

PROGETTO

SVILUPPO PROGETTO

TERMINALE GNL NEL PORTO DI MONFALCONE

UBICAZIONE

MONFALCONE, ITALIA

PROPONENTE

SMART GAS S.p.A.



UNITA' FUNZIONALE

DOCUMENTI PER AUTORIZZAZIONE



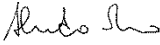
TITOLO DOCUMENTO

RELAZIONE TECNICA OPERE A MARE A PROGETTO



CONSULENZA

consulting, design, operation & maintenance engineering

18/03/2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE	<i>Alice Coropa</i> ACN <i>Paul Herb</i> PL <i>Maria Paola</i> ABA	 MFC	 DIL	 AO
DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	CONTROLL.	APPROVATO	SOTT.

DATA	SCALA	CODIFICA INTERNA	DOC. N.				REV	FG	
18/03/2014	-	14-007-H17	14	007	CIV	R	050	1	-

INDICE

	<u>Pagina</u>
LISTA DELLE TABELLE	III
LISTA DELLE FIGURE	IV
1 INTRODUZIONE	1
2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO	2
2.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	2
2.2 CARATTERIZZAZIONE METEOMARINA	6
3 DESCRIZIONE OPERE A PROGETTO	9
3.1 AREA 1 – BANCHINA	10
3.2 AREA 6 – DRAGAGGI	18
3.2.1 Stima volumetrie e caratteristiche granulometriche materiali di dragaggio	20
3.2.2 Modalita' dragaggio, fasi e misure di mitigazione ambientale	21
3.3 AREA 7 – DIGA FORANEA	24
3.4 AREA 8 – COLMATA	28
3.4.1 Diga di Sfiore	30
3.4.2 Drenaggio Sistemazione Finale Colmata	32
3.5 AREA 9 – DIGA DI SOTTOFLUTTO	34
3.6 AREA 10 – COLMATA AREA LISERT	35
3.6.1 Diga di Sfiore	38
3.6.2 Drenaggio Sistemazione Finale Colmata	40
4 METODOLOGIA DI VERIFICA	42
4.1 VERIFICHE IDRAULICHE MARITTIME	42
4.2 VERIFICHE IDRAULICHE RETI DI DRENAGGIO	45
4.3 VERIFICHE GEOTECNICHE	50
4.3.1 Verifiche di stabilità globale dighe a gettata	50
4.3.2 Verifiche geotecniche-strutturali banchina di accosto	51
4.3.3 Verifiche geotecniche delle fondazioni profonde	54
5 VERIFICHE OPERE A PROGETTO	57
5.1 AREA 1 – BANCHINA	57
5.1.1 Opere strutturali	57
5.1.2 Pali fondazione	62
5.1.3 Rete di drenaggio acque meteoriche	64
5.2 AREA 7 – DIGA FORANEA	67
5.2.1 Verifiche idrauliche marittime	67
5.2.2 Verifiche geotecniche	71
5.3 AREA 8 – COLMATA	80
5.3.1 Verifiche idrauliche	80
5.3.2 Verifiche geotecniche	83
5.4 AREA 9 – DIGA DI SOTTOFLUTTO	86
5.4.1 Verifiche idrauliche marittime	86
5.4.2 Verifiche geotecniche	89
5.5 AREA 10 – COLMATA AREA LISERT	90



5.5.1	Verifiche idrauliche	90
5.5.2	Verifiche geotecniche	93
6	CONCLUSIONI	101
	RIFERIMENTI	

LISTA DELLE TABELLE

<u>Tabella No.</u>	<u>Pagina</u>
Tabella 2.1: Riepilogo Parametri Geomeccanici	3
Tabella 2.2: Stratigrafia di progetto Area 1 e Area 10	4
Tabella 2.3: Stratigrafia di progetto Aree 7 e 9 (Diga foranea, Diga di sottoflutto)	4
Tabella 2.4: Stratigrafia di progetto Area 8 (Cassa di colmata)	5
Tabella 2.5: Parametri Accelerazione di Progetto	5
Tabella 2.6: Valori Estremi della Velocità del Vento (m/s) per Direzione di Provenienza	7
Tabella 2.7: Valori Estremi del Moto Ondoso in Prossimità del Porto di Monfalcone: Punto A	8
Tabella 4.1: Coefficienti amplificativi e riduttivi previsti dalle N.T.C. 2008	50
Tabella 4.2: Coefficienti di riduzione β_s dell'accelerazione massima attesa al sito (N.T.C. 2008)	51
Tabella 4.3: Coefficienti R1-R2-R3 per il Calcolo della Capacità Portante (N.T.C. 2008)	54
Tabella 4.4: Coefficienti R1-R2-R3 per il Calcolo della Capacità Portante (N.T.C. 2008)	55
Tabella 5.1: Banchina Centrale – Combinazioni di Carico	57
Tabella 5.2: Banchina Laterale – Combinazioni di Carico	58
Tabella 5.3: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica	65
Tabella 5.4: Verifica idraulica rete	66
Tabella 5.5: Verifica idraulica griglia	66
Tabella 5.6: Dati meteomarini di progetto	67
Tabella 5.7: Verifica strato filtro	68
Tabella 5.8: Verifica mantellata esterna – Van der Meer	69
Tabella 5.9: Verifica mantellata esterna – Hudson	70
Tabella 5.10: Riepilogo risultati verifiche di stabilità globale diga foranea	74
Tabella 5.11: Riepilogo risultati analisi di cedimenti diga foranea	78
Tabella 5.12: Dimensionamento sfioratore	81
Tabella 5.13: Verifica idraulica manufatto di sfioro	81
Tabella 5.14: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica	82
Tabella 5.15: Verifica idraulica fosso di raccolta	83
Tabella 5.16: Verifica idraulica tubazioni fessurate	83
Tabella 5.17: Riepilogo risultati analisi di cedimenti colmata	83
Tabella 5.18: Dati meteomarini di progetto	86
Tabella 5.19: Verifica strato filtro	87
Tabella 5.20: Verifica mantellata esterna – Van der Meer	87
Tabella 5.21: Verifica mantellata esterna – Hudson	88
Tabella 5.22: Dimensionamento sfioratore	90
Tabella 5.23: Verifica idraulica manufatto di sfioro	91
Tabella 5.24: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica	92
Tabella 5.25: Verifica idraulica fosso di raccolta	92
Tabella 5.26: Verifica idraulica tubazioni fessurate	92
Tabella 5.27: Riepilogo risultati verifiche di stabilità globale diga foranea	95
Tabella 5.28: Riepilogo risultati analisi di cedimenti colmata Lisert	98

LISTA DELLE FIGURE

<u>Figura No.</u>	<u>Pagina</u>
Figura 2.1: Area di Studio	6
Figura 2.2: Fetch efficace calcolato presso il Porto di Monfalcone	7
Figura 3.1: Localizzazione opere a mare previste a progetto	9
Figura 3.2: Area 1 – individuazione corpo banchina centrale e laterale	10
Figura 3.3: Scarpata di raccordo banchina laterale e area di ormeggio	11
Figura 3.4: Sezione banchina centrale	12
Figura 3.5: Sezione corpo banchina laterale nord e sud	13
Figura 3.6: Dettaglio palancole e trave di coronamento	13
Figura 3.7: Area 1 – Area soggetta a salpamento opera a gettata esistente	14
Figura 3.8: Area 1 – Struttura a supporto equipment banchina	15
Figura 3.9: Area 1 - Dettaglio tipologico pozzetto	16
Figura 3.10: Area 1 - Dettaglio posa tubazioni PEAD	17
Figura 3.11: Impianto di trattamento acque prima pioggia	17
Figura 3.13: Area 6 – Zona Bacino di Evoluzione	18
Figura 3.14: Area 6 – Zona Canale di Accesso	19
Le 20	
Figura 3.14: Panna Galleggiante – Schematizzazione	22
Figura 3.18: Sezione tipologica Diga Foranea	25
Figura 3.20: Prospetto parziale del diaframma plastico	27
Figura 3.21: Area 8 - Planimetria Cassa di Colmata	28
Figura 3.22: Area 8 - Sezione tipologica diga di sfioro	31
Figura 3.23: Area 8 - Sezione tipologica sfioratore	31
Figura 3.24: Area 8 - Sezione tipologica manufatto di sfioro	32
Figura 3.25: Area 8 - Sezione tipologica trincea drenante	33
Figura 3.26: Area 8 - Sezione tipologica fosso di raccolta	33
Figura 3.27: Sezione tipologica diga di sottoflutto	34
Figura 3.28: Area 10 - Planimetria colmata Area Lisert	35
Figura 3.29: Area 10 - Sezione argine colmata	36
Figura 3.29: Area 10 - Sezione argine colmata lato area SIC	37
Figura 3.30: Area 10 - Planimetria diga di sfioro e vasca di sedimentazione	38
Figura 3.31: Area 10 - Sezione tipologica diga di sfioro	39
Figura 3.32: Area 10 - Sezione tipologica sfioratore	39
Figura 3.33: Area 10 - Sezione tipologica manufatto di sfioro	40
Figura 3.34: Area 10 - Sezione tipologica trincea drenante	41
Figura 4.1: Scala delle portate di una griglia	49
Figura 4.2: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α	52
Figura 4.3: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β	52
Figura 4.4: Coefficiente N_q di Berezantzev per Pali di Grande Diametro	55
Figura 5.1: Capacità portante verticale compressione	63

Figura 5.2: Capacità portante verticale trazione	64
Figura 5.3: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata esterna	72
Figura 5.4: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata interna	72
Figura 5.5: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata esterna condizione transitoria	73
Figura 5.6: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata interna condizione transitoria	73
Figura 5.7: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione statica SLU	74
Figura 5.8: Risultati verifica scarpata interna– Condizione statica SLU	75
Figura 5.9: Risultati verifica scarpata esterna – Argine provvisorio – Condizione statica SLU	75
Figura 5.10: Risultati verifica scarpata interna – Argine provvisorio – Condizione statica SLU	76
Figura 5.11: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione sismica SLV (kv verso l'alto)	76
Figura 5.12: Risultati verifica scarpata interna presso colmata – Condizione sismica SLV (kv verso l'alto)	77
Figura 5.13: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione sismica SLV (kv verso il basso)	77
Figura 5.14: Risultati verifica scarpata interna presso colmata – Condizione sismica SLV (kv verso il basso)	78
Figura 5.15: Cedimento immediato diga foranea	79
Figura 5.16: Cedimento di consolidazione diga foranea	79
Figura 5.17: Cedimento totale diga foranea	79
Figura 5.18: Cedimento diga foranea a fine costruzione	80
Figura 5.19: Cedimento immediato colmata	84
Figura 5.20: Cedimento finale consolidazione colmata	84
Figura 5.21: Cedimento totale colmata	85
Figura 5.22: Cedimento colmata a fine costruzione	85
Figura 5.23: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata esterna	94
Figura 5.24: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata interna	94
Figura 5.25: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione statica SLU	95
Figura 5.26: Risultati verifica scarpata interna– Condizione statica SLU	96
Figura 5.27: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione sismica SLV (kv verso l'alto)	96
Figura 5.28: Risultati verifica scarpata interna presso colmata – Condizione sismica SLV (kv verso l'alto)	97
Figura 5.29: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione sismica SLV (kv verso il basso)	97
Figura 5.30: Risultati verifica scarpata interna presso colmata – Condizione sismica SLV (kv verso il basso)	98
Figura 5.31: Cedimento immediato colmata Lisert	99
Figura 5.32: Cedimento di consolidazione colmata Lisert	99
Figura 5.33: Cedimento totale colmata Lisert	100
Figura 5.34: Cedimento colmata Lisert a fine costruzione	100

TERMINALE GNL NEL PORTO DI MONFALCONE DOCUMENTI PER AUTORIZZAZIONE RELAZIONE TECNICA OPERE A MARE A PROGETTO

1 INTRODUZIONE

La società Smart Gas intende realizzare all'interno dell'area portuale di Monfalcone una banchina di ricezione e un terminale di rigassificazione di Gas Naturale Liquefatto (GNL). L'impianto sarà caratterizzato dall'averne taglia ridotta, rispetto a progetti simili presentati negli anni passati per la medesima area geografica, e avrà lo scopo di produrre gas naturale per alimentare le utenze industriali delle zone limitrofe all'area portuale con la prospettiva dello sviluppo del proprio bacino di commercializzazione verso utenze del territorio regionale.

Il terminale avrà una capacità di produzione in grado di soddisfare le attuali richieste e la crescente domanda attesa che proverrà dal mercato del gas naturale nei prossimi anni.

Il medesimo progetto prevede la realizzazione di una banchina di accosto attrezzata per poter accogliere navi metaniere di capacità nominale compresa tra 40.000 m³ e 125.000 m³. La localizzazione della banchina di ormeggio, prevista in corrispondenza del tratto di canale di accesso sul margine Sud-Ovest dell'esistente cassa di colmata del porto di Monfalcone, è finalizzata al conseguimento della minima interferenza con le altre attività portuali e a massimizzare la sicurezza della navigazione.

Il progetto dell'impianto di rigassificazione sarà elaborato nel rispetto della normativa Europea EN 1473, e integrato ove necessario dalle normative cogenti in materia. La progettazione sarà orientata a minimizzare l'impatto ambientale del Terminale sia in fase di cantiere che durante il normale esercizio.

L'area di banchina sarà completa di tutte le apparecchiature necessarie a garantire il trasferimento del GNL verso l'impianto in modo efficiente e in piena sicurezza, da essa partirà la linea criogenica di trasferimento del GNL verso i serbatoi di stoccaggio.

L'accesso alle infrastrutture portuali sarà oggetto di adeguamento per permettere l'accesso di navi con pescaggio maggiore di quanto previsto attualmente. Unitamente alle opere marittime propedeutiche all'ormeggio delle navi a servizio del terminale GNL, si prevede la realizzazione di interventi di dragaggio funzionali all'adeguamento dei fondali a profondità di pari -12.5 e -13.5 m rispetto al livello medio mare (di seguito l.m.m.).

La presente relazione illustra il dimensionamento degli interventi a progetto, previsti nel bacino portuale di Monfalcone e funzionali alla realizzazione e gestione del nuovo terminale GNL.

Il documento risulta così articolato:

- al capitolo 2 si riepiloga la caratterizzazione del sito con riferimento all'inquadramento geotecnico, sismico e meteomarinico dell'area oggetto di intervento,
- al capitolo 3 vengono descritte le opere a mare previste a progetto;

- al capitolo 4 viene presentata la metodologia di calcolo utilizzata per il dimensionamento delle opere a mare previste a progetto.
- al capitolo 5 sono riportate le assunzioni di progetto e gli esiti delle verifiche condotte;
- al capitolo 6 sono sintetizzate le conclusioni del rapporto.

Le opere descritte e analizzate nel presente rapporto sono così identificate:

- Area 1 – Banchina di ormeggio a servizio del terminale GNL;
- Area 6 – Dragaggi per approfondimento fondali a quota -12.5/-13.5 m;
- Area 7 – Diga foranea, a protezione delle nuove aree di colmata ricavate nello specchio acque antistante il Porto di Monfalcone;
- Area 8 – Cassa di colmata: area ricavata nello specchio acque antistante l'imboccatura del porto di Monfalcone, in cui saranno conferiti i materiali provenienti dalle attività di dragaggio;
- Area 9 – Diga di sottoflutto: opera ubicata a protezione del lato sud-ovest del canale di accesso;
- Area 10 - Cassa di colmata Area Lisert: area di conferimento dei materiali di dragaggio ricavata nelle aree a terra ricadenti nell'area Lisert.

2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

2.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Non essendo state condotte campagne geognostiche propedeutiche alla presente fase di progetto, la caratterizzazione è stata principalmente sviluppata con riferimento alle informazioni derivanti da campagne d'indagini pregresse, sviluppate in aree limitrofe a quella di progetto.

Le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni di fondazione sono state identificate sulla base della documentazione interpretativa relativa alle campagne geognostiche eseguite nell'area di progetto a partire dagli anni '90 sino al mese di giugno 2012.

Per dettagli si rimanda al documento di progetto doc. n. 14-007-CIV-R-020 "Relazione di Caratterizzazione Geotecnica e Sismica".

Con riferimento alle informazioni attualmente disponibili, viene individuata una comune sequenza stratigrafica sull'area oggetto di intervento, riconducibile alle seguenti unità:

- Unità A1: terreno di riporto granulare;
- Unità A2: depositi di materiali dragati non compattati;
- Unità B: limi prevalentemente sabbiosi e sabbie limose;
- Unità C: argille limose e limi argillosi;
- Unità D: sabbie fini, sabbie limose e limi sabbiosi argillosi;
- Unità E: ghiaia poligenica prevalentemente calcarea.

Nella seguente tabella sono riepilogati i parametri geomeccanici delle unità sopra individuate, del tout-venant di riempimento impiegato per il raggiungimento della quota definitiva della banchina e delle opere a gettata (rispettivamente +4 m slm e +2 m slm) e dei massi naturali costituenti le opere a gettata:

Tabella 2.1: Riepilogo Parametri Geomeccanici

Unità	Peso di volume	Coesione non drenata	Coesione efficace	Angolo d'attrito	Modulo di deformazione
	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(°)	(MPa)
A1	16.0	-	0	30	10
A2	15.0	15	0	25	10
B	16.4	-	0	32	9.2
C	17.0	25	0	27	3.0 ÷ 8.0
D	18.0	-	0	32	40
E	18.0	-	0	36	40
Tout-venant	19.0	-	20	38	50
Massi naturali	19.0	-	40	38	>50

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica dell'Unità C, dalla documentazione di riferimento si evince che:

- le analisi granulometriche riportate evidenziano un'elevata presenza della frazione limosa (circa il 73%) e frazioni sabbiose e argillose in percentuale analoga;
- la definizione dei parametri di resistenza al taglio è riportata sia per un comportamento coesivo sia per quello incoerente;
- le prove di permeabilità verticale in cella triassiale e di permeabilità orizzontale da tests di dissipazione hanno evidenziato coefficienti di permeabilità (k) compresi tra 10⁻⁹ m/sec e 10⁻¹⁰ m/sec;
- le prove edometriche e i test di dissipazione evidenziano un modulo edometrico medio (parametro che caratterizza gli aspetti deformativi di terreni coesivi) pari a 3.6 MPa.

Fermo restando che l'Unità C risulta essere caratterizzata da bassa permeabilità, ne deriva la necessità di verificare e formulare considerazioni che ne identifichino il reale comportamento (breve e lungo termine) in termini di caratteristiche meccaniche di resistenza al taglio, anche con riferimento alle opere civili – marittime già presenti nel contesto limitrofo all'area di progetto.

Nell'attuale fase di progetto sono state sviluppate verifiche riguardanti il comportamento a lungo termine dell'Unità C, e quindi considerando parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate. Si raccomanda nelle successive fasi di progetto lo sviluppo di verifiche di stabilità in condizioni non drenate, volte non al dimensionamento delle opere, ma alla definizione nel dettaglio delle singole fasi di costruzione.

Nel dimensionamento delle strutture di banchina, per l'Unità C, è stato assunto un modulo di deformabilità (Modulo di Young) pari a 8 MPa, tipico di terreni limosi caratterizzati da comportamento incoerente (Bowles, 1988). Nelle valutazioni dei cedimenti delle opere a gettata o dei riempimenti, è stato deciso in questa fase di ipotizzare uno scenario cautelativo, volto a massimizzare l'entità del cedimento e quindi le volumetrie di materiali necessari per la costruzione. Si è, pertanto, deciso di utilizzare il valore minimo di modulo di deformazione, pari a 3 MPa, presente nella documentazione di riferimento e di considerare anche la quota parte del cedimento legata ai fenomeni di consolidazione. Si rimanda all'elaborato Relazione di caratterizzazione geotecnica e sismica (14_007_CIV_R020) per maggiori dettagli sulla determinazione dei parametri di consolidazione.

Le assunzioni qui formulate dovranno essere validate e confermate da una campagna geotecnica integrativa da eseguirsi preliminarmente all'avvio delle successive fasi di progetto.

La falda è stata assunta coincidente con il livello medio mare, se non diversamente specificato, essendo le aree di progetto limitrofe allo specchio marino.

Si riporta nel seguito la stratigrafia di progetto per le principali opere oggetto di analisi.

Tabella 2.2: Stratigrafia di progetto Area 1 e Area 10

Unità	Spessore	Da
Tout-venant	4.00	+4.00
B	1.00	
C	12.00	
D	2.00	
E	+ non definibile	

Tabella 2.3: Stratigrafia di progetto Aree 7 e 9 (Diga foranea, Diga di sottoflutto)

Unità	Spessore	Da
Tout-venant	8.30	+2.00
C	10.70	
E	+ non definibile	

Tabella 2.4: Stratigrafia di progetto Area 8 (Cassa di colmata)

Unità	Spessore	Da
A2	8.3	+2.00
C	10.7	
E	+ non definibile	

La caratterizzazione sismica del sito è stata eseguita ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008, assumendo una vita nominale di 50 anni (Tabella 2.4.I - Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) ed una classe d'uso pari a IV (coefficiente d'uso, $C_u=2.0$). Ne deriva un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 100 anni. Come descritto nel doc. 14-007-CIV-R-020 "Relazione di caratterizzazione geotecnica e sismica", il terreno può essere considerato appartenere alla categoria D, depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m. Ne deriva un coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a 1.8. La superficie è pianeggiante, quindi il sito può essere considerato appartenente alla categoria topografica T1 (coefficiente di amplificazione topografica pari a 1). La tabella sottostante riporta i valori di accelerazione per gli stati limite identificati dalla vigente normativa.

Tabella 2.5: Parametri Accelerazione di Progetto

Stato Limite	a_g	a_{max}
	[g]	[g]
SLO	0.057	0.103
SLD	0.072	0.130
SLV	0.176	0.317
SLC	0.225	0.405

2.2 CARATTERIZZAZIONE METEOMARINA

L'area di studio utilizzata per la caratterizzazione meteomarina è ubicata nel golfo di Trieste ed è mostrata nella seguente figura.



Figura 2.1: Area di Studio

L'esposizione dell'area viene mostrata mediante il grafico relativo al fetch efficace. Il settore di traversia principale va da 125°N a 174°N ed è caratterizzato da un fetch di circa 20 km.

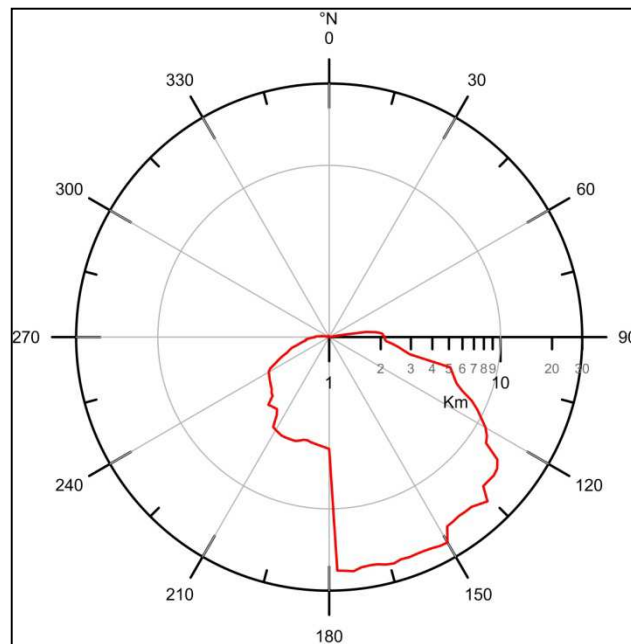


Figura 2.2: Fetch efficace calcolato presso il Porto di Monfalcone

La metodologia applicata nello studio meteomarinario consiste in un'analisi finalizzata alla definizione dei parametri meteomarinari di progetto (vento, moto ondoso, livello del mare, corrente).

I valori estremi direzionali del vento sono riportati nella seguente tabella. In particolare si riportano i valori medi su 10 minuti, il valore medio su 1 minuto e la raffica (valore medio sui 3 s).

Tabella 2.6: Valori Estremi della Velocità del Vento (m/s) per Direzione di Provenienza

PERIODO DI RITORNO									
DIR (°N)	1 ANNO			10 ANNI			100 ANNI		
	10'	1'	3"	10'	1'	3"	10'	1'	3"
0	11.3	13.4	16.3	17.7	20.9	25.4	24.6	29.1	35.3
30	17.4	20.7	25.1	23.5	27.8	33.7	29.3	34.7	42.1
60	28.7	34.0	41.3	34.3	40.7	49.3	39.2	46.5	56.4
90	21.5	25.4	30.8	26.0	30.8	37.3	30.2	35.8	43.4
120	12.2	14.5	17.6	16.0	19.0	23.0	19.7	23.3	28.3
150	11.7	13.8	16.8	16.1	19.1	23.2	20.7	24.5	29.7
180	11.7	13.8	16.8	17.6	20.8	25.3	23.9	28.3	34.3
210	12.8	15.2	18.4	18.7	22.1	26.9	24.7	29.3	35.6
240	11.9	14.1	17.1	16.8	19.8	24.1	21.6	25.6	31.0
270	12.0	14.2	17.2	17.9	21.2	25.7	24.2	28.6	34.7
300	14.1	16.7	20.3	19.2	22.7	27.6	24.4	28.9	35.0

330	13.3	15.8	19.1	18.9	22.3	27.1	24.6	29.2	35.4
SETTORI BORA E LEVANTE	28.7	34.0	41.3	34.4	40.7	49.4	39.6	46.9	56.9
ALTRI SETTORI	16.6	19.7	23.9	21.1	25.0	30.4	25.6	30.3	36.8

I valori estremi dell'altezza d'onda calcolati in prossimità del porto di Monfalcone sono riportati nella seguente tabella per i periodi di ritorno di 1, 10 e 100 anni. I valori estremi sono stati calcolati mediante l'utilizzo del modello numerico spettrale di terza generazione SWAN applicato alla batimetria locale. Per ulteriori dettagli si rimanda al documento doc. n. 14-007-MNG-R-001 "Studio meteomarinò".

Tabella 2.7: Valori Estremi del Moto Ondoso in Prossimità del Porto di Monfalcone: Punto A

Dir. di provenienza al largo (°N)	Periodo di ritorno 1 anno				Periodo di ritorno 10 anni				Periodo di ritorno 100 anni			
	Dir. a costa (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Tp (s)	Dir. a costa (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Tp (s)	Dir. a costa (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Tp (s)
120	137	0.87	4.3	3.5	124	1.59	5.2	6.7	125	1.86	5.8	6.6
150	149	0.81	4.8	3.6	149	1.13	5.9	4.3	148	1.44	6.5	5.2
180	158	0.80	5.2	3.6	157	1.30	6.6	4.7	157	1.75	7.2	6.0
210	173	0.68	5.9	6.2	169	0.70	6.8	6.8	167	0.77	7.5	8.1
240	214	0.56	5.6	5.5	202	0.69	6.7	6.8	188	0.72	7.5	8.2
270	261	0.42	4.7	2.2	256	0.52	5.6	5.5	243	0.53	6.5	6.8

3 DESCRIZIONE OPERE A PROGETTO

Il presente paragrafo descrive le opere a mare previste a progetto. In particolare, con riferimento alla figura sotto riportata, si individuano le seguenti opere/lavorazioni:

- Area 1 – Banchina;
- Area 6 – Dragaggi;
- Area 7 – Diga foranea;
- Area 8 – Cassa di colmata;
- Area 9 – Diga di sottoflutto;
- Area 10 - Cassa di colmata Area Lisert

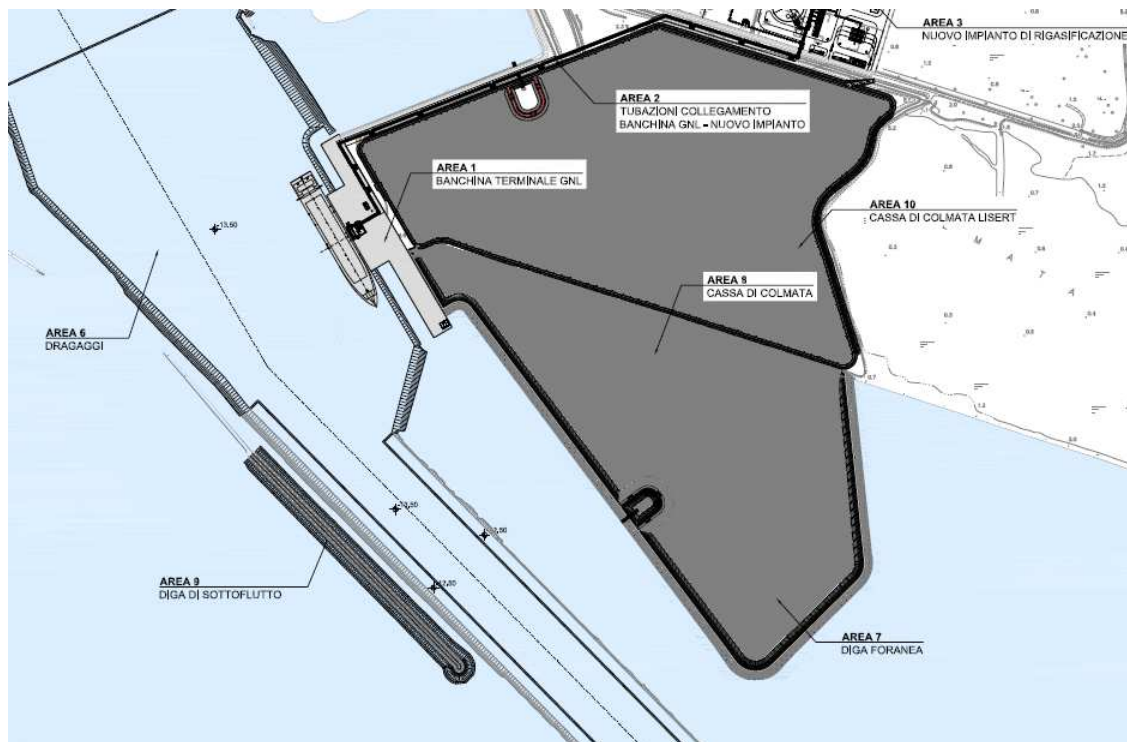


Figura 3.1: Localizzazione opere a mare previste a progetto

3.1 AREA 1 – BANCHINA

L'area banchina presenta uno sviluppo complessivo di circa 430 m, è ubicata in corrispondenza del lato sud ovest della cassa di colmata dell'area Lisert e viene realizzata mediante la vibro infissione di due allineamenti di palancole, paralleli e separati solidarizzati strutturalmente tramite la messa in opera di barre tipo dywidag di collegamento. Il compito della struttura è quello di assicurare l'ormeggio in sicurezza delle navi a servizio del terminale GNL e ospitare le dotazioni impiantistiche che consentano il trasferimento del GNL dalle navi al terminale di rigassificazione.

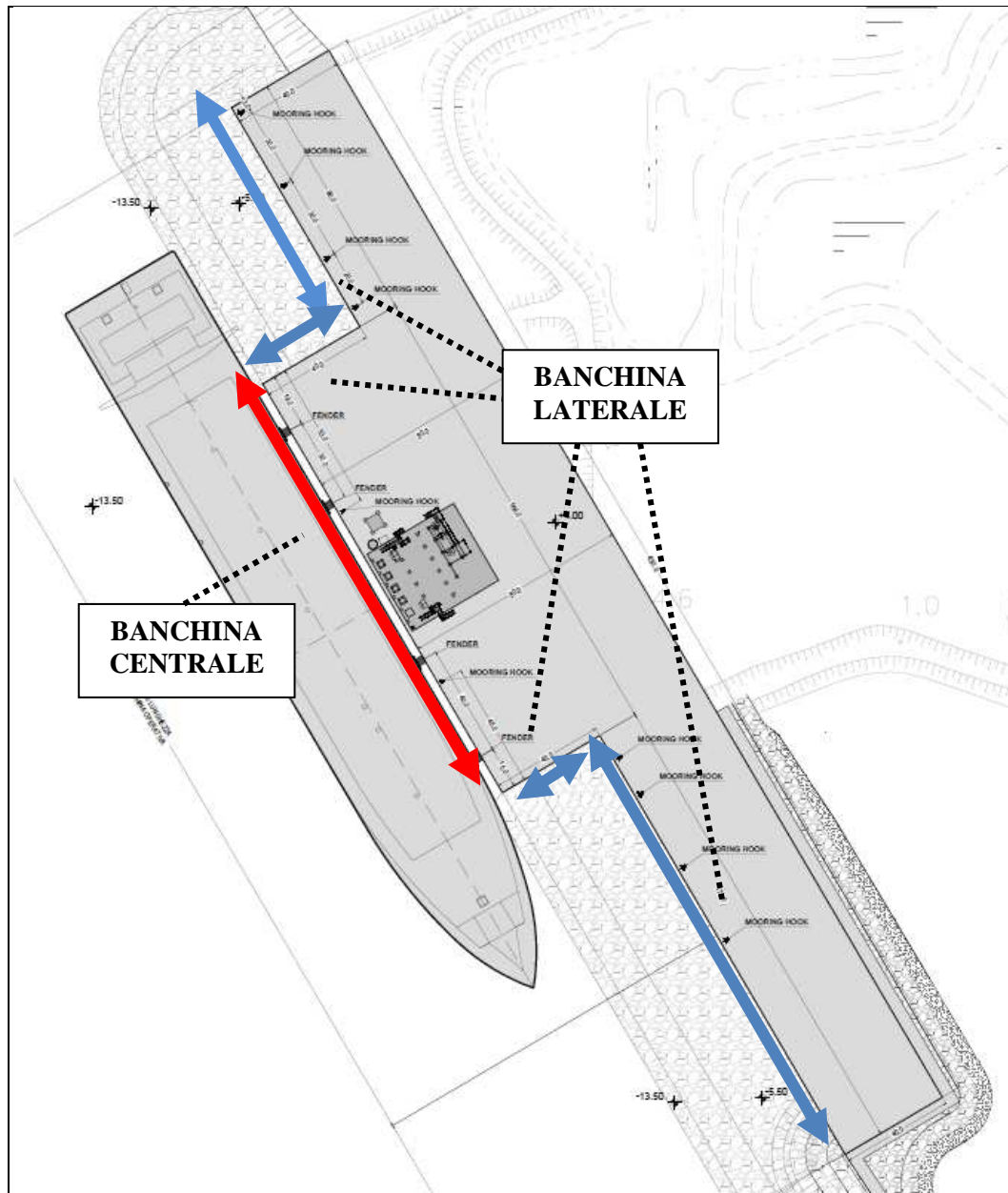


Figura 3.2: Area 1 – individuazione corpo banchina centrale e laterale

Al fine di un'ottimizzazione della struttura di banchina sono stati individuati due differenti corpi banchina, caratterizzati da rispettive sezioni tipologiche, che presentano diverse profondità di pescaggio del fondale marino antistante, una differente condizione di carico e naturalmente differenti caratteristiche degli elementi strutturali che li compongono.

Il corpo banchina centrale presenta una lunghezza complessiva di circa 165 m, un pescaggio di -13.50 m slm, e presenta un allineamento lato mare della struttura coincidente con la linea di ormeggio delle navi a progetto. Su tale corpo opera saranno installati i fender (parabordi) che avranno compito di ripartire gli urti generati dall'ormeggio delle navi di progetto sulla banchina e le strutture impiantistiche necessarie per le operazioni di scarico del GNL.

I corpi banchina laterali (nord e sud) presentano un allineamento lato mare arretrato rispetto alla linea di ormeggio di circa 40 m, sono caratterizzati da una lunghezza rispettivamente di 85 m per il corpo nord e di 165 m per il corpo sud e soddisfano un pescaggio pari a 5.50 m slm. Su di esse saranno installati i mooring hooks (ganci a scocco a rilascio rapido) che dovranno garantire l'ormeggio in sicurezza delle navi di progetto. Il raccordo tra il fondale prospiciente le banchine laterali (quota -5.50 m slm) e il fondale dell'area di ormeggio pari a -13.50 m slm, avviene tramite una riprofilatura del fondale caratterizzata da un tratto orizzontale a quota +5.50 m slm, avente una larghezza pari a circa 28 m e scarpate con inclinazione 2/3 aventi uno sviluppo complessivo pari a 15 m. Al fine di prevenire possibili effetti localizzati di erosione di tali scarpate, legati all'azione esercitata dalle eliche delle navi, si è deciso di adottare un rivestimento caratterizzato dall'impiego di un geotessile (posto a diretto contatto con il fondale) rivestito a sua volta da uno strato di massi di categoria 100/500 kg, per uno spessore complessivo pari a 1.50 m.

