0	45.0	45.0	45.0
L	m	167.16	167.16	170.33	170.33	195.66
Marea	m	0.4	0.4	0.4	0.4	0.75
Δh tergo cassone	m	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5	±1.0
d	m	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0
B	m	18.2	18.2	22	22	22
Sommità sovrastruttura	m	+2.5	+7.0	+2.5	+7.0	+7.0
Sommità scogliera	m	+6.5	+6.5	-	-	-
h_s *calcolo riduzione*	m	17.0	17.0	17.0	17.0	-
L_s	m	127	127	127	127	-
b_0	m	8	14.55	8	14.55	-
riduzione effetto scogliera	-	15%	25%	15%	25%	-

TAB. 8.3 - DATI DI INPUT PER IL CALCOLO DELLE SPINTE DELLE ONDE SUI CASSONI D

	unità	D (1°fase)	D (APS)	D & E (PRP)	E (1°fase)	E (APS)
T_r	anni	50	50	250	50	50
H_s	m	**5.0**	**5.0**	**5.9**	**4.0**	**4.0**
T_p	s	11.9	11.9	13.0	10.6	10.6
h_s	m	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0
L	m	173.47	173.47	200.34	141.70	141.70
Marea	m	0.4	0.4	0.75	0.4	0.4
Δh tergo cassone	m	±0.5	±0.5	±1.0	±1.0	±1.0
d	m	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5
B	m	22	22	22	22	22
Sommità sovrastruttura	m	+2.5	+7.0	+7.0	+2.5	+7.0
Sommità scogliera	m	-	-	-	-	-

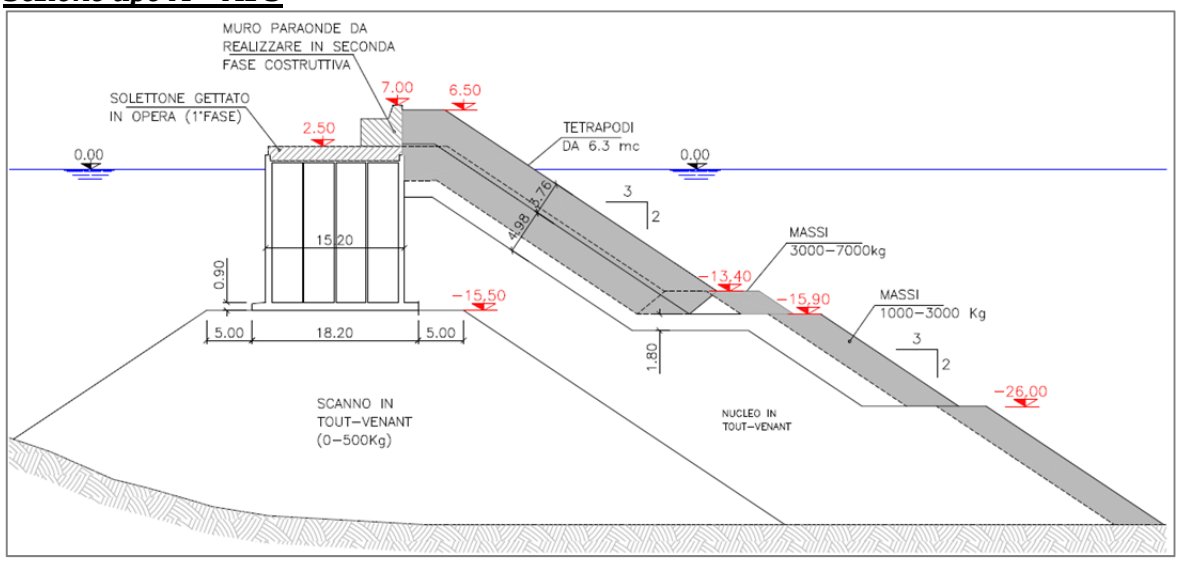
Sebbene il cassone della sezione tipo E in configurazione di diga di prima fase risulti esposto alle onde su tre facce, le altezze d'onda in corrispondenza dello stesso risultano inferiori rispetto a quelle incidenti il più sollecitato dei cassoni tipo D. Di seguito si presentano quindi i calcoli delle azioni e le verifiche di stabilità per il cassone tipo D, che risultano dimensionanti anche per il cassone della sezione tipo E.

Sezione tipo A – 1° fase



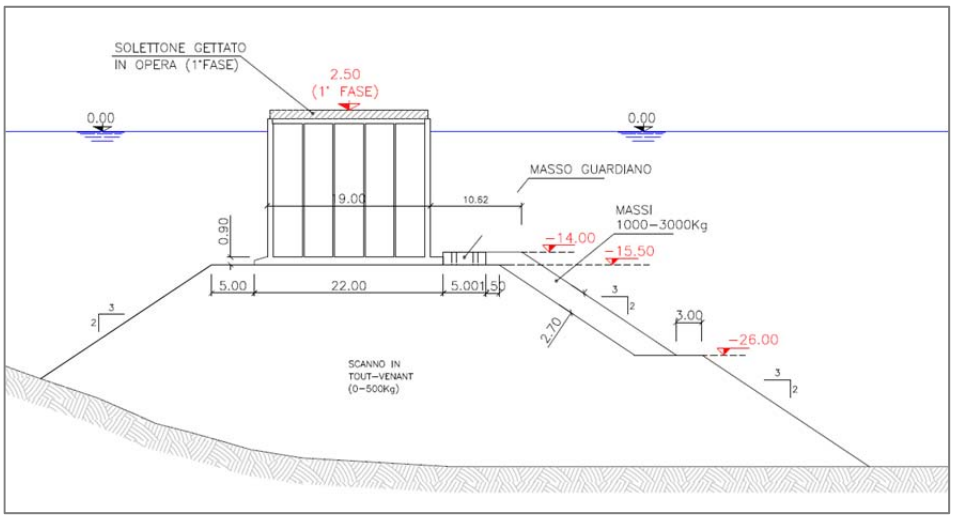
		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.40 m	
Livello lato porto:		-0.10 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou ridotto)	p_c	+2.5	30.43
	p_0	+0.4	50.21
	p_b	-15.5	39.42
	p_u	-15.5	40.14
	p_l	-0.10	5.05
		CAVO	
Livello lato mare:		+0.4 0m	
Livello lato porto:		+0.90 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.4	0
	p_0	-4.49	49.37
	p_b	-15.5	47.02
	p_u	-15.5	47.02
	p_l	+0.4	5.05

Sezione tipo A – APS



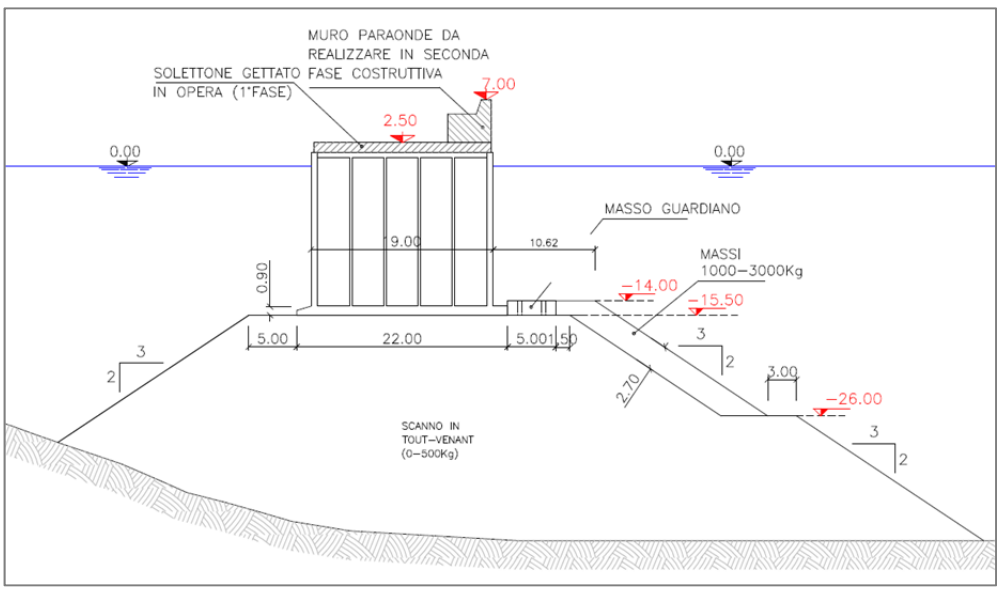
		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.40 m	
Livello lato porto:		-0.10 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Muro (Martin)	p_i	da +6.5 a +7.0	9.66
	$p_{i'}$	da +2.5 a +6.5	5.93
	p_p	+7.0	0.95
	$p_{p'}$	+2.5	22.31
Cassone (Sainflou ridotto)	p_c	+2.5	25.05
	p_0	+0.4	44.83
	p_b	-15.5	34.04
	p_u	-15.5	35.26
	p_l	-0.10	5.05
		CAVO	
Livello lato mare:		+0.40m	
Livello lato porto:		+0.90 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.4	0
	p_0	-4.49	49.37
	p_b	-15.5	47.02
	p_u	-15.5	47.02
	p_l	+0.40	5.05

Sezione tipo B – 1° Fase



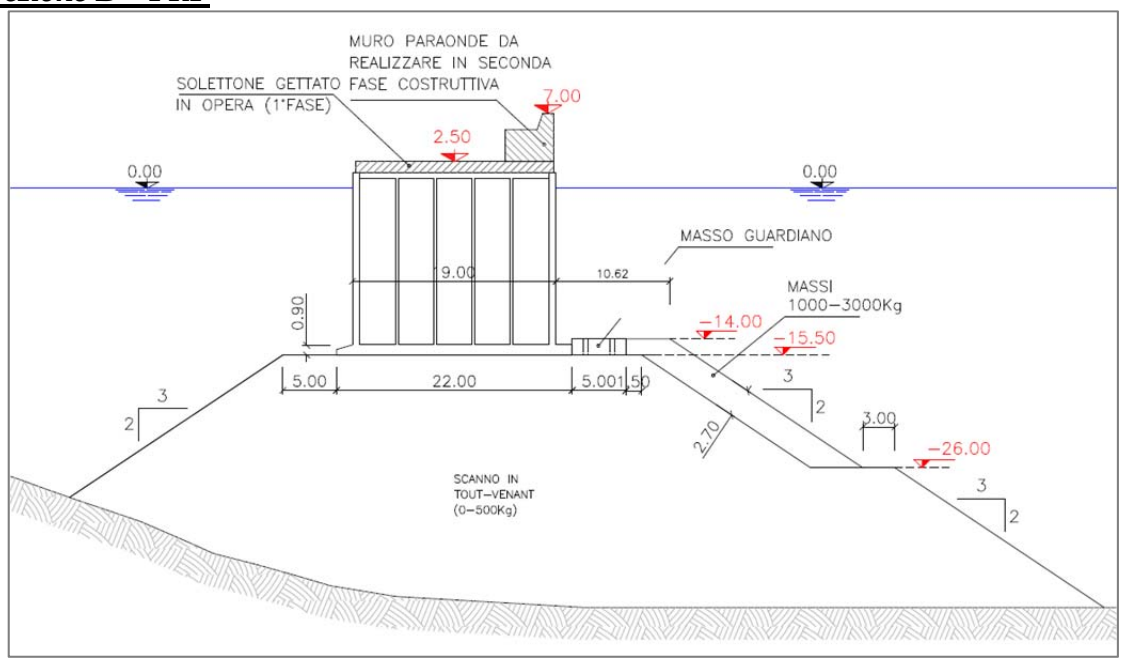
		CRESTA	
Livello lato mare:	+0.40 m		
Livello lato porto:	-0.10 m		
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone+Muro (Sainflou)	p_c	+2.50	37.90
	p_0	+0.40	57.73
	p_b	-15.5	47.30
	p_u	-15.5	47.30
	p_l	-0.10	5.05
		CAVO	
Livello lato mare:	+0.40m		
Livello lato porto:	+0.90 m		
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.4	0.00
	p_0	-4.16	49.60
	p_b	-15.5	47.30
	p_u	-15.5	47.30
	p_l	+0.40	5.05

Sezione tipo B – APS



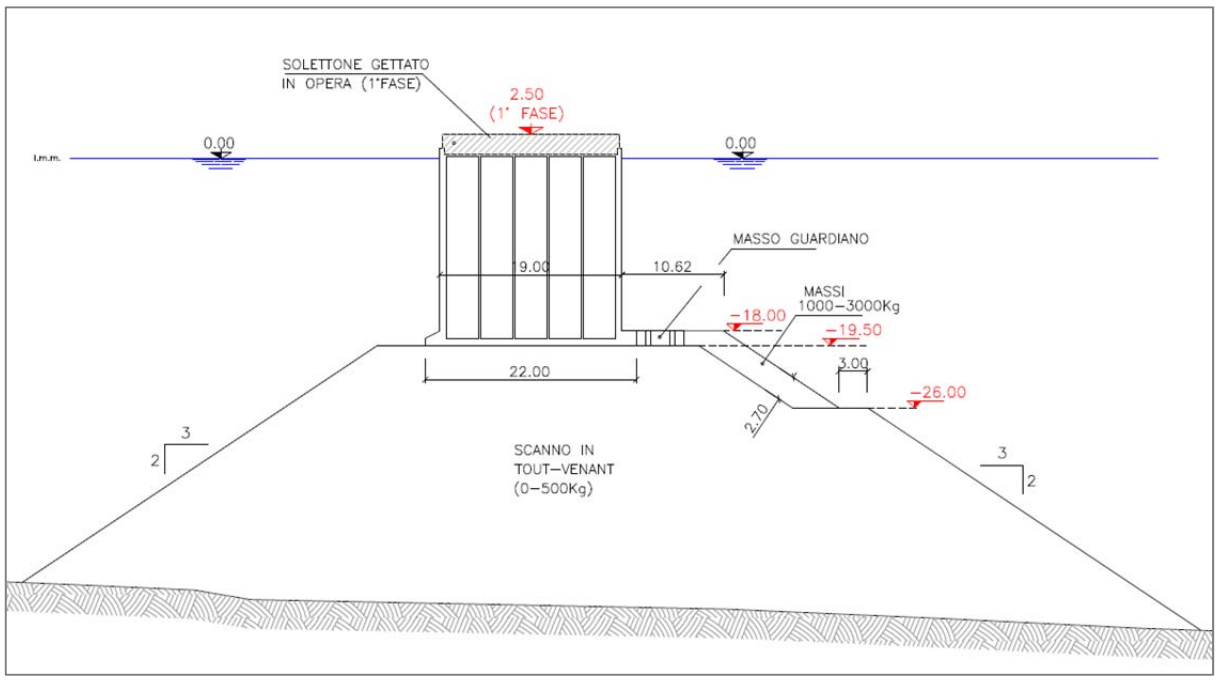
		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.40 m	
Livello lato porto:		-0.10 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone+Muro (Sainflou)	p_c	+6.61	0.00
	p_0	+0.40	57.73
	p_b	-15.5	47.30
	p_u	-15.5	47.30
	p_l	-0.10	5.05
		CAVO	
Livello lato mare:		+0.40m	
Livello lato porto:		+0.90 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.4	0.00
	p_0	-4.16	49.60
	p_b	-15.5	47.30
	p_u	-15.5	47.30
	p_l	+0.40	5.05

Sezione B – PRP



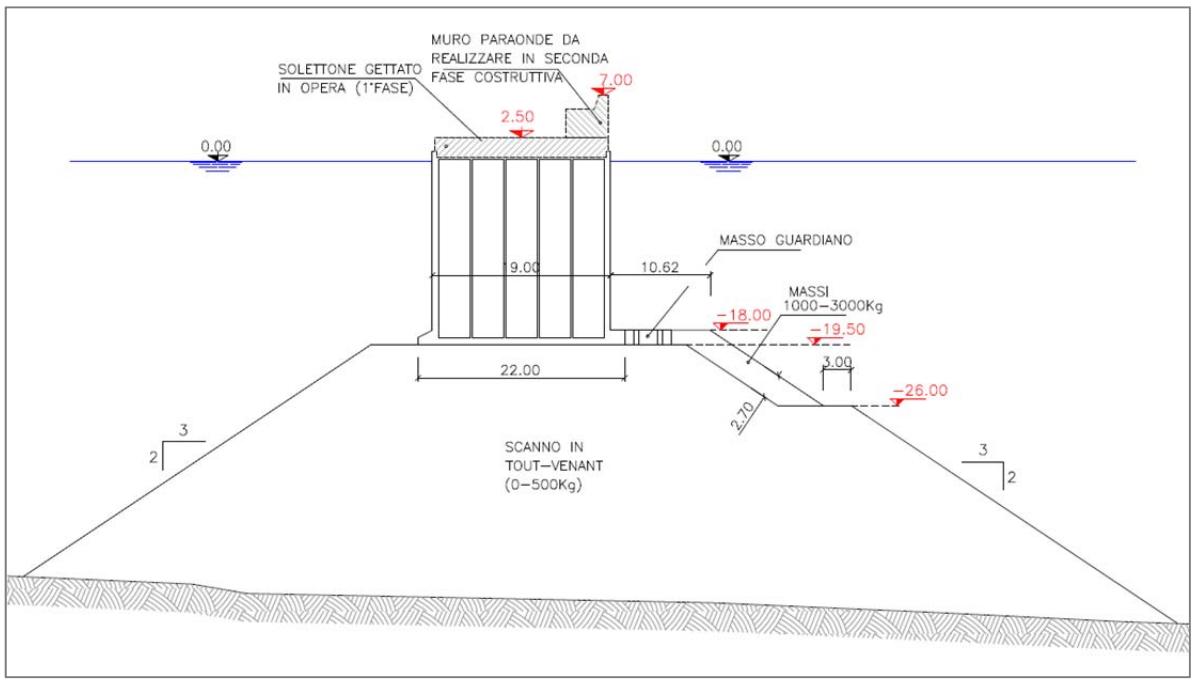
		CRESTA	
Livello lato mare:	+0.75m		
Livello lato porto:	-0.25 m		
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone+Muro (Sainflou)	p_c	+7.00	17.85
	p_0	+0.75	76.28
	p_b	-15.5	64.10
	p_u	-15.5	64.10
	p_l	-0.25	10.10
		CAVO	
Livello lato mare:	+0.75m		
Livello lato porto:	+1.25 m		
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.75	0.00
	p_0	-5.55	63.59
	p_b	-15.5	64.10
	p_u	-15.5	64.10
	p_l	+0.75	10.10

Sezione D – 1° Fase



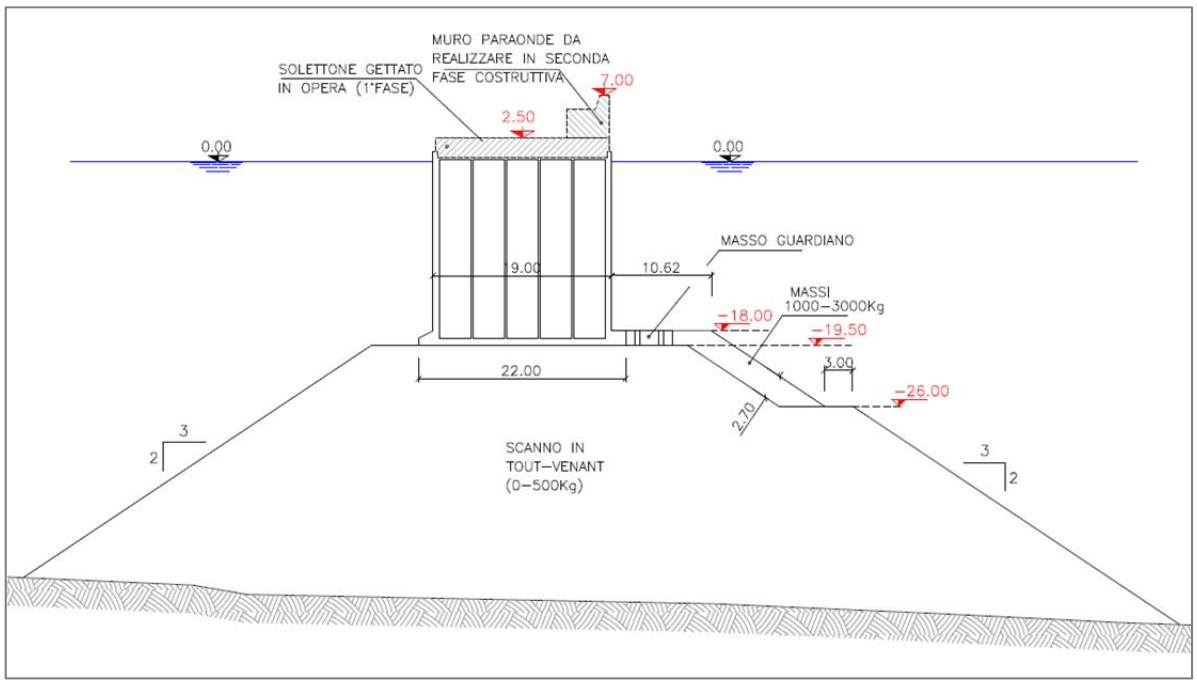
		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.40 m	
Livello lato porto:		-0.10 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+2.50	44.24
	p_0	+0.40	63.86
	p_b	-19.50	48.66
	p_u	-19.50	48.66
	p_l	-0.10	5.05
		CAVO	
Livello lato mare:		+0.40m	
Livello lato porto:		+0.90 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.40	0.00
	p_0	-5.55	54.63
	p_b	-19.50	48.66
	p_u	-19.50	48.66
	p_l	+0.40	5.05

Sezione D – 1° APS



		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.40 m	
Livello lato porto:		-0.10 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone+Muro (Sainflou)	p_c	+7.00	2.25
	p_0	+0.40	63.86
	p_b	-19.50	48.66
	p_u	-19.50	48.66
	p_l	-0.10	5.05
		CAVO	
Livello lato mare:		+0.40m	
Livello lato porto:		+0.90 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.40	0.00
	p_0	-5.55	54.63
	p_b	-19.50	48.66
	p_u	-19.50	48.66
	p_l	+0.40	5.05

Sezione D – PRP



		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.75 m	
Livello lato porto:		-0.25 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone+Muro (Sainflou)	p_c	+7.00	17.43
	p_0	+0.40	75.81
	p_b	-19.50	60.43
	p_u	-19.50	60.43
	p_l	-0.25	10.1
		CAVO	
Livello lato mare:		+0.75 m	
Livello lato porto:		1.25 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.75	0
	p_0	-5.55	64.01
	p_b	-19.50	60.43
	p_u	-19.50	60.43
	p_l	0.00	10.1

TAB. 8.4 - RISULTANTI DELLE AZIONI INDOTTE DALLA CRESTA D'ONDA LATO MARE SUI CASSONI – CASSONI A E B

	unità	A (1°fase)	A (APS)	B (1°fase)	B (APS)	B (PRP)
CARICHI ORIZZONTALI						
Sul cassone						
$F_{ORIZ,CASSONE}$	kN/m	876.27	779.40(*)	1014.45	1090.51	1593.79
b_1	m	9.06	9.07	9.04	9.76	10.23
$M_{ORIZ,CASSONE}$	KNm/m	7938.64	7066.78	9171.28	10642.21	16297.22
Sul muro						
$F_{ORIZ,MURO}$	kN/m	-	80.88(**)	-	-	-
b_2	m	-	19.84	-	-	-
$M_{ORIZ,MURO}$	KNm/m	-	1604.80	-	-	-
CARICHI VERTICALI						
F_{VERT}	kN/m	411.19	366.79	575.84	575.84	816.17
b_2	m	12.13	12.13	14.67	14.67	14.67
M_{VERT}	KNm/m	4989.09	4450.33	8445.71	8445.71	11970.49

TAB. 8.5 - RISULTANTI DELLE AZIONI INDOTTE DALLA CRESTA D'ONDA LATO MARE SUI CASSONI – CASSONE D

	unità	D/E (1°fase)	D/E (APS)	D/E (PRP)
CARICHI ORIZZONTALI				
Sul cassone				
$F_{ORIZ,CASSONE}$	kN/m	1332.33	1436.95	1870.20
b_1	m	11.25	12.15	12.34
$M_{ORIZ,CASSONE}$	KNm/m	14987.39	17453.76	23081.49
CARICHI VERTICALI				
F_{VERT}	kN/m	590.81	590.81	775.80
b_2	m	14.67	14.67	14.67
M_{VERT}	KNm/m	8665.28	8665.28	11378.35

(*) Dal fondo cassone fino a quota +2.5 m s.l.m.m.

(**) Da quota +2.5 m s.l.m.m. a quota +7.0 m s.l.m.m., con scogliera fino a quota +6.5

TAB. 8.6 - RISULTANTI DELLE AZIONI INDOTTE DAL CAVO D'ONDA LATO MARE SUI CASSONI – CASSONI A E B

	unità	A (1°fase)	A (APS)	B (1°fase)	B (APS)	B (PRP)
CARICHI ORIZZONTALI						
Sul cassone						
$F_{ORIZ,CASSONE}$	kN/m	732.91	732.91	735.75	735.75	1004.81
b_1	m	7.00	7.00	6.99	6.99	6.95
$M_{ORIZ,CASSONE}$	KNm/m	5129.50	5129.50	5144.72	5144.72	6988.21
CARICHI VERTICALI						
F_{VERT} (onda e dislivello)	kN/m	-381.94	-381.94	-464.75	-464.75	-593.99
b_2	m	5.34	5.34	6.46	6.46	5.96
M_{VERT}	KNm/m	-2038.32	-2038.32	-300.86	-300.86	-3541.25

TAB. 8.7 - RISULTANTI DELLE AZIONI INDOTTE DAL CAVO D'ONDA LATO MARE SUI CASSONI – CASSONE D

	unità	D (1°fase)	D (APS)	D & E (PRP)
CARICHI ORIZZONTALI				
Sul cassone				
$F_{ORIZ,CASSONE}$	kN/m	997.88	997.88	1278.01
b_1	m	8.98	8.98	9.00
$M_{ORIZ,CASSONE}$	KNm/m	8959.35	8959.35	11504.09
CARICHI VERTICALI				
F_{VERT} (onda e dislivello)	kN/m	-479.72	-479.72	-553.61
b_2	m	6.48	6.48	5.86
M_{VERT}	KNm/m	-3110.64	-3110.64	-3245.18

8.7. Azioni sismiche

Per il comune di Vado Ligure, si assume un valore di accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido pari a_g = 0.058 g (PGA per Vado Ligure per la SLV con Tr = 475anni). Per quanto concerne le NTC 2008:

$K_h = (\beta_s \cdot a_{max})/g$
$K_v = 0.5 \cdot K_h$

dove:
βs = 0.18 e il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, dipendente dalla categoria del sottosuolo;
g = accelerazione di gravita;
$a_{max} = S_S * S_T * a_g$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica in funzione della categoria di suolo
S_T = coefficiente di amplificazione topografica
S_S =1.8 (si assume il terreno nella categoria D)
S_T = 1.4

Si ottiene:

$K_h = 0.18 * (1.8 * 1.4 * 0.058 *g)/g = 0.026$
$K_v = 0.5 \cdot 0.026 = 0.013$

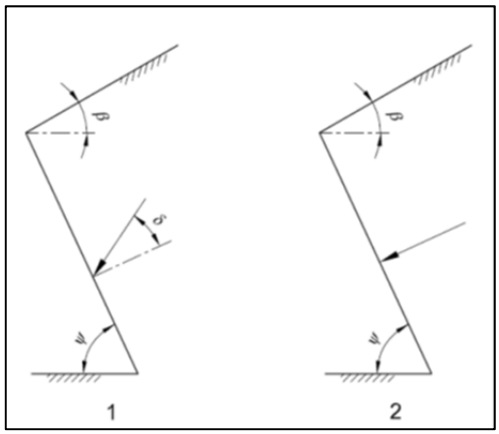
Come di seguito riportato, la condizione sismica è meno gravosa della condizione di carico con l'onda, quindi nelle verifiche non si prende in considerazione la combinazione sismica.
In tale documento viene fissato un sisma di riferimento per le verifiche dell'opera agli stati limiti ultimi, un'azione caratterizzata da una probabilità di superamento del 10% in un periodo di vita utile di 50 anni: in tali condizioni il sisma di riferimento presenta un tempo di ritorno T_{NCR} di 475 anni(1).

La spinta del terreno in fase sismica risulta:

$$E_{d,t} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{Ws} + E_{Wd}$$

dove:
H = l'altezza dell'opera;
K = il coefficiente di spinta attiva in fase sismica secondo Mononobe-Okabe

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



(1) Valido per costruzioni di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento).

dove l'angolo θ della formula assume un diverso valore a seconda che ci si trovi sopra o sotto falda:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$ sopra falda

$$\tan\theta = \frac{\gamma^*}{\gamma - \gamma_w}\frac{k_h}{1 \mp k_v}$$ sotto falda

con γ* pari al peso specifico dei grani (γ secco) in caso di alta permeabilità (permeabilità > $5*10^{-4}$ m/s) e con γ pari al peso di volume del terreno naturale (γ saturo) in caso di bassa permeabilità (permeabilità < $5*10^{-4}$ m/s).

E_{Ws} = spinta statica dell'acqua;
E_{Wd} = spinta dinamica dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico (Westergaard).

$$E_{d,w} = \mp\frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

essendo h l'altezza del pelo libero dalla quota di valle del terreno; tale risultante è applicata a 3/5 h dalla quota del terreno a valle; la distribuzione di pressioni di questa spinta idrodinamica ha un andamento parabolico e può essere calcolata nel seguente modo:

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

dove:
h = quota del pelo libero dell'acqua rispetto alla base del cassone
z = coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua

In caso di alta permeabilità (> $5*10^{-4}$ m/s) risulta che $E_{Ws} \neq 0$ e $E_{Wd} \neq 0$, mentre in caso di bassa permeabilità (< $5*10^{-4}$ m/s) risulta che $E_{Ws} \neq 0$ e $E_{Wd} = 0$.

Si considera che l'incremento di spinta dinamica dovuto al sisma è applicato a metà altezza della parete.

8.7.1. *Spinta sismica per il cassone tipo A*

Considerando una permeabilità elevata ($E_{Wd} \neq 0$), l'incremento di spinta orizzontale dovuta al sisma, agente sui cassoni, dovuta alla presenza della scogliera fino alla +6.50 m l.m.m., per 1.00 m di cassone in combinazione M2 (con parametri terreno ridotti), vale:

$S_{S,t}$ = spinta statica scogliera (considerando i tetrapodi non spingenti) =
= (7*24*0.5+1.25*14*0.5)*0.285*14.25+8.5*14.25*0.285*14.25/2 =
= 622.64 kN/m

$S_{S,s}$ = spinta scogliera in caso sismico (spinta scogliera immersa sotto i tetrapodi in fase sismica + spinta sismica tetrapodi) =
= 8.5*(1+0.013)*14.25*0.317*14.25/2+ (7*24*0.5+1.25*14*0.5)*
*0.285*14.25+ 671.95*0.026 = 671.28 kN/m

con K = 0.317 (combinazione M2, con parametri terreno ridotti)

ΔS = incremento sismico = $S_{S,t}$ - $S_{S,s}$ = 48.64 kN/m
E_{Wd} = Spinta idrodinamica dell'acqua = ($7/12 * K_h * \gamma_{acqua} * H^2$) =
= 7/12*0.026*10*15.5^2 = 36.44 KN/m

Si considera anche l'azione idrodinamica sul lato opposto del cassone, dove non c'è la scogliera, ridotta però del 30%.

L'azione idrodinamica totale risulta quindi pari a:
$E_{Wd,tot}$ = 1.7 * 36.44 = 61.95 KN/m

$S_{C,s}$ = spinta sismica cassone + massicciata + muro = W * K_h
con W = peso del cassone + la massicciata + il muro

$S_{C,s}$ = 6246.75 * 0.026 = 162.42 KN/m

S_{tot} = spinta orizzontale totale, prodotta dall'azione sismica sul cassone, sulla massicciata, sul muro, sulla scogliera (per la scogliera si considera l'incremento di spinta dovuto al sisma) e dall'azione idrodinamica dell'acqua.

$S_{tot} = \Delta S + S_{C,s} + E_{Wd,tot} = 273.01$ KN/m
b = braccio di S_{tot} a partire dalla -15.5 m l.m.m. ≈ 9.00 m

La spinta verticale sismica, verso l'alto, sui cassoni vale:
$S_{C,v} = W * K_v = 6246.75 * 0.013 = 81.20$ KN/m

L'alleggerimento $S_{C,v}$ del cassone, prodotto dal sisma verticale e pari a 81.20 KN/m, è minore della sottospinta prodotta dalla cresta d'onda (incrementata del Δ di livello dell'acqua tra bacino e mare), che risulta pari a 378.92 KN/m (Tr = 50 anni) e inoltre il coefficiente parziale γ agli SLU da applicare alla spinta in combinazione sismica è pari a 1, mentre per la combinazione fondamentale il coefficiente da applicare all'azione dell'onda è pari a 1.5.

La spinta orizzontale totale S_{tot} = 273.01 KN/m, prodotta dall'azione sismica sul cassone, sulla massicciata, sul muro e sulla scogliera (per la scogliera si considera l'incremento di spinta dovuto al sisma), è minore della spinta prodotta dalla cresta d'onda incrementata con il Δ di livello dell'acqua tra bacino e mare, pari a 860.28 KN/m (Tr = 50 anni); inoltre il coefficiente parziale γ agli SLU da applicare alla spinta in combinazione sismica è pari a 1, mentre per la combinazione fondamentale il coefficiente da applicare all'azione dell'onda è pari a 1.5. Per quanto riguarda l'azione ribaltante sul cassone, risulta inoltre che il braccio di S_{tot} a partire dalla -15.5 m l.m.m. (circa pari a 9.00 m), risulta inferiore a quello dell'azione dell'onda (circa pari a 10.08 m).

Se ne deduce quindi, non combinando l'azione sismica con l'onda caratteristica nell'analisi sismica, che la verifica agli SLU per la combinazione fondamentale è più gravosa dell'analisi sismica.

8.7.2. *Spinta sismica per il cassone tipo B*

Considerando una permeabilità elevata ($E_{Wd} \neq 0$), l'incremento di spinta orizzontale dovuta al sisma, agente sui cassoni, dovuta alla presenza della scogliera fino alla +6.50 m l.m.m., per 1.00 m di cassone in combinazione M2 (con parametri terreno ridotti), vale:

$S_{S,t}$ = spinta statica scogliera (considerando i tetrapodi non spingenti) =
= (7*24*0.5+1.25*14*0.5)*0.285*14.25+8.5*14.25*0.285*14.25/22 =
= 622.64 kN/m

$S_{S,s}$ = spinta scogliera in caso sismico (spinta scogliera immersa sotto i tetrapodi in fase sismica + spinta sismica tetrapodi) =
= 8.5*(1+0.013)*14.25*0.317*14.25/2+ (7*24*0.5+1.25*14*0.5)*
*0.285*14.25+ 671.95*0.026 = 671.28 kN/m

con K = 0.317 (combinazione M2, con parametri terreno ridotti)
ΔS = incremento sismico = $S_{S,t}$ - $S_{S,s}$ = 48.64 kN/m

E_{Wd} = Spinta idrodinamica dell'acqua = $(7/12 * K_h * \gamma_{acqua} * H^2)$ =
= $7/12*0.026*10*15.5^2$ = 36.44 KN/m

Si considera anche l'azione idrodinamica sul lato opposto del cassone, dove non c'è la scogliera, ridotta però del 30%.

L'azione idrodinamica totale risulta quindi pari a:
$E_{Wd,tot}$ = 1.7 * 36.44 = 61.95 KN/m

$S_{C,s}$ = spinta sismica cassone + massicciata + muro = W * K_h
con W = peso del cassone + la massicciata + il muro

$S_{C,s}$ = 7743.62 * 0.026 = 201.33 KN/m

S_{tot} = spinta orizzontale totale, prodotta dall'azione sismica sul cassone, sulla massicciata, sul muro e sulla scogliera (per la scogliera si considera l'incremento di spinta dovuto al sisma) e dall'azione idrodinamica dell'acqua.

$S_{tot} = \Delta S + S_{C,s} + E_{Wd,tot} = 311.92$ KN/m
b = braccio di S_{tot} a partire dalla -15.5 m l.m.m. ≈ 9.00 m

La spinta verticale sismica, verso l'alto, sui cassoni vale:
$S_{C,v} = W * K_v = 7743.62 * 0.013 = 100.66$ KN/m

L'alleggerimento $S_{C,v}$ del cassone, prodotto dal sisma verticale e pari a 100.66 KN/m, è minore della sottospinta prodotta dalla cresta d'onda (incrementata del Δ di livello dell'acqua tra bacino e mare), che risulta pari a 445.67 KN/m (Tr = 50 anni) e inoltre il coefficiente parziale γ agli SLU da applicare alla spinta in combinazione sismica è pari a 1, mentre per la combinazione fondamentale il coefficiente da applicare all'azione dell'onda è pari a 1.5.

La spinta orizzontale totale S_{tot} = 311.92 KN/m, prodotta dall'azione sismica sul cassone, sulla massicciata, sul muro e sulla scogliera (per la scogliera si considera l'incremento di spinta dovuto al sisma), è minore della spinta prodotta dalla cresta d'onda incrementata con il Δ di livello dell'acqua tra bacino e mare, pari a 862.42 KN/m (Tr = 50 anni); inoltre il coefficiente parziale γ agli SLU da applicare alla spinta in combinazione sismica è pari a 1, mentre per la combinazione fondamentale il coefficiente da applicare all'azione dell'onda è pari a 1.5. Per quanto riguarda l'azione ribaltante sul cassone, risulta inoltre che il braccio di S_{tot} a partire dalla -15.5 m l.m.m. (circa pari a 9.00 m), risulta inferiore a quello dell'azione dell'onda (circa pari a 10.00 m).

Se ne deduce quindi, non combinando l'azione sismica con l'onda caratteristica nell'analisi sismica, che la verifica agli SLU per la combinazione fondamentale è più gravosa dell'analisi sismica.

8.7.3. *Spinta sismica per il cassone tipo D*

La spinta sismica sul cassone tipo D, dove non è presente la scogliera, risulta:

$S_{C,s}$ = spinta sismica cassone + massicciata + muro = W * K_h
con W = peso del cassone + la massicciata + il muro

$S_{C,s}$ = 9371.71 * 0.026 = 243.66 KN/m

La spinta verticale sismica, verso l'alto, sui cassoni vale:
$S_{C,v}$ = W * K_v = 9371.17 * 0.013 = 121.83 KN/m

E_{Wd} = Spinta idrodinamica dell'acqua = (7/12 * K_h * γ_{acqua} * H^2) =
= 7/12*0.026*10*19.5^2 = 57.67 KN/m

Si considera anche l'azione idrodinamica sul lato opposto del cassone, dove non c'è la scogliera, ridotta però del 30%.

