



---

Regione Autonoma della Sardegna  
Città metropolitana di Cagliari



Comune di Quartu Sant'Elena



Porto Turistico Marina di Capatana

# OPERE DI AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTO DEL PORTO TURISTICO DI CAPITANA

## PROGETTO DEFINITIVO

Maggio 2022

### 02 - RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE

COMMITTENTE:  
**Saromar Gestioni S.r.l.**

PROGETTISTA:  
**Ing. Franco Vigna**

---

Saromar Gestioni S.r.l. - Via Serchio, 139 09045 Quartu Sant'Elena (CA) - PEC: saromargestioni@legalmail.it

Dott.Ing. Franco Vigna - Viale Regina Elena, 23 09124 Cagliari  
Tel +39 338 99 58 701 - e.mail: frankvigna@tiscali.it - PEC: franco.vigna@ingpec.eu



**Dott. Ing. Franco Vigna**

OPERE DI AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO MARINA DI CAPITANA  
PROGETTO DEFINITIVO

02\_RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE

---

**OPERE DI AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTO DEL PORTO TURISTICO MARINA DI CAPITANA  
PROGETTO DEFINITIVO**

**02 - Relazioni tecniche specialistiche**

**SOMMARIO**

**2.1 - RELAZIONE GEOTECNICA**

**2.2 - RELAZIONE IDROLOGICA E COMPATIBILITÀ IDRAULICA**

**2.3 - STUDIO METEOMARINO**

**2.4 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA STRUTTURE E IMPIANTI**



---

**OPERE DI AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTO DEL PORTO TURISTICO MARINA DI CAPITANA  
PROGETTO DEFINITIVO**

**2.1 - RELAZIONE GEOTECNICA**

**Sommario**

1 - Premessa

2 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO

*Fig.1 - Stralcio Carta geologica area ristretta 1:10.000*

*Fig.2 - Depositi alluvionali lungo la spiaggia di Capitana*

2.1 - Inquadramento geomorfologico e idrografico

2.2 - Evoluzione geomorfologica del margine costiero emerso e sommerso

2.3 - Caratterizzazione geotecnica dei depositi alluvionali del sito

*Fig.3 - Sondaggi effettuati in data 01/08/2019*

3 - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SEDIME DI FONDAZIONE

*Tabella 1 - Caratteristiche geotecniche del sedime delle opere in progetto*

*Tabella 2 - Parametri geotecnici*

*Tabella 3 - Riepilogo dei valori dei parametri del deposito alluvionale conglomeratico.*

3.1 - Determinazione dei valori di portanza del sedime di fondazione delle banchine

—/)—



## **1 - Premessa**

La presente relazione fa riferimento, alla relazione geologica del 05/09/2019 redatta da Criteria srl a firma del geologo Maurizio Costa, che fa parte del progetto.

Qui di seguito vengono richiamati gli elementi significativi in relazione alla realizzazione delle opere in progetto.

## **2 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

L'area in cui è situato il Porto turistico Marina di Capitanà è situata lungo il bordo orientale del Campidano, in cui affiorano i graniti del Complesso intrusivo tardo-paleozoico, la successione sedimentaria oligo-miocenica e i depositi del Quaternario. Il settore geografico di cui fa parte l'area in studio si caratterizza per la presenza in affioramento o sotto copertura detritica più o meno rilevante, di una successione sedimentaria di ambiente marino riconducibile al ciclo sedimentario del Miocene medio (tra circa 17 m.a. e 12 m.a.).

Le formazioni affioranti nell'area in studio sono descritte qui di seguito:

- Depositi alluvionali terrazzati (bna), facenti parte dei Depositi Quaternari Continentali Olocenici, caratterizzati da una prevalenza di ghiaie grossolane, con lenti e livelli di sabbie e ghiaie, a stratificazione incrociata. Si tratta di depositi a tessitura grossolana contenenti limitate lenti e livelli di sabbie e di ghiaie fini, simili a quelli che si osservano sul letto attuale. Questi depositi sono posti ai lati dei letti attuali o dei tratti di alveo regimati, o su depositi alluvionali terrazzati, ed in genere non sono interessati dalle dinamiche in atto.

- Depositi alluvionali (ba), Si tratta di depositi costituiti da ghiaie e talora ciottoli, con subordinati sabbie e limi, in matrice variabile da sabbiosa a sabbiosolimosa, in lenti di estensione pluridecamentrica e spessore variabile da submetrico a plurimetrico, da sciolte a poco addensate. Il grado di addensamento è funzione dell'età del deposito, riconducibile ad un intervallo di tempo compreso tra qualche centinaio di migliaia d'anni e circa 10.000 anni (Pleistocene superiore), così come l'ossidazione della matrice, più marcata nei termini più antichi. I depositi ghiaiosi all'interno dell'alveo possono essere anche molto grossolani con ciottoli e blocchi. Questi sedimenti rappresentano il risultato della sedimentazione olocenica di piana costiera, quando la rete di drenaggio fluvio-torrentizia sfociante nel settore costiero veniva alimentata dai prodotti dell'erosione dei rilievi montano collinari del Sarrabus-Gerrei, ovvero dallo smantellamento dei depositi alluvionali terrazzati del Pleistocene. La potenza del materasso alluvionale cresce verso la costa, anche se lo spessore massimo si attesta, in genere, attorno ai 10m.

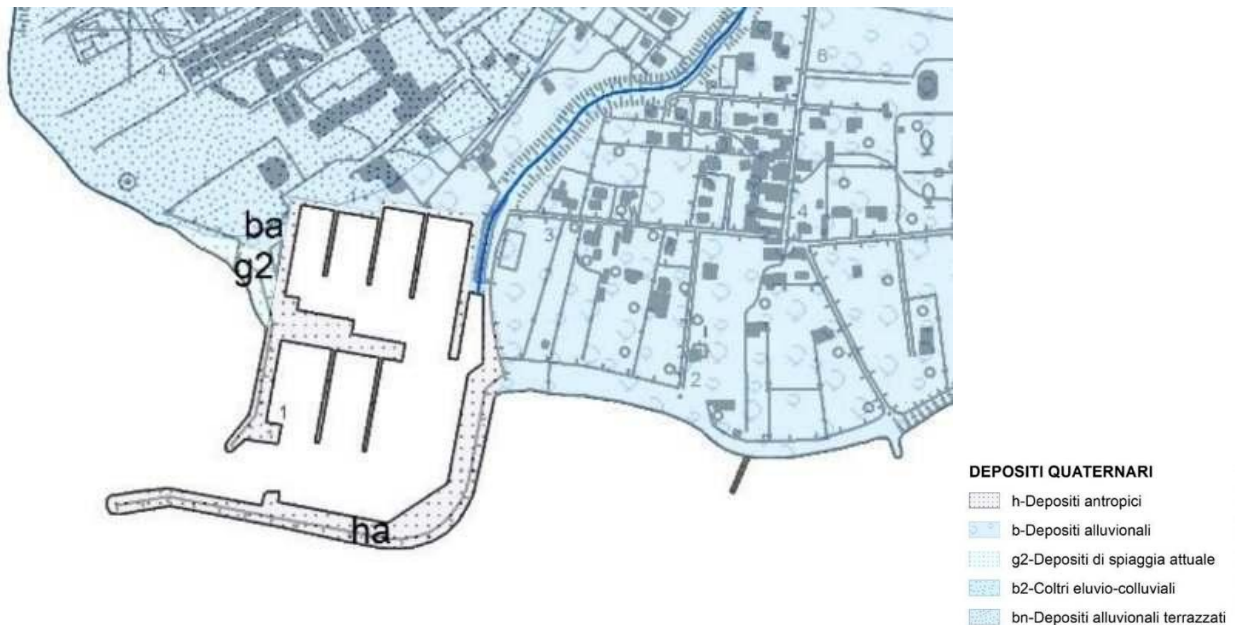
- Coltri Eluvio Colluviali (b2): depositi in cui sono presenti percentuali variabili di materiali fini (sabbia, limo), più o meno pedogenizzati ed arricchiti in frazione organica, mescolati con sedimenti più grossolani. La presenza di frazione organica suggerisce una loro derivazione dall'erosione del suolo durante l'Olocene e successivo mescolamento a sedimenti provenienti per degradazione fisica direttamente dal substrato.

Il settore sommerso, in relazione all'evoluzione paleogeomorfologica del margine costiero di riferimento di cui si tratterà più avanti, si ipotizza sia caratterizzato da depositi deltizi (gs), sovrastanti i depositi alluvionali olocenici e plesitocenici (ba e bna).

Nel complesso queste formazioni sedimentarie sono costituite da ghiaie poligeniche ed eterometriche poco cementate, con clasti di dimensioni notevoli, spesso superiori anche ai 30 cm.

La matrice è limosasabbiosa e debolmente cementata.

La potenza complessiva dei depositi alluvionali presenti nel settore sommerso, è stimabile intorno ai 15-20 m di spessore.



