

REGIONE SICILIANA

ASSESSORATO DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITA'
DIPARTIMENTO DELLE INFRASTRUTTURE DELLA MOBILITA' E DEI TRASPORTI

ISOLA DI SALINA (MESSINA) COMUNE DI MALFA

LAVORI DI RIQUALIFICA E DI ADEGUAMENTO DELLE OPERE FORANEE, DELLE BANCHINE, DELLO SCALO DI ALAGGIO E DEI FONDALI DELL' APPRODO DI SCALO GALERA

Progetto Definitivo: Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi Ufficio del Genio Civile di Messina in data 21.07.2004

Progetto Esecutivo 1° stralcio funzionale: Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 20.12.2006 dell'importo complessivo di € 4.800.000,00

Progetto Esecutivo 1° stralcio di completamento: A seguito di rescissione contrattuale ed approvazione Perizia di riparazione danni di forza maggiore di variante in diminuzione in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 07 marzo-26 marzo 2013 dell'importo complessivo di € 1.612.247,45

Progetto Esecutivo stralcio di completamento: Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 19.07.2017 dell'importo complessivo di € 13.700.00,00



PROGETTO ESECUTIVO DI RIUNIONE ED AGGIORNAMENTO DEI LAVORI DEL 1° STRALCIO E DI QUELLO DI COMPLETAMENTO

REV.	DATA	EMISSIONE	RED.	VER.	APPR.
0	27/06/19	PRIMA EMISSIONE	F. GIORDANO R. AIELLO	F. GIORDANO	F. GIORDANO
1					
2					
CODICE PROGETTO 1 9 0 1		ELABORATO: All. 9.3	REV. A	SCALA: -	

Azioni del moto ondoso sulle opere

IL R.U.P.:

Geom. Arturo Ciampi
4° Settore Tecnico Lavori Pubblici



DINAMIGA S.r.l.
PROGETTO VERIFICATO



IL SUPPORTO ESTERNO AL R.U.P.:

Ing. Salvatore Perillo

IL PROGETTISTA:

Ing. Francesco Giordano
francescogiordano@gmail.com

COLLABORAZIONE:

Sigma Ingegneria S.r.l.
sigmaingsrl@gmail.com

IL SINDACO:

Dott.ssa Clara Rametta

Regione Siciliana
 Assessorato delle Infrastrutture e della Mobilità
 Dipartimento Regionale Tecnico
COMMISSIONE REGIONALE DEI LAVORI PUBBLICI
 Legge regionale 12 luglio 2011, n. 12 art.5, comma 12
 Copia conforme all'elaborato esaminato nelle sedute
 del 04 Dicembre 2019 e 17 Dicembre 2019

Parere n° 128
 del 15/11/2019
 Ing. Antonino Platania
 Capo Ufficio (Genio Civile di Messina)



REGIONE SICILIANA
 REGIONE CIVILE - MESSINA
 UFFICIO DEL GENIO CIVILE - MESSINA

Visto: Si esprime parere favorevole in linea tecnica
 ai sensi dell'art. 12 del D. L. n. 56 del 2/3/98, con riferimento alla
 nota di parti della Provincia di Messina, n. 15 NOV 2019

L'INGEGNERE CAPO
 Ing. Antonino Platania



UFFICIO DEL GENIO CIVILE
 - MESSINA -

Il presente progetto
 è stato esaminato
 ai sensi dell'art. 12 del D. L. n. 56 del 2/3/98, con riferimento alla
 nota di parti della Provincia di Messina, n. 15 NOV 2019

15 NOV 2019
 Ing. Antonino Platania



1. PREMESSE

Il progetto e la verifica di stabilità di una struttura marittima richiede la conoscenza dell'azione del moto ondoso e in particolare la caratterizzazione degli eventi ondosi estremi.

Nel caso delle opere in progetto, le opere che dovranno essere dimensionate tenendo conto delle azioni del moto ondoso sono: la diga foranea e le banchine interne.

La diga foranea, dello sviluppo di circa 140.80 m in direzione Est-Ovest, sarà costituita da un primo tratto a gettata dello sviluppo di circa 50.15 m e da un secondo tratto da cassoni protetti da un'opera a gettata per uno sviluppo complessivo di 90.65 m oltre il riccio di testata.

La diga foranea e il moletto oggi esistente, che assumerà la funzione di molo di sottoflutto, delimiteranno uno specchio acqueo di superficie circa 7400 m².

Le banchine interne avranno uno sviluppo complessivo di circa 290 m e come si evince dal layout del nuovo porto riportato in **fig. 1**, saranno nella parte più esposta alle mareggiate, provenienti dal I settore del tipo antiriflettenti.

In particolare la banchina di levante e quella centrale sono state progettate del tipo antiriflettente in conseguenza all'impossibilità di utilizzare i due cassoni posti in opera, durante i lavori di primo stralcio, come strutture antiriflettenti in relazione al loro stato attuale di deterioramento dovuto alle mareggiate che hanno interessato Scalo Galera negli ultimi anni.

Nelle **figg. da 2.A a 2.E** sono riportate alcune fotografie in cui è evidente lo stato di ammaloramento dei cassoni cellulari collocati in opera con i lavori del primo stralcio; in particolare dalle fotografie si evince che la parete lato terra dei cassoni nella parte emergente, in prossimità delle celle antiriflettenti, è stata completamente distrutta dall'azione delle mareggiate.

Per il dimensionamento della diga foranea è necessario effettuare le verifiche del massiccio di sovraccarico e del muro paraonde tenendo conto delle azioni idrodinamiche dovute alle mareggiate estreme provenienti dal paraggio di Scalo Galera.

Per valutare le azioni idrodinamiche sulle banchine interne è necessario determinare lo stato di agitazione all'interno dello specchio acqueo protetto in occasione delle mareggiate estreme.

Ai fini del dimensionamento è necessario valutare con attendibilità le massime sollecitazioni che potranno verificarsi durante la vita dell'opera, al fine di mantenere integra la struttura o, come più logico e reale, prevedere un livello del danno accettabile.

Per la determinazione delle caratteristiche ondose a largo del paraggio di Scalo Galera di Malfa è stato redatto un apposito studio idraulico-marittimo nel quale, non avendo a disposizione una

serie di dati ondametrici di lunga durata, si è fatto ricorso ai dati anemometrici di archivio rilevati nella stazione di Ustica rappresentativa del basso Mare Tirreno.

Elaborando i dati anemometrici è stato possibile, tramite modelli matematici di previsione, definire le caratteristiche ondametriche estreme per le direzioni di attacco del moto ondoso a largo di 315°N, 337.50°N, 360°N, 22.50°N, 45°N, 67.50°N e per diversi tempi di ritorno variabili da 3 a 100 anni.

Successivamente partendo da questi valori si sono calcolate le trasformazioni che le onde subiscono nell'avanzare da largo verso la costa con l'utilizzo del modello numerico STWAVE determinando le caratteristiche del moto ondoso al piede dell'opera per le direzioni di provenienza sopra citate i cui risultati sono riassunti nella **tab. 1** di seguito riportata.

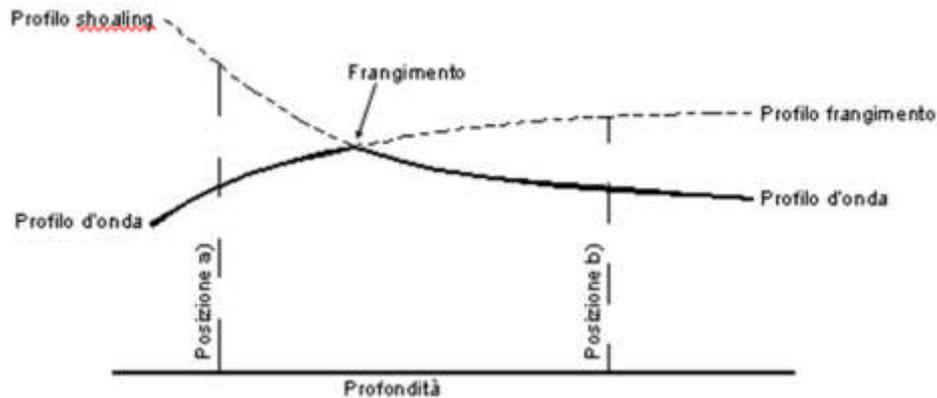
MALFA - SCALO GALERA – MODELLO NUMERICO STWAVE					
DD al largo (gradi)	H al largo (m)	T (s)	H sottocosta (m)	DD sottocosta (gradi)	tr (anni)
315,00	7,38	10,80	6,31	330,00	30
337,50	7,90	11,12	7,14	344,00	
360,00	8,63	11,65	7,82	358,00	
22,50	5,88	9,59	5,46	19,00	
45,00	4,67	8,48	4,30	38,00	
67,50	3,36	7,28	2,98	57,00	
315,00	8,10	11,27	6,92	331,00	50
337,50	8,94	11,87	8,12	344,00	
360,00	9,87	12,43	9,01	358,00	
22,50	5,88	9,59	5,46	19,00	
45,00	5,30	9,08	4,90	37,00	
67,50	3,36	7,28	2,98	57,00	
315,00	9,15	12,82	7,87	333,00	100
337,50	10,31	12,72	9,44	345,00	
360,00	11,62	13,47	9,61	358,00	
22,50	6,92	10,36	6,47	18,00	
45,00	6,23	9,80	5,81	36,00	
67,50	4,21	8,10	3,71	55,00	

Tabella 1 - Caratteristiche delle onde a largo e al piede della diga foranea

Inoltre è necessario verificare se le caratteristiche ondose sopra citate possono propagarsi sull'opera senza subire il fenomeno del frangimento.

L'interazione con il fondale decrescente induce una modifica alle caratteristiche dell'onda come altezza e lunghezza; quest'ultima nel movimento verso costa si riduce generando un aumento della ripidità (rapporto H/L); il fenomeno continua fin quando non si raggiunge una condizione di instabilità e l'onda frange dissipando energia.

Da questo punto in poi, le caratteristiche dell'onda non sono più riconducibili alla teoria lineare dello shoaling, e quindi bisogna far riferimento ai criteri per la determinazione del frangimento.



Dal grafico mostrato è facilmente intuibile che nella scelta del valore da attribuire all'onda di progetto non può essere trascurato il fenomeno dello shoaling e del frangimento in funzione della profondità. A seconda del posizionamento dell'opera (profondità di imbasamento), il dimensionamento dovrà essere eseguito con un valore di altezza in condizioni di shoaling (posizione **b**), oppure con un valore nelle condizioni di frangimento (posizione **a**).

Un altro parametro da considerare per la progettazione di un'opera marittima è la vita utile in relazione al progetto in cui è inserita l'opera tenendo conto delle caratteristiche funzionali dell'opera stessa.

Per tale motivo si deve procedere alla valutazione del livello di rischio, ossia della probabilità di danneggiamento ammissibile tenendo conto dei danni che possono accadere all'opera e della possibilità di ripristinare la stessa con operazioni di manutenzione al fine di non compromettere la funzionalità della stessa.

Per determinare la vita di progetto dell'opera foranea si è fatto riferimento alle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Opere Marittime" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 1996.

In particolare le succitate Istruzioni prevedono che la durata minima di vita prevista per l'opera sia correlata alla massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera stessa.

La durata minima di vita di progetto delle opere è desumibile, in funzione del tipo di opera e dal livello di sicurezza richiesto, dalla tabella seguente (**tab. 2**):

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

Tabella 2 - Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (Tv)

Per strutture ad uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili e/o industriali, non destinate ad uno specifico scopo e per le quali non è chiaramente identificabile il termine di vita utile o funzionale.

Per infrastrutture ad uso specifico si intendono opere di difesa di singole installazioni industriali, porti industriali o piattaforme di carico e scarico, e petrolifere.

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un piccolo rischio di perdite di vita o di danni ambientali in caso di danneggiamento (difese costiere, porti minori e marina, scarichi a mare, strade litoranee).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di danneggiamento (grandi opere portuali, scarichi di grandi città).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere ed installazioni per la protezione da inondazione di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane e di danno ambientale in caso di danneggiamento.

Oltre alla valutazione della vita di progetto occorre determinare anche la massima probabilità di danneggiamento ammissibile, desumibile dal tipo di danneggiamento, dalla ripercussione economica e dal rischio per la vita umana, come indicato nella seguente tabella (**tab. 3**).

Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

Tabella 3 – Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa (Pf)

Le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente o alla distruzione totale sono assunte in relazione alle modificazioni subite dalle opere in caso di danneggiamento.

Per strutture rigide (dighe a pareti verticali), per le quali è difficile riparare i danni, si assume la probabilità di distruzione totale, mentre, per strutture flessibili o comunque opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente, inteso come il livello di

danneggiamento al di sopra del quale il danno è apprezzabile ed è necessario intervenire con lavori di manutenzione. Per rischio limitato si intendono i casi in cui, a seguito del danneggiamento, non è prevista alcuna perdita di vita; se le perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

Per ripercussione economica bassa, media e alta si intendono i casi in cui il rapporto fra i costi di danneggiamento diretti ed indiretti e il costo totale di realizzazione dell'opera è rispettivamente minore di 5, compreso tra 5 e 20 e maggiore di 20.

La combinazione della vita di progetto dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f consente di determinare il tempo di ritorno dell'evento ondoso di progetto T_{rp} con la seguente espressione:

$$T_{rp} = \frac{T_v}{[-\ln(1 - P_f)]}$$

Relativamente all'opera in progetto si assume:

- $T_v = 25$ poiché le opere in progetto si possono assumere ad *uso generale* con un *livello di sicurezza richiesto* pari a 1;
- $P_f = 0,50$ poiché si assume una *probabilità di danneggiamento incipiente*, con *rischio limitato e ripercussione economica bassa*.

Dall'espressione sopra riportata si ottiene un tempo di ritorno per l'evento ondoso T_{rp} pari a 36 anni, che a vantaggio di sicurezza viene posto pari a 50 anni.

Dallo studio idraulico-marittimo risulta che per un $T_r = 50$ anni, l'altezza d'onda che si verifica sottocosta più svantaggiosa ha le seguenti caratteristiche:

$$H_s = 9.01 \text{ m}; T = 12.43 \text{ s}; \text{Dir. sottocosta} = 358^\circ \text{N}$$

Tale onda proviene da un'onda a largo avente direzione 360°N e $H_s = 9.87 \text{ m}$.

Le prove effettuate su modello fisico eseguite dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Catania (All. 7.1 Modellazione fisica della stabilità della mantellata della diga foranea) e da Sogreah (All. 7.2 Prove su modello fisico anno 2000 – Sogreah) sulla sezione tipo della diga foranea sono state effettuate utilizzando come onda di progetto $H_s = 8.15 \text{ m}$ e periodo a scala di prototipo di picco 11.65 s.

Di seguito sono riportati i valori delle caratteristiche ondose prese in considerazione per le prove.

	Prototipo		Modello	
	H _s [m]	T _p [s]	H _s [m]	T _p [s]
40%	3.26	11.65	0.04	1.30
80%	6.52	11.65	0.08	1.30
100%	8.15	11.65	0.10	1.30
120%	9.78	11.65	0.12	1.30

Le prove hanno evidenziato la stabilità sia della mantellata in accropodi da 16 m³ per il tronco della diga e della berma sommersa, in scogli da 7÷15 t, di sostegno alla mantellata stessa.

Conseguentemente le verifiche della mantellata sono state condotte considerando:

$$\mathbf{H_s=8.15\ m; T=11.65\ s}$$

E in modo cautelativo per le verifiche si è considerata anche la situazione più gravosa ovvero quella avente sottocosta, in prossimità della nuova diga foranea di Scalo Galera le seguenti caratteristiche:

$$\mathbf{H_s = 9.01\ m ; T =12.43\ s}$$

Per la valutazione delle azioni idrodinamiche sulle banchine interne è stato valutato lo stato di agitazione all'interno dello specchio acqueo protetto in occasione delle mareggiate estreme sopra indicate, a tal fine si è fatto riferimento allo studio delle agitazioni interne riportato nello studio idraulico-marittimo.

Dallo studio delle agitazioni interne si è desunto che l'onda più gravosa per lo specchio acqueo interno è quella avente direzione sottocosta 37°N, avente una altezza d'onda significativa H= 4.90 m per un tempo di ritorno di 50 anni, proveniente dalla direzione a largo pari a 45°N. Facendo riferimento a tale simulazione (riportata in **fig. 3**) si è determinata l'altezza dell'onda in prossimità delle nuove banchine e in particolare sulla nuova banchina del tipo antiriflettente prevista in adiacenza al molo sottoflutto.

Tale altezza d'onda è risultata avere le seguenti caratteristiche:

$$\mathbf{H= 1.20\ m ; T=9.08\ s}$$

2. LA DIGA FORANEA IN PROGETTO

Come detto in premessa, la diga foranea, dello sviluppo di circa 140.80 m in direzione Est-Ovest, sarà costituita da un primo tratto a gettata dello sviluppo di circa 50.15 m e da un secondo tratto da cassoni protetti da un'opera a gettata per uno sviluppo complessivo di 90.65 m oltre il riccio di testata.

In **fig. 4** è riportata una planimetria della diga foranea dove sono indicate le varie tipologie e le progressive di riferimento.

Per la determinazione delle azioni idrodinamiche si è considerato il tratto dell'opera a gettata dalla progr. 0.00 alla 50.15 m. Tale tratto interessa due sezioni tipo, la prima dalla progr. 0.00 m alla 43.85 m (riportata in **fig. 5**) e la seconda dalla progr. 43.85 m alla 50.15 m (riportata in **fig. 6**).

Il tratto realizzato con cassoni mantellati, dalla progr. 50.15 m alla progr. 140.80, per la determinazione delle azioni idrodinamiche è stato suddiviso in due tratti: il primo si estende dalla progr. 50.15 m alla 122.80 m e il secondo si estende dalla 122.80 m fino alla 140.80 m.

Il primo tratto interessa tre sezioni tipo: la prima si estende dalla progr. 50.15 m alla 62.15 m (riportata in **fig. 7**), la seconda si estende dalla progr. 62.15 m alla 104.40 m (riportata in **fig. 8**), la terza si estende dalla progr. 104.40 m alla 122.80 m (riportata in **fig. 9**).

Il secondo tratto interessa due sezioni tipo: la prima si estende dalla progr. 122.80 m alla 135.80 m (riportata in **fig. 10**) e la seconda, riguardante il riccio di testata, si sviluppa dalla progr. 135.80 m alla 140.80 m (riportata in **fig. 11**).