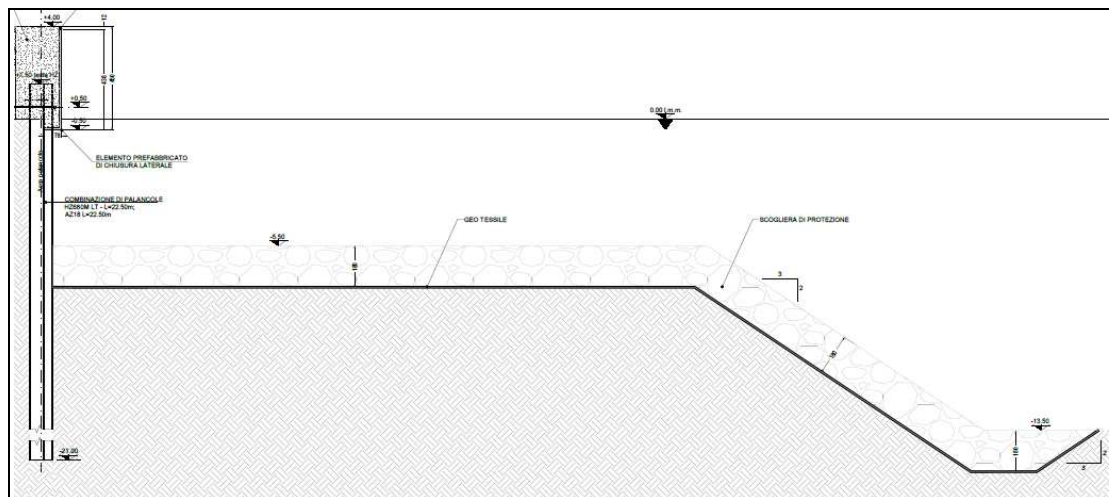


Figura 3.3: Scarpata di raccordo banchina laterale e area di ormeggio

Si riporta nel seguito la descrizione delle opere previste a progetto:

- Banchina centrale (quota pescaggio e quota dragaggio fondale -13.5 m slm):
 - lato mare si prevede l'infissione di palancole tipo HZ 1180 MC/AZ18 di lunghezza pari a 28.5 m; le palancole sono collegate in testa da una trave di coronamento in c.a. di altezza pari a 4 m e larghezza pari a 2 m;

- lato terra le palancole sono del tipo AZ24-700 aventi lunghezza pari a 28.5 m; le palancole sono tra loro collegate da una trave di correa metallica costituita da due profili HE260A;
- le due file di palancole sono collegate da coppie di barre dywidag diam. 40 mm disposte a interasse pari a 1.927 m opportunamente inguainate con viplatura e trattamento protettivo.

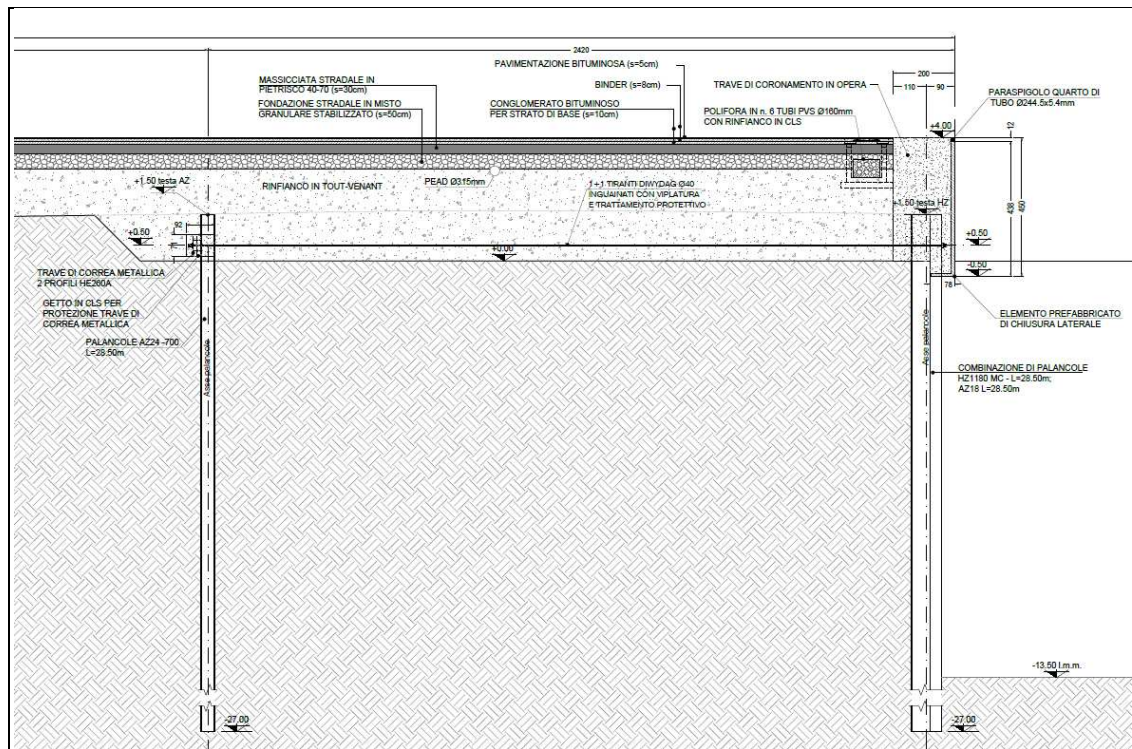


Figura 3.4: Sezione banchina centrale

- Banchina laterale (quota pescaggio -5.50 m slm, quota dragaggio fondale -7.30 m slm e successiva realizzazione scogliera di protezione avente spessore pari a 1.8 m):
 - lato mare si prevede l'infissione di palancole tipo HZ 680 M LT di lunghezza pari a 22.5 m; le palancole sono collegate in testa da una trave di coronamento in c.a. di altezza pari a 4 m e larghezza pari a 2 m;
 - lato terra le palancole sono del tipo AZ24-700 aventi lunghezza pari a 22.5 m; le palancole sono tra loro collegate da una trave di correa metallica costituita da due profili HE260A;
 - le due file di palancole sono collegate da coppie di barre dywidag diam. 40 mm disposte a interasse pari a 1,927 m opportunamente inguainate con viplatura e trattamento protettivo;
 - realizzazione di una scogliera di raccordo con il fondale pari -5.50 m slm e il fondale dell'area di ormeggio posto a quota -13.50 m e di protezione del piede della banchina nei confronti dell'erosione potenzialmente indotta dalle eliche della nave.

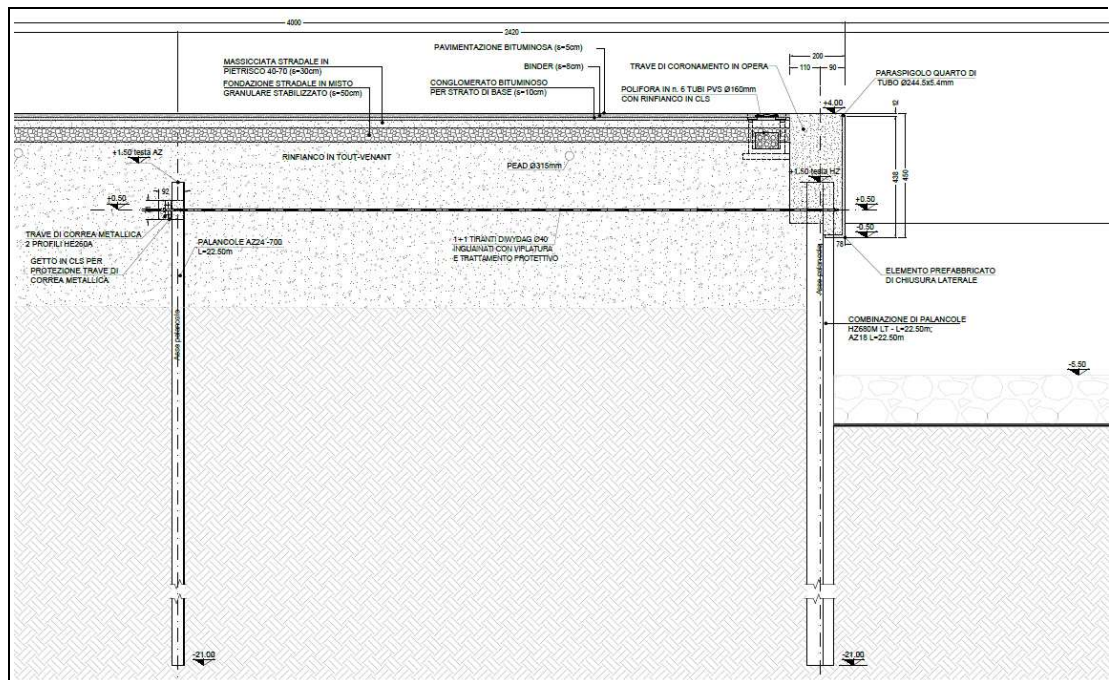


Figura 3.5: Sezione corpo banchina laterale nord e sud

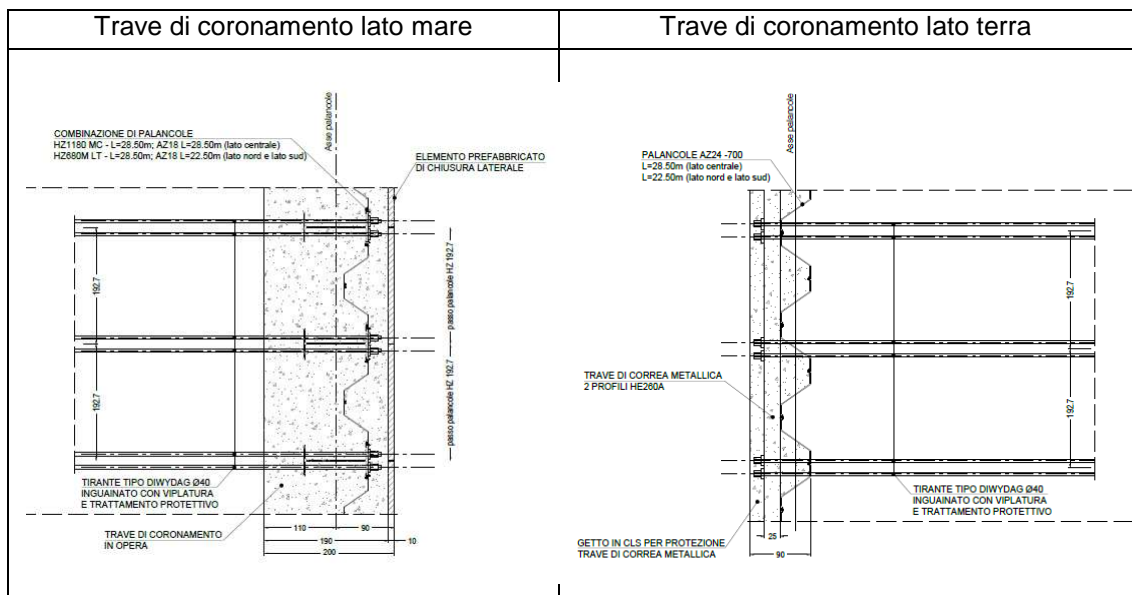


Figura 3.6: Dettaglio palancole e trave di coronamento

Attualmente l'area dove è prevista la futura realizzazione della banchina presenta il seguente andamento morfologico:

- in parte è ubicata in corrispondenza dei profili di spiaggia emersa (originati sia da attività di insabbiamento naturale che da attività antropiche di riporto) aventi quote altimetriche comprese tra +1.00 m slm e +2.00 m slm (tali aree coincidono con gli ingombri dei corpi d'opera della Banchina centrale e della Banchina Laterale Nord),
- in parte ricade in una porzione dello specchio acqueo prospiciente l'avamposto di Monfalcone, caratterizzato da un fondale con profondità compresa tra quota -3.00 m slm e quota -4.00 m slm (tale area coincide con il corpo d'opera Banchina Laterale Area Sud).

Per le aree ricadenti su terraferma, preliminarmente alla vibroinfissione delle palancole, sarà quindi necessario eseguire limitate operazioni di escavo propedeutiche all'installazione delle stesse ed in seconda battuta all'installazione delle barre dywidag di collegamento e alla realizzazione dei cordoli di ripartizione (lato mare e lato terra). Lo spazio compreso tra i due allineamenti sarà successivamente riempito con tout-venant proveniente da cava, al fine di consentire la realizzazione della sovrastruttura di banchina.

Preliminarmente all'avvio delle attività di costruzione del corpo d'opera banchina laterale sud si rende necessario il parziale salpamento dell'opera a gettata esistente costituente il braccio di difesa ubicato all'ingresso del porto di Monfalcone. La volumetria di tale opere di salpamento, attualmente stimata in circa 5,166 m³, viene momentaneamente abbancata in un'area di cantiere ed è successivamente destinata ad essere riutilizzata per la costruzione dell'opera Diga di Sottoflutto (Area 9).



Figura 3.7: Area 1 – Area soggetta a salpamento opera a gettata esistente

Per la realizzazione del corpo d'opera banchina laterale sud si opererà la vibroinfissione delle palancole da pontone, ed il successivo riempimento dello spazio compreso tra i due allineamenti con tout venant da cava, mediante stazzamento su autocarro e sversamento in avanzamento da terraferma. Completato parzialmente il riempimento con tout-venant (quota coincidente con livello medio mare), si procederà all'installazione delle barre dywidag di collegamento tra i due allineamenti e alla realizzazione delle travi di ripartizione (lato mare e terra).

Complessivamente le operazioni di scavo su tutta l'Area 1 riguardano una volumetria pari a 17 734 m³, da utilizzare poi per rinterri che non presentino finalità strutturali o di portanza.

L'apporto di tout venant da cava risulta pari a circa 87,677.2 m³.

Per minimizzare gli impatti legati al traffico che interesserà la viabilità ordinaria durante il trasporto del tout venant dalle cave all'Area 1, nelle successive fasi di progetto saranno individuate aree di stoccaggio interne all'area di cantiere, tali da consentire un apporto di tale materiale indipendentemente dalle esigenze contingenti legate alle tempistiche di costruzione.

Successivamente al completamento della struttura di banchina si procederà alla realizzazione della sovrastruttura e dei sistemi di fondazione delle strutture in elevazione che insistono sulla banchina.

La principale struttura che insiste sulla banchina è quella destinata a ospitare gli impianti necessari al trasferimento del prodotto liquido (GNL) dalle stesse ai serbatoi di stoccaggio attraverso tubazioni criogeniche. L'area in oggetto ha dimensioni circa 25 m x 28 m ed è evidenziata in rosso nella figura seguente.

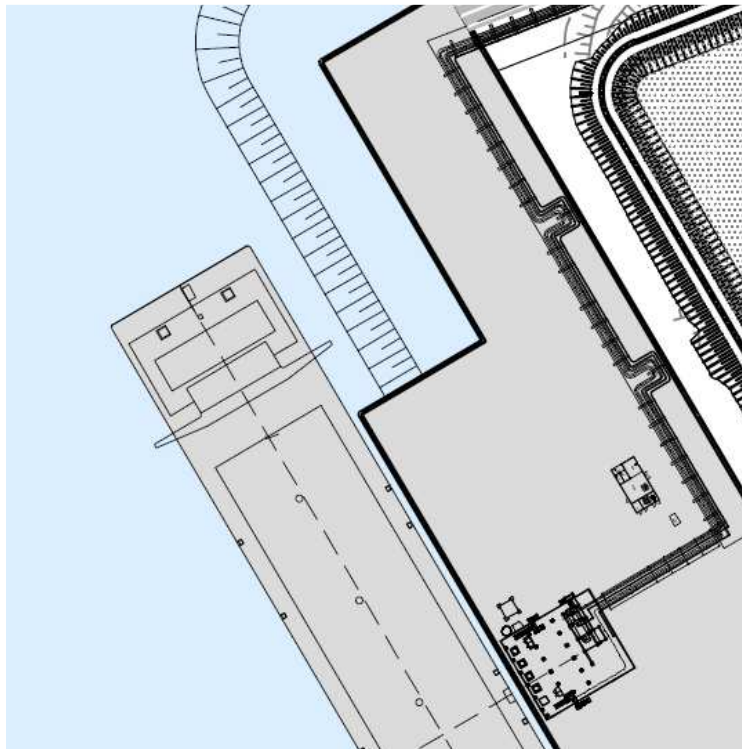


Figura 3.8: Area 1 – Struttura a supporto equipment banchina

Sulla base delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione e sulle sollecitazioni indotte dalla struttura, si considera la necessità di realizzare un'opera di fondazione su pali trivellati di diametro 800 mm, disposti sotto tutta la fondazione, aventi testa a quota +3.00 m s.l.m. ed intestati nell'Unità E (ghiaie poligeniche). Nel presente rapporto si riporta la capacità portante verticale del singolo palo nelle condizioni stratigrafiche locali. La lunghezza dei pali risulta pari a 25 m. Le volumetrie di scavo associate alla realizzazione di tali opere di fondazione è pari a circa 2,019 m³ e dovrà essere smaltita presso discariche autorizzate in quanto caratterizzata dalla presenza di fanghi di perforazione.

Sulla sovrastruttura di banchina, unitamente alla realizzazione di una pavimentazione in conglomerato bituminoso, è prevista:

- l'installazione della struttura di carico/scarico delle navi GNL ormeggiate;
- la realizzazione di un edificio di modeste dimensioni avente funzione sia di servizio/controllo sia di cabina elettrica di alimentazione dell'area banchina;
- la posa in opera di una polifora parallela al bordo banchina lato mare;
- la realizzazione di una rete di drenaggio che raccoglie le acque meteoriche che interessano i piazzali pavimentati presenti nell'area di banchina;
- l'installazione degli arredi di banchina (scalette, anelli, parabordi e ganci a scocco a rilascio rapido).

Il sistema di drenaggio è costituito da:

- Tubazioni in PEAD SN8;
- Pozzetti in c.a. con griglia 70x70 cm in ghisa sferoidale classe E600.

I tipologici del pozzetto previsto a progetto e della posa delle tubazioni in PEAD sono riportati nelle seguenti figure.

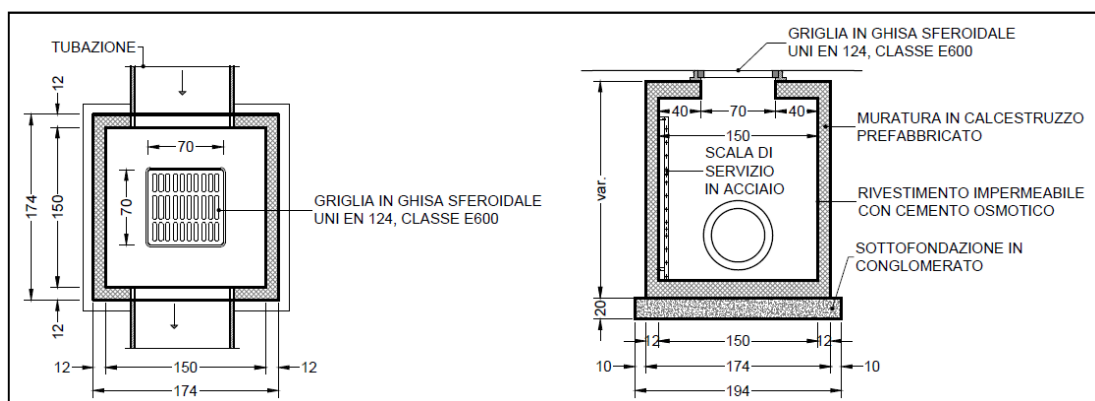


Figura 3.9: Area 1 - Dettaglio tipologico pozzetto

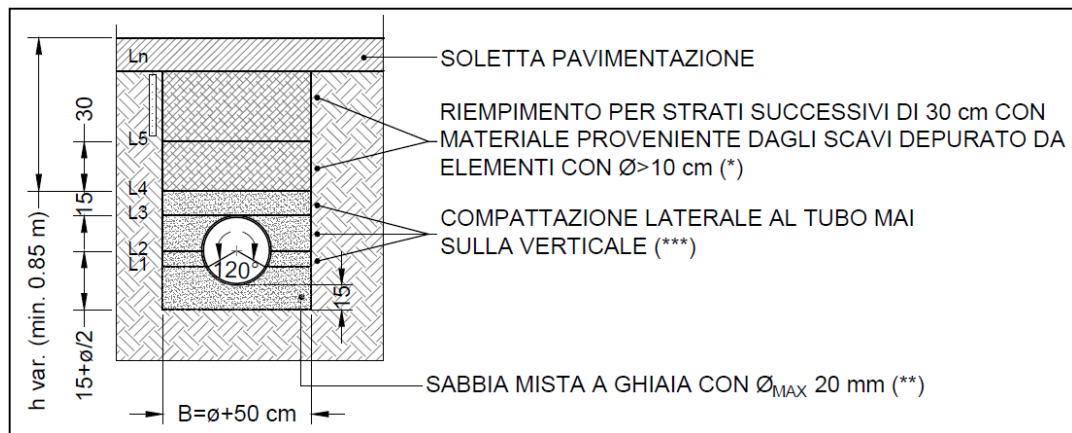


Figura 3.10: Area 1 - Dettaglio posa tubazioni PEAD

Le acque di prima pioggia sono convogliate in un impianto di trattamento con sistema in continuo in grado di trattare una portata di 150 l/s, costituito da una doppia vasca in cui avvengono i trattamenti di sedimentazione e decantazione, attrezzato con filtro a coalescenza e pacchi lamellari. La portata totale scaricata a mare è pari a 925 l/s. Nella seguente figura si riporta il tipologico dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia.

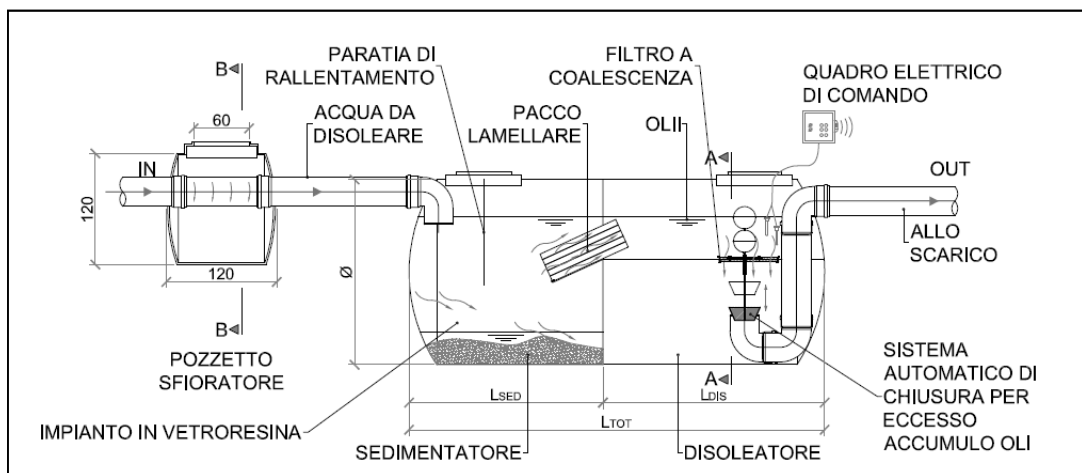


Figura 3.11: Impianto di trattamento acque prima pioggia

Per maggiori dettagli sulla configurazione planimetrica della rete di smaltimento di rimanda all'elaborato di progetto 14-007-CIV-D-380.

3.2 AREA 6 – DRAGAGGI

Nell'ambito dei lavori propedeutici alla realizzazione del terminale GNL nel Porto di Monfalcone è prevista l'esecuzione di operazioni di dragaggio aventi l'obiettivo di approfondire i fondali ad una quota di progetto di -12.5 e -13.5 m slm, funzionale alle navi di progetto che interesseranno l'infrastruttura portuale di Monfalcone e il futuro terminale GNL.

L'Area 6 può essere suddivisa in due macro-zone, rispondenti a zone funzionali dell'attuale porto di Monfalcone:

- Zona Bacino di Evoluzione, porzione di bacino portuale ubicata in prossimità della futura banchina di ormeggio del terminale GNL (identificata a progetto come Area 1), delimitata a nord dalle banchine portuali esistenti, ad ovest dalle opere di difesa presenti all'imboccatura di Monfalcone, ad est dall'area Lisert, e sud dal Canale di Accesso; le operazioni di dragaggio individuano un piano a quota rispettivamente a -12.50 m (aree verdi) e a -13.50 m slm, caratterizzato da una geometria irregolare e da uno sviluppo complessivo pari a 950 m ed una larghezza variabile da 450 m ad 280 m;



Figura 3.12: Area 6 – Zona Bacino di Evoluzione

- Zona Canale di Accesso, è costituita dal canale di navigazione per accedere al bacino portuale di Monfalcone, complessivamente l'area interessata dalle operazioni di dragaggio si sviluppa per una lunghezza totale di circa 5,480 m ed una larghezza pari a 162 m.



Figura 3.13: Area 6 – Zona Canale di Accesso

Il limite di separazione tra le due zone è identificato dal tratto iniziale a larghezza costante del Canale di Accesso, compreso tra la Sezione 31 e 32 riportate negli elaborati grafici di progetto (Doc N. 14-007-CIV-D410 “Planimetria Dragaggi”).

Lo “stato di fatto” a cui si fa riferimento per identificare le caratteristiche morfologiche del fondale per il progetto dei dragaggi è basato sulle informazioni contenute all’interno del “Progetto definitivo per i lavori di approfondimento del canale di accesso e del bacino di evoluzione del Porto di Monfalcone”, redatto dal CSIM ed ai rilievi batimetrici condotti nell’area nel periodo di Dicembre 2014 e Gennaio 2015 da Smartgas.

Le aree oggetto di dragaggio saranno raccordate con il fondale esistente con scarpate aventi pendenza 1/3 salvaguardando la stabilità delle opere portuali esistenti attraverso il rispetto di debite distanze di sicurezza tra il sedime di fondazione della singola opera e la scarpata di dragaggio.

3.2.1 Stima volumetriche e caratteristiche granulometriche materiali di dragaggio

Le volumetrie di dragaggio legate ad un approfondimento dei fondali dallo “stato di fatto”, sino alle profondità di -12.50 e -13.50 m slm, risultano complessivamente pari a 3 041 226.94 m³. Con riferimento alle zone operative sopra descritte la volumetria risulta così ripartita:

- Zona Bacino di Evoluzione: 2 004 348.88 m³;
- Zona Canale di Accesso: m³. 1 036 878.05 m³.

Si prevede che il dragaggio sia eseguito mediante draghe idrauliche, del tipo aspiranti-refluenti (TSHD/CSD) in modo da garantire tassi di produttività giornalieri elevati e minimizzare le interferenze con le attività portuali in essere. Nella valutazione delle volumetrie di dragaggio vengono quindi prese in considerazione anche frazioni volumetriche associate al fenomeno dell'overdredging, ovvero del potenziale errore di maggiore dragaggio associato alle tecniche di dragaggio adottate.

Ne deriva un quantitativo di dragaggio complessivo pari a 3 266 551.54 (2 155 213.85 m³ per il Bacino di Evoluzione e 1 111 337.68 m³ per il Canale di Accesso).

Per la definizione delle caratteristiche granulometriche associate alle singole volumetrie si è fatto riferimento alla caratterizzazione riportata nel progetto del CSIM (Doc. N. ED04_Relazione Geotecnica), che individua per le singole zone la seguente distribuzione granulometrica:

- Zona Bacino di Evoluzione:
 - Frazione granulometrica grossolana: 93%;
 - Frazione granulometrica fine: 7%.
- Zona Canale di Accesso:
 - Frazione granulometrica grossolana: 6.7%
 - Frazione granulometrica fine: 93.3%;
- -
 -

Durante la fase di dragaggio ed il successivo conferimento in cassa di colmata, il materiale in situ subisce processi di rigonfiamento e riadattamento del volume, dipendenti sia dalle caratteristiche granulometriche che dalle modalità operative di dragaggio sia dalle operazioni di conferimento nella cassa di colmata.

Nelle successive valutazioni è preso a riferimento un coefficiente di rigonfiamento pari a 1.15 per i materiali associato alla frazione granulometriche grossolana e pari a 1.3 per quelli ricadenti nella frazione granulometrica fine.

La seguente tabella riporta il prospetto riassuntivo delle volumetrie associate alle operazioni di dragaggio e le volumetrie della cassa di colmata atta ad ospitare il materiale dragato.

Tabella 3.1: Prospetto sintetico volumi dragaggi

Area		Canale di accesso	Bacino di evoluzione	Totale
Volume	m³	1 111 337.68	2 155 213.86	3 266 551.54
Frazione grossolana	m ³	74 459.62	2 004 348.88	2 078 808.51
Frazione Fine	m ³	1 036 878.05	150 864.97	1 187 743.02
Coff. rigonfiamento grossolano	-			1.15
Coff. rigonfiamento fine	-			1.30
Frazione grossolana	m ³			2 390 629.79
Frazione Fine	m ³			1 544 065.93
Totale	m³			3 934 695.72

Il materiale dragato sarà conferito all'interno dell'Area 10, cassa di colmata ricavata nell'Area Lisert del Porto di Monfalcone e nella cassa di colmata ricavata nello specchio acqueo ubicato a sud dell'area Lisert.

Contestualmente alle operazioni di dragaggio sono da prevedersi anche operazioni di salpamento di opere a gettata esistenti nell'area d'intervento, per una volumetria complessiva pari a 50,616 m³. Tali materiali saranno riutilizzati per il completamento delle nuove opere di difesa previste a progetto (Area 9 – Diga di Sottoflutto).

3.2.2 Modalità dragaggio, fasi e misure di mitigazione ambientale

Per il dragaggio dell'Area 6 si prevede l'utilizzo di draghe idrauliche, del tipo aspiranti-refluenti (TSHD/CSD).

Le TSHD (Trailing suction hopper dredgers), hanno un funzionamento tale per cui muovendosi fanno strisciare sul fondale una testa aspirante che preleva il materiale e lo immette nella stiva. Questa tipologia di draga può navigare autonomamente senza bisogno di rimorchiatori od ormeggi e quindi può trasportare il carico anche per grandi distanze. Sono indicate per il dragaggio di tutti i solidi non rocciosi.

LE CSD (Cutter suction dredgers) sono equipaggiate con una testa tagliente che incrementa la capacità di rimozione del materiale della draga. Operano avanzando su due piloni di ancoraggio infissi nel terreno: durante l'operazione di dragaggio la testa tagliente viene mossa da argani meccanici e descrive archi semicircolari che provocano nel fondale incisioni di profondità dell'ordine della decina di centimetri. Il materiale viene poi captato dalla testa della tubazione aspirante

La scelta sulla tipologia di draga aspirante refluyente più idonea viene demandata alle successive fasi di progetto.

Il materiale dragato di solito viene depositato nell'area di scarico mediante un'apposita tubazione o viene immesso nella stiva della draga stessa, dalla quale può essere successivamente scaricato tramite un'apertura sul fondo. Nell'attuale fase di progetto viene considerato il conferimento in cassa di colmata tramite l'utilizzo di tubazione, rimandando alle successive fasi di progetto per una più dettagliata analisi delle fasi di cantierizzazione.

Per minimizzare l'interferenza con il traffico navale che interessa il Porto di Monfalcone, viene considerata, cautelativamente, la presenza di due draghe aspiranti refluenti (una operante nel bacino di evoluzione ed una nel canale di accesso), che garantiscano una produzione giornaliera complessiva pari a 10 000 m³.

Durante le operazioni di dragaggio, nell'area intorno alla draga saranno posizionate panne galleggianti antinquinamento che avranno lo scopo di evitare la diffusione/dispersione dei sedimenti in sospensione nelle aree limitrofe a quelle di intervento.

Il sistema di panne, anche dette barriere, è costituito da moduli uguali che si collegano testa coda per mezzo di un sistema a cinghie elastiche solidali alle testate rinforzate. In genere ogni singolo modulo è lungo circa 15 m ed è costituito da una tasca superiore che ospita il sistema di galleggiamento permanente in materiale espanso non assorbente, un telo che collega la tasca superiore ad un'altra inferiore, in modo da realizzare un fronte di sbarramento complessivo, e una tasca inferiore che ospita la zavorra per mantenere eretta la barriera.

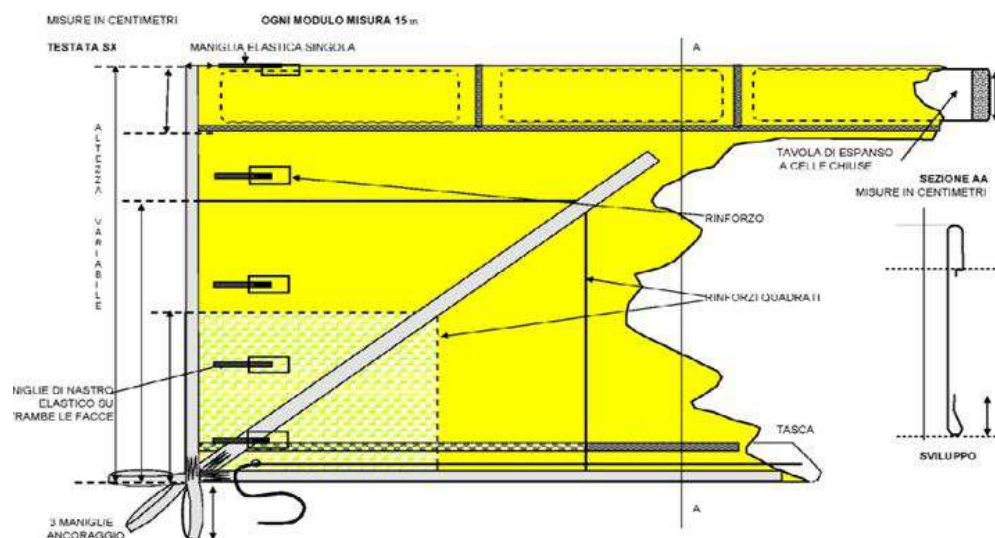


Figura 3.14: Panna Galleggiante – Schematizzazione

Una volta posata, la panna arriva a circa 30/35cm dal fondo, in posizione relativamente verticale grazie alla sacca di zavorramento contenente la catena. Tale distanza dal fondo è necessaria per evitare il continuo strisciamento del bordo inferiore sul fondale, poiché la barriera è sempre in movimento a causa dell'increspatura della superficie dell'acqua: per tale motivo, ad esempio, le panne adatte ad un fondale di 5m avranno un'altezza nominale di 5m, ma un'altezza effettiva di 4.7m.

Il galleggiante superiore sostiene il telo della barriera fino alla superficie dell'acqua da cui, in condizioni di mare calmo, la barriera emergerà per circa 20 cm.

La particolare struttura del sistema di galleggiamento conferisce alla panna la singolare caratteristica di coricare il bordo superiore quando è interessato da un'onda in transito: in questo modo, le piccole onde superano la barriera senza sottoporla ad un grande carico e senza spostarla sensibilmente dalla sua linea di ormeggio.

La posa in opera del sistema di panne può avvenire dalla costa o da un'imbarcazione adeguata. Nel primo caso, si predispone un telo robusto di polietilene a terra in modo da poter distendere i singoli moduli da collegare per formare la barriera, si lega a strozzo la barriera ogni 3-5 m, avvicinando la catena al galleggiante e si trascina in mare con la barca una tratta formata da 2-3 moduli (se di misura alta) o da 4-5 moduli (se di misura bassa).

Quando tutte le testate saranno state ancorate ai corpi morti e collegate tra loro si slegheranno i legacci e si lascerà distendere la barriera verso il fondo. Su ogni testata dei moduli ci saranno al fondo tre maniglie tessili che verranno prese da un grillo e collegate alla catena di ormeggio, attaccata ad un corpo morto di almeno 600 kg, al netto della spinta di Archimede.

Ogni corpo morto sarà debitamente segnalato da una boa galleggiante, alla quale sarà ormeggiata per mezzo di un'apposita fune.

L'intera barriera sarà ancorata a corpi morti distanti circa 13-14 m tra loro, in corrispondenza di ogni testata di collegamento tra i singoli moduli. Queste barriere saranno sorrette da un bordo superiore, in cui sono inseriti materiali galleggianti, e da un bordo inferiore, che contiene materiali di zavorra, e saranno mantenute in posizione da un sistema di ancoraggio costituito da boe ed ancore.