**Fig.1 - Stralcio Carta geologica area ristretta 1:10.000**

I caratteri sedimentari di tale deposito sono riconoscibili e rilevabili nelle cornici di erosione marina che delimitano internamente le piccole falcate sabbiose presenti a est ed ovest dell'area portuale.

In particolare all'intorno dell'area in studio affiorano:

I caratteri sedimentari di tale deposito sono riconoscibili e rilevabili nelle cornici di erosione marina che delimitano internamente le piccole falcate sabbiose presenti a est ed ovest dell'area portuale.



*Fig.2 - Depositi alluvionali lungo la spiaggia di Capitana*

### **2.1 - Inquadramento geomorfologico e idrografico**

Il Porto di Capitana è posizionato nella zona di transizione morfologica che vede il passaggio tra la vasta area pianeggiante del Campidano e i rilievi granitici del Sarrabus.

L'area vasta è caratterizzata dall'esteso sistema collinare rappresentante il bordo del bacino sedimentario terziario del Sarrabus, caratterizzato attualmente dai rilievi collinari delle formazioni marnoso arenacee della successione sedimentaria terziaria, ai quali si sostituisce ad est lo zoccolo granitoide ercinico.

La piana costiera del settore di Foxi-Capitana, comprende una fascia litoranea lievemente degradante verso mare. Le dinamiche geomorfologiche che in questo settore si esplicano sono principalmente riconducibili ai processi fluviali delle acque del Riu Cuba.

Il porticciolo turistico di Capitana è collocato in sponda destra rispetto al Riu Cuba. Dal punto di vista geologico il riu Cuba scorre su un basamento ercinico intrusivo, costituito in massima parte da granodioriti tonalitiche interessate da intrusioni filoniane di porfidi granitici e pegmatitici. In corrispondenza della foce la fascia è stata tracciata seguendo i limiti del fondovalle alluvionale che corre lungo il piede dei rilievi collinari rocciosi e delle ondulazioni della superficie topografica.



## **2.2 - Evoluzione geomorfologica del margine costiero emerso e sommerso**

La piana costiera che va da Foxi a Capitana deriva principalmente dallo spianamento delle colmate detritiche quaternarie progradanti verso il mare, caratterizzate prevalentemente da depositi di versante e glacis, materiale colluviale talvolta interdigitato ai sedimenti clastici alluvionali pleistocenici o attuali in prossimità dei principali corsi d'acqua che sfociano nella settore. La progradazione delle conoidi alluvionali verso mare, deposte nei momenti di maggiore attività dei deflussi, hanno condizionato l'andamento della linea di riva con gli aggetti deltizi, particolarmente evidenti in corrispondenza delle foci del Rio Foxi e del Rio Cuba.

Nel caso del settore emerso del Rio Cuba, la deposizione dei materiali alluvionali all'uscita dai rilievi ha dato vita a conoidi subpianeggianti che giungono direttamente al mare originando delta-conoidi ciottolosi. All'interno delle alluvioni sono possibili tasche sabbiose deposte in occasione delle piene del Rio stesso. È da notare che le spiagge e i depositi sabbiosi visibili nell'area sono molto esigui. Questo può essere dovuto al dilavamento a mare della porzione fine ad opera del moto ondoso e delle diverse correnti.

Anche attualmente l'apporto detritico proveniente dal fiume risulta scarso se non nullo. Questo si desume anche dalla mancanza di problemi d'interramento del porticciolo. L'ambito sommerso in corrispondenza dell'area portuale è impostato pertanto su di una profonda paleovalle fluviale, la cui evoluzione è legata in particolare ai processi di incisione del talweg fluviale del Rio Cuba, in concomitanza con le fasi regressive pleistoceniche.

Nelle successive fasi trasgressive che hanno portato il livello del mare alla posizione attuale, si sono avute invece intense fasi deposizionali che hanno colmato la paleo incisione del Rio Cuba attraverso una potente coltre alluvionale ciottolosa e sabbiosa. Si può pertanto ipotizzare che lo spessore di tali depositi alluvionali sia dell'ordine di alcune decine di metri (15-20m), benché non ci siano riferimenti certi in letteratura.

## **2.3 - Caratterizzazione geotecnica dei depositi alluvionali del sito**

Nell'ambito del progetto dei lavori di ricostruzione dell'antemurale interessato da danni da mareggiate è stato condotto uno studio di verifica geognostica. Le analisi eseguite illustrano le caratteristiche meccaniche delle formazioni litologiche direttamente o indirettamente coinvolte dagli interventi.

Le proprietà litologiche, tradotte in forma numerica, determinate attraverso le indagini geognostiche, le prove in sito e le analisi delle funzioni e delle correlazioni matematiche disponibili in letteratura, sono state valutate in modo critico in funzione delle caratteristiche di comportamento attese.

Al fine di poter caratterizzare l'area da un punto di vista geolitologico e geotecnico, sono stati eseguiti n. 2 sondaggi geognostici di 6.80 m il primo, e 5.90 m il secondo, svolti dalla società F.c.i Tech srl (Quartu S.Elena, CA).



*Fig.3 - Sondaggi effettuati in data 01/08/2019*

Per la trattazione completa della caratterizzazione geotecnica dei depositi alluvionali si rimanda alla **Relazione Geologica - Geotecnica redatta da Criteria srl 05/09/2019 (Dott.Geol. Maurizio Costa)** allegata, dalla quale ai fini delle opere in progetto si evidenziano le caratteristiche geotecniche salienti dei depositi alluvionali che caratterizzano il sedime della infrastruttura portuale e delle opere di ampliamento.

Dal punto di vista geologico e geologico tecnico, l'area di intervento è impostata prevalentemente su depositi di natura alluvionale costituiti da ciottoli di dimensioni centimetriche e decimetriche, di origini granitiche e filoniane. Sono stati individuati strati sabbiosi sia di sabbie fini che di sabbie da molto grossolane a ghiaie fini tipici di ambienti fluvio-deltizi.

### **3 - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SEDIME DI FONDAZIONE**

Le formazioni geologiche affioranti nell'area sono costituite da depositi alluvionali generati nel tempo il Rio Cuba. Si tratta di ampi depositi con caratteristiche pressoché omogenee, costituiti da ciottoli e ghiaie a tessitura grossolana contenenti lenti e livelli di sabbie e di ghiaie fini, simili a quelli che si osservano sul letto attuale del



Rio Cuba. La potenza del materasso alluvionale ha spessore massimo stimato intorno a circa 10m che cresce verso la costa fino a spessori stimabili intorno ai 15÷20m nel settore sommerso.

Il sedime di fondazione delle banchine e delle pile è costituito da un ricoprimento sabbioso di piccolo spessore su un banco di misto alluvionale compatto con ottime caratteristiche di portanza.

La omogeneità del deposito alluvionale costiero che caratterizza l'area ha fatto ritenere sufficienti i dati geotecnici rilevati nei sondaggi eseguiti nell'ambito portuale dai quali sono stati dedotti con formule di correlazione i parametri geotecnici di progetto.<sup>1</sup>

Le prove SPT condotte sui campioni di sabbia hanno portato all'assegnazione dei seguenti parametri geotecnici:

Densità relativa (%)	41,07
Angolo di attrito (°)	30,71
Modulo di Young (kg/cm <sup>2</sup> )	154,10
Modulo edometrico (kg/cm <sup>2</sup> )	92,30
Classificazione AGI	Moderatamente addensato
Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	1,51
Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	1,94
Modulo di Poisson	0,33
Modulo di deformazione a taglio dinamico (kg/cm <sup>2</sup> )	724,47
Velocità onde di taglio (m/s)	124,95
Coefficiente spinta a Riposo	2,73
Resistenza punta Penetrometro Statico (kg/cm <sup>2</sup> )	26,00

**Tabella 1 - Caratteristiche geotecniche del sedime delle opere in progetto**

Per quanto riguarda lo strato di ciottoli sottostante, esso è stato definito come un sottofondo stabile, dalle eccellenti qualità portanti e dallo spessore importante stimato in 15-20 metri.

In tabella sono riassunte le proprietà e i parametri principali elaborati per lo strato del sedime delle opere:

LITOLOGIA	CLASSIFICAZIONE UNI-CNR 1006	CAPACITÀ PORTANTI	PARAMETRI			
			Φ'(°)	C.	D.r. (%)	P.sp. (kN/mc)
Sabbia fine	A3	Buone	-	-	-	-
Sabbie molto grossolane	A1.a	Eccellenti	30	0	41	26

**Tabella 2 - Parametri geotecnici**

Leggenda: Φ'. Angolo di Attrito; C. Coesione; D.r. Densità Relativa; P.sp. Peso specifico dei granuli

<sup>1</sup> Relazione Geologica 05/09/2019 redatta da CRITERIA Srl

Per quanto riguarda in particolare i depositi alluvionali si tratta di depositi facenti parte di una potente colmata alluvionale stimabile in spessore nell'ordine delle decine di metri (15-20m), ragione per la quale nei sondaggi effettuati non si è ritenuto opportuno scendere oltre le profondità indagate. Possono essere classificati come un sottofondo stabile, con alti valori di resistenza e con eccellenti qualità portanti. In ogni caso è plausibile che si instaurino sul bedrock granitico, su cui è impostata la stessa incisione valliva del Rio Cuba.