Nel tratto considerato dalla progr. 0.00 m alla progr. 50.15 m l'opera a gettata è costituita da un nucleo realizzato in gran parte con i lavori del primo stralcio costituito con scogli di I cat. e massi e scogli provenienti dai lavori di salpamento avente scarpa foranea di 4/3 sormontato da un massiccio di sovraccarico della larghezza di 9.00 m realizzato a quota +0.20 m s.l.m. e altezza 3.60 m. Il nucleo sarà rivestito da uno strato di scogli del peso compreso tra 2÷5 t, dello spessore di 2.40 m. L'opera sarà definita con una mantellata in massi artificiali tipo accropodi posti in opera in singolo strato avente spessore 3.25 m e scarpa 4/3 con berma a quota 6.50 m s.l.m. e della larghezza di 5.00 m. Tale mantellata poggerà su una scogliera di presidio in scogli del peso da 7÷15 t avente larghezza variabile e quota da -6.00 a -8.00 m s.l.m. L'opera a gettata sarà completata con un muro paraonde che si eleva da quota +3.80 m s.l.m. a quota +7.50 m s.l.m. avente alla base una larghezza di 3.10 m e al coronamento una larghezza di 2.50 m circa. Tra il muro paraonde e i massi artificiali accropodi, la berma a quota +6.50 m s.l.m. sarà

completata con la collocazione in opera di scogli naturali di tipo lavico del peso compreso tra 7÷10 t.

Dalla progr. 50.15 m alla progr. 104.40 m l'opera sarà realizzata con una tipologia composta costituita da cassoni cellulari prefabbricati collocati in opera e protetti lato mare da un'opera a gettata. I cassoni cellulari prefabbricati sono costituiti da un fusto della larghezza di 10.00 m con mensole aggettanti di 1.00 m da ambo i lati.

Con i lavori del primo stralcio sono stati collocati in opera due cassoni cellulari della lunghezza di 27.00 m imbasati a quota -5.50 m s.l.m. e con coronamento a quota +0.80 m s.l.m., le cui celle lato mare sono state riempite con calcestruzzo ciclopico. Le celle lato porto dovevano essere del tipo antiriflettente e quindi erano finestrate con aperture delle dimensioni di 3.00 m di larghezza per 1.60 m di altezza, con estradosso dell'apertura a quota +0.40 m.

Le mareggiate degli ultimi anni, che hanno interessato i lavori del primo stralcio realizzati in assenza della mantellata in accropodi, hanno dislocato gli scogli, collocati in opera a ridosso dei cassoni, lato porto causando la demolizione del cordolo superiore alle finestrate delle celle antiriflettenti. Per tale motivo, non essendo di facile esecuzione il ripristino di tali cordoli, in quanto le demolizioni hanno anche interessato gli smussi delle pareti delle celle trasversali del cassone, è stato ritenuto opportuno chiudere completamente le pareti lato terra dei cassoni antiriflettenti con dei casseri provvisori e riempire le celle in calcestruzzo ciclopico in modo da rendere il cassone un monoblocco.

L'ulteriore prolungamento previsto nel progetto dalla progr. 104.40 m alla 122.80 m con un cassone antiriflettente, essendo di sviluppo non significativo per lo smorzamento dello stato di agitazione interno al porto, è stato anch'esso previsto a parete verticale, prevedendo le banchine interne al porto, lungo il perimetro costiero del bacino portuale, del tipo antiriflettente.

Le sollecitazioni idrodinamiche sono state inoltre calcolate sulla testata formata da due cassoni affiancati, privi di mensole aggettanti da un lato in modo da poterli affiancare in senso longitudinale al loro sviluppo.

Tale tratto si estende dalla progr. 122.80 m alla 140.80 m e sarà costituito per un primo tratto, dalla 122.80 m alla 135.80 m, da uno scanno di imbasamento a quota a -5.50 m s.l.m. per l'imbasamento dei cassoni, formato da due scogliere esterne, di cui una lato mare e una lato porto, in scogli di 3[^]cat., aventi un coronamento della larghezza di 4.00 m a quota -5.50 m s.l.m. da ambo i lati con scarpa 4/3 lato mare e 3/2 lato terra, mentre le scarpate lato mezzera testata, avranno una scarpa di 1/1.

Lo scanno di imbasamento dei due cassoni affiancati sarà costituito da scogli di 1^{cat.} e pietrame e massi e scogli provenienti dai salpamenti a quota -5.50 m s.l.m.

Il nucleo dell'opera a gettata sarà formato in scogli di 1^{cat.} e massi e scogli provenienti dai salpamenti e avranno una scarpa di 4/3, una berma a quota +0.20 m s.l.m. di larghezza pari a 7.90 m. Il nucleo sarà rivestito in tale tratto da un doppio strato di scogli da 2 ÷ 5 t avente scarpa 4/3 e spessore 2.40 m; su tale strato sarà disposta la mantellata costituita da massi artificiali tipo accropodi da 16 m³ avente lo spessore di 3.25 m e scarpa 4/3 con berma a quota 6.50 m s.l.m. e della larghezza di 5.00 m. Tale mantellata poggerà su una scogliera di presidio in scogli del peso da 7 ÷ 15 t avente coronamento della larghezza di 5.00 m a quota -8.00 m s.l.m. e scarpa 3/2.

La sovrastruttura dei cassoni sarà formata da una struttura in c.a avente spessore 1.10 m ammorsata sui muri perimetrali e delle celle del cassone. Su tale sovrastruttura è prevista la realizzazione del muro paraonde a gravità, che si eleva da quota +2.00 a quota +7.50 m s.l.m. con base della larghezza di 3.57 m e coronamento della larghezza di 2.50 m.

Il muro paraonde sarà ammorsato sul massiccio di sovraccarico tramite una trincea di ammorsamento della larghezza di 2.17 m e profondità di 0.50 m che si sviluppa per tutta l'estensione del muro paraonde nella sovrastruttura dei cassoni.

Il tratto terminale della diga foranea in prossimità del riccio di testata, dalla progr. 135.80 m alla 140.80 m, è analogo a quello sopra descritto per quanto riguarda i cassoni, la sovrastruttura e lo scanno di imbasamento degli stessi, mentre la mantellata è prevista in massi artificiali tipo accropodi del volume di 20 m³ che poggiano su un doppio strato di scogli del peso compreso tra 3 ÷ 6 t e dello spessore di 2.80 m.

3. LE BANCHINE DEL PORTO

Le nuove banchine interne avranno uno sviluppo complessivo di circa 134.20 m oltre a quelle della diga foranea che hanno uno sviluppo di circa 100.65 m.

In particolare la banchina di levante e quella centrale sono state progettate del tipo antiriflettente per uno sviluppo totale di circa 89.65 m, di cui, la banchina di levante avrà uno sviluppo di 44.85 m e la banchina centrale avrà uno sviluppo di 45.00 m.

La banchina di levante, realizzata alla radice del molo sottoflutto, sarà imbasata a quota -2.00 m s.l.m. con sovrastruttura a quota +1.30 m s.l.m.

La banchina sarà realizzata con la formazione di massi in calcestruzzo delle dimensioni di 3.00 x 3.00 di altezza pari a 2.60 m imbasati a quota -2.00 m s.l.m (**fig. 12**).

Tali massi saranno realizzati con casseri formati da lastre prefabbricate tralicciate nella parte interna, aventi dimensione 3.00 x 2.60 m collocati in opera in modo da formare i massi delle dimensioni di 3.00 x 3.00 m in pianta e altezza 2.60 m . Ogni masso sarà collocato in opera con interspazi di 2.60 m in modo da formare degli spazi che saranno successivamente riempiti con scogli di 1^e e 2^a cat. con scarpa pari a circa 1/1 tali da formare una scogliera antiriflettente (**fig. 13**). Ogni masso sarà ancorato ai fondali mediante quattro micropali di diametro $\Phi 250$ mm armati con tubolare metallico valvolato $\Phi 139.70$ mm, di spessore 12.50 mm e lunghezza pari a 6.00 m disposti con interasse pari a 2.00 m. La testa del micropalo sarà ammorsata alla sovrastruttura per una lunghezza pari a 0.40 m.

La sovrastruttura avrà un'altezza di 0.70 m e sarà gettata in opera previa collocazione in opera di travetti prefabbricati sovrastanti i tratti di 2.60 m, in corrispondenza delle scogliere antiriflettenti, occorrenti per effettuare i getti dell'intera sovrastruttura. La sovrastruttura sarà appositamente giuntata come risulta dalla **fig. 13** in modo da formare campi dello sviluppo di 11.20 m (1.50+2.60+3.00+2.60+1.50 m) che comprendono un masso, due a copertura delle celle antiriflettenti e si ammorsano mediante i micropali nei due massi limitrofi. Al fine di limitare la sottospinta dovuta al moto ondoso, sulla sovrastruttura sovrastante ogni cella antiriflettente saranno previsti quattro sfiati del diametro di 10 cm.

A tergo del muro di sponda della banchina sarà formato un piazzale che si estenderà fino al muro di contenimento della strada di accesso al porto. Tale piazzale sarà raggiungibile da terra tramite una scala pedonale, una rampa per i disabili e uno scivolo per eventuali mezzi di ausilio ai diportisti, inoltre il piazzale sarà definito con delle panchine in pietra e aree a verde per valorizzare il waterfront del nuovo porto di Scalo Galera.

La banchina sarà dedicata all'attracco di natanti di grosse dimensioni e sarà attrezzata con bitte da 30 t e da parabordi in gomma di tipo delta.

La banchina centrale (**fig. 14**), suddivisa in tre tratti di lunghezza 11.20 m, 20.15 m, e 13.65 m per un totale di 45.00 m sarà realizzata con la stessa tipologia della banchina di levante, cioè costituita da massi 3.00 x 3.00 m intervallati da tratti di scogliera della larghezza di 2.60 m e sovrastruttura in c.a. dello spessore di 0.70 m. Tale banchina sarà attrezzata con bitte da 20 t e da parabordi in gomma di tipo delta.

La banchina di ponente (**fig. 15**), della lunghezza totale di 44.85 m sarà realizzata con massi di dimensione in pianta 3.00 x 3.00 m realizzati in calcestruzzo fino alla quota +0.60. Tali massi saranno realizzati con casseri metallici per getti subacquei. I primi quattro massi in adiacenza alla banchina centrale, per uno sviluppo di 12.00 m, saranno imbasati a quota -2.00 m s.l.m., gli ulteriori 11 saranno imbasati a quota -3.00 m s.l.m. Tale banchina sarà completata con una sovrastruttura in calcestruzzo avente uno spessore di 0.70 m. La banchina sarà attrezzata con bitte da 20 t e parabordo in gomma di tipo delta.

La banchina in corrispondenza della diga foranea **fig. 16** avrà un piano di calpestio della sovrastruttura a quota +1.30 m s.l.m. e una larghezza di 1.50 m, formata in corrispondenza del muro di sponda lato terra dei cassoni. La banchina avrà una lunghezza totale di 72.65 m di cui il primo tratto in corrispondenza dei due cassoni dello sviluppo di 27.00 m realizzati con i lavori del primo stralcio, sarà attrezzata con bitte da 20 t e parabordo in gomma di tipo delta.

La banchina realizzata al di sopra del cassone dello sviluppo di 18.00 m, delle stesse caratteristiche della precedente, sarà attrezzata con bitte da 30 t e parabordi in gomma di tipo delta.

Il cassone di testata sarà attrezzato con una piattaforma metallica per l'attracco di mezzi passeggeri.

4. DETERMINAZIONE DELLE AZIONI IDRODINAMICHE SUI MURI PARAONDE E MASSICCI DI SOVRACCARICO

Tenendo conto delle le varie sezioni tipologiche della diga foranea, per il calcolo delle forzanti dovute al moto ondosso sui muri paraonde e sui massicci di sovraccarico sono state prese in esame tre sezioni rappresentative dell'intera diga, sulle quali si sono determinate le azioni da utilizzare ai fini delle verifiche di stabilità tenendo conto dell'onda di progetto.

Le sezioni prese in considerazione sono: sezione dalla progr. 0.00 m alla 50.15 m denominata nei calcoli “**sezione 1**” (**fig. 17**), sezione tipo dalla progr. 50.15 m alla progr. 122.80 m denominata nei calcoli “**sezione 2**” (**fig. 18**), sezione tipo dalla progr. 122.80 m alla 140.80m denominata nei calcoli “**sezione 3**” (**fig. 19**).

Per la sezione che va dalla progr. 0.00 m alla progr. 50.15 m, la determinazione delle azioni sul massiccio di sovraccarico e sul muro paraonde, è stata effettuata utilizzando il metodo di Martin e al., tenendo conto, dell'assenza di una normativa specifica di riferimento, e del cap. 12 delle NTC 2018 dove viene specificato che *“per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali;”*

Per le sezioni che vanno dalla progr. 50.15 m alla progr. 140.80 m si è fatto riferimento al metodo di Takahashi, Tanimoto, e Shimosako come suggerito dal CEM (Coastal Engineering Manual).

Per le tre sezioni sopra indicate sono state calcolate le azioni idrodinamiche per le condizioni batimetriche antistanti il piede dell'opera più sfavorevoli.

$$\alpha = 2C_r \left(\frac{R_u}{H} \cos \beta \right)^2$$

Essendo C_r un coefficiente dipendente dalla natura dell'impatto dell'onda sul muro paraonde. Gli autori consigliano di assumere $C_r = 1.00$ per strutture con fondazioni elastiche S_0 si calcola con la seguente relazione:

$$S_0 = H_C \left(1 - \frac{A_C}{R_u} \right)$$

ove con H_C s'intende la quota della cresta dell'onda rispetto al livello medio del mare.

Gli autori suggeriscono di adottare un valore di H_C compreso tra $0.78 \div 1.00 H$.

La pressione dinamica minima è data dalla relazione:

$$p'_d = \lambda p_d$$

con $\lambda = 0.8 \exp(-10.9 B/L)$, essendo L la lunghezza dell'onda di progetto al piede dell'opera a gettata.

La pressione idrostatica è data dalla seguente relazione:

$$p_s(z) = \mu \rho g (S_0 + A_C - z)$$

essendo μ un coefficiente adimensionale dipendente dal numero degli elementi lapidei che occupano la larghezza della berma:

$$\mu = a \exp[(c(H/L - b)^2)]$$

i valori di a , b , c sono riportati in **tab. 4**.

B_u / D_{n50}	a	b	c
1	0.446	0.068	259.0
2	0.362	0.069	357.1
3	0.296	0.073	383.1

Tabella 4 - Coefficienti a , b , c per la determinazione del parametro μ

Per la determinazione della sottospinta agente sotto il massiccio si fa riferimento alla sola componente idrostatica. Si ritiene infatti che la componente dinamica non influisca sulla sottospinta. Alla base del massiccio, la pressione varia linearmente da monte a valle ove ha un valore dipendente dalla permeabilità della scogliera a contatto.

Per il tratto in esame, dalla progr. 0.00 m alla progr. 50.15 m, i parametri di input utilizzati sono quelli riportati in **tab. 5** considerando l'onda di progetto $H= 8.15$ m di periodo $T=11.65$ s.

$H_s =$	8.15	m
$T_p =$	14.00	s
$T_m =$	11.65	s
$L_p =$	306.02	m
$F =$	9.00	m
$B =$	9.70	m
$\rho_w =$	1025.00	kg/m ³
$g =$	9.81	m/s ²
$\tan \beta =$	0.75	
$\beta =$	0.64	36.87
$Q_{base} =$	0.20	m
$Q_{wall} = R_c$	7.50	m
$Q_{b,wall} =$	3.80	m
$A_u =$	0.93	
$B_u =$	-0.75	
$\alpha =$	1.04	
λ	0.58	
$B_u/D_n50 =$	3.85	
$a =$	0.30	
$b =$	0.07	
$c =$	383.10	
$c_0 =$	0.82	
$\mu =$	0.67	
$l_r =$	4.60	
$H =$	8.15	m
$A_c =$	6.50	m

Tabella 5 - Valori di input del metodo di Martin e al. per la sezione n. 1 $H=8.15$ m

Utilizzando tali parametri input, applicando il metodo di Martin e al. sono stati determinati i valori delle pressioni e delle forzanti riportati in **tab. 6**.

SEZIONE n. 1		
<i>Progr. 0.00 m a 50.15 m</i>		
OUTPUT		
Ru = 7.34 m		
S ₀ = 0.93 m		
Pressioni		
pd =	9.71	kN/m ²
p'd =	5.64	kN/m ²
p _{s,max} =	49.04	kN/m ²
p _{s,min} =	0.00	kN/m ²
p _{s,wall} =	24.62	kN/m ²
pu =	49.04	kN/m ²
Forze		
F _{p,tot} =	179.01	kN/m
F _{d,tot} =	45.24	kN/m
F _{TOT} =	224.25	kN/m
F _{wall} =	69.27	kN/m
F _u =	220.68	kN/m

Tabella 6 - Valori di output del metodo di Martin e al. per la sezione n. 1 H=8.15 m

Si riportano in **fig. 20** i diagrammi delle pressioni e le forze agenti sulla sezione n. 1 (progr. 0.00 m a 50.15 m) per l'onda avente caratteristiche H=8.15 m e T=11.65 s.

Le stesse azioni sono state determinate nelle condizioni più gravose ovvero con altezza d'onda H=9.01 m e periodo T=12.43 s. In **tab. 7** vengono riportati i dati di input mentre i valori di pressioni e forze dovute a tali caratteristiche ondose vengono riportati in **tab. 8**.