L'ancoraggio mediante boe avrà il vantaggio di annullare tutte le forze verticali agenti sulle barriere, impedendo così che esse vengano affondate dall'azione del vento e delle correnti.

L'articolazione delle fasi di dragaggio e dei mezzi ad esse associati si prefiggono i seguenti obiettivi:

- minimizzazione degli impatti sull'ambiente circostante (produzione giornaliera di dragaggio volta a contenere il quantitativo di acque di scarico rilasciate dalla cassa di colmata);
- minimizzazione delle interferenze con il traffico navale che interessa il porto di Monfalcone.

Preliminarmente all'avvio delle attività di dragaggio dovrà essere completata la realizzazione delle singole casse di colmata e delle relative opere di conterminazione.

All'interno delle due zone di dragaggio (Bacino di Evoluzione e Canale di Dragaggio), andranno ad operare complessivamente due draghe idrauliche (una per ciascuna zona), che dovranno garantire complessivamente una produzione giornaliera pari a circa 10 000 m³, operando per un tempo operativo medio giornaliero di circa 10 ore. Le precauzioni assunte (dragaggio aspirante e refluyente e panne antitorbidità) dovrebbero limitare notevolmente il fenomeno della risospensione delle particelle fini, tuttavia, come ulteriore misura di sicurezza, viene evitato di operare nel periodo sopraccitato all'interno del Canale di Accesso, porzione dell'avamposto maggiormente esposta all'azione delle correnti marine.

3.3 AREA 7 – DIGA FORANEA

Per contenere il materiale proveniente dall'escavo dei fondali, il progetto prevede la realizzazione di una cassa di colmata (Area 8) ricavata nello specchio di mare prospiciente l'area Lisert, e delimitata a sud ovest dal Canale di Accesso al Porto di Monfalcone e a sud est dall'area SIC IT 3340006. Tale cassa di colmata è confinata tramite la realizzazione di un'opera a gettata che deve assolvere contemporaneamente sia alle funzioni di arginatura sia di opera di difesa nei confronti degli eventi meteomarinari che interessano il paraggio.

La diga si sviluppa complessivamente per circa 1,575 m, presenta una larghezza media al piede di circa 50 m ed è caratterizzata da un andamento planimetrico curvilineo legato alla necessità di delimitare l'Area 8, radicandosi ad una estremità in corrispondenza dell'Area 1 – Banchina e all'altra estremità nell'opera foranea esistente che delimita l'area Lisert. L'opera presenta le seguenti distanze dagli elementi al contorno:

- dal Canale di Accesso distanza massima pari a 260 m e minima pari a 150 m;
- dal confine dell'area SIC distanza massima pari a 30 m e minima pari a 25 m.

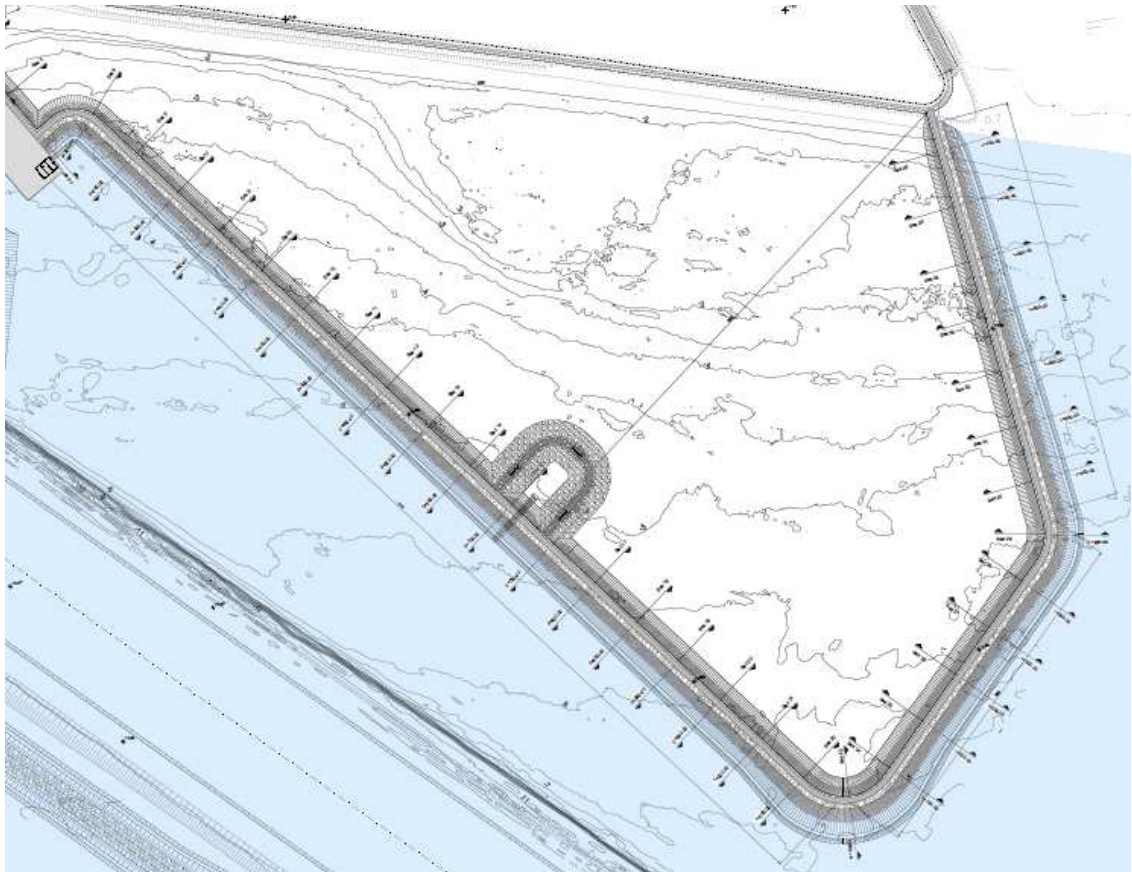


Figura 3.15: Planimetria Area 7 – Diga Foranea

La sezione di progetto della diga foranea è composta da:

- un nucleo costituito da due differenti tipi di tout-venant, una centrale (Tipo 1) che presenta una granulometria caratterizzata dalla presenza di una frazione fine, ed una esterna con frazione fine assente (Tipo 2);
- uno strato filtro (interposto tra nucleo e mantellata esterna lato mare) composto da massi di peso medio compreso tra 100 e 500 Kg;
- una mantellata esterna lato mare composta da uno doppio strato di massi naturali di II categoria del peso medio compreso tra 1 e 3 ton, disposti con scarpa $\frac{1}{2}$;
- un mantellata interna (lato cassa di colmata), disposta solo nella zona interessata da oscillazioni ondose realizzata in massi di I categoria del peso medio compreso tra 50 e 1,000 kg disposti su scarpa $\frac{2}{3}$.

La berma di sommità lato mare ed il massiccio di coronamento sono entrambi a quota + 4.50 m s.l.m..

All'interno del corpo Diga Foranea viene realizzato il diaframma plastico avente il compito di garantire la conterminazione idraulica dei lati della cassa, intestandosi nell'Unità geotecnica E dei terreni di fondazione. Il sistema di conterminazione è completato dalla presenza sul fondo dell'Area 8 dell'unità C.

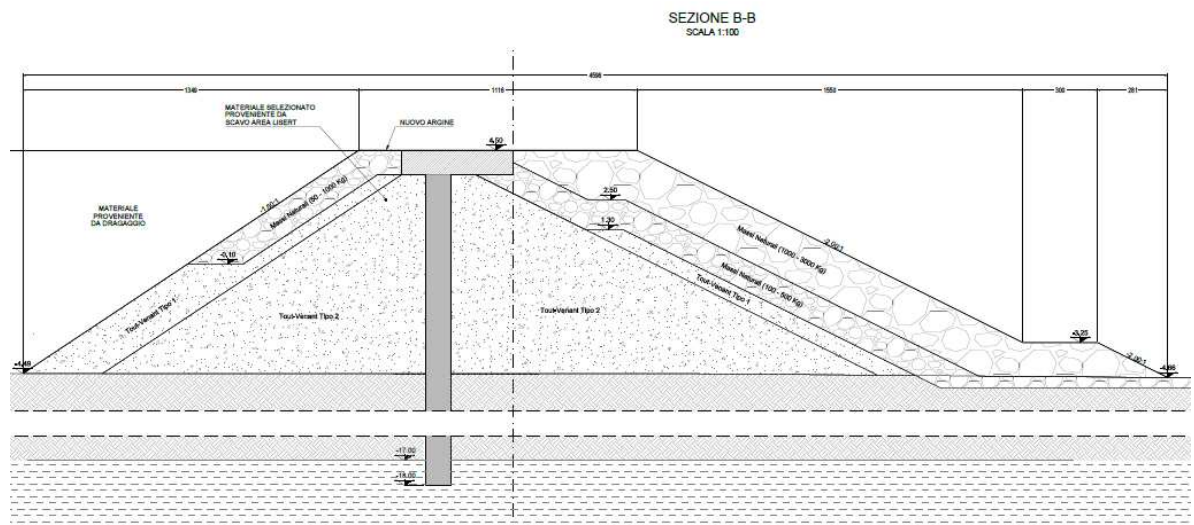


Figura 3.16: Sezione tipologica Diga Foranea

Preliminarmente alla posa in opera dei materiali da cava che costituiscono la Diga Foranea è necessario eseguire in prossimità del piede della mantellata lato mare, una parziale bonifica del fondale (circa 50 cm) e successivo ripristino tramite utilizzo di materiale da cava idoneo per scanno di imbasamento. Durante tale fase realizzativa è prevista la posa in opera sul piano di fondazione del corpo diga di un geocomposito costituito da un abbinamento di geotessile tessuto non tessuto e geogriglia, avente le seguenti funzioni:

- minimizzare la risospensione dei sedimenti costituenti il fondale, durante le operazioni di sversamento dei materiali da cava che compongono il corpo Diga Foranea;
- fungere da strato di separazione tra materiali da cava e i terreni costituenti il fondale, riducendo i fenomeni di compenetrazione (fenomenologia che porterebbe alla necessità di maggiori volumetrie di materiali da cava);
- realizzare un elemento di rinforzo del sistema di fondazione della Diga Foranea, contenendo i cedimenti dell'opera e contribuendo alla verifica dell'opera nei confronti della stabilità globale.

Le volumetrie necessarie alla realizzazione dell'opera risultano pari a :

- tout venant: 287 892.81 m³;
- massi II categoria: 66 339.08 m³;
- massi III categoria: 86 355.27 m³;

Le lavorazioni relative alla preparazione del fondale, posa dei geosintetici e realizzazione dello scanno di imbasamento, dovranno avvenire da pontone, tramite l'ausilio di personale specializzato in lavori subacquei, mentre la messa in opera dei restanti materiali da cava avverrà invece con mezzi terrestri, in avanzamento, essendo l'opera radicata su terraferma.

Il radicamento a terra in due punti differenti dell'opera rende possibile pianificare il contestuale avanzamento sia del braccio di Diga Foranea posto a sud -ovest, sia del braccio posto a sud est, riducendo quindi le tempistiche di realizzazione.

Preliminarmente all'avvio delle attività sul braccio sud-est, confinante con l'area SIC, si predispone a protezione dell'habitat naturale la messa in opera di panne antitorbidità.

Oltre ai singoli automezzi che conferiranno il materiale da cava, sarà necessario prevedere l'impiego di escavatori a fune/grappo necessari alla riprofilatura del materiale stesso.

Contestualmente al completamento della sezione di progetto della Diga Foranea è necessario procedere alla realizzazione del diaframma plastico, che ha il compito di assicurare la cinturazione idraulica della cassa di colmata.

La realizzazione del diaframma avviene preliminarmente alla posa in opera del massiccio di coronamento e al completamento della mantellata lato mare. La lavorazione viene eseguita tramite l'impiego di idrofrase, una per il braccio sud-est ed uno per il braccio sud-ovest.

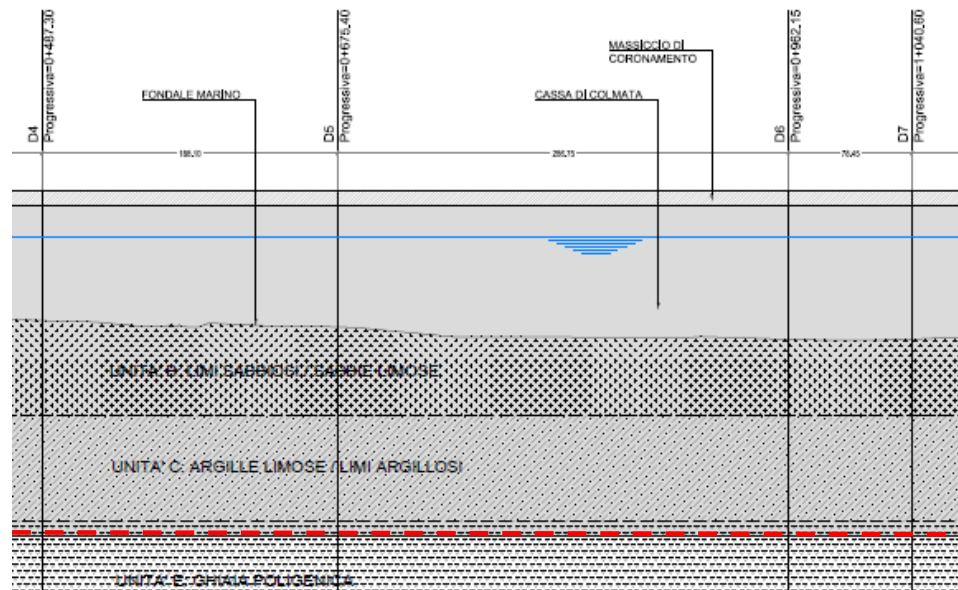


Figura 3.17: Prospetto parziale del diaframma plastico

Il diaframma plastico presenta uno spessore pari a 1.00 m, uno sviluppo complessivo pari a 1685 m. Per ovviare ai potenziali fenomeni di deformabilità che potrebbero interessare i terreni di fondazione costituenti l'Unità C, si è deciso di attraversare completamente tale unità ed intestare l'opera sul tetto dell'Unità E. Il sistema di conterminazione così costituito sarà in grado di assicurare requisiti di permeabilità almeno equivalenti a K minore o uguale 1.0×10^{-9} m/s. La profondità totale che caratterizza il piede del diaframma è pari a -19 m s.l.m, per un'altezza totale di 22.5 m.

3.4 AREA 8 – COLMATA

La cassa di colmata è destinata ad accogliere le volumetrie dei materiali provenienti sia dalle operazioni di dragaggio sia dalle attività di scavo che interessano le altre aree di progetto e che non trovano un diretto riutilizzo come riinterro.

La cassa di colmata presenta una superficie complessiva pari $318\,904.34\text{ m}^2$, la seguente figura ne illustra le caratteristiche planimetriche.

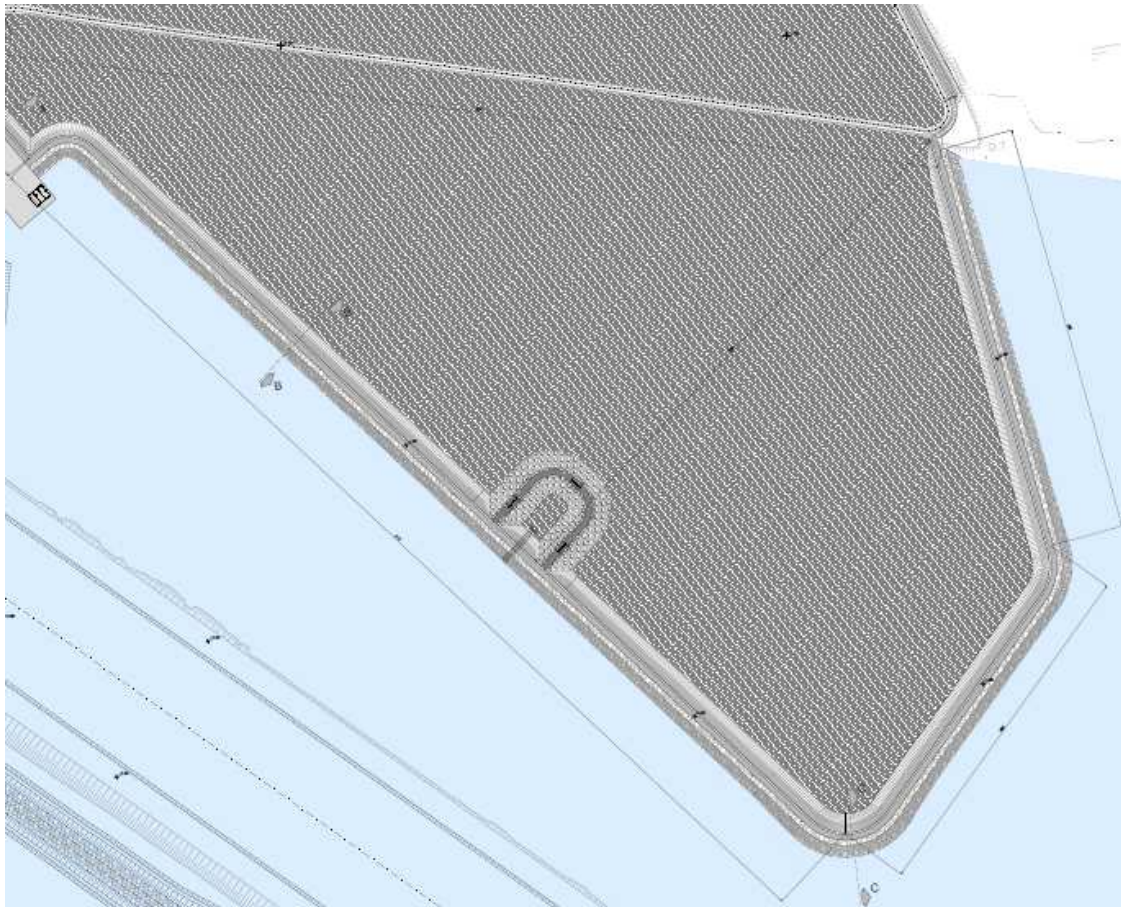


Figura 3.18: Area 8 - Planimetria Cassa di Colmata

Sulla base delle considerazioni formulate sia sull'entità dei potenziali cedimenti che interessano l'area della cassa di colmata, sia dei coefficienti di rigonfiamento che caratterizzano il comportamento dei materiali dragati, si è definita una quota di riempimento della cassa pari a $+4.50\text{ m slm}$.

Preliminarmente al completamento del riempimento sarà necessaria la costruzione di un argine provvisorio ubicato in sommità al corpo diga Area 7. Tale argine provvisorio avente imbasamento a quota $+3.50\text{ m}$ e sommità a $+5.50\text{ m}$ presenta la funzione di creare un franco di sicurezza tra la sommità del materiale di dragaggio conferito e la sommità dell'argine, al

fine di prevenire possibili fenomeni di tracimazione. Al completamento delle operazioni di refluentamento tale argine provvisorio verrà rimosso.

Tabella 3.2: Prospetto sintetico volumi cassa di colmata

		Volumi
Volume Cassa Colmata (+4.50 m)	m ³	2 401 652.48
Volume Cedimento Colmata	m ³	264 265.488
Volume compenetrazione	m ³	29 362.83
TOTALE	m ³	2 695 280.80

La cassa di colmata, oltre a dovere soddisfare la capacità volumetrica richiesta dal progetto, deve ancora rispondere ai seguenti requisiti ambientali:

- dovere garantire un coefficiente di permeabilità nei confronti dell'ambiente esterno pari a 10⁻⁹ m/sec;
- provvedere ad uno scarico delle acque smaltite conforme ai requisiti in materia di normativa ambientale.

L'opera ottempera al primo requisito essendo confinata sui lati da un diaframma plastico dello spessore di 1 m, realizzato nel corpo della Diga Foranea (Area 7) che si intesta nell'Unità C dei terreni di fondazione, caratterizzati da un coefficiente di permeabilità compreso tra 10⁻⁹ e 10⁻¹⁰ m/sec.

Per quanto riguarda l'ottemperanza alle disposizioni normative sulle acque di scarico è stata predisposta la realizzazione di una vasca di sedimentazione delimitata da una diga di sfioro, e dotata di pozzetto di filtrazione per lo scarico finale delle acque provenienti dalla cassa di colmata, come descritto nel seguito.

3.4.1 Diga di Sfiore

La diga di sfioro consente la tracimazione dell'acqua presente in fase di sversamento del materiale solido all'interno della colmata e riduce al minimo la fuoriuscita dei sedimenti. L'acqua sfiorata decanta nella vasca di sedimentazione, dove vengono trattenuti i sedimenti grossolani, e attraverso il manufatto di filtrazione e sfioro, nel quale vengono trattenuti i sedimenti fini, raggiunge il recapito finale a mare.

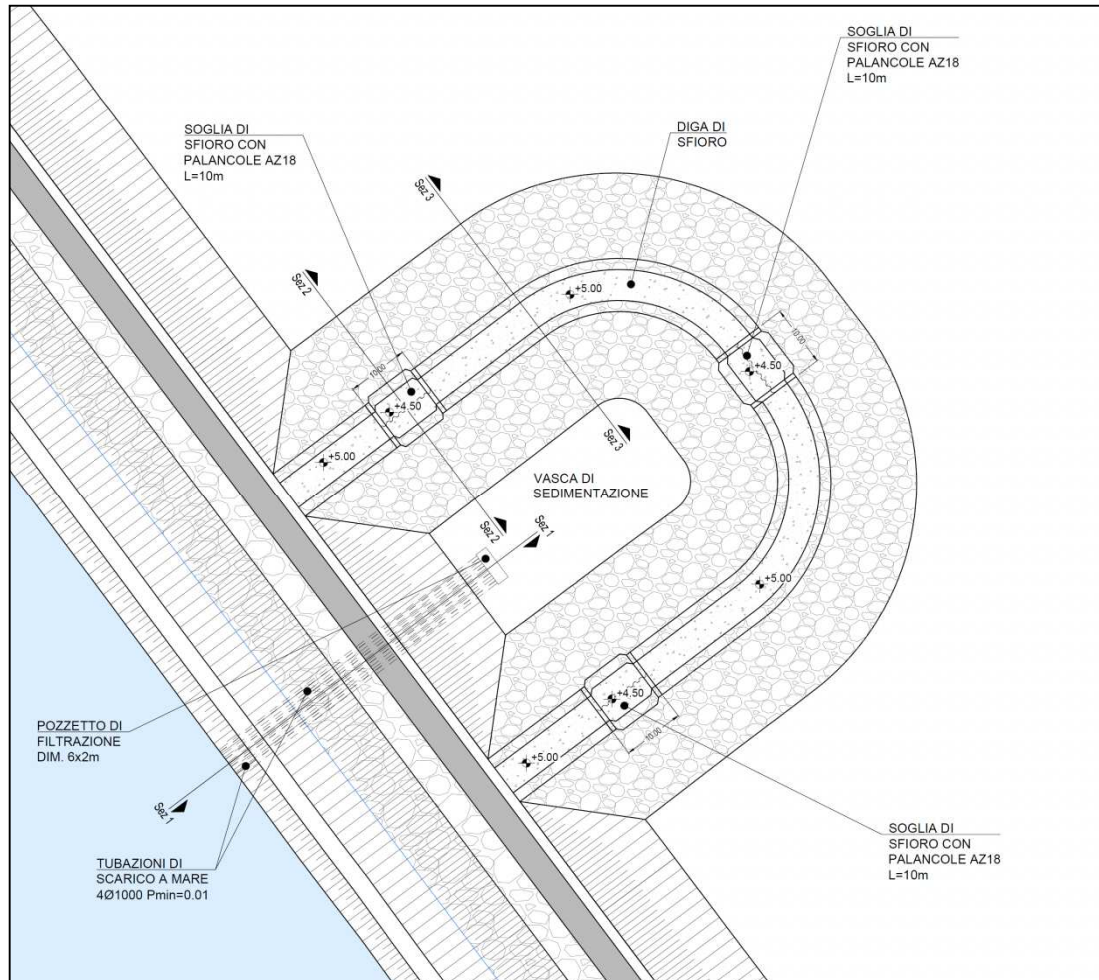


Figura 3.19: Area 8 - Planimetria diga di sfioro e vasca di sedimentazione

La diga di sfioro è costituita da un nucleo in tout-venant ed è protetta da mantellate esterne costituite da massi naturali di I categoria del peso medio compreso tra 50 e 1000 kg disposti su scarpa 2/3. Il piano di sommità è a quota + 5.00 m s.l.m.m. In corrispondenza del lato vasca di sedimentazione si prevede la posa di un telo HDPE avente funzione impermeabilizzante.

Nella seguente figura viene riportata la sezione tipologica della diga di sfioro.

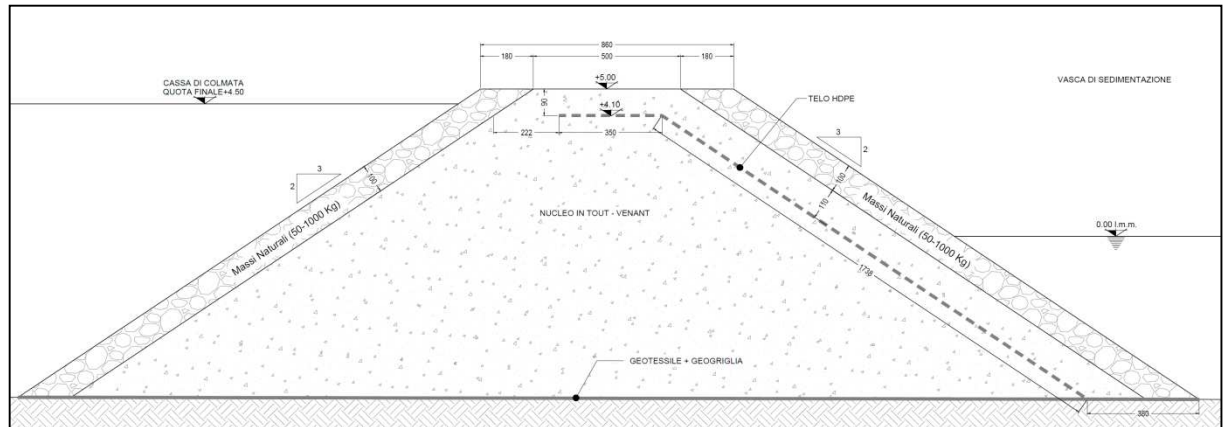


Figura 3.20: Area 8 - Sezione tipologica diga di sfioro

Lo sfioro libero dell'acqua è garantito lungo tre tratti del corpo diga, ciascuno avente lunghezza pari a 10 m, dove è posizionato lo sfioratore, costituito da una paratia di palancole metalliche tipo AZ-18 infisse lungo l'asse centrale della diga. In corrispondenza della paratia il corpo della diga ha quota massima pari a +4.50 m s.l.m.

Nella seguente figura viene riportata la sezione tipologica dello sfioratore.

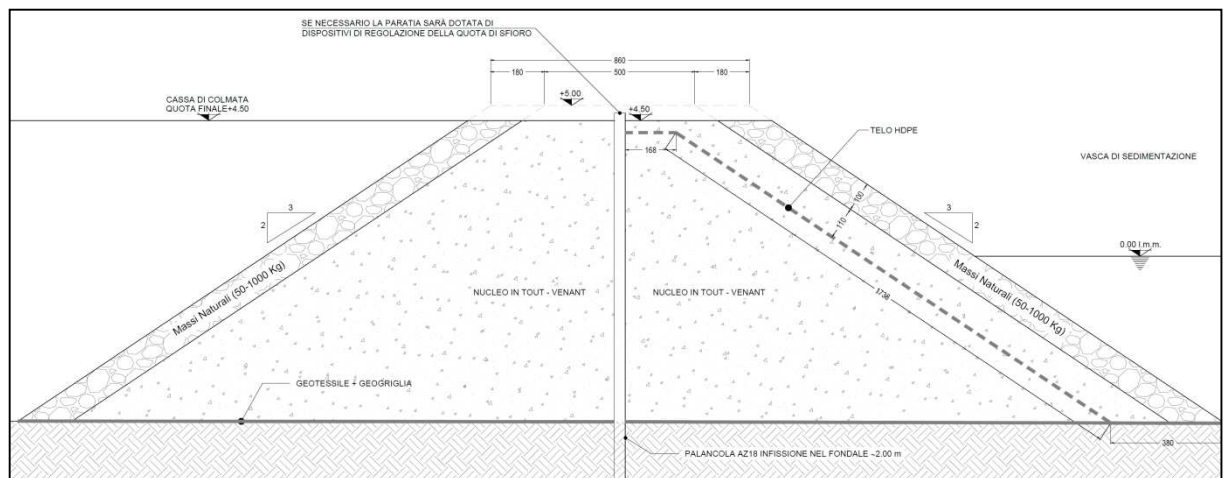


Figura 3.21: Area 8 - Sezione tipologica sfioratore

La vasca di sedimentazione di progetto, che consente la decantazione del materiale più grossolano (diametro dei sedimenti fino a 0.2 mm), ha dimensioni in pianta pari a 40x20 m e altezza pari alla diga di sfioro.

Il manufatto di sfioro, che permette il deflusso dell'acqua dalla vasca di decantazione al mare, è costituito da un pozzetto rettangolare (dimensioni in pianta 3x2 m) realizzato in carpenteria metallica che funziona come vasca di raccolta collegata al mare aperto mediante tubazioni in acciaio passanti all'interno del corpo della diga di chiusura. Il pozzetto svolge

anche la funzione di filtro e trattenimento dei sedimenti fini eventualmente presenti in uscita dalla vasca di sedimentazione.

Lo scarico è costituito da 4 tubazioni Φ 1000 mm, in grado di smaltire sia la portata d'acqua durante le fasi costruttive della colmata sia la portata meteorica che interessa la colmata nella fase di esercizio.

Il pozzetto è collegato alle tubazioni d'acciaio che attraversano il corpo diga mediante raccordi flessibili che possano compensare assestamenti e movimenti, relativi fra le tubazioni stesse e il pozzetto, dovuti al progressivo cedimento dei terreni di fondazione a seguito del progredire della colmata.

Nella seguente figura viene riportata la sezione tipologica del manufatto di sfioro.

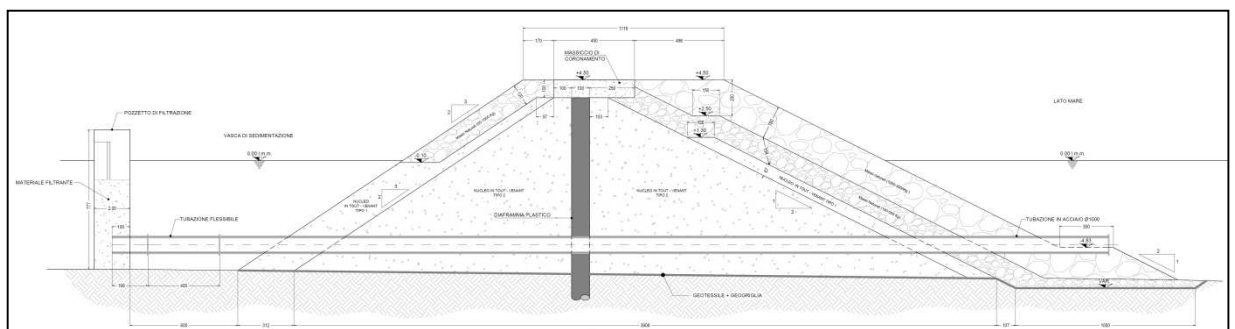


Figura 3.22: Area 8 - Sezione tipologica manufatto di sfioro

Per la costruzione del sistema di sfioro saranno impiegati materiali selezionati da cava, per una volumetria complessiva pari a:

- Tout venant: 29 378.15 m³;
- Massi II categoria: 5 614.21 m³.

3.4.2 Drenaggio Sistemazione Finale Colmata

Il progetto affronta anche una possibile temporanea sistemazione della superficie della cassa di colmata, volta ad assicurare un corretto drenaggio delle acque meteoriche che insistono su di essa. Il sistema di drenaggio previsto nella fase di esercizio della colmata è costituito da trincee drenanti che regimentano le acque meteoriche e le convogliano nella vasca di sedimentazione e successivamente a mare. Per la realizzazione di tali trincee viene impiegata una volumetria di materiale selezionato pari a 39 000 m³.

Tutte le trincee scaricano in un fosso di raccolta in terra rivestito che a sua volta scarica mediante tre tubazioni in PEAD Φ 1000 mm nella vasca di sedimentazione prevista a progetto. Le acque così raccolte sono scaricate a mare mediante il manufatto di sfioro previsto a progetto e descritto nei paragrafi precedenti. La portata totale scaricata a mare è pari a 10 m³/s.

L'elaborato di progetto 14-007-CIV-D-741 identifica la configurazione planimetrica delle trincee drenanti e del fosso di guardia .

Più nel dettaglio la rete è costituita dai seguenti manufatti:

- Trincea drenante a sezione trapezia con 2 tubazioni $\Phi 630$ mm microfessurate in PEAD con riempimento in ghiaino;
- Fosso di raccolta a sezione trapezia in terra rivestito in cls.

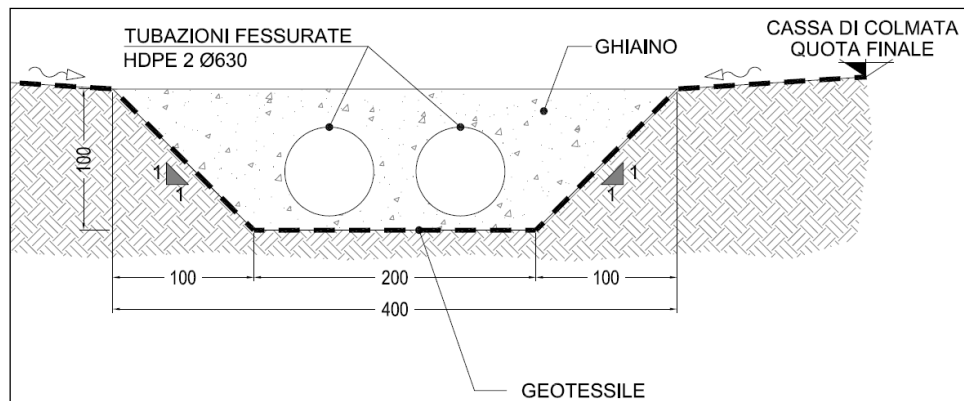


Figura 3.23: Area 8 - Sezione tipologica trincea drenante

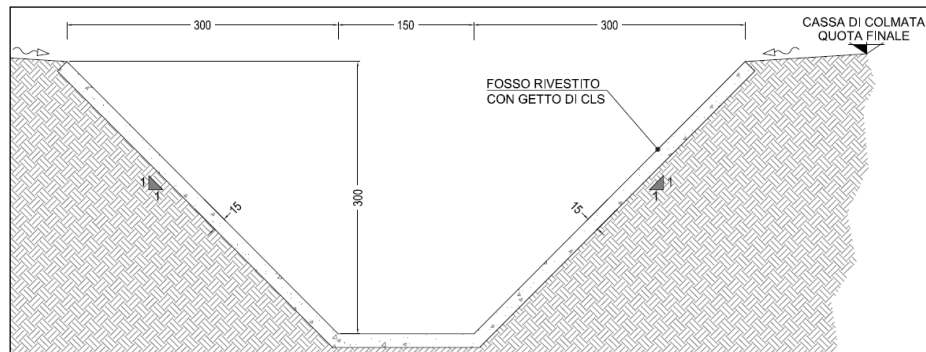


Figura 3.24: Area 8 - Sezione tipologica fosso di raccolta

3.5 AREA 9 – DIGA DI SOTTOFLUTTO

La diga di sottoflutto viene realizzata quale prolungamento dell'opera di difesa esistente che delimita il lato sud-ovest dell'avamposto di Monfalcone. Il piede dell'opera dista mediamente dal perimetro del Canale di Accesso circa 50 m. La realizzazione di tale opera è propedeutica all'evitare potenziali fenomeni di insabbiamento che potrebbero interessare il Canale di Accesso una volta realizzata la Diga Foranea (Area 7) a sud est.

La diga di sottoflutto si sviluppa in direzione sud-est, parallelamente al Canale di Accesso, per una lunghezza complessiva pari a 550 m ed un ingombro planimetrico al piede mediamente pari a circa 50 m.