L'azione idrodinamica totale risulta quindi pari a:
$E_{Wd,tot}$ = 1.7 * 57.67 = 98.04 KN/m

S_{tot} = spinta orizzontale totale, prodotta dall'azione sismica sul cassone, sulla massicciata, sul muro e dall'azione idrodinamica dell'acqua.

S_{tot} = $S_{C,s}$ + $E_{Wd,tot}$ = 341.70 KN/m
b = braccio di S_{tot} a partire dalla -19.5 m l.m.m. ≈ 11.00 m

L'alleggerimento $S_{C,v}$ del cassone, prodotto dal sisma verticale e pari a 121.83 KN/m, è minore della sottospinta prodotta dalla cresta d'onda (incrementata del Δ di livello dell'acqua tra bacino e mare), che risulta pari a 590.41 KN/m e inoltre il coefficiente parziale γ agli SLU da applicare alla spinta in combinazione sismica è pari a 1, mentre

per la combinazione fondamentale il coefficiente da applicare all'azione dell'onda è pari a 1.5.

La spinta orizzontale totale S_{tot} = 341.70 KN/m, prodotta dall'azione sismica sul cassone, sulla massicciata, sul muro e sulla scogliera (per la scogliera si considera l'incremento di spinta dovuto al sisma), è minore della spinta prodotta dalla cresta d'onda incrementata con il Δ di livello dell'acqua tra bacino e mare, pari a 1436.95 KN/m.; inoltre il coefficiente parziale γ agli SLU da applicare alla spinta in combinazione sismica è pari a 1, mentre per la combinazione fondamentale il coefficiente da applicare all'azione dell'onda è pari a 1.5. Per quanto riguarda l'azione ribaltante sul cassone, risulta inoltre che il braccio di S_{tot} a partire dalla -19.5 m l.m.m. (circa pari a 11.00 m), risulta inferiore a quello dell'azione dell'onda (circa pari a 12.15 m).

Se ne deduce quindi, non combinando l'azione sismica con l'onda caratteristica nell'analisi sismica, che la verifica agli SLU per la combinazione fondamentale è più gravosa dell'analisi sismica.

9. VERIFICHE DI STABILITA' DEI CASSONI IN ESERCIZIO

Si riportano di seguito le verifiche di stabilità a scorrimento e ribaltamento dei cassoni tipo A, B, D ed E. Per le verifiche della capacità portante e della stabilità globale, si rimanda alla "*Relazione di calcolo geotecnico - MI0102-PV-D-G-R-001-00"*.

9.1. Criteri di progetto

In conformità con quanto previsto dal DM 14/1/2008, per le verifiche a scorrimento e ribaltamento delle strutture si sono utilizzati i seguenti approcci:

Tipo di verifica	*Combinazione*
Scorrimento	STR + GEO: (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2) oppure (in alternativa): STR: (A1+M1+R3)
Ribaltamento	EQU

Per quanto riguarda i coefficienti parziali da utilizzare per le azioni e per i parametri del terreno nelle verifiche, si rimanda alle tabelle riportate di seguito.

		γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1,10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1,50	1.50	1.30
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1,50	1.50	1.30

		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan ϕ'	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione Stabilizzante	c'	$\gamma_{c'}$	1,00	1.25
Resistenza a taglio non drenata	c_u	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza non confinata	q_u	γ_{qu}	1.00	1.40
Peso	γ	γ_γ	1.00	1.00

Come dimostrato nei paragrafi precedenti, l'azione sismica risulta meno gravosa rispetto all'azione dell'onda con Tr = 50 anni (vita utile 10 anni) e quindi a maggior ragione dell'onda con Tr = 250 anni (vita utile 50 anni). Anche combinando, a favore di sicurezza, l'azione sismica con l'onda con Tr = 50 anni (vita utile 10 anni), la loro combinazione produrrebbe effetti sui cassoni comunque inferiori a quelli dovuti all'azione all'azione dell'onda con Tr = 250 anni (vita utile 50 anni).

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni indotte dalla cresta dell'onda di progetto, in quanto più gravose rispetto al cavo e alla condizione sismica.

9.2. Verifiche di stabilità a scorrimento e a ribaltamento. Generalità

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità a scorrimento e ribaltamento dei cassoni esistenti, salpati e riposizionati secondo la configurazione di diga di 1° fase.

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità del cassone durante le diverse fasi di esercizio. Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni indotte dalla cresta dell'onda di progetto, in quanto più gravose rispetto al cavo e alla condizione sismica.

Per le verifiche di scorrimento si assume il seguente coefficiente d'attrito "μ" tra manufatto e scanno d'imbasamento:

- combinazioni A1+M1:
  $\mu = \tan(2/3 * \varphi)$
  $\varphi = 45° \rightarrow$ si assume $\mu = 0.6$
- combinazioni A2+M2:
  $\varphi' = \arctan[(\tan \varphi)/1.25]$
  $\varphi = 45° \rightarrow \varphi' = 38.66°$
  $\mu = \tan(2/3 * \varphi')$
  $\varphi' = 38.66° \rightarrow$ si assume $\mu = 0.48$

Le verifiche di stabilità verranno condotte per 1.00 m di cassone.

9.2.1. *Verifica a scorrimento*

Le verifiche dovranno essere condotte secondo uno dei seguenti approcci:
- (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2)
- oppure (A1+M1+R3)

A favore di sicurezza, le verifiche sono state condotte con entrambi gli approcci. Si dovrà verificare che:

$$\gamma_S = \frac{\sum Fv \cdot \mu}{\sum Fo \cdot \gamma_R} > 1$$

dove:
$\sum F_v$ = sommatoria forze verticali
μ = coefficiente d'attrito tra cassone e terreno di fondazione
$\sum F_o$ = sommatoria forze orizzontali

9.2.2. *Verifica a ribaltamento*

Le verifiche dovranno essere condotte secondo il seguente approccio EQU.

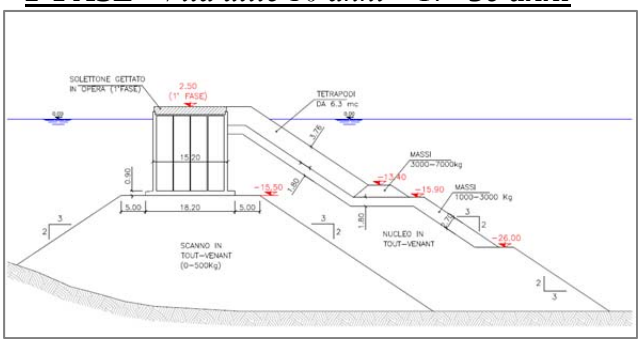
Si dovrà verificare che:

$$\gamma_S = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$$

dove:
$\sum M_S$ = sommatoria momenti stabilizzanti
$\sum M_R$ = sommatoria momenti ribaltanti

9.3. Verifiche a scorrimento e ribaltamento dei cassoni tipo A

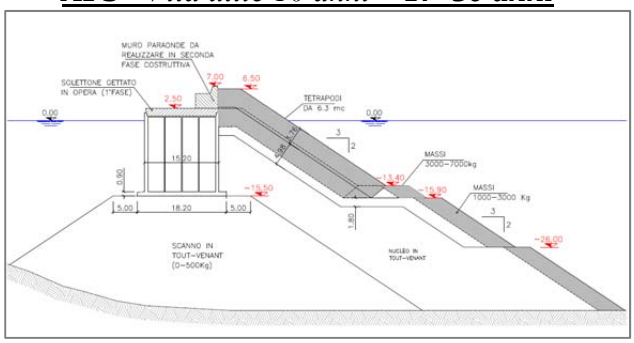
1°FASE** - Vita utile 10 anni – Tr=**50 anni



SCORRIMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
Approccio 1 (GEO) Comb.1: A1+M1+R1			
S_{VERT}	kN/m	3213.86	3213.86
S_{ORIZZ}	kN/m	1775.05	1775.05
coeff attrito	-	**0.6**	0.70
T	kN/m	1928.32	2249.70
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.09**	**1.27**
Approccio 1 (GEO) Comb.2: A2+M2+R2			
S_{VERT}	kN/m	3296.10	3296.10
S_{ORIZZ}	kN/m	1663.48	1663.48
coeff attrito	-	**0.48**	0.56
T	kN/m	1582.13	1845.82
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.95**	**1.11**
Approccio 2 (GEO) A1+M1+R3			
S_{VERT}	kN/m	3213.86	3213.86
S_{ORIZZ}	kN/m	1775.05	1775.05
coeff attrito	-	**0.60**	**0.70**
T	kN/m	1928.32	2249.70
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.99**	**1.15**

RIBALTAMENTO		
(EQU)		
M_{STAB}	kNm/m	33831.09
M_{RIBAL}	kNm/m	22006.55
$\gamma_s=M_{STAB}/M_{RIBAL}$	-	**1.54**

APS** - Vita utile 10 anni – **Tr=50 anni

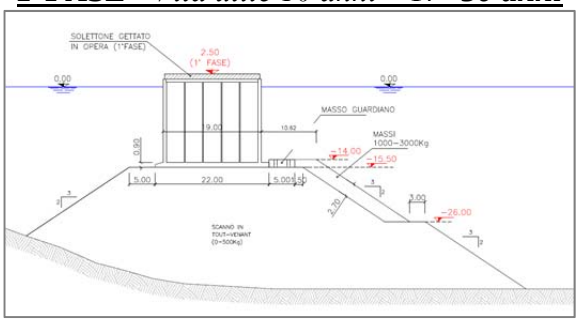


SCORRIMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
Approccio 1 (GEO) Comb.1: A1+M1+R1			
S_{VERT}	kN/m	3750.74	3750.74
S_{ORIZZ}	kN/m	2001.54	2001.54
coeff attrito	-	**0.6**	**0.70**
T	kN/m	2250.44	2625.52
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.12**	**1.31**
Approccio 1 (GEO) Comb.2: A2+M2+R2			
S_{VERT}	kN/m	3824.10	3824.10
S_{ORIZZ}	kN/m	1927.80	1927.80
coeff attrito	-	**0.48**	0.56
T	kN/m	1835.57	2141.49
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.95**	**1.11**
Approccio 2 (GEO) A1+M1+R3			
S_{VERT}	kN/m	3750.74	3750.74
S_{ORIZZ}	kN/m	2001.54	2001.54
coeff attrito	-	**0.60**	**0.70**
T	kN/m	2250.44	2625.52
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.02**	**1.19**

RIBALTAMENTO		
(EQU)		
M_{STAB}	kNm/m	40210.19
M_{RIBAL}	kNm/m	24082.44
$\gamma_s=M_{STAB}/M_{RIBAL}$	-	**1.67**

9.4. Verifiche a scorrimento e ribaltamento dei cassoni tipo B

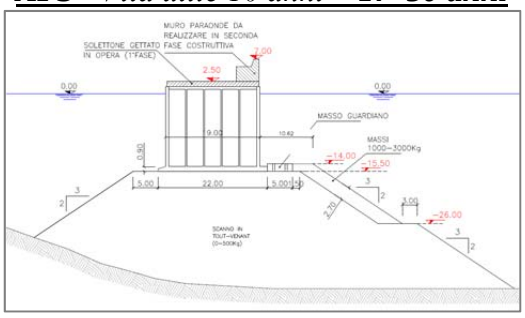
1°FASE** - Vita utile 10 anni – Tr=**50 anni



SCORRIMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
Approccio 1 (GEO) Comb.1: A1+M1+R1			
S_{VERT}	kN/m	3549.16	3549.16
S_{ORIZZ}	kN/m	1521.68	1521.68
coeff attrito	-	**0.6**	**0.7**
T	kN/m	2129.49	2484.41
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.40**	**1.63**
Approccio 1 (GEO) Comb.2: A2+M2+R2			
S_{VERT}	kN/m	3664.32	3664.32
S_{ORIZZ}	kN/m	1318.79	1318.79
coeff attrito	-	**0.48**	**0.56**
T	kN/m	1758.88	2052.02
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.33**	**1.56**
Approccio 2 (GEO) A1+M1+R3			
S_{VERT}	kN/m	3549.16	3549.16
S_{ORIZZ}	kN/m	1521.68	1521.68
coeff attrito	-	**0.6**	**0.7**
T	kN/m	2129.49	2484.41
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.27**	**1.48**

RIBALTAMENTO		
(EQU)		
M_{STAB}	kNm/m	43322.28
M_{RIBAL}	kNm/m	26425.49
$\gamma_s=M_{STAB}/M_{RIBAL}$	-	**1.64**

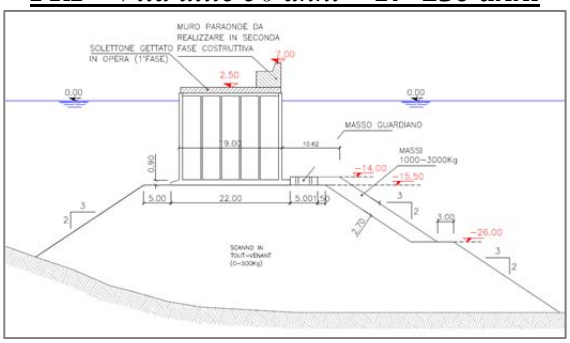
APS** - Vita utile 10 anni – **Tr=50 anni



SCORRIMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
Approccio 1 (GEO) Comb.1: A1+M1+R1			
S_{VERT}	kN/m	3925.86	3925.86
S_{ORIZZ}	kN/m	1635.77	1635.77
coeff attrito	-	**0.6**	**0.7**
T	kN/m	2355.51	2748.10
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.44**	**1.68**
Approccio 1 (GEO) Comb.2: A2+M2+R2			
S_{VERT}	kN/m	4041.02	4041.02
S_{ORIZZ}	kN/m	1417.67	1417.67
coeff attrito	-	**0.48**	**0.56**
T	kN/m	1939.69	2262.97
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.37**	**1.60**
Approccio 2 (GEO) A1+M1+R3			
S_{VERT}	kN/m	3925.86	3925.86
S_{ORIZZ}	kN/m	1635.77	1635.77
coeff attrito	-	**0.6**	**0.7**
T	kN/m	2355.51	2748.10
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**1.31**	**1.53**

RIBALTAMENTO		
(EQU)		
M_{STAB}	kNm/m	49486.68
M_{RIBAL}	kNm/m	28631.88
$\gamma_s=M_{STAB}/M_{RIBAL}$	-	**1.73**

PRP** - Vita utile 50 anni – **Tr=250 anni

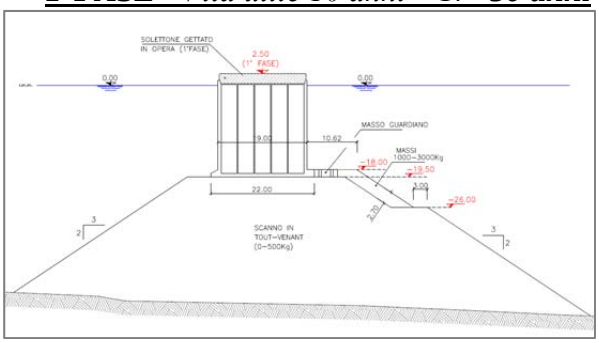


SCORRIMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
Approccio 1 (GEO) Comb.1: A1+M1+R1			
S_{VERT}	kN/m	3565.36	3565.36
S_{ORIZZ}	kN/m	2390.68	2390.68
coeff attrito	-	0.60	0.70
T	kN/m	2139.22	2495.75
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.89**	**1.04**
Approccio 1 (GEO) Comb.2: A2+M2+R2			
S_{VERT}	kN/m	3728.60	3728.60
S_{ORIZZ}	kN/m	2071.92	2071.92
coeff attrito	-	**0.48**	0.56
T	kN/m	1789.73	2088.01
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.86**	**1.01**
Approccio 2 (GEO) A1+M1+R3			
S_{VERT}	kN/m	3565.36	3565.36
S_{ORIZZ}	kN/m	2390.68	2390.68
coeff attrito	-	**0.60**	0.70
T	kN/m	2139.22	2495.75
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.81**	**0.95**

RIBALTAMENTO		
(EQU)		
M_{STAB}	kNm/m	49486.68
M_{RIBAL}	kNm/m	42401.55
$\gamma_s=M_{STAB}/M_{RIBAL}$	-	**1.17**

9.5. Verifiche a scorrimento e ribaltamento dei cassoni tipo D

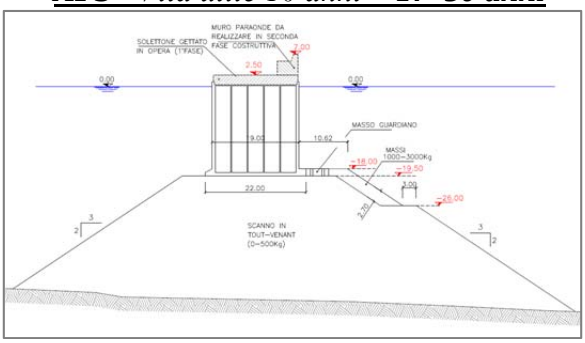
1°FASE** - Vita utile 10 anni – Tr=**50 anni



SCORRIMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
Approccio 1 (GEO) Comb.1: A1+M1+R1			
S_{VERT}	kN/m	4750.49	4750.49
S_{ORIZZ}	kN/m	1998.50	1998.50
coeff attrito	-	**0.60**	**0.70**
T	kN/m	2850.29	3325.34
$\gamma_s = T/S_{ORIZZ}$	-	**1.43**	**1.66**
Approccio 1 (GEO) Comb.2: A2+M2+R2			
S_{VERT}	kN/m	4868.65	4868.65
S_{ORIZZ}	kN/m	1732.03	1732.03
coeff attrito	-	**0.48**	**0.56**
T	kN/m	2336.95	2726.44
$\gamma_s = T/S_{ORIZZ}$	-	**1.35**	**1.57**
Approccio 2 (GEO) A1+M1+R3			
S_{VERT}	kN/m	4750.49	4750.49
S_{ORIZZ}	kN/m	1998.50	1998.50
coeff attrito	-	0.60	0.70
T	kN/m	2850.29	3325.34
$\gamma_s = T/S_{ORIZZ}$	-	**1.30**	**1.51**

RIBALTAMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
(EQU)			
M_{STAB}	kNm/m	58722.63	
M_{RIBAL}	kNm/m	35479.01	
$\gamma_s = M_{STAB}/M_{RIBAL}$	-	**1.66**	

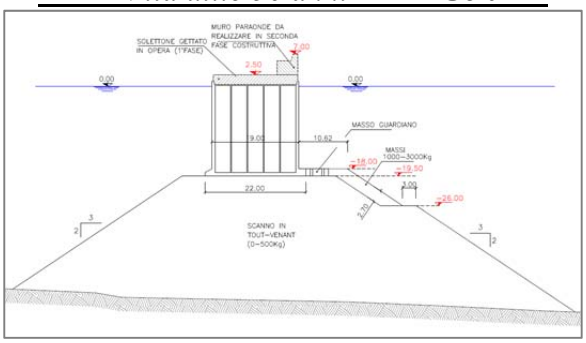
APS** - Vita utile 10 anni – **Tr=50 anni



SCORRIMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
Approccio 1 (GEO) Comb.1: A1+M1+R1			
S_{VERT}	kN/m	4750.49	4750.49
S_{ORIZZ}	kN/m	2155.43	2155.43
coeff attrito	-	**0.60**	**0.70**
T	kN/m	2850.29	3325.34
$\gamma_s = T/S_{ORIZZ}$	-	**1.32**	**1.54**
Approccio 1 (GEO) Comb.2: A2+M2+R2			
S_{VERT}	kN/m	4868.65	4868.65
S_{ORIZZ}	kN/m	1868.04	1868.04
coeff attrito	-	**0.48**	**0.56**
T	kN/m	2336.95	2726.44
$\gamma_s = T/S_{ORIZZ}$	-	**1.25**	**1.46**
Approccio 2 (GEO) A1+M1+R3			
S_{VERT}	kN/m	4750.49	4750.49
S_{ORIZZ}	kN/m	2155.43	2155.43
coeff attrito	-	**0.60**	**0.70**
T	kN/m	2850.29	3325.34
$\gamma_s = T/S_{ORIZZ}$	-	**1.20**	**1.40**

RIBALTAMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
(EQU)			
M_{STAB}	kNm/m	58722.63	
M_{RIBAL}	kNm/m	39178.56	
$\gamma_s = M_{STAB}/M_{RIBAL}$	-	**1.50**	

PRP** - Vita utile 50 anni – **Tr=250 anni



SCORRIMENTO		Fs=0.6	Fs=0.7
Approccio 1 (GEO) Comb.1: A1+M1+R1			
S_{VERT}	kN/m	4473.00	4473.00
S_{ORIZZ}	kN/m	2805.30	2805.30
coeff attrito	-	**0.60**	**0.70**
T	kN/m	2683.80	3131.10
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.96**	**1.12**
Approccio 1 (GEO) Comb.2: A2+M2+R2			
S_{VERT}	kN/m	4628.16	4628.16
S_{ORIZZ}	kN/m	2431.26	2431.26
coeff attrito	-	**0.48**	0.56
T	kN/m	2221.52	2591.77
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.91**	**1.07**
Approccio 2 (GEO) A1+M1+R3			
S_{VERT}	kN/m	4473.00	4473.00
S_{ORIZZ}	kN/m	2805.30	2805.30
coeff attrito	-	**0.60**	**0.70**
T	kN/m	2683.80	3131.10
$\gamma_s=T/S_{ORIZZ}$	-	**0.87**	**1.01**

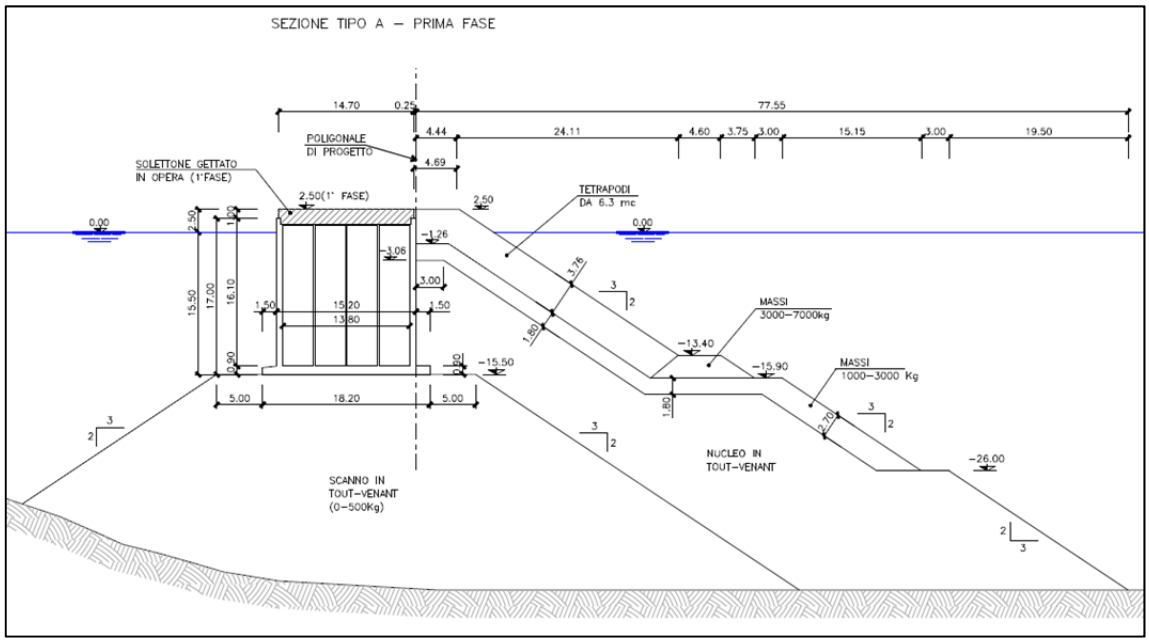
RIBALTAMENTO		
(EQU)		
M_{STAB}	kNm/m	58722.63
M_{RIBAL}	kNm/m	51691.25
$\gamma_s=M_{STAB}/M_{RIBAL}$	-	**1.14**

10. ANALISI STRUTTURALE DEI CASSONI TIPO "A"

10.1. Schema di calcolo e combinazione dei carichi

Per l'analisi strutturale della parete esterna verticale lato mare dei cassoni imbasati alla -15.5 m l.m.m., si considera la striscia orizzontale di 1.00 m a cavallo della quota -11.35 m l.m.m., a cui corrisponde la posizione con massima pressione del terreno interno al cassone; come azione dell'onda si assume, a favore di sicurezza, il valore a quota -15.50 in quanto il valore a tale quota è confrontabile con quello alla -11.35 m l.m.m., essendo le pressioni dovute al cavo e alla cresta d'onda di poco variabili a partire dalla -4.49 m l.m.m. (cavo d'onda) fino alla -15.5 m l.m.m.. Sul cassone si considera inoltre agente la spinta della scogliera esterna al cassone.

La verifica è condotta con vita utile di 10 anni, in configurazione di 1° Fase (Tempo di ritorno T_r dell'onda pari a 50 anni):



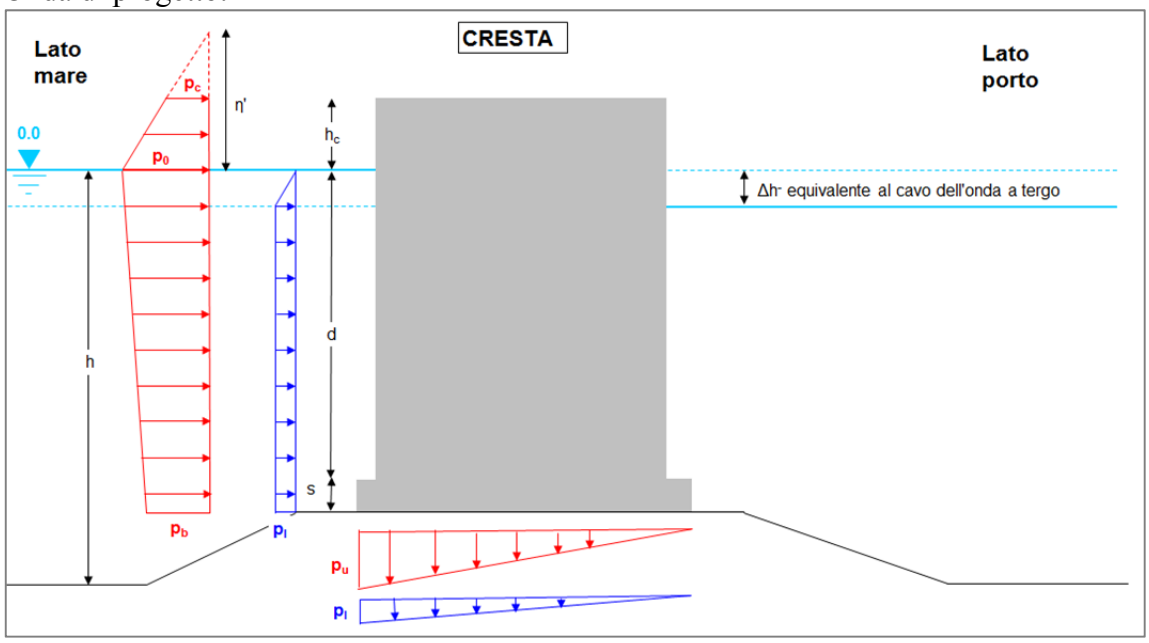
Come schema statico della sezione orizzontale del cassone si assume uno schema a trave, di larghezza 1.00 m, in quanto l'effetto lastra viene vanificato dall'andamento della pressione pressoché uniforme dalla -4.49 m l.m.m. fino alla -15.5 m l.m.m..

Agli SLU, per una striscia orizzontale di altezza 1.00 m a cavallo della -11.35 m l.m.m., si considerano agenti sulla parete esterna lato mare del cassone la spinta "S_t" del terreno all'interno delle celle, il cavo o la cresta d'onda "C_v" e la spinta esterna della scogliera "S_s".

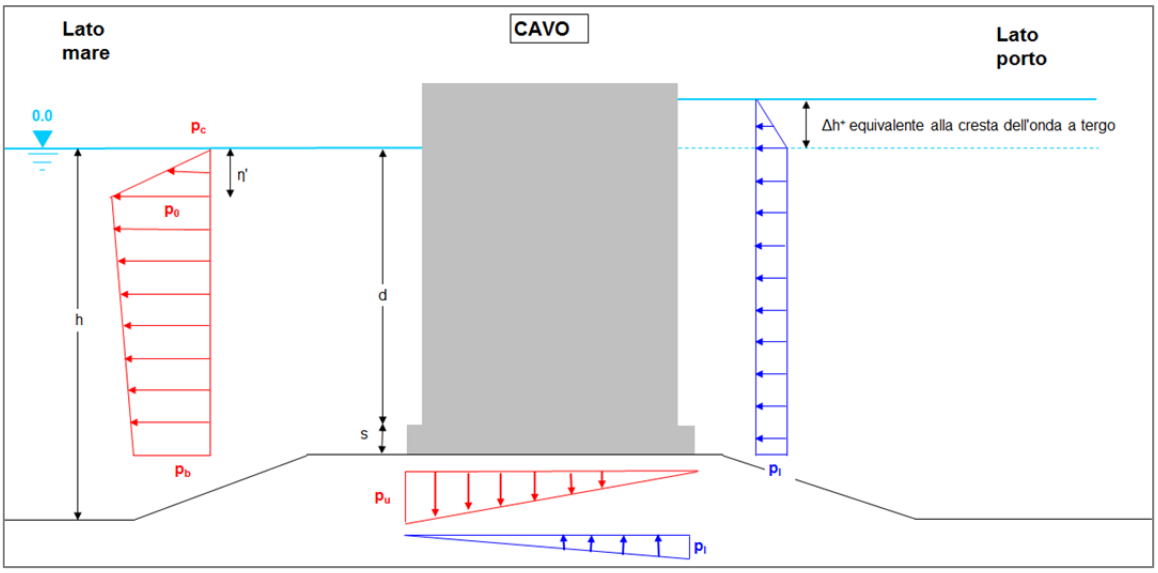
Combinazione agli SLU:

- in caso di cavo d'onda: $1.5 * S_t + S_s + 1.5 * C_v$
- in caso di cresta d'onda: $1.5*S_s + S_t + 1.5 * C_v$

Onda di progetto:



		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.40 m	
Livello lato porto:		-0.10 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou ridotto)	p_c	+2.5	30.43
	p_0	+0.4	50.21
	p_b	-15.5	39.42
	p_u	-15.5	40.14
	p_l	-0.10	5.05



		CAVO	
Livello lato mare:		+0.4 0m	
Livello lato porto:		+0.90 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.4	0
	p_0	-4.49	49.37
	p_b	-15.5	47.02
	p_u	-15.5	47.02
	p_l	+0.4	5.05

Per la spinta della scogliera S_t, si assumono i seguenti valori:

- spinta scogliera alla -4.49 m lmm combinata con il cavo = 20.6 KN/m
- spinta scogliera alla -15.5 m lmm combinata con la cresta = 38.59 KN/m

10.2. Analisi numerica

Schema di calcolo (sezione orizzontale cassone a cavallo della -11.35 m l.m.m.):

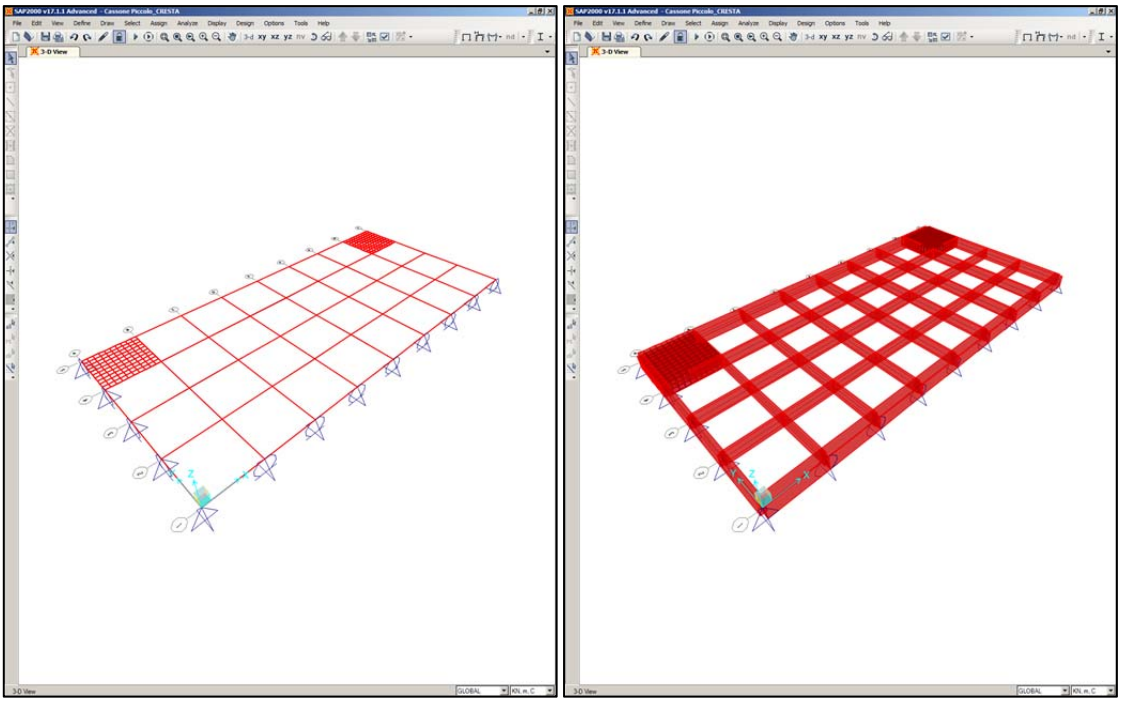


Diagramma sforzo assiale in caso di cavo d'onda:

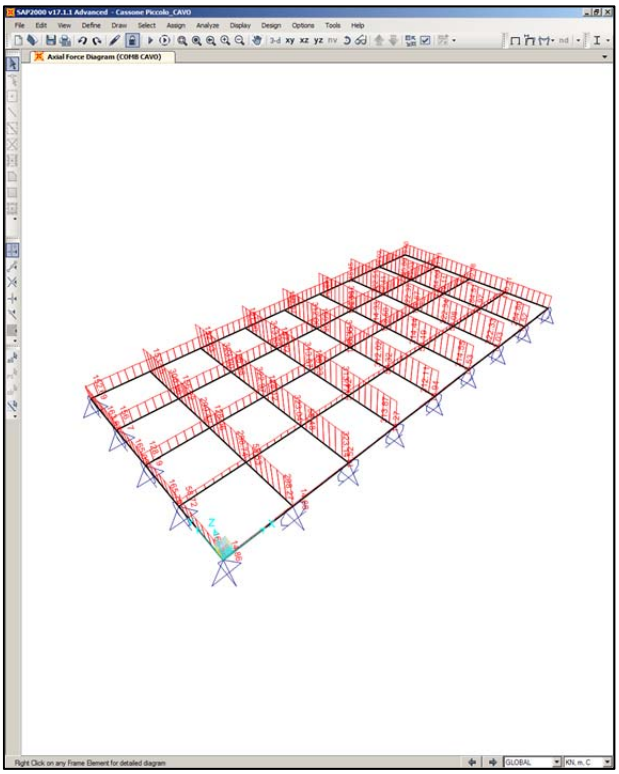


Diagramma momento flettente in caso di cavo d'onda:

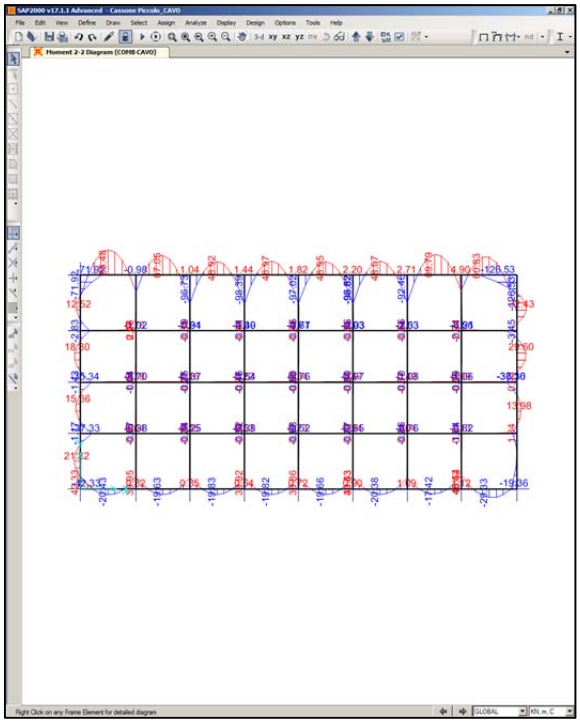


Diagramma taglio in caso di cavo d'onda:

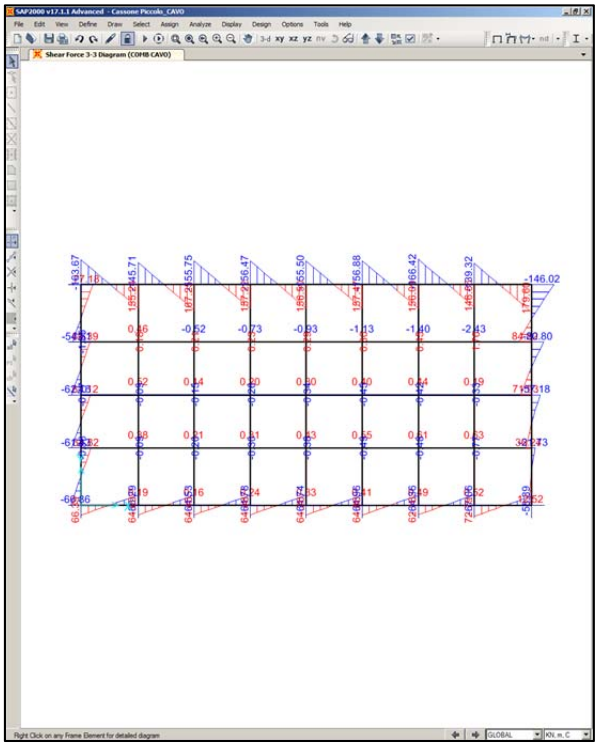


Diagramma sforzo assiale in caso di cresta d'onda:

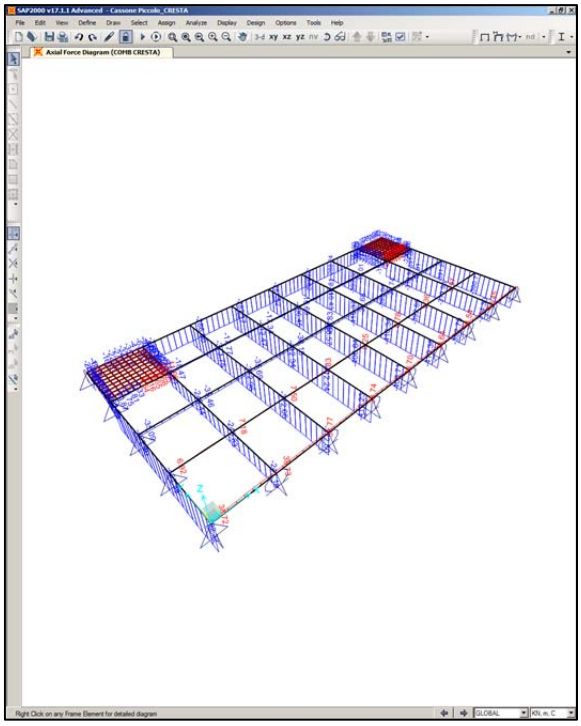


Diagramma momento flettente in caso di cresta d'onda:

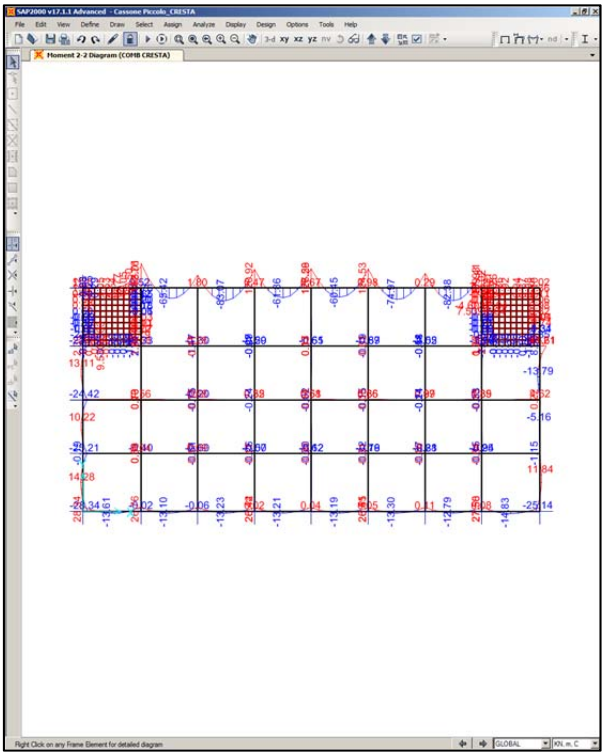
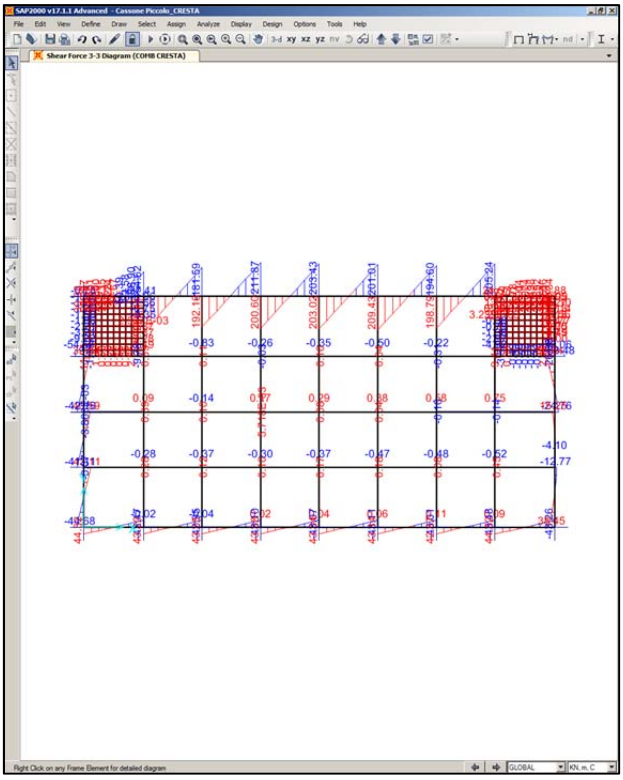
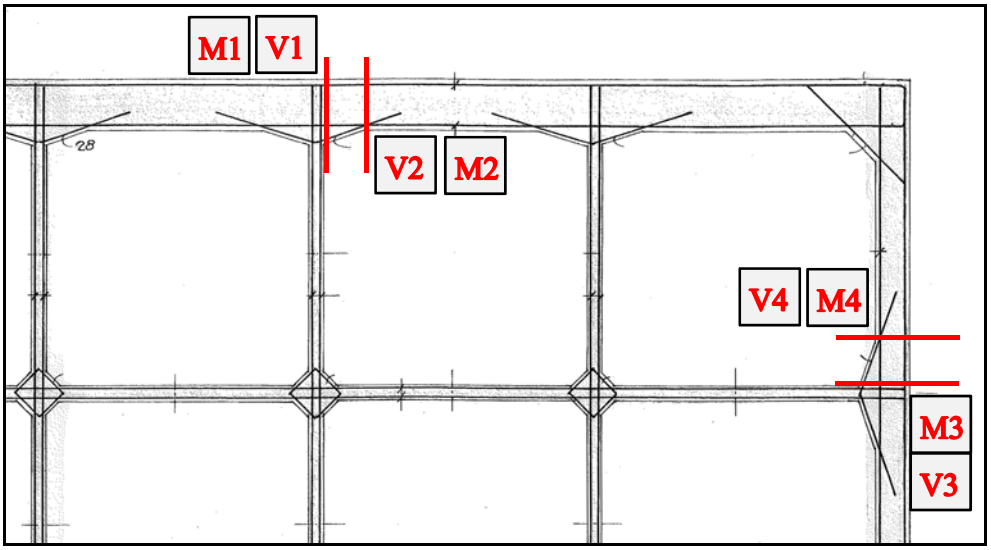


Diagramma taglio in caso di cresta d'onda:



10.3. Verifiche agli SLU nel caso di cavo d'onda

10.3.1. *Massime sollecitazioni alla -11.35 m l.m.m.*



Le massime sollecitazioni sulla parete verticale lato mare da 70 cm risultano:

$M^{(+)}_{max}$ = 77.23 kNm (in campata)

$M^{(-)}_{1max}$ = 117.69 kNm (in corrispondenza dei setti o della parete da 38 cm, come da figura sopra riportata, dove la parete è spessa 80 cm)

$M^{(-)}_{2max}$ = 78.26 kNm (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)

N_{max} = 148.52 kN (di trazione)

V_{1max} = 156.20 kN (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)

V_{2max} = 139.19 kN (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)

Le massime sollecitazioni sulla parete verticale laterale da 38 cm, sul lato corto del cassone, risultano:

$M^{(+)}_{max}$ = 55.11 kNm (in campata)

$M^{(-)}_{3max}$ = 117.69 kNm (in corrispondenza dei setti o della parete da 70 cm, come da figura sopra riportata dove la parete è spessa 48 cm)

$M^{(-)}_{4max}$ = 52.94 kNm (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 38 cm, come da figura sopra riportata)

N_{max} = 115.87 kN (di trazione)

V_{3max} = 130.75 kN (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 48 cm)

V_{4max} = 113.52 kN (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 38 cm)

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi da 18 cm risultano:

N_{max} = 318.32 kN (di trazione)

10.3.2. *Parete verticale esterna da 70 cm lato mare: verifiche alla -11.35 m l.m.m.*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2

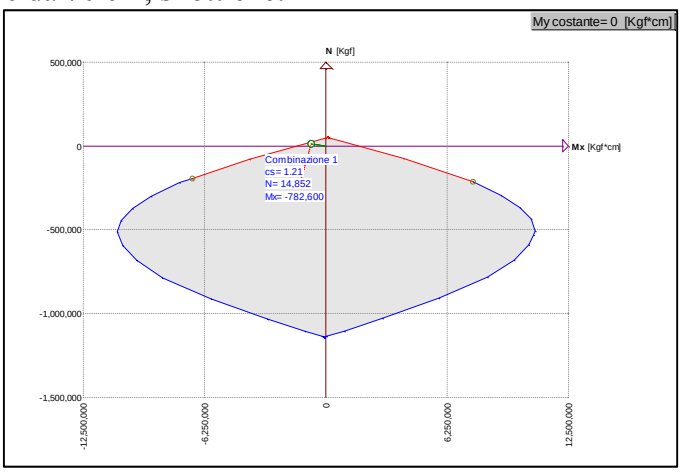
Acciaio armatura tipo FeB 38 K

Parete esterna lato mare spessore = 70 cm.

Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale parete lato mare = 1ϕ16/25 cm (esterni) e 1ϕ 14/25 cm (interni).
Armatura smusso tra setti e parete = 1ϕ 14/50 cm + 1ϕ 16/50 cm

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{2max}$ = 78.26 kNm + N_{max} = 148.52 kN (di trazione)

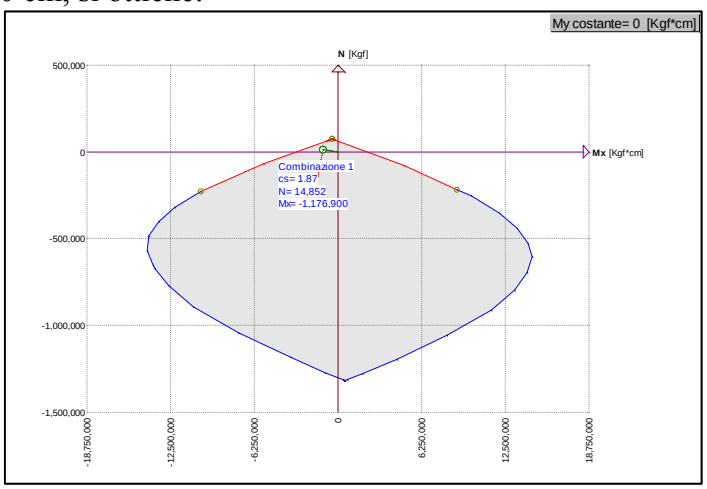
Considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni alla fine dello smusso e una assumendo una sezione da 70 cm, si ottiene:



fs = 1.21

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{1max}$ = 126.53 kNm + N_{max} = 153.25 kN (di trazione)

Considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni alla fine dei setti e una assumendo una sezione da 80 cm, si ottiene:



fs = 1.87

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 80 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 252.44 kN
V_{Ed} = 156.20 kN > V_{Rd} (fs = 1.61)

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 70 cm, si ottiene:

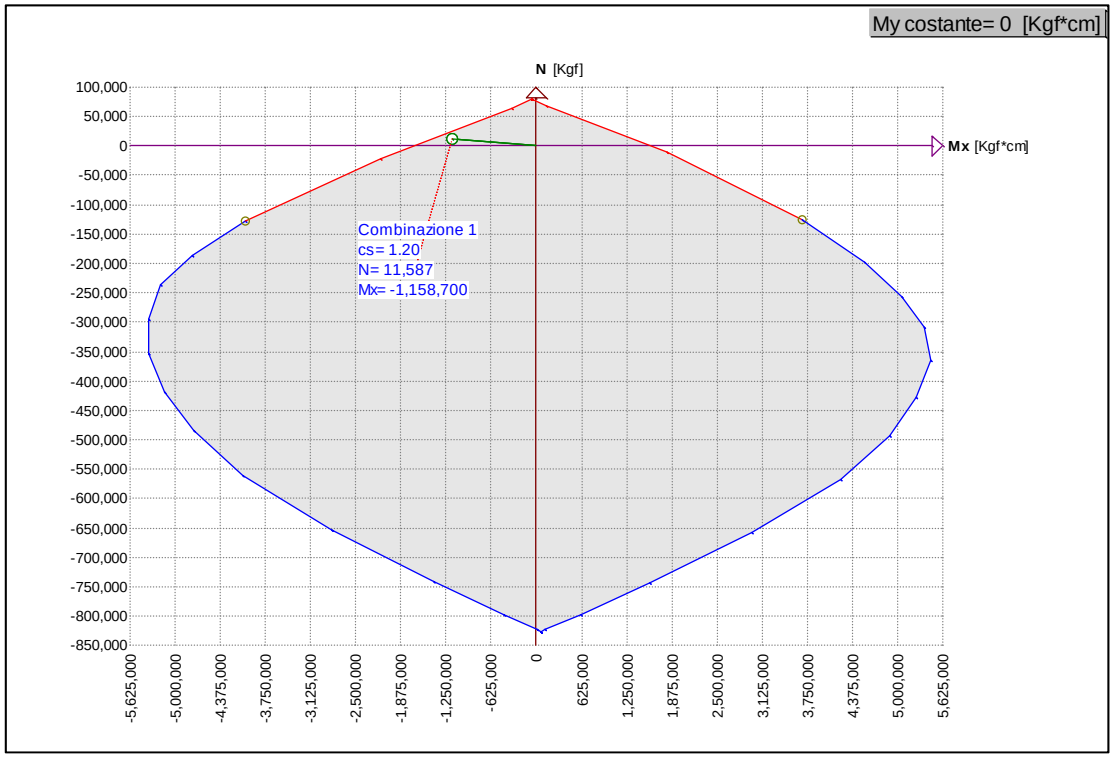
V_{Rd} = 224.58 kN
V_{Ed} = 139.19 kN < V_{Rd} (fs = 1.61)

10.3.3. *Parete verticale esterna da 38 cm lato corto cassone: verifiche alla -11.35 m l.m.m.*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna spessore = 38 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ16/50 cm + 1ϕ18/50 cm esternamente e 1ϕ16/25 internamente.
Armatura smusso tra setti e parete = 1ϕ 14/25 cm

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{3max}$ = 117.69 kNm + N_{max} = 115.87 kN (di trazione)

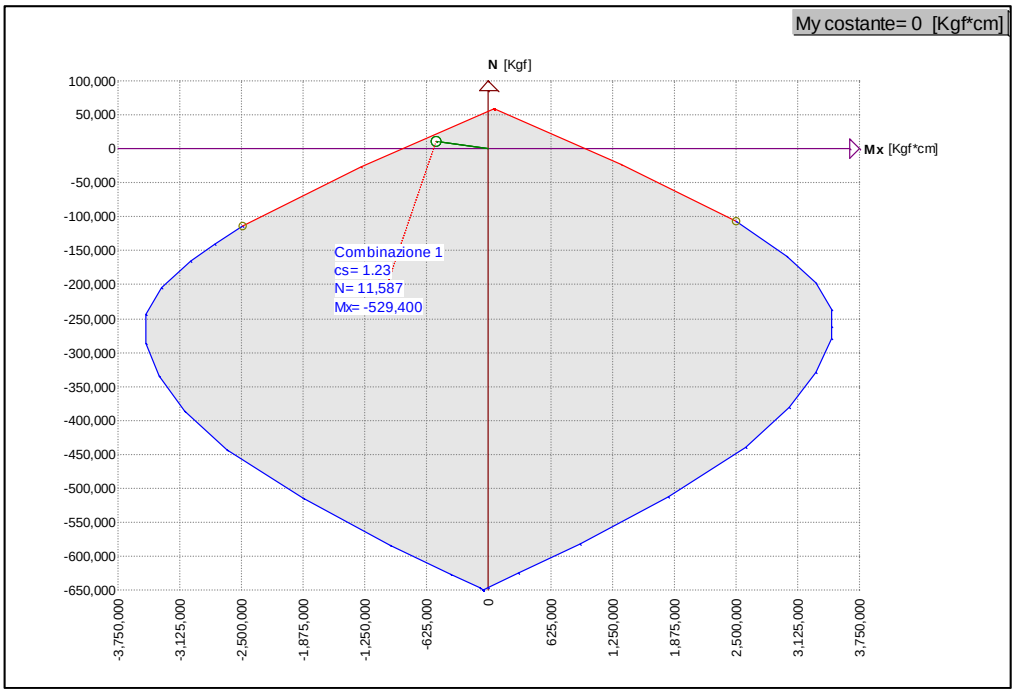
Considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e assumendo una sezione da 48 cm, si ottiene:



fs = 1.20

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{4max}$ = 52.94 kNm + N_{max} = 115.87 kN (di trazione)

Senza considerare lo smusso, prendendo il valore delle sollecitazioni alla fine dello smusso (a circa 80 cm dall'asse della parete esterna), verificando quindi la parete da 38 cm, si ottiene:



fs = 1.23

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 48 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 193.33 kN
V_{Ed} = 130.75 kN $< V_{Rd}$ (fs = 1.47)

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 38 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 141.80 kN
V_{Ed} = 113.52 kN $< V_{Rd}$ (fs = 1.24)

10.3.4. *Verifiche setti*

Verifica calcestruzzo assumendo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Setti interni spessore = 18 cm.
Copriferro dei setti interni = 3 cm
Armatura orizzontale pareti interne = 1+1 ϕ 16/25 cm.

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi risultano:
N_{max} = 318.32 kN (di trazione)

Eseguendo la verifica dei setti agli SLU, per effetto del solo sforzo di trazione N_{max} = 318.32 kN (trascurando in questa fase l'azione combinata con il modesto momento flettente), si ottiene quanto di seguito riportato.

Verifica lato calcestruzzo

Verifica del solo calcestruzzo a trazione:

$A_c = 100*18 = 1800\ cm^2$

$f_{ctm} = 0.3*f_{ck}^{2/3} = 0.3*(32.44*0.83)^{2/3} = 2.695\ N/mm^2$ (resistenza media a trazione)

$f_{ctk} = 1.886\ N/mm^2$ (resistenza caratteristica a trazione)

$f_{ctd} = 0.8*(f_{ctk}/\gamma_M) = 0.8*(1.886/1.5) = 1.00\ N/mm^2$ (resistenza di calcolo a trazione)

(0.8 per pareti gettate in opera con spessori < 50 cm)

$f_{c,max} = N_{max}/A_c = 318320/180000 = 1.768\ N/mm^2 > f_{ctd}\ (= 1.00\ N/mm^2)$

Verifica lato armatura

Verificando le sole armature (4+4 ϕ 16, $A_f = 1608\ mm^2$) per il solo sforzo di trazione risulta:

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = 375/1.15 = 326\ N/mm^2$

$f_{y,max} = N_{max}/A_f = 318320/1608 = 197.96\ N/mm^2 < f_{yd}\ (=326\ N/mm^2)$

10.3.5. *Verifica alla -1.5 m l.m.m. (zona del bagnasciuga)*

A completamento delle verifiche sopra riportate, di seguito si esegue la verifica nella zona del bagnasciuga, considerando le armature corrose.

Per i carichi agenti si considera l'azione dell'onda e la spinta interna del terreno, mentre non si considera la scogliera, in quanto si considera spinta nulla per i tetrapodi.

La verifica viene condotta per la parete da 38 cm, (considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e assumendo una sezione da 48 cm), che rappresenta la sezione con coefficiente di sicurezza *"fs"* minore tra quelle precedentemente verificate alla -11.35 m l.m.m. (fs = 1.20).

.

Le verifiche sono condotte assumendo per il calcestruzzo una resistenza media $R_{cm} = 32.44\ N/mm^2$, acciaio armatura tipo FeB 38 K.

Parete esterna spessore = 38 cm.

Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ16/50 cm + 1ϕ18/50 cm esternamente e 1ϕ16/25 internamente.
Armatura smusso tra setti e parete = 1ϕ 14/25 cm

Con riferimento all'Eurocodice 3 – Parte 5, per le armature si considera una corrosione di 0.075 mm/anno.

Ipotizzando che la corrosione sia iniziata dopo 15-18 anni dalla posa dei cassoni, ad oggi la corrosione risulta pari a circa 10*0.075 = 0.75 mm (per una barra d'armatura, la riduzione del diametro risulta pari a 2*0.75 = 1.5 mm); ad oggi, le armature diventano:

- armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ14.5/50 cm + 1ϕ16.5/50 cm esternamente e 1ϕ14.5/25 internamente.
- Armatura smusso tra setti e parete = 1ϕ 12.5/25 cm

La prospettiva con vita utile a 50 anni, con ulteriore riduzione di 50*0.075 = 3.75 mm è la seguente (per una barra d'armatura, la riduzione del diametro risulta pari a 2*3.75 = 7.5 mm):

- armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ7/50 cm + 1ϕ9/50 cm esternamente e 1ϕ7/25 internamente.
- Armatura smusso tra setti e parete = 1ϕ 5/25 cm

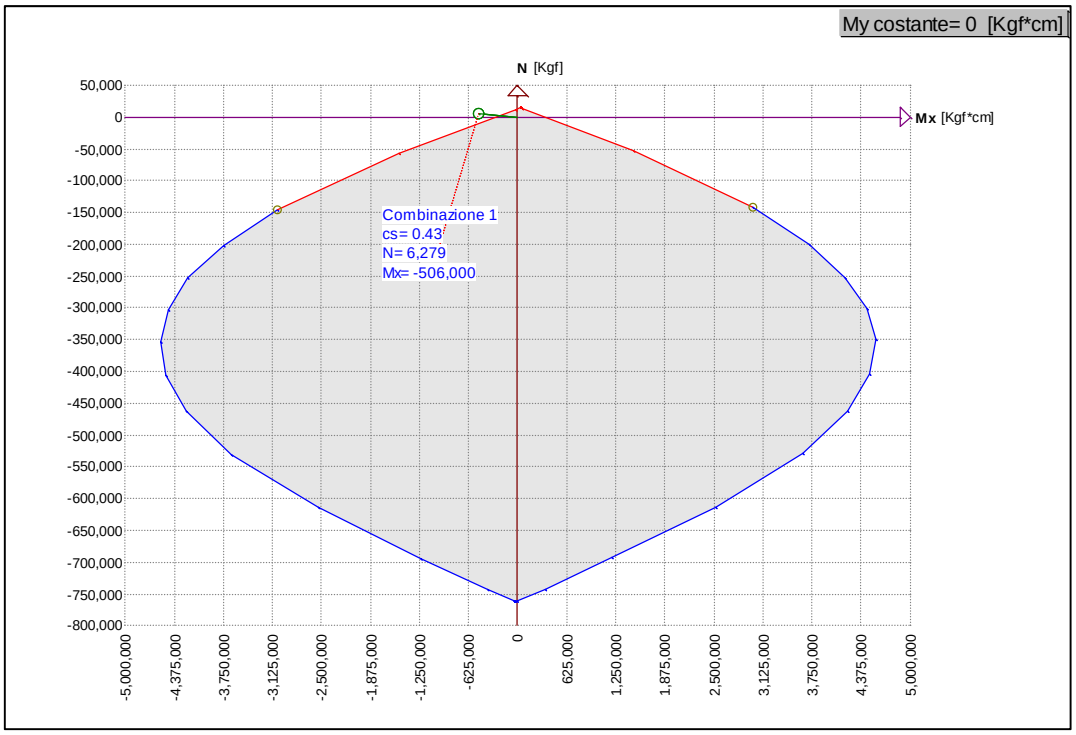
Le massime sollecitazioni risultano:

$M^{(-)}_{3max}$ = 50.60 kNm (in corrispondenza dei setti o della parete da 70 cm, dove la parete è spessa 48 cm)

N_{max} = 62.79 kN (di trazione)

Verifica a flessione a 50 anni per $M^{(-)}_{3max}$ = 50.60 kNm + N_{max} = 62.79 kN (di trazione)

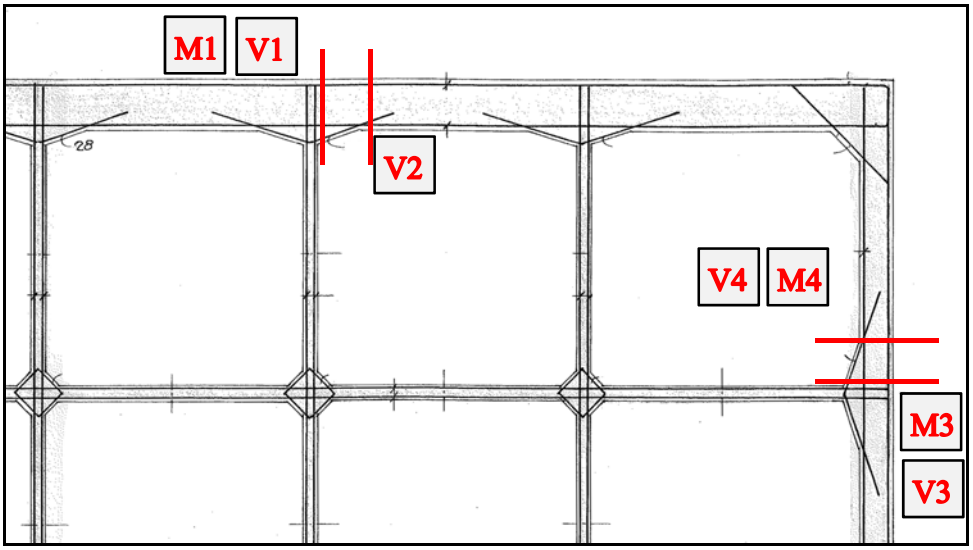
Considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e assumendo una sezione da 48 cm, si ottiene:



fs = 0.43

10.4. Verifiche agli SLU nel caso di cresta d'onda

10.4.1. *Massime sollecitazioni*



Le massime sollecitazioni sulla parete verticale lato mare da 70 cm risultano:

$M^{(+)}_{max}$ = 83.07 kNm (in campata)

$M^{(-)}_{1max}$ = 158.01 kNm (in corrispondenza dei setti)

N_{max} = 288.24 kN (di compressione)

V_{1max} = 190.60 kN (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)

V_{2max} = 212.56 kN (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)

Le massime sollecitazioni sulla parete verticale laterale da 38 cm, sul lato corto del cassone, risultano:

$M^{(+)}_{max}$ = 13.79 kNm (in campata)

$M^{(-)}_{3max}$ = 41.61 kNm (in corrispondenza dei setti o della parete da 70 cm, come da figura sopra riportata, dove la parete è spessa 48 cm)

$M^{(-)}_{4}max$ = 29.47 kNm (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 38 cm, come da figura sopra riportata)

N_{max} = 391.07 kN (di compressione)

V_{3max} = 53.84 kN (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 48 cm)

V_{4max} = 47.62 kN (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 38 cm)

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi da 18 cm risultano:

N_{max} = 412.23 kN (di compressione)

10.4.2. *Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare*

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{1max}$ = 158.01 kNm + N_{max} = 288.24 kN (di compressione)

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2

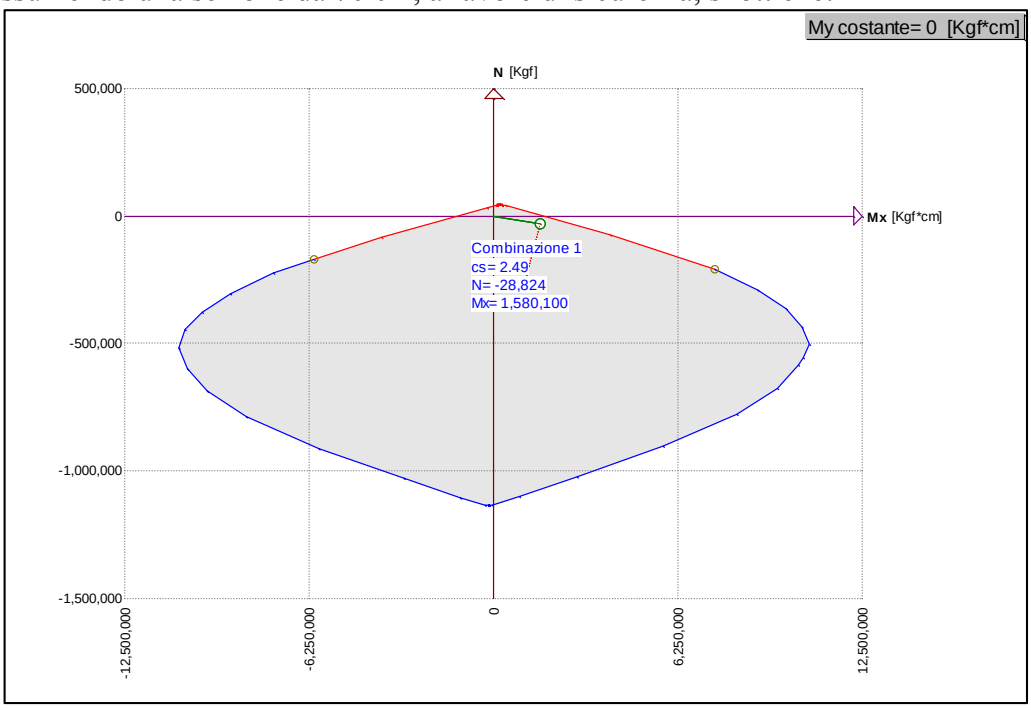
Acciaio armatura tipo FeB 38 K

Parete esterna lato mare spessore = 70 cm.

Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm

Armatura orizzontale parete lato mare = 1ϕ16/25 cm (esterni) e 1ϕ 14/25 cm (interni).
Armatura smusso tra setti e parete = 1ϕ 14/50 cm + 1ϕ 16/50 cm

Senza considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 70 cm, a favore di sicurezza, si ottiene:



fs = 2.49

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 80 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 268.42 kN
V_{Ed} = 212.56 kN $< V_{Rd}$ fs = 1.26

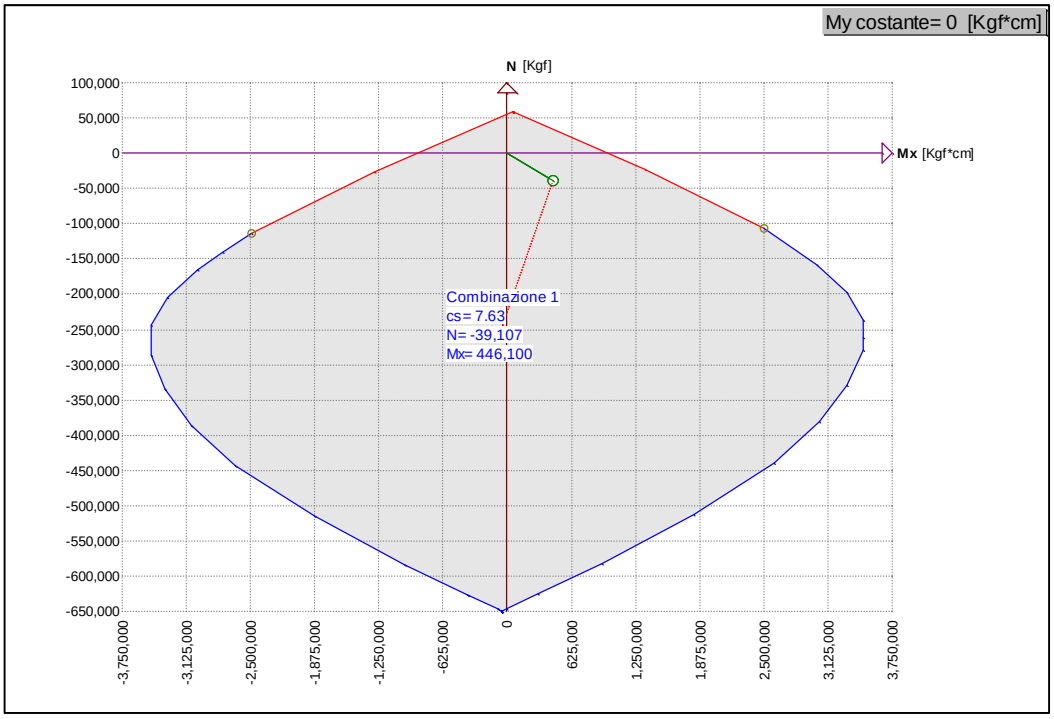
Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 70 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 190.60 kN
V_{Ed} = 264.79 kN $< V_{Rd}$ fs = 1.389

10.4.3. *Verifiche parete verticale esterna da 38 cm lato corto cassone*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna lato mare spessore = 38 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ16/50 cm + 1ϕ18/50 cm esternamente e 1ϕ16/25 internamente.
Armatura smusso tra setti e parete = 1ϕ 14/25 cm

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{max}$ = 41.61 kNm (in campata) + N_{max} = 391.07 kN (di compressione)

Senza considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 38 cm, a favore di sicurezza, si ottiene:



fs = 7.63

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:

$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:

d: altezza utile della sezione

b_W: larghezza minima della sezione

α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali

θ: inclinazione bielle compresse in cls

α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl}: area acciaio in zona tesa

$k = 1+(200/d)^{1/2}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$

$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 48 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 219.94 kN
V_{Ed} = 53.84 kN $< V_{Rd}$ fs = 4.085

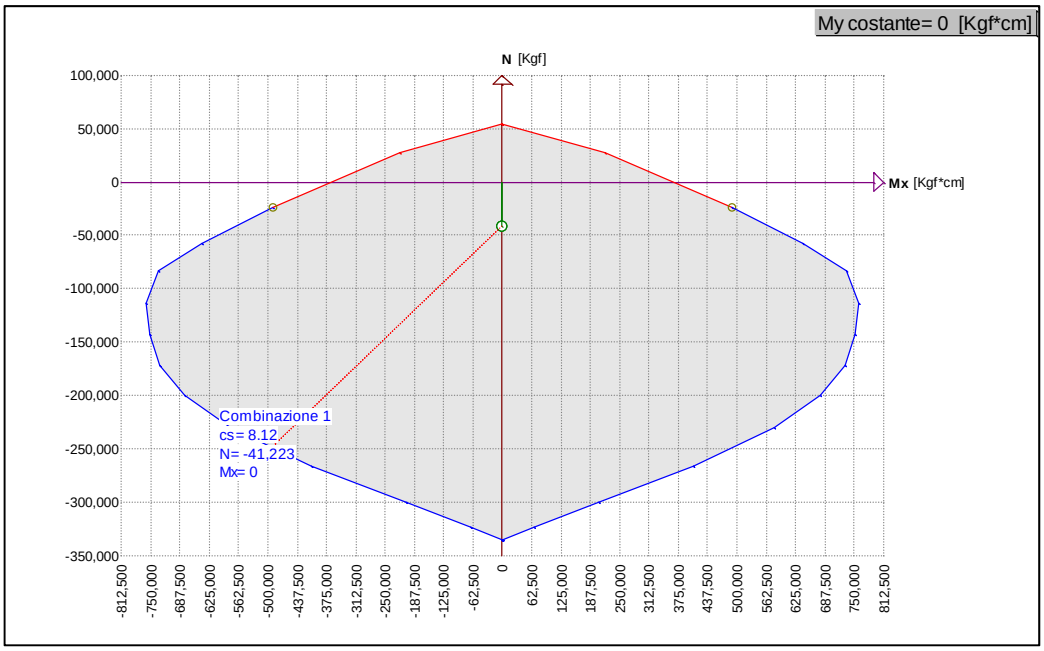
Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 38 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 198.87 kN
V_{Ed} = 47.62 kN $< V_{Rd}$ fs = 4.18

10.4.4. *Verifiche setti*

Verifica calcestruzzo assumendo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Setti interni spessore = 18 cm.
Copriferro dei setti interni = 3 cm
Armatura orizzontale parete interne = 1+1 ϕ 16/25 cm.