SEZIONE n. 1		
<i>Progr. 0.00 m a 50.15 m</i>		
INPUT		
Hs =	9.01	m
Tp =	14.29	s
Tm =	12.43	s
Lp =	318.71	m
F =	9.00	m
B =	9.70	m
$\rho_w =$	1025.00	kg/m ³
g =	9.81	m/s ²
tan $\beta =$	0.75	
$\beta =$	0.64	36.87
Q _{base} =	0.20	m
Q _{wall} = R _c	7.50	m
Q _{b,wall} =	3.80	m
Au =	0.93	
Bu =	-0.75	
$\alpha =$	1.03	
λ	0.57	
Bu/Dn50 =	3.85	
a =	0.30	
b =	0.07	
c =	383.10	
c0 =	0.77	
$\mu =$	0.64	
lr =	4.46	
H =	9.01	m
Ac =	6.50	m

Tabella 7 - Dati di input del metodo di Martin e al. sezione n. 1 H=9.01 m

SEZIONE n. 1		
<i>Progr. 0.00 m a 50.15 m</i>		
OUTPUT		
Ru = 8.08 m		
S ₀ = 1.77 m		
Pressioni		
pd =	18.29	kN/m ²
p'd =	10.39	kN/m ²
p _{s,max} =	51.66	kN/m ²
p _{s,min} =	4.90	kN/m ²
p _{s,wall} =	27.91	kN/m ²
pu =	51.66	kN/m ²
Forze		
F _{p,tot} =	206.47	kN/m
F _{d,tot} =	83.78	kN/m
F _{TOT} =	290.25	kN/m
F _{wall} =	108.32	kN/m
F _u =	234.00	kN/m

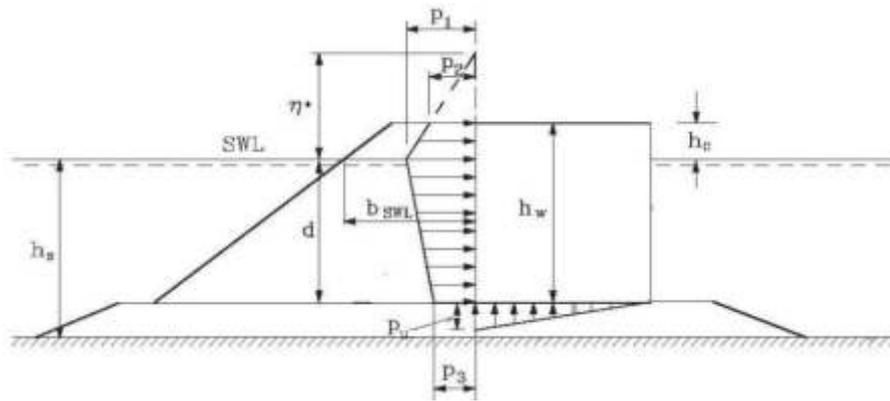
Tabella 8 - Valori di output del metodo di Martin e al. per la sezione n. 1 H=9.01 m

Si riportano in **fig. 21** i diagrammi delle pressioni e le forze agenti sulla sezione n. 1 (progr. 0.00 m a 50.15 m) per l'onda avente caratteristiche H=9.01 m e T=12.43 s.

4.2 AZIONI SUL TRATTO DELLA DIGA FORNEA TIPO COMPOSITO DALLA PROGR 50.15 m ALLA PROGR. 122.80 m SEZIONE N. 2

La tipologia delle sezioni considerate in tale tratto (cassone mantellato) si può considerare come opera di tipo composita. Le azioni idrodinamiche dovute al moto ondoso su tale struttura possono essere valutate utilizzando il metodo di Takahashi, Tanimoto, e Shimosako secondo quanto riportato dal CEM.

Tale metodo risulta essere un caso particolare del metodo di Goda e Tanimoto e prevede la costruzione di un diagramma delle pressioni agenti sull'opera foranea come quello riportato di seguito.



L'altezza fittizia η^* e le pressioni p_1 , p_2 , p_3 , p_u vengono calcolate come mostrato di seguito:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)\lambda_1 H_{design}$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_* \cos^2 \beta)\rho_w g H_{design}$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{per } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{per } \eta^* \leq h_c \end{cases}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta)\lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{design}$$

In cui:

- β è l'angolo di incidenza delle onde
- H_{design} è l'altezza d'onda di progetto
- $\alpha_* = \alpha_2$
- $\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)} \right]^2$

- $\alpha_2 = \text{minimo tra } \frac{h_b-d}{3h_b} \left(\frac{H_{design}}{d}\right)^2 \text{ e } \frac{2d}{H_{design}}$
- $\alpha_3 = 1 - \frac{h_w-h_c}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)}\right]$
- L è la lunghezza d'onda alla profondità hb corrispondente al periodo significativo
 $T_s = 1.1 T_m$ dove T_m è il periodo medio
- hb è la profondità del fondale al piede della diga
- λ_1, λ_2 e λ_3 sono fattori di modificazione dipendenti dal tipo di struttura.

Nel caso di opere miste protette da scogliera (come nel caso della sezione in esame) i fattori di modificazione assumono i seguenti valori:

$$\lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \text{per } H_{design}/h_s < 0.3 \\ 1.2 - 0.67(H_{design}/h_s) & \text{per } 0.3 \leq H_{design}/h_s \leq 0.6 \\ 0.8 & \text{per } H_{design}/h_s > 0.6 \end{cases}$$

$$\lambda_2 = 0$$

Una volta definite le grandezze sopra riportate è possibile determinare la forza orizzontale F_H e la sottospinta F_U nel seguente modo:

$$F_H = U_{FH} \left[\frac{1}{2} (p_1 + p_2) h_c + \frac{1}{2} (p_1 + p_3) h' \right]$$

$$F_U = U_{FU} \frac{1}{2} p_u B$$

I coefficienti U_{FH} e U_{FU} assumono il valore di 0.90 e 0.77 rispettivamente.

Per le verifiche di stabilità del muro paraonde il metodo prevede inoltre l'utilizzo dei coefficienti riduttivi U_{MH} ed U_{MU} da applicare rispettivamente al momento generato dal risultante del diagramma delle pressioni orizzontali e al momento generato dal risultante delle sottopressioni.

I coefficienti U_{MH} e U_{MU} assumono il valore di 0.81 e 0.72 rispettivamente.

Per il tratto in esame, dalla progr. 50.15 m alla 122.80 m, i parametri di input utilizzati sono quelli riportati in **tab. 9** considerando l'onda di progetto $H= 8.15$ m m avente periodo $T=11.65$ s.

SEZIONE n. 2	
<i>Progr. 50.15 m alla 122.80 m</i>	
INPUT	
H _s =	8.15 m
L =	175.40 m
h _s =	14.00 m
d =	5.50 m
hw =	13.00 m
hc =	7.50 m
h' =	5.50 m
B =	12.00 m
H _s /h _s =	0.58
ρ _w =	1025 kg/m ³
g =	9.81 m/s ²

Tabella 9 - Valori di input del metodo di Takahashi, Tanimoto e Shimosako per la sezione n. 2 H=8.15 m

Applicando il metodo si ottengono i parametri λ_i , α_i e η^* (**tab. 10**) attraverso i quali ricavare le pressioni e le forzanti dovute all'onda di progetto (**tab. 11**).

$\lambda_1 = \lambda_3 =$	0.8
$\lambda_2 =$	0
$\alpha_1 =$	0.96
$\alpha_2 =$	0.46
$\alpha^* = \alpha_2 =$	0.46
$\alpha_3 =$	0.96
$\eta^* =$	9.72 m

Tabella 10 - Parametri utili alla determinazione delle pressioni e forzanti dovute all'onda di progetto H=8.15 m (Sezione n.2)

SEZIONE n. 2	
<i>Progr. 50.15 m alla 122.80 m</i>	
OUTPUT	
p ₁ =	62.67 kN/m ²
p ₂ =	14.33 kN/m ²
p ₃ =	59.86 kN/m ²
p _{wall} =	51.08 kN/m ²
p _u =	59.86 kN/m ²
F _H =	563.13 kN/m
F _{wall} =	167.71 kN/m
F _U =	276.57 kN/m

Tabella 11 - Valori assunti dalle pressioni e dalle forzanti dovute all'onda di progetto H=8.15 m (Sezione n. 2)

Si riportano in **fig. 22** i diagrammi delle pressioni e le forze dovute al moto ondoso sulla sezione n. 2 per l'onda avente caratteristiche $H=8.15$ m e $T=11.65$ s.

Le stesse azioni sono state determinate nelle condizioni più gravose ovvero con altezza d'onda $H=9.01$ m e periodo $T=12.43$ s. In **tab. 12** vengono riportati i dati di input utilizzati per l'applicazione del metodo di Takahashi, Tanimoto e Shimosako.

SEZIONE n. 2	
<i>Progr. 50.15 m alla 122.80 m</i>	
INPUT	
$H_s =$	9.01 m
$L =$	293.00 m
$h_s =$	14.00 m
$d =$	5.50 m
$hw =$	14.00 m
$hc =$	7.50 m
$h' =$	5.50 m
$B =$	12.00 m
$H_s/h_s =$	0.64
$\rho_w =$	1025 kg/m ³
$g =$	9.81 m/s ²

Tabella 12 – Dati input per l'applicazione del metodo di Takahashi, Tanimoto, e Shimosako con $H=9.01$ m (Sezione n.2)

Applicando il metodo si ottengono i parametri λ_i , α_i e η^* (**tab. 13**) attraverso i quali ricavare le pressioni e le forzanti dovute all'onda di progetto (**tab. 14**).

$\lambda_1 = \lambda_3 =$	0.8
$\lambda_2 =$	0
$\alpha_1 =$	1.04
$\alpha_2 =$	0.57
$\alpha^* = \alpha_2 =$	0.57
$\alpha_3 =$	0.98
$\eta^* =$	10.75 m

Tabella 13 - Parametri utili alla determinazione delle pressioni e forzanti dovute all'onda di progetto $H=9.01$ m (Sezione n.2)

SEZIONE n. 2	
<i>Progr. 50.15 m alla 122.80 m</i>	
OUTPUT	
$p_1 =$	75.23 kN/m ²
$p_2 =$	22.75 kN/m ²
$p_3 =$	73.96 kN/m ²
$p_{wall} =$	62.63 kN/m ²
$p_u =$	73.96 kN/m ²
$F_H =$	699.93 kN/m
$F_{wall} =$	219.00 kN/m
$F_U =$	341.66 kN/m

Tabella 14 - Valori assunti dalle pressioni e dalle forzanti dovute all'onda di progetto H=9.01 m (Sezione n.2)

Si riportano in **fig. 23** i diagrammi delle pressioni e le forze agenti sulla sezione n. 2 (progr. 50.15 m alla 122.80 m) per l'onda avente caratteristiche H=9.01 m e T=12.43 s.

4.3 AZIONI SUL TRATTO DELLA DIGA FORANEA TIPO COMPOSITO DALLA PROGR 122.80 m ALLA 140.80 m SEZIONE N. 3

Per le sezioni che vanno dalla progr. 122.80 m alla 140.80 m l'applicazione del metodo di Takahashi, Tanimoto, e Shimosako si differenzia per la presenza di una doppia fila di cassoni e quindi per la sottospinta, in quanto gli stessi hanno una geometria differente.

Per il tratto in esame, dalla progr. 122.80 m alla 140.80 m, i parametri di input utilizzati sono quelli riportati in **tab. 14** considerando l'onda di progetto $H= 9.01$ m avente tempo di ritorno pari a 50 anni.

SEZIONE n. 3	
<i>Progr. 122.80 m alla 140.80 m</i>	
INPUT	
$H_s =$	8.15 m
$L =$	175.40 m
$h_s =$	14.00 m
$d =$	5.50 m
$hw =$	13.00 m
$hc =$	7.50 m
$h' =$	5.50 m
$B =$	12.00 m
$H_s/h_s =$	0.58
$\rho w =$	1025 kg/m ³
$g =$	9.81 m/s ²

Tabella 15 - Valori di input del metodo di Takahashi, Tanimoto e Shimosako per la sezione n. 3 $H=8.15$ m

Applicando il metodo si ottengono i parametri λ_i , α_i e η^* (**tab. 16**) attraverso i quali ricavare le pressioni e le forzanti dovute all'onda di progetto (**tab. 17**).

$\lambda_1 = \lambda_3 =$	0.8
$\lambda_2 =$	0
$\alpha_1 =$	0.96
$\alpha_2 =$	0.46
$\alpha^* = \alpha_2 =$	0.46
$\alpha_3 =$	0.96
$\eta^* =$	9.72 m

Tabella 16 - Parametri utili alla determinazione delle pressioni e forzanti dovute all'onda di progetto $H = 8.15$ m (Sezione n. 3)

SEZIONE n. 3	
<i>Progr. 122.80 m alla 140.80 m</i>	
OUTPUT	
$p_1 =$	62.67 kN/m ²
$p_2 =$	14.33 kN/m ²
$p_3 =$	59.86 kN/m ²
$p_{wall} =$	51.08 kN/m ²
$p_u =$	59.86 kN/m ²
$F_H =$	563.13 kN/m
$F_{wall} =$	167.71 kN/m
$F_U =$	276.57 kN/m

Tabella 17 - Valori assunti dalle pressioni e dalle forzanti dovute all'onda di progetto H=8.15 m (Sezione n. 3)

Si riportano in **fig. 24** i diagrammi delle pressioni e le forze agenti sulla sezione n. 3 (progr. 122.80 m alla m 140.80 m) per l'onda avente caratteristiche H=8.15 m e T=11.65 s..

Le stesse azioni sono state determinate nelle condizioni più gravose ovvero con altezza d'onda H=9.01 m e periodo T=12.43 s. In **tab. 18** vengono riportati i dati di input utilizzati per l'applicazione del metodo di Takahashi, Tanimoto e Shimosako.

SEZIONE n. 3	
<i>Progr. 122.80 m alla 140.80 m</i>	
INPUT	
$H_s =$	9.01 m
$L =$	293.00 m
$h_s =$	13.00 m
$d =$	5.50 m
$hw =$	14.00 m
$hc =$	7.50 m
$h' =$	5.50 m
$B =$	11.00 m
$H_s/h_s =$	0.64
$\rho_w =$	1025 kg/m ³
$g =$	9.81 m/s ²

Tabella 18 - Dati input per l'applicazione del metodo di Takahashi, Tanimoto, e Shimosako H=9.01 m (Sezione n. 3)

Applicando il metodo si ottengono i parametri λ_i , α_i e η^* (**tab. 19**) attraverso i quali ricavare le pressioni e le forzanti dovute all'onda di progetto (**tab. 20**).

$\lambda_1 = \lambda_3 =$	0.8
$\lambda_2 =$	0
$\alpha_1 =$	1.04
$\alpha_2 =$	0.57
$\alpha^* = \alpha_2 =$	0.57
$\alpha_3 =$	0.98
$\eta^* =$	10.75 m

Tabella 19 - Parametri utili alla determinazione delle pressioni e forzanti dovute all'onda di progetto H = 9.01 m (Sezione n. 3)

SEZIONE n. 3	
<i>Progr. 122.80 m alla 140.80 m</i>	
OUTPUT	
$p_1 =$	75.23 kN/m ²
$p_2 =$	22.75 kN/m ²
$p_3 =$	73.96 kN/m ²
$p_u =$	73.96 kN/m ²
$F_H =$	699.93 kN/m
$F_{wall} =$	219.00 kN/m
$F_U =$	313.22 kN/m

Tabella 20 - Valori assunti dalle pressioni e dalle forzanti dovute all'onda di progetto H=9.01 m (Sezione n. 3)

Si riportano in **fig. 25** i diagrammi delle pressioni e le forze agenti sulla sezione n. 3 (progr. 122.80 m alla m 140.80 m) per l'onda avente caratteristiche H=9.01 m e T=12.43 s..

5. DETERMINAZIONE DELLE AZIONI IDRODINAMICHE SULLE NUOVE BANCHINE

Per il dimensionamento delle nuove banchine antiriflettenti, denominate di levante e centrale, sono state determinate le azioni idrodinamiche dovute allo stato di agitazione interno allo specchio acqueo protetto dal porto.

Per la valutazione delle caratteristiche ondose in prossimità delle banchine sopra citate, come riportato in premessa, l'onda più gravosa è quella avente direzione sottocosta 37°N , con altezza d'onda significativa $H= 4.90$ m per un tempo di ritorno di 50 anni, proveniente dalla direzione a largo pari a 45°N , che assume in corrispondenza delle banchine di che trattasi le seguenti caratteristiche:

$$\mathbf{H= 1.20\ m ; T=9.08\ s}$$

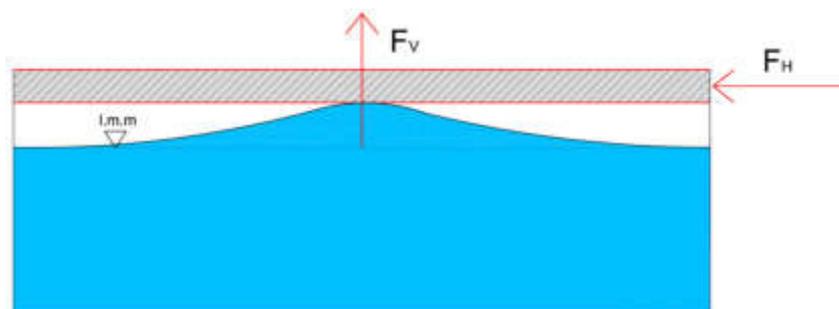
Inoltre dato che le nuove banchine saranno in parte costituite da strutture antiriflettenti e in parte da massi di calcestruzzo (come descritto al par. 3), le azioni orizzontali e verticali suddette sono state calcolate seguendo due metodi differenti.

Nel primo caso è stato utilizzato il metodo di Shih e Anastasiou (1992) riportato nel Coastal Engineering 2002 e la formula di Lundgren (1969) mentre nel secondo caso è stata utilizzata la trattazione di Goda (1985).

5.1 BANCHINA DI LEVANTE

Note le caratteristiche dell'onda di progetto, per la determinazione delle forzanti dovute al moto ondoso sul paramento della sovrastruttura della banchina antiriflettente avente altezza 0.60 m e sull'intradosso della sovrastruttura della banchina in corrispondenza delle scogliere antiriflettenti, sono state utilizzate, come detto, rispettivamente la formula empirica proposta da Shih e Anastasiou (1992) riportata nel Coastal Engineering 2002 e la formula di Lundgren (1969).

La formula di Shih e Anastasiou, di tipo empirico, si basa su studi condotti con modelli fisici di strutture formate da impalcati sopraelevati e consente di determinare la pressione impulsiva e quindi la forza agente sull'intradosso della sovrastruttura della banchina.