Parametro	sigla	Valore stimato
Angolo di Attrito	$\Phi$ (°)	31
Coesione	C (MPa)	8
Modulo di Young	E (MPa)	4984.72
Peso unità di Volume	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	1.8

**Tabella 3 - Riepilogo dei valori dei parametri del deposito alluvionale conglomeratico**

### **3.1 - Determinazione dei valori di portanza del sedime di fondazione delle banchine**

La verifica delle fondazioni richiede la conoscenza del carico limite del insieme terreno-fondazione.

Nel nostro caso essendo un terreno sciolto (coesione c=0) e con piano di fondazione superficiale, la formula di Terzaghi si riduce a un solo termine.

Per la banchina si ha il seguente risultato:

$$q_{lim} = (1/2) \gamma B N'_\gamma \quad \text{In cui}$$

$$B = 2,20\text{m (dimensione trasversale della banchina)}$$

$$\gamma = 1.800 \text{ kg/m}^3 \text{ peso specifico del terreno saturo}$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$N'_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi = 22,40$$

$$\text{essendo } N_q = [(1 + \sin \Phi)/(1 - \sin \Phi)] e^{\pi \tan \Phi} = 18,40$$

sostituendo avremo:

$$q_{lim} = (1/2) \gamma B N'_\gamma = 44.352 \text{ kg/m}^2 = 44,35 \text{ t/m}^2 = 4,44 \text{ kg/cm}^2$$

Si valuta pertanto come massima pressione ammissibile sul piano di fondazione il seguente valore:

$$\sigma_{Max} = q_{lim} = 4,44 \text{ kg/cm}^2$$

    D



---

**OPERE DI AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTO DEL PORTO TURISTICO MARINA DI CAPITANA  
PROGETTO DEFINITIVO**

**2.2 - RELAZIONE IDROLOGICA E COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE IN PROGETTO**

**Sommario**

- 1 - Premessa
- 2 - Caratteristiche idrologiche generali del rio Cuba
  - Fig.1 - Stralcio cartografico PAI*
  - Fig.2 - Fascia geomorfologica PSFF 2015 C Piano stralcio aste fluviali*
  - Fig.3 - Pericolo idraulico*
  - Fig.4 - Pericolo inondazione costiera*
- 3 - La foce del rio Cuba e le infrastrutture portuali esistenti
- 4 - Opere in progetto potenzialmente interferenti con la foce del rio Cuba
  - Fig.5 - Sezione della radice del molo sopraflutto stato attuale*
  - Fig.6 - Sezione della radice del molo sopraflutto in progetto*
  - Fig.7 - Simulazione planimetrica delle opere in progetto rispetto alla foce del rio Cuba*
  - Fig.8 - Stralcio cartografico PAI con la simulazione delle opere in progetto.*
- 5 - Compatibilità idraulica delle opere in progetto

—/)—



## **1 - Premessa**

Il rio "Flumini Cuba" (o semplicemente "rio Cuba") sfocia all'interno della darsena del porto Turistico di Capitana, nella presente relazione si richiamano alcuni aspetti idrologici del rio Cuba in relazione alle eventuali possibili interferenze con le opere in progetto.

## **2 - Caratteristiche idrologiche generali del rio Cuba**

Il rio "Flumini Cuba" è un modesto corso d'acqua il cui bacino ricade nel versante sud-occidentale della formazione montuosa sud-orientale della Sardegna – gruppo dei "Sette Fratelli". Il suo asse principale, della lunghezza di circa 12.5 km, ha orientamento NE – SW, con origine nell'alto piano di "Monte Cresia" alla quota di 750 m s.l.m.m., e sfocia nel golfo di Cagliari (*all'interno della darsena del porto di Capitana*).

Il bacino idrografico del rio Cuba ha una estensione di 29.35 km<sup>2</sup> e, partendo da monte verso valle, occupa i territori dei comuni di Sinnai, Maracalagonis, Quartucciu e Quartu S. Elena, in provincia di Cagliari.

Dal punto di vista delle caratteristiche idrogeologiche e idrauliche, attualmente il bacino può dividersi in tre zone, la prima zona alta è caratterizzata da pendenze sostenute, incisioni relativamente profonde e andamento tortuoso delle aste, geologicamente costituito da formazioni granitoidi anche in affioramento; la zona intermedia è costituita dal tronco superiore del rio Cuba, compreso tra le quote di m 110 e m 6.35, in corrispondenza del ponte sulla strada Provinciale n. 17 per Villasimius; e la zona terminale compresa tra il ponte sulla S.P. e la foce nella darsena del porto di Capitana. Questo ultimo tratto del rio Cuba, a valle della strada Provinciale, attraversa una zona fortemente antropizzata, dove sono presenti insediamenti turistico-residenziali. Qui le recinzioni dei lotti e in taluni casi persino piccole "casupole" (per ricovero di attrezzi, per l'alloggiamento di pompe e riparo di pozzi, per canile) delimitano direttamente la sezione del corso d'acqua. L'ultimo tratto di circa 100 metri (prima dell'ingresso in darsena) è costretto entro una larghezza complessiva di circa 14 metri, tra manufatti di recente realizzazione, e le stesse infrastrutture portuali. Alla foce interna al porto è presente un "ponticello" di collegamento col molo di sopraflutto in corrispondenza del quale si ha una riduzione della sezione idraulica a circa m 8.00 di larghezza per circa 1.60 di altezza.

I valori delle portate di piena<sup>1</sup> risultano di circa 60m<sup>3</sup>/s per un evento di pioggia critico associato al tempo di ritorno di 30 anni e fino a una portata di massima piena (alla sezione del ponte sulla Strada Provinciale) di circa 180 m<sup>3</sup>/s con riferimento ad un tempo di ritorno di 200 anni.

Per tutto il percorso, il rio Cuba ha fino ad ora mostrato la capacità di far fronte agli eventi di piena verificatisi.

### **3 - La foce del rio Cuba e le infrastrutture portuali esistenti**

Nel Piano di Assetto Idrogeologico (PAI - 31/01/2018) le aree della foce sono classificate Ri4 e Hi4 (Rischio alluvioni e Pericolo alluvioni).

- PSFF - Piano Stralcio delle Fasce fluviali (A2 – Tr < 2 anni)

- PAI (art. 8) Hi4



**Fig.1 - Stralcio cartografico PAI**

Nelle aree di pericolosità idraulica le finalità del PAI sono quelle di tutelare le attività umane, i beni economici ed il patrimonio ambientale e culturale esposti a potenziali danni. Dopo la costruzione del porto turistico non si sono verificate situazioni di criticità dovute alle infrastrutture portuali realizzate. Alla foce interna al porto è presente un “ponticello” che collega le aree portuali sulla destra idraulica del rio Cuba col molo di sopraflutto situato sulla sinistra del rio; l'estradosso del ponticello è situato a +1,00m di quota come i piazzali e le banchine adiacenti, la tipologia del ponticello è idonea ad essere sommerso in caso di piena.

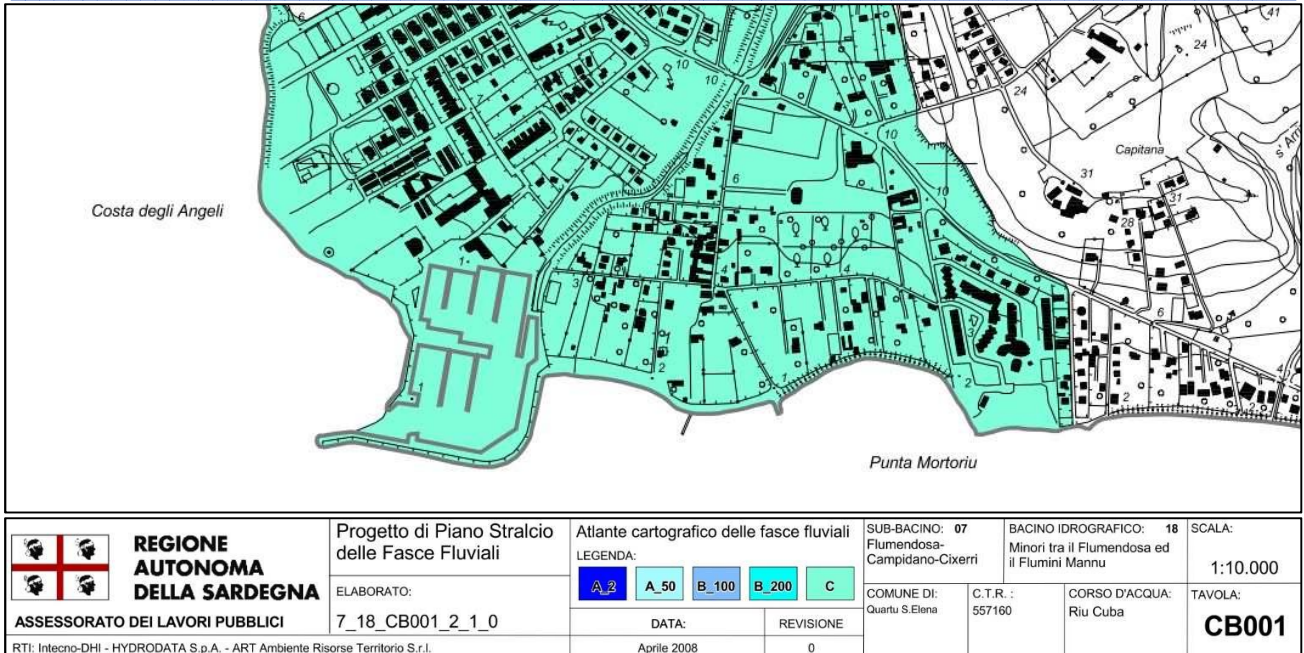
<sup>1</sup> Fonte: Progetto esecutivo di Sistemazione Idraulica del Rio Flumini Cuba - Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale Cagliari - Ing. Antonio Liverani 2004