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi risultano:
N_{max} = 412.23 KN (di compressione)

Eseguendo la verifica dei setti per effetto del solo sforzo di compressione N_{max} = 412.23 KN (trascurando in questa fase l'azione combinata con il modesto momento flettente), si ottiene quanto di seguito riportato. Verifica:
Armatura: 4+4 ϕ 16
A_c = 100*18 = 1800 cm^2



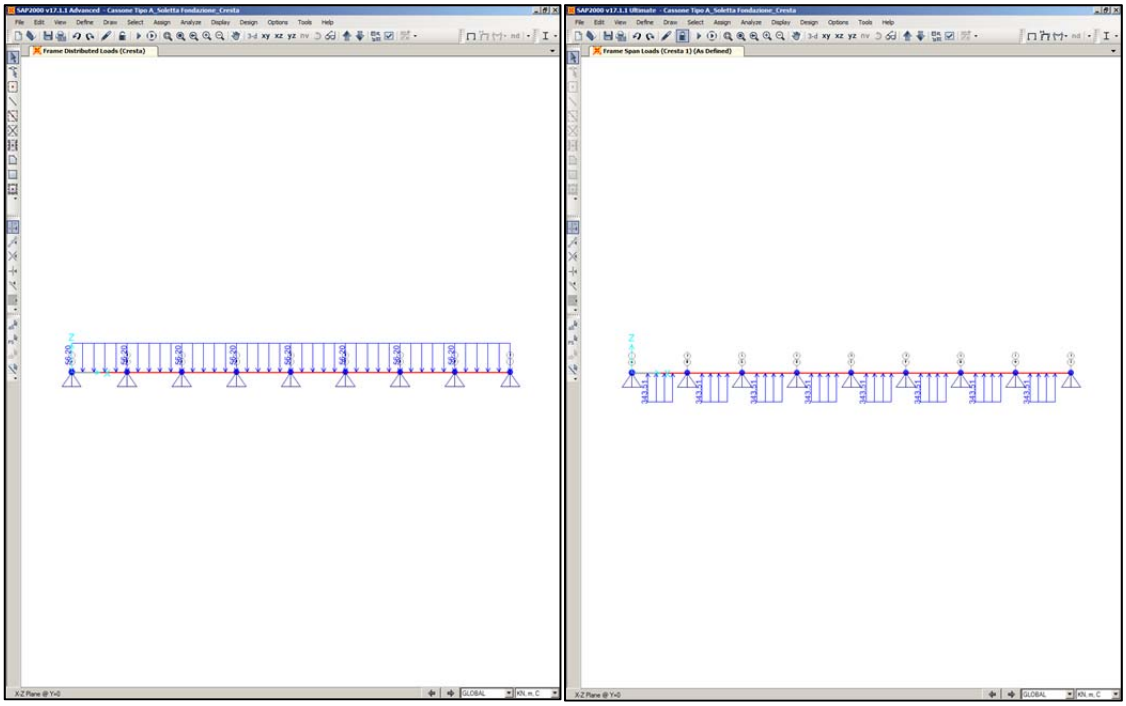
fs = 8.12

10.5. Verifica soletta di fondazione

10.5.1. *Verifica sezione longitudinale*

Si considera un comportamento a lastra e si assume uno schema a trave su più appoggi di larghezza pari a 1.00 m, preso lungo sezione trasversale sul lato lungo e con appoggi forniti dai setti verticali o dalle pareti laterali. La soletta presenta spessore pari a 90 cm. Prendendo in considerazione l'approccio (A1+M1), si considera che la pressione generata direttamente sulla soletta di fondazione dalla sottospinta idraulica, dal peso di acqua all'interno del cassone e sopra le mensole di fondazione, dal peso proprio soletta di fondazione, dal peso di terreno che grava direttamente sulla soletta di fondazione e dalla sottospinta generata dalla cresta d'onda, sia pari a 56.2 kN/m^2 (uniformemente ripartito su tutta la soletta di fondazione), mentre la pressione generata da tutti quei carichi che vengono trasmessi alla fondazione dai setti o dalle pareti laterali/frontali (peso proprio cassone, soletta fondazione esclusa, peso massicciata, peso muro paraonde, carico accidentale in sommità e la spinta della cresta d'onda) è pari a 272.41 kN/m^2; per determinare le sollecitazioni agenti sulla soletta di fondazione, i carichi che arrivano diretta-

mente dai setti, considerando una ripartizione a 45° all'interno della soletta di fondazione, si considerano parzialmente agenti sulla soletta (non si considerano sotto la zona d'influenza dei sette, in quanto non caricano la soletta in quanto sono direttamente assorbiti dai setti stessi). Per gli schemi di calcolo sopra descritti, per 1.00 m di soletta, si vedano le seguenti figure:



Le massime sollecitazioni agli SLU sulla soletta, combinando i due schemi sopra riportati, risultano:

$M^{(-)}_{max}$ = 149.33 kNm (a filo della superficie dei setti)

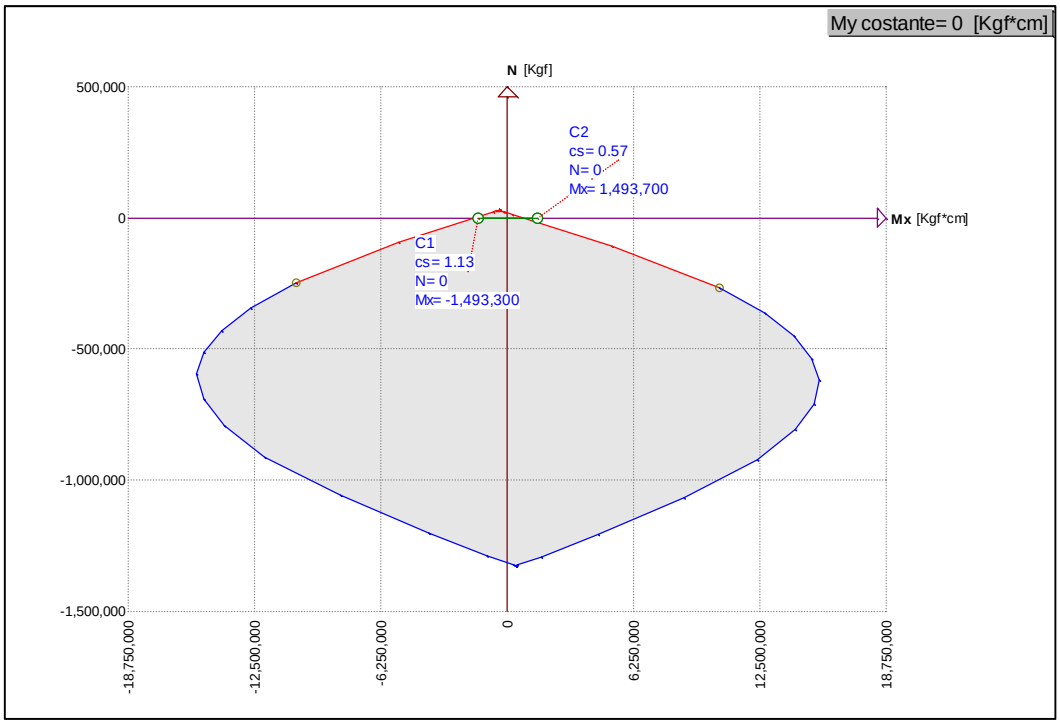
$M^{(+)}_{max}$ = 149.37 kNm

V_{max} = 225.11 kN (a filo della superficie dei setti)

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{max}$ = 149.33 kNm e per $M^{(+)}_{max}$ = 149.37 kNm

Armatura: 1 ϕ 14/50 cm superiormente 1 ϕ 14/25 cm inferiormente.

Verifica a flessione calcestruzzo assumendo, per il calcestruzzo, R_{cm} = 32.44 N/mm^2:



fs = 0.57 (per $M^{(+)}_{max}$ = 149.37 kNm)
fs = 1.13 (per $M^{(-)}_{max}$ = 149.33 kNm)

Considerando lo sforzo di compressione medio N ≈ 102.82 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno e che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete laterale dei cassoni (cresta d'onda), i coefficienti sopra riportati diventano:
fs = 0.78 (per $M^{(+)}_{max}$ = 149.37 kNm + N ≈ 102.82 kN)
fs = 1.56 (per $M^{(-)}_{max}$ = 149.33 kNm + N ≈ 102.82 kN)
Senza considerare l'effetto lastra, ma prendendo come direzione principale la sezione trasversale sul lato corto da 18.20 m e considerando lo sforzo di compressione medio N ≈ 876.27 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno, che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete laterale dei cassoni (cresta d'onda), i coefficienti sopra riportati diventano:

fs = 4.31 (per $M^{(+)}_{max}$ ≈ 300.00 kNm + N ≈ 876.27 kN)

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:

$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:

d: altezza utile della sezione

b_W: larghezza minima della sezione

α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali

θ: inclinazione bielle compresse in cls

α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl}: area acciaio in zona tesa

$k = 1+(200/d)^{1/2}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$

$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per calcestruzzo una resistenza $R_{cm} = 32.44$ N/mm^2, si ottiene:

$V_{Rd} = 274.11$ kN

$V_{Ed} = 225.11$ kN $> V_{Rd}$ (fs = 1.22)

10.5.2. *Verifica mensola sezione trasversale (luce 1.5 m)*

La pressione massima sulla mensola della soletta di fondazione del cassone risulta pari a 544.82 kN/m^2 (non si considera l'effetto lastra), si considera distribuita sulla parte più esterna della mensola, per 0.6 m, considerando cioè la ripartizione a ≈ 45° dei carichi che arrivano direttamente dalle pareti laterali spesse 38 cm; a tale valore di pressione, va sottratto il peso proprio della soletta e il peso d'acqua gravante sulla mensola stessa.

Per la verifica della mensola laterale della soletta si fondazione dei cassoni si considera un comportamento a mensola tozza:

$a_c/h = 1.2/0.9 = 1.33 \rightarrow (a_c/h > 1)$

dove:

a_c = posizione della risultante del carico

h = spessore mensola

Verifica considerando un comportamento a mensola tozza

Essendo il rapporto $a_c/h = 1.33$ di poco superiore a 1, si esegue comunque la verifica considerando la mensola come tozza; e considerando, a favore di sicurezza l'intero carico pari a 544.82 kN/m^2, non depurato dal valore del peso proprio e dal peso della colonna d'acqua al disopra della mensola; si considera 1.00 m di mensola. Le verifiche sono condotte trascurando il contributo dello sforzo compressione medio N ≈ 876.27 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno e che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete frontale dei cassoni (cresta d'onda).

Il tiro massimo resistente nelle armature inferiori (1ϕ20/25 cm) risulta:
$F_{t,Rd} = (f_y/\gamma_R) * A_f = (0.375/1.15) *(4*314) = 409.57$ kN

Tiro massimo F_t di trazione nelle armature inferiori risulta:
$F_t = V_{Ed} * \text{cotg}\ \varphi$

dove:
V_{Ed} = carico verticale massimo = 544.82 *1*0.6 = 326.89 kN
$\text{cotg}\varphi = a/z = 1370/765 = 1.791$
$a = a_c + 0.2*d = 1200 + 0.2 * 850 = 1370$ mm
d = altezza armature ≈ 850 mm
$z = 0.9*d = 765$ mm

si ottiene:
$F_t = V_{Ed} * \text{cotg}\ \varphi = 326.89 * 1.791 = 585.46$ kN $>$ $F_{t,Rd}$ $\rightarrow$ (fs = 0.7)

La compressione massima resistente per le bielle di calcestruzzo compresse risulta:
$F_{c,Rd} = 0.4*(d*\text{sen}\ \varphi)*b*f_{cd} = 0.4*(850*\text{sen}\ 60.82)*1000*(0.03244*0.85/1.5) =$
$= 5456.82$ kN
dove:
b = base mensola = 1000 mm
La compressione F_c massima nelle bielle di calcestruzzo vale:

$F_c = V_{Ed}/\text{sen}\varphi = 326.89 /\text{sen } 60.82 = 374.40 \text{ kN} < F_{c,Rd} \rightarrow (fs = 14.57)$

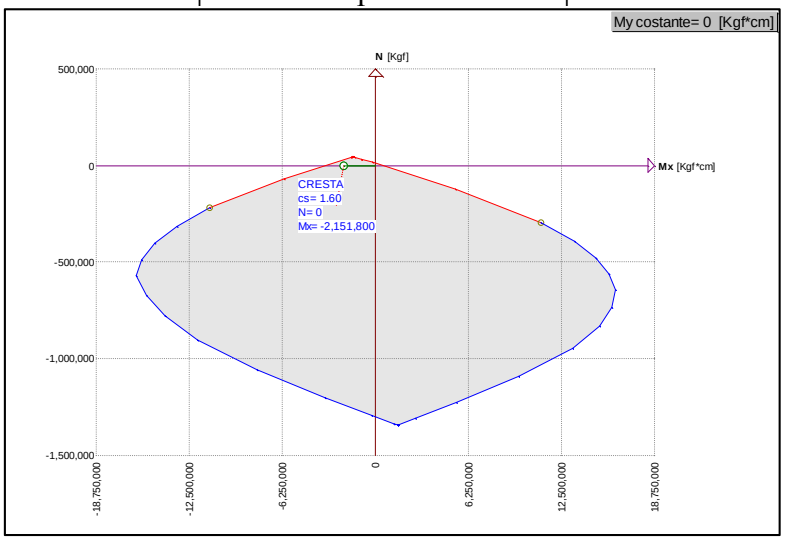
Verifica considerando un comportamento a trave

Se non si istaurasse il comportamento a mensola tozza, considerando quindi un cpmportamento a trave, le sollecitazioni massime risulterebbero:

$M_{max} = 125.18$ kNm

$V_{max} = 185.35$ kN

Verifica a flessione del calcestruzzo assumendo, per il calcestruzzo, $R_{cm} = 32.44$ N/mm^2 e un'armatura costituita da 1ϕ14/m cm superiormente e 1ϕ20/25 cm inferiormente:



fs = 0.69

Considerando lo sforzo di compressione medio N ≈ 876.27 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno e che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete laterale dei cassoni (cresta d'onda), il coefficiente sopra riportato diventa:

fs = 7.26 (per $M^{(+)}_{max} = 149.37$ kNm + N ≈ 876.27 kN)

Assumendo per calcestruzzo una resistenza $R_{cm} = 32.44$ N/mm^2, per la verifica a taglio si ottiene:

$V_{Rd} = 274.11$ kN

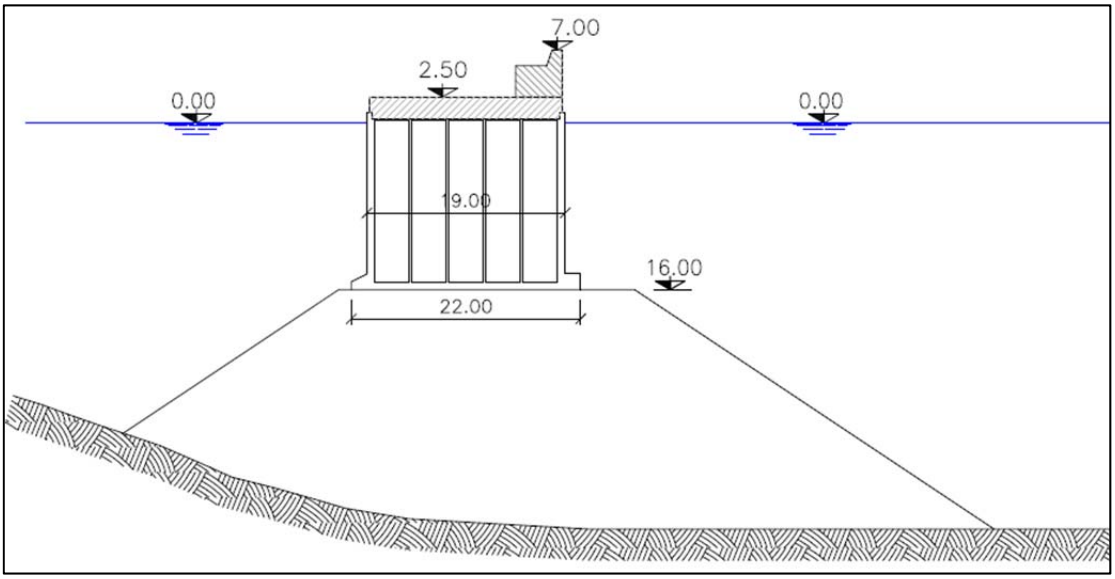
$V_{Ed} = 185.35 \text{ kN} > V_{Rd}$ (fs = 1.48)

11. ANALISI STRUTTURALE DEI CASSONI TIPO "B"

11.1. Schema di calcolo e combinazione dei carichi

Per l'analisi strutturale della parete esterna verticale lato mare dei cassoni imbasati alla -15.5 m l.m.m., si considera la striscia orizzontale di 1.00 m a cavallo della quota -11.35 m l.m.m., a cui corrisponde la posizione con massima pressione del terreno interno al cassone; come azione dell'onda si assume, a favore di sicurezza, il valore a quota -15.50 in quanto il valore a tale quota è confrontabile con quello alla -11.35 m l.m.m., essendo le pressioni dovute al cavo e alla cresta d'onda di poco variabili a partire dalla -5.50 m l.m.m. (cavo d'onda) fino alla -15.5 m l.m.m.. Sul cassone si considera inoltre agente la spinta della scogliera esterna al cassone.

La verifica è condotta con vita utile di 50 anni, in configurazione di P.R.P. (Tempo di ritorno T_r dell'onda pari a 250 anni):

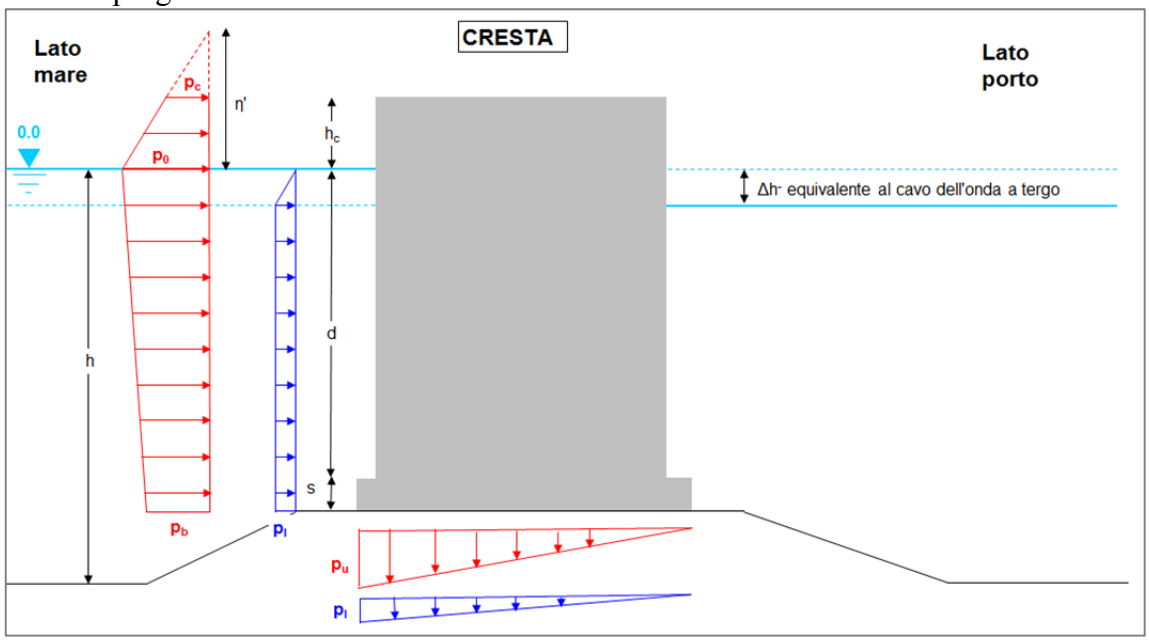


Come schema statico della sezione orizzontale del cassone si assume uno schema a trave, di larghezza 1.00 m, in quanto l'effetto lastra viene vanificato dall'andamento della pressione pressoché uniforme dalla -5.50 m l.m.m. fino alla -15.5 m l.m.m..

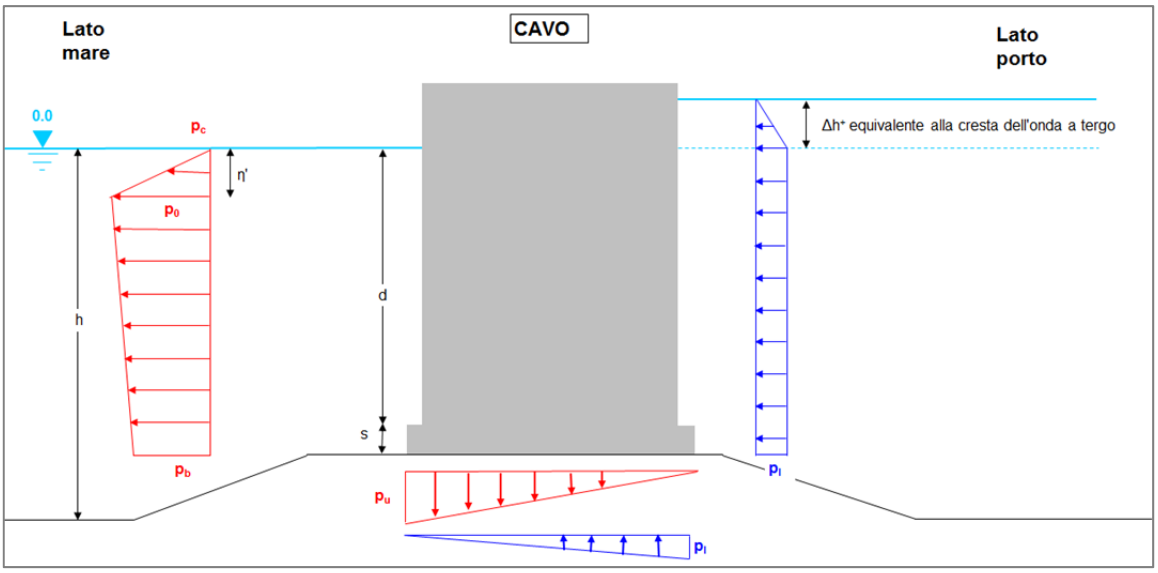
Agli SLU, per una striscia orizzontale di altezza 1.00 m a cavallo della -11.35 m l.m.m., si considerano agenti sulla parete esterna lato mare del cassone la spinta "S_t" del terreno all'interno delle celle e il cavo o la cresta d'onda "C_v".

Combinazione agli SLU:
in caso di cavo d'onda: $1.5 * S_t + 1.5 * C_v$
in caso di cresta d'onda: $S_t + 1.5 * C_v$

Onda di progetto:



		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.75m	
Livello lato porto:		-0.25 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone+Muro (Sainflou)	p_c	+7.00	17.85
	p_0	+0.75	76.28
	p_b	-15.5	64.10
	p_u	-15.5	64.10
	p_l	-0.25	10.10



		CAVO	
Livello lato mare:	+0.75m		
Livello lato porto:	+1.25 m		
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.75	0.00
	p_0	-5.55	63.59
	p_b	-15.5	64.10
	p_u	-15.5	64.10
	p_l	+0.75	10.10

11.2. Analisi numerica

Schema di calcolo (sezione orizzontale cassone a cavallo della -11.35 m l.m.m.):

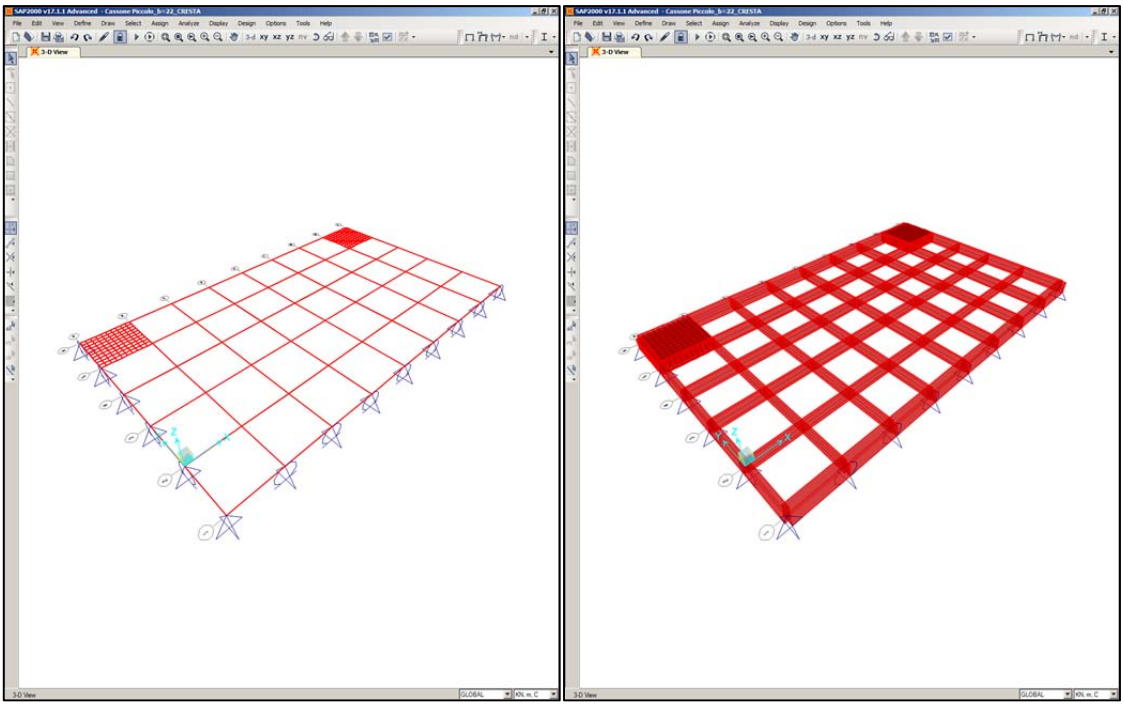


Diagramma sforzo assiale in caso di cavo d'onda:

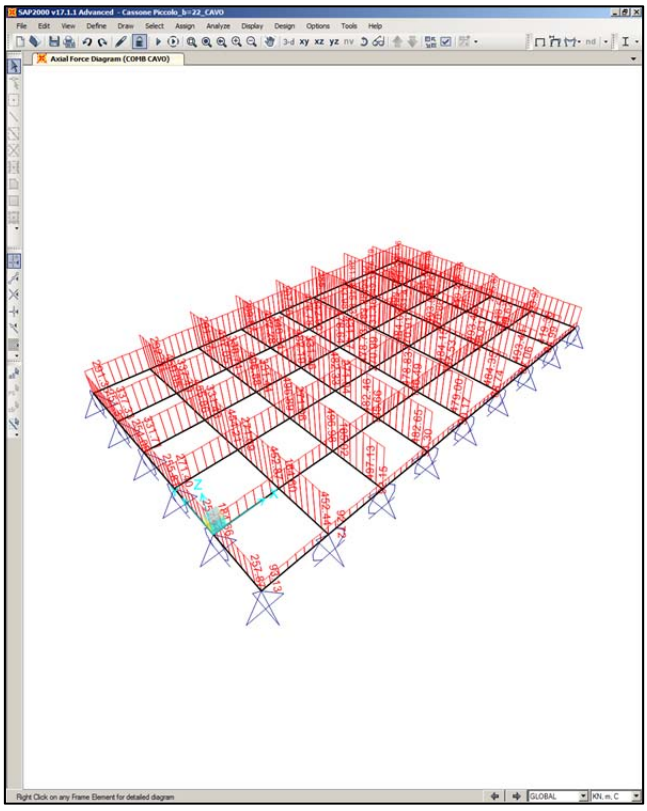


Diagramma momento flettente in caso di cavo d'onda:

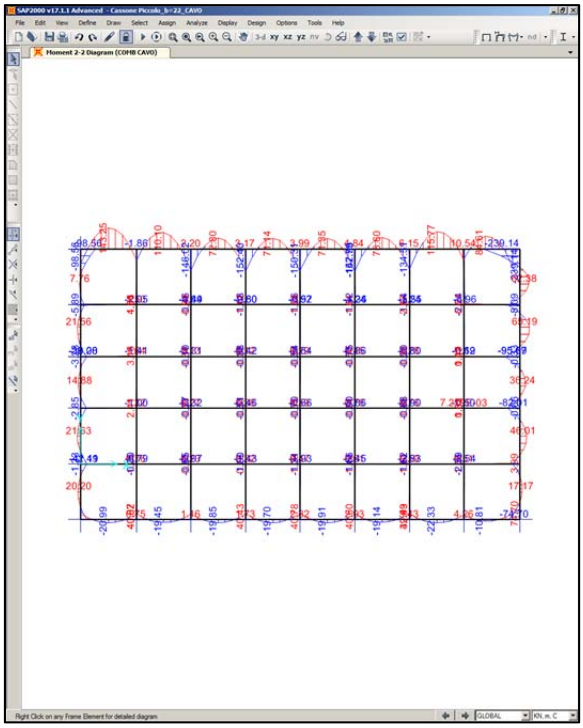


Diagramma taglio in caso di cavo d'onda:

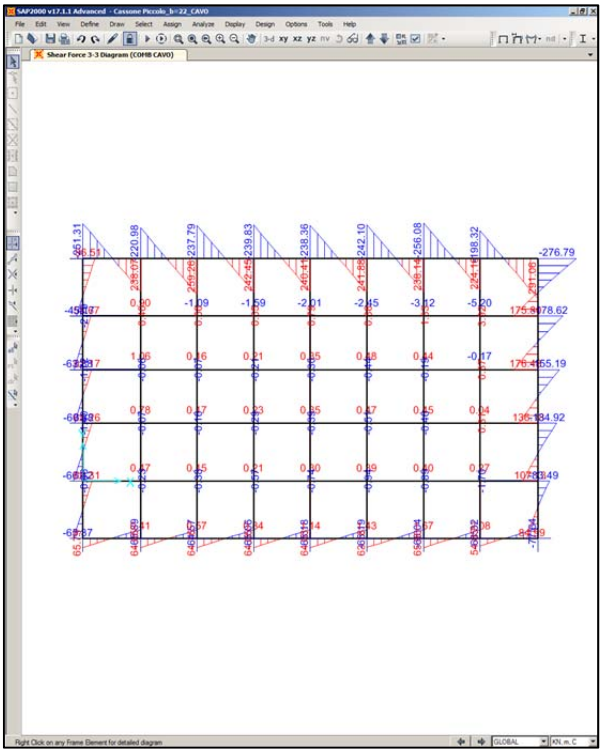


Diagramma sforzo assiale in caso di cresta d'onda:

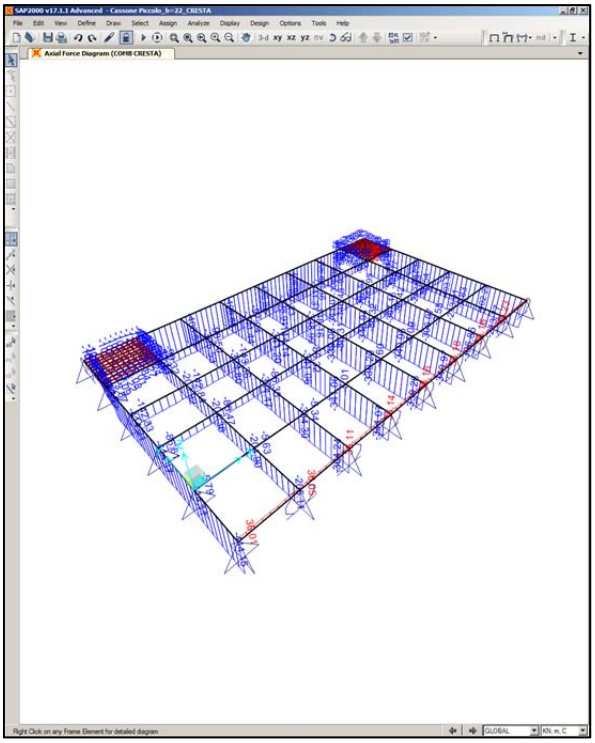


Diagramma momento flettente in caso di cresta d'onda:

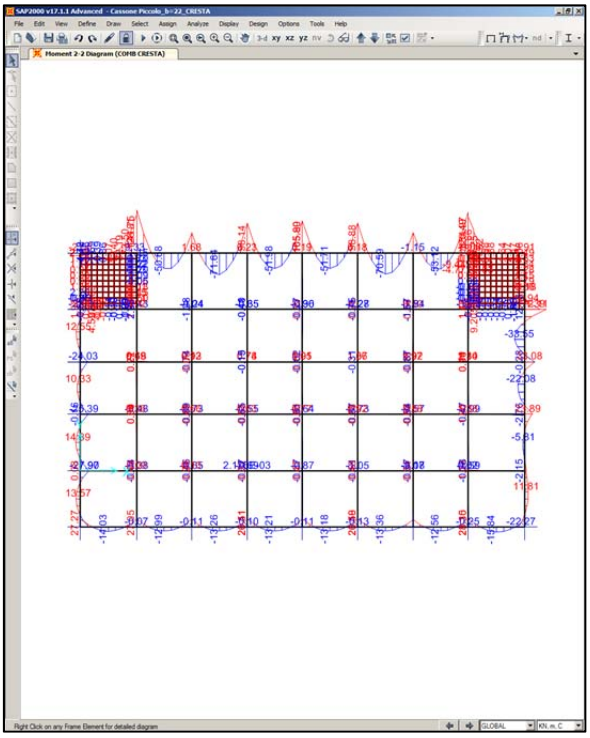
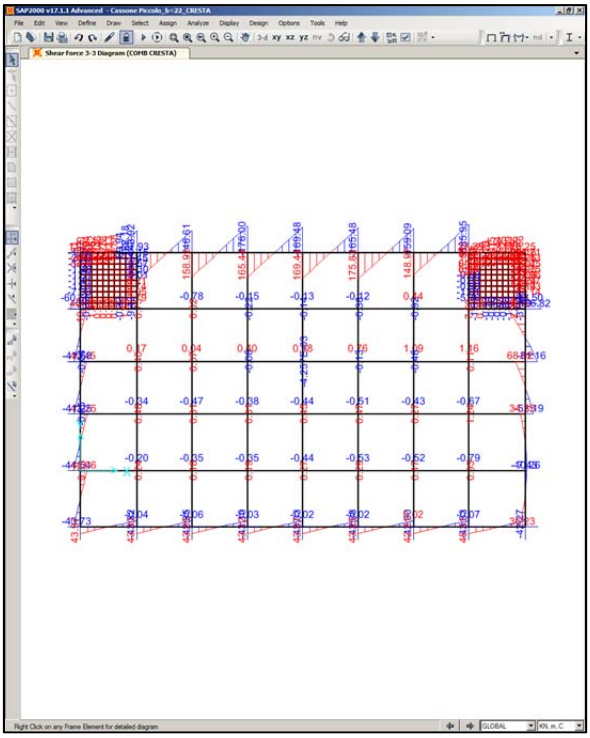
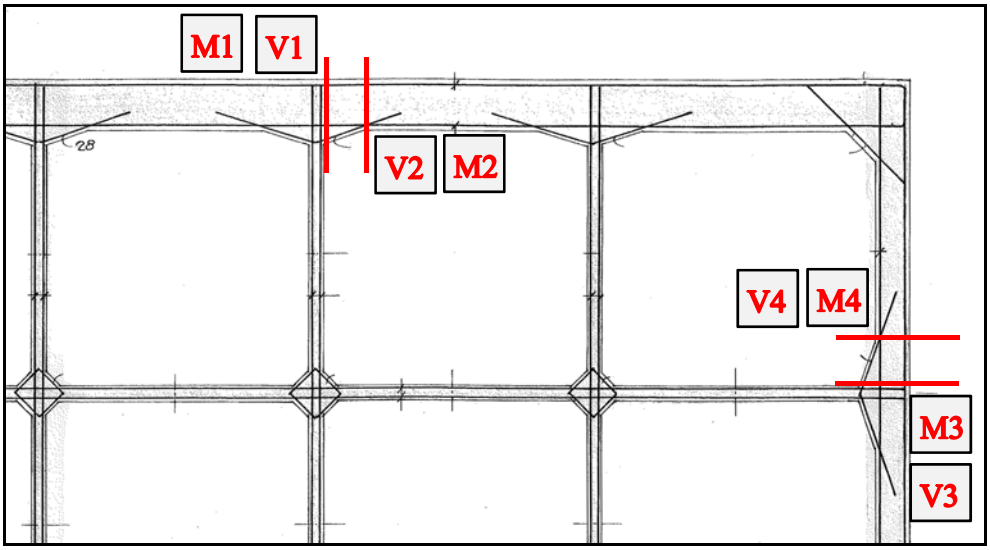


Diagramma taglio in caso di cresta d'onda:



11.3. Verifiche agli SLU nel caso di cavo d'onda

11.3.1. *Massime sollecitazioni*



Le massime sollecitazioni sulla parete verticale lato mare da 70 cm risultano:

$M^{(+)}_{max} = 120.26$ kNm	(in campata)
$M^{(-)}_{1max} = 177.32$ kNm	(dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)
$M^{(-)}_{2max} = 123.35$ kNm	(alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)
$N_{max} = 210.98$ kN	(di trazione)
$V_{1max} = 244.21$ kN	(dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)
$V_{2max} = 231.16$ kN	(alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)

Le massime sollecitazioni sulla parete verticale laterale da 38 cm, sul lato corto del cassone, risultano:

$M^{(+)}_{max} = 70.66$ kNm	(in campata)
$M^{(-)}_{3max} = 177.32$ kNm	(in corrispondenza dei setti o della parete da 70 cm, come da figura sopra riportata dove la parete è spessa 48 cm)
$M^{(-)}_{4}max = 98.62$ kNm	(alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 38 cm, come da figura sopra riportata)
$N_{max} = 213.98$ kN	(di trazione)
$V_{3max} = 164.09$ kN	(dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 48 cm)
$V_{4max} = 154.67$ kN	(alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 38 cm)

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi da 18 cm risultano:

$N_{max} = 488.53$ kN	(di trazione)

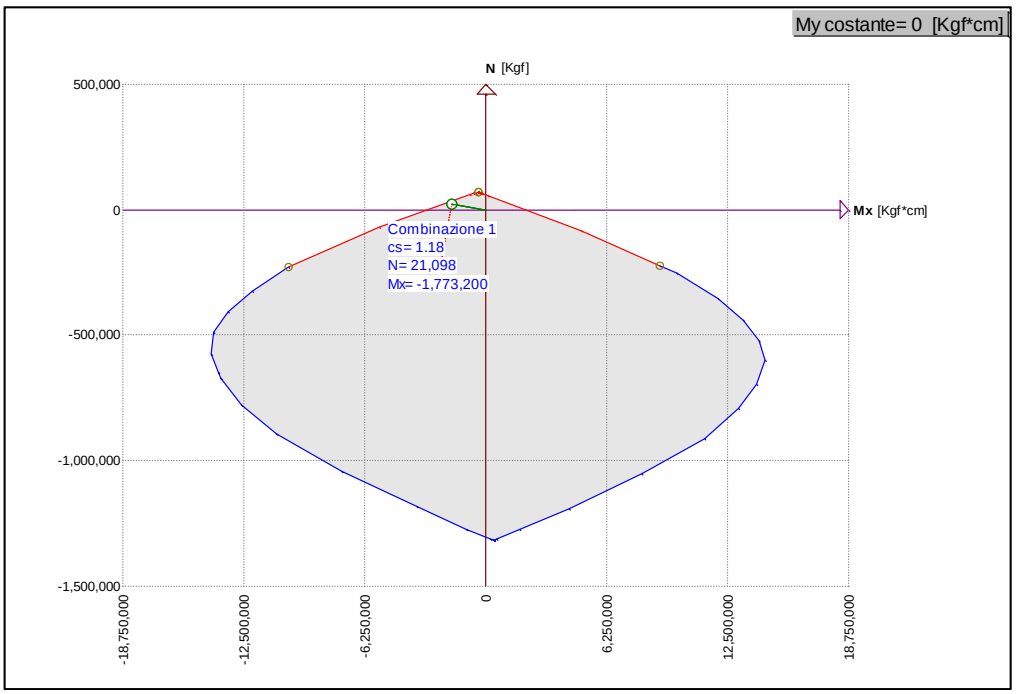
11.3.2. *Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare*

Verifica calcestruzzo assumendo $R_{cm} = 32.44$ N/mm^2

Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna lato mare spessore = 70 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale parete lato mare = 1ϕ16/25 cm (esterni) e 1ϕ 14/25 cm.
Armatura smusso = 1ϕ 14/50 cm + 1ϕ 14/50 cm

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{1max}$ = 177.32 kNm + N_{max} = 210.98 kN (di trazione)

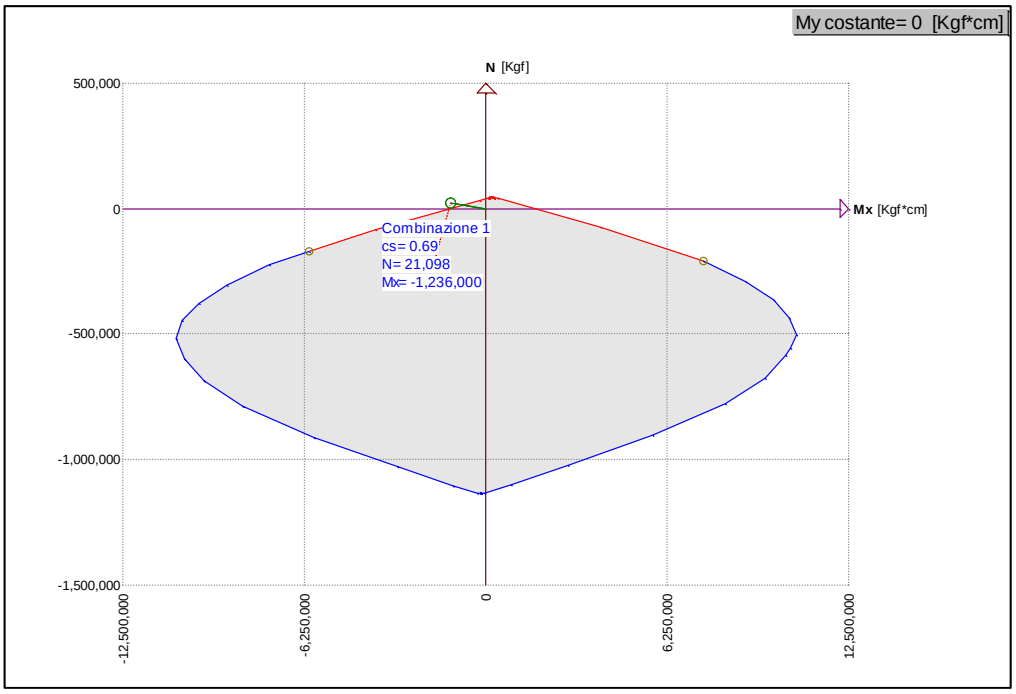
Considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e assumendo una sezione da 80 cm, si ottiene:



fs = 1.18

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{2max}$ = 123.60 kNm + N_{max} = 210.98 kN (di trazione)

Considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, si ottiene:



fs = 0.69

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:

$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:

d: altezza utile della sezione

b_W: larghezza minima della sezione

α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali

θ: inclinazione bielle compresse in cls

α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl}: area acciaio in zona tesa

$k = 1+(200/d)^{1/2}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$

$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 80 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 249.58 kN
V_{Ed} = 244.21 kN > V_{Rd} (fs = 1.022)

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 70 cm, si ottiene:

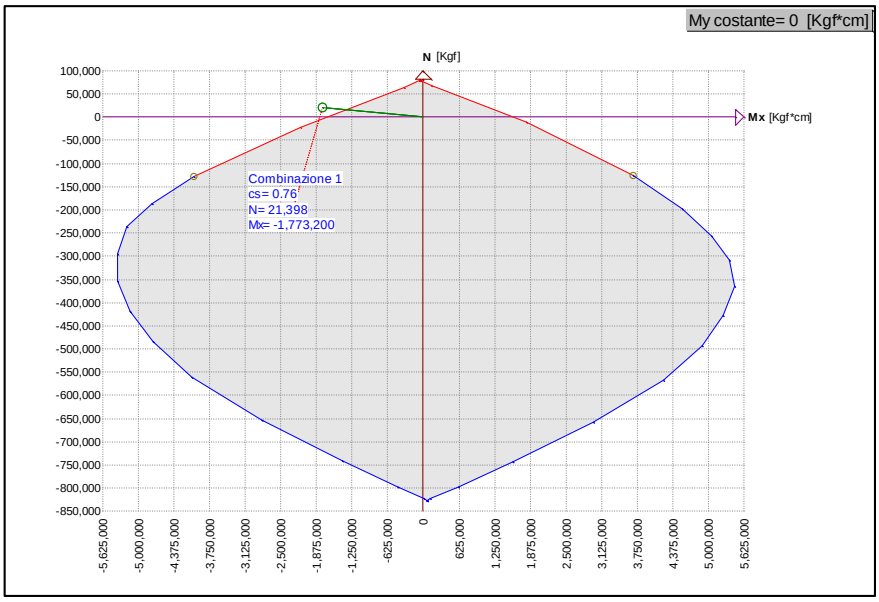
V_{Rd} = 224.58 kN
V_{Ed} = 231.16 kN > V_{Rd} (fs = 0.971)

11.3.3. *Verifiche parete verticale esterna da 38 cm lato corto cassone*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna spessore = 38 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ16/25 cm + 1ϕ18/50 cm esternamente e 1ϕ16/25 cm internamente
Armatura smusso = 1ϕ 14/25 cm

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{3max}$ = 177.32 kNm + N_{max} = 213.98 kN (di trazione)

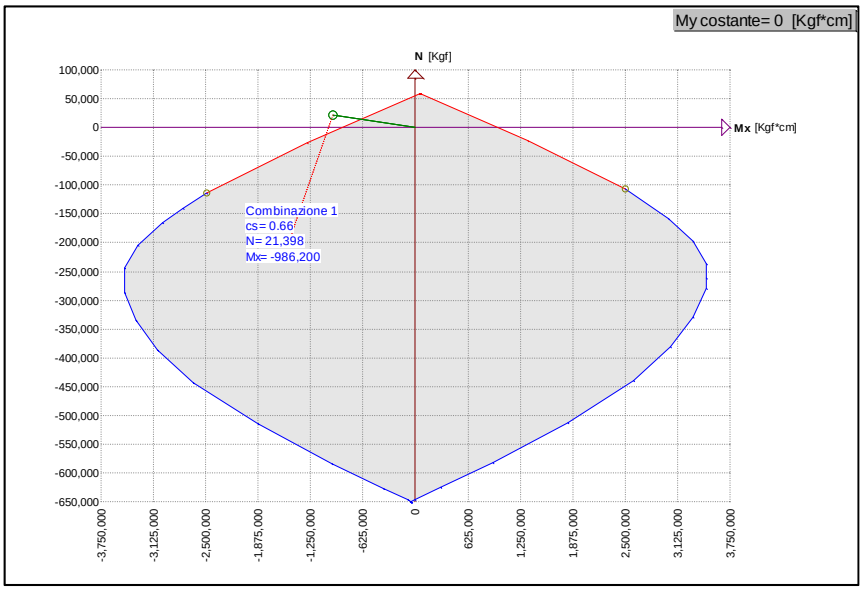
Considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e assumendo una sezione da 48 cm, si ottiene:



fs = 0.76

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{4max}$ = 98.62 kNm + N_{max} = 213.98 kN (di trazione)

Considerando lo smusso, prendendo il valore delle sollecitazioni alla fine dello smusso (a circa 80 cm dall'asse della parete esterna), verificando quindi la parete da 38 cm, si ottiene:



fs = 0.66

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 48 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 193.33 kN
V_{Ed} = 164.09 kN $< V_{Rd}$ (fs = 1.178)

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 38 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 141.80 kN
V_{Ed} = 154.67 kN $< V_{Rd}$ (fs = 0.917)

11.3.4. *Verifiche setti*

Verifica calcestruzzo assumendo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Setti interni spessore = 18 cm.
Copriferro dei setti interni = 3 cm
Armatura orizzontale pareti interne = 1+1 ϕ 16/25 cm.

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi risultano:

N_{max} = 488.53 kN (di trazione)

Eseguendo la verifica dei setti agli SLU, per effetto del solo sforzo di trazione N_{max} = 488.53 kN (trascurando in questa fase l'azione combinata con il modesto momento flettente), si ottiene quanto di seguito riportato.

Verifica lato calcestruzzo
Verifica del solo calcestruzzo a trazione:
$A_c = 100*18 = 1800$ cm^2
$f_{ctm} = 0.3*f_{ck}^{2/3} = 0.3*(32.44*0.83)^{2/3} = 2.695$ N/mm^2 (resistenza media a trazione)
$f_{ctk} = 1.886$ N/mm^2 (resistenza caratteristica a trazione)
$f_{ctd} = 0.8*(f_{ctk}/\gamma_M) = 0.8*(1.886/1.5) = 1.00$ N/mm^2 (resistenza di calcolo a trazione)
(0.8 per pareti gettate in opera con spessori < 50 cm)

$f_{c,max} = N_{max}/A_c = 488530/180000 = 2.71$ N/mm^2 > f_{ctd} (= 1.00 N/mm^2)

Verifica lato armatura
Verificando le sole armature (4+4 ϕ 16, A_f = 1608 mm^2) per il solo sforzo di trazione risulta:
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = 375/1.15 = 326$ N/mm^2
$f_{y,max} = N_{max}/A_f = 488530/1608 = 303.81$ N/mm^2 < f_{yd} (=326 N/mm^2)

11.3.5. *Verifica alla -1.5 m l.m.m. (zona del bagnasciuga)*

A completamento delle verifiche sopra riportate, di seguito si esegue la verifica nella zona del bagnasciuga, considerando le armature corrose.

Per i carichi agenti si considera l'azione dell'onda e la spinta interna del terreno, mentre non si considera la scogliera, in quanto si considera spinta nulla per i tetrapodi.

La verifica viene condotta per la parete da 38 cm, (considerando lo smusso, prendendo il valore delle sollecitazioni alla fine dello smusso, a circa 80 cm dall'asse della parete esterna, verificando quindi la parete da 38 cm), che rappresenta la sezione con coefficiente di sicurezza "*fs*" minore tra quelle precedentemente verificate alla -11.35 m l.m.m. (fs = 0.66).

Le verifiche sono condotte assumendo per il calcestruzzo una resistenza media R_{cm} = 32.44 N/mm^2, acciaio armatura tipo FeB 38 K.
Parete esterna spessore = 38 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ16/50 cm + 1ϕ18/50 cm esternamente e 1ϕ16/25 internamente.

Con riferimento all'Eurocodice 3 – Parte 5, per le armature si considera una corrosione di 0.075 mm/anno.

Ipotizzando che la corrosione sia iniziata dopo 15-18 anni dalla posa dei cassoni, ad oggi la corrosione risulta pari a circa 10*0.075 = 0.75 mm (per una barra d'armatura, la riduzione del diametro risulta pari a 2*0.75 = 1.5 mm); ad oggi, le armature diventano:

– armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ14.5/50 cm + 1ϕ16.5/50 cm esternamente e 1ϕ14.5/25 internamente.

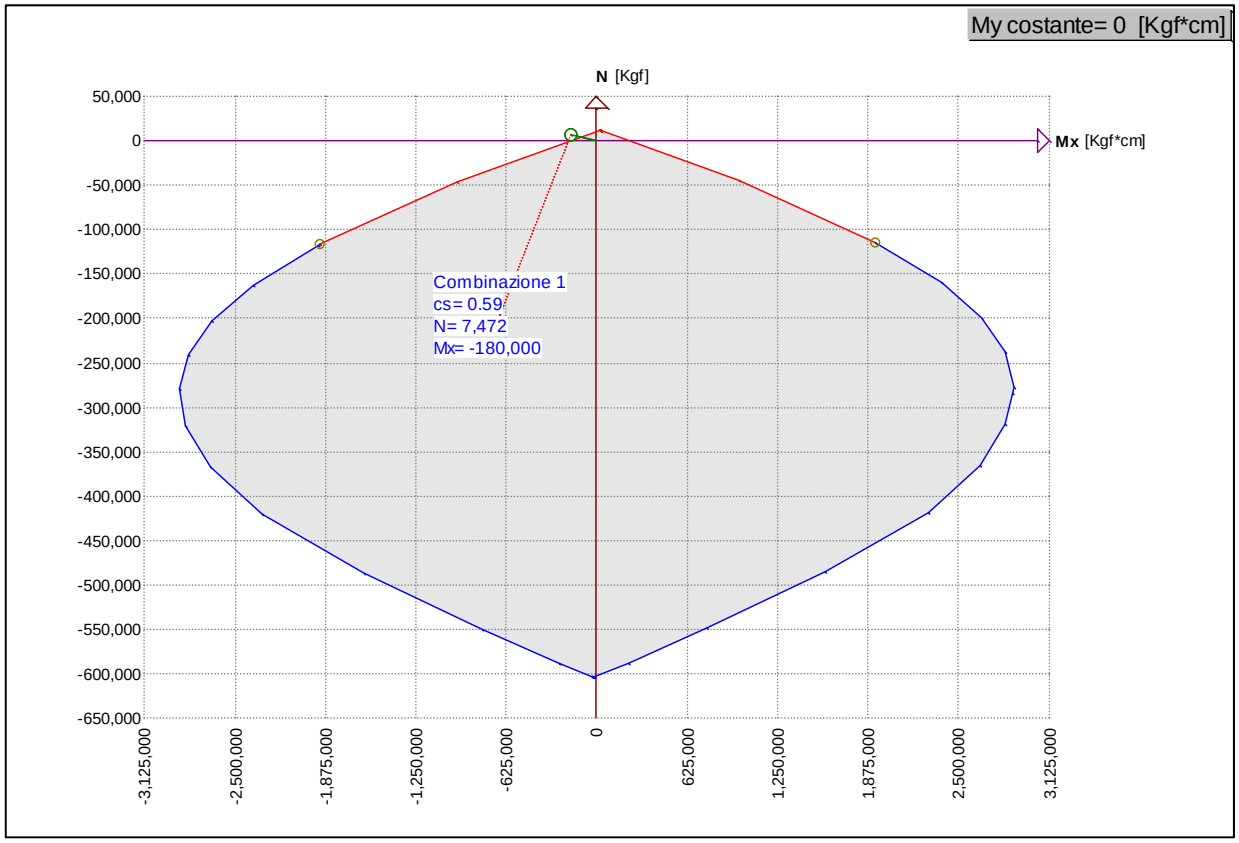
La prospettiva con vita utile a 50 anni, con ulteriore riduzione di 50*0.075 = 3.75 mm è la seguente (per una barra d'armatura, la riduzione del diametro risulta pari a 2*3.75 = 7.5 mm):

– armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ7/50 cm + 1ϕ9/50 cm esternamente e 1ϕ7/25 internamente.

Le massime sollecitazioni risultano:
$M^{(-)}_{4max} \approx 18.00$ kNm (alla fine dello smusso dove la parete è spessa 38 cm)
$N_{max} = 74.72$ kN (di trazione)

Verifica a flessione a 50 anni per $M^{(-)}_{4max} = 18.00$ kNm + $N_{max} = 74.72$ kN (di trazione)

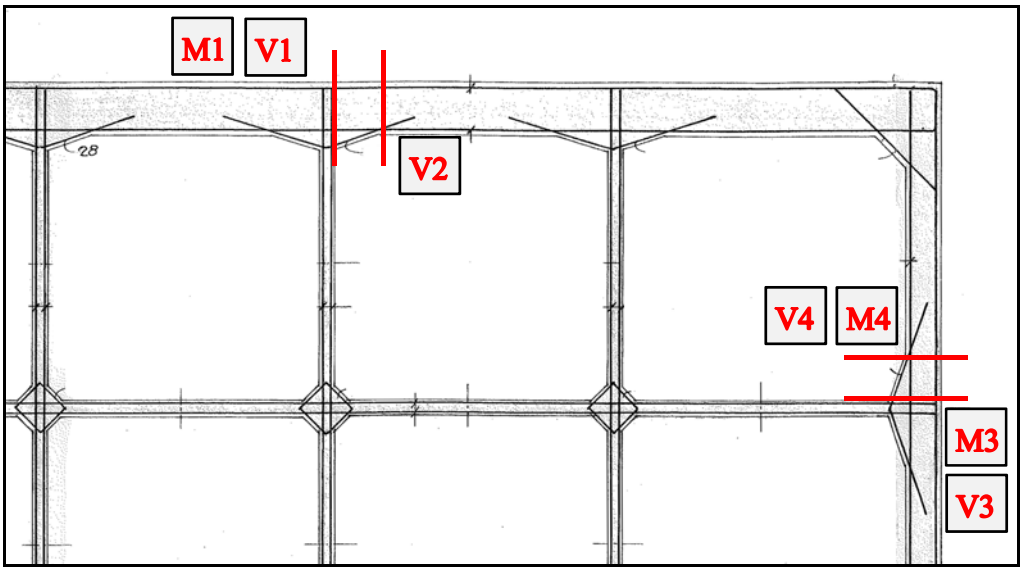
Senza considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni alla fine dello smusso e assumendo una sezione da 38 cm, si ottiene:



fs = 0.59

11.4. Verifiche agli SLU nel caso di cresta d'onda

11.4.1. *Massime sollecitazioni*



Le massime sollecitazioni sulla parete verticale lato mare da 70 cm risultano:

$M^{(+)}_{max}$ = 71.64 kNm (in campata)

$M^{(-)}_{1max}$ = 141.75 kNm (in corrispondenza dei setti)

N_{max} = 406.82 kN (di compressione)

V_{1max} = 180.12 kN (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)

V_{2max} = 161.91 kN (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)

Le massime sollecitazioni sulla parete verticale laterale da 38 cm, sul lato corto del cassone, risultano:

$M^{(+)}_{max}$ = 33.55 kNm (in campata)

$M^{(-)}_{3max}$ = 72.11 kNm (in corrispondenza dei setti o della parete da 70 cm, come da figura sopra riportata, dove la parete è spessa 48 cm)

$M^{(-)}_{4}max$ = 43.94 kNm (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 38 cm, come da figura sopra riportata)

N_{max} = 404.51 kN (di compressione)
V_{3max} = 110.17 kN (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 48 cm)
V_{4max} = 96.99 kN (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 38 cm)

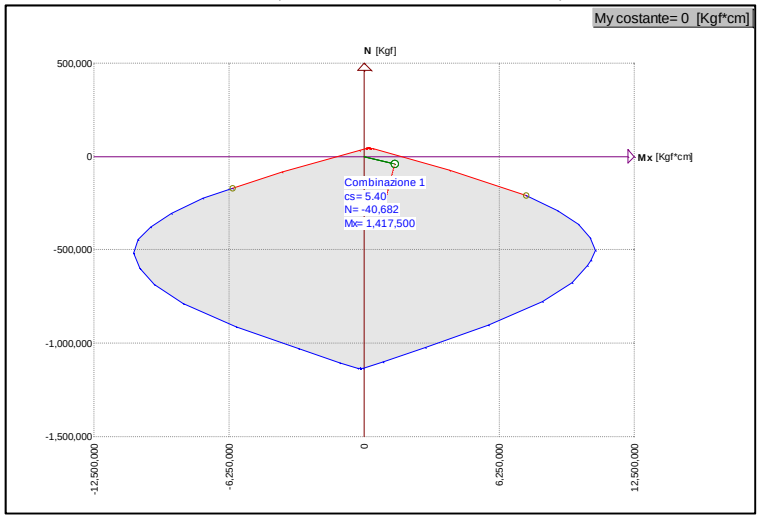
Le massime sollecitazioni nei setti intermedi da 18 cm risultano:
N_{max} = 341.44 kN (di compressione)

11.4.2. *Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna lato mare spessore = 70 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale parete lato mare = 1ϕ16/25 cm (esterni) e 1ϕ 14/25 cm.
Armatura smusso = 1ϕ 14/50 cm + 1ϕ 14/50 cm

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{1max}$ = 141.75 kNm + N_{max} = 406.82 kN (di compressione)

Senza considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 70 cm, a favore di sicurezza, si ottiene:



fs = 5.40

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 80 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 285.12 kN
V_{Ed} = 180.12 kN $< V_{Rd}$ fs = 1.58

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 70 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 281.33 kN
V_{Ed} = 161.91 kN $< V_{Rd}$ fs = 1.737

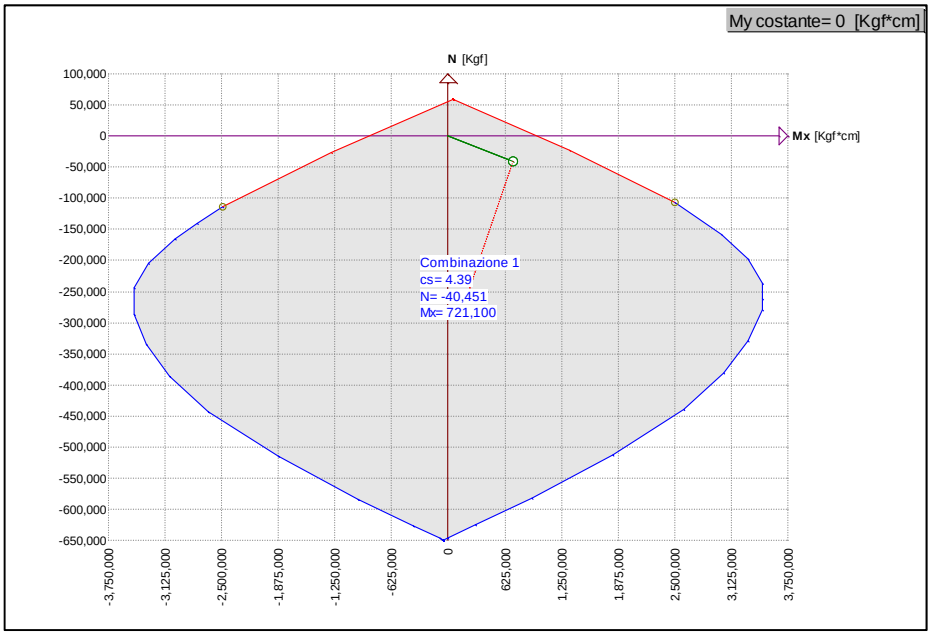
11.4.3. *Verifiche parete verticale esterna da 38 cm lato corto cassone*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K

Parete esterna lato mare spessore = 45 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ16/25 cm + 1ϕ18/50 cm esternamente e 1ϕ16/25 cm internamente
Armatura smusso = 1ϕ 14/25 cm

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{3max}$ = 72.11 kNm (in campata) + N_{max} = 404.51 kN (di compressione)

Senza considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 38 cm, a favore di sicurezza, si ottiene:



fs = 4.39

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 48 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 248.12 kN
V_{Ed} = 110.17 kN $< V_{Rd}$ fs = 2.25

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 38 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 200.62 kN
V_{Ed} = 96.99 kN $< V_{Rd}$ fs = 2.07

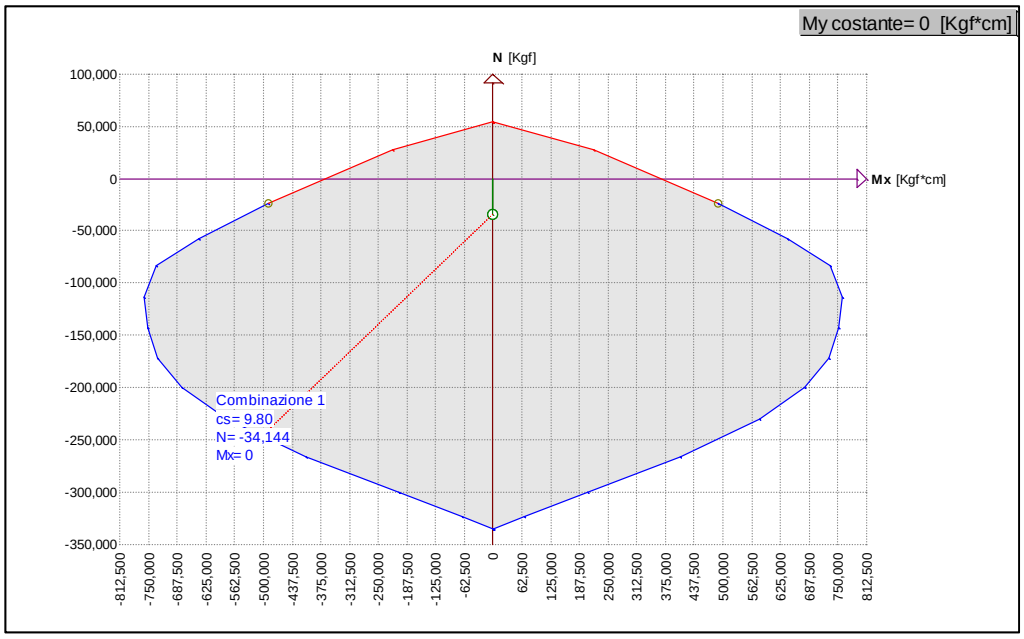
11.4.4. *Verifiche setti*

Verifica calcestruzzo assumendo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Setti interni spessore = 18 cm.
Copriferro dei setti interni = 3 cm
Armatura orizzontale parete interne = 1+1 ϕ 16/25 cm.

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi risultano:
N_{max} = 412.23 KN (di compressione)

Eseguendo la verifica dei setti per effetto del solo sforzo di compressione N_{max} = 341.44 KN (trascurando in questa fase l'azione combinata con il modesto momento flettente), si ottiene quanto di seguito riportato. Verifica:

Armatura: 4+4 ϕ 16
A_c = 100*18 = 1800 cm^2



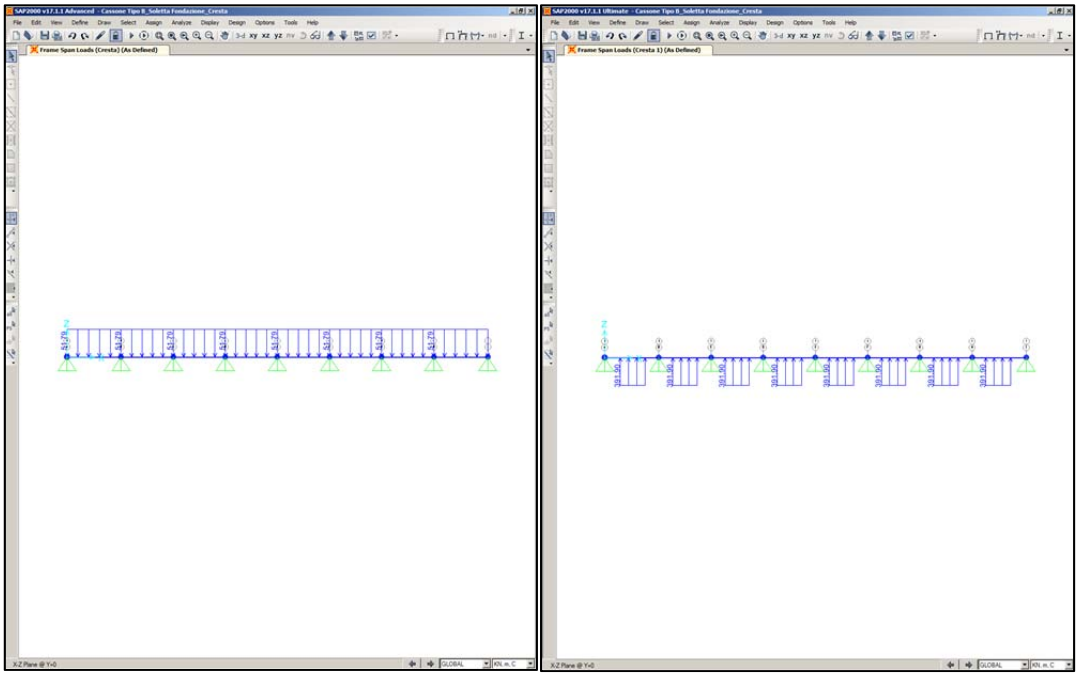
fs = 9.8

11.5. Verifica soletta di fondazione

11.5.1. *Verifica sezione longitudinale*

Si considera un comportamento a lastra e si assume uno schema a trave su più appoggi di larghezza pari a 1.00 m, preso lungo sezione trasversale sul lato lungo e con appoggi forniti dai setti verticali o dalle pareti laterali. La soletta presenta spessore pari a 90 cm.

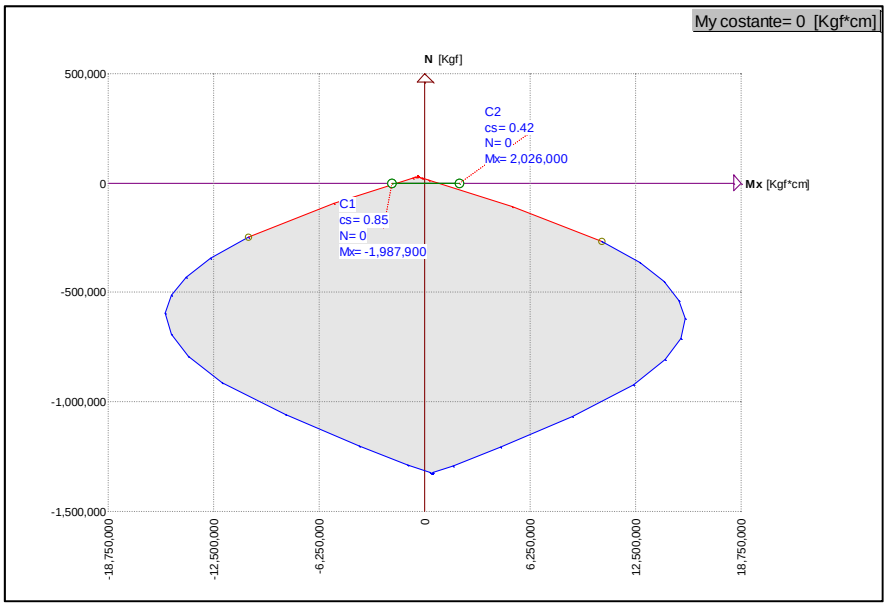
Prendendo in considerazione l'approccio (A1+M1), si considera che la pressione generata direttamente sulla soletta di fondazione dalla sottospinta idraulica, dal peso di acqua all'interno del cassone e sopra le mensole di fondazione, dal peso proprio soletta di fondazione e dalla sottospinta generata dalla cresta d'onda, sia pari a 51.79 kN/m^2 (uniformemente ripartito su tutta la soletta di fondazione), mentre la pressione generata da tutti quei carichi che vengono trasmessi alla fondazione dai setti o dalle pareti laterali/frontali (peso proprio cassone, soletta fondazione esclusa, peso massicciata, peso muro paraonde, carico accidentale in sommità e la spinta della cresta d'onda) è pari a 318.38 kN/m^2; per determinare le sollecitazioni agenti sulla soletta di fondazione, i carichi che arrivano direttamente dai setti, considerando una ripartizione a 45° all'interno della soletta di fondazione, si considerano parzialmente agenti sulla soletta (non si considerano sotto la zona d'influenza dei sette, in quanto non caricano la soletta in quanto sono direttamente assorbiti dai setti stessi). Per gli schemi di calcolo sopra descritti, per 1.00 m di soletta, si vedano le seguenti figure:



Le massime sollecitazioni agli SLU sulla soletta, combinando i due schemi sopra riportati, risultano:

$M^{(-)}_{max}$ = 198.79 kNm (a filo della superficie dei setti)
$M^{(+)}_{max}$ = 202.60 kNm
V_{max} = 292.70 kN

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{max}$ = 198.79 kNm e per $M^{(+)}_{max}$ = 202.60 kNm
Armatura: 1 ϕ 14/50 cm superiormente 1 ϕ 14/25 cm inferiormente.
Verifica a flessione calcestruzzo assumendo, per il calcestruzzo, R_{cm} = 32.44 N/mm^2:



fs = 0.42 (per $M^{(+)}_{max}$ = 202.60 kNm)
fs = 0.85 (per $M^{(-)}_{max}$ = 198.79 kNm)

Considerando lo sforzo di compressione medio N ≈ 188.36 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno e che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete laterale dei cassoni (cresta d'onda), i coefficienti sopra riportati diventano:
fs = 0.67 (per $M^{(+)}_{max}$ = 202.60 kNm + N ≈ 188.36 kN)
fs = 1.38 (per $M^{(-)}_{max}$ = 198.79 kNm + N ≈ 188.36 kN)

Senza considerare l'effetto lastra, ma prendendo come direzione principale la sezione trasversale sul lato corto da 22.00 m e considerando lo sforzo di compressione medio N ≈ 1593.79 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno, che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete laterale dei cassoni (cresta d'onda), i coefficienti sopra riportati diventano:

fs = 3.84 (per $M^{(+)}_{max}$ ≈ 400.00 kNm + N ≈ 1593.79 kN)

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:

$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:

d: altezza utile della sezione

b_W: larghezza minima della sezione

α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali

θ: inclinazione bielle compresse in cls

α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl}: area acciaio in zona tesa

$k = 1+(200/d)^{1/2}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$

$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, si ottiene:

V_{Rd} = 274.11 kN

V_{Ed} = 292.70 kN > V_{Rd} (fs = 0.936)

11.5.2. *Verifica mensola sezione trasversale (luce 1.5 m)*

La pressione massima sulla mensola della soletta di fondazione del cassone risulta pari a 636.76 kN/m^2 (non si considera l'effetto lastra), si considera distribuita sulla parte più esterna della mensola, per 0.6 m, considerando cioè la ripartizione a ≈ 45° dei carichi

che arrivano direttamente dalle pareti laterali spesse 38 cm; a tale valore di pressione, va sottratto il peso proprio della soletta e il peso d'acqua gravante sulla mensola stessa.
Per la verifica della mensola laterale della soletta si fondazione dei cassoni si considera un comportamento a mensola tozza:
$a_c/h = 1.2/0.9 = 1.33 \rightarrow (a_c/h > 1)$

dove:
a_c = posizione della risultante del carico
h = spessore mensola

Verifica considerando un comportamento a mensola tozza

Essendo il rapporto $a_c/h = 1.33$ di poco superiore a 1, si esegue comunque la verifica considerando la mensola come tozza; e considerando, a favore di sicurezza l'intero carico pari a 636.76 kN/m^2, non depurato dal valore del peso proprio e dal peso della colonna d'acqua al disopra della mensola; si considera 1.00 m di mensola. Le verifiche sono condotte senza considerare lo sforzo di compressione medio N ≈ 1593.79 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno e che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete frontale dei cassoni (cresta d'onda).

Il tiro massimo resistente nelle armature inferiori (1ϕ20/25 cm) risulta:
$F_{t,Rd} = (f_y/\gamma_R) * A_f = (0.375/1.15) *(4*314) = 409.57$ kN

Tiro massimo F_t di trazione nelle armature inferiori risulta:
$F_t = V_{Ed} * \text{cotg}\ \varphi$

dove:
V_{Ed} = carico verticale massimo = 636.76 *1*0.6 = 382.06 kN
$\text{cotg}\varphi = a/z = 1370/765 = 1.791$
$a = a_c + 0.2*d = 1200 + 0.2 * 850 = 1370$ mm
d = altezza armature ≈ 850 mm
$z = 0.9*d = 765$ mm

si ottiene:

$F_t = V_{Ed} * \text{cotg}\ \varphi = 382.06 * 1.791 = 684.26\ \text{kN} > F_{t,Rd} \rightarrow (fs = 0.6)$

La compressione massima resistente per le bielle di calcestruzzo compresse risulta:

$F_{c,Rd} = 0.4*(d*\text{sen}\ \varphi)*b*f_{cd} = 0.4*(850*\text{sen}\ 60.82)*1000*(0.03244*0.85/1.5) =$

$= 5456.82\ \text{kN}$

dove:

b = base mensola = 1000 mm

La compressione F_c massima nelle bielle di calcestruzzo vale:

$F_c = V_{Ed}/\text{sen}\varphi = 382.06\ /\text{sen}\ 60.82 = 437.59\ \text{kN} < F_{c,Rd} \rightarrow (fs = 12.47)$

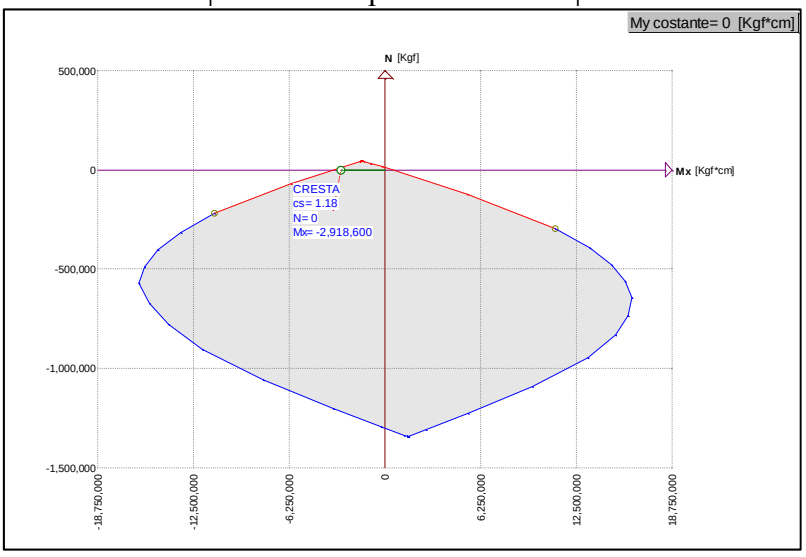
Verifica considerando un comportamento a trave

Se non si istaurasse il comportamento a mensola tozza, considerando quindi un comportamento a trave, le sollecitazioni massime risulterebbero:

$M_{max} = 291.86\ \text{kNm}$

$V_{max} = 240.52\ \text{kN}$

Verifica a flessione del calcestruzzo assumendo, per il calcestruzzo, $R_{cm} = 32.44\ \text{N/mm}^2$ e un'armatura costituita da 1ϕ14/m cm superiormente e 1ϕ20/25 cm inferiormente:



fs = 1.18

Assumendo per calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, per la verifica a taglio si ottiene:

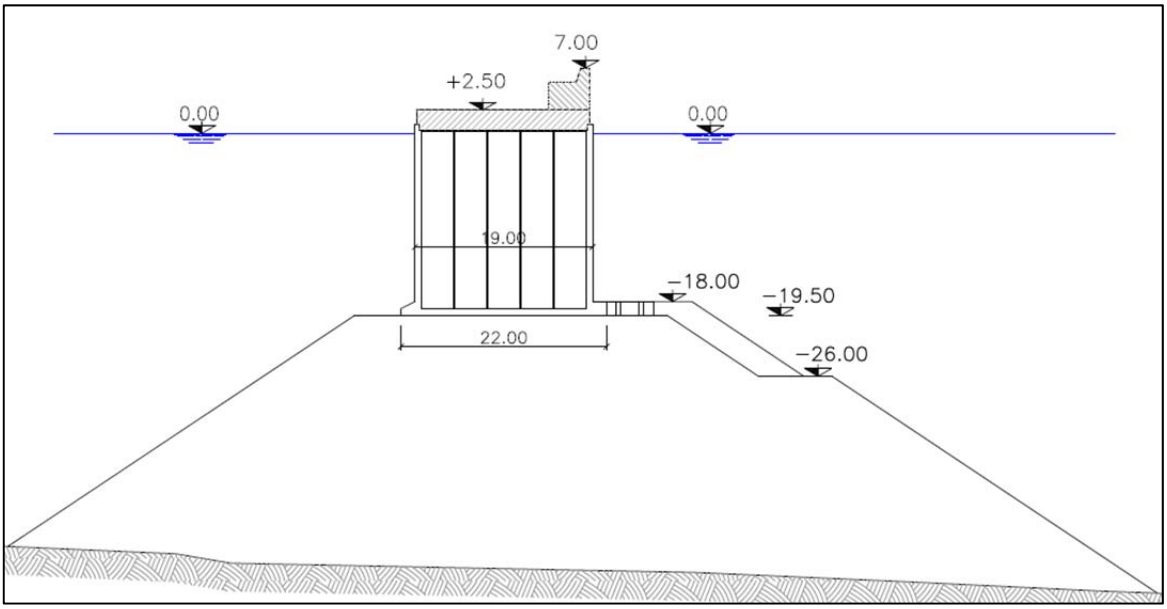
V_{Rd} = 274.11 kN
V_{Ed} = 240.52 kN $< V_{Rd}$ (fs = 1.14)

12. ANALISI STRUTTURALE DEI CASSONI TIPO "D"

12.1. Schema di calcolo e combinazione dei carichi

Per l'analisi strutturale della parete esterna verticale lato mare dei cassoni imbasati alla -19.5 m l.m.m., si considera la striscia orizzontale di 1.00 m a cavallo della quota -11.8 m l.m.m., a cui corrisponde la posizione con massima pressione del terreno interno al cassone; come azione dell'onda si assume, a favore di sicurezza, il valore a quota -19.50 in quanto il valore a tale quota è confrontabile con quello alla -11.8 m l.m.m., essendo le pressioni dovute al cavo e alla cresta d'onda di poco variabili a partire dalla -5.55 m l.m.m. (cavo d'onda) fino alla -19.5 m l.m.m..