La formula sperimentale ricavata da Shih e Anastasiou per onde irregolari è la seguente:

$$P_V = k \rho_w g H'_s \quad [\text{N/m}^2]$$

In cui:

- H'_s (m) è l'altezza d'onda significativa in prossimità della struttura
- k è un coefficiente che varia da 4 a 8
- ρ_w (kg/m^3) è la densità dell'acqua di mare
- g (m/s^2) è l'accelerazione di gravità

Nel caso in esame noti:

- $H'_s = 1.20$ m
- $\rho_w = 1025$ kg/m^3
- $g = 9.81$ m/s^2

e avendo assunto per k un valore pari a 4, è stato determinato il valore della pressione P_V pari a 48.50 kN/m^2 . Per ottenere la forza verticale di origine impulsiva F_V dovuta all'onda di progetto è stata moltiplicata la pressione P_V per la superficie dell'intradosso della sovrastruttura pari a 7.54 m^2 (2.90 m x 2.60 m) tenendo conto di un coefficiente posto pari a 0.50 per tenere conto della presenza degli sfiati e del fatto che l'azione dinamica dell'onda difficilmente può agire sull'intera superficie della sovrastruttura.

Il valore della forza F_V così calcolato è risultato pari a 181.96 kN.

Per il calcolo della spinta orizzontale, dovuta all'onda di progetto e agente sul paramento della sovrastruttura, è stata invece utilizzata la formula di Lundgren (1969) la quale consente di determinare la pressione massima orizzontale agente sul paramento della sovrastruttura della banchina nel seguente modo:

$$P_{H,max} = \alpha \rho_w c^2$$

In cui:

- α è un coefficiente empirico il cui valore dipende dal frangimento o meno dell'onda
- ρ_w (kg/m^3) è la densità dell'acqua di mare
- c (m/s) è la celerità dell'onda di progetto

Se la condizione di frangimento si verifica dopo l’impatto con la struttura gli autori suggeriscono di adottare un valore massimo di α pari 1.3, altrimenti il valore da adottare sarà pari a 4.1.

Nel caso in esame per verificare la condizione di frangimento è stato calcolato il rapporto $H's/h$ dove $H's$ è l’altezza d’onda di progetto in prossimità della struttura ed h è la profondità del fondale nello stesso punto.

Dato che la condizione suddetta si presenta se tale rapporto risulta maggiore di 0.78 (criterio di Munk), nel nostro caso il frangimento non si verifica poiché $H's/h = 0.60$ per cui è stato adottato un valore di α pari a 1.3.

Per il calcolo della celerità c si è fatto riferimento alla condizione di acque basse presente se:

$$h < L_0/2$$

Essendo:

- h la profondità del fondale in prossimità della struttura in esame
- L_0 la lunghezza d’onda a largo

Dato che nel nostro caso la profondità del fondale in prossimità della banchina è pari a $h = 2.00$ m ed essendo $L_0 = 240.10$ m siamo certi che si verifichi tale condizione per cui la celerità c è stata calcolata mediante la formula:

$$c = \sqrt{gh} = 4.43 \text{ m/s}$$

Note tali grandezze è stato determinato un valore della pressione $P_{H,max}$ pari a 26.27 kN/m² che moltiplicato per la superficie del paramento della sovrastruttura della banchina in progetto, pari a 1.56 m² ha restituito un valore della forza F_H agente sullo stesso pari a 40.78 kN.

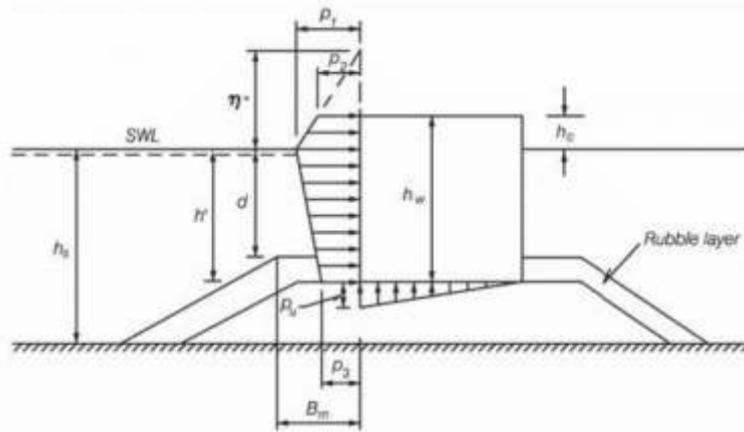
Si riporta in **tab. 21** la sintesi dei risultati ottenuti mediante i due metodi.

Metodo di Shih e Anastasiou		Metodo di Lundgren	
P_V (kN/m ²)	F_V (kN)	$P_{H,MAX}$ (kN/m ²)	F_H (kN)
48.27	181.96	26.27	40.78

Tabella 21 - Valori di pressioni e spinte verticali e orizzontali agenti sulla sovrastruttura della nuova banchina a ponente del molo sottoflutto

Per quanto attiene il tratto in corrispondenza dei massi di sostegno dell’impalcato, come riportato nella descrizione fatta in premessa, la banchina è formata da massi imbasati a quota - 2.00 m s.l.m. di dimensione 3.00 x 3.00 m e sovrastruttura con ciglio banchina a quota +1.30 m s.l.m.

Conseguentemente sono state calcolate le pressioni e quindi le spinte su tale muro di sponda. Seguendo la trattazione di Goda (1985) si assimila la banchina ad un’opera a parete a verticale priva di scogliera di imbasamento per cui è stato imposto nello schema di Goda: $d=h'=hs$



Sono state inoltre utilizzate le stesse equazioni sopra citate ovvero:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)\lambda_1 H_{design}$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_* \cos^2 \beta) \rho_w g H_{design}$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{per } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{per } \eta^* \leq h_c \end{cases}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta)\lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{design}$$

In cui si è assunto tuttavia $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ secondo quanto previsto per opere di questo tipo. Si riportano in **tab. 22** e in **tab. 23** i dati input e i parametri utili alla determinazione delle forze orizzontali e verticali dovute all'onda di progetto e in **tab. 24** i valori delle stesse forze e delle pressioni.

BANCHINA DI LEVANTE	
DATI INPUT	
Hs =	1.20 m
L =	40.22 m
hs =	2.00 m
d =	2.00 m
hw =	3.30 m
hc =	1.30 m
h' =	2.00 m
B =	3.10 m
Hs/hs =	0.60
$\rho_w =$	1025 kg/m ³
g =	9.81 m/s ²

Tabella 22 – Dati input per l'applicazione del metodo di Goda (1985) per la banchina di levante

$\lambda_1 = \lambda_3 =$	1
$\lambda_2 =$	1
$\alpha_1 =$	1.04
$\alpha_2 =$	0.00
$\alpha^* = \alpha_2 =$	0.00
$\alpha_3 =$	0.95
$\eta^* =$	1.80 m

Tabella 23 - Parametri utili alla determinazione delle pressioni e forzanti dovute all'onda di progetto per la banchina di levante

BANCHINA DI LEVANTE	
OUTPUT	
$p_1 =$	12.61 kN/m ²
$p_2 =$	3.50 kN/m ²
$p_3 =$	12.02 kN/m ²
$p_u =$	12.02 kN/m ²
$F_H =$	94.75 kN
$F_U =$	41.63 kN

Tabella 24 - Valori assunti dalle pressioni e dalla forzanti dovute all'onda di progetto sulla banchina di levante

Si riportano in **fig. 26** e in **fig. 27** i diagrammi delle pressioni e le forze agenti sulla banchina di levante rispettivamente nel tratto nel tratto antiriflettente costituito dalla sovrastruttura in c.a. e in quello costituito dalla banchina imbasata a quota -2.00 m s.l.m. mediante massi in cls.

5.2 BANCHINA CENTRALE

Analogamente a quanto descritto per la banchina centrale, sono state determinate le pressioni e quindi le spinte sul muro di sponda e sull'impalcato.

Essendo l'onda di progetto dello stesso ordine di grandezza di quella della banchina di levante, la valutazione delle azioni risulta, come già detto, analoga a quella sopra effettuata per la banchina di levante che di seguito si riporta (**tab. 23**).

BANCHINA CENTRALE	
OUTPUT	
$p_1 =$	1.26 kN/m ²
$p_2 =$	3.50 kN/m ²
$p_3 =$	12.02 kN/m ²
$p_u =$	12.02 kN/m ²
$F_H =$	94.75 kN
$F_U =$	41.63 kN

Tabella 25 - Valori di pressioni e forze agenti in corrispondenza dei massi di sostegno dell'impalcato della banchina centrale

Per il tratto di sovrastruttura sovrastante la scogliera antiriflettente, la valutazione delle azioni risulta, come già detto, analoga a quella effettuata per la banchina di levante comportando dunque i seguenti valori di pressioni e forze (**tab. 24**).

Metodo di Shih e Anastasiou		Metodo di Lundgren	
P_V (kN/m ²)	F_V (kN)	$P_{H,MAX}$ (kN/m ²)	F_H (kN)
48.27	181.96	26.27	40.78

Tabella 24 - Valori di pressioni e spinte verticali e orizzontali agenti sulla sovrastruttura della banchina centrale

I diagrammi delle pressioni e delle forze agenti sulla banchina centrale sono gli stessi di quelli riportati per la banchina di levante e vengono riportati per maggiore chiarezza nelle **figg. 28-29**.

5.3 BANCHINA DI PONENTE

La valutazione delle azioni è stata effettuata come già detto, in maniera analoga a quanto visto per la banchina di levante, differenziandosi tuttavia per la profondità del fondale (pari a 3.00 m).

Utilizzando quindi i parametri di input riportati in **tab. 24**, sono stati ricavati i parametri λ_i, α_i e η^* (**tab. 25**) attraverso i quali ricavare le pressioni e le forzanti dovute all'onda di progetto (**tab. 26**).

DATI INPUT	
Hs =	1.20 m
L =	49.26 m
hs =	3.00 m
d =	3.00 m
hw =	3.60 m
hc =	1.30 m
h' =	3.00 m
B =	3.00 m
Hs/hs =	0.60
$\rho_w =$	1025 kg/m ³
g =	9.81 m/s ²

Tabella 26 – Dati input per l'applicazione del metodo di Goda (1985)

$\lambda_1 = \lambda_3 =$	1
$\lambda_2 =$	1
$\alpha_1 =$	1.04
$\alpha_2 =$	0.00
$\alpha^* = \alpha_2 =$	0.00
$\alpha_3 =$	0.95
$\eta^* =$	1.80 m

Tabella 27 - Parametri utili alla determinazione delle pressioni e forzanti dovute all'onda di progetto

OUTPUT	
$p_1 =$	12.22 kN/m ²
$p_2 =$	3.39 kN/m ²
$p_3 =$	11.57 kN/m ²
$p_u =$	11.57 kN/m ²
$F_H =$	123.78 kN
$F_U =$	40.11 kN

Tabella 28 - Valori assunti dalle pressioni e dalla forzanti dovute all'onda di progetto

Si riportano in **fig. 30** i diagrammi delle pressioni e le forze agenti sulla banchina di ponente.

6 .CONCLUSIONI SUI RISULTATI DELLE AZIONI IDRODINAMICHE SULLE VARIE STRUTTURE

I calcoli relativi alle azioni idrodinamiche sulle varie strutture foranee e interne hanno consentito di determinare le forzanti dovute al moto ondoso.

Per determinare le forzanti sulla diga foranea, la stessa è stata suddivisa in tre tratti di seguito elencati:

- sezione dalla progr. 0.00 m alla 50.15 m denominata nei calcoli “sezione 1”;
- sezione tipo dalla progr. 50.15 alla progr. 122.80 m denominata nei calcoli “sezione 2”;
- sezione tipo dalla progr. 122.80 m alla 140.80 m denominata nei calcoli “sezione 3”.

Le azioni idrodinamiche sono state calcolate tenendo conto delle seguenti caratteristiche ondose:

- $H=8.15$ m e $T=11.65$ s caratteristiche ondose considerate dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell’Università di Catania per le prove su modello fisico;
- $H=9.01$ m e $T=12.43$ s caratteristiche ondose estratte per $Tr= 50$ anni dallo studio idraulico marittimo.

Le verifiche sulle strutture foranee sono state condotte tenendo conto di entrambe le caratteristiche ondose.

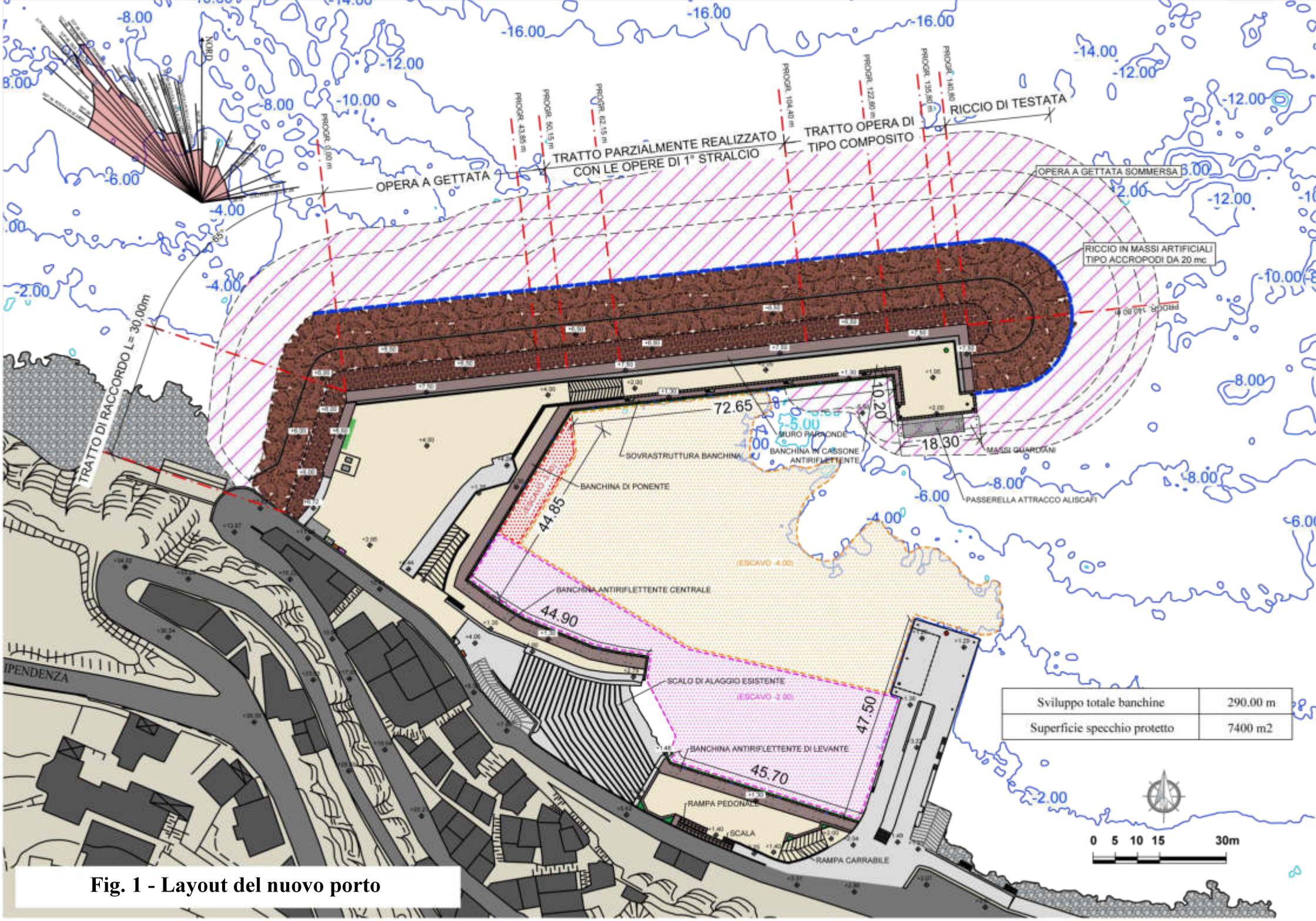
Per il calcolo delle azioni idrodinamiche sulle banchine all’interno dello specchio acqueo protetto è stata assunta come onda di progetto quella avente le seguenti caratteristiche:

$$H=1.20 \text{ m } T=9.08 \text{ s}$$

Sulla scorta di tali azioni idrodinamiche le verifiche strutturali effettuate sono riportate nei seguenti allegati del progetto esecutivo:

- All. 39.1 - Verifica stabilità cassone cellulare e banchine
- All. 39.2 - Verifica stabilità massiccio sovraccarico-muro paraonde dalla progr. 0.00 alla progr. 140.80 m
- All. 40.3.1 - Dimensionamento e verifica sovrastruttura cassoni cellulari
- All. 40.3.2 - Dimensionamento e verifica sovrastruttura cassone cellulare antiriflettente
- All. 40.6 – Calcoli strutturali banchina di levante
- All. 40.7 - Calcoli strutturali banchina centrale

Le strutture in progetto risultano idonee per le azioni idrodinamiche calcolate.