La sezione tipologica della Diga di Sottoflutto è costituita da una mantellata in doppio strato di massi naturali di II categoria del peso medio compreso tra 1 e 3 ton, disposti con scarpa 1/2, uno strato filtro intermedio composto da massi di peso medio compreso tra 100 e 500 Kg ed un nucleo in tout-venant. Il piano di berma di sommità è a quota + 3.70 m s.l.m..

La seguente figura riporta la sezione tipologica della diga di sottoflutto, mentre l'elaborato 14 007 CIV D850 ne descrive la configurazione planimetrica.

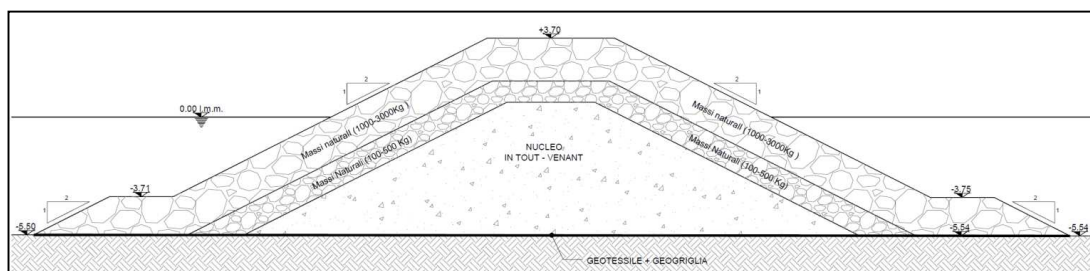


Figura 3.25: Sezione tipologica diga di sottoflutto

Al fine di ottimizzare la gestione dei materiali e minimizzare l'apporto da cava è stato deciso di utilizzare i materiali provenienti dal salpamento della braccio di difesa esistente ubicato all'ingresso dell'avamposto di Monfalcone (volume circa pari a 50 616 m³)

Quindi il volume di materiale da cava necessario per la realizzazione della Diga di Sottoflutto è così suddiviso:

- tout venant: 107 028.93m³;
- massi I categoria: 50 616.00 m³;
- massi II categoria: 30 941.25 m³.

Preliminarmente alla posa in opera dei materiali da cava, dovrà essere predisposta la posa di uno strato di geosintetici, costituito da geotessile e georete, aventi la triplice funzione di:

- minimizzare la risospensione dei sedimenti del fondale durante la costruzione dell'opera di sottoflutto,
- creare una separazione fisica tra il materiale da cava e i terreni di fondazione,

- fungere da elemento di rinforzo per i terreni di fondazione.

Le lavorazioni per la costruzione della diga di sottoflutto saranno eseguite prevalentemente da mare con l'utilizzo di pontone e chiatta, adottando la precauzione di confinare il fronte in avanzamento dell'opera tramite l'uso di panne antitorbidità.

3.6 AREA 10 – COLMATA AREA LISERT

Nell'area Lisert è attualmente presente la struttura di una vecchia cassa di colmata abbandonata negli anni 2000 e mai completata. Il progetto prevede di utilizzare tale area per creazione di un nuovo corpo di colmata. In particolare il progetto prevede la realizzazione di un nuovo argine, tramite la movimentazione di materiali presenti in loco e la definizione quindi di una nuova cassa.

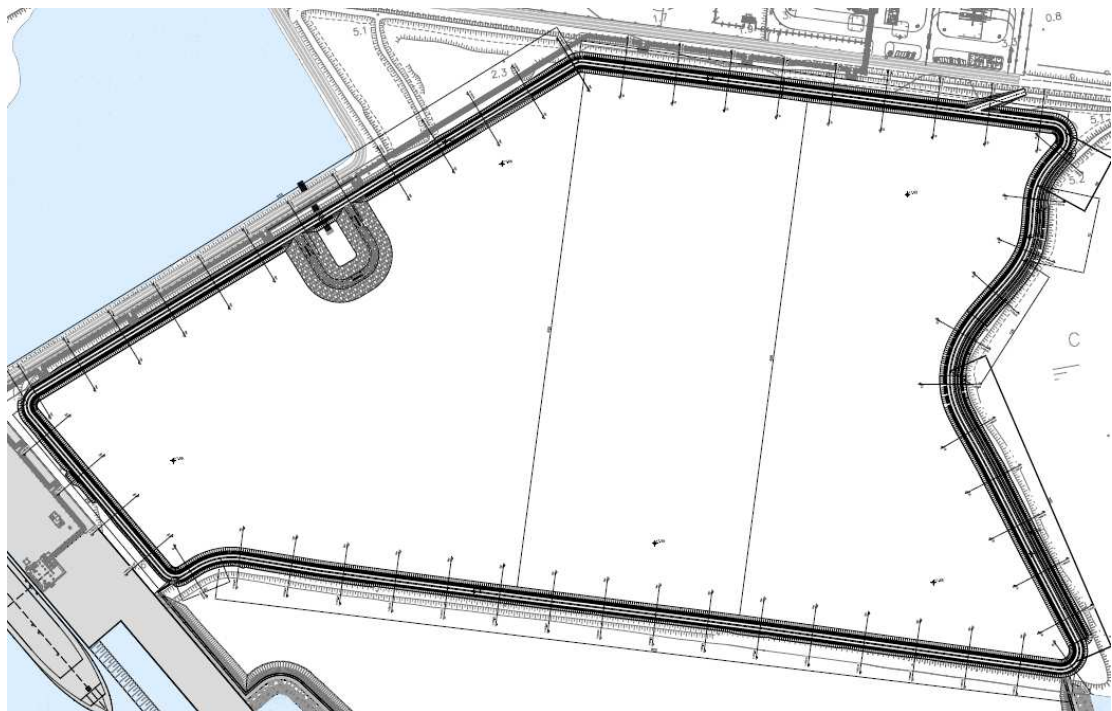


Figura 3.26: Area 10 - Planimetria colmata Area Lisert

I materiali per la costruzione dell'argine sono recuperati attraverso operazioni di escavo volte a creare un piano di fondo della cassa a quota pari a +1.60 m l.m.m. Attualmente il sito presenta un andamento morfologico variegato, con quote comprese tra i +1.80 e i 2.80 m l.m.m.

L'argine a progetto è caratterizzato da una quota in sommità pari a +6.00 m s.l.m.m ed un piano di imposta lato interno della cassa pari a +1.63 m. Le scarpate dell'argine sono realizzate con pendenza 2:3 e sono costituite dal terreno naturale rinvenuto in sito (unità geotecnica B) opportunamente preparato e compattato.

Naturalmente la costruzione degli argini dovrà essere eseguita avendo cura di selezionare dalle terre movimentate, materiali aventi adeguate frazioni granulometriche e comunque rispondenti ai dettami della normativa tecnica di riferimento per la costruzione di rilevati.

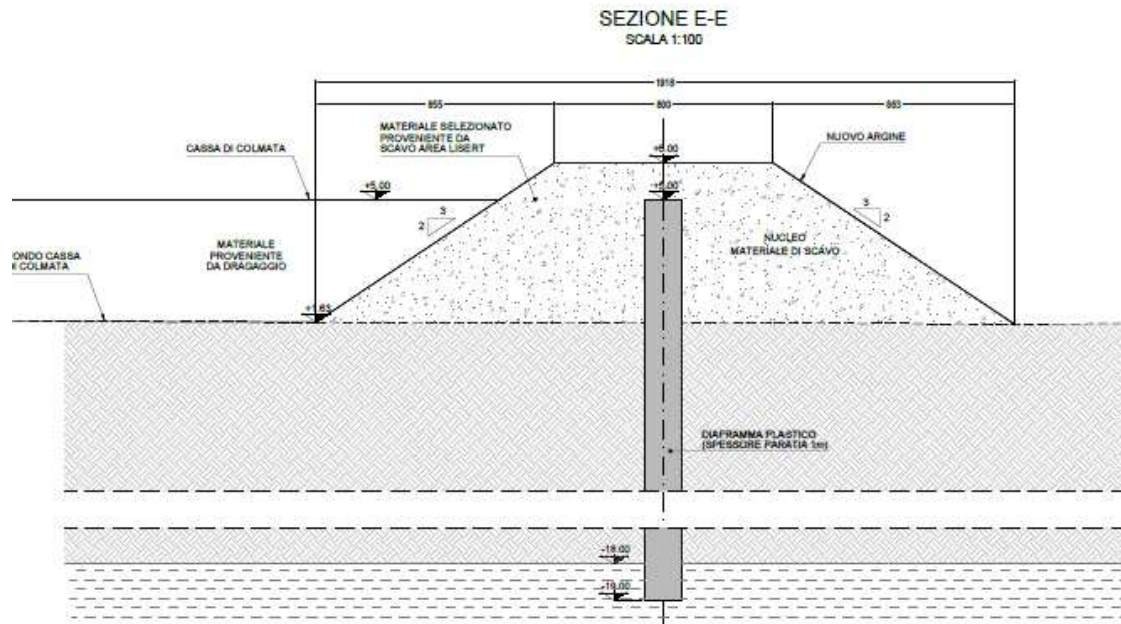


Figura 3.27: Area 10 - Sezione argine colmata

Nel corpo rilevato si prevede l'esecuzione di un diaframma plastico di spessore pari a 1.00 m, avente una quota in testa pari a +5.00 m s.l.m.m.. Per ovviare ai potenziali fenomeni di deformabilità che potrebbero interessare i terreni di fondazione costituenti l'Unità C, si è deciso di attraversare completamente tale unità ed intestare l'opera sul tetto dell'Unità E. Il sistema di conterminazione così costituito sarà in grado di assicurare requisiti di permeabilità almeno equivalenti a K minore o uguale 1.0×10^{-9} m/s. La profondità totale che caratterizza il piede del diaframma è pari a -19 m s.l.m., per una lunghezza totale di 24 m.

Durante la fase di cantiere la sommità degli argini potrà essere utilizzata come pista di cantiere, tale utilizzo comporta il considerare un sovraccarico accidentale di 10 kPa in testa all'argine.

Nella porzione di argine confinante con l'area SIC si prevede una configurazione geometrica volta a rispettare una quota di sommità pari a +7.50 m l.m.m.. Tale configurazione geometrica è funzionale al volere creare una sorta di barriera di protezione e separazione al contesto ambientale presente nell'area SIC.

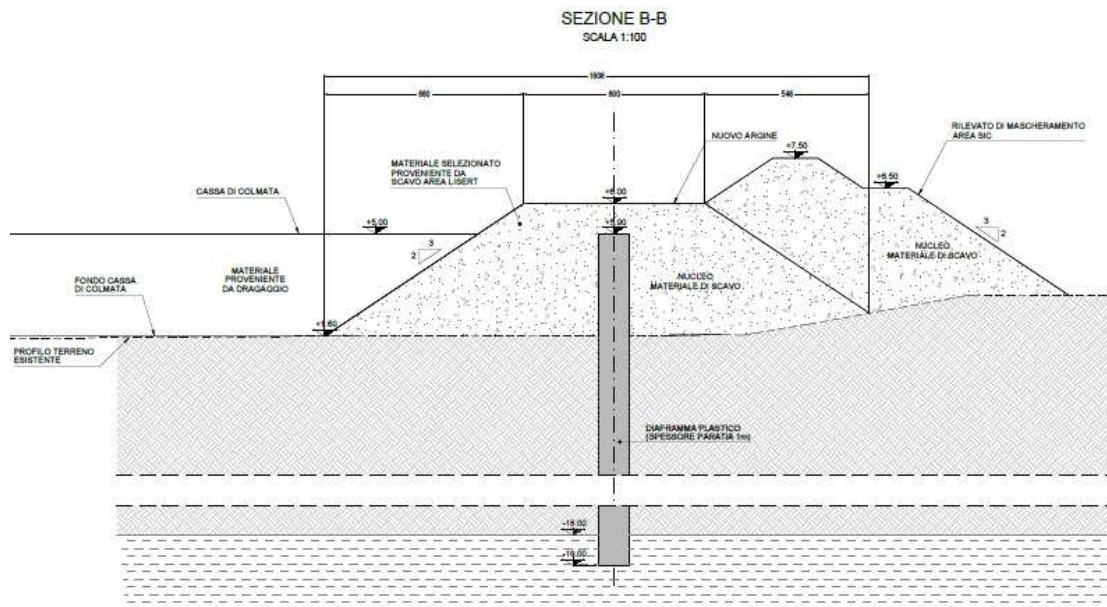


Figura 3.28: Area 10 - Sezione argine colmata lato area SIC

Le operazioni di escavo condotte sull'area del Lisert portano ad una movimentazione complessiva di circa 149 321.97 m³, riutilizzati in loco, successivamente con le seguenti finalità:

- Costruzione argini della cassa di colmata: 127 360.13 m³;
- Materiale per drenaggi cassa di colmata: 10 798.99 m³;
- Operazioni di rinterro per regolarizzazione cassa di colmata: 11 162.85 m³.

Sulla base delle considerazioni formulate sia sull'entità dei potenziali cedimenti che interessano l'area della cassa di colmata, sia dei coefficienti di rigonfiamento che caratterizzano il comportamento dei materiali dragati, si è definita una quota di riempimento della cassa pari a +5.00 m slm, mantenendo un franco di sicurezza pari a 1 m tra la quota di riempimento e la sommità degli argini.

Tabella 3.3: Prospetto sintetico volumi cassa di colmata

		Volumi
Volume Cassa Colmata (+5.00 m)	m ³	1 198 321.98
Volume Cedimento Colmata	m ³	121 735.00
TOTALE	m ³	1 320 056.98

Considerando una quota di riempimento massimo della cassa di colmata ubicata +5.0 m slm, compatibile con le opere di marginamento ubicate sui lati della cassa.

La cassa di colmata, oltre a dovere soddisfare la capacità volumetrica richiesta dal progetto, provvede ad uno scarico delle acque conforme ai requisiti in materia di normativa ambientale attraverso la realizzazione di una vasca di sedimentazione delimitata da una diga di sfioro, e dotata di pozzetto di filtrazione per lo scarico finale delle acque provenienti dalla cassa di colmata, come descritto nel seguito.

3.6.1 Diga di Sfiore

La diga di sfioro consente la tracimazione dell'acqua presente in fase di sversamento del materiale solido all'interno della colmata e riduce al minimo la fuoriuscita dei sedimenti. L'acqua sfiorata decanta nella vasca di sedimentazione, dove vengono trattenuti i sedimenti grossolani, e attraverso il manufatto di filtrazione e sfioro, nel quale vengono trattenuti i sedimenti fini, raggiunge il recapito finale a mare.

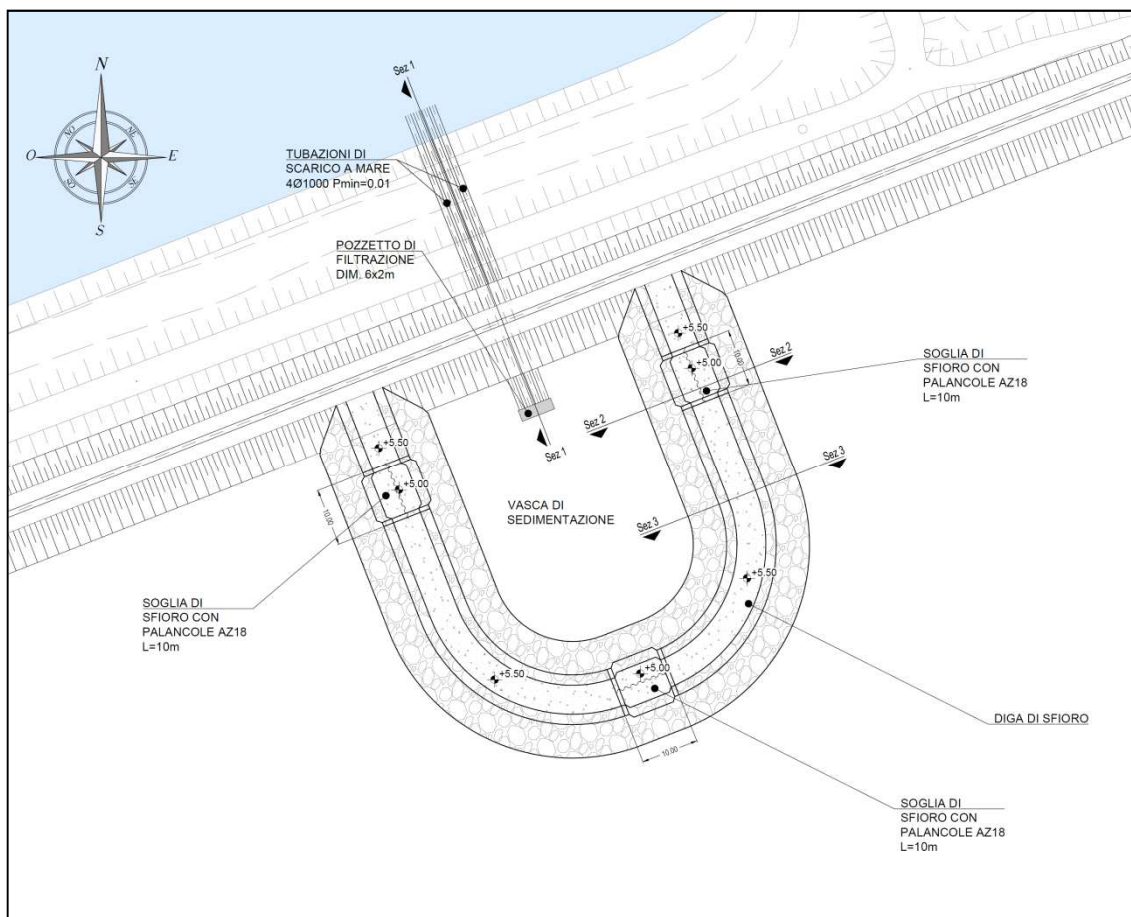


Figura 3.29: Area 10 - Planimetria diga di sfioro e vasca di sedimentazione

La diga di sfioro è costituita da un nucleo in tout-venant ed è protetta da mantellate esterne costituite da massi naturali di I categoria del peso medio compreso tra 50 e 1000 kg disposti su scarpa 2/3. Il piano di sommità è a quota + 5.50 m s.l.m.m. In corrispondenza del lato vasca di sedimentazione si prevede la posa di un telo HDPE avente funzione impermeabilizzante.

Nella seguente figura viene riportata la sezione tipologica della diga di sfioro.

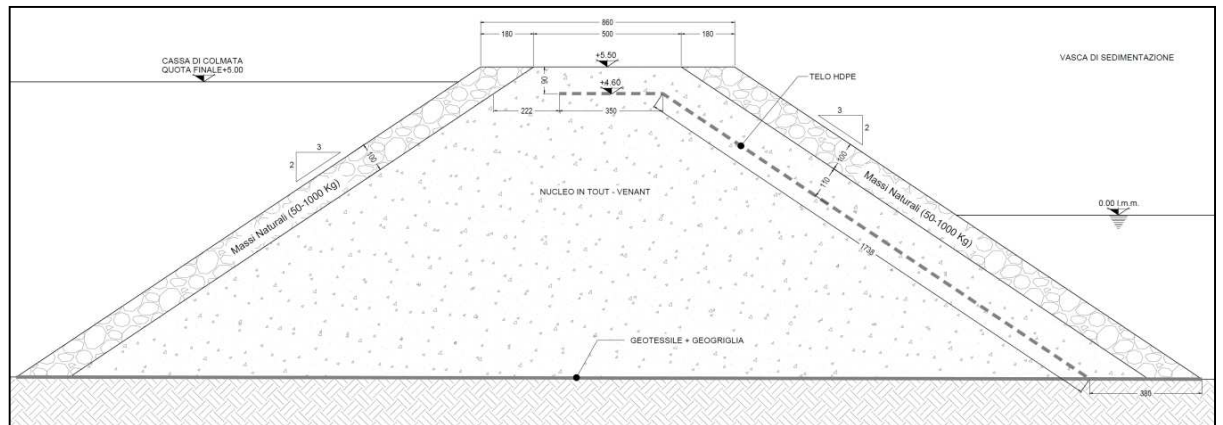


Figura 3.30: Area 10 - Sezione tipologica diga di sfioro

Lo sfioro libero dell'acqua è garantito lungo tre tratti del corpo diga, ciascuno avente lunghezza pari a 10 m, dove è posizionato lo sfioratore, costituito da una paratia di palancole metalliche tipo AZ-18 infisse lungo l'asse centrale della diga. In corrispondenza della paratia il corpo della diga ha quota massima pari a +5.00 m s.l.m.m.

Nella seguente figura viene riportata la sezione tipologica dello sfioratore.

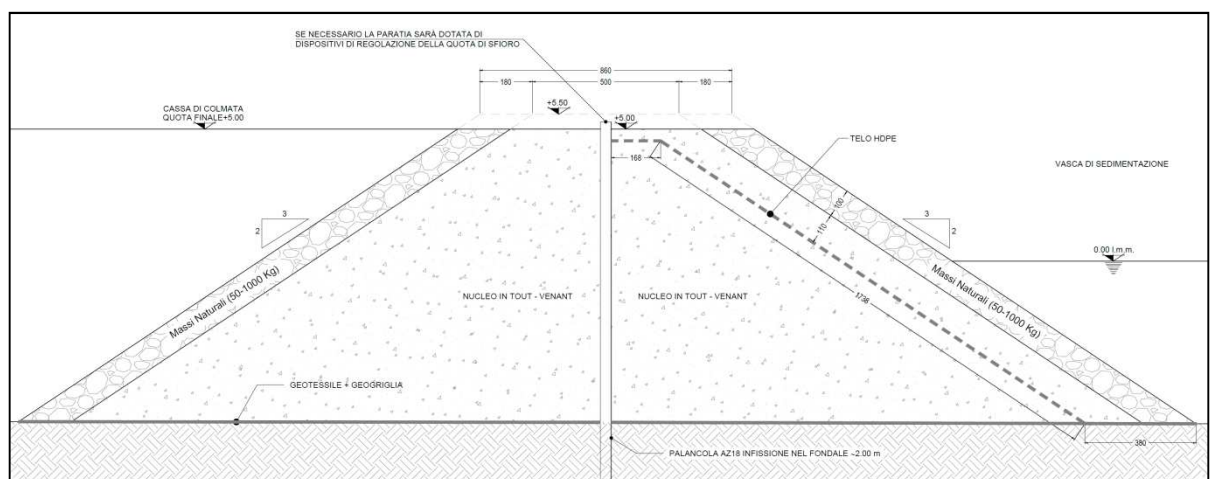


Figura 3.31: Area 10 - Sezione tipologica sfioratore

La vasca di sedimentazione di progetto, che consente la decantazione del materiale più grossolano (diametro dei sedimenti fino a 0.2 mm), ha dimensioni in pianta pari a 40x20 m e altezza pari alla diga di sfioro.

Il manufatto di sfioro, che permette il deflusso dell'acqua dalla vasca di decantazione al mare, è costituito da un pozzetto rettangolare (dimensioni in pianta 3x2 m) realizzato in carpenteria metallica che funziona come vasca di raccolta collegata al mare aperto mediante tubazioni in acciaio passanti all'interno del corpo della diga di chiusura. Il pozzetto svolge anche la funzione di filtro e trattenimento dei sedimenti fini eventualmente presenti in uscita dalla vasca di sedimentazione.

Lo scarico è costituito da 4 tubazioni Φ 1000 mm, in grado di smaltire sia la portata d'acqua durante le fasi costruttive della colmata sia la portata meteorica che interessa la colmata nella fase di esercizio.

Il pozzetto è collegato alle tubazioni d'acciaio che attraversano il corpo diga mediante raccordi flessibili che possano compensare assestamenti e movimenti, relativi fra le tubazioni stesse e il pozzetto, dovuti al progressivo cedimento dei terreni di fondazione a seguito del progredire della colmata.

Nella seguente figura viene riportata la sezione tipologica del manufatto di sfioro.

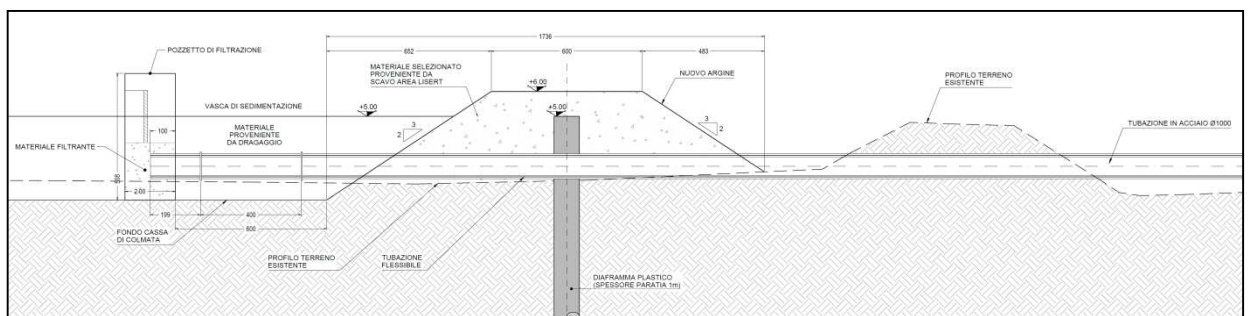


Figura 3.32: Area 10 - Sezione tipologica manufatto di sfioro

Per la costruzione della diga di sfioro sono impiegate le seguenti volumetrie di materiali da cava:

- Tout venant: 6 020.33m³;
- Massi II categoria: 1 991.92 m³.

3.6.2 Drenaggio Sistemazione Finale Colmata

Il progetto affronta anche una possibile temporanea sistemazione della superficie della cassa di colmata, volta ad assicurare un corretto drenaggio delle acque meteoriche che insistono su di essa. Il sistema di drenaggio previsto nella fase di esercizio della colmata è costituito da trincee drenanti che regimentano le acque meteoriche e le convogliano nella vasca di sedimentazione e successivamente a mare. Per la sistemazione superficiale si farà ricorso a materiale selezionato per una volumetria complessiva pari 34 500 m³.

Tutte le trincee scaricano in un fosso di raccolta in terra rivestito che a sua volta scarica mediante tre tubazioni in PEAD $\Phi 1000$ mm nella vasca di sedimentazione prevista a progetto. Le acque così raccolte sono scaricate a mare mediante il manufatto di sfioro previsto a progetto e descritto nei paragrafi precedenti. La portata totale scaricata a mare è pari a $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'elaborato di progetto 14-007-CIV-D-950 identifica la configurazione planimetrica delle trincee drenanti e del fosso di guardia .

Più nel dettaglio la rete è costituita dai seguenti manufatti:

- Trincea drenante a sezione trapezia con 2 tubazioni $\Phi 630$ mm microfessurate in PEAD con riempimento in ghiaio;
- Fosso di raccolta a sezione trapezia in terra rivestito in cls.

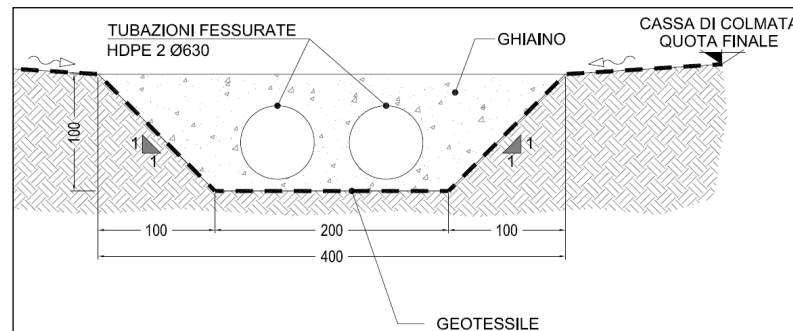


Figura 3.33: Area 10 - Sezione tipologica trincea drenante



Figura 3.34: Area 10 - Sezione tipologica fosso di raccolta

4 METODOLOGIA DI VERIFICA

4.1 VERIFICHE IDRAULICHE MARITTIME

Le verifiche idrauliche marittime delle dighe a progetto sono eseguite in accordo a quanto indicato nelle “Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime” del Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche del CNR.

Si riportano nel seguito le metodologie di verifica utilizzate per il dimensionamento idraulico delle dighe.

Moto ondoso e condizioni di progetto

Facendo riferimento ai dati meteomarini si è verificato innanzitutto che la sezione tipo sia ubicata all'esterno o all'interno della linea dei frangenti relativamente alle condizioni climatiche estreme associate ad un tempo di ritorno di 100 anni. I dati meteo marini necessari per il progetto delle sezioni tipo sono l'altezza d'onda di progetto H_s e il periodo di picco T_p .

Le opere a gettata oggetto dei presenti calcoli ricadono in fondali esterni alla zona di frangimento.

La profondità al piede della scogliera risulta mediamente pari a -7.00 s.l.m..

Mantellata esterna

La determinazione del peso dei massi costituenti la mantellata è stata effettuata a mezzo della formula di J. Van der Meer:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \cdot P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \zeta_m^{-0.5}$$

In cui:

H_s = altezza dell'onda frangente al piede dell'opera;

$\Delta = (\rho_r / \rho_w) - 1$ densità di massa relativa;

essendo ρ_r peso specifico di volume dei massi naturali,

ρ_w peso specifico dell'acqua marina;

$D_{n50} = (M_{50} / \rho_r)^{1/3}$ = diametro nominale;

P = parametro di permeabilità;

S = grado di danno ammesso sulla struttura;

N = numero di onde (durata della mareggiata);

$$\zeta_m = \frac{tg\alpha}{\sqrt{S_m}};$$

con $S_m = 2\pi \cdot \frac{H_s}{gT^2}$ la ripidità dell'onda di largo.

Lo spessore dei due strati dei massi di mantellata è pari a

$$s = 2 \cdot D_{n50}$$

Il peso dei massi si determina cautelativamente anche con la classica formula di Hudson, così espressa:

$$M = \frac{H_s^3 \cdot \rho_r}{\Delta^3 \cdot k_D \cdot ctg\alpha}$$

in cui:

M = peso dei singoli massi (ton);

$\Delta = (\rho_r / \rho_w) - 1$ densità di massa relativa;

K_D = coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, la percentuale di danneggiamento;

α = pendenza della scarpata sull'orizzontale;

H_s = altezza d'onda significativa (in m).

Strato filtro

Al di sotto dei massi costituenti la mantellata è necessario, per evitare il dilavamento del nucleo, interporre uno strato filtro costituito da massi naturali di peso a circa 1/10 del peso dei massi sovrastanti.

Per il calcolo dello spessore medio degli strati costituiti da massi naturali, si è fatto uso della seguente formula:

$$r = nK_\Delta \cdot \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3}$$

dove:

r è lo spessore medio dello strato;

n è il numero dei massi che compongono lo strato;

W è il peso dei singoli elementi;

W_r è il peso specifico del materiale;

K_Δ è il coefficiente di stabilità.

4.2 VERIFICHE IDRAULICHE RETI DI DRENAGGIO

Nel presente paragrafo viene descritta nel dettaglio l'analisi idraulica effettuata per le verifiche delle reti di drenaggio.

Parametri curva di possibilità pluviometrica

Per l'analisi pluviometrica sono stati utilizzati i dati ottenuti dall'Ufficio Idrografico e Mareografico della Regione Friuli Venezia Giulia – Compartimento di Venezia, in particolare le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate alla stazione pluviometrica di Alberoni.

La curva di possibilità pluviometrica è rappresentata dalla seguente espressione:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui:

- h[mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t[ore] dell'evento;
- a ed n sono i parametri pluviometrici rappresentativi della stazione.

Per ulteriori dettagli sull'analisi del regime delle precipitazioni si rimanda al doc. 14-007-CIV-R-030 "Relazione idrologica e idraulica".

Tempo di corrivazione della rete fognaria

La valutazione del tempo di corrivazione, vale a dire il tempo che l'acqua impiega a compiere il percorso tra il punto del bacino più lontano e una determinata sezione di chiusura della canalizzazione, è stata effettuata tenendo in considerazione il fatto che non è possibile assimilare il comportamento delle superfici di scolo a quelle di un normale bacino idrografico per via della limitata pendenza delle aree afferenti e per l'assenza di una rete idrografica in senso stretto. In questo caso quindi il tempo di corrivazione, più correttamente denominato tempo di concentrazione T_c , è stato calcolato utilizzando la seguente metodologia valida per aree urbanizzate ("Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione" – HOEPLI, 1997):

$$T_c = t_a + t_r$$

Dove:

t_a = tempo d'accesso alla rete relativo al sotto bacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo, valutato dell'ordine di 5 minuti;

t_r = tempo di rete, somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione secondo il percorso più lungo (L) della rete fognaria; $t_r = \sum_i L_i/v_i$;

v = velocità della particella liquida [m/s].

Per i tratti di tubazione successivi al primo si utilizza come tempo di accesso “ t_a ” il tempo di concentrazione T_c più elevato dei tratti afferenti a monte, nel caso in cui sia effettivamente più elevato del tempo di accesso calcolato per il tratto di tubazione in esame.

Coefficiente di afflusso superfici di scolo

La riduzione dell'afflusso (φ) alle rete si considera dovuta al grado di impermeabilità delle superfici e al ritardo degli afflussi dovuto ad ogni tipo di ostacolo. Tali parametri variano a seconda della densità delle costruzioni e della topografia della zona.

Se esistono bacini tributari verrà valutato un coefficiente di afflusso pesato, secondo la formulazione:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

In generale, tutte le superfici scolanti sono state considerate completamente impermeabili con **coefficiente di afflusso $\varphi = 1$** .

Determinazione della portata massima transitante nella rete fognaria

Il calcolo della portata di afflusso alle opere di drenaggio è stato eseguito mediante il metodo cinematico.

Tale metodo tiene conto del fenomeno di corrivazione, con considerazioni puramente cinematiche che trascurano completamente il valore dell'invaso.

Le ipotesi di base del metodo sono le seguenti:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta;
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura. Il funzionamento dei collettori è autonomo (si trascurano eventuali effetti di rigurgito indotti dai collettori di valle);
- il moto per il deflusso nei rami è uniforme;
- il comportamento della rete nel suo complesso è sincrono (i diversi collettori raggiungono il massimo valore della portata contemporaneamente).

Nell'ipotesi di ietogramma rettangolare la portata massima in una generica sezione di una rete si ottiene per una pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino sotteso e risulta:

$$Q_M = \varphi \frac{i \cdot A}{360}$$

Con:

- φ = coefficiente di afflusso;
 i = intensità di pioggia in mm/h (in funzione del periodo di ritorno);
 A = area del bacino in ha.

In generale il tempo di corrivazione della sezione terminale di un generico tratto è stato assunto pari a:

$$t_c = t'_c + \frac{L}{V}$$

in cui t'_c è il massimo dei tempi di corrivazione dei tratti confluenti a monte ed L/V è il tempo di percorrenza del tratto stesso (L =lunghezza tratto, V =velocità tratto), in condizioni di moto uniforme.

La massima portata al colmo di piena è stata determinata, procedendo da monte verso valle, seguendo la seguente procedura:

1. per ogni sezione di calcolo è stata determinata l'area totale sottesa e il coefficiente di afflusso;
2. ad ogni singolo tratto è stato assegnato il tempo di ruscellamento di accesso alla rete;
3. si è calcolato il tempo di corrivazione della sezione di calcolo;
4. è stata determinata l'intensità media di precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione e si calcola la portata al colmo di piena, si proporziona lo speco corrispondente e si determina la velocità del flusso. Se la velocità è diversa da quella precedentemente assunta si ritorna al punto 3 e si ricalcola il tempo di corrivazione, l'intensità media di pioggia e la portata;
5. raggiunta la convergenza si è proceduto al dimensionamento del tronco di valle, una volta verificata l'accettabilità delle velocità e dimensioni di progetto ottenute.

Analisi idraulica tubazioni

L'analisi idraulica è relativa alla valutazione del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme all'interno delle tubazioni di progetto. La formula utilizzata è quella di Gauckler-Strickler valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = k_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i_f^{1/2} = k_s \cdot \Omega^{5/3} \cdot B^{3/2} \cdot i_f^{1/2}$$

con:

Q = portata liquida all'interno del tubo;

k_s = coefficiente di scabrezza (pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ per tubazioni in PEAD);

Ω = area della sezione di deflusso;

i_f = pendenza tubazioni;

R = raggio idraulico;

B = perimetro bagnato.