Dott. Ing. Franco Vigna

OPERE DI AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO MARINA DI CAPITANA  
 PROGETTO DEFINITIVO

2\_RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE - 2.2 - IDROLOGICA E COMPATIBILITÀ IDRAULICA **Pag. 4 di 8**

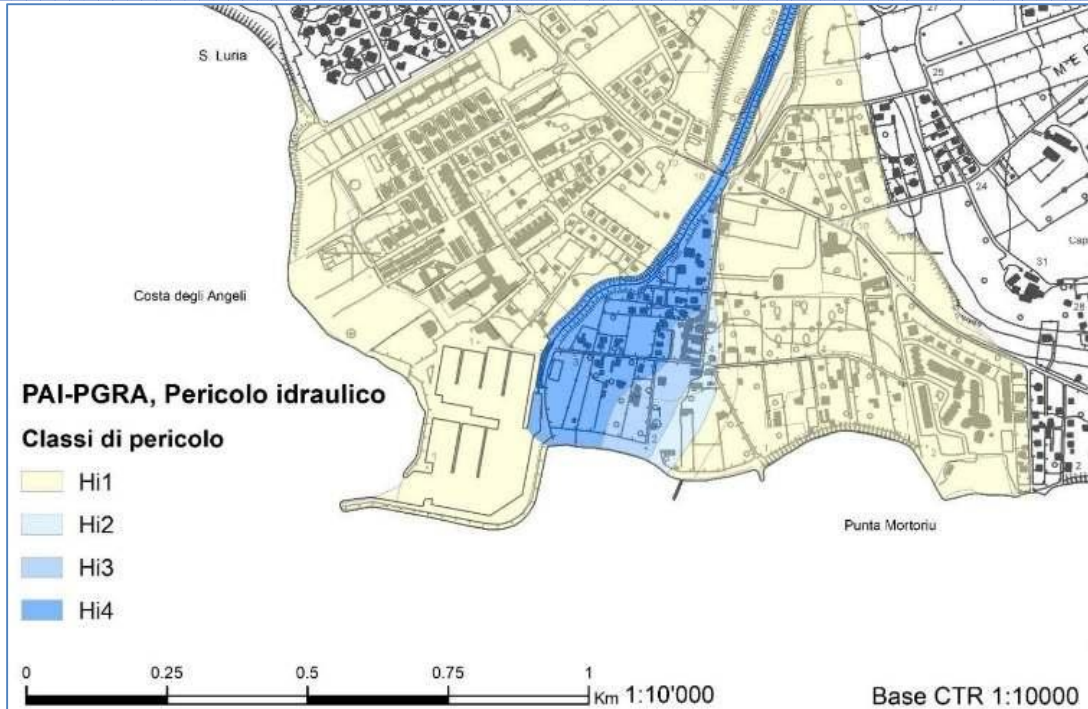


**Fig.2 - Fascia geomorfologica PSFF 2015 C Piano stralcio aste fluviali**

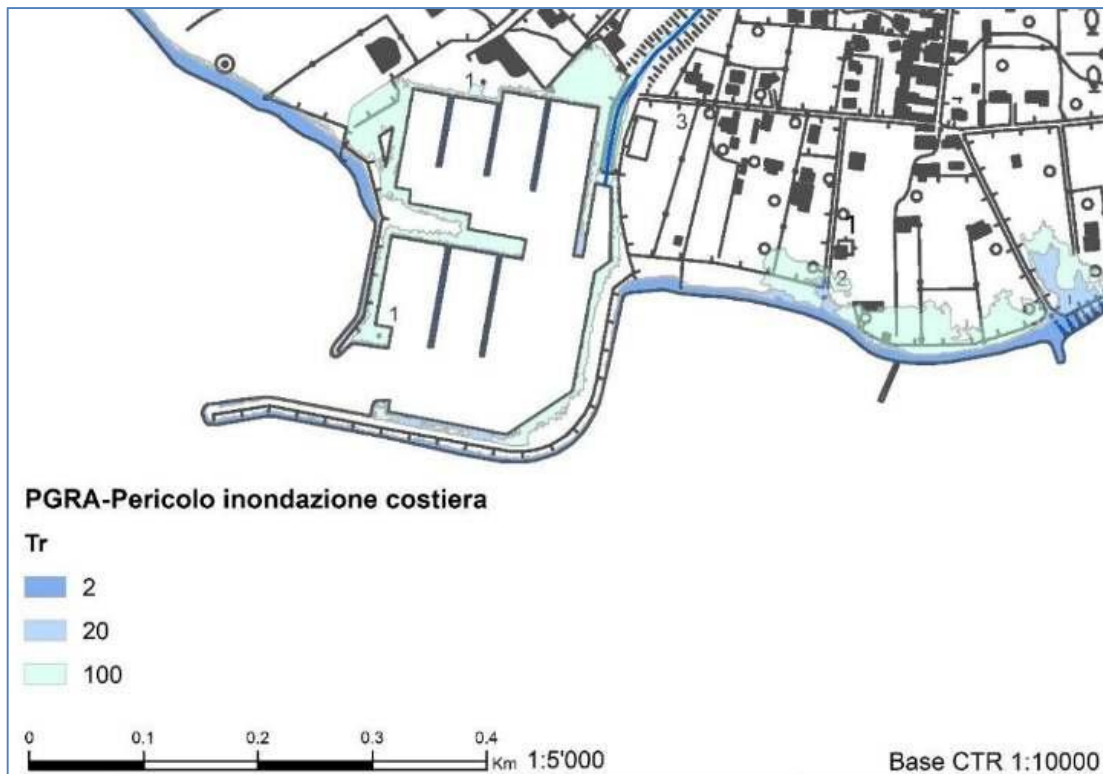
Sulla base del P.A.I. per il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Sardegna e dalle mappe predisposte dal PGRA, risulta che l'area in oggetto ricade all'interno della perimetrazione di pericolo da inondazione costiera con tempo di ritorno fino a 2 anni.

L'individuazione dei tratti soggetti a tale pericolosità sono quelli predisposti dal PGRA, approvati con la Del. C.I. n. 3 del 17/05/2017.

L'articolo 41 comma 9 del P.A.I.: *"Le aree caratterizzate da sola pericolosità da inondazione costiera (Hi\_c) sono regolate dalle norme d'uso che i Comuni e gli altri enti competenti, in coerenza con i principi e le finalità del PAI, definiscono nei propri strumenti di pianificazione territoriale, con particolare riferimento ai piani urbanistici comunali e ai piani di utilizzo dei litorali definiti dalla L.R. 45/1989 e smi., a seguito della redazione di uno studio di dettaglio locale sulla base di Linee Guida regionali"*.