Sviluppo totale banchine	290.00 m
Superficie specchio protetto	7400 m2

Fig. 1 - Layout del nuovo porto

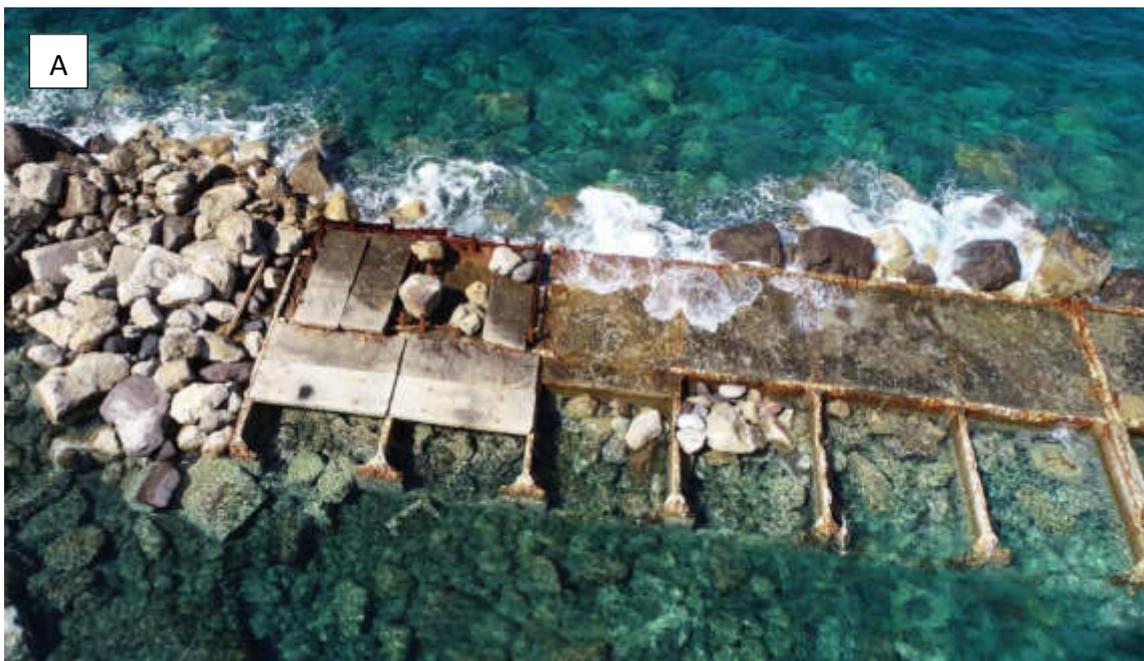


Figura 2A – Stato di fatto: cassone 1 vista dall'alto (vedi All. 15.2)



Figura 2B - Stato di fatto: cassone 2 vista dall'alto (vedi All. 15.2)



Figura 2C - Stato di fatto: cassone 1 (vedi All. 15.2)



Figura 1D - Stato di fatto: cassone 2 (vedi All. 15.2)

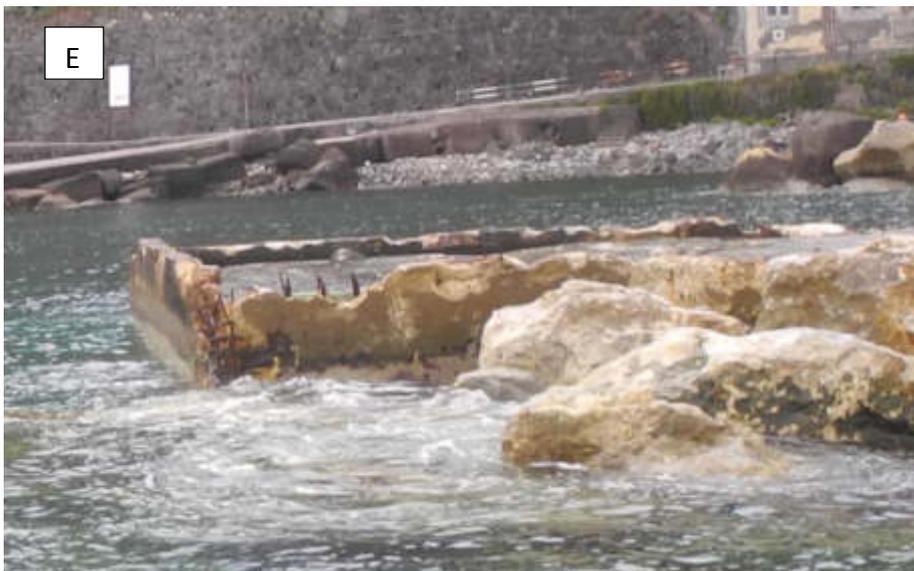


Figura 2E - Stato di fatto: cassone di testata (vedi All. 15. 2)

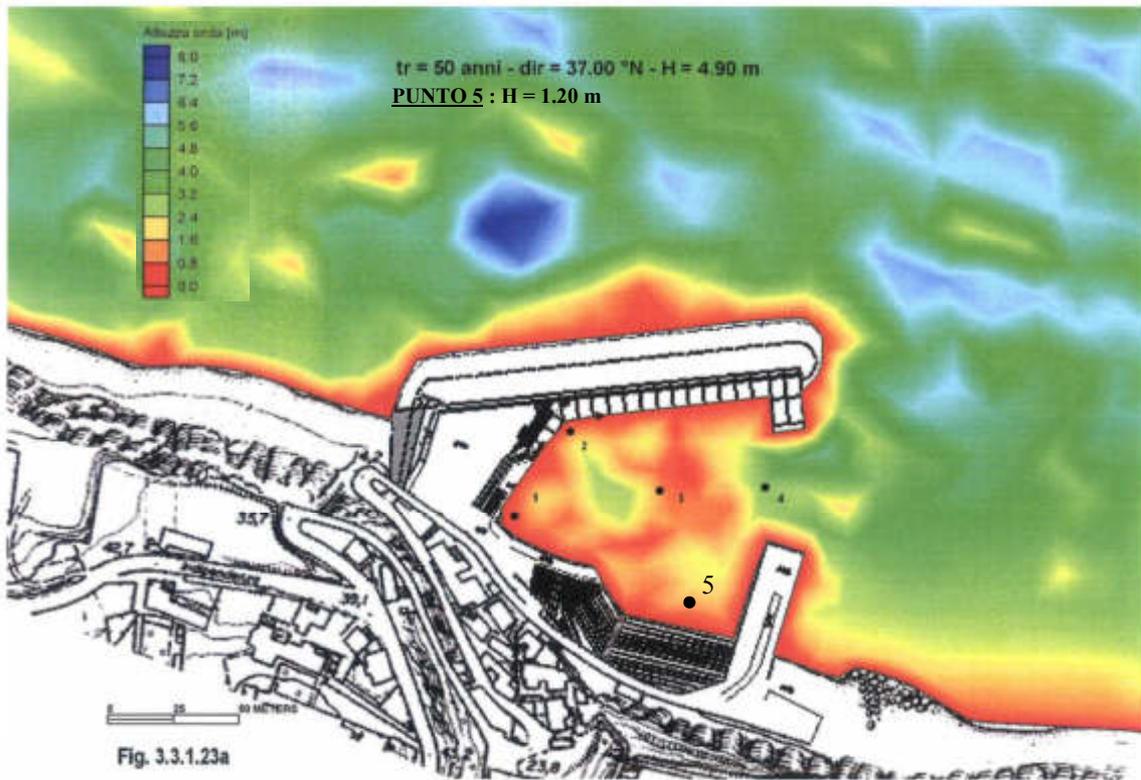


Fig. 3 - Simulazione dello stato di agitazione interno mediante software STWAVE per la condizione più sfavorevole nei riguardi della banchina a ponente del molo sottosflutto