La verifica è condotta con vita utile di 50 anni, in configurazione finale secondo PRP (Tempo di ritorno T_r dell'onda pari a 250 anni):



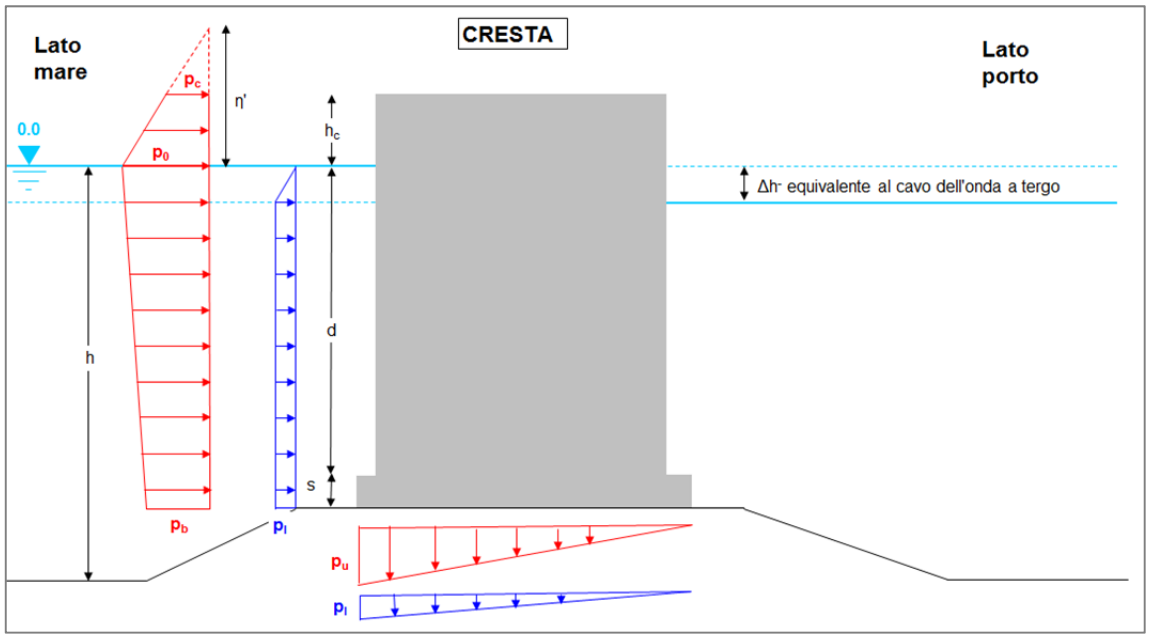
Come schema statico della sezione orizzontale del cassone si assume uno schema a trave, di larghezza 1.00 m, in quanto l'effetto lastra viene vanificato dall'andamento della pressione pressoché uniforme dalla -5.55 m l.m.m. fino alla -19.5 m l.m.m..

Agli SLU, per una striscia orizzontale di altezza 1.00 m a cavallo della -11.80 m l.m.m., si considerano agenti sulla parete esterna lato mare del cassone la spinta "S_t" del terreno all'interno delle celle, il cavo o la cresta d'onda "C_v".

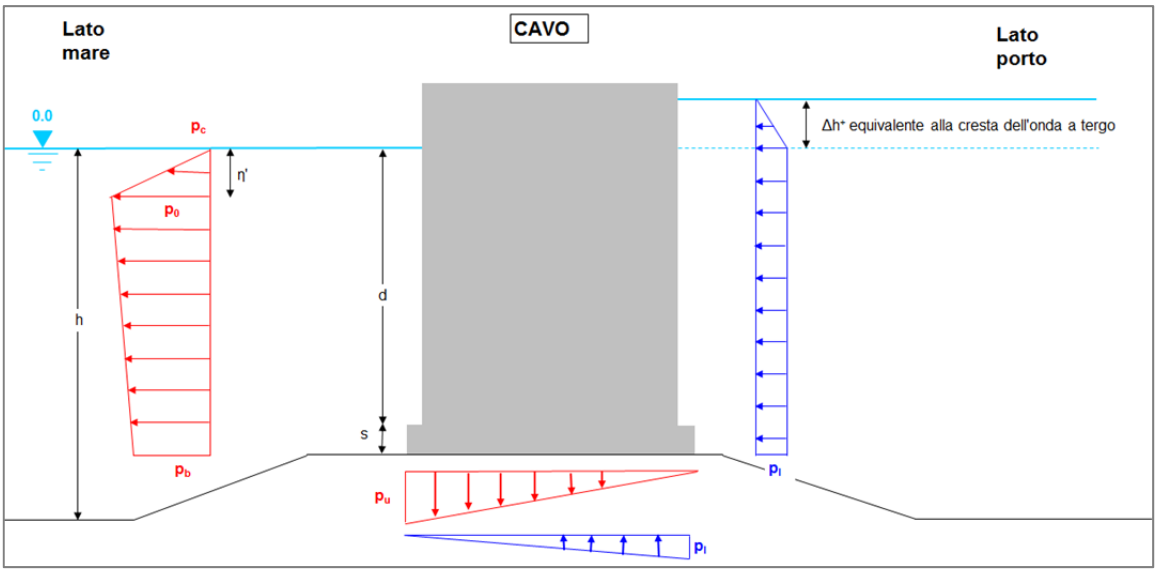
Combinazione agli SLU:

- in caso di cavo d'onda: $1.5 * S_t + 1.5 * C_v$
- in caso di cresta d'onda: $1.5 * C_v + S_t$

Onda di progetto:



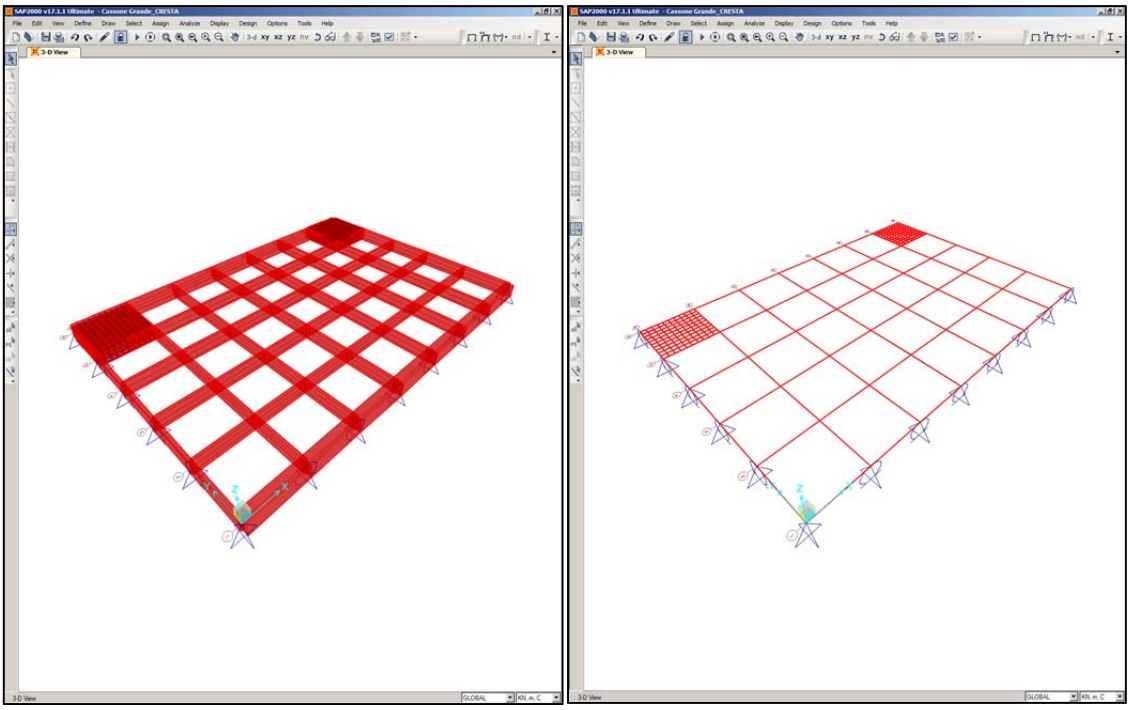
		CRESTA	
Livello lato mare:		+0.75 m	
Livello lato porto:		-0.25 m	
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m^2
Cassone+Muro (Sainflou)	p_c	+7.00	17.43
	p_0	+0.40	75.81
	p_b	-19.50	60.43
	p_u	-19.50	60.43
	p_l	-0.25	10.1



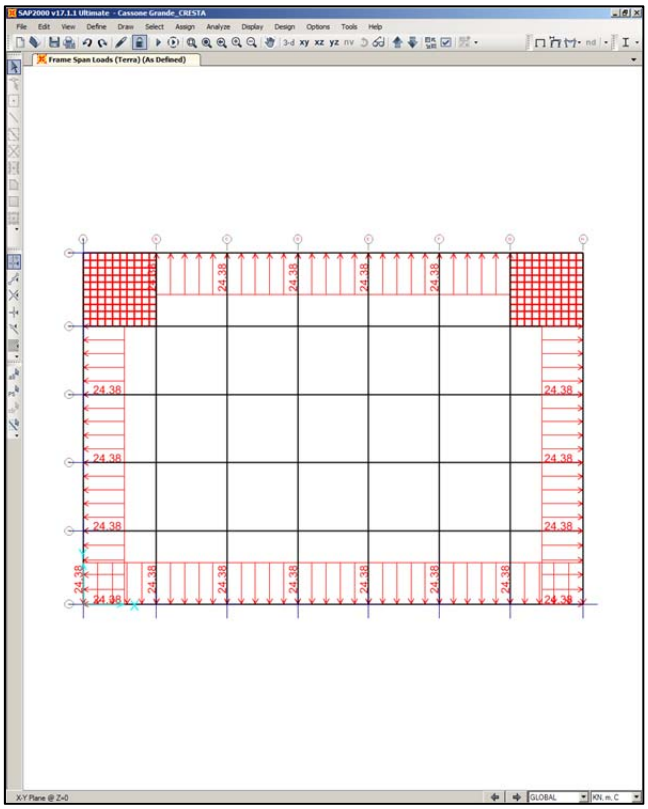
		CAVO	
Livello lato mare:	+0.75 m		
Livello lato porto:	1.25 m		
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m^2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.75	0
	p_0	-5.55	64.01
	p_b	-19.50	60.43
	p_u	-19.50	60.43
	p_l	0.00	10.1

12.2. Analisi numerica

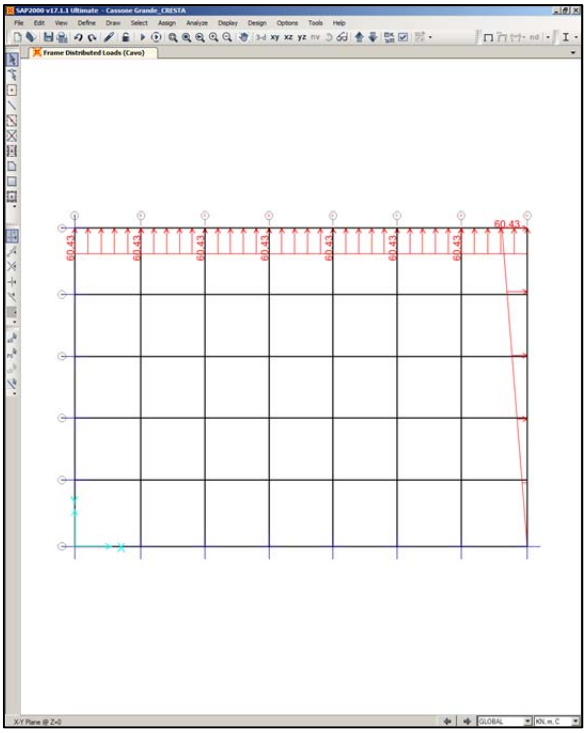
Schema di calcolo (sezione orizzontale cassone a cavallo della -11.80 m l.m.m.), considerando le due celle d'angolo lato mare riempite con cls:



Spinta terreno interno al cassone:



Cavo d'onda:



Cresta d'onda:

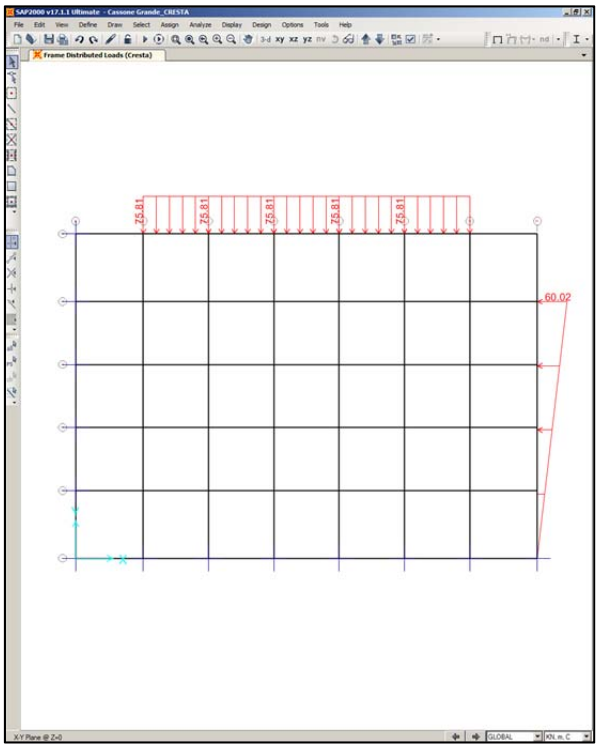


Diagramma sforzo assiale in caso di cavo d'onda (in rosso la trazione):

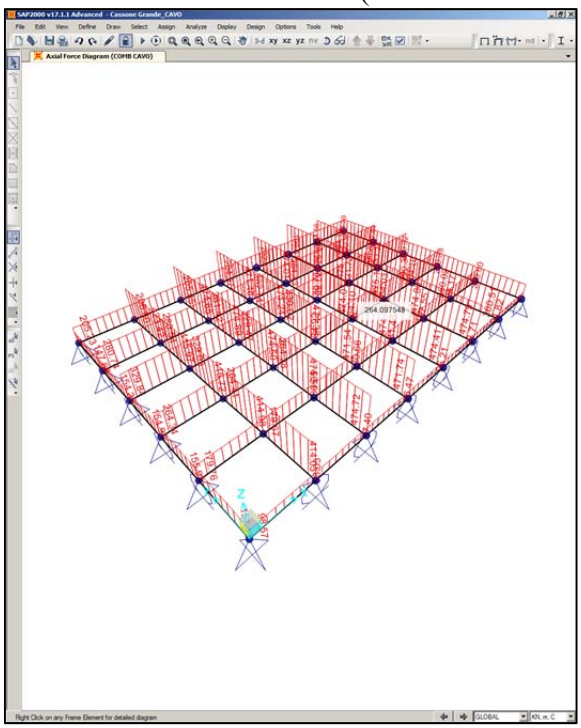


Diagramma momento flettente in caso di cavo d'onda:

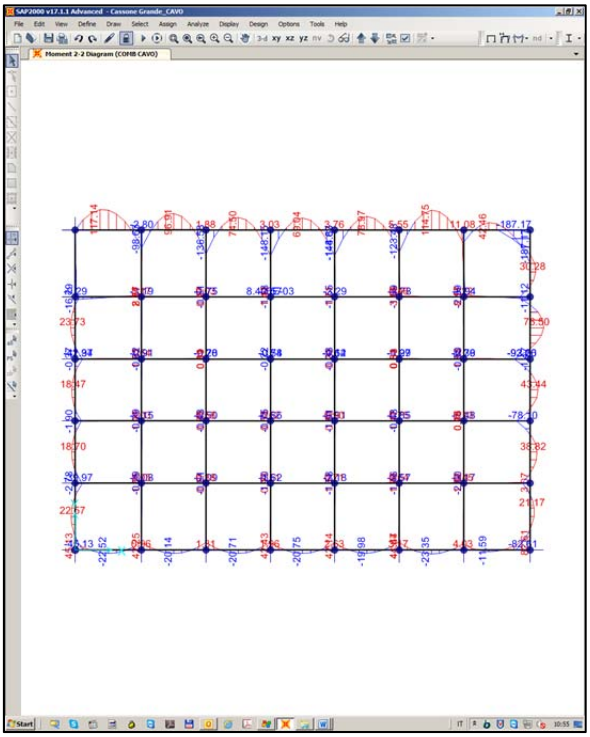


Diagramma taglio in caso di cavo d'onda:

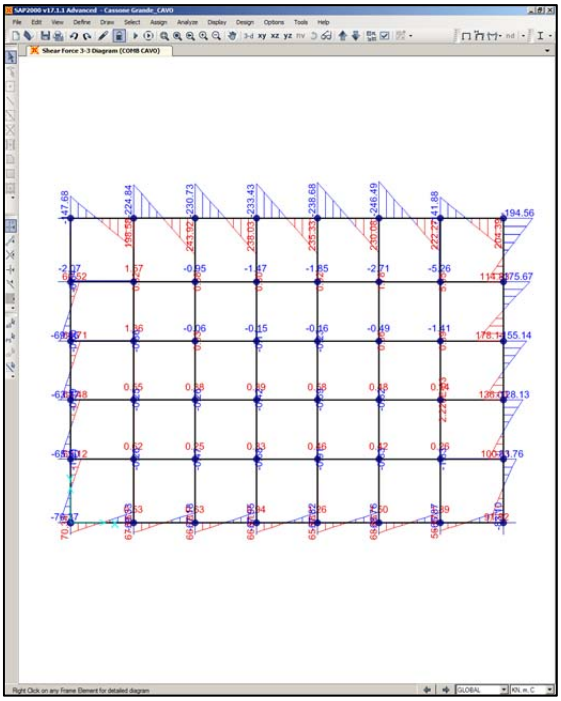


Diagramma sforzo assiale in caso di cresta d'onda (in blu di compressione):

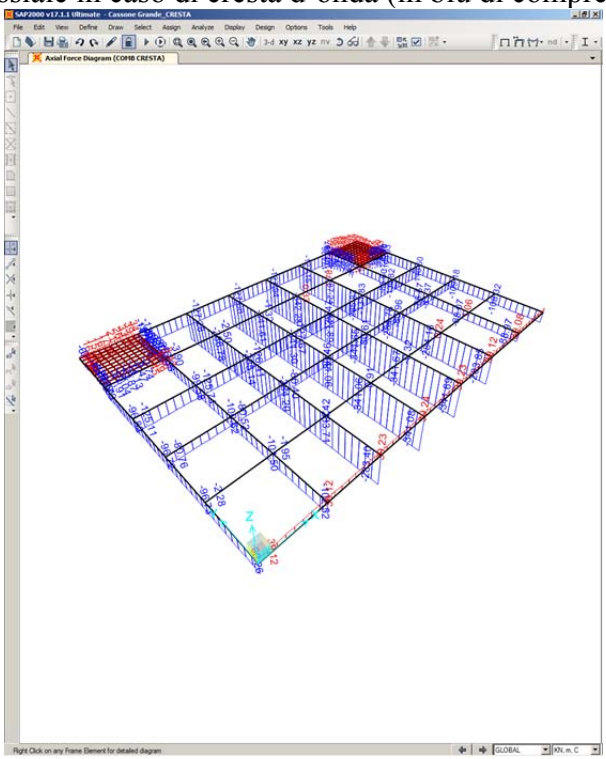


Diagramma momento flettente in caso di cresta d'onda:

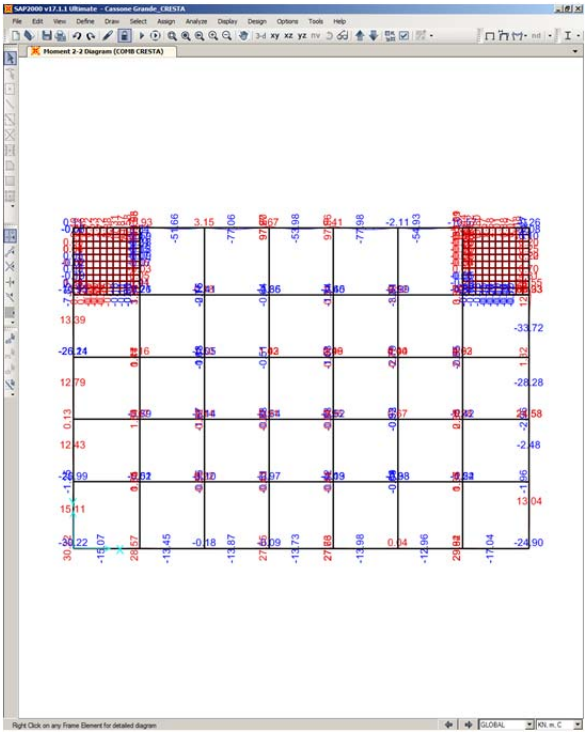
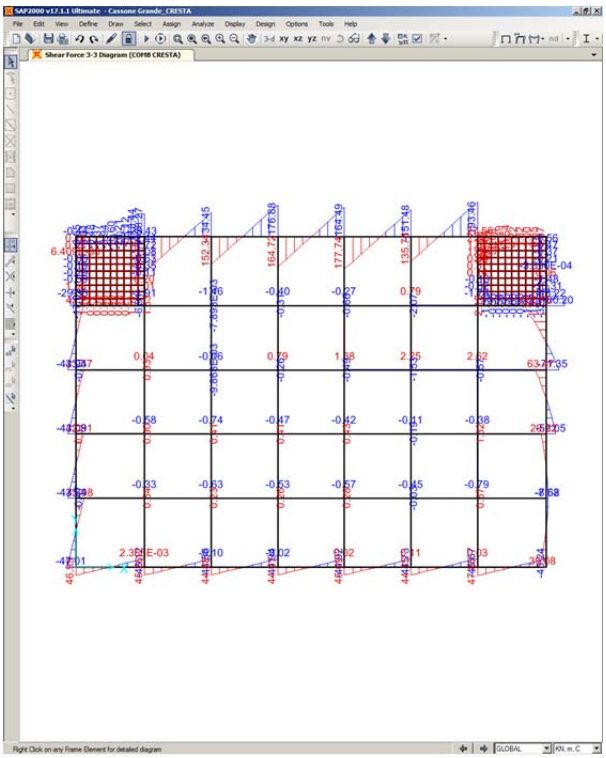
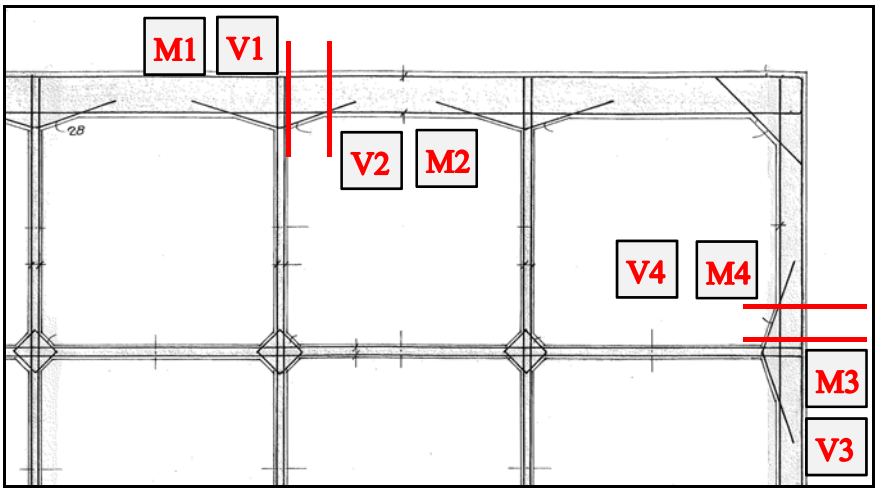


Diagramma taglio in caso di cresta d'onda:



12.3. Verifiche agli SLU nel caso di cavo d'onda

12.3.1. *Massime sollecitazioni*



Le massime sollecitazioni sulla parete verticale lato mare da 70 cm risultano:

$M^{(+)}_{max}$ = 117.14 kNm (in campata)

$M^{(-)}_{1max}$ = 187.17 kNm (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)

$M^{(-)}_{2max}$ = 134.17 kNm (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)

N_{max} = 205.23 kN (di trazione)

V_{1max} = 232.47 kN (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)

V_{2max} = 207.03 kN (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)

Le massime sollecitazioni sulla parete verticale laterale da 45 cm, sul lato corto del cassone, risultano:

$M^{(+)}_{max}$ = 76.50 kNm (in campata)

$M^{(-)}_{3max}$ = 187.17 kNm (in corrispondenza dei setti o della parete da 70 cm, come da figura sopra riportata)

$M^{(-)}_{4}max$ = 109.24 kNm (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 45 cm, come da figura sopra riportata)

N_{max} = 210.32 kN (di trazione)

V_{3max} = 169.88 kN (dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 55 cm)

V_{4max} = 151.51 kN (alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 45 cm)

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi da 18 cm risultano:

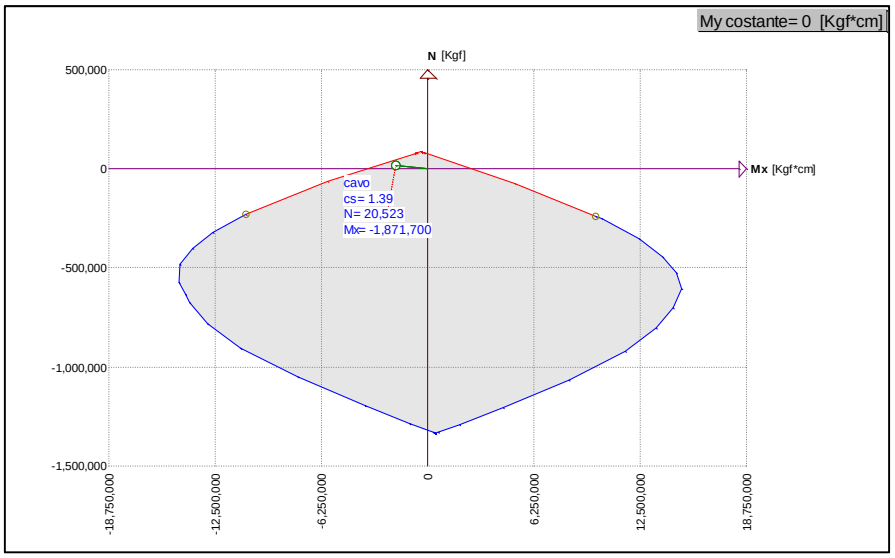
N_{max} = 476.57 kN (di trazione)

12.3.2. *Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna lato mare spessore = 70 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale parete lato mare = 1+1 ϕ 18/25 cm.
Armatura smusso = 1ϕ 14/25 cm.

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{1max}$ = 187.17 kNm + N_{max} = 205.23 kN (di trazione)

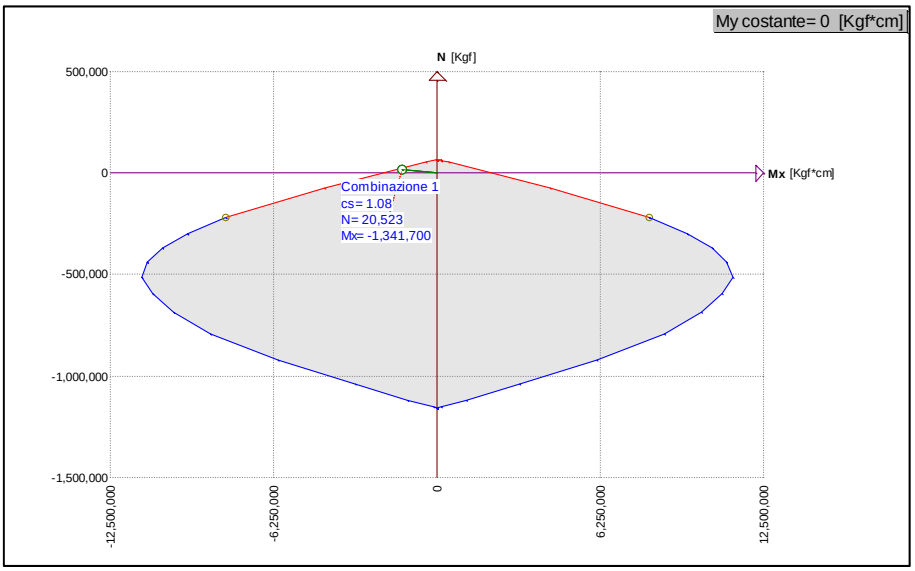
Considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 80 cm, si ottiene:



fs = 1.39

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{2max}$ = 134.17 kNm + N_{max} = 205.23 kN (di trazione)

Eseguendo la stessa verifica considerando lo smusso, prendendo però le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 80 cm, a favore di sicurezza, si ottiene:



fs = 1.08

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 80 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 264.43 kN
V_{Ed} = 232.47 kN > V_{Rd} (fs = 1.137)

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 70 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 224.58 kN
V_{Ed} = 207.03 kN < V_{Rd} (fs = 1.085)

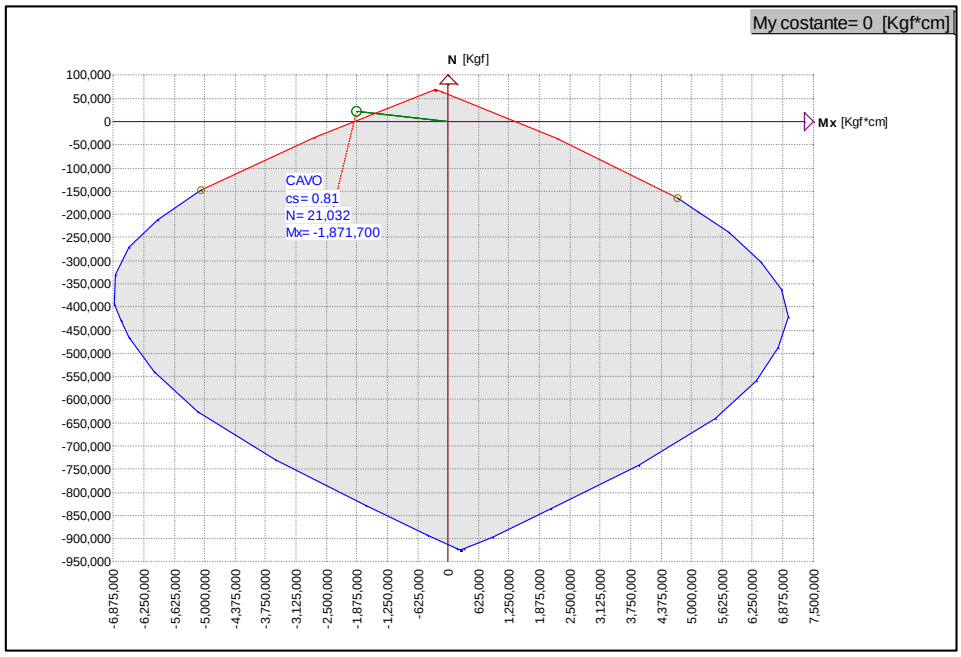
12.3.3. *Verifiche parete verticale esterna da 45 cm lato corto cassone*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna lato mare spessore = 45 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale parete lato mare = 1 ϕ 16/50 cm + 1 ϕ 14/50 cm sia internamente che esternamente.
Armatura smusso = 1 ϕ 14/25 cm.

Considerando lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e assumendo una sezione da 55 cm, si ottiene:

Verifica a flessione per $M^{(-)}_3 max$ = 187.17 kNm + N_{max} = 210.32 kN (di trazione)

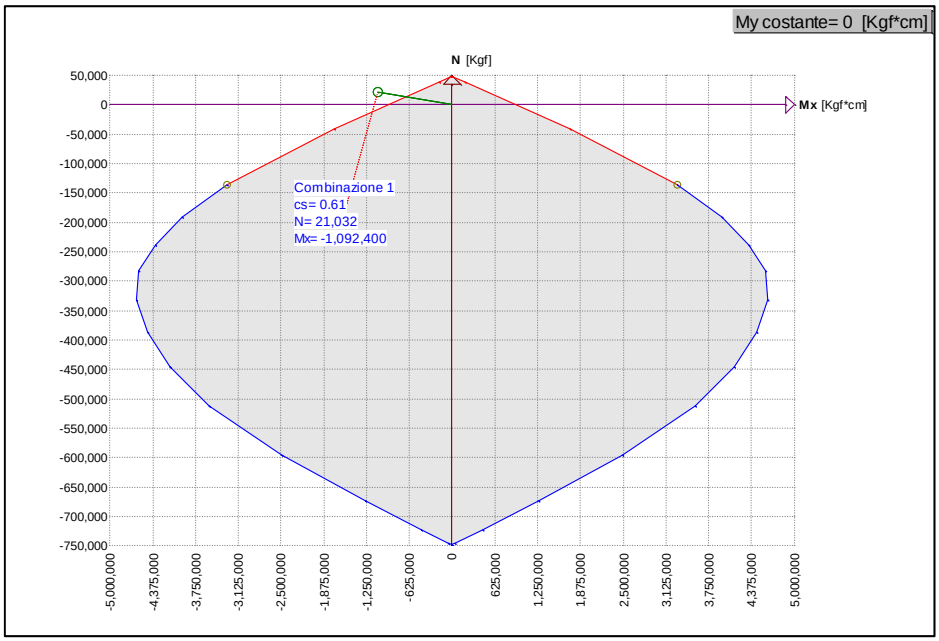
Considerando lo smusso, prendendo però le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 55 cm, si ottiene:



fs = 0.81

Verifica a flessione per $M^{(-)}_4 max$ = 109.24 kNm + N_{max} = 210.32 kN (di trazione)

Considerando lo smusso, prendendo il valore delle sollecitazioni alla fine dello smusso (a circa 80 cm dall'asse della parete esterna), verificando quindi la parete da 45 cm, si ottiene:



fs = 0.61

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa

$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 55 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 202.77 kN
V_{Ed} = 169.88 kN $< V_{Rd}$ (fs = 1.194)

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 45 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 159.11 kN
V_{Ed} = 151.51 kN $< V_{Rd}$ (fs = 1.05)

12.3.4. *Verifiche setti*

Verifica calcestruzzo assumendo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Setti interni spessore = 18 cm.
Copriferro dei setti interni = 3 cm
Armatura orizzontale parete interne = 1+1 ϕ 14/25 cm.
Le massime sollecitazioni nei setti intermedi risultano:

Eseguendo la verifica dei setti agli SLU, per effetto del solo sforzo di trazione N_{max} = 476.57 kN (trascurando in questa fase l'azione combinata con il modesto momento flettente), si ottiene quanto di seguito riportato.

Verifica lato calcestruzzo

Verifica del solo calcestruzzo a trazione:

$A_c = 100*18 = 1800\ cm^2$

$f_{ctm} = 0.3*f_{ck}^{2/3} = 0.3*(32.44*0.83)^{2/3} = 2.695\ N/mm^2$ (resistenza media a trazione)

$f_{ctk} = 1.886\ N/mm^2$ (resistenza caratteristica a trazione)

$f_{ctd} = 0.8*(f_{ctk}/\gamma_M) = 0.8*(1.886/1.5) = 1.00\ N/mm^2$ (resistenza di calcolo a trazione)

(0.8 per pareti gettate in opera con spessori < 50 cm)

$f_{c,max} = N_{max}/A_c = 476570/180000 = 2.648\ N/mm^2 > f_{ctd}\ (= 1.00\ N/mm^2)$

Verifica lato armatura

Verificando le sole armature (4+4 ϕ 14, $A_f = 1232\ mm^2$) per il solo sforzo di trazione risulta:

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = 375/1.15 = 326\ N/mm^2$

$f_{y,max} = N_{max}/A_f = 476570/1232 = 386.83\ N/mm^2 > f_{yd}\ (= 326\ N/mm^2)$

12.3.5. *Verifica alla -1.5 m l.m.m. (zona del bagnasciuga)*

A completamento delle verifiche sopra riportate, di seguito si esegue la verifica nella zona del bagnasciuga, considerando le armature corrose.

Per i carichi agenti si considera l'azione dell'onda e la spinta interna del terreno, mentre non si considera la scogliera, in quanto si considera spinta nulla per i tetrapodi.

La verifica viene condotta per la parete da 45 cm, (considerando lo smusso, prendendo il valore delle sollecitazioni alla fine dello smusso, a circa 80 cm dall'asse della parete esterna, verificando quindi la parete da 45 cm), che rappresenta la sezione con coefficiente di sicurezza "*fs*" minore tra quelle precedentemente verificate alla -11.80 m l.m.m. (fs = 0.61).

Le verifiche sono condotte assumendo per il calcestruzzo una resistenza media R_{cm} = 32.44 N/mm^2, acciaio armatura tipo FeB 38 K.
Parete esterna spessore = 45 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale parete lato mare = 1 ϕ 16/50 cm + 1 ϕ 14/50 cm sia internamente che esternamente.

Con riferimento all'Eurocodice 3 – Parte 5, per le armature si considera una corrosione di 0.075 mm/anno.

Ipotizzando che la corrosione sia iniziata dopo 15-18 anni dalla posa dei cassoni, ad oggi la corrosione risulta pari a circa 10*0.075 = 0.75 mm (per una barra d'armatura, la riduzione del diametro risulta pari a 2*0.75 = 1.5 mm); ad oggi, le armature diventano:

– armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ14.5/50 cm + 1ϕ12.5/50 cm sia internamente che esternamente.