**Fig.3 - Pericolo idraulico**



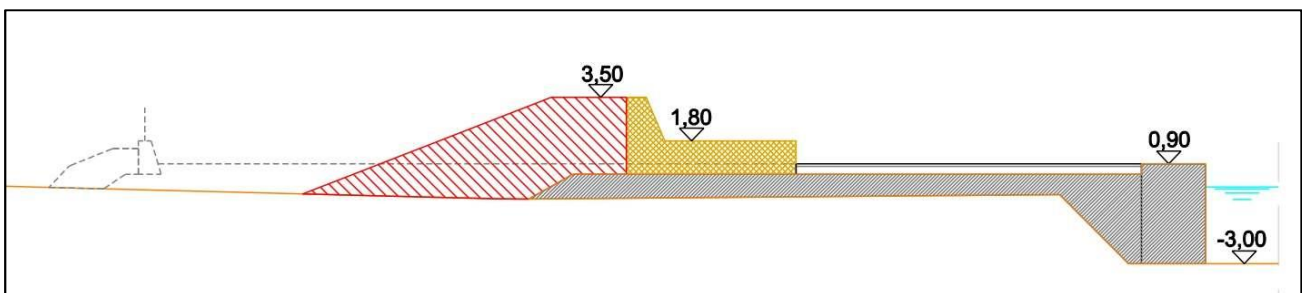
**Fig.4 - Pericolo inondazione costiera**

#### 4 - Opere in progetto potenzialmente interferenti con la foce del rio Cuba

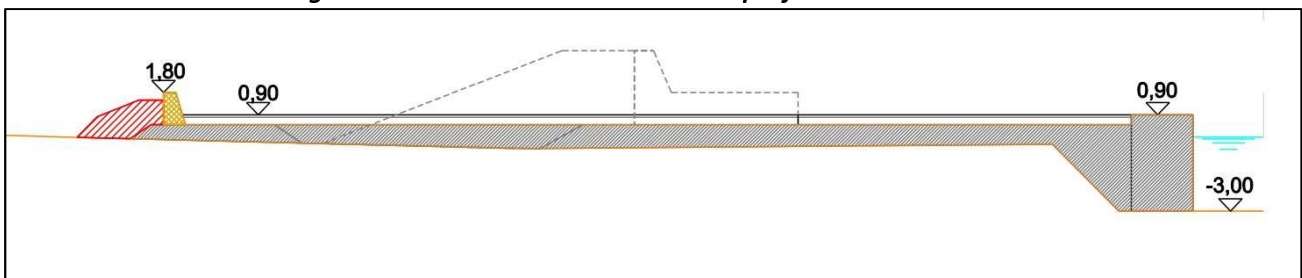
Tra le opere in progetto, quelle che potenzialmente possono interferire con la foce del rio Cuba sono quelle che riguardano il riassetto del molo sopraflutto radicato al litorale sulla sponda sinistra della foce del rio.

Le opere in progetto prevedono una modifica del tracciato della scogliera dalla radice per i primi 100m in modo da realizzare un allargamento verso mare idoneo a formare un piazzale contiguo al banchinamento interno esistente. La modifica del molo di sopraflutto si estende esclusivamente in mare verso Est su uno specchio acqueo di circa 6.500m<sup>2</sup> antistante la spiaggia litoranea. Le opere previste comprendono la demolizione di un tratto di circa 100m della scogliera e del massiccio di coronamento esistenti alla radice del molo sulla sinistra idraulica della foce del Rio Cuba costituiti da una scogliera, un masso di coronamento e un muro paraonde con sommità situata a quota + 3,50m sul livello del mare.

La nuova radice del molo sopraflutto situata come quella esistente sulla sinistra idraulica della foce del rio, nei primi 30m è prevista mediante una bassa scogliera e un muro paraonde la cui sommità è prevista a quota + 1,80m sul livello del mare; solo a una distanza progressiva di circa 30m dalla riva la struttura sarà raccordata alla quota della scogliera esistente. Dal confronto delle sezioni dello stato attuale e dello stato di progetto della radice del molo sopraflutto riportate nelle figure seguenti è evidente che lo stato di progetto non sono peggiorative ai fini del deflusso idraulico della foce del rio Cuba.



**Fig.5 - Sezione della radice del molo sopraflutto stato attuale**



**Fig.6 - Sezione della radice del molo sopraflutto in progetto**





**Fig.7 - Simulazione planimetrica delle opere in progetto rispetto alla foce del rio Cuba**



**Fig.8 - Stralcio cartografico PAI con la simulazione delle opere in progetto.**



Dott. Ing. Franco Vigna

OPERE DI AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO MARINA DI CAPITANA  
PROGETTO DEFINITIVO

2\_RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE - 2.2 - IDROLOGICA E COMPATIBILITÀ IDRAULICA Pag. 8 di 8

## **5 - Compatibilità idraulica delle opere in progetto**

Le opere in progetto non interessano direttamente la foce del Rio Cuba.

Le opere in progetto sono situate nel tratto di mare antistante la linea costiera e risultano radicate a terra in un punto della linea di costa che ricade in un'area classificata Ri4 (Rischio alluvioni) e Hi4 (Pericolo alluvioni).

Le opere previste in progetto che ricadono in questo tratto di mare comprendono: la demolizione di circa 130m del molo sopraflutto esistente che da terra si sviluppa in direzione  $\sim 190^\circ$ ; ricostruzione del tratto demolito a partire dal medesimo punto di radicamento a terra ma con orientamento  $150^\circ$  in modo da costituire una estensione dei piazzali retrostanti la banchina verso est alla medesima quota altimetrica per una superficie complessiva di circa  $4.000\text{m}^2$ . Il nuovo tratto di molo sopraflutto radicato a terra è costituito da una scogliera a gettata, di sezione trapezoidale, sormontata da un masso paraonde di coronamento in calcestruzzo; in ragione del diverso orientamento rispetto all'ondazione critica, il nuovo tratto di molo è stato progettato con una minore altezza complessiva (+1,80m s.l.m.) rispetto a quello attuale (+3,50m s.l.m.).

In conclusione:

le opere di riassetto della radice del molo sopraflutto, essendo situate in mare non interferiscono direttamente con le aree a terra classificate Ri4 (rischio alluvioni) e Hi4 (pericolo alluvioni) nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.);

la tipologia delle opere (piazzali e moli) è tale da non essere esposta a potenziali danni in caso di alluvioni e/o inondazioni costiere (opere con caratteristiche "sommersibili");

la disposizione, e le caratteristiche tipologiche e dimensionali delle opere non modificano e in particolare non aumentano o aggravano le situazioni di pericolo e di rischio idrogeologico esistenti e in generale non producono nuove o diverse criticità in relazione alle finalità di tutela del PAI;

ai fini dell'assetto idraulico, idrogeologico, di pericolosità idraulica e del rischio alluvioni e inondazioni costiere, le opere previste sono da considerarsi non peggiorative dello "status quo".

        D



## 2.3 - STUDIO METEOMARINO

### Sommario

#### 1 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

*Fig.1 - Localizzazione del Porto Turistico Marina di Capitana nel Golfo di Cagliari*

*Fig.2 - Localizzazione del Porto Turistico Marina di Capitana nel Golfo di Cagliari*

#### 2 - CARATTERISTICHE METEOMARINE DEL PARAGGIO

##### 2.1 - Inquadramento meteorologico generale

*Tabella 1 - Caratteristiche climatiche generali del sito*

##### 2.2 - Clima anemologico

*Fig.3 - Analisi anemometrica Sardegna sud orientale (PGRA)*

*Fig.4 - Rosa dei venti stazioni anemometriche di Elmas (a Sinistra) e Capo Carbonara (a Destra) (PGRA)*

*Fig.5 - Intensità e frequenze dei venti Sardegna Meridionale e golfo di Cagliari*

##### 2.3 - Fetch e moto ondoso

*Fig.5 - Individuazione fetch per il Golfo di Cagliari (nel mediterraneo il fetch efficace non supera i 500km)*

*Fig.7 - Fetch geografici (settore relativo al porto di Capitana)*

*Fig.8 - Clima di moto ondoso al largo di Cagliari nel punto di coordinate 39.0°N - 9.25°E*

##### 2.4 - Batimetrie

*Fig.9 Batimetrie del Golfo di Cagliari Est (curve equidistanza 5m)*

*Fig.10 Batimetrie del Golfo di Cagliari Est (Navionics Sonarchart)*

*Fig.11 Batimetrie del Porto di Capitana aree di intervento (Giugno 2021)*

##### 2.5 - Moto ondoso incidente sulle opere in progetto

*Fig. 12 - Piano di Diffrazione Sud-Ovest*

*Fig. 13 - Piano di Diffrazione Sud*

*Fig. 14 - Schema grafico propagazione onda da Sud Ovest sulle nuove opere Sopraflutto*

*Fig. 15 - Sin. Altezza indice di Frangimento - Ds. Altezza di profondità al frangente in funzione della ripidità*

#### 3 - DINAMICHE GEOMORFOLOGICHE E UNITÀ FISIOGRAFICA

##### 3.1 - Dinamiche geomorfologiche

*Fig. 16 - Andamento delle correnti al contorno del Sud Sardegna*

##### 3.2 - Unità fisiografica

##### 3.3 - Evoluzione della linea di riva

*Fig. 17 - Foto aeree 1968 2019*

*Fig. 18 - Evoluzione della linea di costa 1968 - 2019*

##### 3.4 - Effetti delle opere sul litorale e dinamiche geomorfologiche

**1 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO**

Il Porto turistico di Capítana, costruito nei primi anni 90 del secolo scorso (1993-1996), è situato nella costa meridionale della Sardegna all'interno del Golfo di Cagliari. L'imboccatura del porto si apre verso Ovest ed è individuata dalle seguenti coordinate geografiche (WGS84): Latitudine 39°12'18,51"N Longitudine 09°18'3,79"E