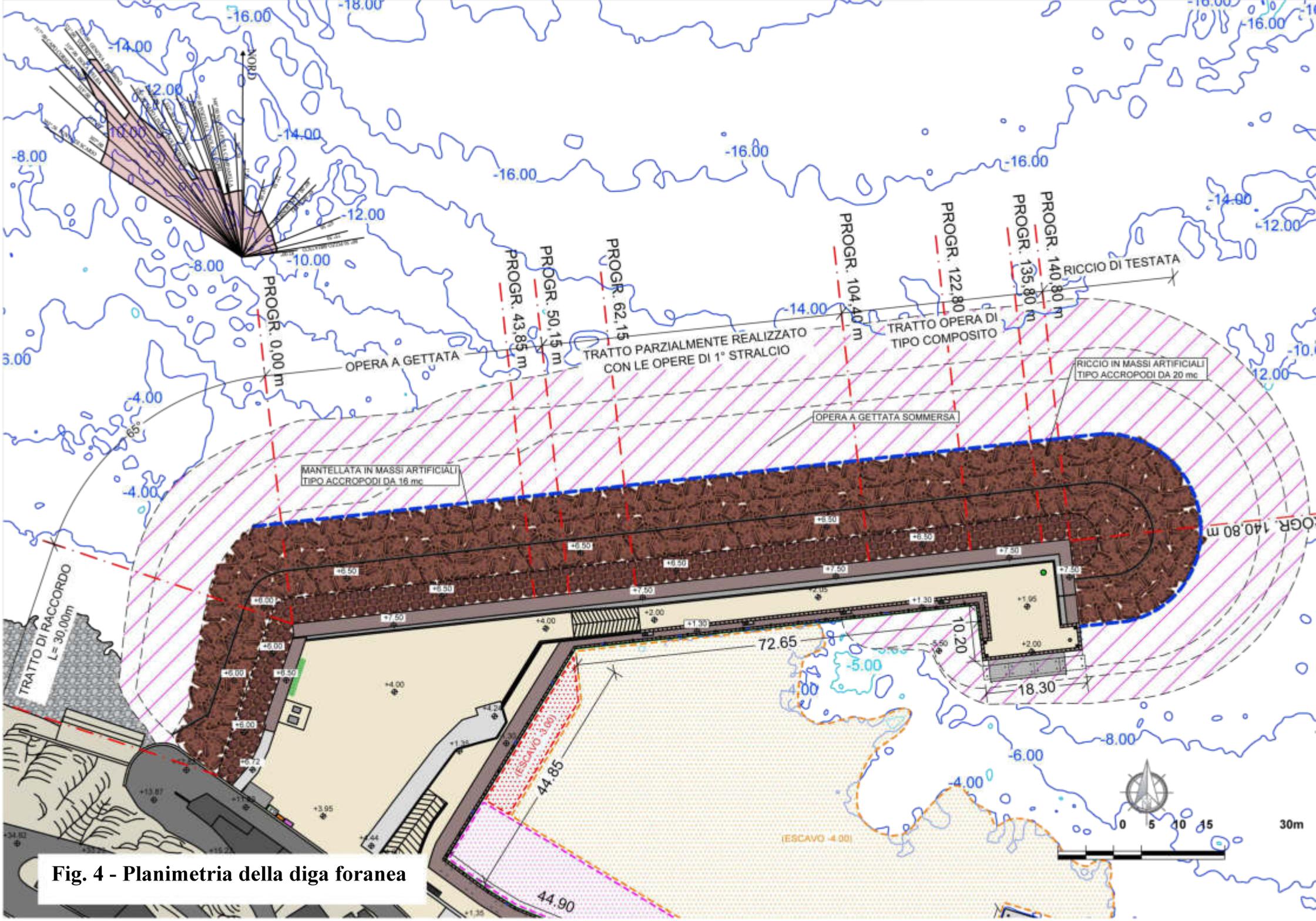


Fig. 4 - Planimetria della diga foranea

SEZIONE TIPO RAPPRESENTATIVA DEL TRATTO Dalla Progr. 0.00 m alla Progr. 43.85m

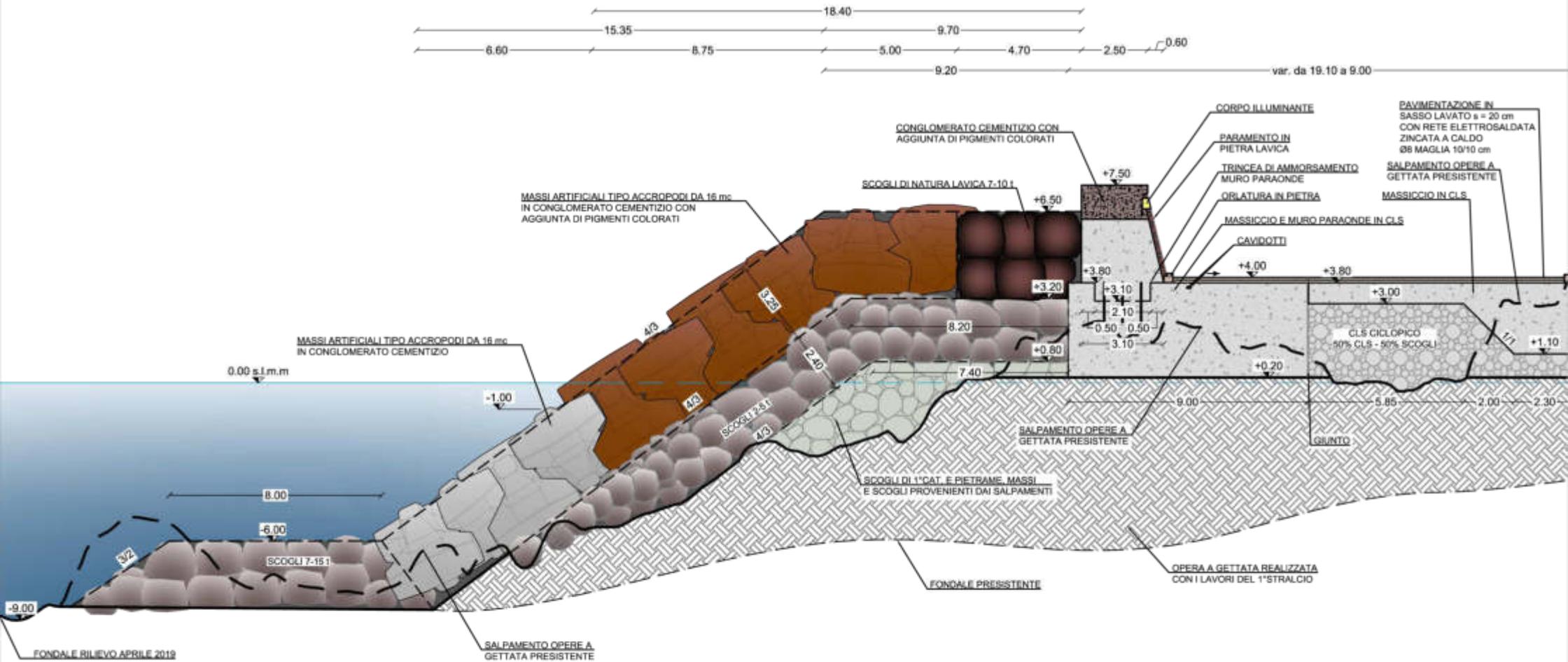


Fig. 5 - Sezione tipo progr. 0.00 a 43.85 m

SEZIONE TIPO G - Dalla Progr. 50.15m alla Progr. 62.15m

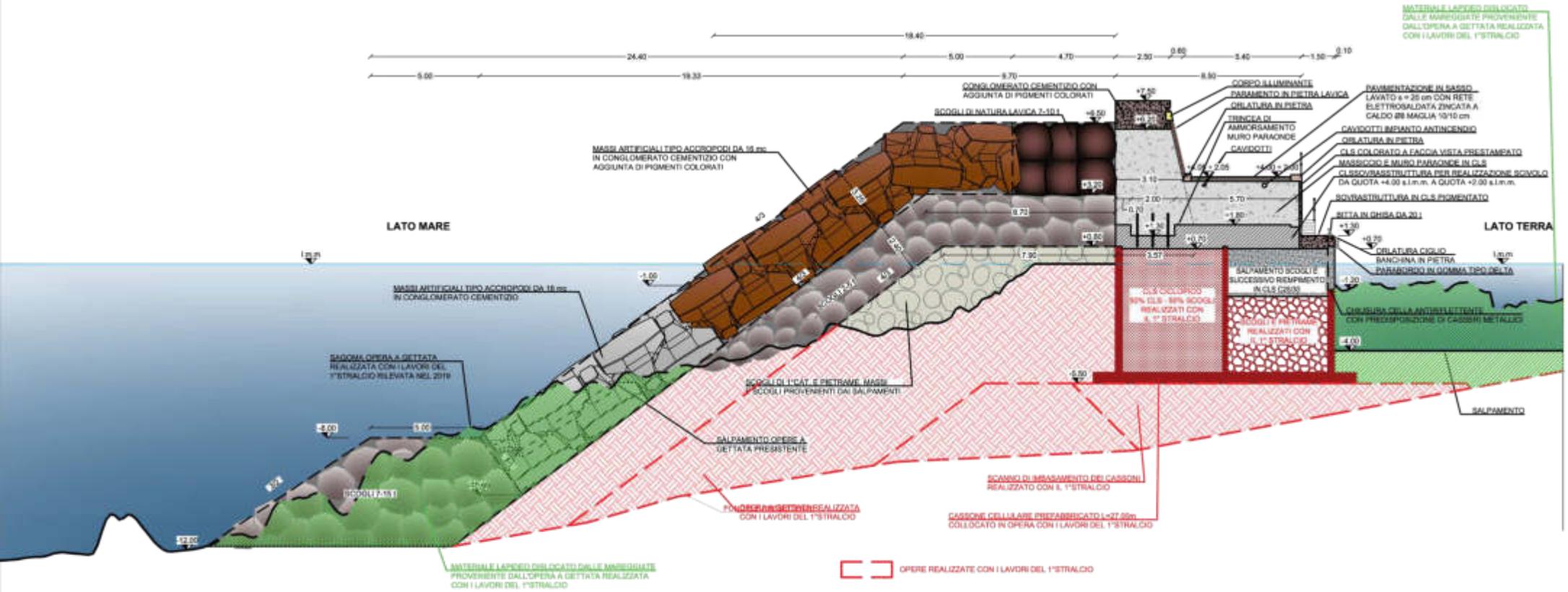


Fig. 7 - Sezione tipo progr. 50.15 alla 62.15 m

SEZIONE 1 BANCHINA DI LEVANTE IMBASATA A QUOTA -2.00 m s.l.m. - Scala 1:100

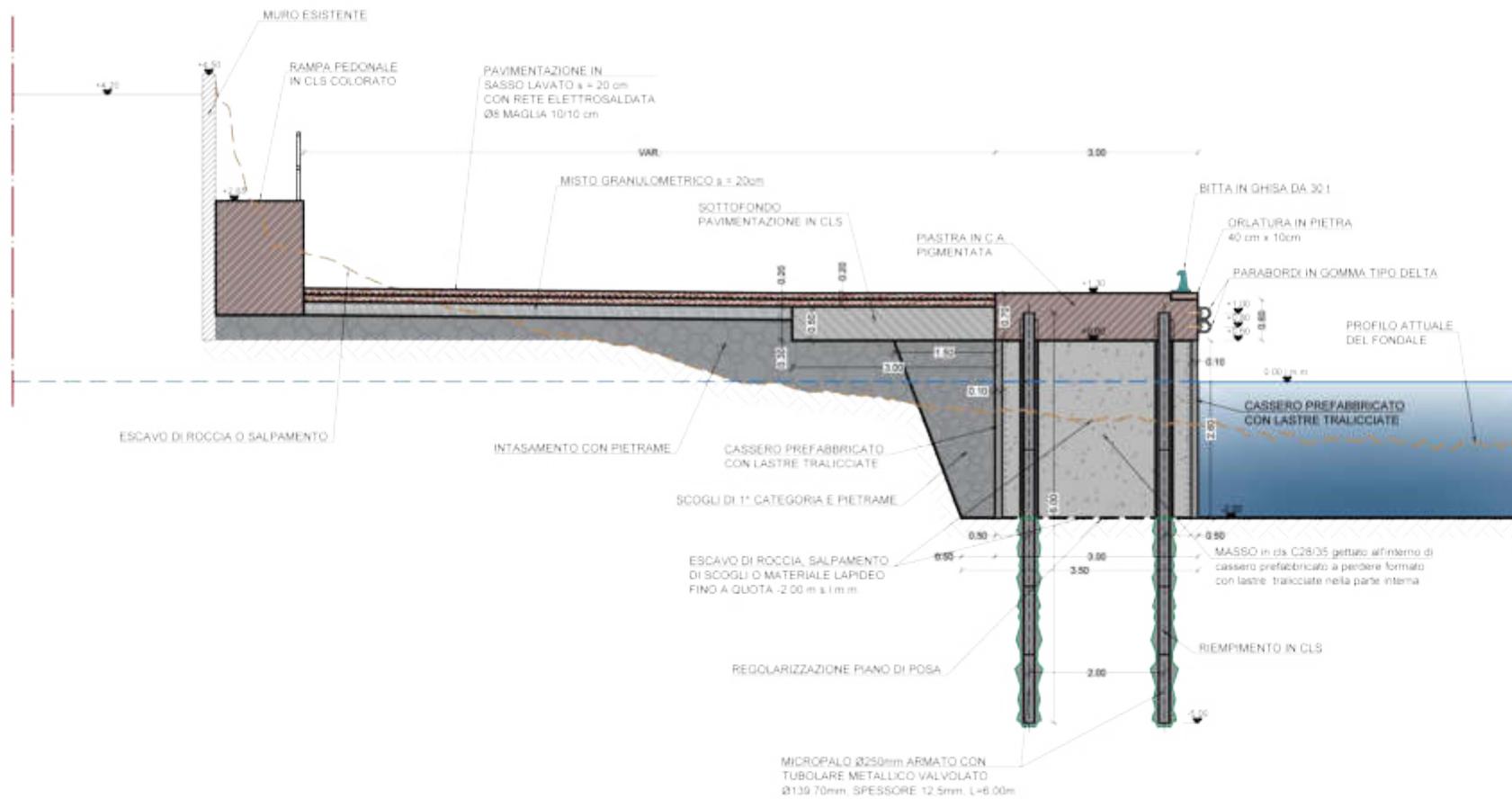


Fig. 12 - Sezione 1 Banchina di levante

SEZIONE 6 - BANCHINA DI PONENTE IMBASATA A QUOTA -3.00 m s.l.m. - Scala 1:100

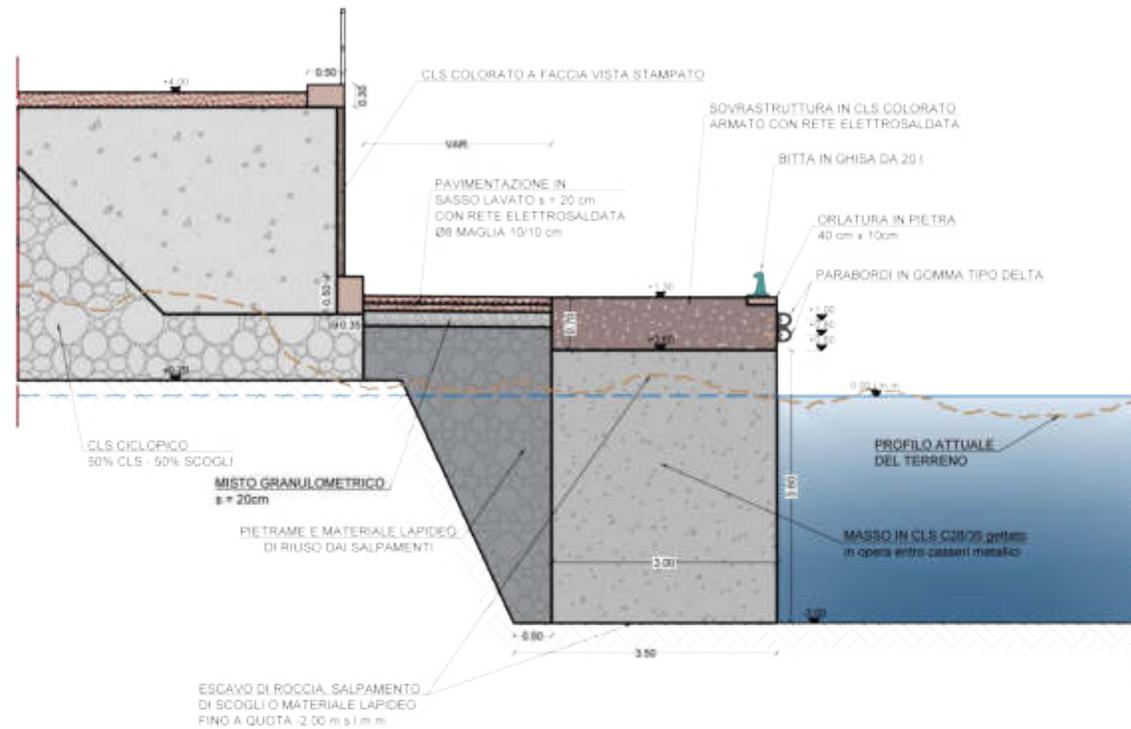


Fig. 15 - Sezione 6 Banchina di ponente

SEZIONE BANCHINA IN CORRISPONDENZA DELLA DIGA FORANEA - Scala 1:100

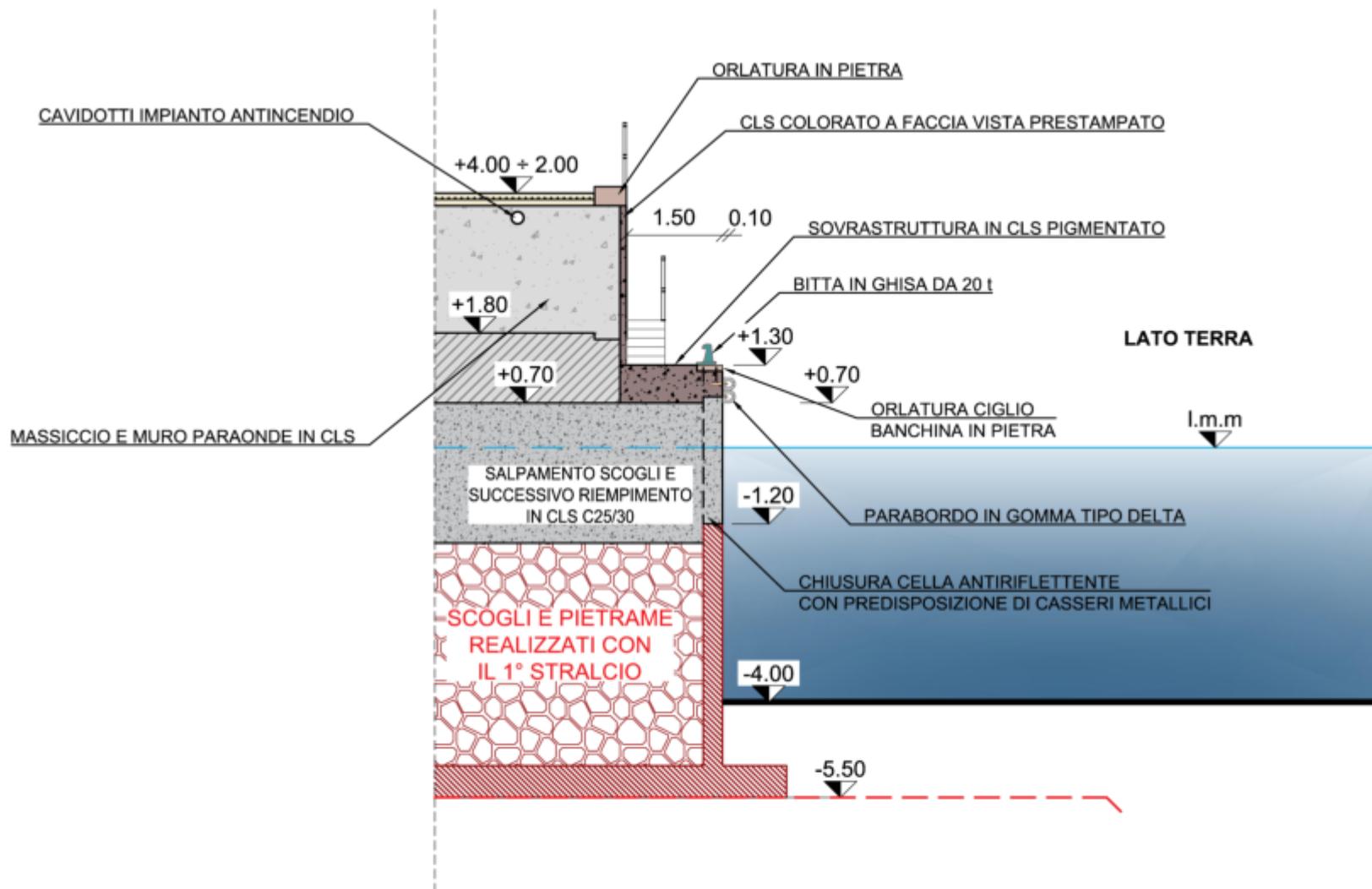


Fig. 16 - Sezione banchina diga foranea

SEZIONE TIPO RAPPRESENTATIVA DEL TRATTO DI DIGA FORANEA A GETTATA
DALLA Progr. 0.00 m alla 50.15 m - Scala 1:200

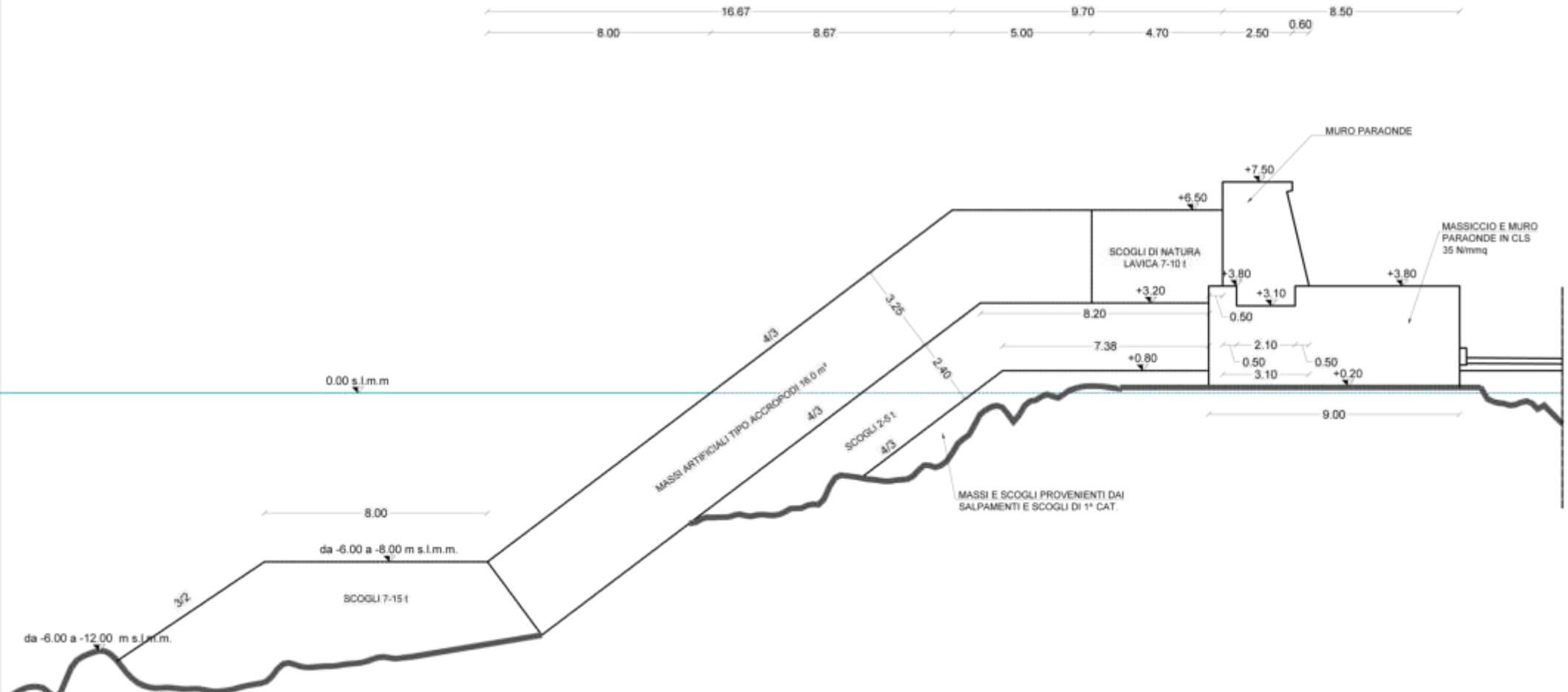


Fig. 17 - Sezione tipo del tratto dalla progr. 0.00 alla 50.15 m

SEZIONE TIPO RAPPRESENTATIVA DEL TRATTO DI DIGA FORANEA COMPOSITA (CASSONI PROTETTI DA OPERA A GETTATA)
DALLA Progr. 50.15 m alla 122.80 m - Scala 1:200

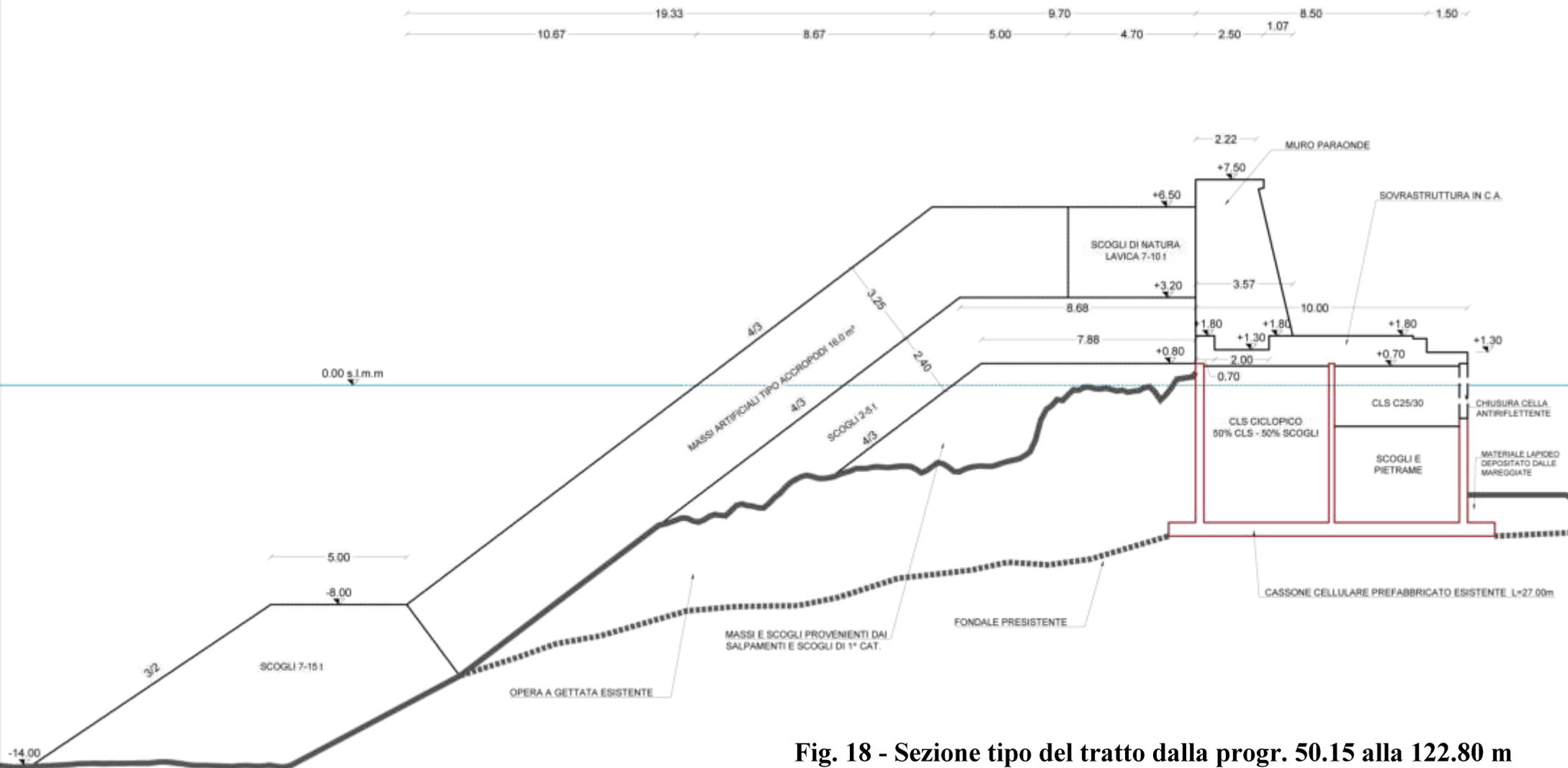


Fig. 18 - Sezione tipo del tratto dalla progr. 50.15 alla 122.80 m

**SEZIONE TIPO RAPPRESENTATIVA DEL TRATTO DI DIGA FORANEA COMPOSITA (CASSONI PROTETTI DA OPERA A GETTATA)
DALLA Progr. 122.80 m alla 140.80 m - Scala 1:300**