Analisi idraulica griglie

La verifica idraulica è stata effettuata confrontando la portata defluente in ogni singolo pozzetto grigliato e la portata massima derivabile da ciascuna griglia verificando che quest'ultima risulti maggiore.

Si è adottato il seguente procedimento:

1. Si stabilisce il valore ammissibile del carico h ;
2. Si calcola il perimetro idraulicamente attivo della griglia P ;
3. Si calcola l'area della caditoia libera da ostruzioni (barre, detriti ecc.);
4. Dalla scala delle portate si ricava la portata massima derivabile.

La verifica risulta soddisfatta se la portata relativa a ciascun pozzetto grigliato risulta minore di quella massima derivabile.

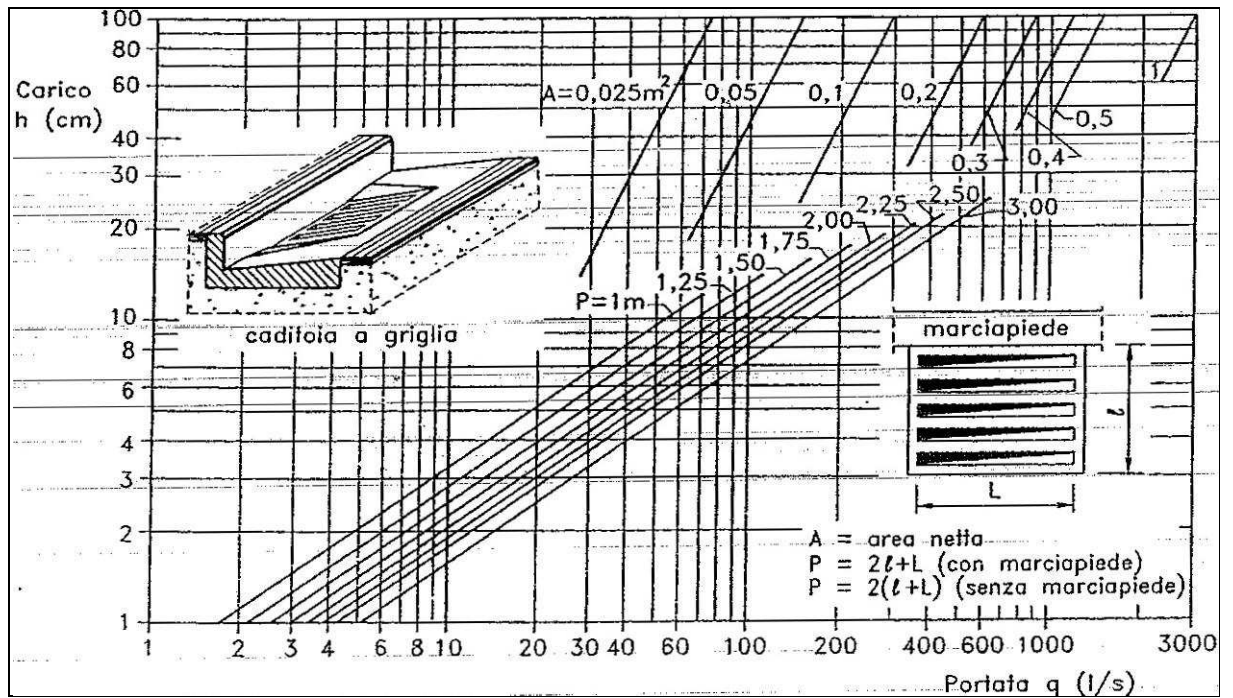


Figura 4.1: Scala delle portate di una griglia

4.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche delle opere in oggetto sono eseguite in accordo a quanto indicato dalla normativa vigente N.T.C. (2008).

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. delle N.T.C., devono essere svolte le verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese.

Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e allo Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) è stata effettuata considerando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2, vedere tabella 2.6.I delle N.T.C.), per i parametri geotecnici (M1 e M2, vedere tabella 6.2.II delle N.T.C.) e per le resistenze (R1, R2 e R3, vedere tabella 6.5.I delle N.T.C.).

Dettagli sono riportati nei paragrafi seguenti.

4.3.1 Verifiche di stabilità globale dighe a gettata

Le verifiche di stabilità globale delle dighe hanno riguardato la diga della vasca di colmata e la diga di sottoflutto e sono state condotte attraverso il software Slide.

La verifica è stata svolta secondo l'Approccio 1 (DA1, Combinazione 2 A2 + M2 + R2), tenendo conto dei già citati coefficienti parziali riportati nella tabella seguente.

Tabella 4.1: Coefficienti amplificativi e riduttivi previsti dalle N.T.C. 2008

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1.0	1.0

Verifica	Coefficiente parziale (γ_{R2})
Stabilità globale	1,1

La verifica è stata svolta determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2 (γ_{R2}), come descritto nel Par. C.6.8.6.2 della Circolare di Applicazione del DM14/01/2008, va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Per le verifiche di stabilità in condizioni sismiche l'analisi è stata implementata con metodo pseudostatico, definendo l'azione sismica con una componente verticale (verso l'alto e verso il basso) e una orizzontale, attraverso l'utilizzo dei coefficienti sismici orizzontali (k_h) e verticali (k_v). In accordo con i contenuti del paragrafo 7.11.3.5 del DM 2008 si assume k_v pari a $\pm k_h/2$ e k_h pari a $\beta_s \cdot a_{max} / g$. L'accelerazione massima è riportata nel precedente capitolo 2.1, mentre il coefficiente β_s è determinato in accordo alla Tabella 7.11.I delle N.T.C. 2008, valida per problemi di stabilità dei pendii, che si riporta di seguito.

Tabella 4.2: Coefficienti di riduzione β_s dell'accelerazione massima attesa al sito (N.T.C. 2008)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Nel caso in esame il suolo è di categoria D e pertanto si assume β_s pari a 0.28.

4.3.2 Verifiche geotecniche-strutturali banchina di accosto

Le verifiche della banchina sono state condotte attraverso il software di calcolo PARATIE 6.2 di Harpaceas. Il codice di calcolo simula la paratia attraverso un elemento finito di trave che interagisce con il terreno circostante attraverso un letto di molle dalla rigidità opportuna. Il programma effettua una simulazione numerica analizzando un problema piano, in cui i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano, mentre la parete flessibile di sostegno è schematizzata da una serie di elementi finiti beam verticali. L'analisi è stata effettuata considerando il terreno in condizioni di spinta attiva. Il terreno spingente contro la parete è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche, connesse agli stessi nodi della parete.

Le verifiche delle opere di banchina sono state effettuate con riferimento a:

- Approccio 1 (DA1, Combinazione 1, A1+M1+R1), per le verifiche strutturali;
- Approccio 1 (DA1, Combinazione 2, A2+M2+R2), per le verifiche geotecniche.

In accordo con i contenuti del paragrafo 7.11.6.3 della normativa vigente N.T.C. (2008), le verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate per entrambe le Combinazioni 1 e 2 applicando un coefficiente unitario all'azione del sisma.

Nel caso sismico l'analisi è stata implementata con metodo pseudostatico, definendo l'azione sismica con una componente orizzontale, attraverso l'utilizzo del coefficiente sismico orizzontale (k_h), e una componente verticale attraverso l'utilizzo del coefficiente sismico verticale (k_v). In accordo con i contenuti del paragrafo 7.11.6.3 del DM 2008 si assume k_h pari a $\alpha \cdot \beta$ e k_v pari alla metà di k_h .

Limitatamente alla struttura di banchina è stato assunto k_v pari a 0 in accordo a quanto previsto nel paragrafo 7.11.6.3.1 del DM 2008.

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β è desumibile dalla figura seguente (fig. 7.11.3 riportata al paragrafo 7.11.6.3 del DM 2008), mentre il coefficiente di deformabilità α per un sottosuolo di tipo B è desumibile dalla figura seguente (fig. 7.11.2 riportata al paragrafo 7.11.6.3 del DM 2008).

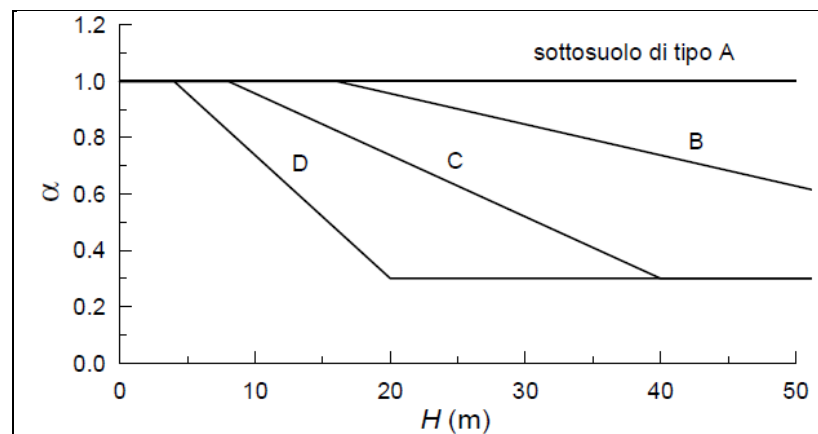


Figura 4.2: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

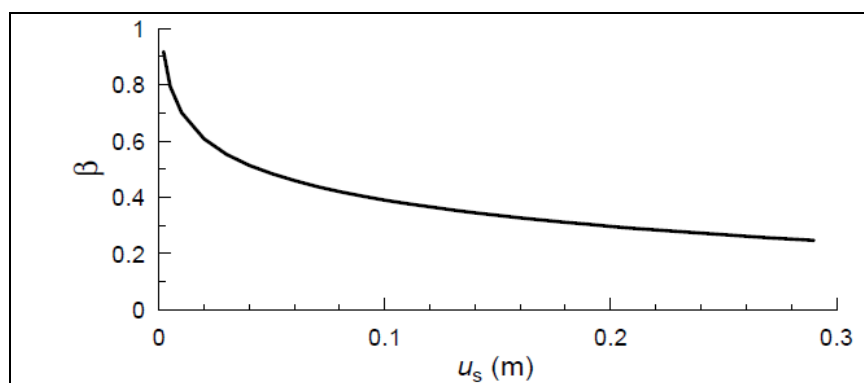


Figura 4.3: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

La tabella seguente riporta i coefficienti α e β assunti a progetto per le diverse opere:

OPERA	α	β
AREA 1 - BANCHINA	0.5	0.5

4.3.3 Verifiche geotecniche delle fondazioni profonde

La verifica delle fondazioni su pali in c.a. è stata effettuata con riferimento al criterio degli stati limite in accordo con quanto riportato al capitolo 4.1.2 del DM 14 gennaio 2008 e adottando l'Approccio 2 – (A1+M1+R3) (cfr. NTC – paragrafo 6.4.3.1).

Tabella 4.3: Coefficienti R1-R2-R3 per il Calcolo della Capacità Portante (N.T.C. 2008)

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

La capacità portante è stata calcolata sommando i contributi delle resistenze di punta e laterale del palo, così calcolate:

$$\text{Resistenza di punta:} \quad Q_{\text{lim base}} = (N_q \cdot \sigma'_v) \cdot A_{\text{palo}}$$

$$\text{Resistenza laterale:} \quad Q_{\text{lim laterale}} = k \cdot \sigma'_v \cdot \tan \varphi$$

in cui:

N_q è il coefficiente di Berezantzev, funzione dell'angolo di attrito e del rapporto L/D secondo la formulazione del 1965 per pali di grande diametro (v. Figura 4.4);

σ'_v è lo sforzo verticale efficace agente alla base del palo. L'andamento dello sforzo viene supposto linearmente crescente fino ad una determinata quota a partire dalla quale si mantiene costante a causa dell'effetto "silo" creato dalla presenza del palo. La quota a partire dalla quale lo sforzo si mantiene costante è compresa tra 10 e 20 volte il D del palo in funzione delle caratteristiche del terreno.

k è il coefficiente che varia in funzione della tecnica di realizzazione del palo: per i pali trivellati si adotta 0,7 in compressione e 0.5 in trazione.

La capacità portante complessiva del palo viene dunque così calcolata:

$$N_{R_compr} = Q_{\text{lim base}}/\gamma_b + Q_{\text{lim laterale}}/\gamma_s - W_{\text{palo}}$$

$$N_{R_traz} = Q_{\text{lim laterale}}/\gamma_{st} + W_{\text{palo}}$$

Non si tiene in conto della sottospinta dell'acqua nel calcolo della capacità portante a compressione.

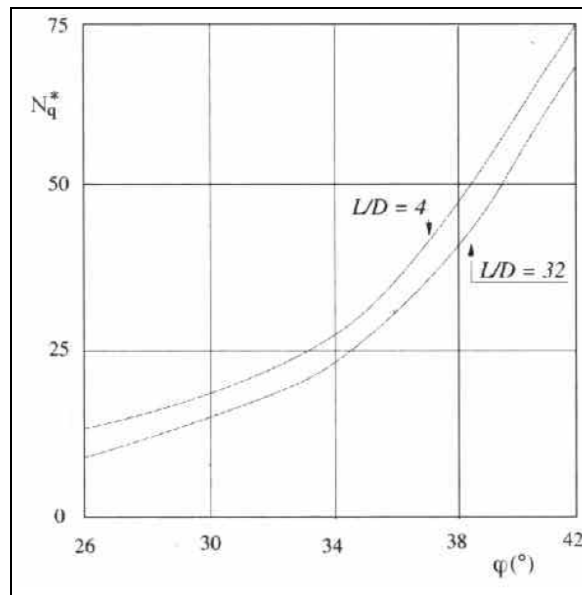


Figura 4.4: Coefficiente N_q di Berezantzev per Pali di Grande Diametro

La capacità portante verticale dei pali è stata ridotta applicando i coefficienti γ_R previsti dalla normativa riportati in Tabella 4.1. E' stato applicato, inoltre, un fattore di correlazione ξ dovuto all'incertezza dei parametri geotecnici, in accordo a quanto indicato nella tabella 6.4.IV delle N.T.C. 2008, che si riporta di seguito. Si considera che ad oggi sono disponibili solamente 4 sondaggi profondi e pertanto si applica un coefficiente riduttivo della capacità portante ξ_3 riguardante i parametri geotecnici medi pari a 1.55.

Tabella 4.4: Coefficienti R1-R2-R3 per il Calcolo della Capacità Portante (N.T.C. 2008)

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Le verifiche dei cedimenti in condizioni SLE sono state effettuate per la diga della vasca di colmata e per la vasca di colmata, tramite l'utilizzo del software Settle 3D.

Al fine di valutare i cedimenti indotti sul terreno naturale dalle opere in oggetto è stato sviluppato un modello del terreno considerando un'impronta di carico pari alle dimensioni del manufatto a progetto. Il modello è stato creato attraverso l'utilizzo del software Settle 3D, un programma che consente di effettuare un'analisi delle tensioni verticali utilizzando il metodo di Boussinesq, nell'ipotesi di semispazio elastico omogeneo, e di ottenere i cedimenti verticali del terreno a seguito dell'applicazione di carichi sul terreno.

Nel caso di carico eccentrico dovuto alla presenza di momenti, è stato calcolato il momento agente su ciascun plinto equivalente a partire dall'eccentricità ricavata a partire dai valori di N , M_1 e M_2 :

$$e_2 = M_1/N$$

$$e_1 = M_2/N$$

Sono state così calcolate le dimensioni ridotte delle fondazioni B' e L' secondo l'approccio di Meyerhof, tramite le relazioni:

$$B' = B - 2 e_2$$

$$L' = L - 2 e_1$$

In questo modo è stato possibile calcolare la tensione effettivamente agente sul terreno naturale di dimensioni ridotte B' e L', tenendo in considerazione il contributo del momento:

$$\sigma' = N/(B' L')$$

E' stata considerata una condizione di carico SLE caratterizzata dalla media delle pressioni agenti sul terreno lungo il corpo d'opera. Sono state implementate nel software le pressioni agenti e le dimensioni dell'impronta di carico, determinando i cedimenti indotti nel terreno. Il cedimento del terreno è calcolato come la media tra il cedimento al centro dell'impronta di carico (valore massimo) e il massimo cedimento determinato lungo i bordi dell'impronta di carico.

Gli strati di terreno presenti in sito sono stati definiti mediante parametri drenati e non drenati. Le condizioni non drenate sono risultate più gravose e pertanto si riportano di seguito i calcoli dei cedimenti in condizioni non drenate.

5 VERIFICHE OPERE A PROGETTO

5.1 AREA 1 – BANCHINA

5.1.1 Opere strutturali

5.1.1.1 Dati di input

Si considera che in condizioni statiche agiscano sulla banchina i seguenti carichi accidentali:

Banchina centrale:

- carichi di banchina: 20 kPa;
- tiro bitta in fase di ormeggio della nave: 60 kN (con riferimento al doc. 14-007-MNG-R-003 “Studio di ormeggio”). Il carico è stato ripartito lungo lo sviluppo della paratia in base all’effettiva spaziatura delle bitte;
- urto della nave in fase di accosto: 328.3 kN (reazione massima con performance 55% per il parabordo tipo Bridgestone SUC2500H selezionato per il caso in esame – rif. doc. 14-007-MNG-R-003 “Studio di ormeggio”). Il carico è stato ripartito lungo lo sviluppo della paratia in base all’effettiva spaziatura dei fender.

Banchina laterale:

- sovraccarico distribuito dovuto a carichi di banchina: 20 kPa;
- tiro bitta in fase di ormeggio della nave: 2056 kN (con riferimento al doc. 14-007-MNG-R-003 “Studio di ormeggio”). Il carico è stato ripartito lungo lo sviluppo della paratia in base all’effettiva spaziatura delle bitte.

Le tabelle seguenti riassumono le combinazioni di carico considerate rispettivamente per il calcolo delle opere costituenti la banchina centrale e quella laterale:

Tabella 5.1: Banchina Centrale – Combinazioni di Carico

	DEAD LOAD	CARICHI BANCHINA	TIRO BITTA	URTO PARABORDO	SISMA
SLE_tiro bitta	1	1	1	0	0
SLE_urto nave	1	1	0	1	0
SLU A1+M1_tiro bitta	1.3	1.5	1.5	0	0
SLU A1+M1_urto nave	1.3	1.5	0	1.5	0
SLU A2+M2_tiro bitta	1	1.3	1.3	0	0
SLU A2+M2_urto nave	1	1.3	0	1.3	0
SEISM M1/M2	1	0.3	0	0	1

Tabella 5.2: Banchina Laterale – Combinazioni di Carico

	DEAD LOAD	CARICHI BANCHINA	TIRO BITTA	SISMA
SLE_tiro bitta	1	1	1	0
SLU A1+M1_tiro bitta	1.3	1.5	1.5	0
SLU A2+M2_tiro bitta	1	1.3	1.3	0
SEISM M1	1	0.3	0	1
SEISM M2	1	0.3	0	1

Nel modello sono state considerate le seguenti fasi realizzative:

Fase 0: costruzione doppia paratia di palancole e sistema di collegamento con barre dywidag;

Fase 1: dragaggio fondale antistante fino alla quota di progetto;

Fase 2: realizzazione piazzale di banchina con rinfianco in tout-venant;

Fase 3: applicazione dei carichi agenti (statici o sismici).

5.1.1.2 Risultati verifiche condotte

I risultati delle analisi condotte in Paratie sono riassunti nella tabella seguente:

Banchina Centrale:

Paratia lato mare	s [cm]	M [kNm/m]	T [kN/m]	% Kp Mob [-]
SLE_tiro bitta	4.7	-	-	22
SLE_urto nave	4.6	-	-	22
SLU A1+M1_tiro bitta	-	3592	600	-
SLU A1+M1_urto nave	-	3654	603	-
SLU A2+M2_tiro bitta	-	-	-	41
SLU A2+M2_urto nave	-	-	-	41

SEISM M1	-	3468	571	-
SEISM M2	-	-	-	86

Paratia lato terra	s [cm]	M [kNm/m]	T [kN/m]	% Kp Mob [-]
SLE_tiro bitta	0.8	-	-	9
SLE_urto nave	0.8	-	-	9
SLU A1+M1_tiro bitta	-	237	280	-
SLU A1+M1_urto nave	-	231	274	-
SLU A2+M2_tiro bitta	-	-	-	15
SLU A2+M2_urto nave	-	-	-	15
SEISM M1	-	223	275	-
SEISM M2	-	-	-	28

Trave di coronamento paratia lato mare	M [kNm/m]	T [kN/m]
SLU A1+M1_tiro bitta	298	606
SLU A1+M1_urto nave	355	609
SEISM M1	288	577

Barre dywidag di collegamento paratie	F [kN/m]
SLU A1+M1_tiro bitta	586
SLU A1+M1_urto nave	573

SEISM M1	556
----------	------------

legenda:

- s: spostamento in testa alla paratia;
- M: momento sollecitante;
- T: taglio sollecitante;
- % Kp_{mob}: percentuale di spinta passiva mobilitata;
- F: forza assiale agente.

Banchina Laterale:

Paratia lato mare	s [cm]	M [kNm/m]	T [kN/m]	% Kp Mob [-]
SLE_tiro bitta	3.6	-	-	18
SLU A1+M1_tiro bitta	-	1261	347	-
SLU A2+M2_tiro bitta	-	-	-	29
SEISM M1	-	1290	322	-
SEISM M2	-	-	-	62

Paratia lato terra	s [cm]	M [kNm/m]	T [kN/m]	% Kp Mob [-]
SLE_tiro bitta	0.47	-	-	11
SLU A1+M1_tiro bitta	-	157	223	-
SLU A2+M2_tiro bitta	-	-	-	15
SEISM M1	-	109	158	-
SEISM M2	-	-	-	29

Trave di coronamento paratia lato mare	M [kNm/m]	T [kN/m]
SLU A1+M1_tiro bitta	430	354
SEISM M1	160	327

Barre dywidag di collegamento paratie	F [kN/m]
SLU A1+M1_tiro bitta	476
SEISM M1	329

legenda:

- s: spostamento in testa alla paratia;
- M: momento sollecitante;
- T: taglio sollecitante;
- % Kp mob: percentuale di spinta passiva mobilitata;
- F: forza assiale agente.

5.1.1.3 Verifiche strutturali elementi principali

Si elencano nel seguito le caratteristiche strutturali delle palancole e delle barre dywidag utilizzate a progetto:

	Tipologie Palancole a Progetto		
	HZ 680 M LT/AZ18	HZ 1180 MC/AZ18	AZ24 - 700
Acciaio	S355	S355	S355
Tensione di snervamento	355 MPa	355 MPa	355 MPa
Momento di inerzia	136.700 cm⁴/m	651.410 cm⁴/m	39.080 cm⁴/m
Modulo di resistenza	4.045 cm³/m	11.275 cm³/m	1.700 cm³/m
Peso	201 kg/m²	319 kg/m²	137 kg/m²
Tensione di design	338 MPa	338 MPa	338 MPa

Momento resistente	1368 kNm/m	3812 kNm/m	575 kNm/m
Taglio resistente	5003 kN/m	7935 kN/m	2379 kN/m

Barra Dywidag	
Diametro nominale	40 mm
Qualità acciaio	950/1050
Carico di snervamento	1.190 kN
Carico ultimo	1.320 kN

Dal confronto tra le azioni sollecitanti e le caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali previsti a progetto emerge che gli elementi selezionati risultano idonei a rispondere ai requisiti di performance richiesti per il caso in esame.

5.1.2 Pali fondazione

La struttura destinata a ospitare gli impianti necessari al trasferimento del prodotto liquido (GNL) dalla banchina ai serbatoi di stoccaggio attraverso tubazioni criogeniche è fondata su pali di fondazione trivellati di diametro 800 mm e interasse pari a 3 volte il diametro del palo, disposti sotto tutta la fondazione. L'effettivo layout della palificata sarà definito nelle successive fasi della progettazione. Nel presente rapporto vengono presentati gli esiti della capacità portante verticale del singolo palo D800 mm, in accordo alla metodologia di calcolo descritta nel capitolo 4.3. I pali hanno lunghezza 25 m al fine di garantire il raggiungimento da parte della punta del palo dello strato ghiaioso sabbioso profondo (unità geotecnica E).

I valori di capacità portante sono pari a:

$$N_{R_compr} = 3686 \text{ kN}$$

$$N_{R_traz.} = 1406 \text{ kN}$$

Considerando i fattori riduttivi previsti dalla normativa, oltre al contributo del peso sommerso del palo (penalizzante in condizioni di compressione e favorevole in condizioni di trazione), si determinano i seguenti valori di progetto di capacità portante:

$$N_{Rd_compr} = 1800 \text{ kN}$$

$$N_{Rd_traz.} = 850 \text{ kN}$$

Nell'immagine seguente si riporta l'andamento della capacità portante del palo a compressione e trazione, scomposto nei due contributi di base e laterale, oltre alla somma dei due fattorizzata secondo normativa.

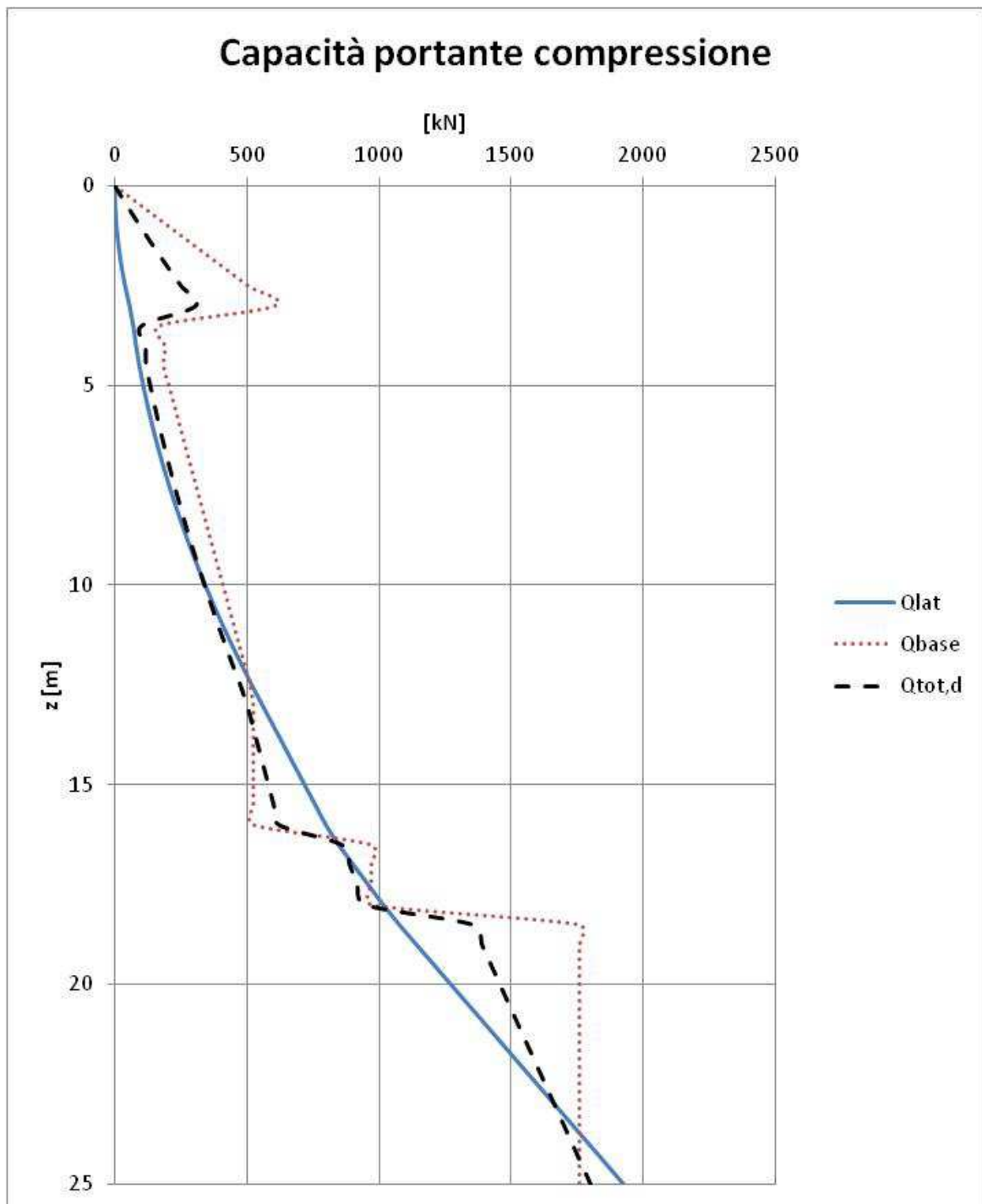


Figura 5.1: Capacità portante verticale compressione

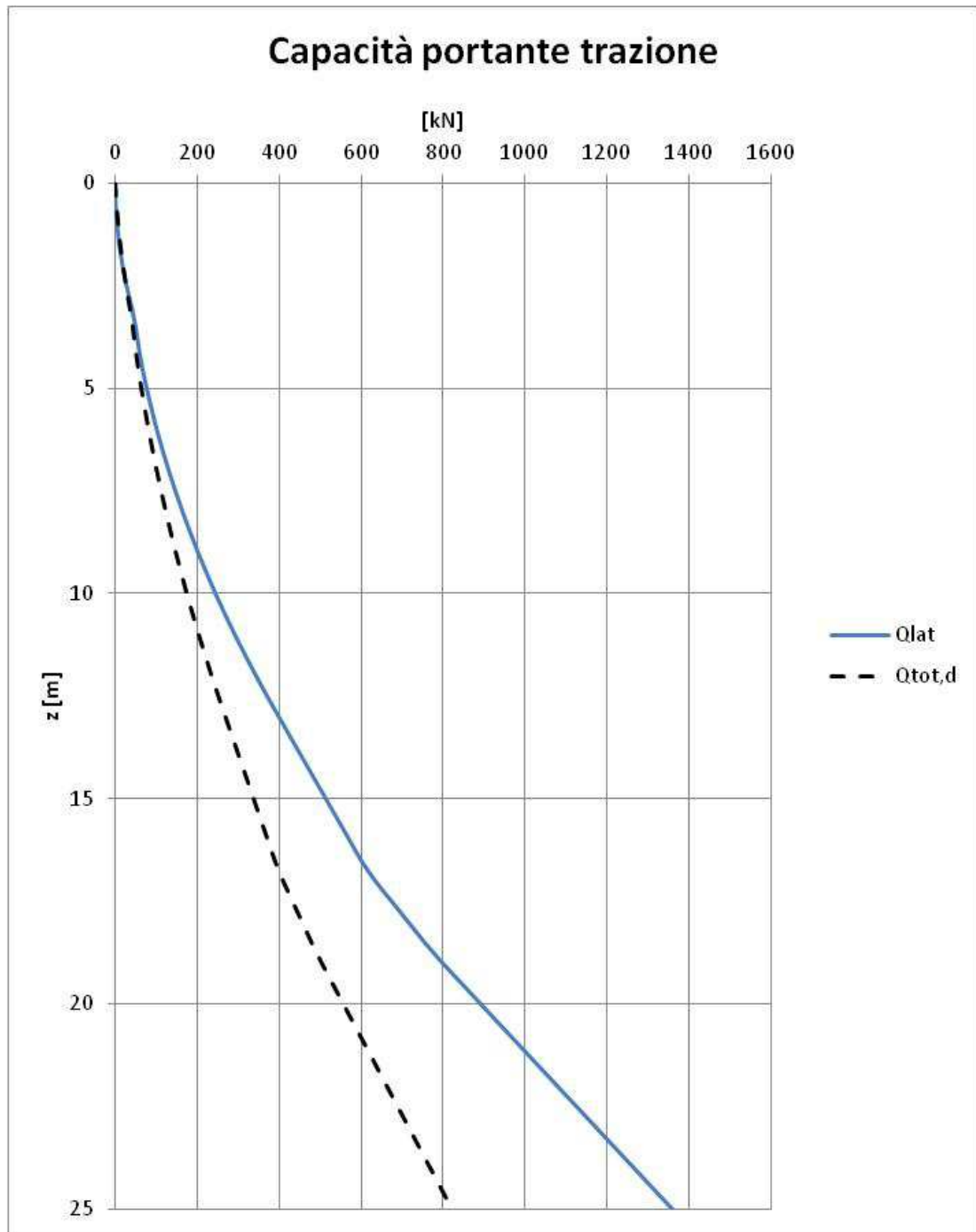


Figura 5.2: Capacità portante verticale trazione

5.1.3 Rete di drenaggio acque meteoriche

Parametri curva di possibilità pluviometrica

Per l'analisi pluviometrica sono stati utilizzati i dati ottenuti dall'Ufficio Idrografico e Mareografico della Regione Friuli Venezia Giulia – Compartimento di Venezia, in particolare le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate alla stazione pluviometrica di Alberoni.

La curva di possibilità pluviometrica viene rappresentata dalla seguente espressione:

$$h = a \cdot t^n$$

dove:

- h [mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t [ore] dell'evento;
- a ed n sono parametri rappresentativi della stazione.

Per la rete di smaltimento delle acque meteoriche è stato utilizzato un **tempo di ritorno** pari a **25 anni**.

I coefficienti caratterizzanti la curva sono quelli indicati nella seguente tabella:

Tabella 5.3: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica

Tr	a	n
25	57.18	0.377

Verifica idraulica tubazioni

L'analisi idraulica è relativa alla valutazione del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme all'interno delle tubazioni di progetto. La formula utilizzata è quella di Gauckler-Strickler valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = k_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i_f^{1/2} = k_s \cdot \Omega^{5/3} \cdot B^{3/2} \cdot i_f^{1/2}$$

con:

Q = portata liquida all'interno del tubo;

k_s = coefficiente di scabrezza (pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ per tubazioni in PEAD);

Ω = area della sezione di deflusso;

i_f = pendenza tubazioni;

R = raggio idraulico;

B = perimetro bagnato.

Le tubazioni di progetto sono verificate con un **grado di riempimento** sempre inferiore al **75%**.

Nella seguente tabella vengono riportati gli output della verifica idraulica della rete.

Tabella 5.4: Verifica idraulica rete

Diametro DN [mm]	Pendenza p [%]	Area massima A_{max} [m ²]	Portata massima Q_{max} [l/s]
315	0.5	1200	45
400	0.5	2260	85
500	0.5	4070	153
630	0.5	7400	279
800	0.5	13910	524
1000	0.5	25440	959

Verifica idraulica griglie

La verifica idraulica è stata effettuata confrontando la portata defluente in ogni singolo pozzetto grigliato e la portata massima derivabile da ciascuna griglia. Quest'ultima deve risultare maggiore.

Si è adottato il seguente procedimento:

1. Si assume un carico **h** pari a **2 cm**;
2. Si calcola il perimetro idraulicamente attivo della griglia P (4x70 cm);
3. Si calcola l'area della caditoia libera da ostruzioni (barre, detriti ecc.);
4. Dalla scala delle portate si ricava la portata massima derivabile.

La verifica risulta soddisfatta se la portata relativa a ciascun pozzetto grigliato risulta minore di quella massima derivabile.

Nella seguente tabella si riportano i valori utilizzati per la verifica.

Tabella 5.5: Verifica idraulica griglia

Carico h [cm]	Perimetro P [m]	Portata derivabile [l/s]	Portata idrologica [l/s]	Esito verifica
------------------	--------------------	--------------------------------	--------------------------------	-------------------

2	2.8	15	14	OK
---	-----	----	----	----

Verifica statica tubazioni

La verifica statica di una canalizzazione interrata consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con il materiale costituente la tubazione e con le esigenze di progetto. Nel caso di tubazioni in materie plastiche ci si colloca nel campo delle tubazioni deformabili: occorre quindi verificare lo stato limite di deformazione controllando che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto, che non si superino le tensioni e deformazioni ammissibili per il materiale e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Una tubazione interrata risulta sottoposta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento, dall'acqua e da eventuali sovraccarichi accidentali. Per effetto dell'ovalizzazione il tubo esercita sul terreno circostante una spinta; la reazione del terreno contrasta l'ovalizzazione della tubazione contribuendo a migliorarne la stabilità.

A seguito della determinazione dei carichi ovalizzanti si effettuano le seguenti verifiche:

- verifica dell'inflessione diametrale;
- verifica della sollecitazione massima di flessione;
- verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico (buckling).

Considerando un'altezza di ricoprimento di **0.80 m**, le verifiche statiche delle tubazioni risultano soddisfatte.