**Fig.1 - Localizzazione del Porto Turistico Marina di Capítana nel Golfo di Cagliari**



**Fig.2 - Localizzazione del Porto Turistico Marina di Capítana nel Golfo di Cagliari**



## 2 - CARATTERISTICHE METEOMARINE DEL PARAGGIO

### 2.1 - Inquadramento meteorologico generale

Le caratteristiche climatiche del sito in cui è ubicato il porto turistico di Capitana sono riassunte nella seguente tabella:

	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
Medie Temperatura (°C)	9.6	9.5	11.7	14.3	18	22.7	25.4	25.7	22	18.8	14.2	11
Temperatura minima (°C)	6.9	6.6	8.3	10.5	13.7	17.7	20.5	21	18.4	15.8	11.7	8.4
Temperatura massima (°C)	12.6	12.9	15.6	18.5	22.5	27.6	30.6	30.7	26.2	22.5	17.1	13.8
Precipitazioni (mm)	36	38	42	44	29	8	1	6	27	44	65	55
Umidità(%)	79%	75%	73%	71%	66%	58%	56%	59%	67%	74%	78%	79%
Giorni di pioggia (g.)	5	5	5	6	4	1	0	1	3	5	7	6
Ore di sole (ore)	6.1	6.9	8.3	9.9	11.5	12.9	12.9	12.0	10.1	8.2	6.7	6.0

**Tabella 1 - Caratteristiche climatiche generali del sito**

Durante l'anno le temperature medie variano di 16.1 °C.

L'umidità relativa più alta si misura a Gennaio (78.93 %). Il più basso ad Luglio (56.30 %).

Novembre (giorni: 8.97) ha in media i giorni più piovosi al mese.

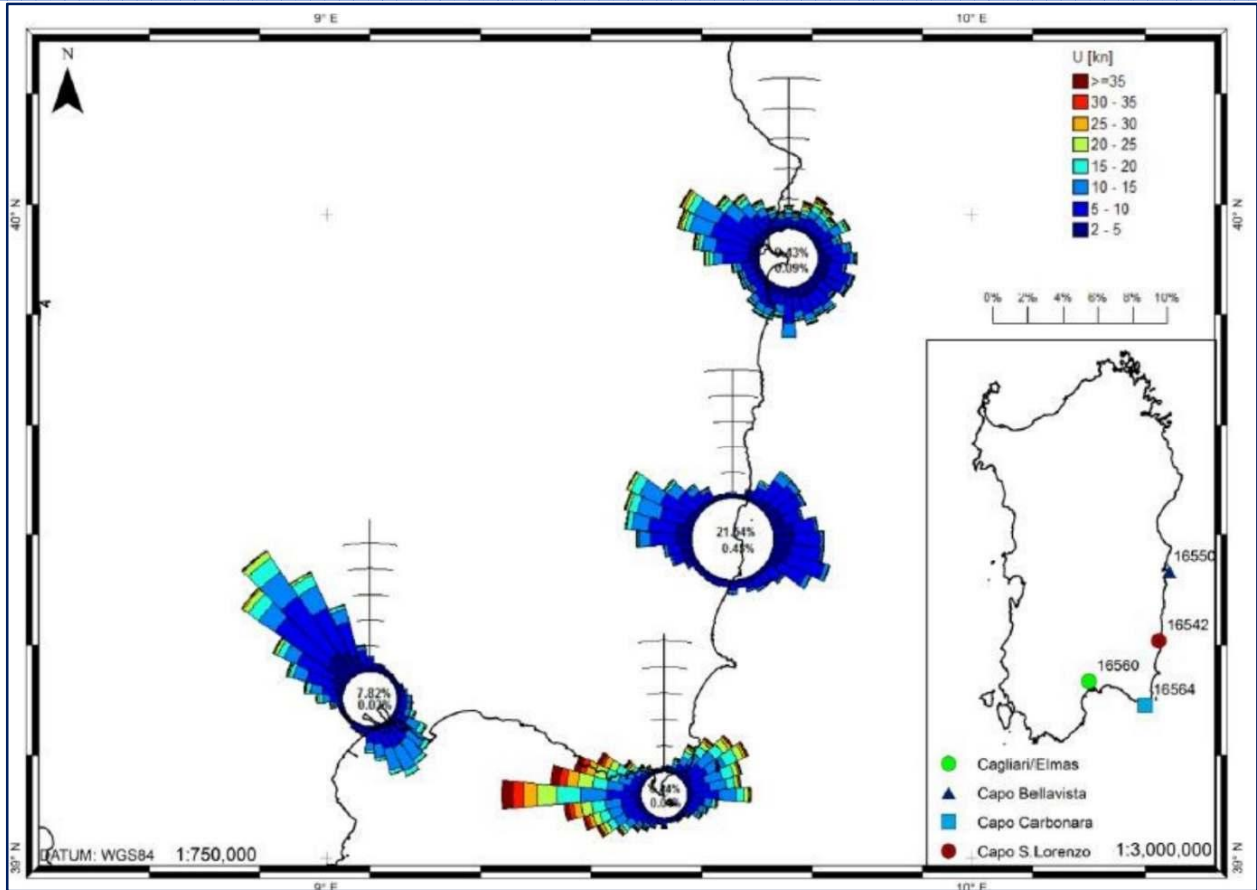
Il minor numero di giorni di pioggia si registra ad Luglio (giorni: 0.50 days).

### 2.2 - Clima anemologico

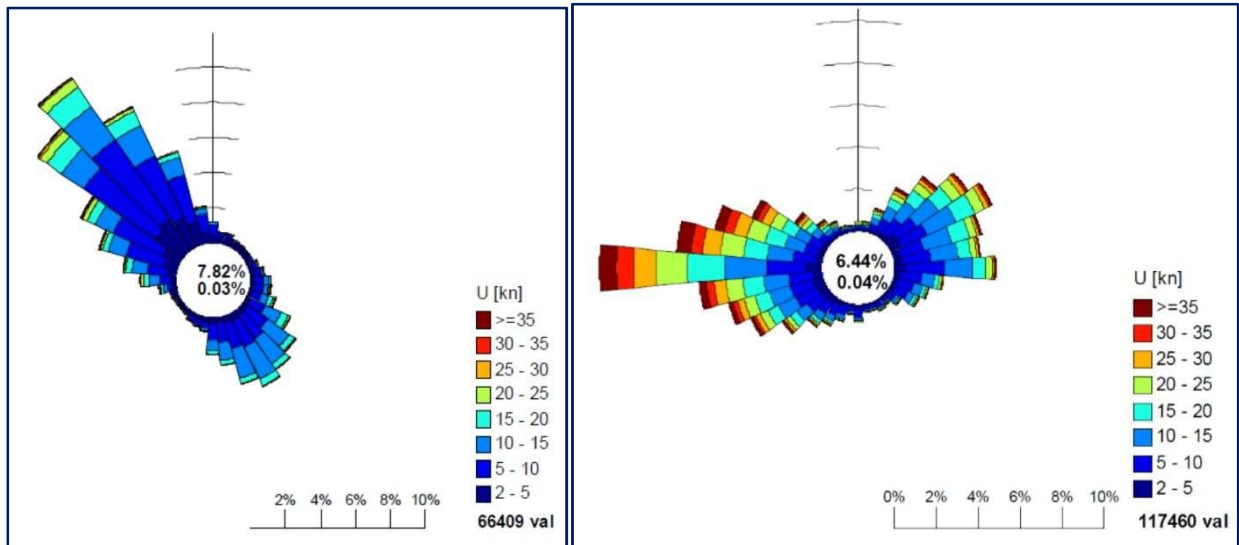
Ai fini della determinazione dell'onda a largo occorre conoscere il regime dei venti dominanti (serie storica), in corrispondenza del paraggio di riferimento.

La caratterizzazione del clima anemologico del sito porto di Capitana, in mancanza di una rilevazione locale specifica, è ben rappresentata dalla descrizione nei dati di vento delle stazioni di Elmas, e i dati di vento della stazione di Capo Carbonara.

Nello specifico, si ritengono rilevanti i dati della Stazione di Elmas (per il clima anemometrico interno al Golfo) e quella di Capo Carbonara (significativi per il clima a largo del Golfo). I venti di interesse per la determinazione dell'onda sottocosta sono quelli provenienti dai quadranti meridionali e in particolare da Sud Est (Sirocco) e da Sud Ovest (Libeccio).