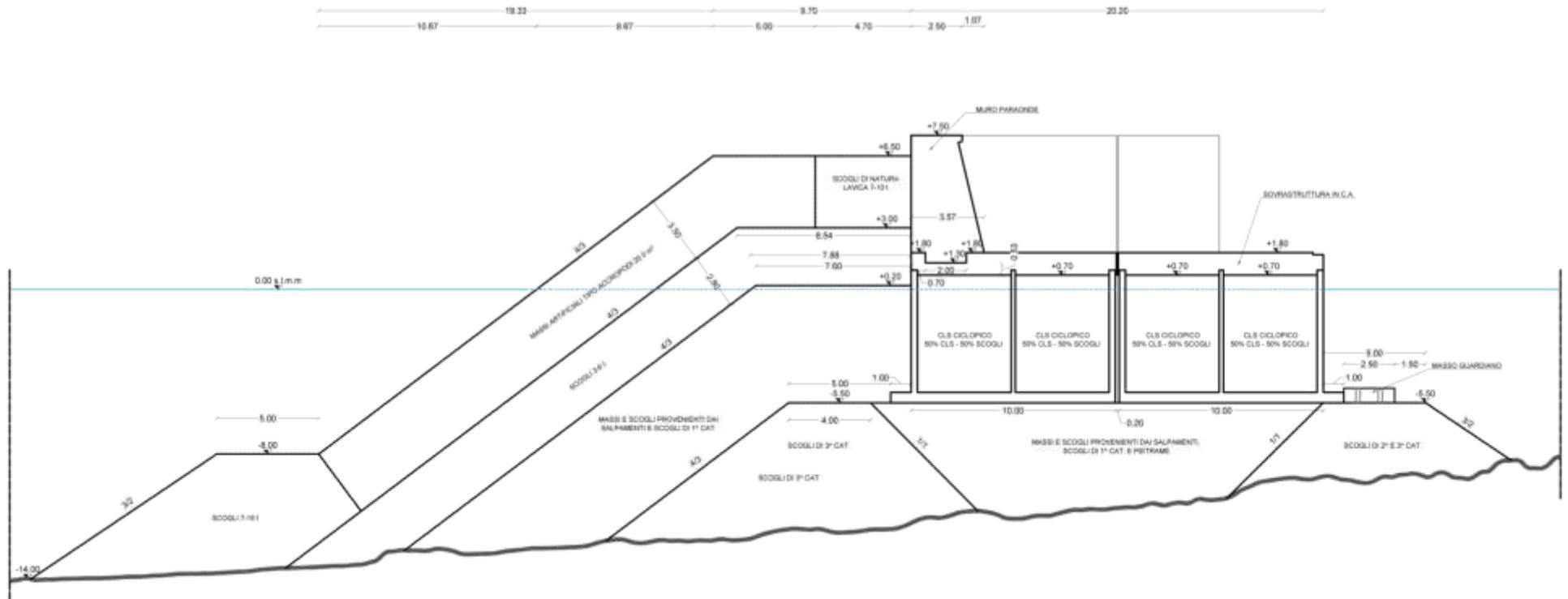


Fig. 19 - Sezione tipo del tratto dalla progr. 122.80 alla 140.80 m

SEZIONE TIPO RAPPRESENTATIVA DEL TRATTO DI DIGA FORANEA A GETTATA

DALLA Progr. 0.00 m alla 50.15 m - Scala 1:200

AZIONI DOVUTE ALL'ONDA AVENTE CARATTERISTICHE H=8.15 m E T=11.65 s SULLA STRUTTURA MURO PARAONDE-MASSICCIO

Scala grafica pressioni

1 cm = 2×10^4 N/m²

Scala grafica forze

1 cm = 2×10^2 kN

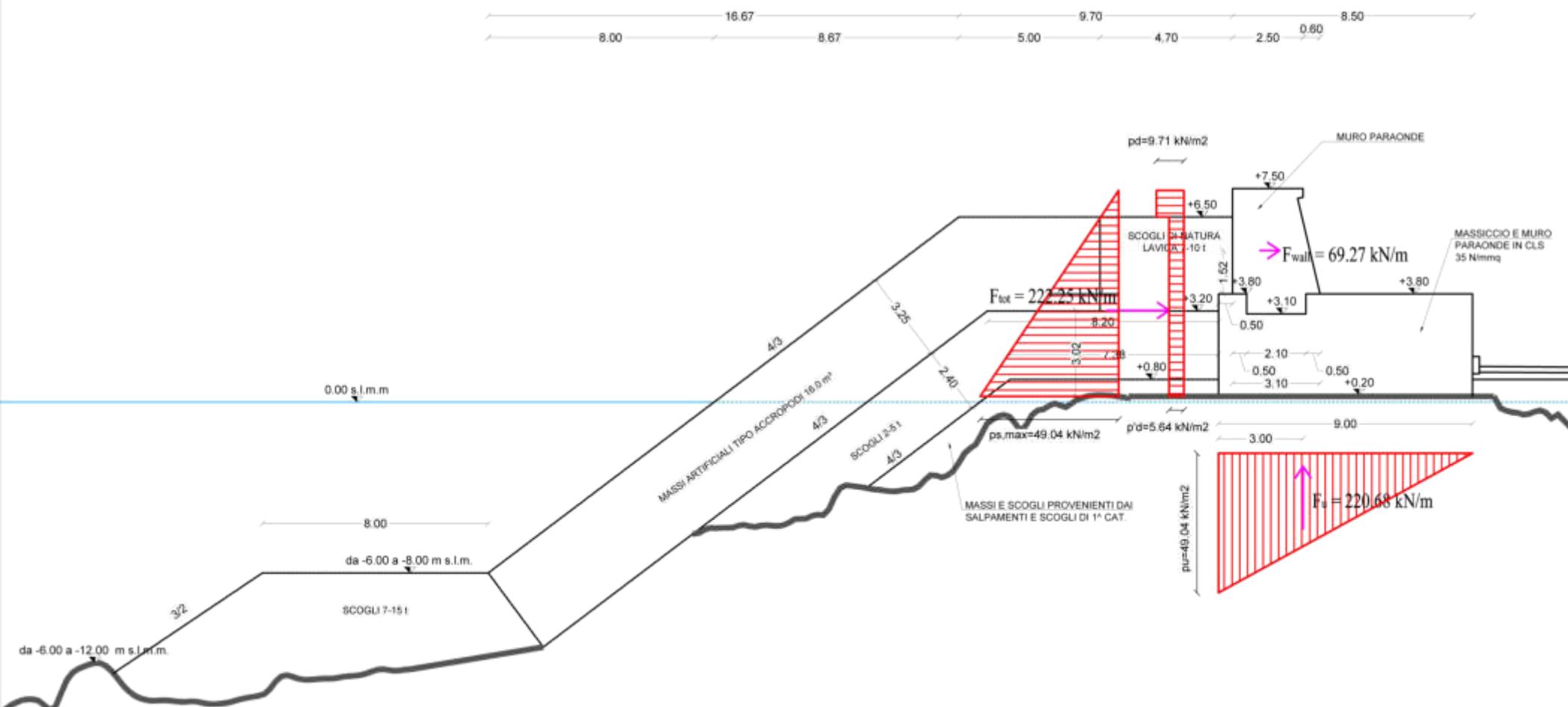


Fig. 20 - Azioni dovute all'onda avente caratteristiche H=8.15 m e T=11.65 s sulla sezione 1

SEZIONE TIPO RAPPRESENTATIVA DEL TRATTO DI DIGA FORANEA A GETTATA

DALLA Progr. 0.00 m alla 50.15 m - Scala 1:200

AZIONI DOVUTE ALL'ONDA AVENTE CARATTERISTICHE H=9.01 m E T=12.43 s SULLA STRUTTURA MURO PARAONDE-MASSICCIO

Scala grafica pressioni

1 cm = 2×10^4 N/m²

Scala grafica forze

1 cm = 2×10^2 kN

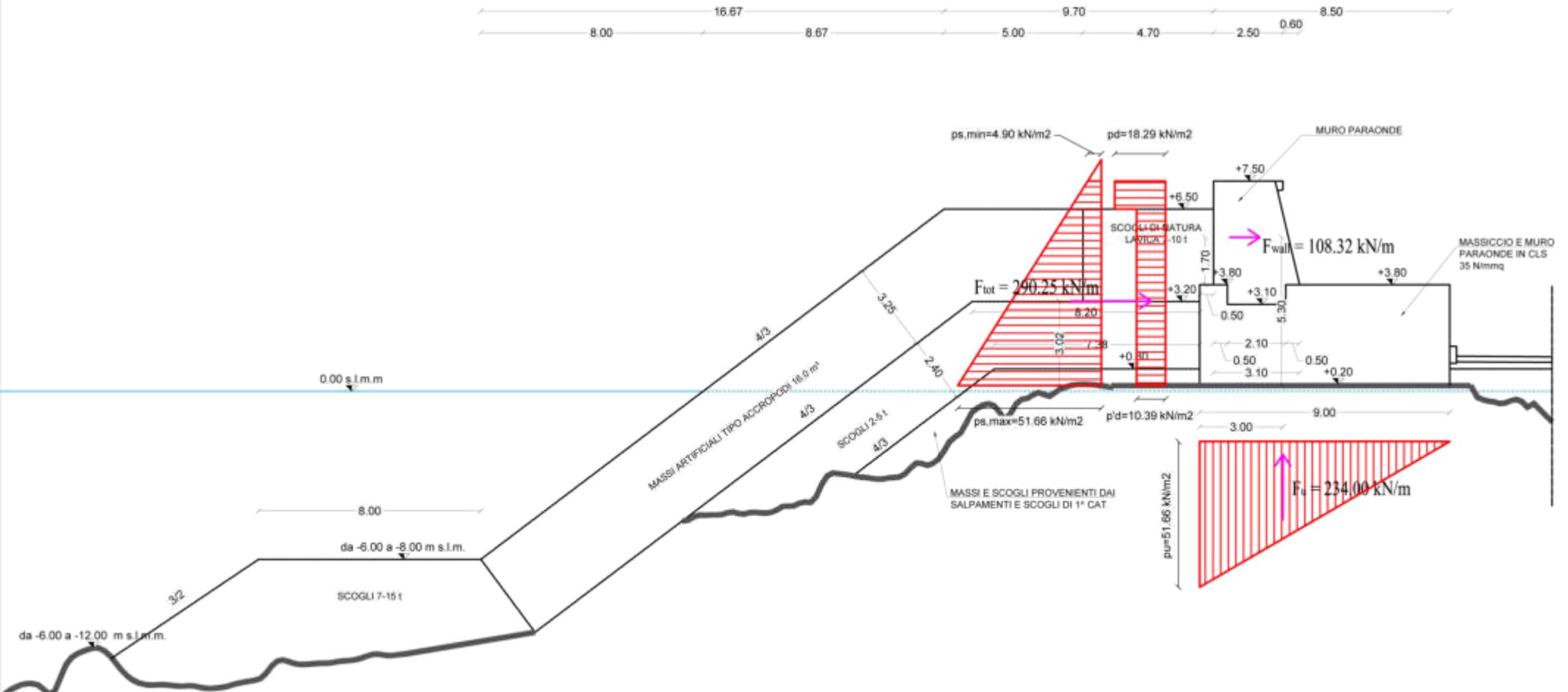


Fig. 21 - Azioni dovute all'onda avente caratteristiche H=9.01 m e T= 12.43 s sulla sezione 1

SEZIONE TIPO RAPPRESENTATIVA DEL TRATTO DI DIGA FORANEA COMPOSITA (CASSONI PROTETTI DA OPERA A GETTATA)

DALLA Progr. 50.15 m alla 122.80 m - Scala 1:200

AZIONI DOVUTE ALL'ONDA AVENTE CARATTERISTICHE H=8.15 m E T=11.65 s SULLA STRUTTURA COMPOSTA MURO PARAONDE-CASSONE

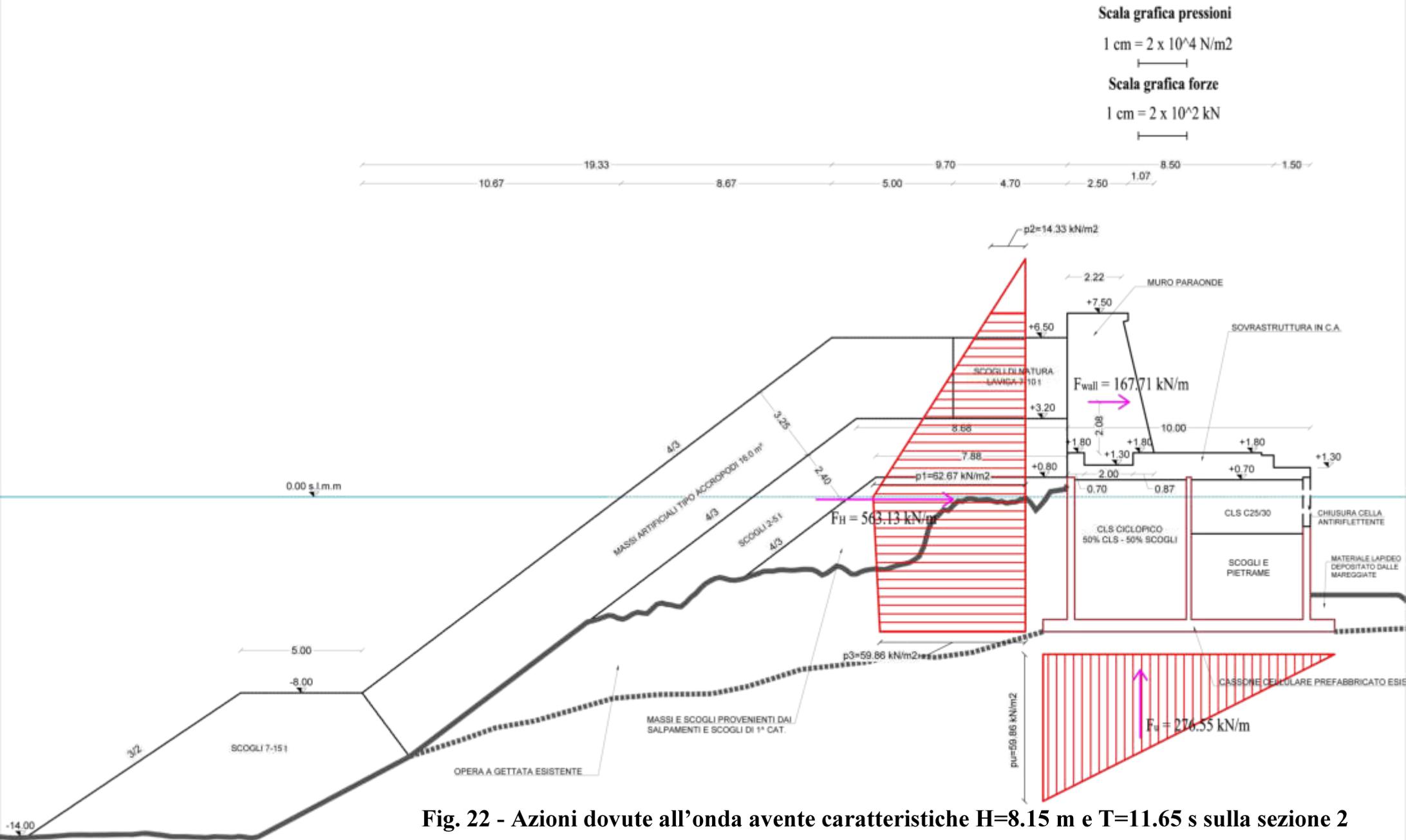


Fig. 22 - Azioni dovute all'onda avente caratteristiche H=8.15 m e T=11.65 s sulla sezione 2

SEZIONE TIPO DEL TRATTO DI DIGA FORANEA COMPOSITA (CASSONI PROTETTI DA OPERA A GETTATA)

DALLA Progr. 50.15 m alla 122.80 m - Scala 1:200

AZIONI DOVUTE ALL'ONDA AVENTE CARATTERISTICHE H=9.01 m e T=12.43 s SULLA STRUTTURA COMPOSTA MURO PARAONDE-CASSONE

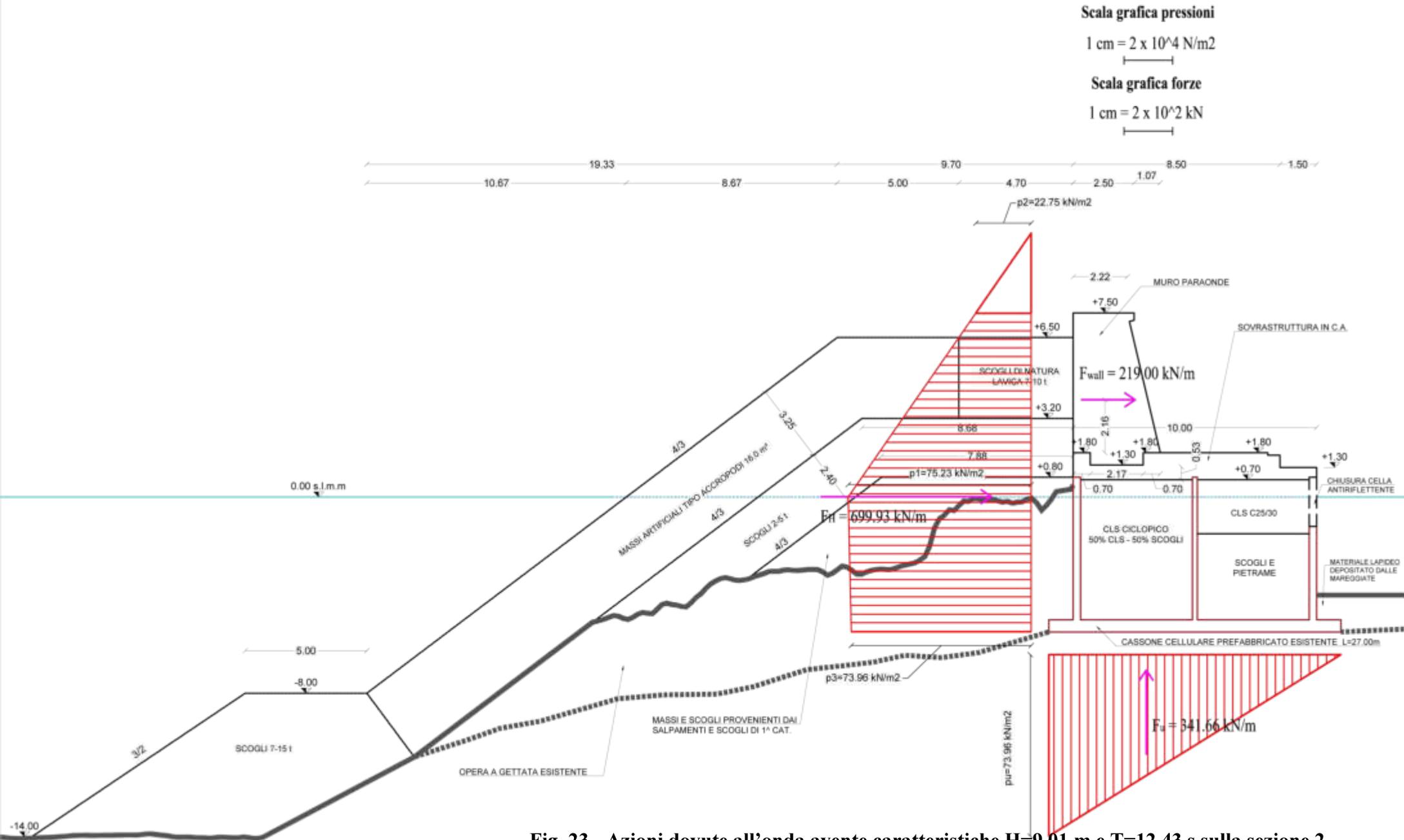


Fig. 23 - Azioni dovute all'onda avente caratteristiche H=9.01 m e T=12.43 s sulla sezione 2