5.2 AREA 7 – DIGA FORANEA

5.2.1 Verifiche idrauliche marittime

Moto ondoso e condizioni di progetto

Con riferimento ai dati meteorologici propri del sito in esame si è verificato che la sezione tipo risulta ubicata all'esterno della linea dei frangenti relativamente alle condizioni climatiche estreme associate ad un tempo di ritorno di 100 anni, come risulta dalla propagazione del moto ondoso da largo a riva. I dati meteorologici necessari per il progetto delle sezioni tipo cioè l'altezza d'onda di progetto H_s e il periodo di picco T_p , sono i seguenti:

Tabella 5.6: Dati meteorologici di progetto

Tr	Hs [m]	Tp [s]
100	1.86	6.6

La profondità al piede della scogliera risulta mediamente pari a -7.00 sotto il l.m.m.. L'onda di progetto incidente la mantellata nella zona più esposta risulta quindi non frangente.

Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con dimensione variabile tra 0.02 e 0.50 cm. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava. La quota di sommità del nucleo è a +3.50 m s.l.m.; tale soluzione consente l'esecuzione dell'opera con mezzi terrestri anche in presenza di moto ondoso non eccessivo e nel contempo di economizzare sui volumi da porre in opera.

Strato filtro

Al di sotto dei massi costituenti la mantellata è necessario, per evitare il dilavamento del nucleo, interporre uno strato filtro costituito da massi naturali di peso a circa 1/10 del peso dei massi sovrastanti. Vengono così impiegati massi naturali di peso compreso tra 100 kg e 500 kg al di sotto della mantellata con massi compresi tra 1 t e 3 t.

Per il calcolo dello spessore medio degli strati costituiti da massi naturali, si è fatto uso della seguente formula:

$$r = nK_{\Delta} \cdot \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3}$$

dove:

r è lo spessore medio dello strato

n è il numero dei massi che compongono lo strato (si è posto **n = 2**)

W è il peso dei singoli elementi

W_r è il peso specifico del materiale (**2.60 t/m³**)

K_Δ è pari a **1.02** nel caso in questione

Tabella 5.7: Verifica strato filtro

n	K_Δ	W [kN]	W_r [kN/m³]	r [m]
2	1.02	5.00	26.00	1.20

Si ottiene così un valore dello spessore dello strato di 1.2 m.

Mantellata interna

La mantellata sul lato interno della diga è costituita lungo l'intero tratto da massi naturali di I categoria da 50 a 1 000 kg, direttamente appoggiati al nucleo in tout-venant. Questo strato d'appoggio, costantemente presente lungo la sezione, ha uno spessore minimo di 1.2 m mantenendo la stessa pendenza della scarpa interna del nucleo 2/3.

Mantellata esterna

La determinazione del peso dei massi costituenti la mantellata è stata effettuata a mezzo della formula di J. Van der Meer:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \cdot P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \zeta_m^{-0.5}$$

in cui:

H_s = altezza dell'onda frangente al piede dell'opera;

$\Delta = (\rho_r / \rho_w) - 1$ densità di massa relativa;

essendo $\rho_r = 2,6 \text{ t/m}^3$ peso specifico di volume dei massi naturali,

$\rho_w = 1,03 \text{ t/m}^3$ peso specifico dell'acqua marina;

$D_{n50} = (M_{50} / \rho_r)^{1/3}$ = diametro nominale;

P = parametro di permeabilità;

S = grado di danno ammesso sulla struttura;

N = numero di onde (durata della mareggiata);

$$\zeta_m = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{S_m}};$$

essendo $S_m = 2\pi \cdot \frac{H_s}{gT^2}$ la ripidità dell'onda di largo.

Tabella 5.8: Verifica mantellata esterna – Van der Meer

H_s [m]	Δ	P	S	N	$\text{tg } \alpha$	ζ_m
1.86	1.52	0.40	2	1000	0.5	2.60

Entrando nell'equazione con i valori dei parametri riportati nella tabella sopra riportata si ottiene:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.89$$

da cui: $D_{n50} = 0.65$ m

che corrisponde al peso $M_{50} = 0.7$ ton.

Pertanto per la sezione del nuovo molo sottoflutto è prevista una mantellata in doppio strato di massi naturali di II categoria (1 000 ÷ 3 000 kg), disposti con scarpa 1/2 lato mare.

Lo spessore dei due strati dei massi di mantellata è pari a :

$$s = 2 * D_{n50} = 1,90 \text{ m.}$$

A titolo cautelativo, la verifica viene effettuata anche con la classica formula di Hudson (citato in SPM, 1984):

$$M = \frac{H_s^3 \cdot \rho_r}{\Delta^3 \cdot k_D \cdot ctg\alpha}$$

dove:

M = peso dei singoli massi (ton);

$\Delta = (\rho_r / \rho_w) - 1$ densità di massa relativa;

K_D = coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, la percentuale di danneggiamento, (per il coefficiente di non danneggiamento K_d è stato scelto, nelle verifiche effettuate, il valore valido per opera ricadente in zone non frangenti $K_d = 2.4$).

α = pendenza della scarpata sull'orizzontale

H_s = altezza d'onda significativa (in m).

Le opere a gettata oggetto dei presenti calcoli ricadono in fondali esterni alla zona di frangimento.

Tabella 5.9: Verifica mantellata esterna – Hudson

Hs [m]	K_D	tg α	Δ
1.86	2.40	0.5	1.52

Si ha pertanto utilizzando la formula di Hudson:

$$M_{50} = 0.98 \text{ ton}$$

Si osserva che ambedue i criteri di stabilità risultano soddisfatti con i pesi assunti in progetto.

5.2.2 Verifiche geotecniche

5.2.2.1 Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale della diga foranea di contenimento della colmata è stata eseguita considerando le seguenti condizioni di verifica:

- Condizione statica SLU;
- Condizione sismica SLV e accelerazione sismica verticale rivolta verso l'alto;
- Condizione sismica SLV e accelerazione sismica verticale rivolta verso il basso.

Si considerano in particolare le seguenti condizioni di verifica:

- Sezione esterna della diga (si veda Figura 5.3); verifica in condizioni statiche e sismiche;
- Sezione interna della diga presso la colmata (si veda Figura 5.4); verifica in condizioni statiche e sismiche;
- Sezione esterna della diga con argine provvisorio (condizione provvisoria, solo verifica statica);
- Sezione interna della diga argine provvisorio (condizione provvisoria, solo verifica statica).

Le attuali verifiche sono sviluppate con riferimento al lungo termine e quindi in condizioni drenate. Nelle successive fasi di progetto tale valutazione è da integrarsi anche con riferimento al breve termine, prendendo quindi in considerazione per i litotipi costituenti l'Unità C anche i parametri di resistenza a taglio in condizioni non drenate. Tale verifica risulta essere propedeutica alla definizione delle singole fasi di costruzione del corpo diga.

Le sezioni sono state modellate tramite il software Slide 5.0. In tutti i casi all'interfaccia tout – venant/terreno naturale si dispone una geogriglia con funzione protettiva e di rinforzo, caratterizzata da una resistenza a trazione pari a 100 kN/m.

Si trascura invece, in ottica cautelativa, il contributo in termini di resistenza dovuto alla presenza del diaframma plastico.

La sezione esterna della diga presenta le medesime caratteristiche geometriche lungo tutto lo sviluppo della diga. Le scarpate hanno pendenza 1:2 e sono rivestite da due strati di massi naturali (spessore 1.90 m per lo strato esterno di massi di peso 1 – t, spessore 1.20 m per lo strato interno di massi di peso 0.1 – 0.5 t). Le verifiche sono eseguite nell'ipotesi cautelativa di fondale posto alla quota minima di -6.33 m s.l.m. Il massiccio di coronamento della diga è impostato a quota +4.50 m s.l.m. Il rilevato è costituito da tout – venant. Al di sotto del tout venant sono modellati gli strati di terreno naturale, costituiti dalle unità C ed E.

Si riporta di seguito la sezione implementata in Slide. Si nota che il problema di stabilità globale della scarpata esterna della diga non è influenzato dalla presenza di acqua o della colmata sul lato interno. Si considera una quota della colmata di +3.50 m s.l.m..

Si nota inoltre che le pressioni indotte dall'onda forniscono un contributo stabilizzante in termini di stabilità globale della scarpata lato mare e per questa ragione vengono considerate solamente per le verifiche della scarpata interna. Le pressioni indotte dall'onda sono

applicate come una pressione orizzontale agente lungo la scarpata emersa. Le pressioni indotte sono state determinate mediante il metodo di Martin et al. (1999).

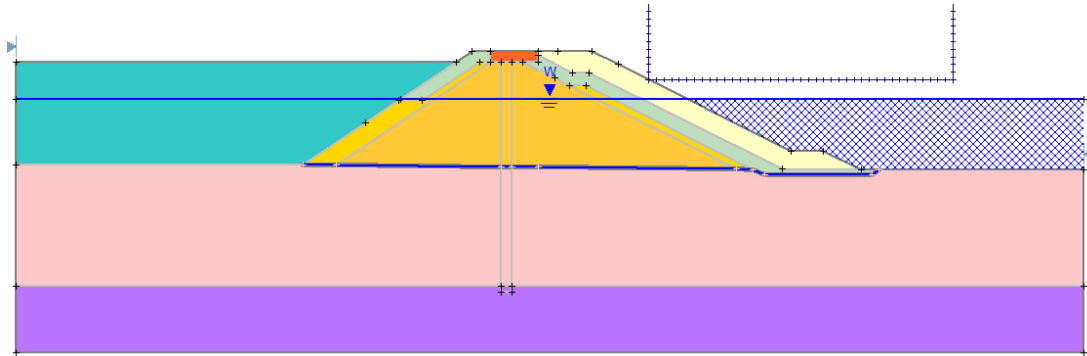


Figura 5.3: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata esterna

La sezione interna della diga presso la colmata è caratterizzata da scarpate di pendenza 2:3, rivestite da uno strato di massi naturali di spessore 1.00 m (massi di peso 0.1 – 0.5 t). Il massiccio di coronamento della diga è impostato a quota +2.00 m s.l.m. Il rilevato è costituito da tout – venant. Al di sotto del tout venant sono modellati gli strati di terreno naturale, costituiti dalle unità C ed E.

Si riporta di seguito la sezione implementata in Slide.

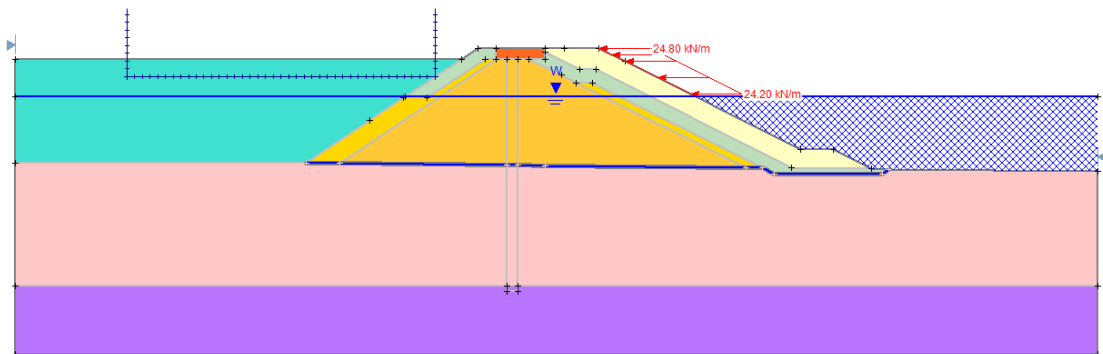


Figura 5.4: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata interna

In condizioni provvisorie, si prevede l'esecuzione della colmata fino a quota +3.50 m s.l.m.m. Si esegue un argine provvisorio fino alla quota +5.50 m s.l.m.m., al fine di completare il riempimento della colmata. L'argine provvisorio è costituito da un riempimento con pendenza 2:3 in materiale da cava compattato (caratterizzato con angolo di attrito 35° e coesione 5 kPa). Si considera la presenza di un sovraccarico accidentale di 10 kPa in testa all'argine, dovuto alla presenza temporanea di mezzi operativi. Si verifica la stabilità delle scarpate interna ed esterna della diga in questa situazione transitoria, considerando solamente condizioni statiche (Figura 5.5 e Figura 5.6).

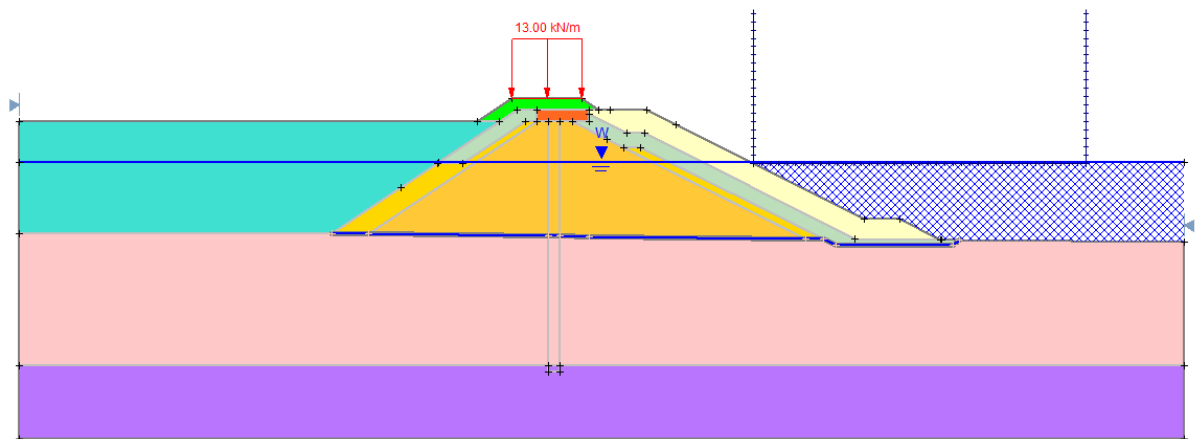


Figura 5.5: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata esterna condizione transitoria

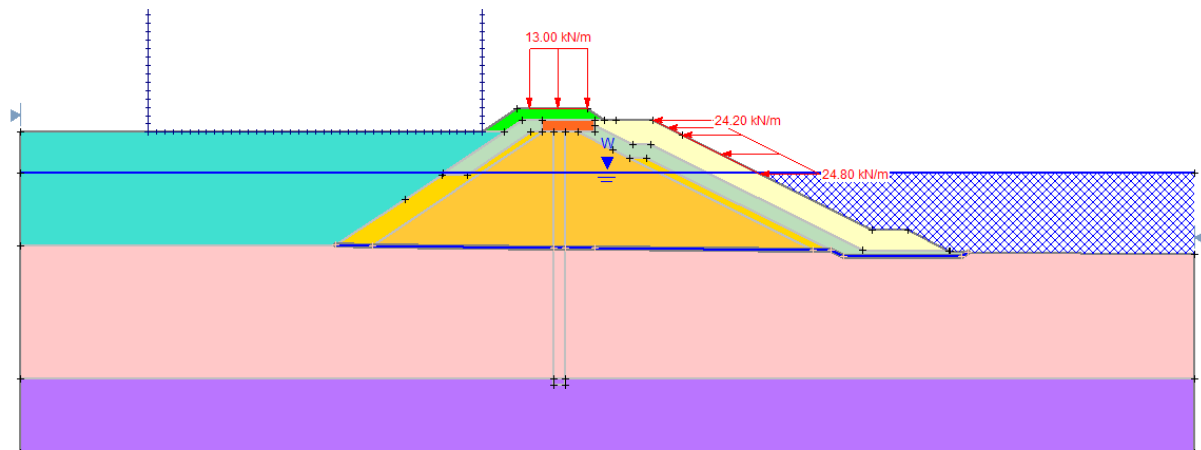


Figura 5.6: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata interna condizione transitoria

Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche di stabilità globale in condizioni statiche e sismiche.

Tabella 5.10: Riepilogo risultati verifiche di stabilità globale diga foranea

	Condizione	FS	FS min
Scarpata esterna	Statica	1,59	1,1
	Sismica kv+	1,10	1,1
	Sismica kv-	1,16	1,1
Scarpata interna	Statica	5,85	1,1
	Sismica kv+	2,65	1,1
	Sismica kv-	2,94	1,1
Scarpata esterna argine provvisorio	Statica	1,49	1,1
Scarpata interna argine provvisorio	Statica	2,19	1,1

Si riportano di seguito i principali output di calcolo ottenuti mediante Slide, che evidenziano la superficie di scivolamento caratterizzata dal minimo fattore di sicurezza. Si nota che in tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

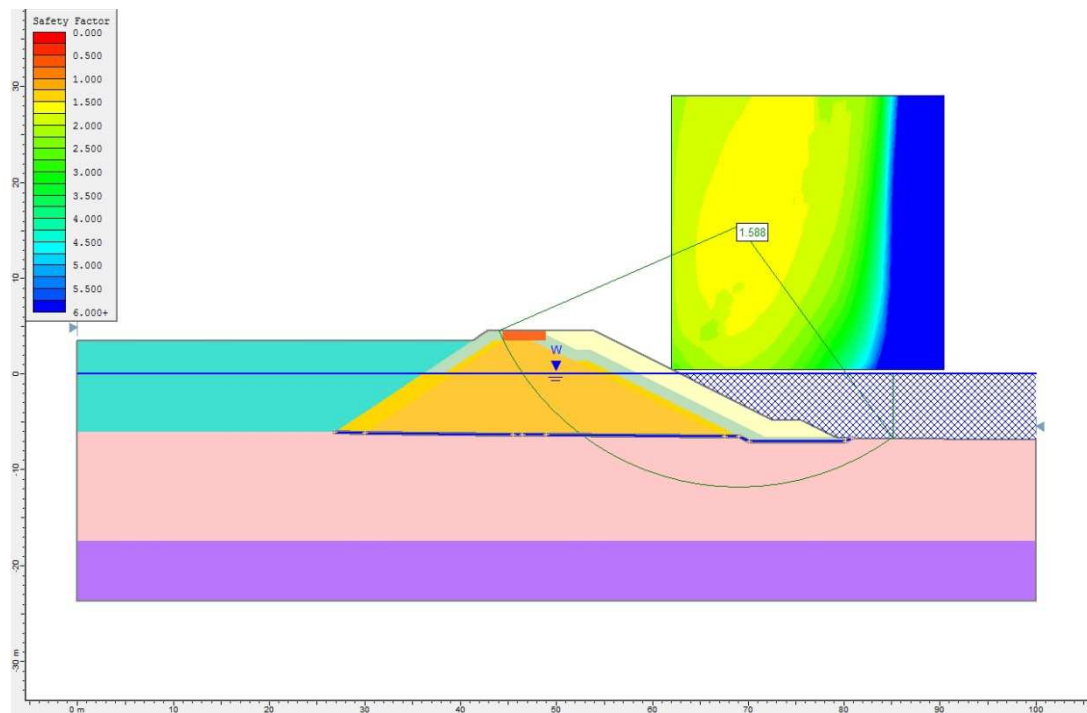


Figura 5.7: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione statica SLU

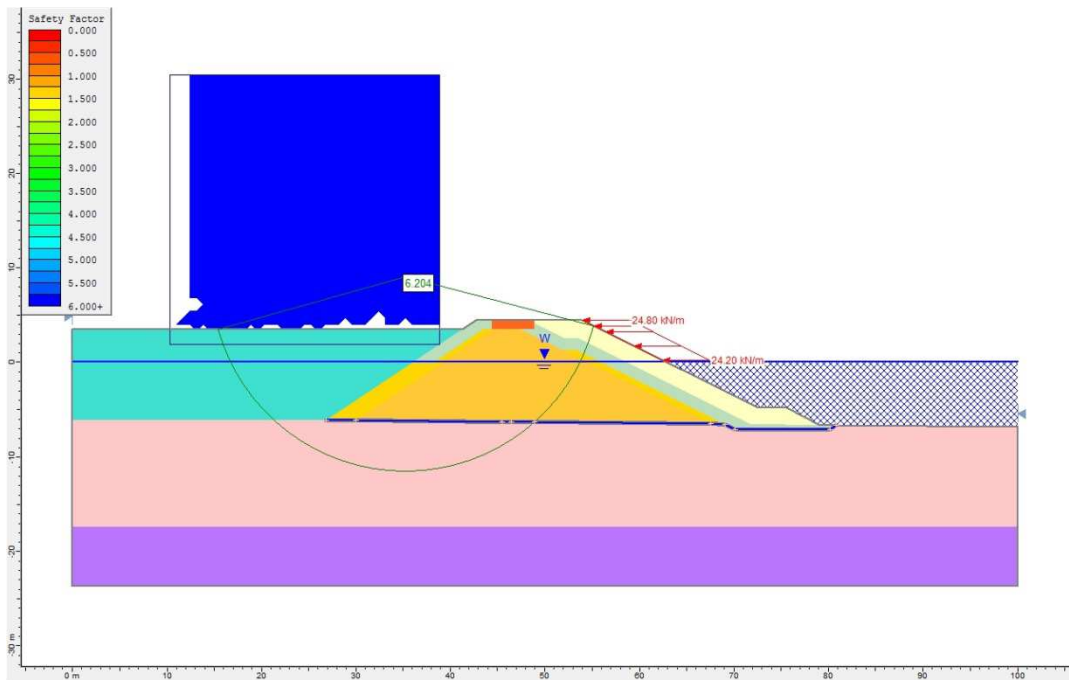


Figura 5.8: Risultati verifica scarpata interna– Condizione statica SLU

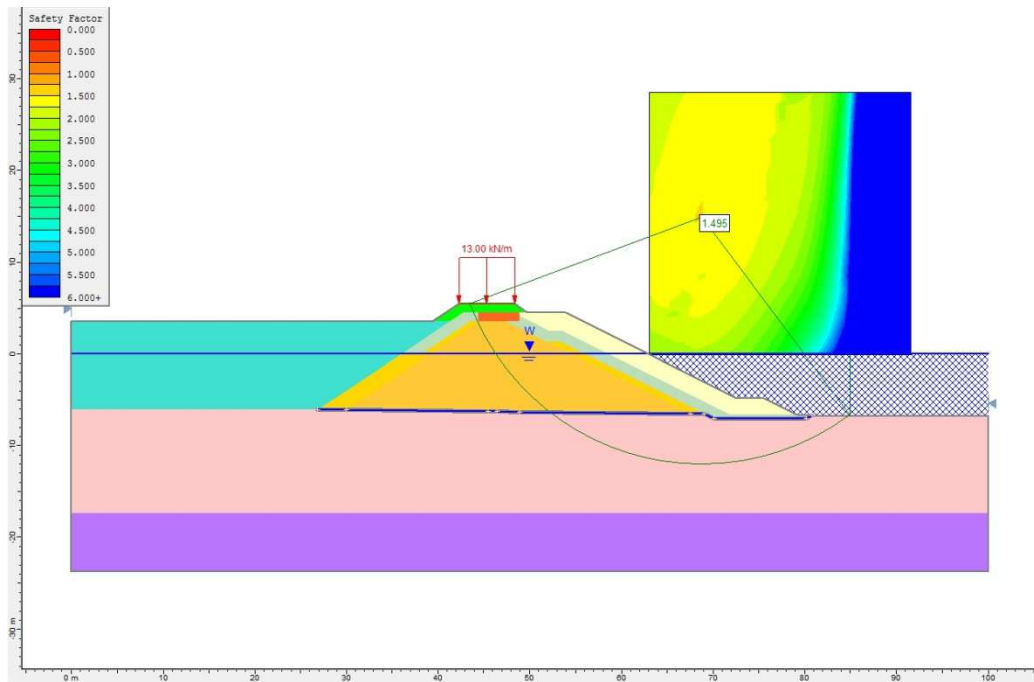


Figura 5.9: Risultati verifica scarpata esterna – Argine provvisorio – Condizione statica SLU

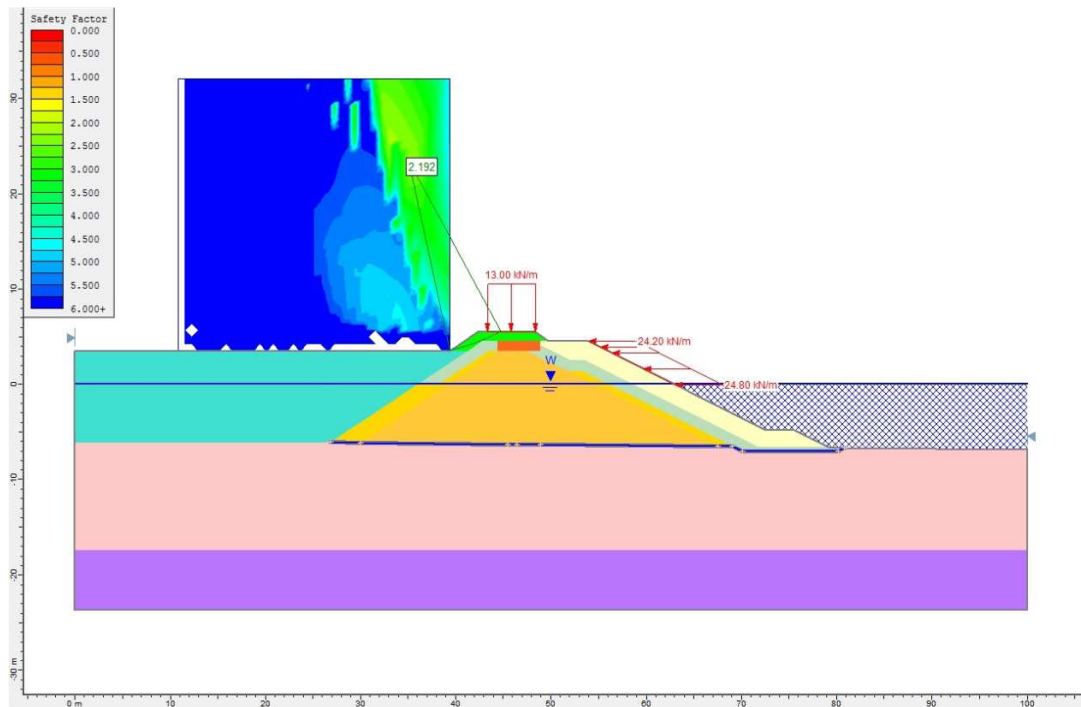


Figura 5.10: Risultati verifica scarpata interna – Argine provvisorio – Condizione statica SLU

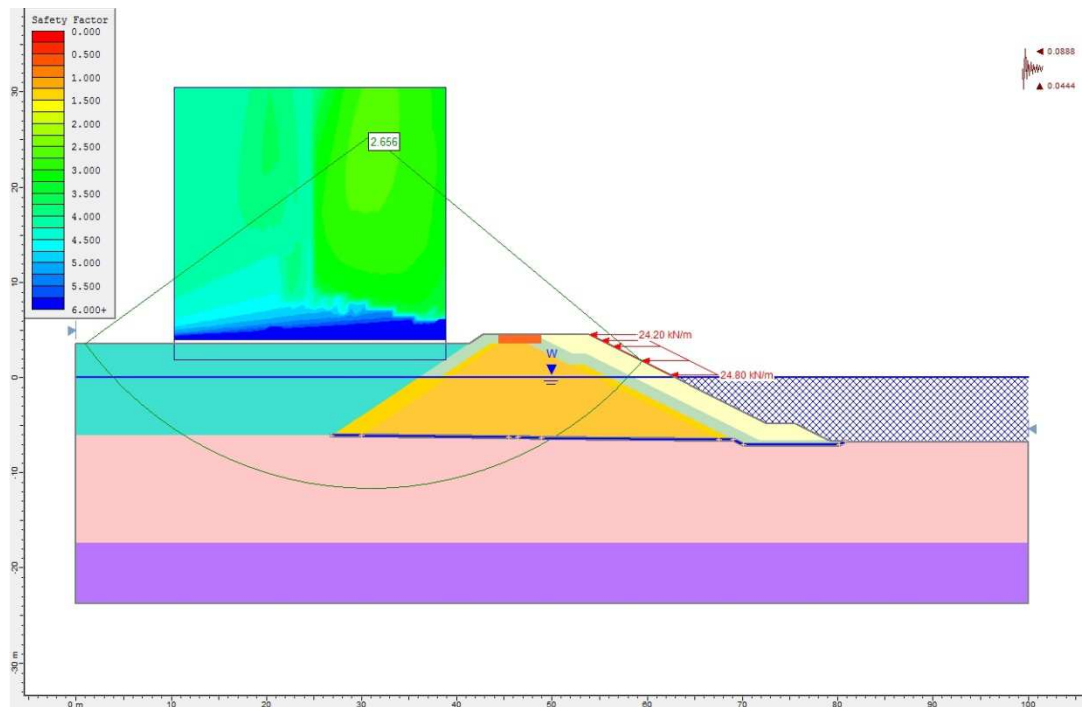


Figura 5.11: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione sismica SLV (kv verso l'alto)

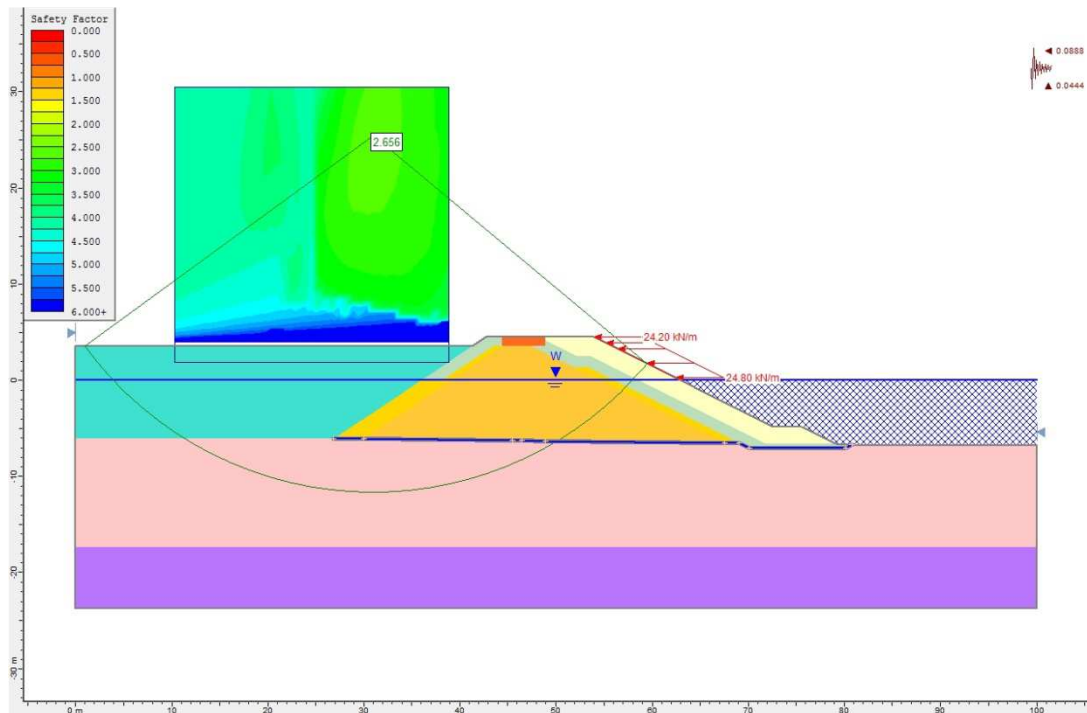


Figura 5.12: Risultati verifica scarpata interna presso colmata – Condizione sismica SLV (kv verso l'alto)

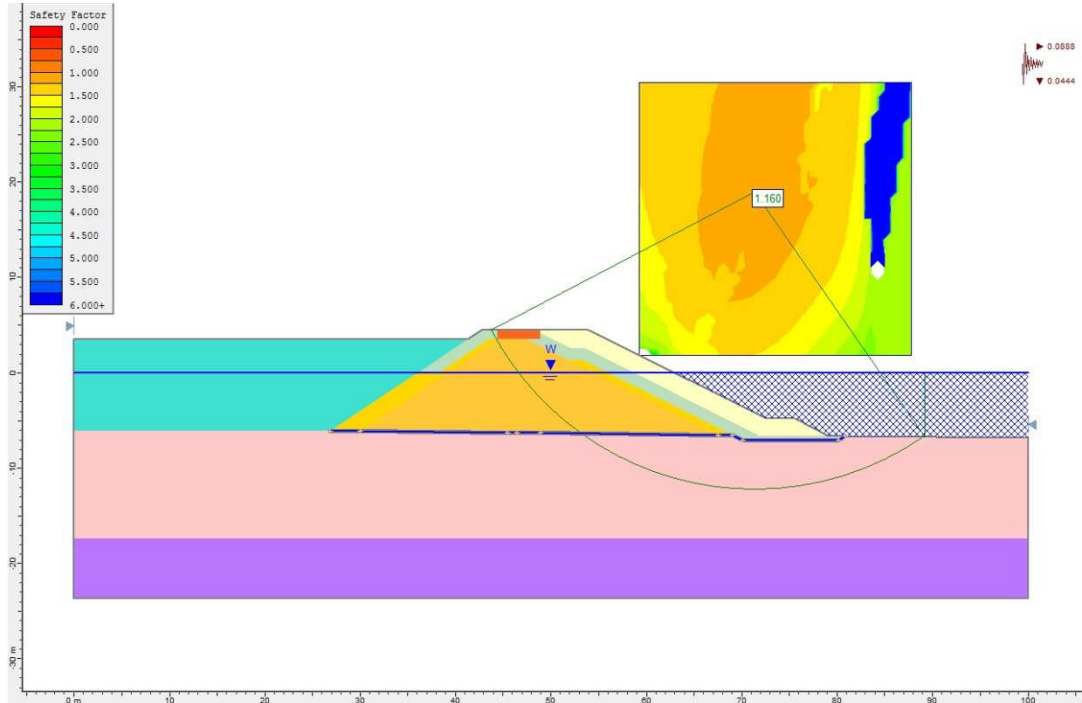


Figura 5.13: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione sismica SLV (kv verso il basso)

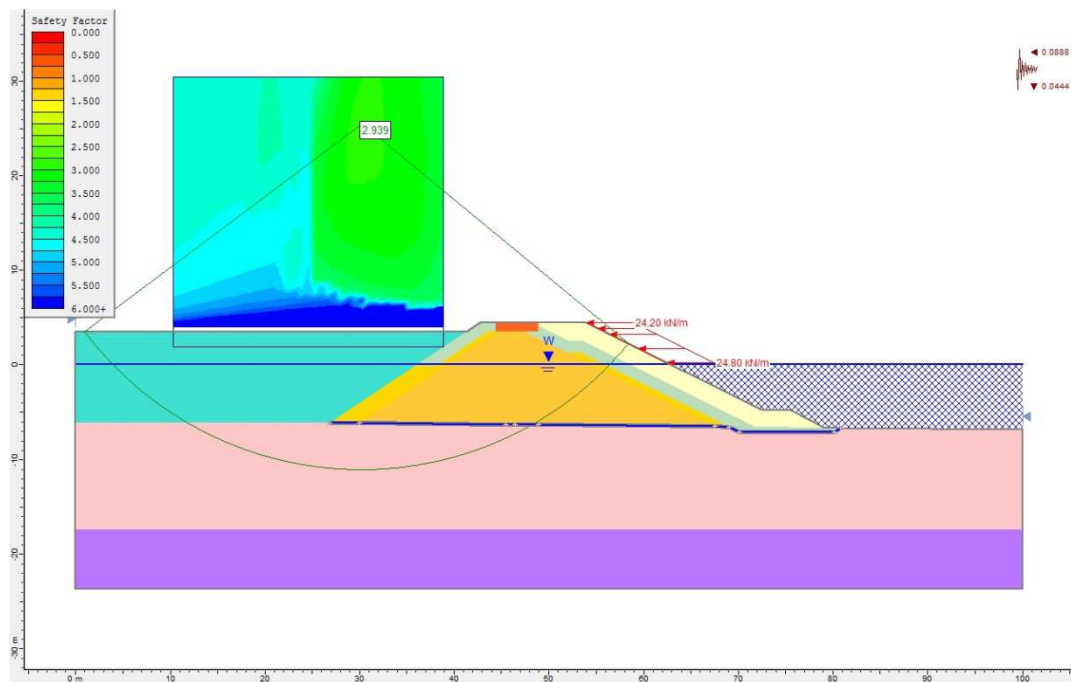


Figura 5.14: Risultati verifica scarpata interna presso colmata – Condizione sismica SLV (kv verso il basso)

5.2.2.2 Analisi dei cedimenti

Si determinano i cedimenti del fondale indotti dalla realizzazione della diga foranea in condizioni SLE, in accordo alla metodologia descritta nel Capitolo 4.3. Si considera la presenza della geogriglia, che ha la funzione di distribuire le pressioni indotte dall'opera a progetto sul terreno naturale. L'analisi è stata effettuata considerando una pressione media di 75 kPa, agente in condizioni SLE, mediata sulla lunghezza complessiva di geogriglia, pari a circa 52 m, dovuta al contributo del peso sottospintato del tout – venant sotto il livello del mare (considerando cautelativamente una profondità massima di fondale di -6.3 m s.l.m.m. e del peso di tout – venant e massiccio di coronamento sopra il livello del mare (quota massima +4.50 m s.l.m.m.).

Nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti, in termini cedimenti immediati, di consolidazione al termine del processo di consolidazione, totali al termine della fase di costruzione (circa 2 anni) e complessivi. Nelle figure successive si riportano gli output grafici ottenuti mediante il software Settle 3D.

Tabella 5.11: Riepilogo risultati analisi di cedimenti diga foranea

	Cedimento immediato	Cedimento consolidazione	Cedimento fine costruzione	Cedimento totale
	[cm]	[cm]	cm	[cm]
Diga foranea	17.9	85.0	87.7	102.9

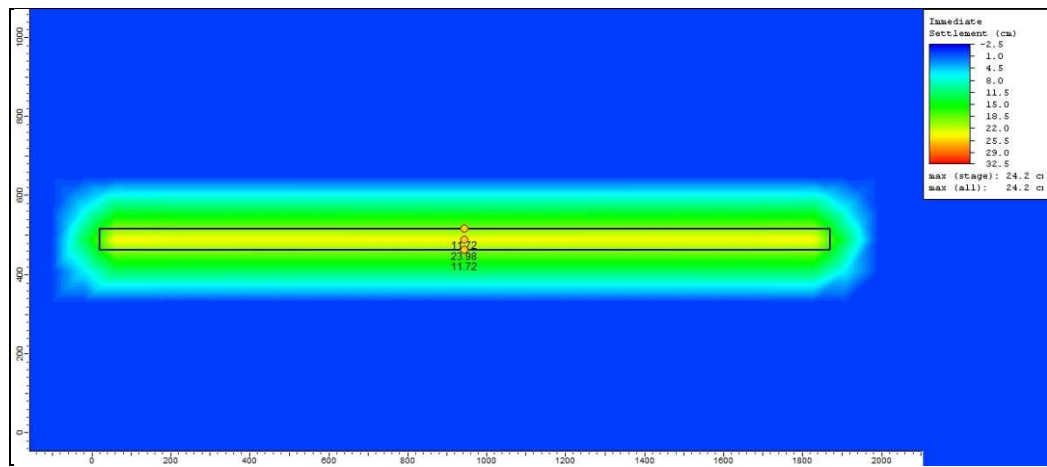


Figura 5.15: Cedimento immediato diga foranea

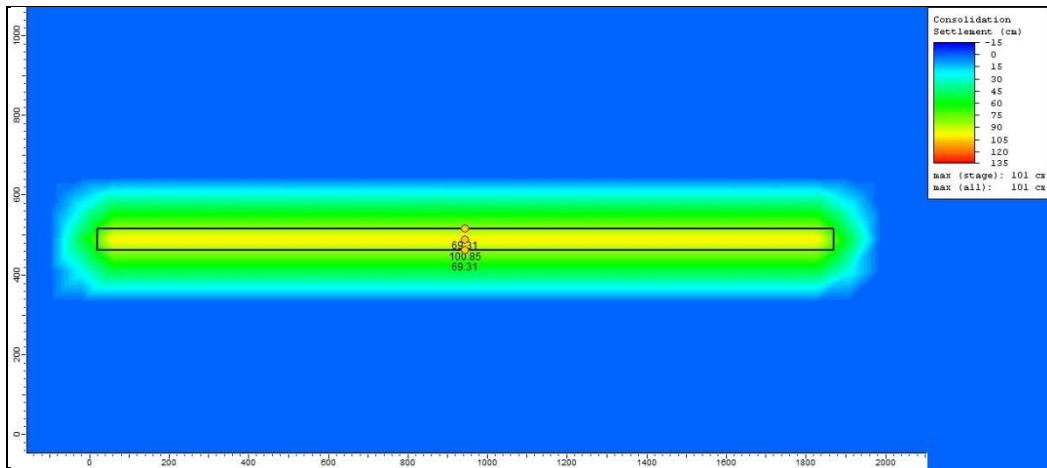


Figura 5.16: Cedimento di consolidazione diga foranea

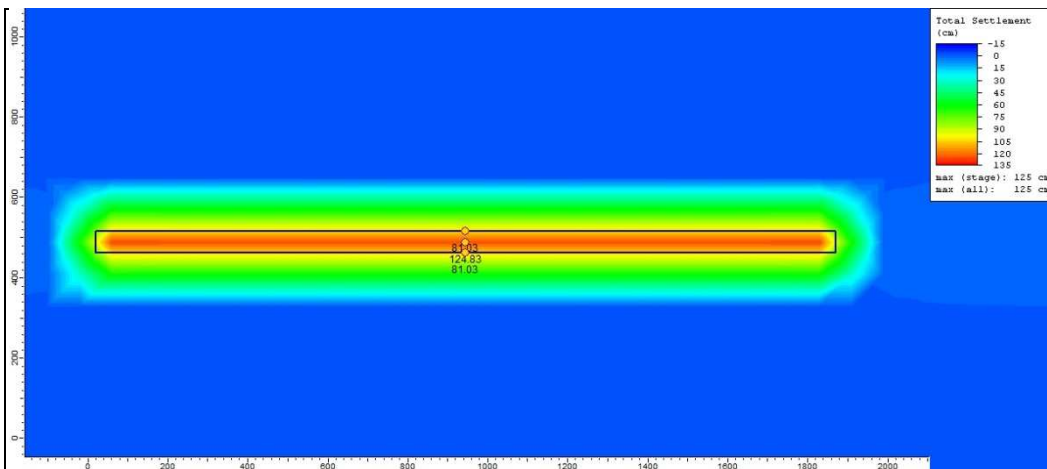


Figura 5.17: Cedimento totale diga foranea

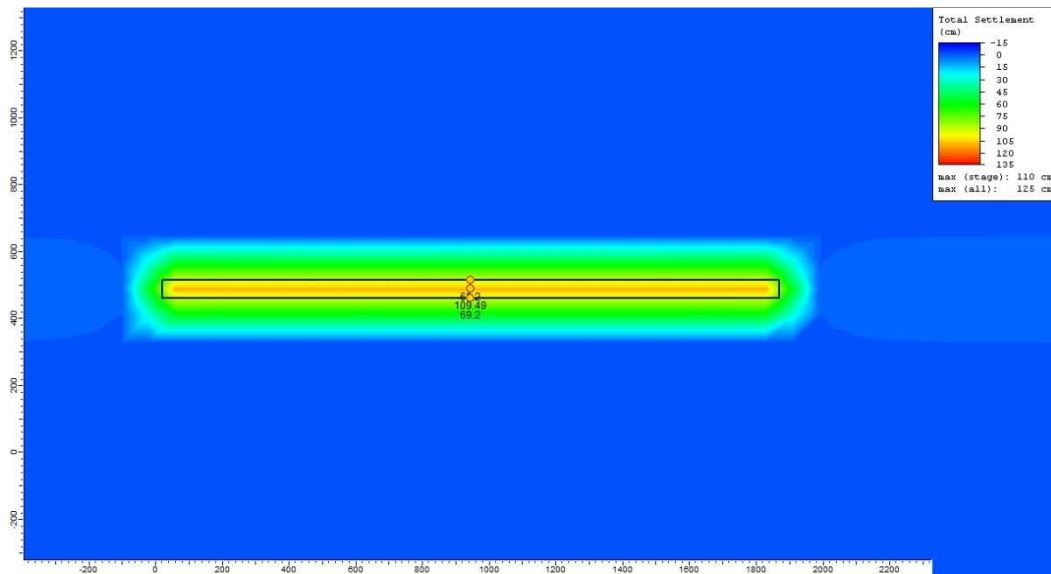


Figura 5.18: Cedimento diga foranea a fine costruzione

5.3 AREA 8 – COLMATA

5.3.1 Verifiche idrauliche

5.3.1.1 Sfioratore e vasca di sedimentazione

Per il dragaggio sono state valutate le seguenti opzioni:

- 2 draghe aspiranti-refluenti, una impiegata nel bacino di evoluzione e l'altra nel canale di dragaggio, con una produzione totale di 10000 m³ di sedimenti al giorno;
- 1 draga aspirante-refluente con una produzione di 10000 m³ di sedimenti al giorno con flusso continuo verso la cassa di colmata.

Per il dimensionamento dello sfioratore e della vasca è stata considerata l'opzione più gravosa cioè l'ultima.

Ciascuno sfioratore è dimensionato con riferimento ad un avanzamento del dragaggio pari a circa 2500 m³/h di miscela acqua/sedimenti. Assumendo un rapporto acqua / materiale solido dragato pari 4 su 1 si ottiene una portata massima di 2000 m³/h di acqua. Il manufatto in questione garantisce lo stramazzo di tale portata dalla vasca di colmata alla vasca di sedimentazione con tempi di permanenza dell'acqua in vasca sufficientemente lunghi perché il sedimento possa depositarsi assicurando lo stramazzo di sola acqua chiara.

Per il corretto funzionamento dello sfioratore si è verificata la risposta idraulica dello stesso. La paratia funziona come uno stramazzo in parete sottile che risponde alla seguente formula:

$$Q = \mu \cdot L \cdot H \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

dove:

- g = accelerazione di gravità;
- L = luce libera dello sfioratore;
- Q = portata tracimabile;
- μ = coefficiente forma
- H = carico sulla soglia misurato a monte della luce.

Tabella 5.12: Dimensionamento sfioratore

g [m/s ²]	L [m]	Q [m ³ /s]	μ	H [m]
9.81	10.00	0.56	0.4	0.10

Nota la portata e la luce dello stramazzo si è determinato il tirante idrico necessario affinché venga sfiorata la portata assegnata. Il carico è risultato pari a circa **10 cm**. La velocità del getto d'acqua in tracimazione sarà pari a **1.4 m/s**.

La portata sfiorata può essere regolata modificando l'altezza dello sfioratore.

La vasca di sedimentazione di progetto, che consente la decantazione del materiale più grossolano (diametro dei sedimenti fino a 0.2 mm), ha dimensioni in pianta pari a 40x20 m e altezza pari alla diga di sfioro.

Il manufatto di sfioro, che permette il deflusso dell'acqua dalla vasca di decantazione al mare, è costituito da un pozzetto rettangolare (dimensioni in pianta 3x2 m) realizzato in carpenteria metallica che funziona come vasca di raccolta collegata al mare aperto mediante tubazioni in acciaio passanti all'interno del corpo della diga di chiusura. Il pozzetto svolge anche la funzione di filtro e trattiene i sedimenti fini eventualmente presenti in uscita dalla vasca di sedimentazione.

Sono previste 4 tubazioni Φ 1000, in grado di smaltire sia la portata presente durante le fasi costruttive della colmata sia la portata meteorica che interessa la colmata nella fase di esercizio. Si riporta nella seguente tabella la verifica idraulica delle tubazioni:

Tabella 5.13: Verifica idraulica manufatto di sfioro

Diametro DN [mm]	Pendenza p [%]	Area massima A_{max} [m ²]	Portata massima Q_{max} [l/s]	Portata idrologica Q_{max} [l/s]
1000	1	88250	2536	2500

5.3.1.2 Drenaggio Sistemazione Finale Colmata

Il sistema di drenaggio previsto nella fase di esercizio della colmata è costituito da trincee drenanti che regimentano le acque meteoriche e le convogliano nella vasca di sedimentazione e successivamente a mare.

Tutte le trincee scaricano in un fosso di raccolta in terra rivestito che a sua volta scarica mediante 3 tubazioni in PEAD $\Phi 1000$ mm nella vasca di sedimentazione prevista a progetto. Le acque così raccolte vengono scaricate a mare mediante il manufatto di sfioro previsto a progetto e descritto nei paragrafi precedenti.

Più nel dettaglio la rete è costituita dai seguenti manufatti:

- Trincea drenante a sezione trapezia con 2 tubazioni $\Phi 630$ mm microfessurate in PEAD con riempimento in ghiaino;
- Fosso di raccolta a sezione trapezia in terra rivestito in cls.

Parametri curva di possibilità pluviometrica

Per l'analisi pluviometrica sono stati utilizzati i dati ottenuti dall'Ufficio Idrografico e Mareografico della Regione Friuli Venezia Giulia – Compartimento di Venezia, in particolare le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate alla stazione pluviometrica di Alberoni.

La curva di possibilità pluviometrica viene rappresentata dalla seguente espressione:

$$h = a \cdot t^n$$

dove:

- h [mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t [ore] dell'evento;
- a ed n sono parametri rappresentativi della stazione.

Per la rete di drenaggio della colmata è stato utilizzato un **tempo di ritorno** pari a **5 anni**.

I coefficienti caratterizzanti la curva sono quelli indicati nella seguente tabella:

Tabella 5.14: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica

Tr	a	n
5	43.80	0.380

Si riportano nel seguito le verifiche idrauliche del fosso di raccolta e delle tubazioni fessurate.

Tabella 5.15: Verifica idraulica fosso di raccolta

Area [m ²]	Pendenza p [%]	Portata massima Q _{max} [l/s]	Portata idrologica Q _{max} [l/s]
7.56	0.2	10252	10144

Tabella 5.16: Verifica idraulica tubazioni fessurate

Diametro DN [mm]	Pendenza p [%]	Area massima A _{max} [m ²]	Portata massima Q _{max} [l/s]	Portata idrologica Q _{max} [l/s]
630	0.3	5000	151	144

Le tubazioni fessurate di progetto sono verificate con un **grado di riempimento** sempre inferiore al **50%**.

5.3.2 Verifiche geotecniche

Si determinano i cedimenti del fondale indotti dalla realizzazione della vasca di colmata in condizioni SLE, in accordo alla metodologia descritta nel Capitolo 4.3. Si considera una porzione di colmata di dimensioni 100 m x 100 m. Si determina una pressione media di 90 kPa, agente in condizioni SLE, dovuta al contributo del peso sottospintato del materiale di riempimento della colmata sotto il livello del mare (si considera una quota media del fondale di -4.00 m s.l.m.m.) e del peso dello stesso materiale sopra il livello del mare (quota massima +4.50 m s.l.m.m.).

Nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti, in termini cedimenti immediati, di consolidazione al termine del processo di consolidazione, totali al termine della fase di costruzione (circa 2 anni) e complessivi. Nelle figure successive si riportano gli output grafici ottenuti mediante il software Settle 3D.

Tabella 5.17: Riepilogo risultati analisi di cedimenti colmata

	Cedimento immediato	Cedimento fine consolidazione	Cedimento fine costruzione	Cedimento totale
	cm	cm	cm	cm
Colmata	21.5	93.7	98.5	115.2

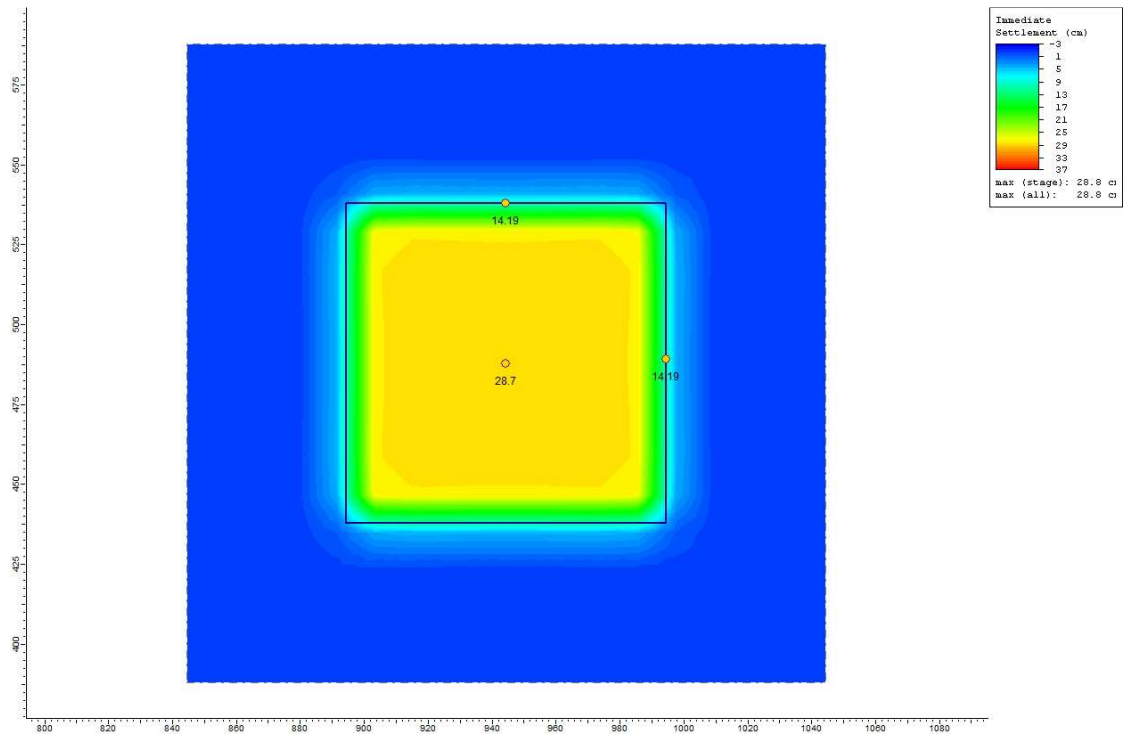


Figura 5.19: Cedimento immediato colmata

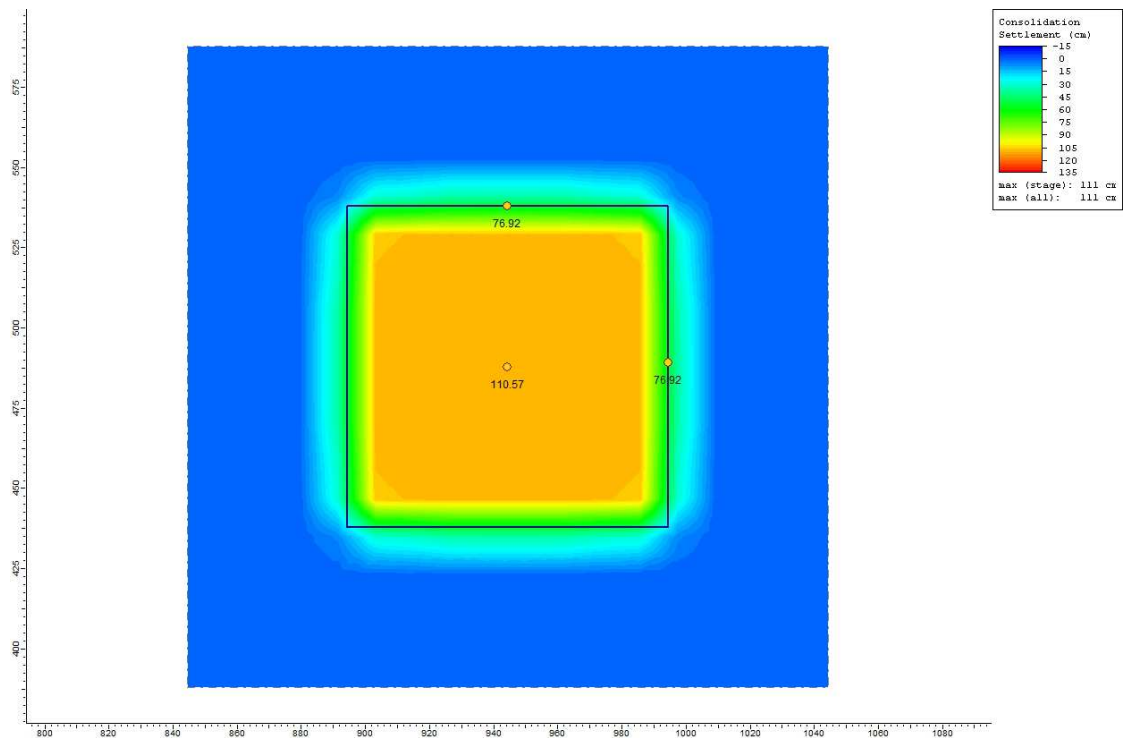


Figura 5.20: Cedimento finale consolidazione colmata

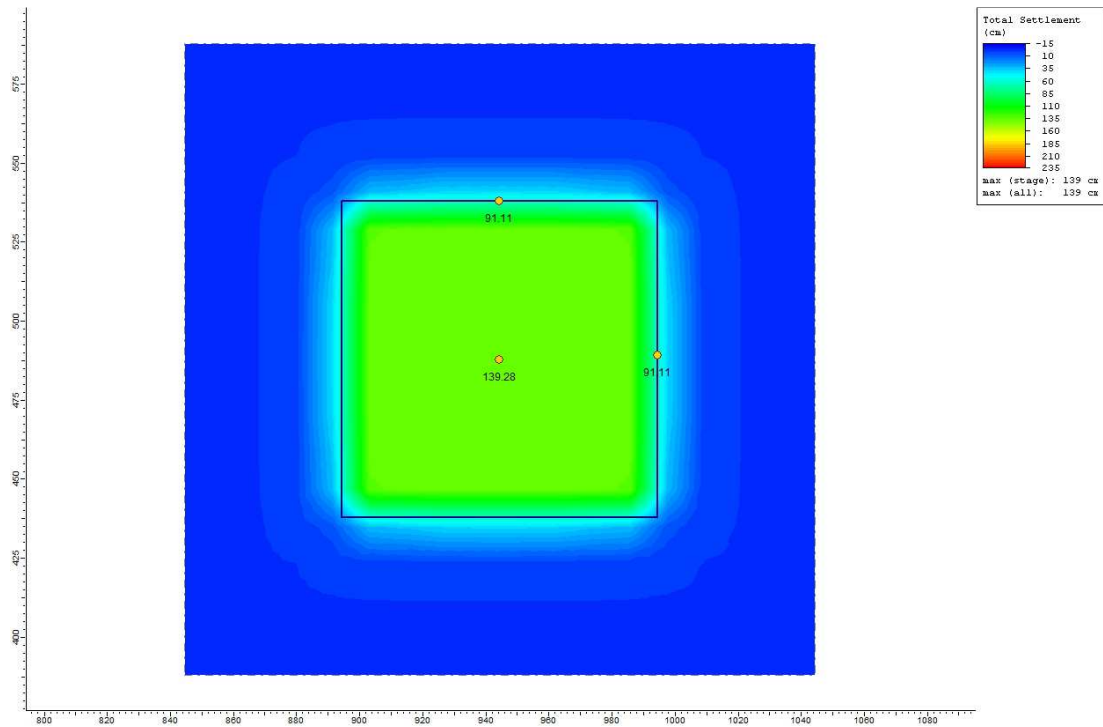


Figura 5.21: Cedimento totale colmata

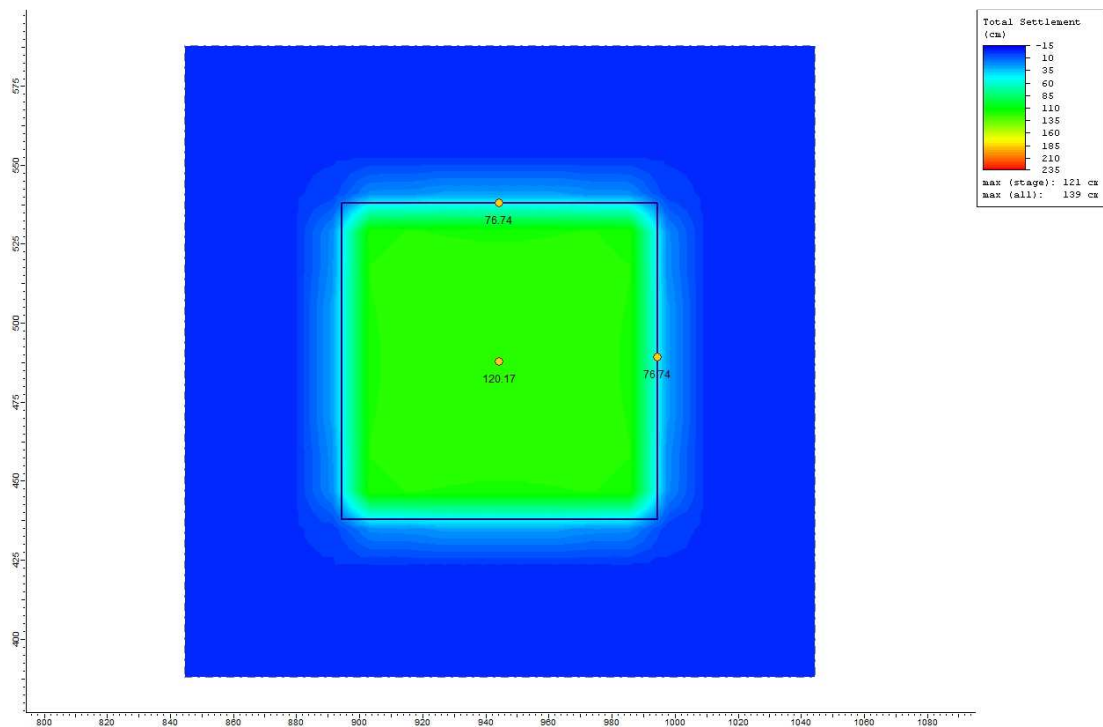


Figura 5.22: Cedimento colmata a fine costruzione

5.4 AREA 9 – DIGA DI SOTTOFLUTTO

5.4.1 Verifiche idrauliche marittime

Moto ondoso e condizioni di progetto

Facendo riferimento ai dati meteomarini si è verificato che la sezione tipo risulta ubicata all'esterno della linea dei frangenti relativamente alle condizioni climatiche estreme associate ad un tempo di ritorno di 100 anni, come risulta dalla propagazione del moto ondoso da largo a riva. I dati meteomarini necessari per il progetto delle sezioni tipo cioè l'altezza d'onda di progetto H_s e il periodo di picco T_p , sono i seguenti:

Tabella 5.18: Dati meteomarini di progetto

T_r	H_s [m]	T_p [s]
100	1.86	6.6

La profondità al piede della scogliera risulta mediamente pari a -7.00 sotto il l.m.m.. L'onda di progetto incidente la mantellata nella zona più esposta risulta quindi non frangente.

Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con dimensione variabile tra 0.02 e 0.50 cm. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava.

Strato filtro

Al di sotto dei massi costituenti la mantellata è necessario, per evitare il dilavamento del nucleo, interporre uno strato filtro costituito da massi naturali di peso a circa 1/10 del peso dei massi sovrastanti. Vengono così impiegati massi naturali di peso compreso tra 100 kg e 500 kg al di sotto della mantellata con massi compresi tra 1 t e 3 t.

Per il calcolo dello spessore medio degli strati costituiti da massi naturali, si è fatto uso della seguente formula:

$$r = nK_{\Delta} \cdot \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3}$$

dove:

r è lo spessore medio dello strato

n è il numero dei massi che compongono lo strato (si è posto $n = 2$)

W è il peso dei singoli elementi

W_r è il peso specifico del materiale (2.60 t/m^3)

K_Δ è pari a **1.02** nel caso in questione

Tabella 5.19: Verifica strato filtro

n	K_Δ	W [kN]	W_r [kN/m ³]	r [m]
2	1.02	5.00	26.00	1.20

Si ottiene così un valore dello spessore dello strato di 1.20 m.

Mantellata

La determinazione del peso dei massi costituenti la mantellata è stata effettuata a mezzo della formula di J. Van der Meer:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \cdot P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \zeta_m^{-0.5}$$

In cui:

H_s = altezza dell'onda frangente al piede dell'opera;

$\Delta = (\rho_r / \rho_w) - 1$ densità di massa relativa;

essendo $\rho_r = 2.6 \text{ t/m}^3$ peso specifico di volume dei massi naturali,

$\rho_w = 1.03 \text{ t/m}^3$ peso specifico dell'acqua marina;

$D_{n50} = (M_{50} / \rho_r)^{1/3}$ = diametro nominale;

P = parametro di permeabilità;

S = grado di danno ammesso sulla struttura;

N = numero di onde (durata della mareggiata);

$$\zeta_m = \frac{\text{tg} \alpha}{\sqrt{S_m}};$$

essendo $S_m = 2\pi \cdot \frac{H_s}{gT^2}$ la ripidità dell'onda di largo.

Tabella 5.20: Verifica mantellata esterna – Van der Meer

Hs [m]	Δ	P	S	N	tg α	ξ_m
1.86	1.52	0.40	2	1000	0.5	2.60

Entrando nell'equazione con i valori dei parametri riportati nella tabella sopra riportata si ottiene:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.89$$

da cui: $D_{n50} = 0.65$ m

Che corrisponde al peso $M_{50} = 0.70$ ton.

Pertanto per la sezione del nuovo molo sottoflutto è prevista una mantellata in doppio strato di massi naturali di II categoria (1 000 ÷ 3 000 kg). disposti con scarpa 1/2 lato mare.

Lo spessore dei due strati dei massi di mantellata è pari a :

$$s = 2 * D_{n50} = 1.90 \text{ m.}$$

Si verifica cautelativamente anche con la classica formula di Hudson (citato in SPM, 1984), si ricorda che la relazione semiempirica di Hudson è espressa dalla:

$$M = \frac{H_s^3 \cdot \rho_r}{\Delta^3 \cdot k_D \cdot ctg\alpha}$$

dove:

M = peso dei singoli massi (ton);

$\Delta = (\rho_r / \rho_w) - 1$ densità di massa relativa;

K_D = coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, la percentuale di danneggiamento, (per il coefficiente di non danneggiamento K_d è stato scelto, nelle verifiche effettuate, il valore valido per opera ricadente in zone non frangenti $K_d = 2.4$).

α = pendenza della scarpata sull'orizzontale;

H_s = altezza d'onda significativa (in m).

Le opere a gettata oggetto dei presenti calcoli ricadono in fondali esterni alla zona di frangimento.

Tabella 5.21: Verifica mantellata esterna – Hudson

Hs [m]	K_D	tg α	Δ
1.86	2.40	0.5	1.52

Si ha pertanto utilizzando la formula di Hudson:

$M_{50} = 0.98$ ton

Si osserva che ambedue i criteri di stabilità risultano soddisfatti con i pesi assunti in progetto.

5.4.2 Verifiche geotecniche

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche della diga di sottoflutto, si nota che le condizioni di carico a cui è sottoposta l'opera sono del tutto confrontabili o al più inferiori rispetto a quelle con cui è stata verificata la diga foranea. La pendenza della scarpata è pari a 1:2 sia sul lato interno (per la diga foranea della colmata la pendenza è 2:3) sia sul lato esterno (stessa pendenza della diga della colmata). Considerata inoltre la minore rilevanza dell'opera rispetto alla diga della vasca di colmata, si rimanda per le verifiche geotecniche a quanto già espresso nel capitolo 5.2.2.

5.5 AREA 10 – COLMATA AREA LISERT

5.5.1 Verifiche idrauliche

5.5.1.1 Sfioratore e vasca di sedimentazione

Per il dragaggio sono state valutate le seguenti opzioni:

- 2 draghe aspiranti-refluenti, una impiegata nel bacino di evoluzione e l'altra nel canale di dragaggio, con una produzione totale di 10000 m³ di sedimenti al giorno;
- 1 draga aspirante-refluente con una produzione di 10000 m³ di sedimenti al giorno con flusso continuo verso la cassa di colmata.

Per il dimensionamento dello sfioratore e della vasca è stata considerata l'opzione più gravosa cioè l'ultima.

Ciascuno sfioratore è dimensionato con riferimento ad un avanzamento del dragaggio pari a circa 2500 m³/h di miscela acqua/sedimenti. Assumendo un rapporto acqua / materiale solido dragato pari 4 su 1 si ottiene una portata massima di 2000 m³/h di acqua. Il manufatto in questione garantisce lo stramazzo di tale portata dalla vasca di colmata alla vasca di sedimentazione con tempi di permanenza dell'acqua in vasca sufficientemente lunghi perché il sedimento possa depositarsi assicurando lo stramazzo di sola acqua chiara.

Per il corretto funzionamento dello sfioratore si è verificata la risposta idraulica dello stesso. La paratia funziona come uno stramazzo in parete sottile che risponde alla seguente formula:

$$Q = \mu \cdot L \cdot H \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

dove:

- g = accelerazione di gravità;
- L = luce libera dello sfioratore;
- Q = portata trascinabile;
- μ = coefficiente forma
- H = carico sulla soglia misurato a monte della luce.

Tabella 5.22: Dimensionamento sfioratore

g [m/s ²]	L [m]	Q [m ³ /s]	μ	H [m]
9.81	10.00	0.56	0.4	0.10

Nota la portata e la luce dello stramazzo si è determinato il tirante idrico necessario affinché venga sfiorata la portata assegnata. Il carico è risultato pari a circa **10 cm**. La velocità del getto d'acqua in tracimazione sarà pari a **1.4 m/s**.

La portata sfiorata può essere regolata modificando l'altezza dello sfioratore.

La vasca di sedimentazione di progetto, che consente la decantazione del materiale più grossolano (diametro dei sedimenti fino a 0.2 mm), ha dimensioni in pianta pari a 40x20 m e altezza pari alla diga di sfioro.

Il manufatto di sfioro, che permette il deflusso dell'acqua dalla vasca di decantazione al mare, è costituito da un pozzetto rettangolare (dimensioni in pianta 3x2 m) realizzato in carpenteria metallica che funziona come vasca di raccolta collegata al mare aperto mediante tubazioni in acciaio passanti all'interno del corpo della diga di chiusura. Il pozzetto svolge anche la funzione di filtro e trattiene i sedimenti fini eventualmente presenti in uscita dalla vasca di sedimentazione.

Sono previste 4 tubazioni Φ 1000, in grado di smaltire sia la portata presente durante le fasi costruttive della colmata sia la portata meteorica che interessa la colmata nella fase di esercizio. Si riporta nella seguente tabella la verifica idraulica delle tubazioni:

Tabella 5.23: Verifica idraulica manufatto di sfioro

Diametro DN [mm]	Pendenza p [%]	Area massima A_{max} [m ²]	Portata massima Q_{max} [l/s]	Portata idrologica Q_{max} [l/s]
1000	1	88250	2536	2500

5.5.1.2 Drenaggio Sistemazione Finale Colmata

Il sistema di drenaggio previsto nella fase di esercizio della colmata è costituito da trincee drenanti che regimentano le acque meteoriche e le convogliano nella vasca di sedimentazione e successivamente a mare.

Tutte le trincee scaricano in un fosso di raccolta in terra rivestito che a sua volta scarica mediante 3 tubazioni in PEAD Φ 1000 mm nella vasca di sedimentazione prevista a progetto. Le acque così raccolte vengono scaricate a mare mediante il manufatto di sfioro previsto a progetto e descritto nei paragrafi precedenti.

Più nel dettaglio la rete è costituita dai seguenti manufatti:

- Trincea drenante a sezione trapezia con 2 tubazioni Φ 630 mm microfessurate in PEAD con riempimento in ghiaio;
- Fosso di raccolta a sezione trapezia in terra rivestito in cls.

Parametri curva di possibilità pluviometrica

Per l'analisi pluviometrica sono stati utilizzati i dati ottenuti dall'Ufficio Idrografico e Mareografico della Regione Friuli Venezia Giulia – Compartimento di Venezia, in particolare le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate alla stazione pluviometrica di Alberoni.

La curva di possibilità pluviometrica viene rappresentata dalla seguente espressione:

$$h = a \cdot t^n$$

dove:

- h [mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t [ore] dell'evento;
- a ed n sono parametri rappresentativi della stazione.

Per la rete di drenaggio della colmata è stato utilizzato un **tempo di ritorno** pari a **5 anni**.

I coefficienti caratterizzanti la curva sono quelli indicati nella seguente tabella:

Tabella 5.24: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica

Tr	a	n
5	43.80	0.380

Si riportano nel seguito le verifiche idrauliche del fosso di raccolta e delle tubazioni fessurate.