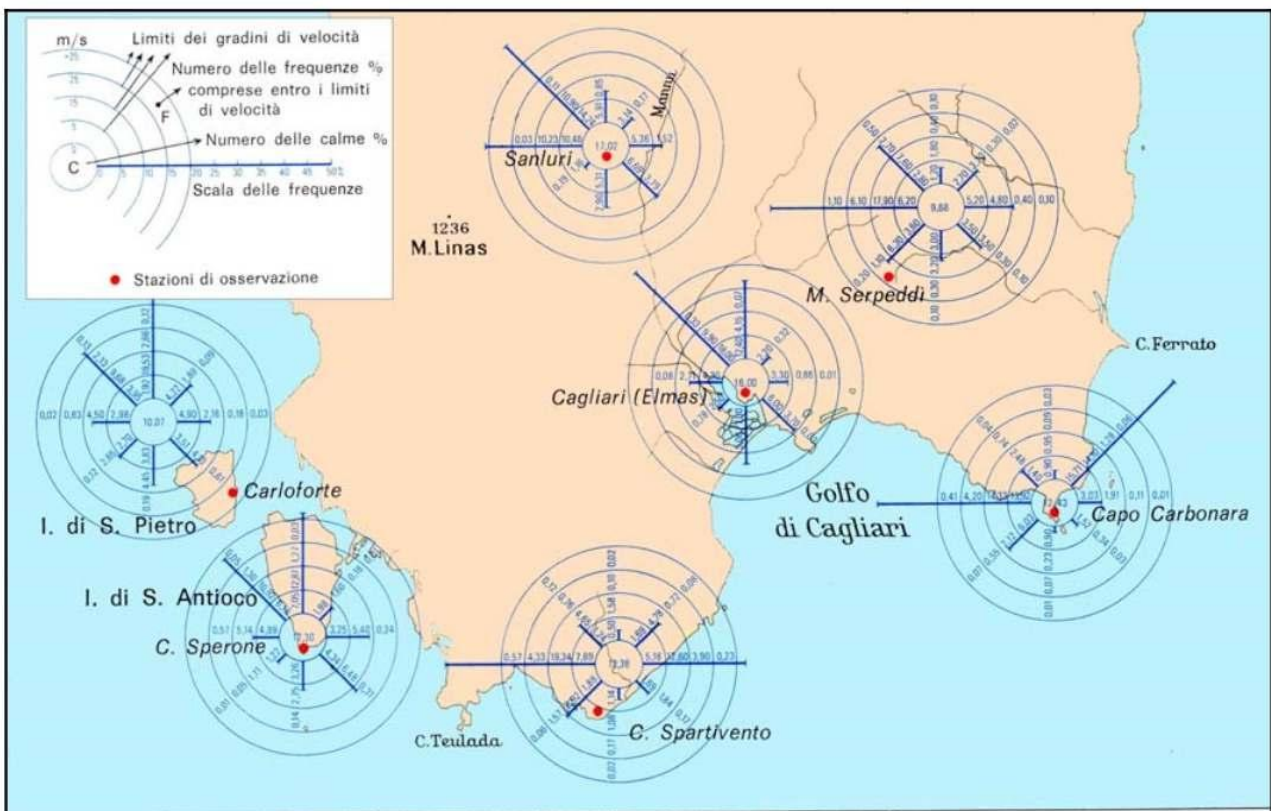
**Fig.3 - Analisi anemometrica Sardegna sud orientale (PGRA)**



**Fig.4 - Rosa dei venti stazioni anemometriche di Elmas (a Sinistra) e Capo Carbonara (a Destra) (PGRA)**

Per il Golfo di Cagliari si dispone anche dei dati registrati dalle stazioni della Rete Mareografica Nazionale (RMN - APAT) delle stazioni di Cagliari (N39° 12' 35", E09° 06' 53") e di Carloforte (N39° 08' 36", E08° 18' 28") e dati dell'Istituto Idrografico della Marina Militare Italiana, riferiti alle stazioni di Capo Sperone (N38° 58' 00", E8° 25' 00"), Capo Sant'Elia (N39° 11' 00", E9° 09' 00") e Capo Carbonara (N39° 06' 00", E9° 31' 00").

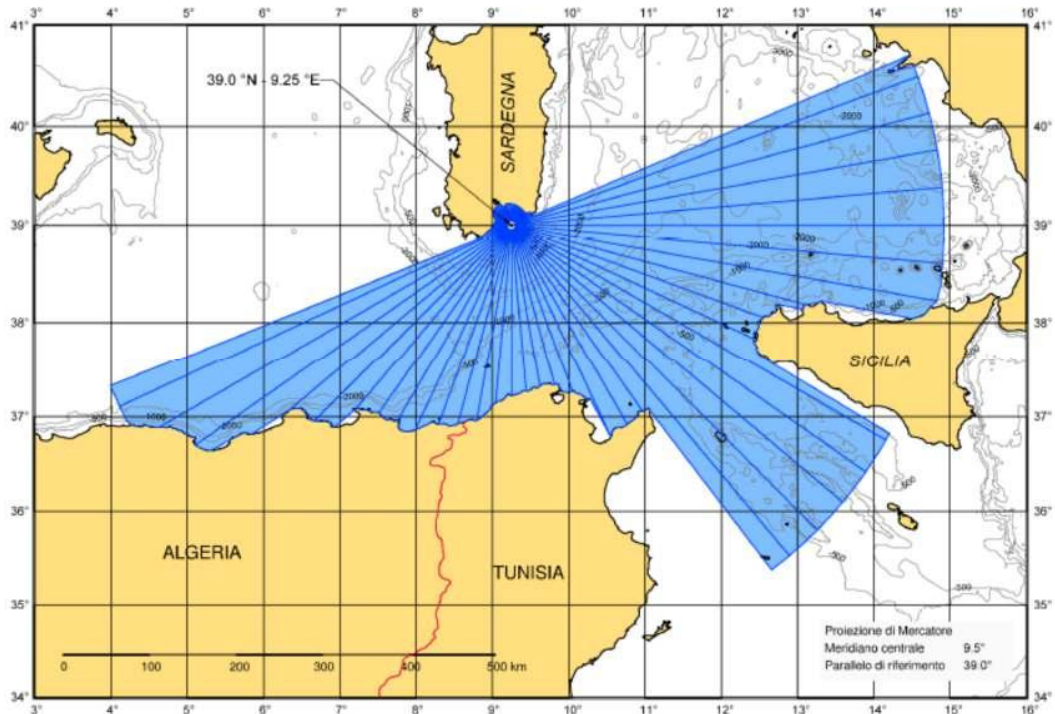
Le informazioni sul regime dell'area possono desumersi dalle statistiche delle osservazioni pluriennali della direzione e della velocità del vento registrate dalle stazioni riassunte nella seguente Fig. 5<sup>1</sup>, in cui per ogni stazione sono rappresentate le frequenze medie relative, dei venti e delle calme.



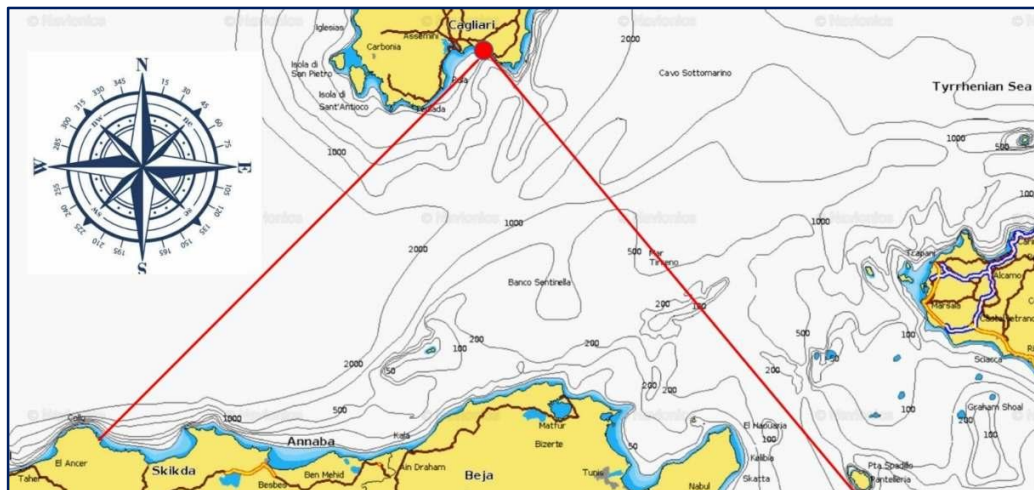
**Fig.5 - Intensità e frequenze dei venti Sardegna Meridionale e golfo di Cagliari**

<sup>1</sup> Da Atlante di Sardegna (Pracchi e Terrosu, 1980).