SEZIONE TIPO DEL TRATTO DI DIGA FORANEA COMPOSITA (CASSONI PROTETTI DA OPERA A GETTATA)

DALLA Progr. 122.80 m alla 140.80 m - Scala 1:300

AZIONI DOVUTE ALL'ONDA AVENTE CARATTERISTICHE H=9.01 m e T=12.43 s SULLA STRUTTURA COMPOSTA MURO PARAONDE-CASSONE

Scala grafica pressioni

1 cm = 3×10^4 N/m²

Scala grafica forze

1 cm = 3×10^2 kN

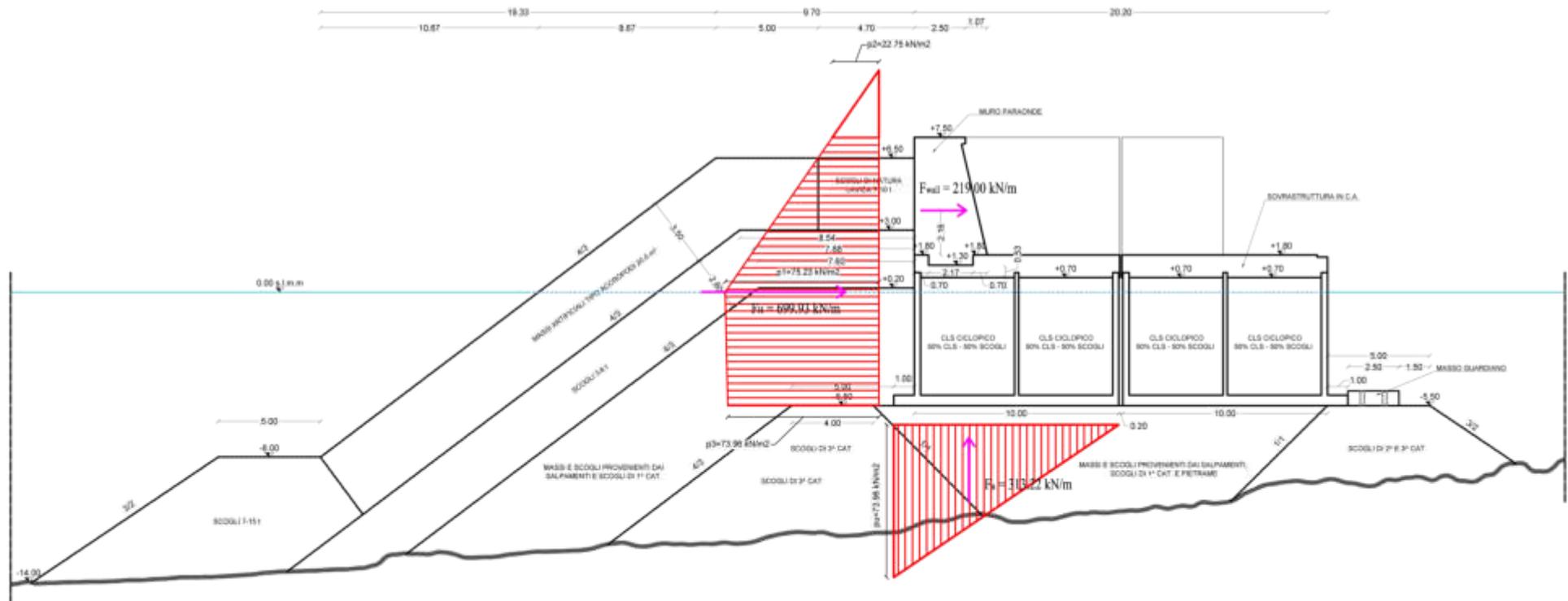
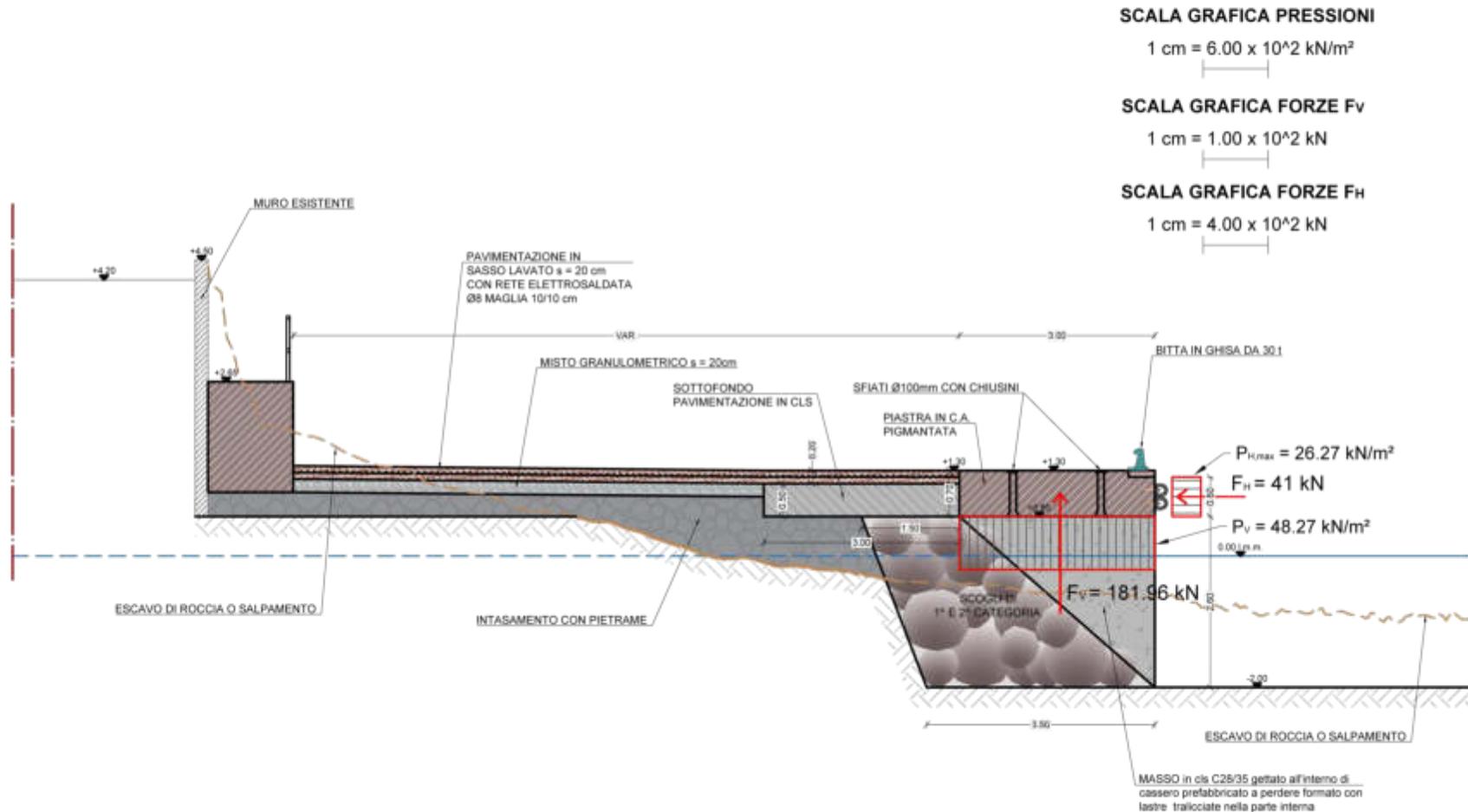


Fig. 25 - Azioni dovute all'onda avente caratteristiche H=9.01 m e T=12.43 s sulla sezione 3

Fig. 26 - SEZIONE 2 - BANCHINA DI LEVANTE IMBASATA A QUOTA -2.00 m s.l.m.

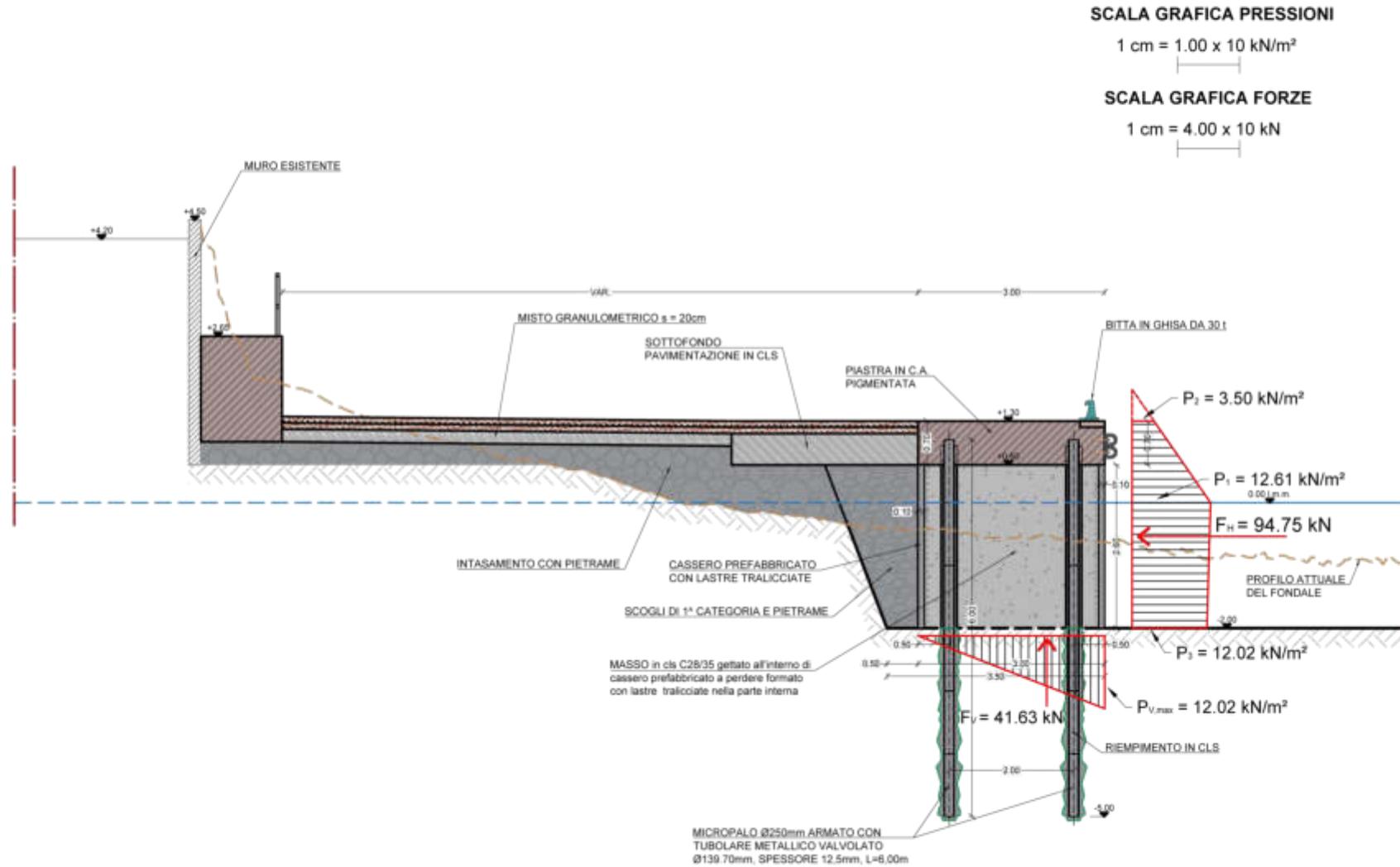
DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI E FORZE GENERATE DAL MOTO ONDOSO - Scala 1:100



N.B: 1. Le forze sono riferite all'intera larghezza del tratto antiriflettente pari a 2.60 m
2. La sottospinta è stata ottenuta moltiplicando la pressione p_v per la superficie della piastra e per un fattore pari a 0.50 per tenere conto della presenza degli sfiati e che l'azione dinamica dell'onda non agisce sull'intera superficie.

Fig. 27 - SEZIONE 1 - BANCHINA DI LEVANTE IMBASATA A QUOTA -2.00 m s.l.m.

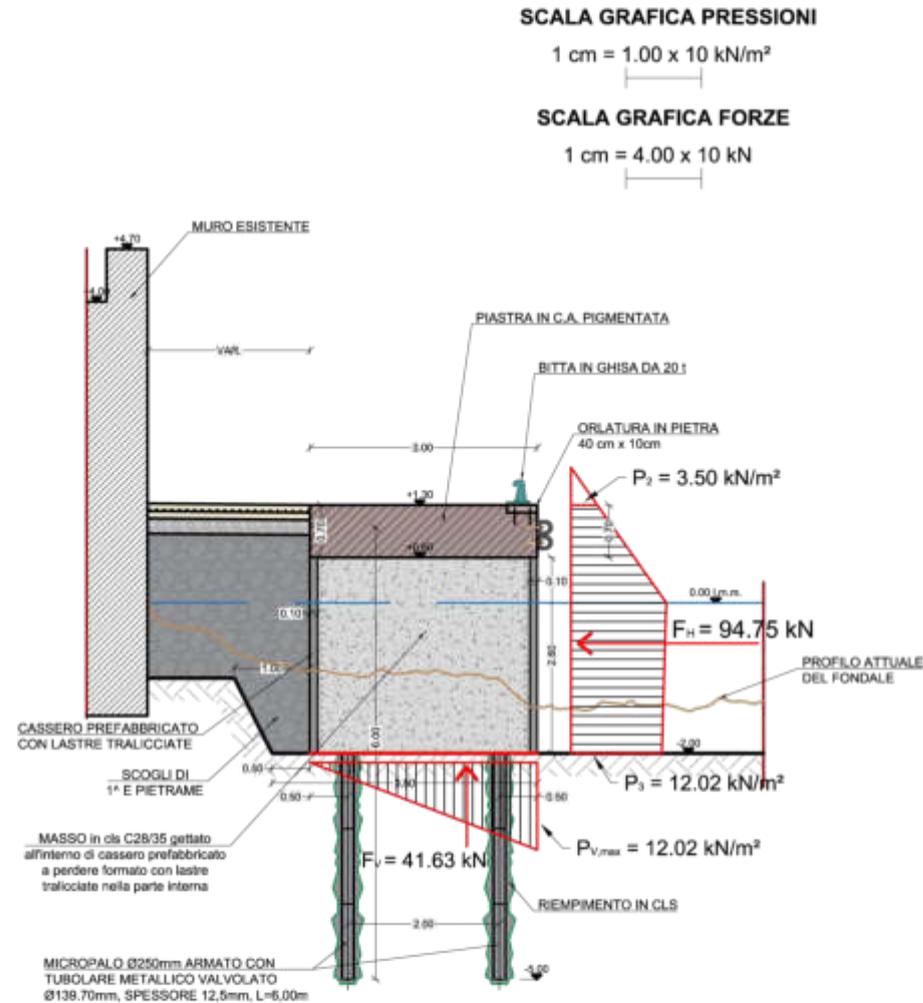
DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI E FORZE GENERATE DAL MOTO ONDOSO - Scala 1:100



N.B: Le forze sono riferite all'intera larghezza del blocco di cls pari a 3.00 m

Fig. 28 - SEZIONE 3 - BANCHINA CENTRALE IMBASATA A QUOTA -2.00 m s.l.m. - Scala 1:100

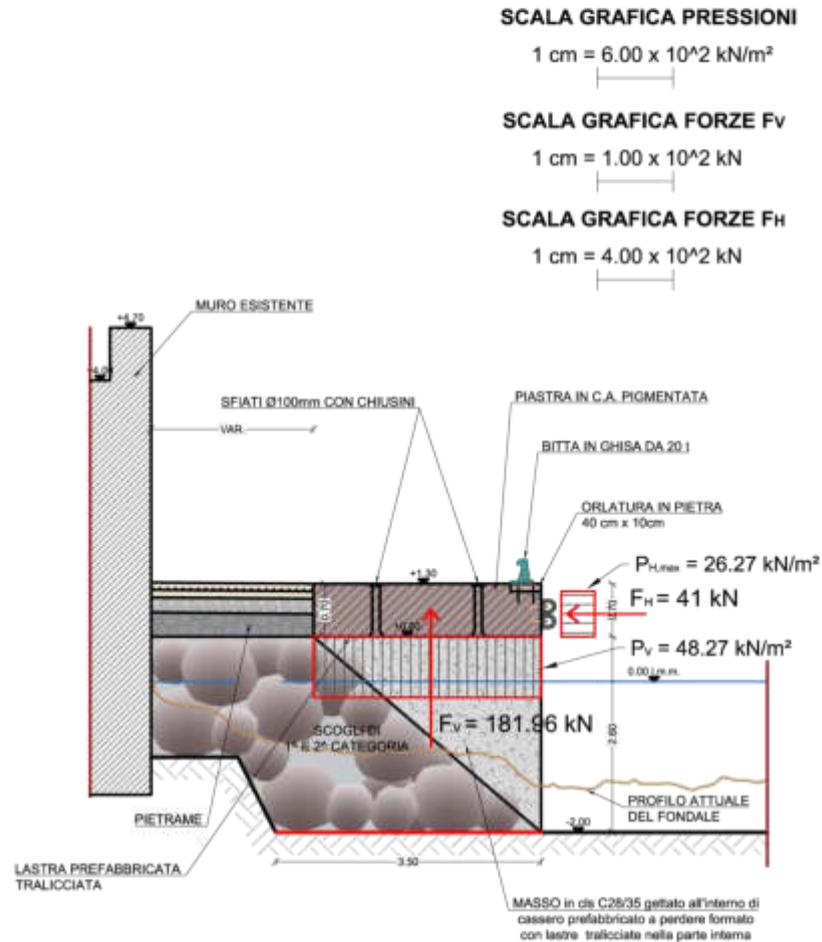
DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI E FORZE GENERATE DAL MOTO ONDOSO - Scala 1:100



N.B: Le forze sono riferite all'intera larghezza del blocco di cls pari a 3.00 m

Fig. 29 - SEZIONE 4 - BANCHINA DI CENTRALE IMBASATA A QUOTA -2.00 m s.l.m - Scala 1:100

DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI E FORZE GENERATE DAL MOTO ONDOSO - Scala 1:100



- N.B:** 1. Le forze sono riferite all'intera larghezza del tratto antiriflettente pari a 2.60 m
 2. La sottospinta è stata ottenuta moltiplicando la pressione p_v per la superficie della piastra e per un fattore pari a 0.50 per tenere conto della presenza degli sfiati e che l'azione dinamica dell'onda non agisce sull'intera superficie.