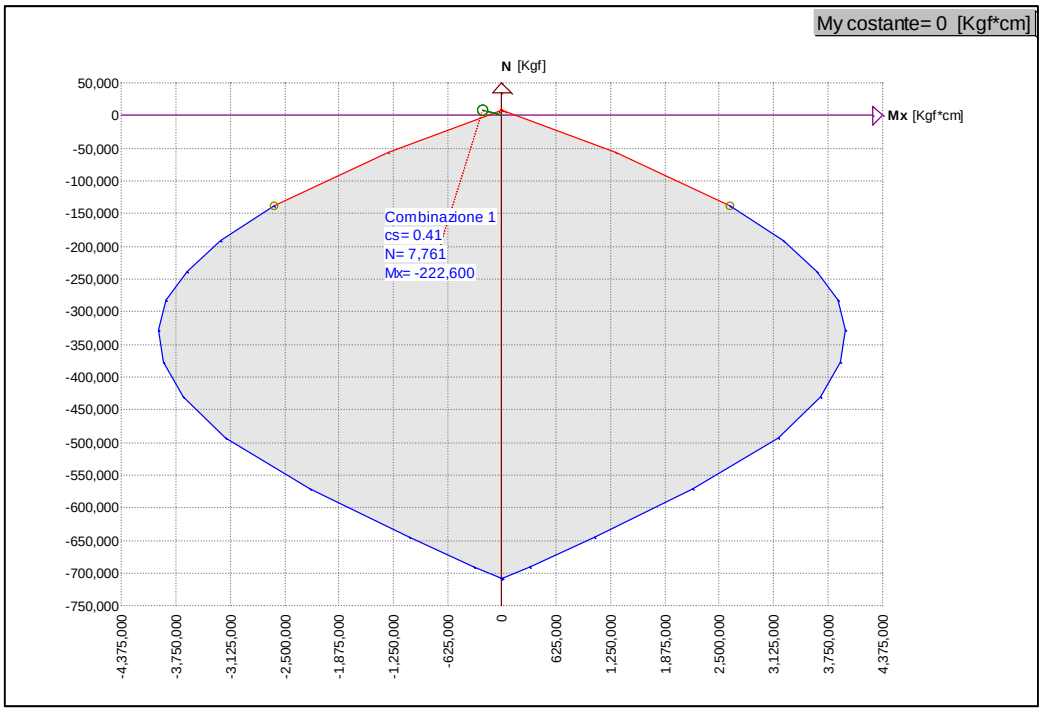
La prospettiva con vita utile a 50 anni, con ulteriore riduzione di 50*0.075 = 3.75 mm è la seguente (per una barra d'armatura, la riduzione del diametro risulta pari a 2*3.75 = 7.5 mm):

– armatura orizzontale pareti laterali = 1ϕ7/50 cm + 1ϕ5/50 cm sia internamente che esternamente.

Le massime sollecitazioni risultano:
$M^{(-)}_{4max}$ = 22.26 kNm (alla fine dello smusso dove la parete è spessa 45 cm)
N_{max} = 77.61 kN (di trazione)

Verifica a flessione a 50 anni per $M^{(-)}_{4max}$ = 22.26 kNm + N_{max} = 77.61 kN (di trazione)

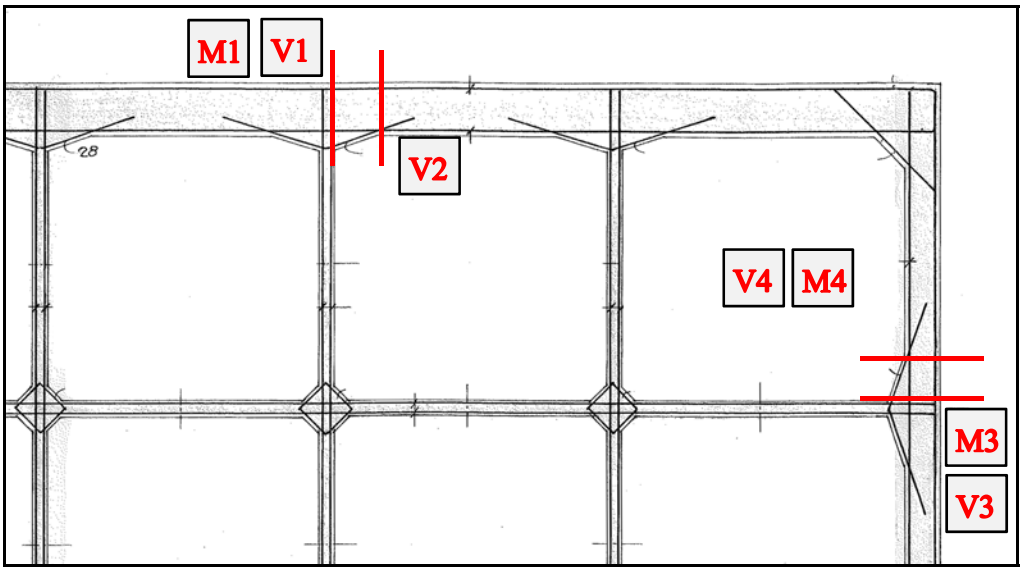
Senza considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni alla fine dello smusso e assumendo una sezione da 45 cm, si ottiene:



fs = 0.41

12.4. Verifiche agli SLU nel caso di cresta d'onda

12.4.1. *Massime sollecitazioni*



Le massime sollecitazioni sulla parete verticale lato mare da 70 cm risultano:

$M^{(+)}_{max} = 77.98$ kNm	(in campata)
$M^{(-)}_{1max} = 159.98$ kNm	(in corrispondenza dei setti o della parete da 70 cm e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)
$N_{max} = 127.15$ kN	(di compressione)
$V_{1max} = 186.73$ kN	(dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 80 cm, come da figura sopra riportata)
$V_{2max} = 168.86$ kN	(alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 70 cm, come da figura sopra riportata)

Le massime sollecitazioni sulla parete verticale laterale da 45 cm, sul lato corto del cassone, risultano:

$M^{(+)}_{max} = 33.72$ kNm	(in campata)
$M^{(-)}_{3max} = 88.33$ kNm	(in corrispondenza dei setti o della parete da 70 cm e con la parete spessa 55 cm, come da figura sopra riportata)
$M^{(-)}_{4}max = 56.90$ kNm	(alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 45 cm, come da figura sopra riportata)
$N_{max} = 109.93$ kN	(di compressione)
$V_{3max} = 116.92$ kN	(dove è presente il ringrosso, a filo della superficie dei setti e con la parete spessa 55 cm)
$V_{4max} = 104.11$ kN	(alla fine del ringrosso, dove la parete è spessa 45 cm)

Le massime sollecitazioni nei setti intermedi da 18 cm risultano:

$N_{max} = 342.23$ kN	(di compressione)

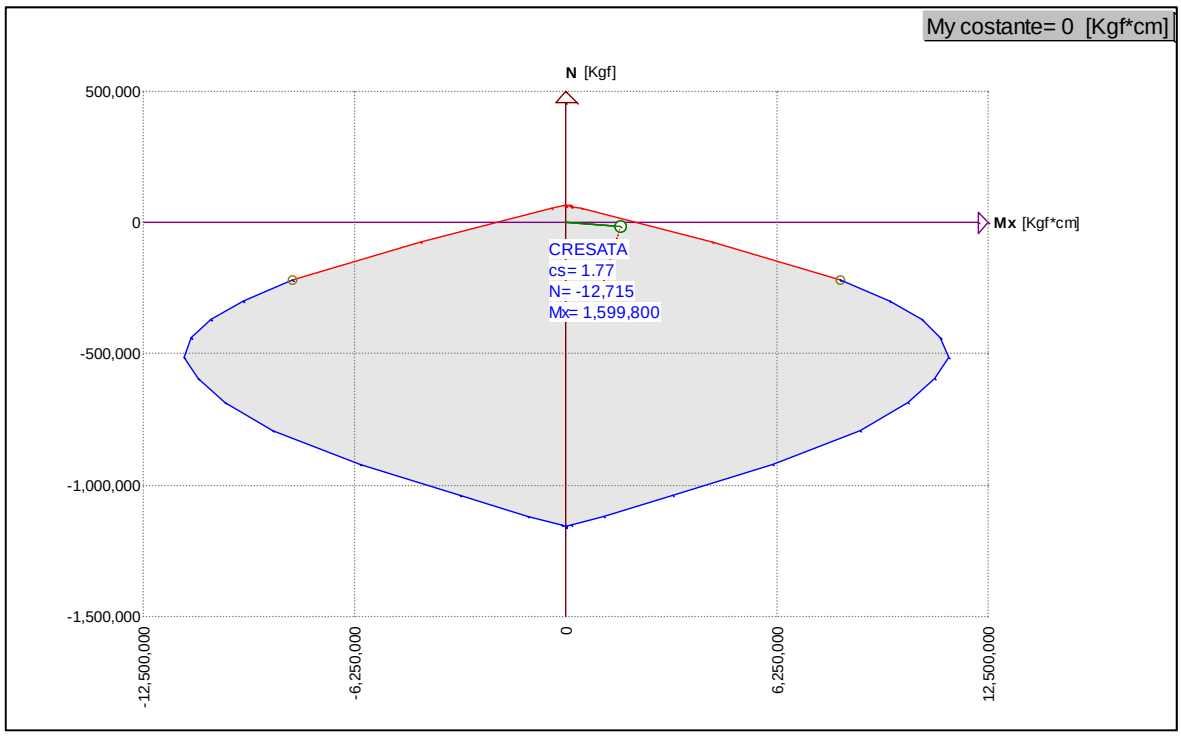
12.4.2. *Verifiche parete verticale esterna da 70 cm lato mare*

Verifica calcestruzzo assumendo $R_{cm} = 32.44$ N/mm^2

Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna lato mare spessore = 70 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale parete lato mare = 1+1 ϕ 18/25 cm.
Armatura smusso = 1 ϕ 14/25 cm.

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{1max}$ = 159.98 kNm + N_{max} = 127.15 kN (di compressione)

Senza considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 70 cm, a favore di sicurezza, si ottiene:



fs = 1.77

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 80 cm, si ottiene:
V_{Rd} = 242.32 kN
V_{Ed} = 168.86 kN $< V_{Rd}$ fs = 1.435

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 70 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 267.48 kN
V_{Ed} = 186.73 kN $< V_{Rd}$ fs = 1.43

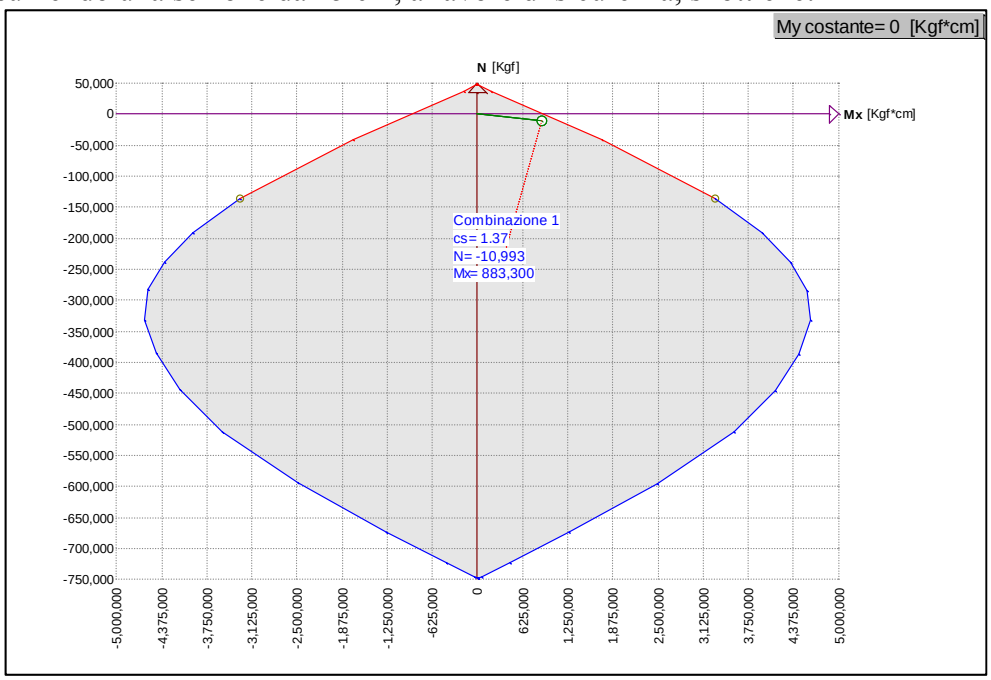
12.4.3. *Verifiche parete verticale esterna da 45 cm lato corto cassone*

Verifica calcestruzzo assumendo R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Parete esterna lato mare spessore = 45 cm.
Copriferro esterno della parete lato mare = 4 cm
Armatura orizzontale parete lato mare = 1 ϕ 16/50 cm + 1 ϕ 14/50 cm

Sia esternamente che internamente.
Armatura smusso = 1 ϕ 14/25 cm.

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{1max}$ = 88.33 kNm (in campata) + N_{max} = 109.93 kN (di compressione)

Senza considerare lo smusso, prendendo le sollecitazioni a filo della superficie dei setti e una assumendo una sezione da 45 cm, a favore di sicurezza, si ottiene:



fs = 1.37

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:
$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione

α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, considerando lo smusso (armatura smusso 1ϕ 14/25 cm) e prendendo il valore del taglio a filo della parete del setto, verificando quindi una parete da 55 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 222.47 kN
V_{Ed} = 183.66 kN $< V_{Rd}$ fs = 1.11

Assumendo per il calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, senza considerare lo smusso e prendendo il valore del taglio alla fine dello smusso (a circa 60 cm dall'asse del setto), verificando la parete da 45 cm, si ottiene:

V_{Rd} = 173.80 kN
V_{Ed} = 104.11 kN $< V_{Rd}$ fs = 1.67

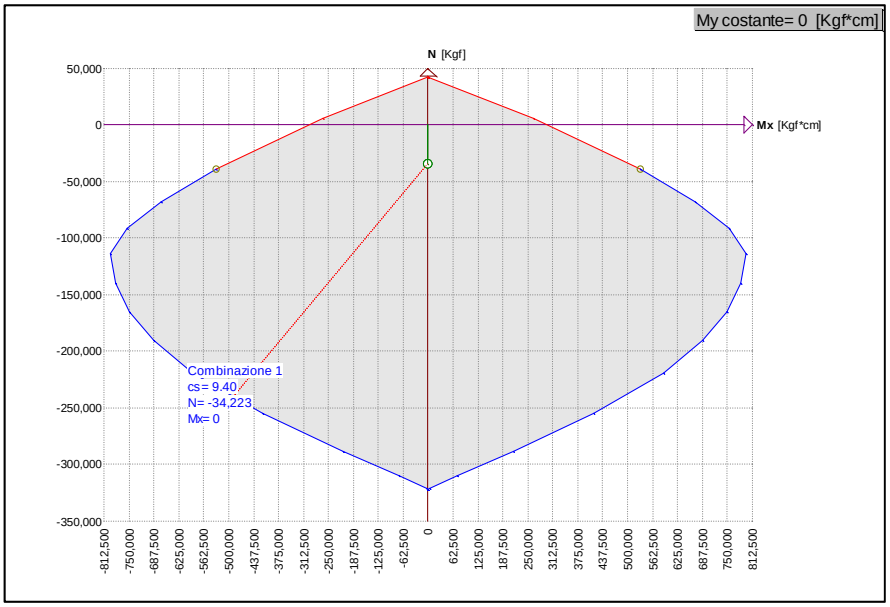
12.4.4. *Verifiche setti*

Verifica calcestruzzo assumendo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2
Acciaio armatura tipo FeB 38 K
Setti interni spessore = 18 cm.
Copriferro dei setti interni = 3 cm
Armatura orizzontale parete interne = 1+1 ϕ 14/25 cm.
Le massime sollecitazioni nei setti intermedi risultano:

Verifica a sforzo assiale di compressione

Eseguendo la verifica dei setti per effetto del solo sforzo di compressione N_{max} = 342.23 kN (trascurando in questa fase l'azione combinata con il modesto momento flettente), si ottiene quanto di seguito riportato. Verifica:

Armatura: 4+4 ϕ 12
A_c = 100*18 = 1800 cm^2



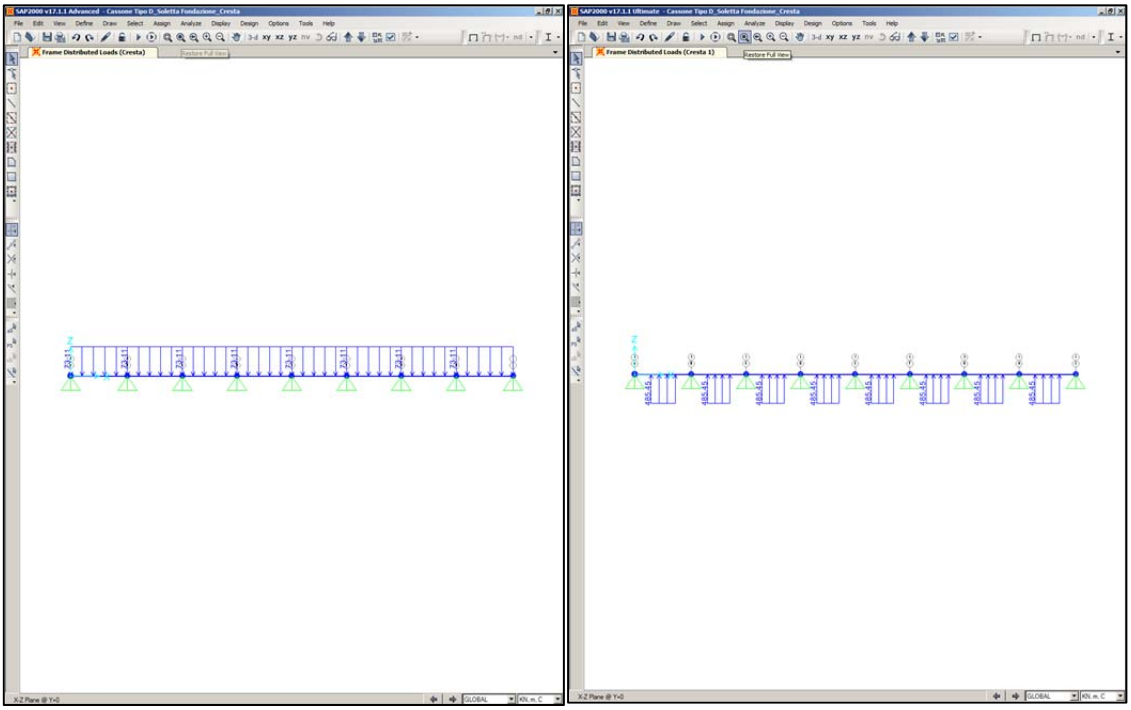
fs = 9.40

12.5. Verifica soletta di fondazione

12.5.1. *Verifica sezione longitudinale*

Si considera un comportamento a lastra e si assume uno schema a trave su più appoggi di larghezza pari a 1.00 m, preso lungo sezione trasversale sul lato lungo e con appoggi forniti dai setti verticali o dalle pareti laterali. La soletta presenta spessore pari a 100 cm.

Prendendo in considerazione l'approccio (A1+M1), si considera che la pressione generata direttamente sulla soletta di fondazione dalla sottospinta idraulica, dal peso di acqua all'interno del cassone e sopra le mensole di fondazione, dal peso proprio soletta di fondazione, dal peso di terreno che grava direttamente sulla soletta di fondazione e dalla sottospinta generata dalla cresta d'onda, sia pari a 73.11 kN/m^2 (uniformemente ripartito su tutta la soletta di fondazione), mentre la pressione generata da tutti quei carichi che vengono trasmessi alla fondazione dai setti o dalle pareti laterali/frontali (peso proprio cassone, soletta fondazione esclusa, peso massicciata, peso muro paraonde, carico accidentale in sommità e la spinta della cresta d'onda) è pari a 409.03 kN/m^2; per determinare le sollecitazioni agenti sulla soletta di fondazione, i carichi che arrivano direttamente dai setti, considerando una ripartizione a 45° all'interno della soletta di fondazione, si considerano parzialmente agenti sulla soletta (non si considerano sotto la zona d'influenza dei sette, in quanto non caricano la soletta in quanto sono direttamente assorbiti dai setti stessi). Per gli schemi di calcolo sopra descritti, per 1.00 m di soletta, si vedano le seguenti figure:



Le massime sollecitazioni agli SLU sulla soletta, combinando i due schemi sopra riportati, risultano:

$M^{(-)}_{max}$ = 209.98 kNm (a filo della superficie dei setti)

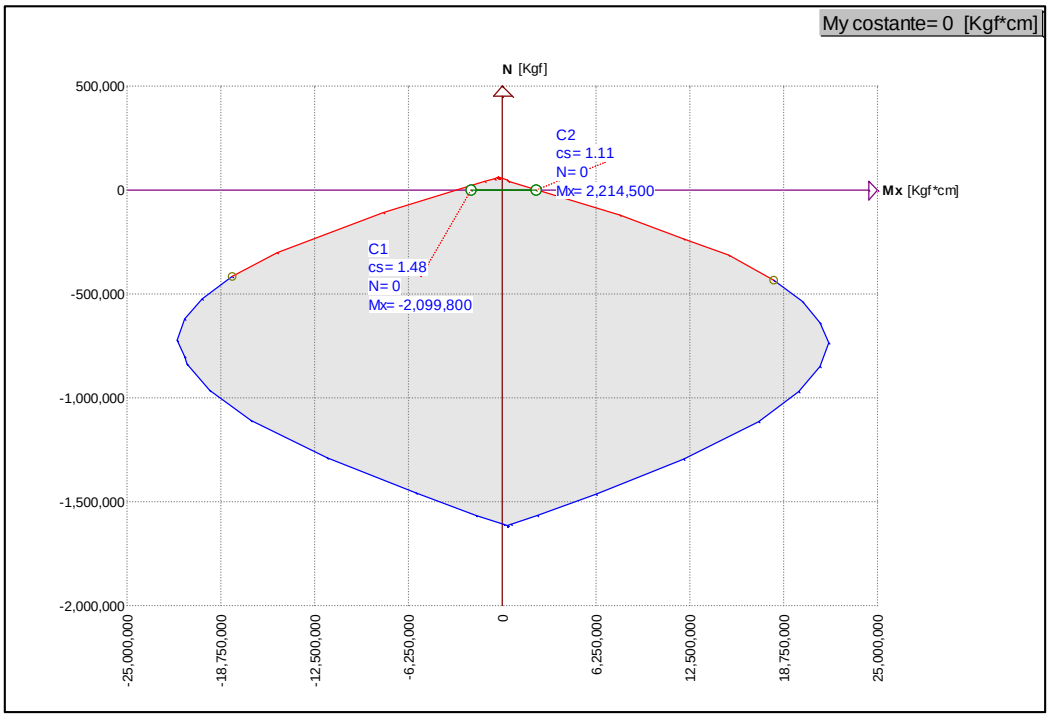
$M^{(+)}_{max}$ = 221.45 kNm (campata)

V_{max} = 310.05 kN

Verifica a flessione per $M^{(-)}_{max}$ = 209.98 kNm e per $M^{(+)}_{max}$ = 221.45 kNm

Armatura: 1 ϕ 16/25 cm superiormente 1 ϕ 18/25 cm inferiormente.

Verifica a flessione calcestruzzo assumendo, per il calcestruzzo, R_{cm} = 32.44 N/mm^2:



fs = 1.11 (per $M^{(+)}_{max}$ = 221.45 kNm)

fs = 1.48 (per $M^{(-)}_{max}$ = 209.98 kNm)

Verifica a taglio per V_{max}

Il taglio resistente, per elemento privo di armatura a taglio, risulta:

$V_{Rd} = \{0.18*k*[(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c]+0.15*\sigma_{cp}\}*b_W*d$

dove:
d: altezza utile della sezione
b_W: larghezza minima della sezione
α: inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali
θ: inclinazione bielle compresse in cls
α_c: coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
A_{sl}: area acciaio in zona tesa
$k = 1+(200/d)^{1/2}$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
$\rho_l = A_{sl}/(b_W*d)$

Assumendo per calcestruzzo una resistenza $R_{cm} = 32.44$ N/mm^2, si ottiene:
$V_{Rd} = 298.25$ kN
$V_{Ed} = 310.05$ kN $> V_{Rd}$ (fs = 0.96)

La verifica è stata condotta senza considerare, a favore di sicurezza, lo sforzo di compressione N agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno e che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete laterale dei cassoni (cresta d'onda).

12.5.2. *Verifica mensola sezione trasversale (luce 1.5 m)*

La pressione massima sulla mensola della soletta di fondazione del cassone risulta pari a 818.06 kN/m^2 (non si considera l'effetto lastra), si considera distribuita sulla parte più esterna della mensola, per 0.5 m, considerando cioè la ripartizione a ≈ 45° dei carichi che arrivano direttamente dalle pareti laterali spesse 45 cm; a tale valore di pressione, va sottratto il peso proprio della soletta e il peso d'acqua gravante sulla mensola stessa.

Per la verifica della mensola laterale della soletta si fondazione dei cassoni si considera un comportamento a mensola tozza:
$a_c/h = 1.25/1 = 1.25 \rightarrow (a_c/h > 1)$
dove:

a_c = posizione della risultante del carico
h = spessore mensola

Verifica considerando un comportamento a mensola tozza

Essendo il rapporto a_c/h = 1.25 di poco superiore a 1, si esegue comunque la verifica considerando la mensola come tozza e considerando, a favore di sicurezza l'intero carico pari a 818.06 kN/m^2, non depurato dal valore del peso proprio e dal peso della colonna d'acqua al disopra della mensola; si considera 1.00 m di mensola. Le verifiche sono condotte senza considerare lo sforzo di compressione medio N ≈ 1870.20 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno e che si instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete frontale dei cassoni (cresta d'onda).

Il tiro massimo resistente nelle armature inferiori (1ϕ26/25 cm + 1ϕ20/20 cm) risulta:
$F_{t,Rd} = (f_y/\gamma_R) * A_f = (0.375/1.15) *(4*530 + 2*314) = 896.09$ kN

Tiro massimo F_t di trazione nelle armature inferiori risulta:
$F_t = V_{Ed} * \text{cotg } \varphi$

dove:
V_{Ed} = carico verticale massimo = 818.06 *1*0.5 = 409.03 kN
cotgφ = a/z = 1440/855 = 1.684
$a = a_c + 0.2*d = 1250 + 0.2 * 950 = 1440$ mm
d = altezza armature ≈ 950 mm
$z = 0.9*d = 855$ mm

si ottiene:
$F_t = V_{Ed} * \text{cotg } \varphi = 409.03 * 1.684 = 688.80$ kN $< F_{t,Rd} \rightarrow$ (fs = 1.3)

La compressione massima resistente per le bielle di calcestruzzo compresse risulta:
$F_{c,Rd} = 0.4*(d*\text{sen } \varphi)*b*f_{cd} = 0.4*(950*\text{sen } 59.30)*1000*(0.03244*0.85/1.5) =$
$= 6006.42$ kN

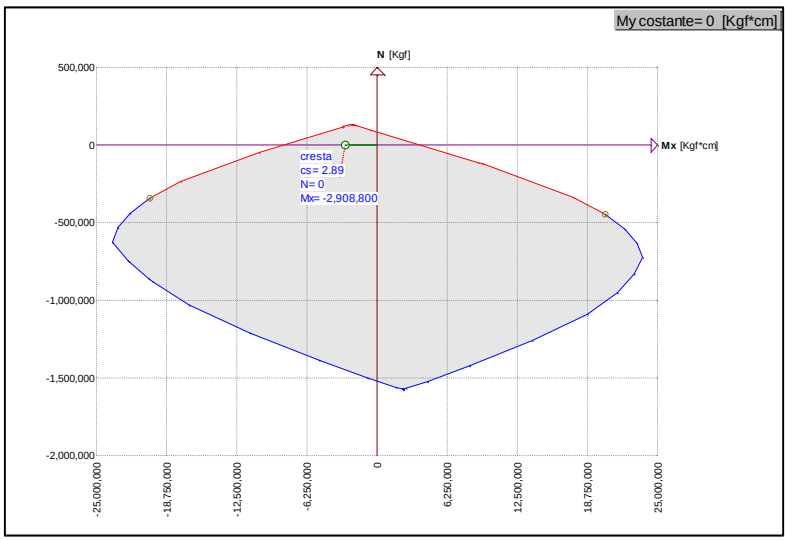
dove:
b = base mensola = 1000 mm

La compressione F_c massima nelle bielle di calcestruzzo vale:
$F_c = V_{Ed}/\text{sen}\varphi = 409.03 /\text{sen } 59.30 = 475.70$ kN $< F_{c,Rd} \rightarrow$ (fs = 12.63)

Verifica considerando un comportamento a trave

Se non si istaurasse il comportamento a mensola tozza, considerando quindi un cpmportamento a trave, le sollecitazioni massime risulterebbero:
$M_{max} = 585.15$ kNm
$V_{max} = 482.32$ kN

Verifica a flessione del calcestruzzo assumendo, per il calcestruzzo, $R_{cm} = 32.44$ N/mm^2 e un'armatura costituita da 1ϕ18/50 cm + 1ϕ22/50 cm superiormente e 1ϕ26/25 cm + 1ϕ20/20 cm inferiormente:



fs = 2.89

La verifica è stata condotta senza considerare lo sforzo di compressione medio N ≈ 1593.79 kN, agente sulla soletta di fondazione per effetto dell'attrito col terreno e che si

instaura per effetto delle spinte orizzontali agenti sulla parete frontale dei cassoni (cresta d'onda).

Assumendo per calcestruzzo una resistenza R_{cm} = 32.44 N/mm^2, per la verifica a taglio si ottiene:

V_{Rd} = 327.57 kN

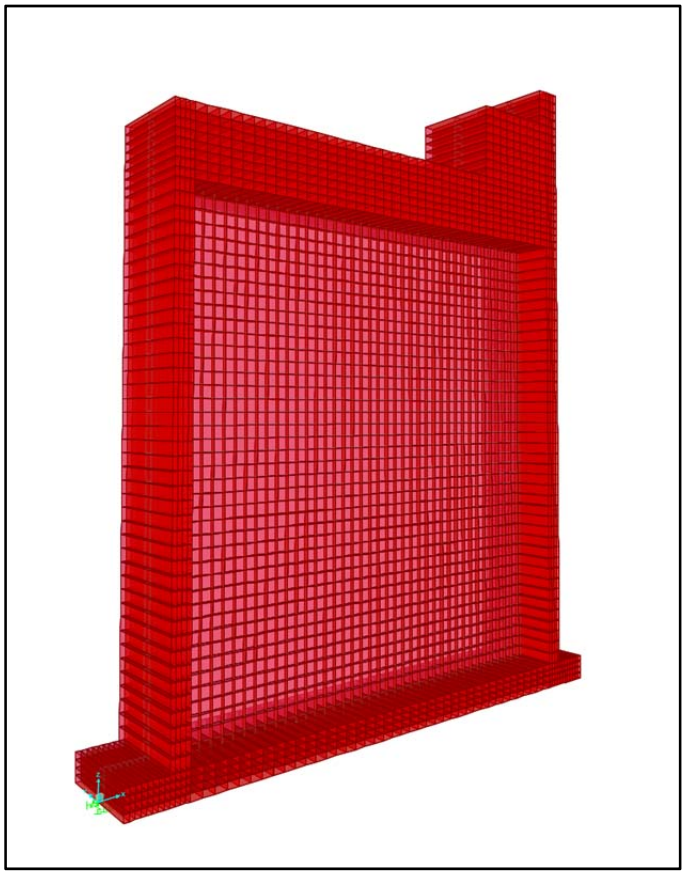
V_{Ed} = 262.23 kN > V_{Rd} (fs = 1.25)

13. ANALISI DELLA SEZIONE VERTICALE DEI CASSONI

Per avere un riscontro sull'attendibilità dei valori delle sollecitazioni strutturali ottenute, per i cassoni tipo "A", "B" e "D", con analisi strutturali condotte su sezioni orizzontali (riportate nei capitoli precedenti), nel presente capitolo si esegue l'analisi di una sezione verticale del cassone tipo "D" imbasato alla -19.50 m l.m.m..

Le sollecitazioni ottenute con l'analisi della sezione verticale del cassone tipo "D" andranno confrontate con quelle ottenute dall'analisi della sezione orizzontale dello stesso.

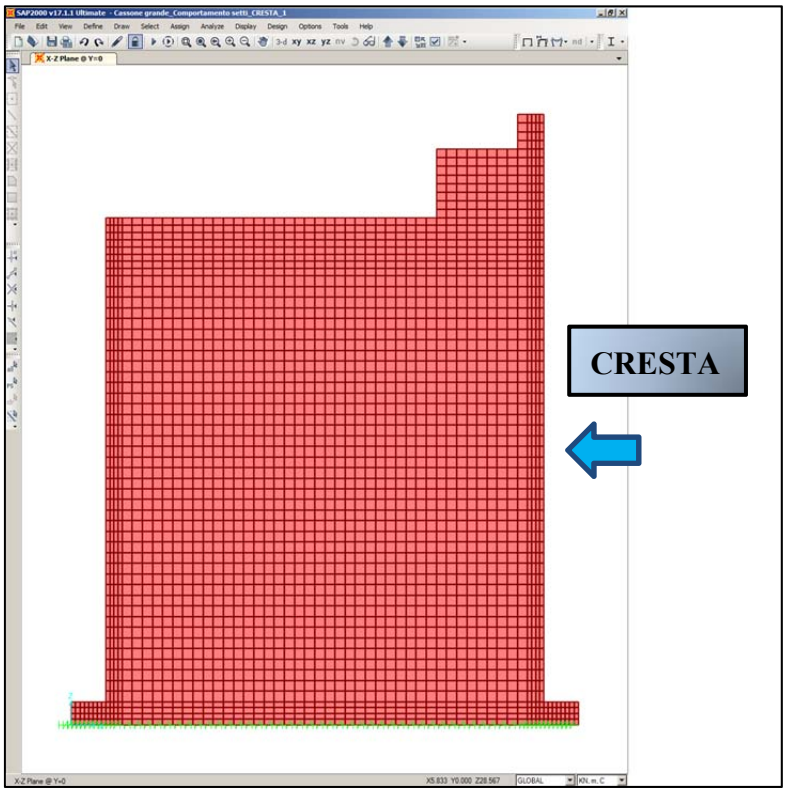
Si prende in esame una porzione di cassone pari a 3.685 m a cavallo di un setto, che viene modellata con elementi "shell". Schema statico:



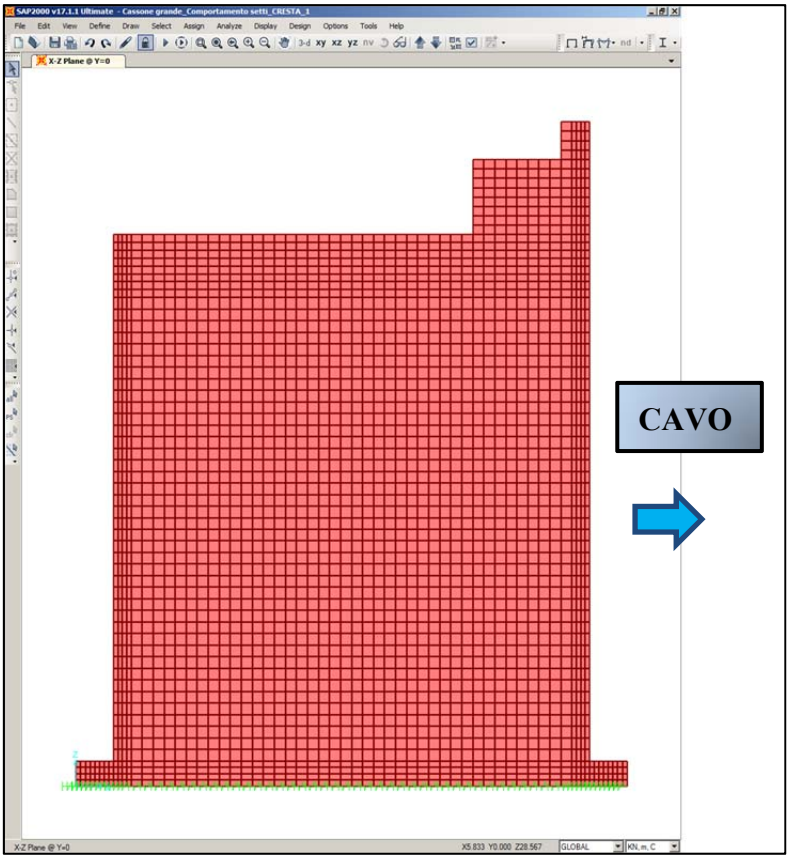
Nello schema statico il terreno viene modellato come suolo elastico alla Winkler, con costante di sottofondo K_w = 120000 kN/m^3. Nello schema di calcolo si assumono molle verticali che lavorano solo in compressione. Per simulare il corretto comportamento del terreno (schematizzato con molle che lavorano solo in compressione), i carichi descritti nei paragrafi precedenti (pesi propri strutturali, carichi permanenti portati, spinta terreno all'interno dei cassoni e carichi accidentali), si applicheranno senza coefficienti parziali di combinazione; in questa analisi i coefficienti parziali si applicano quindi ai risultati (alle sollecitazioni) e non alle azioni.

Per quanto riguarda il carico dovuto al riempimento di terreno, quello dalla -11.80 m l.m.m. al fondo della soletta (-18.50 m l.m.m.) si considera applicato direttamente alla soletta di fondazione, mentre quello al di sopra della -11.80 si considera, per l'effetto silos, che si scarichi in fondazione attraverso i setti intermedi e quindi non si considera direttamente gravante sulla soletta di fondazione.