Tabella 5.25: Verifica idraulica fosso di raccolta

Area [m ²]	Pendenza p [%]	Portata massima Q _{max} [l/s]	Portata idrologica Q _{max} [l/s]
7.56	0.2	10252	10144

Tabella 5.26: Verifica idraulica tubazioni fessurate

Diametro DN [mm]	Pendenza p [%]	Area massima A _{max} [m ²]	Portata massima Q _{max} [l/s]	Portata idrologica Q _{max} [l/s]
630	0.3	5000	151	144

Le tubazioni fessurate di progetto sono verificate con un **grado di riempimento** sempre inferiore al **50%**.

5.5.2 Verifiche geotecniche

5.5.2.1 Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale dell'argine di contenimento della colmata Lisert è stata eseguita considerando le seguenti condizioni di verifica:

- Condizione statica SLU;
- Condizione sismica SLV e accelerazione sismica verticale rivolta verso l'alto;
- Condizione sismica SLV e accelerazione sismica verticale rivolta verso il basso.

Si considerano in particolare le seguenti condizioni di verifica:

- Sezione esterna della diga (si veda Figura 5.3); verifica in condizioni statiche e sismiche;
- Sezione interna della diga presso la colmata (si veda Figura 5.4); verifica in condizioni statiche e sismiche;

Si considera che la cassa di colmata e l'argine di contenimento sono esistenti il nuovo progetto prevede solamente modifiche locali al layout della cassa di colmata (vedere capitolo 3.6). E' stata considerata la sezione considerata più gravosa, in termini di altezza dell'argine di contenimento (posta alla progressiva km 2 + 450 m, quota minima base argine +1.65 m s.l.m.m.). La sezione è stata modellata tramite il software Slide 5.0.

Si trascura invece, in ottica cautelativa, il contributo in termini di resistenza dovuto alla presenza del diaframma plastico.

Le scarpate esterna e interna della diga presentano le medesime caratteristiche geometriche lungo tutto lo sviluppo della diga. Sono caratterizzate da una pendenza 2:3 e sono realizzate con il materiale rinvenuto in sito (unità geotecnica B) opportunamente compattato (si caratterizza questo strato con il medesimo angolo di attrito dell'unità geotecnica B e un contributo aggiuntivo di coesione pari a 5 kPa. La sommità dell'argine è impostata a quota +6.00 m s.l.m.. Al di sotto dell'argine sono modellati gli strati di terreno naturale, costituiti dalle unità B, C ed E.

Si considera una quota della colmata di +5.00 m s.l.m.m. e una quota della testa del diaframma plastico di +5.00 m s.l.m.m.. Si considera la presenza di un sovraccarico accidentale di 10 kPa in testa all'argine nelle sole condizioni statiche, dovuto alla presenza temporanea di mezzi operativi.

Si nota inoltre che le pressioni indotte dall'onda forniscono un contributo stabilizzante in termini di stabilità globale della scarpata lato mare e per questa ragione vengono considerate solamente per le verifiche della scarpata interna. Le pressioni indotte dall'onda sono applicate come una pressione orizzontale agente lungo la scarpata emersa. Le pressioni indotte sono state determinate mediante il metodo di Martin et al. (1999). Si riporta di seguito la sezione implementata in Slide.

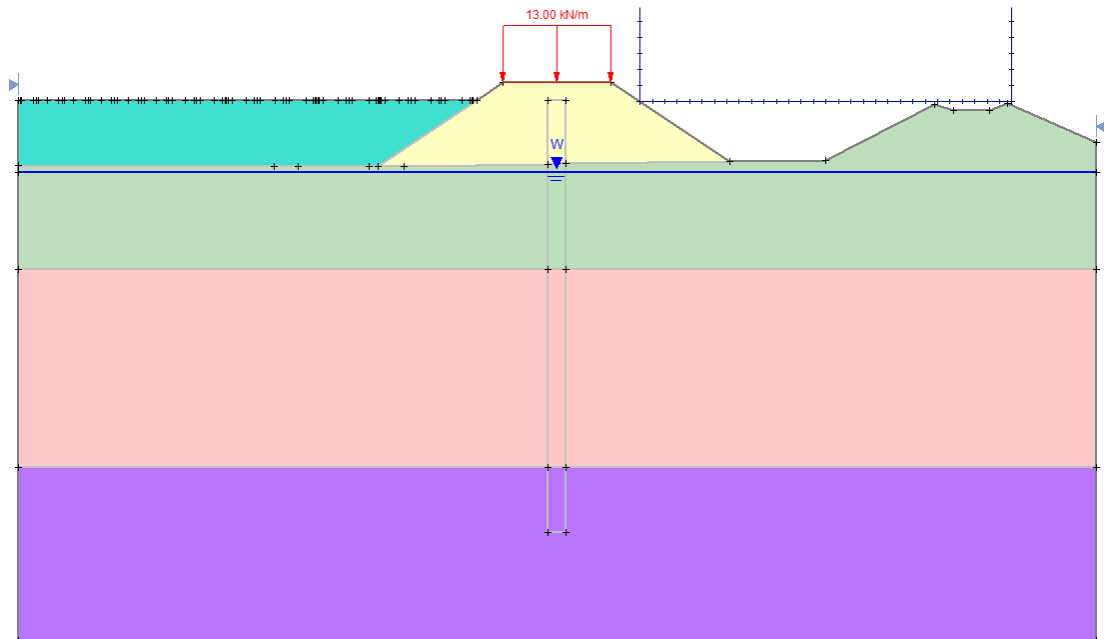


Figura 5.23: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata esterna

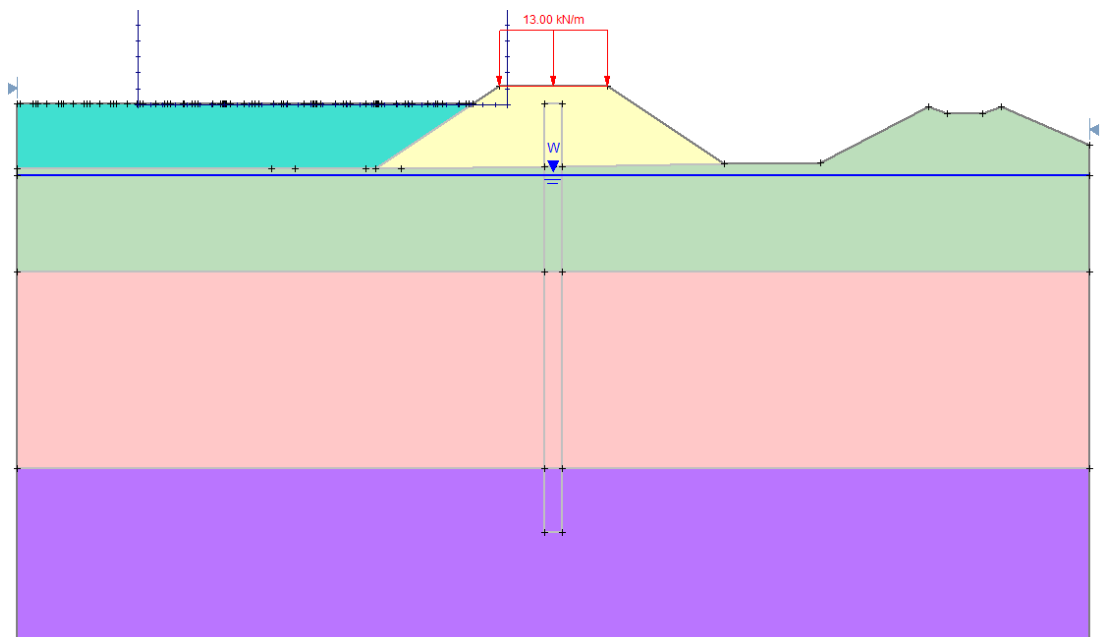


Figura 5.24: Sezione della diga modellata in Slide – Scarpata interna

Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche di stabilità globale in condizioni statiche e sismiche.

Tabella 5.27: Riepilogo risultati verifiche di stabilità globale diga foranea

	Condizione	FS	FS min
Scarpata esterna	Statica	1,22	1,1
	Sismica kv+	1,10	1,1
	Sismica kv-	1,11	1,1
Scarpata interna	Statica	2,02	1,1
	Sismica kv+	2,40	1,1
	Sismica kv-	2,37	1,1

Si riportano di seguito i principali output di calcolo ottenuti mediante Slide, che evidenziano la superficie di scivolamento caratterizzata dal minimo fattore di sicurezza. Si nota che in tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

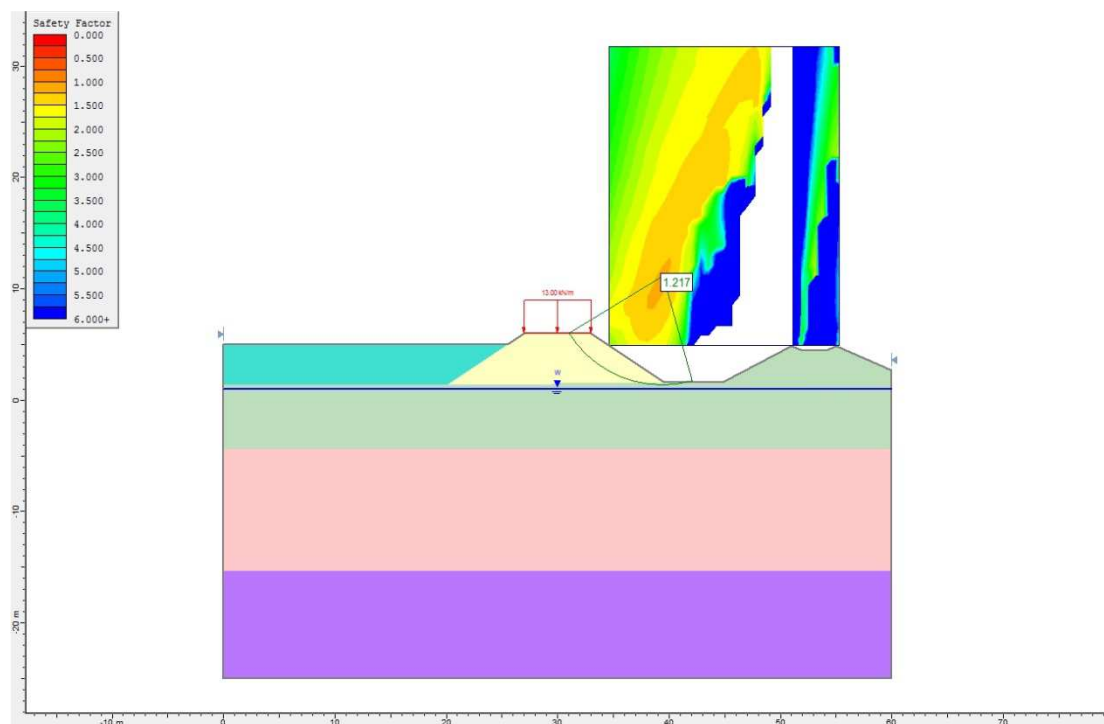


Figura 5.25: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione statica SLU

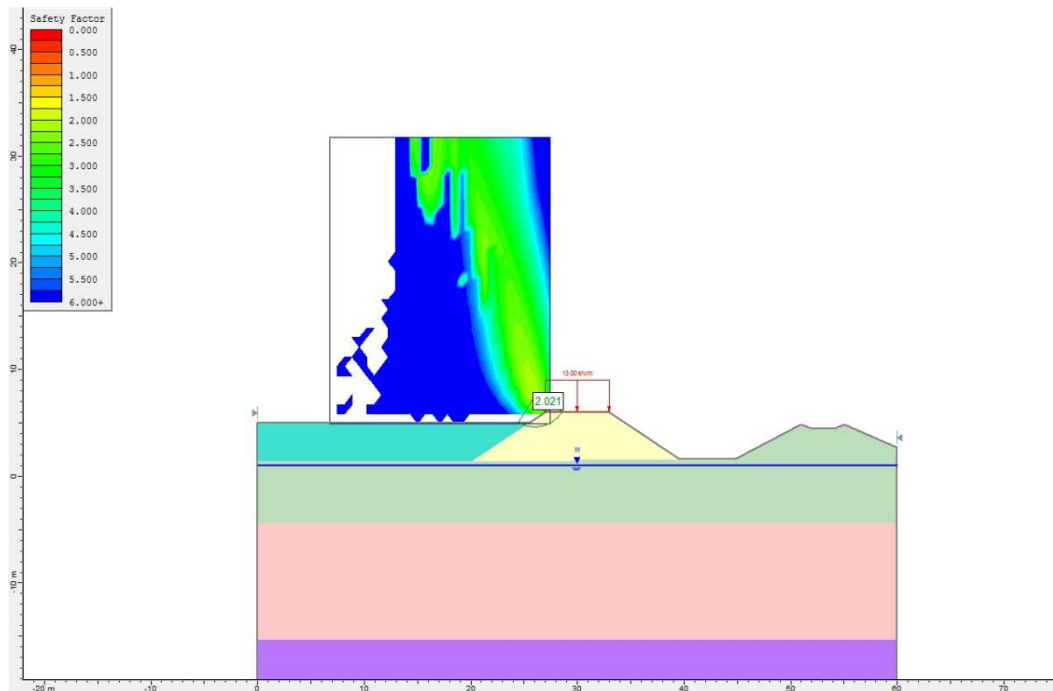


Figura 5.26: Risultati verifica scarpata interna– Condizione statica SLU

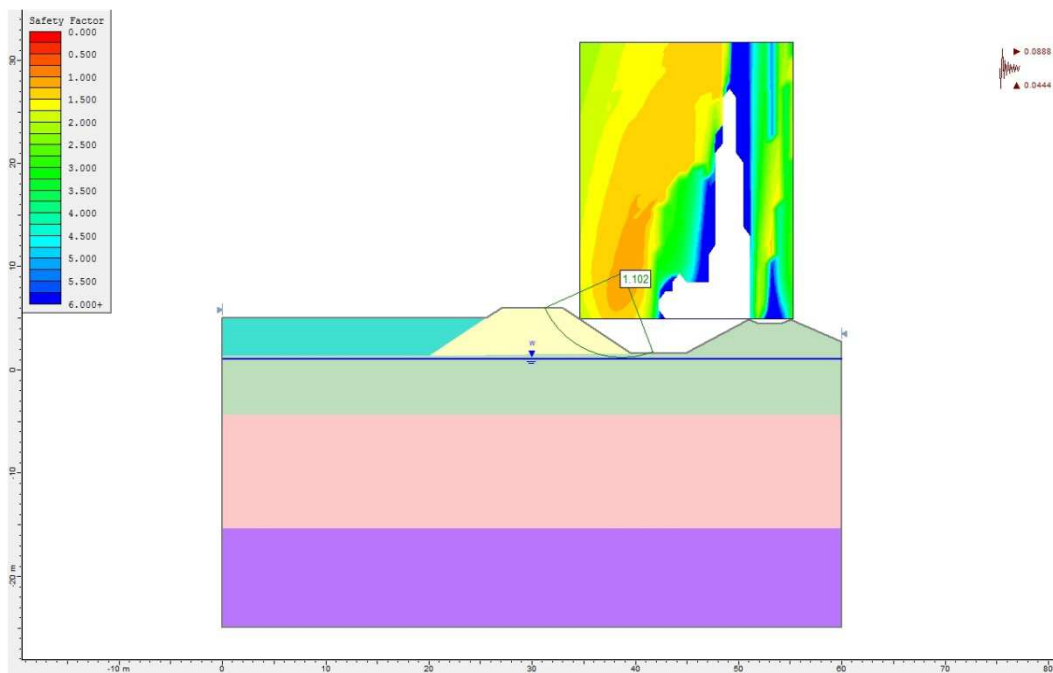


Figura 5.27: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione sismica SLV (kv verso l'alto)

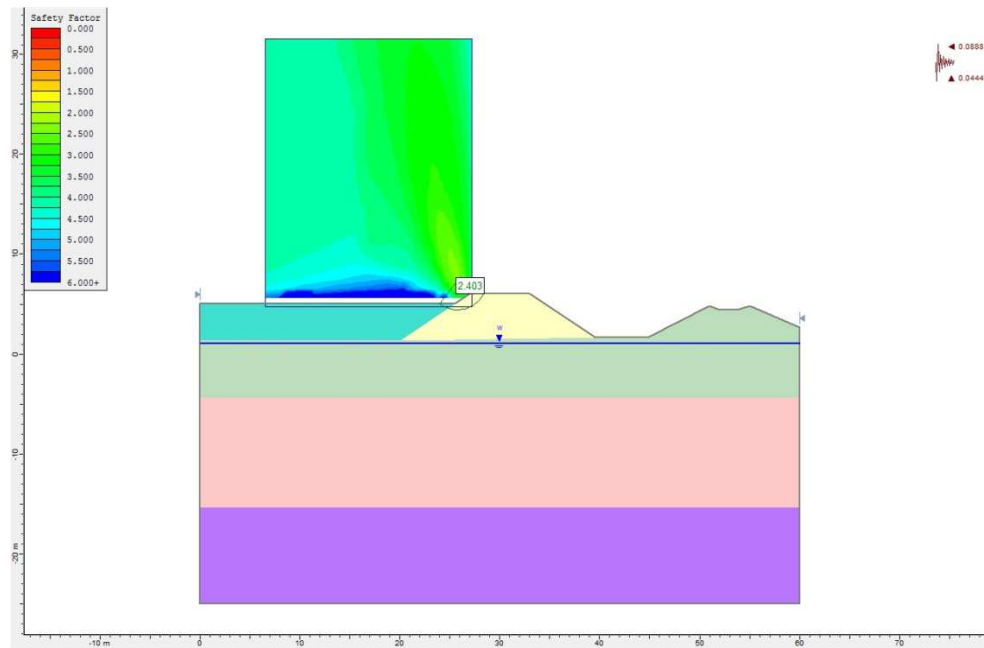


Figura 5.28: Risultati verifica scarpata interna presso colmata – Condizione sismica SLV (kv verso l'alto)

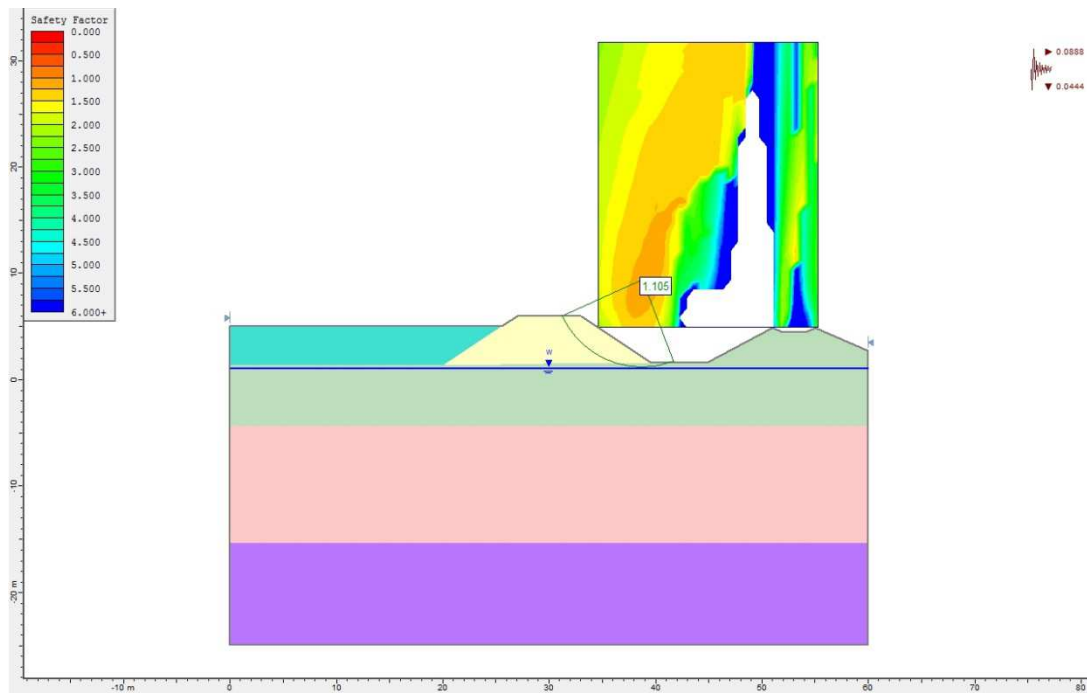


Figura 5.29: Risultati verifica scarpata esterna – Condizione sismica SLV (kv verso il basso)

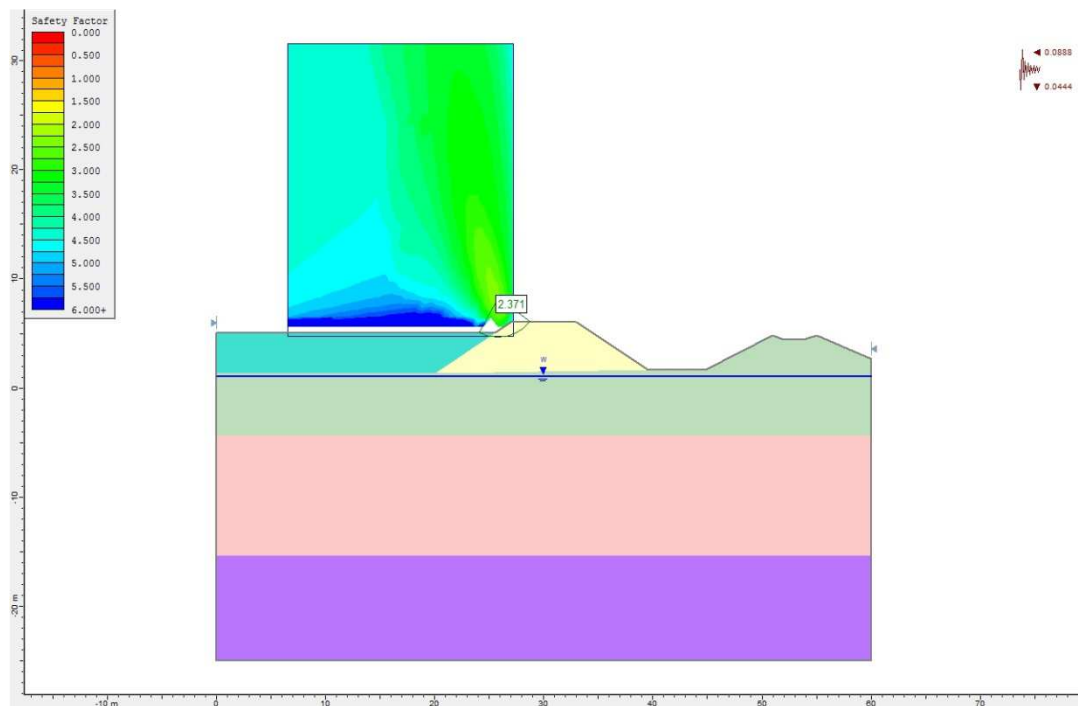


Figura 5.30: Risultati verifica scarpata interna presso colmata – Condizione sismica SLV (kv verso il basso)

5.5.2.2 Analisi dei cedimenti

Si determinano i cedimenti del fondale indotti dalla realizzazione della diga foranea in condizioni SLE, in accordo alla metodologia descritta nel Capitolo 4.3. L'analisi è stata effettuata considerando una pressione media di 55 kPa, agente in condizioni SLE, dovuta al contributo del peso della colmata posta sopra il livello del mare (quota massima +5.000 m s.l.m.m.).

Nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti, in termini cedimenti immediati, di consolidazione al termine del processo di consolidazione, totali al termine della fase di costruzione (circa 2 anni) e complessivi. Nelle figure successive si riportano gli output grafici ottenuti mediante il software Settle 3D.

Tabella 5.28: Riepilogo risultati analisi di cedimenti colmata Lisert

	Cedimento immediato	Cedimento consolidazione	Cedimento fine costruzione	Cedimento totale
	[cm]	[cm]	cm	[cm]
Colmata	15.6	32.7	38.3	48.3

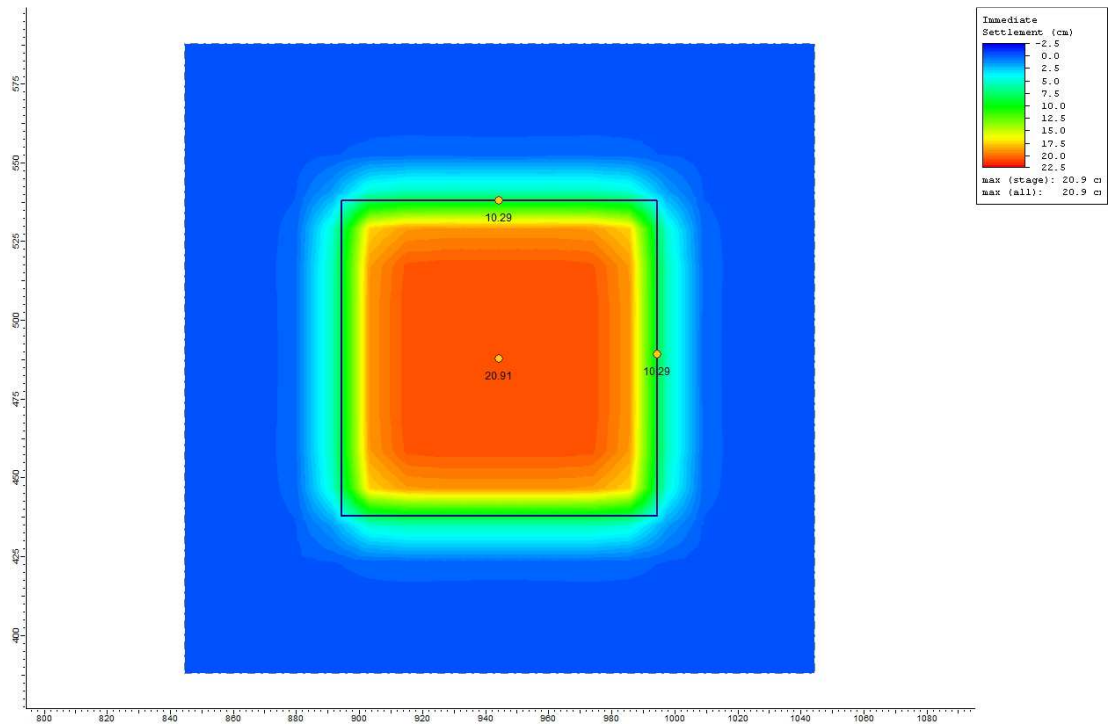


Figura 5.31: Cedimento immediato colmata Lisert

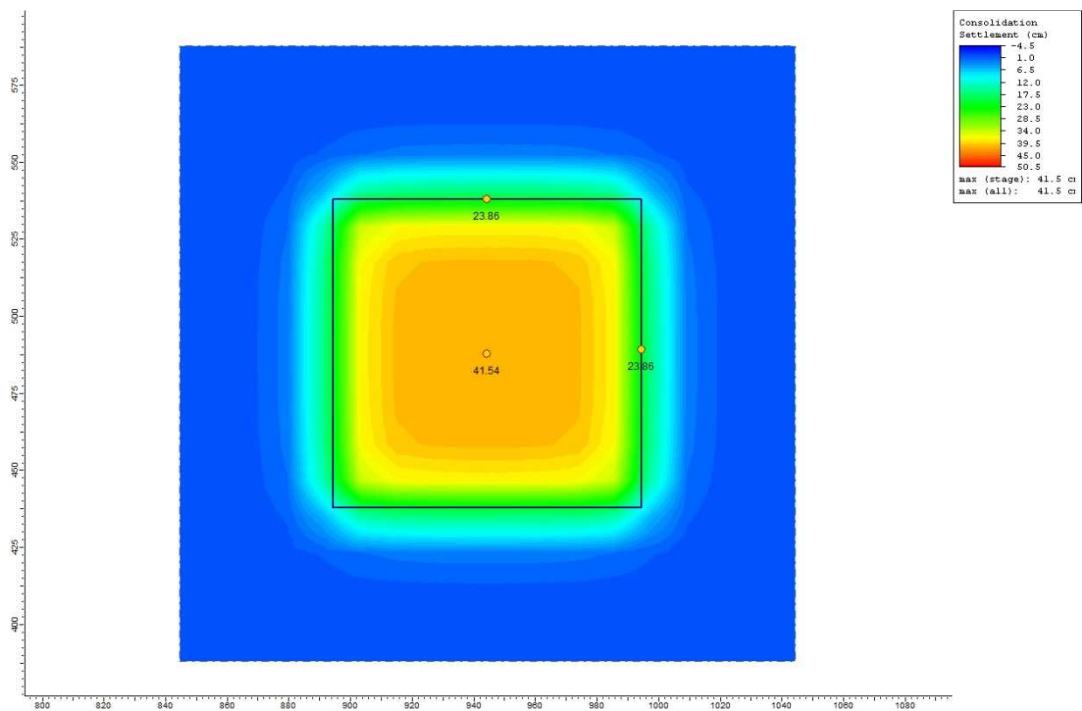


Figura 5.32: Cedimento di consolidazione colmata Lisert

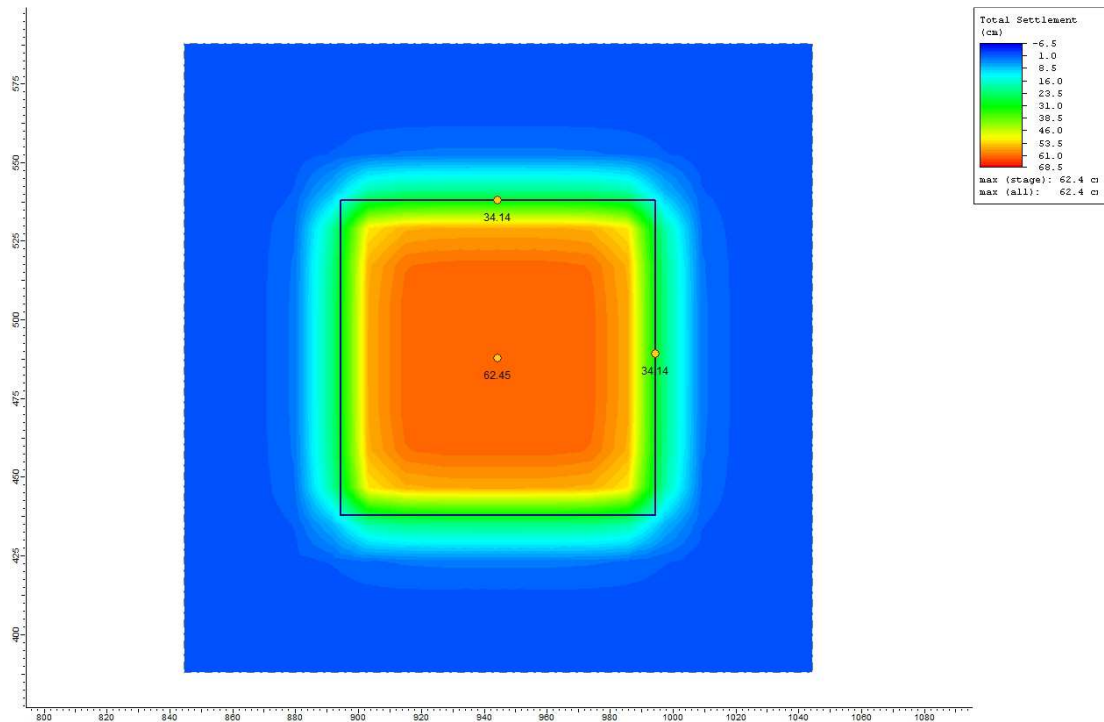


Figura 5.33: Cedimento totale colmata Lisert

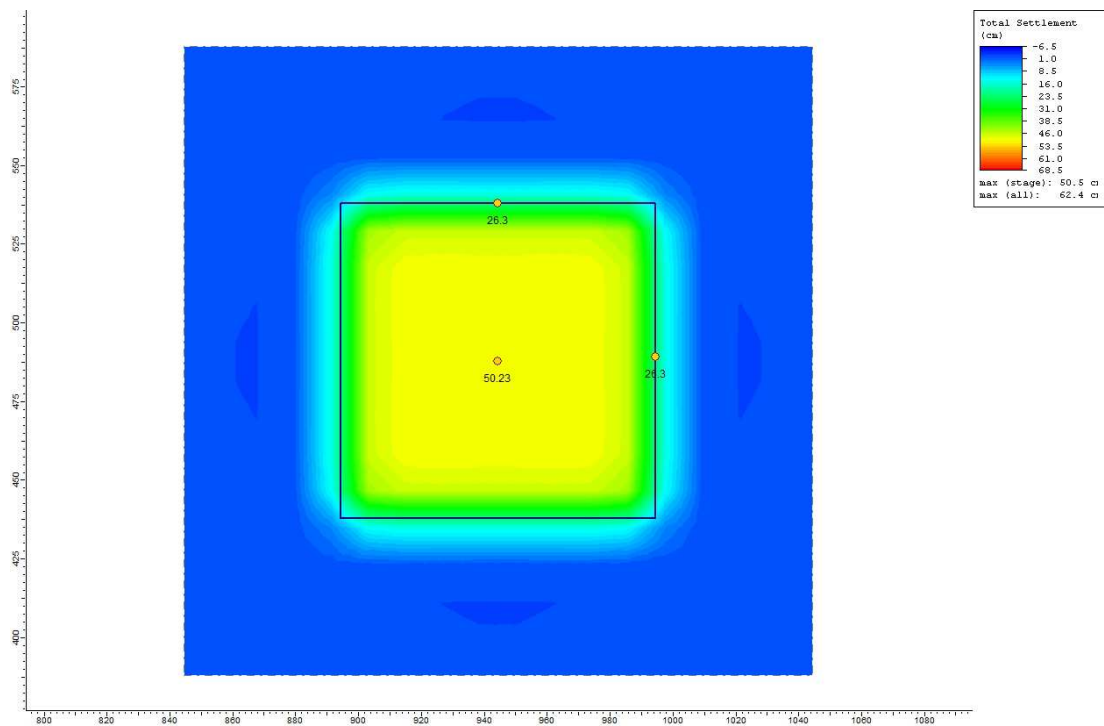


Figura 5.34: Cedimento colmata Lisert a fine costruzione

6 CONCLUSIONI

Il presente rapporto ha descritto le opere a mare previste a progetto funzionali alla realizzazione e gestione del nuovo terminale GNL nel porto di Monfalcone. In particolare:

- Area 1 – Banchina;
- Area 6 – Dragaggi;
- Area 7 – Diga foranea;
- Area 8 – Colmata;
- Area 9 – Diga di sottoflutto.
- Area 10 – Colmata Lisert.

Si evidenzia che, non essendo state condotte campagne geognostiche propedeutiche alla presente fase di progetto, la caratterizzazione è stata principalmente sviluppata con riferimento alle informazioni derivanti da campagne d'indagini pregresse, sviluppate in aree limitrofe a quelle di progetto.

A seguito della campagna di indagine a mare prevista (rif. doc. 14-007-CIV-R-002 “Specifica Tecnica Indagini Geotecniche a Mare) da eseguire preliminarmente alle successive fasi progettuali, si dovrà procedere alla verifica delle assunzioni di progetto e all'adeguamento eventuale delle opere in oggetto.

ACN/PL/EMS/ABA/MFC/ALS/DIL/AO:sls

RIFERIMENTI

ACEGA – Gemiti E. – La portata del Timavo alle risorgive di S. Giovanni di Duino – Annali Gruppo Grotte Ass. XXX Ottobre, Vol. VII, 23-41.

Annali Idrologici dell'Ufficio Idrografico e Mareografico – Compartimento di Venezia.

Bowles, 1988, Foundation Analysis and design, Mc Graw Hill, New York.

Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali.

Piano Regionale di Tutela delle Acque – Regione Friuli Venezia Giulia.

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, D.M. 14/01/2008, Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni; Circolare del 2/2/2009 n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche sulle Costruzioni".

CSLLPP, 1996, Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche del CNR, "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime", Roma.

D'Appolonia S.p.A., 2014, "Specifica Tecnica Indagini Geotecniche a Mare", rif. doc. 14-007-CIV-R-002.

D'Appolonia S.p.A., 2014, "Basic Engineering Data", rif. doc. 14-007-MNG-S-001.

D'Appolonia S.p.A., 2014, "Relazione di caratterizzazione geotecnica e sismica", rif. doc. 14-007-CIV-R-020.

D'Appolonia S.p.A., 2014, "Studio di ormeggio", rif. doc. 14-007-MNG-R-003.

D'Appolonia S.p.A., 2014, "Studio meteomarinario", rif. doc. 14-007-MNG-R-001.

D'Appolonia S.p.A., 2014, "Relazione idrologica e idraulica", rif. doc. 14-007-CIV-R-030.