Schema di calcolo nel caso di cresta d'onda:

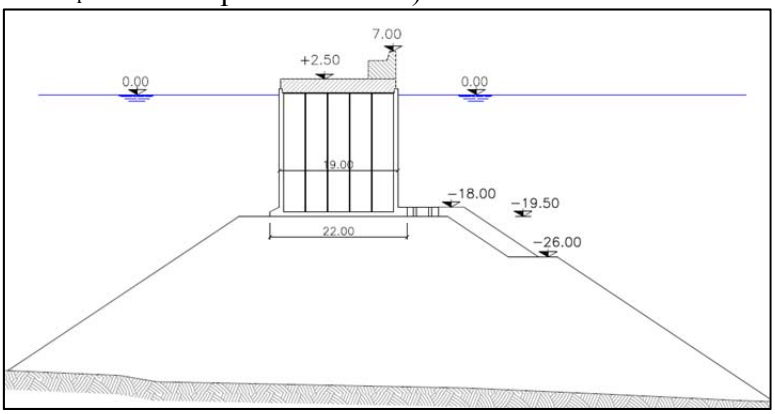


Schema di calcolo nel caso di cavo d'onda:

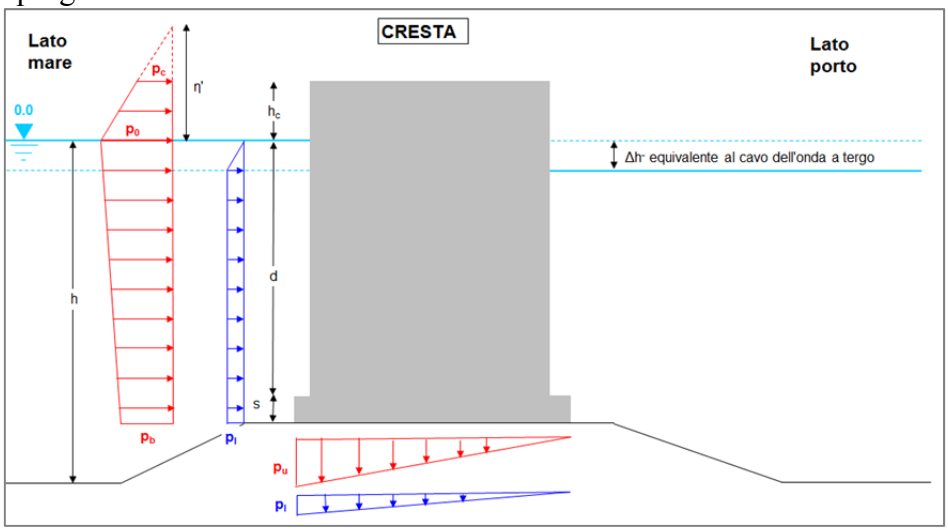


13.1. Cresta d'onda

La verifica è condotta con vita utile di 50 anni, in configurazione finale secondo PRP (Tempo di ritorno T_r dell'onda pari a 250 anni):



Onda di progetto:



CRESTA			
Livello lato mare: +0.75 m Livello lato porto: -0.25 m			
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m^2
Cassone+Muro (Sainflou)	p_c	+7.00	17.43
	p_0	+0.40	75.81
	p_b	-19.50	60.43
	p_u	-19.50	60.43
	p_l	-0.25	10.1

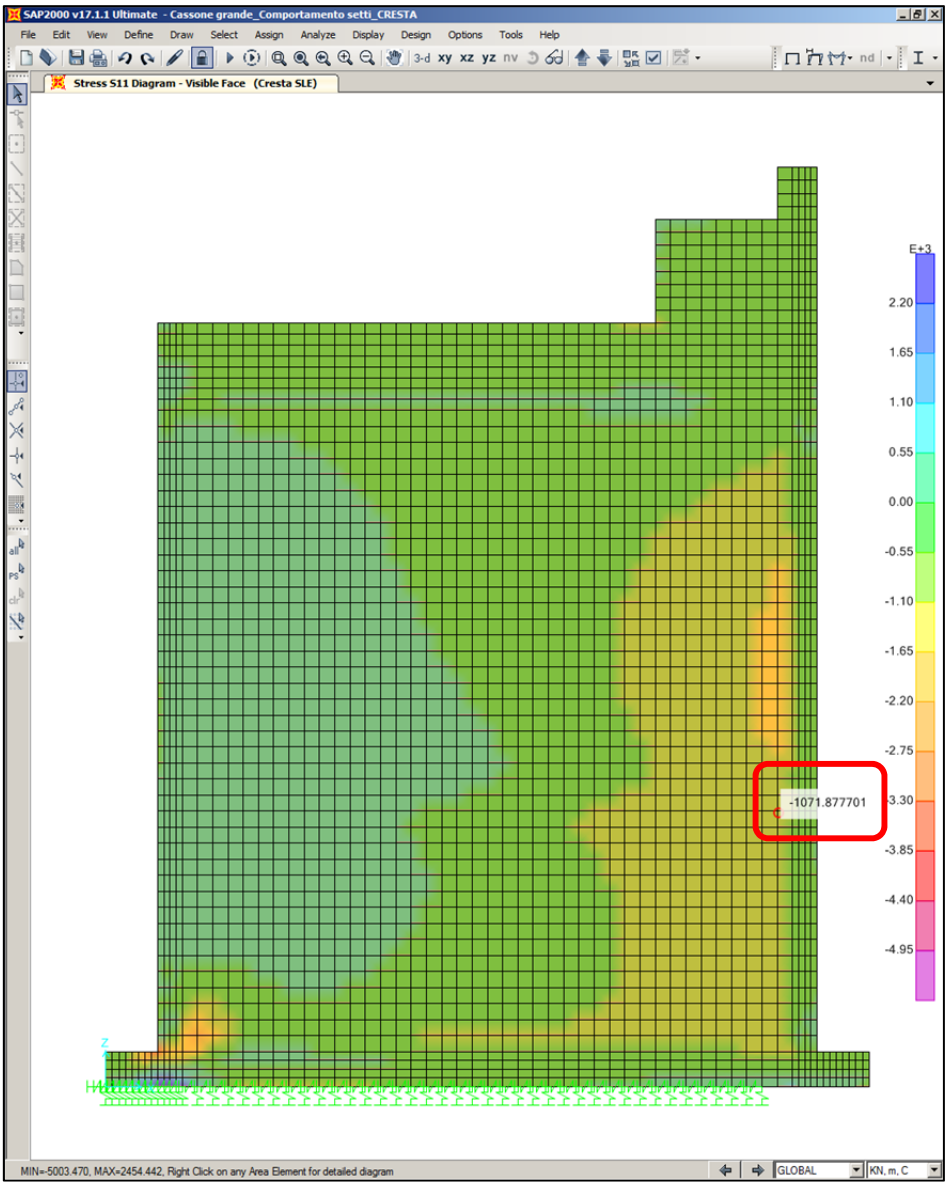
13.1.1. *Risultati dell'analisi numerica*

Riportiamo di seguito l'andamento delle tensioni σ orizzontali e verticali negli elementi shell (valori negativi di compressione).

Il valore della tensione orizzontale massima di compressione agli SLE presa a quota -11.80 m l.m.m. (quota alla quale ci si è riferiti per la sezione orizzontale di calcolo, che è la quota alla quale si sviluppa la massima spinta interna del terreno di riempimento per effetto silos) è pari a -1071.88 kN/m^2 (senza coefficienti parziali), che risulta inferiore al

valore massimo dedotto dall'analisi della sezione orizzontale agli SLE (rif. Paragrafo 11.4.4) e pari a -1381.56 kN/m^2.

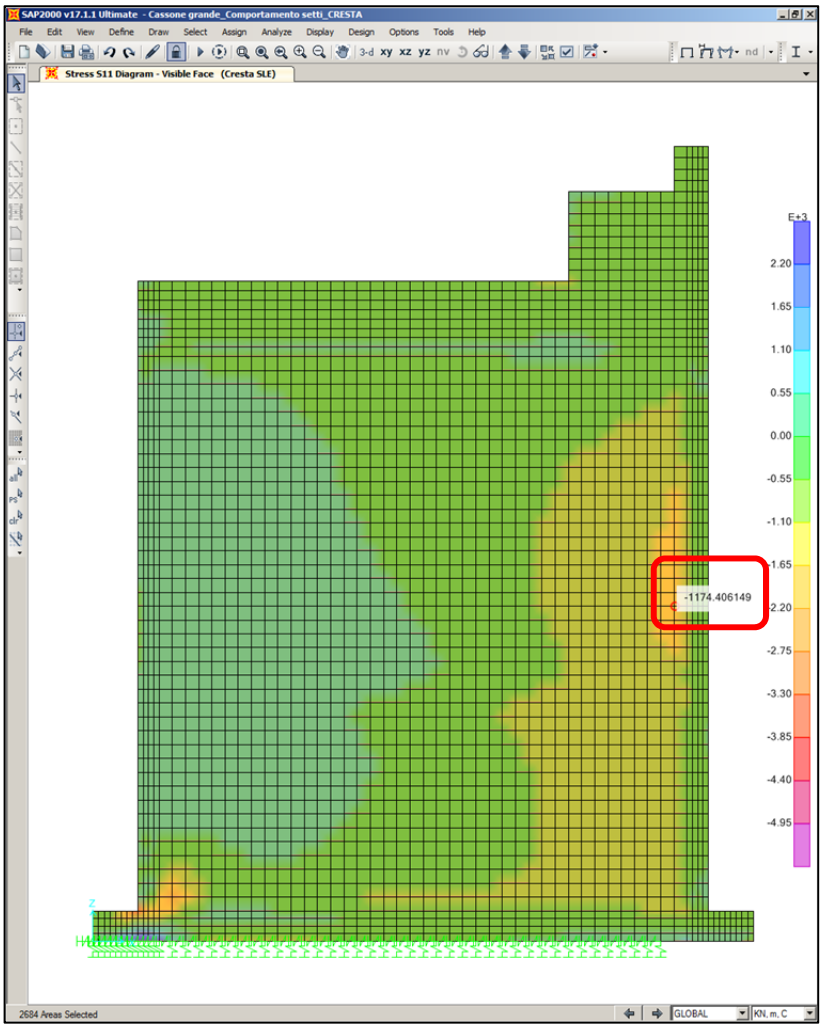
Andamento tensioni orizzontali (kN/m^2), con valore della tensione di compressione alla -11.80 m l.m.m.:



Il valore ottenuto dalla sezione di calcolo orizzontale, pari a -1381.56 kN/m^2, deriva dall'applicazione, a favore di sicurezza, del valore massimo della cresta d'onda, anche

se tale valore si sviluppa a quota +0.4 m l.m.m.. Dall'andamento delle tensioni orizzontali rappresentate nel diagramma sopra riportato, si nota infatti che il valore massimo delle tensioni si trova ad una quota meno profonda rispetto alla -11.80 m l.m.m.; il valore massimo della tensione orizzontale si trova circa a quota -8.325 m l.m.m. e risulta pari a -1170.18 kN/m^2, come da figura sotto riportata; tale valore risulta comunque inferiore rispetto al valore massimo dedotto dall'analisi della sezione orizzontale agli SLE (rif. Paragrafo 11.4.4) e pari a -1381.56 kN/m^2.

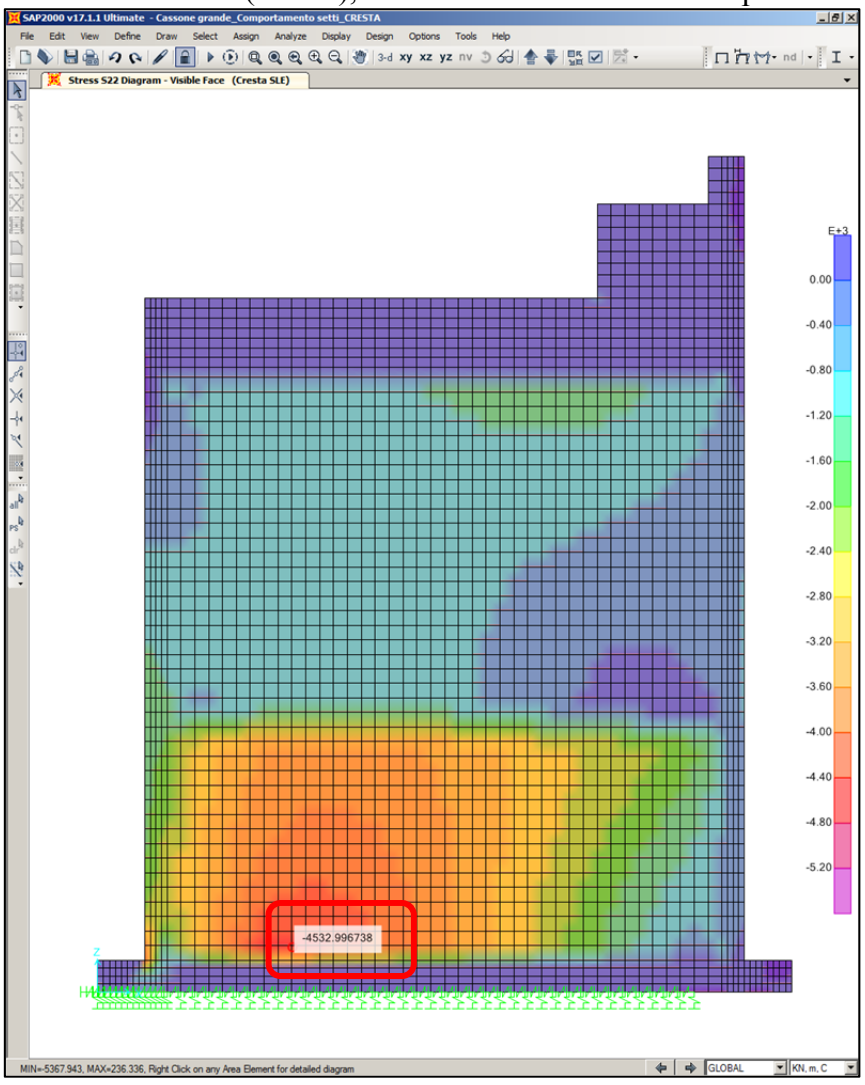
Andamento delle tensioni orizzontali (kN/m^2), con tensione massima di compressione alla -8.325 m l.m.m.:



Dal confronto sopra riportato si evince quindi l'affidabilità, a favore di sicurezza, del modello di calcolo schematizzato sulla sezione orizzontale del cassone al fine di determinare lo stato tensionale nei setti intermedi dei cassoni.

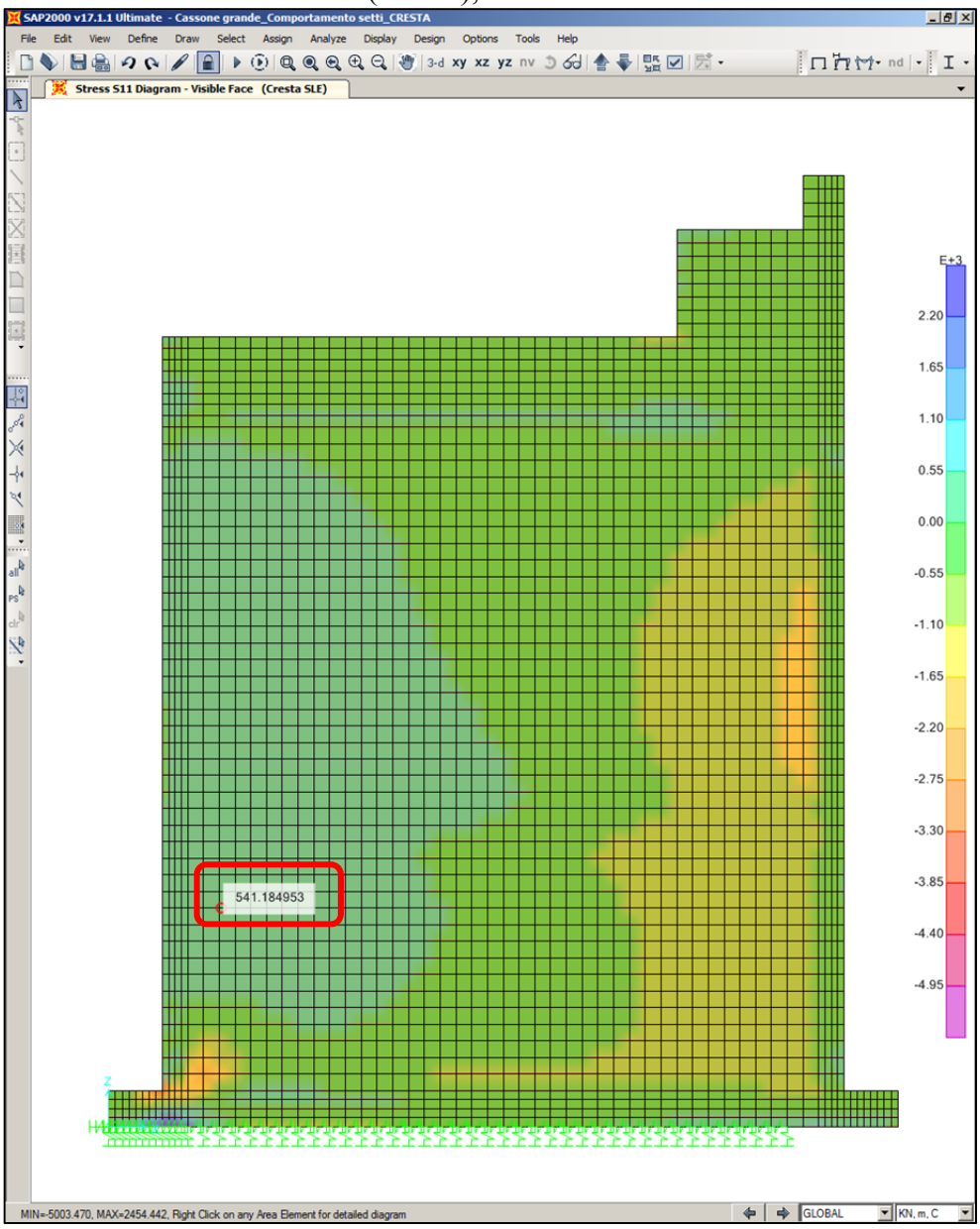
Il valore della tensione verticale massima di compressione è pari a -4533 kN/m^2 (senza coefficienti parziali), che risulta inferiore a 5950 kN/m^2, che rappresenta la resistenza ammissibile a compressione semplice di un calcestruzzo di classe R_{ck} = 25 N/mm^2.

Andamento tensioni verticali (kN/m^2), con tensione massima di compressione:

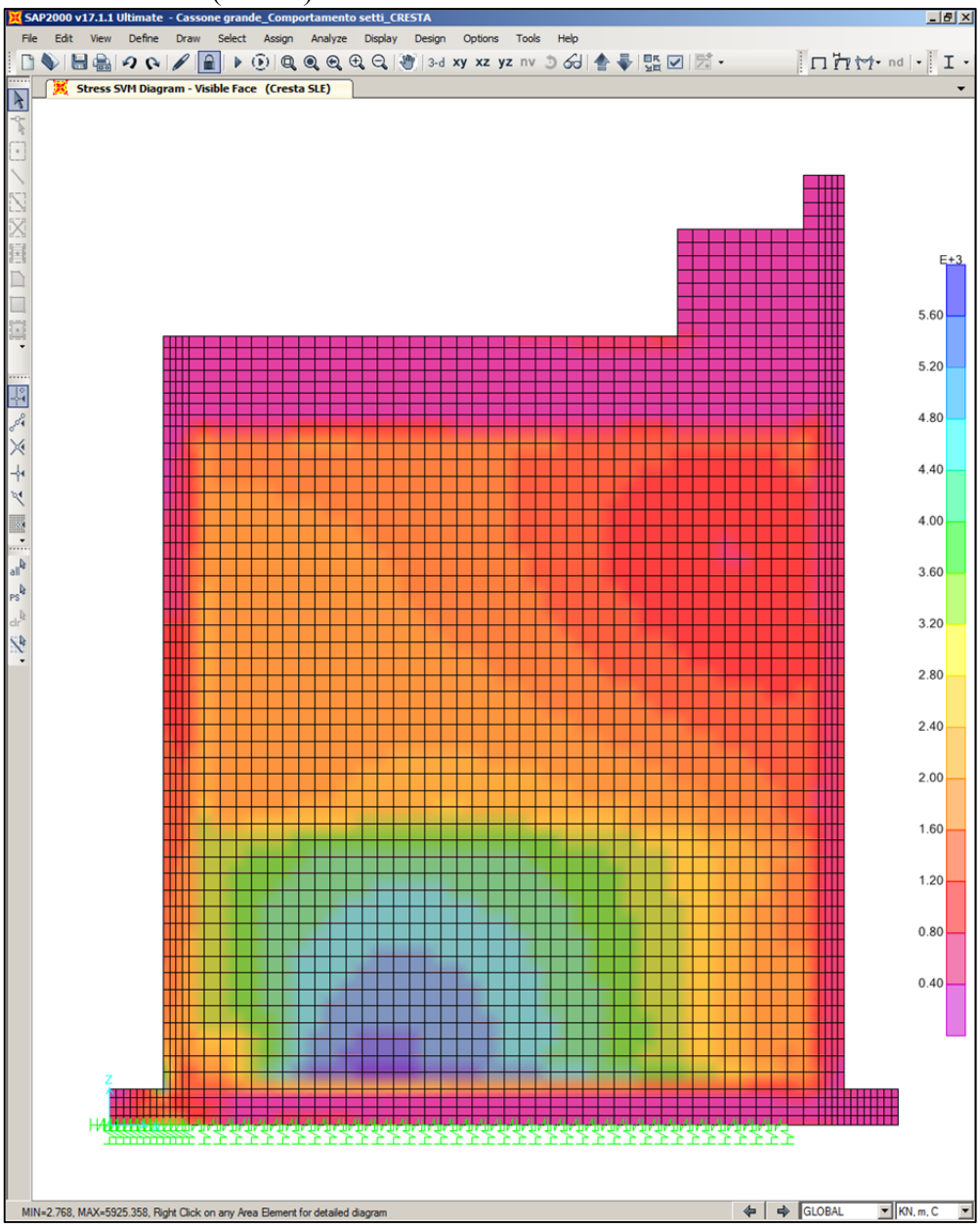


Il valore della tensione verticale massima di trazione è pari a 541.18 kN/m^2 (senza coefficienti parziali); se applicassimo un coefficiente parziale medio di 1.4 si otterrebbe 757.65 kN/m^2, comunque inferiore alla resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (f_{ctd} = 1000 kN/m^2).

Andamento delle tensioni orizzontali (kN/m^2), con tensione massima di trazione:

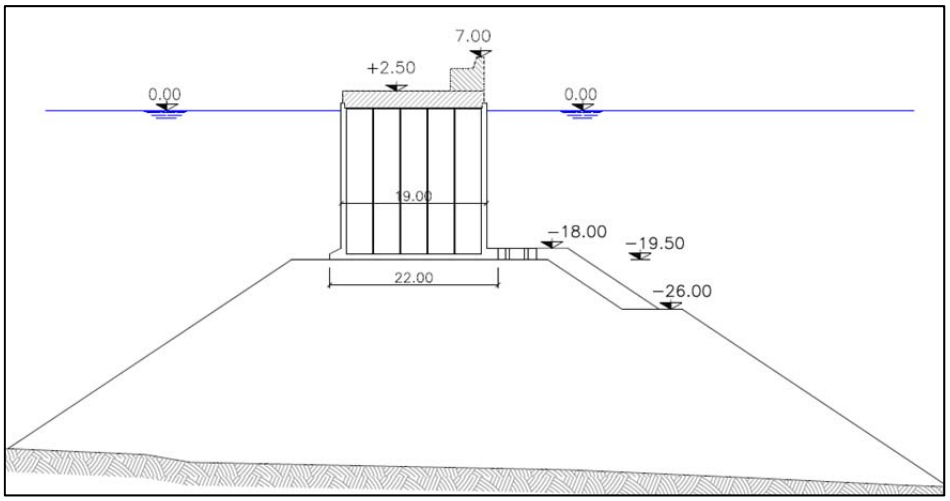


Tensioni di Von Mises (kN/m^2):

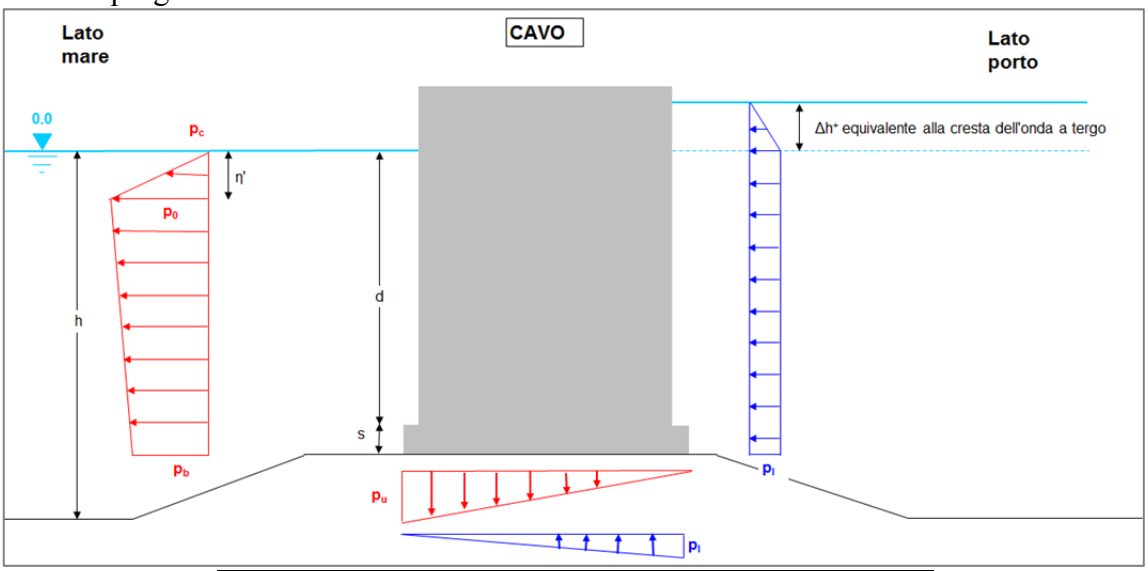


13.2. Cavo d'onda

La verifica è condotta con vita utile di 50 anni, in configurazione finale secondo PRP (Tempo di ritorno T_r dell'onda pari a 250 anni):



Onda di progetto:



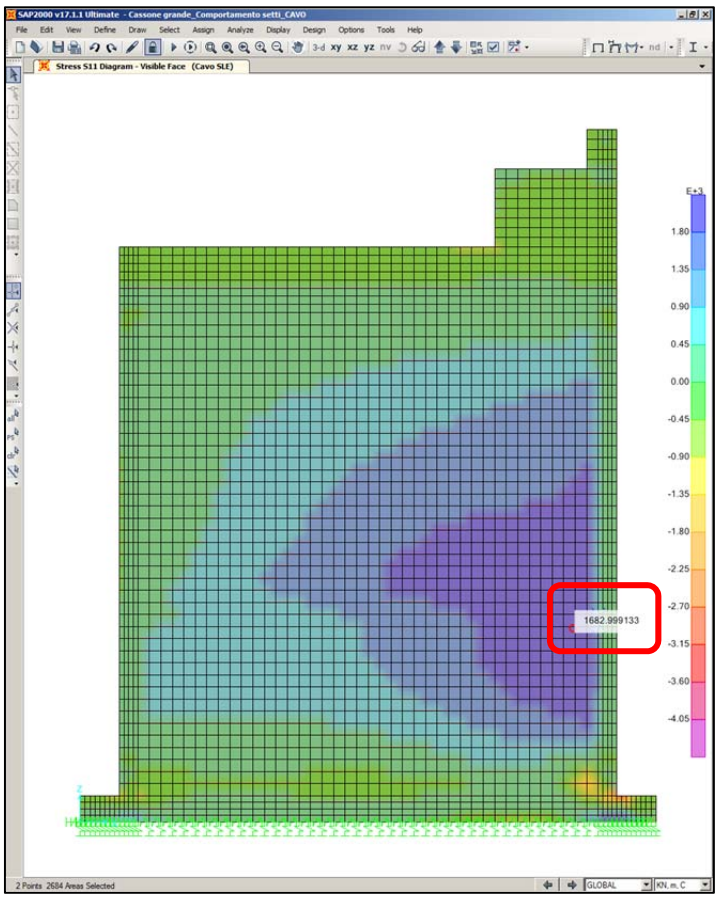
CAVO			
Livello lato mare: +0.75 m Livello lato porto: 1.25 m			
		quota (m s.l.m.m.)	pressione kN/m^2
Cassone (Sainflou)	p_c	+0.75	0
	p_0	-5.55	64.01
	p_b	-19.50	60.43
	p_u	-19.50	60.43
	p_l	0.00	10.1

13.2.1. *Risultati dell'analisi numerica*

Riportiamo di seguito l'andamento delle tensioni σ orizzontali e verticali negli elementi shell (valori positivi di trazione).

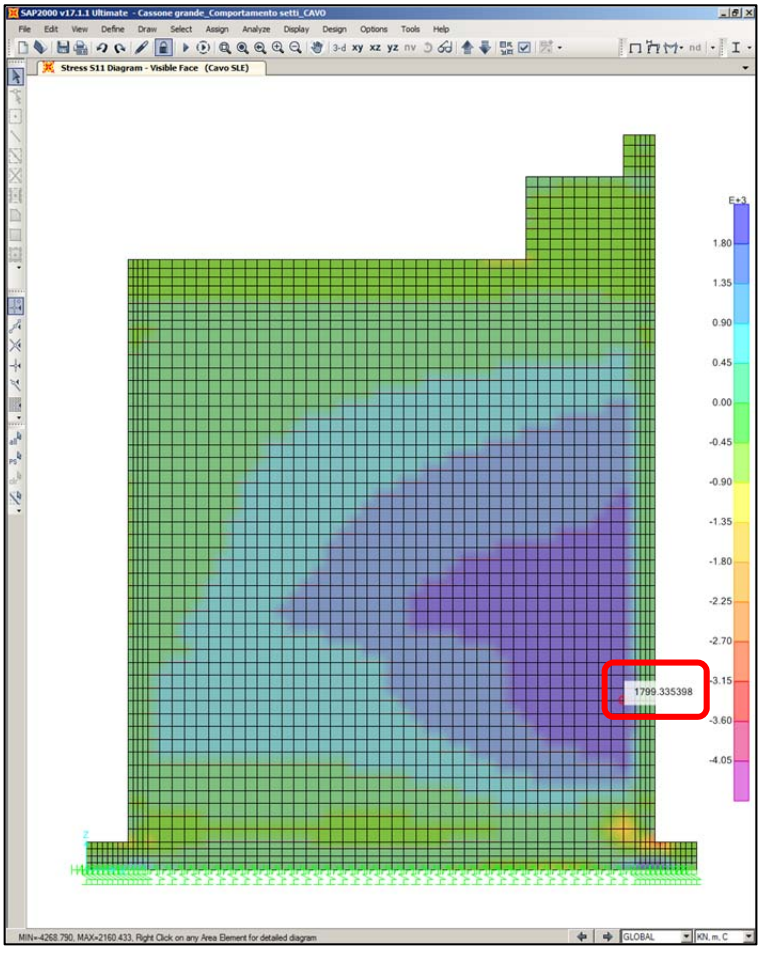
Il valore della tensione orizzontale massima di trazione agli SLE presa alla quota -11.80 m l.m.m. (quota alla quale ci si è riferiti per la sezione orizzontale di calcolo, che è la quota alla quale si sviluppa la massima spinta interna del terreno di riempimento per effetto silos) è pari a 1683 kN/m^2 (senza coefficienti parziali), che risulta inferiore al valore massimo dedotto dall'analisi della sezione orizzontale agli SLE (rif. Paragrafo 11.4.4) e pari a 1765.06 kN/m^2.

Andamento delle tensioni orizzontali (kN/m^2), con tensione massima di trazione alla -11.80 m l.m.m.:



Il valore ottenuto dalla sezione di calcolo orizzontale, pari a -1765.06 kN/m^2, deriva dall'applicazione, a favore di sicurezza, del valore massimo della cresta d'onda, anche se tale valore si sviluppa a quota -5.5 m l.m.m.. Dall'andamento delle tensioni orizzontali rappresentate nel diagramma sopra riportato, si nota infatti che il valore massimo delle tensioni di trazione si trova ad una quota più profonda rispetto alla -11.80 m l.m.m.; il valore massimo della tensione orizzontale si trova circa a quota -13.40 m l.m.m. e risulta pari a -1799.34 kN/m^2, come da figura sotto riportata; tale valore risulta di poco superiore rispetto al valore massimo dedotto dall'analisi della sezione orizzontale agli SLE (rif. Paragrafo 11.3.4) e pari a 1765.06 kN/m^2.

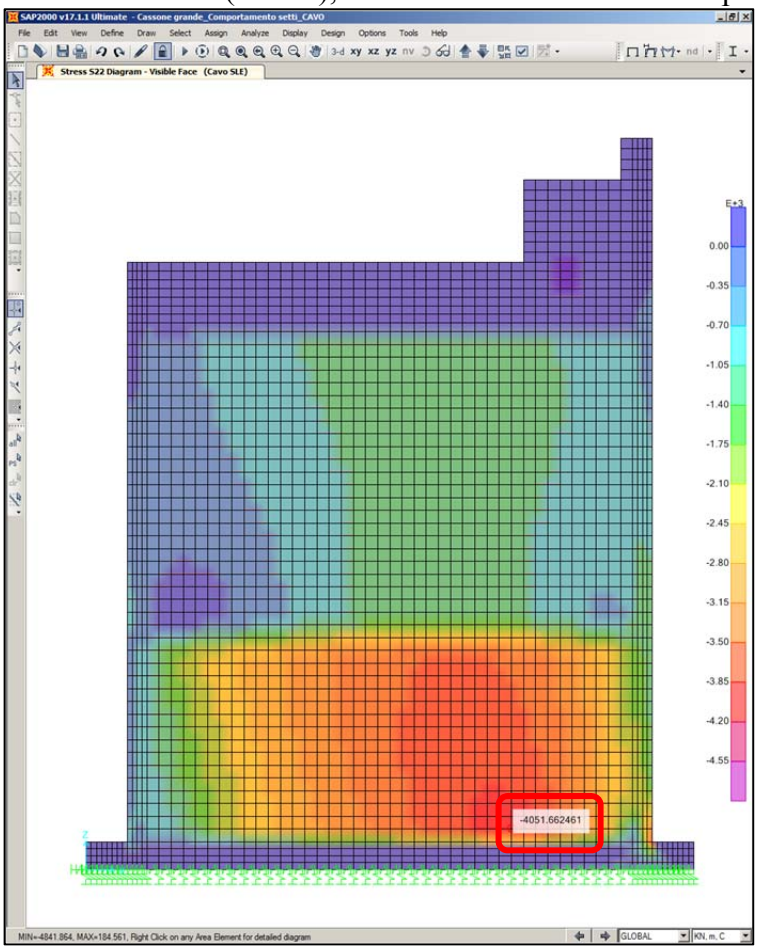
Andamento delle tensioni orizzontali (kN/m^2), con tensione massima di trazione alla -13.40 m l.m.m.:



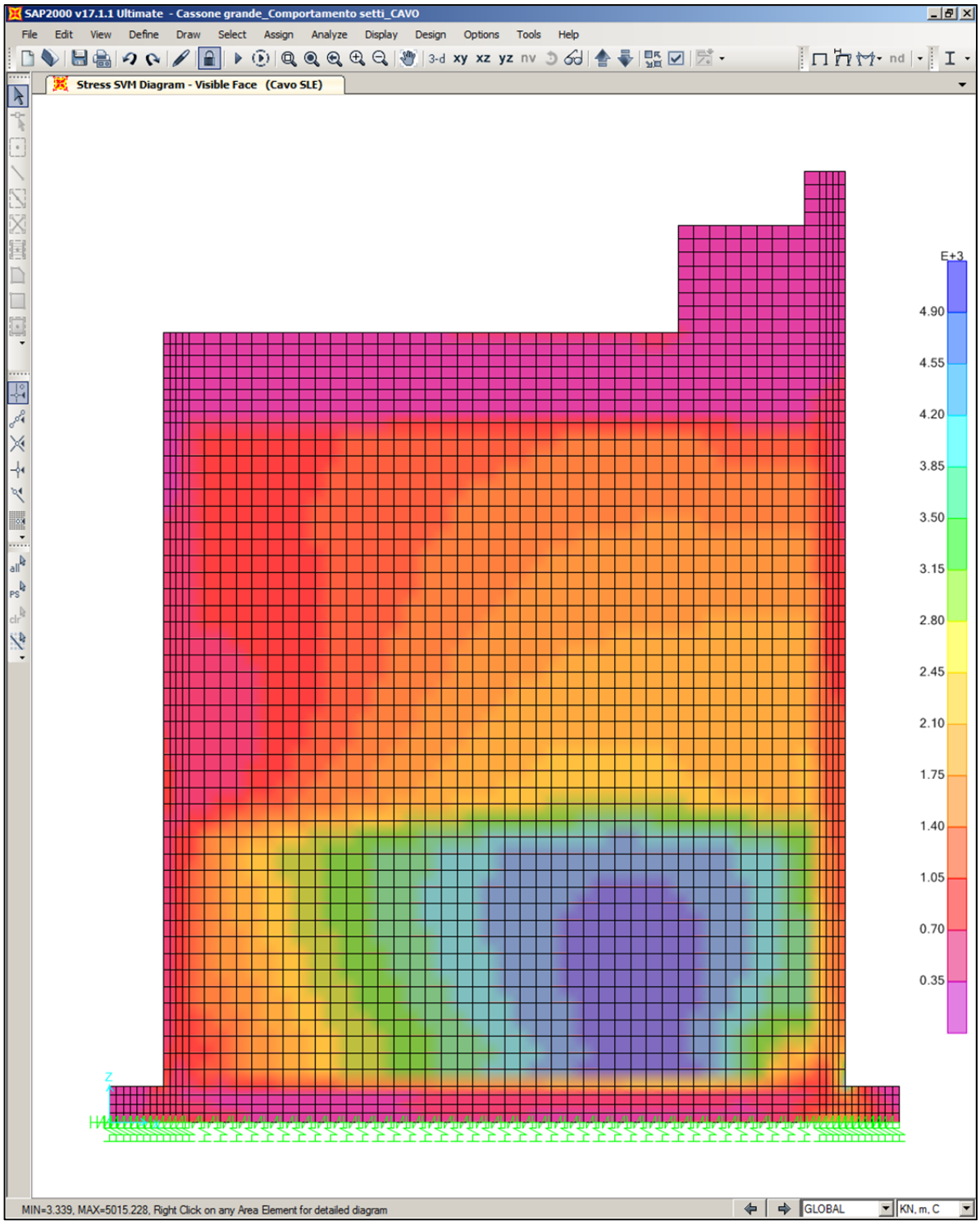
Dal confronto sopra riportato si evince quindi l'affidabilità del modello di calcolo schematizzato sulla sezione orizzontale del cassone al fine di determinare lo stato tensionale nei setti intermedi dei cassoni; i valori delle tensioni di trazione calcolati con i due schemi di calcolo, uno con sezione verticale e l'altro con sezione orizzontale, risultano confrontabili.

Il valore della tensione verticale massima di compressione è pari a -4051.66 kN/m^2 (senza coefficienti parziali), che risulta inferiore a 5950 kN/m^2, che rappresenta la resistenza ammissibile a compressione semplice di un calcestruzzo di classe R_{ck} = 25 N/mm^2.

Andamento delle tensioni verticali (kN/m^2), con tensione massima di compressione:



Tensioni di Von Mises (kN/m^2):


SAP2000 v17.1.1 Ultimate - Cassone grande_Comportamento setti_CAVO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help
Stress SVM Diagram - Visible Face (Cavo SLE)
E+3
4.90
4.55
4.20
3.85
3.50
3.15
2.80
2.45
2.10
1.75
1.40
1.05
0.70
0.35
MIN=3.339, MAX=5015.228, Right Click on any Area Element for detailed diagram
GLOBAL
KN, m, C