**2.3 - Fetch e moto ondososo al largo**



**Fig.6 - Individuazione fetch per il Golfo di Cagliari (nel mediterraneo il fetch efficace non supera i 500km)**



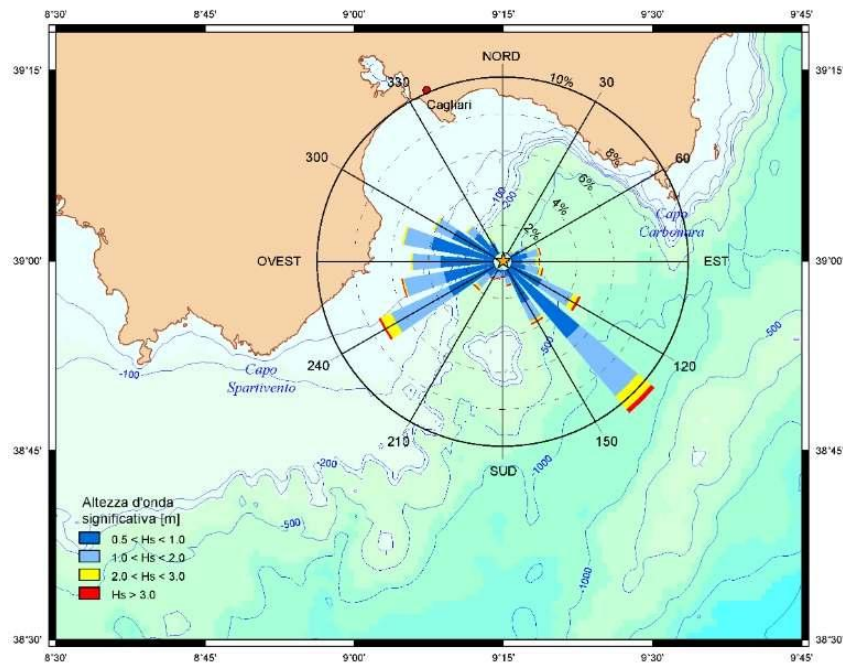
**Fig.7 - Fetch geografici (settoare relativo al porto di Capitana)**

La distanza di mare libero è definita dalle tangenti a Capo Pula, verso Sud-Ovest, ed alla Punta Finocchio (Torre delle Stelle), verso Sud-Est, determina il settore di traversia principale, compreso fra 225° e 135°, con un fetch abbastanza ampio che consente la formazione di onde di una certa altezza con piccola



rapidità e grande lunghezza e, quindi, interessanti la stabilità dell'opera. Il fetch di tale settore di traversia ha una lunghezza di 180 miglia marine (pari a 333 km) verso SW di circa 115 miglia verso Sud mentre verso SE per la disposizione del canale di Sicilia arriverebbe fino al punto più meridionale del Golfo della Sirte a circa 700 miglia di distanza ma in effetti è limitato dai bassi fondali del canale di Sicilia distanti circa 160 miglia. Trattandosi di ampia distesa di mare aperto, per la determinazione dell'intensità del moto ondoso, si considera la condizione di regime stazionario, ossia quando le onde vengono influenzate solamente dall'ampiezza del fetch, per cui il vento di traversia deve avere una durata sufficiente affinché le caratteristiche delle onde raggiungano i valori massimi, oltre i quali, prolungandosi la durata del vento, i menzionati valori rimangono costanti.

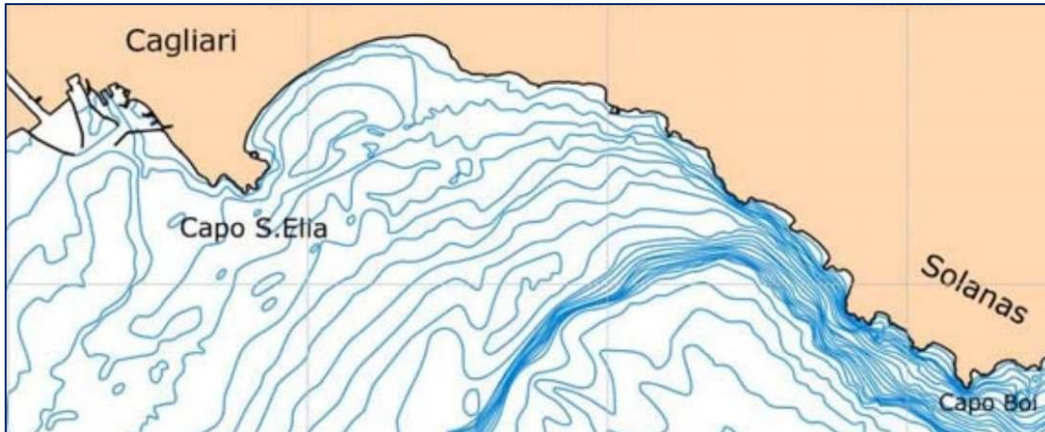
Per la determinazione dell'onda a largo occorre in generale analizzare le serie storiche e il regime dei venti dominanti, in corrispondenza del paraggio di riferimento, e il fetch. I risultati dell'analisi della distribuzione direzionale e della frequenza di accadimento degli eventi di moto ondoso ricostruiti al largo di Cagliari in studi pregressi<sup>2</sup> sono sintetizzati nella seguente figura.



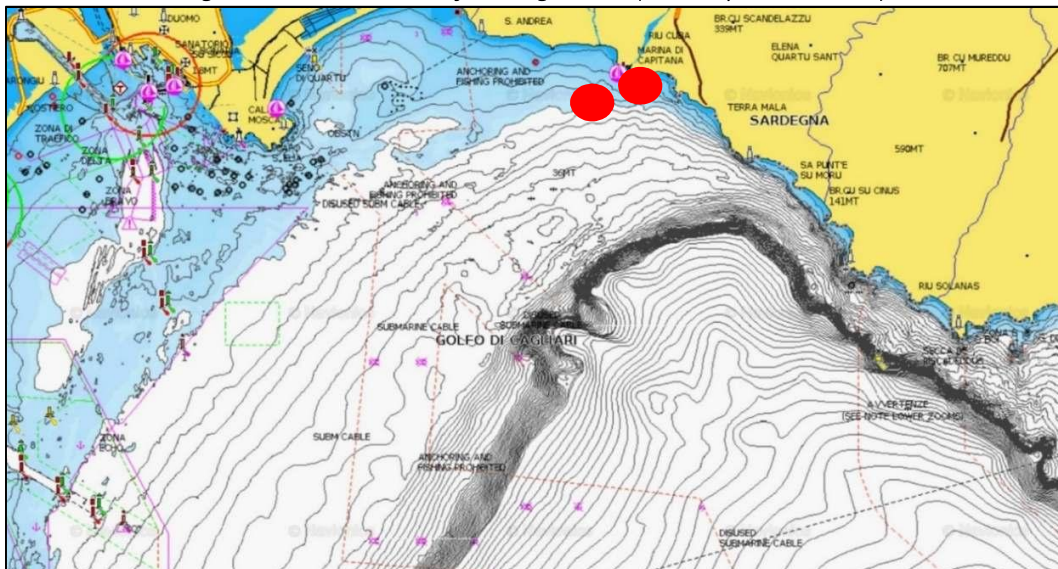
**Fig.8 - Clima di moto ondoso al largo di Cagliari nel punto di coordinate 39.0°N - 9.25°E**

<sup>2</sup> Studio Meteomarino Porto Canale di Cagliari Terminal Ro-Ro 1° Lotto (Ing.W.Quarto - Modimar - Dic.2012)

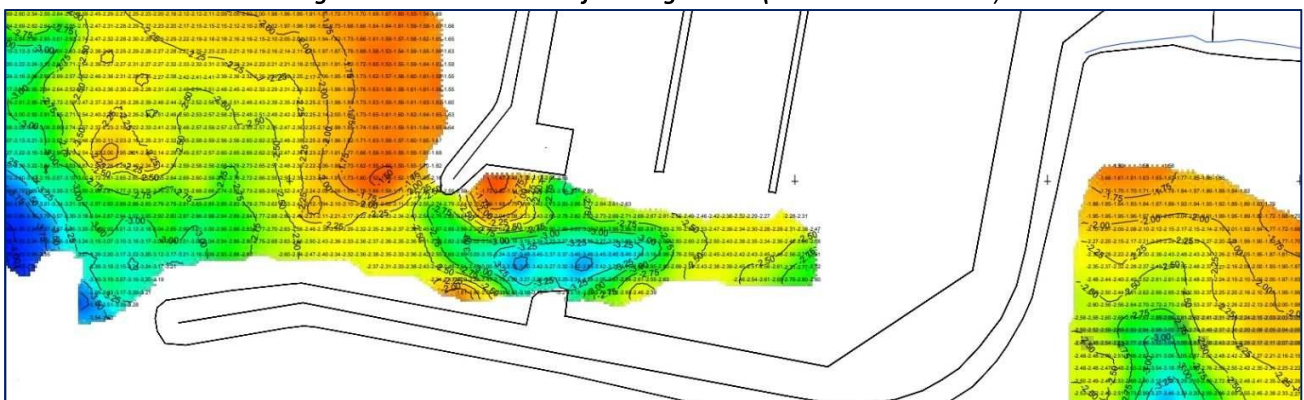
**2.4 - Batimetrie**



**Fig.9 - Batimetrie del Golfo di Cagliari Est (curve equidistanza 5m)**



**Fig.10 - Batimetrie del Golfo di Cagliari Est (Navionics Sonarchart)**



**Fig.11 - Batimetrie del Porto di Capitana aree di intervento (Giugno 2021)**



Dai rilievi batimetrici recenti al contorno del porto e nelle zone interessate dai lavori in progetto si evidenzia che la zona di modifica della radice del molo di sopraflutto ricade su fondali a bassa profondità da quota -2.50m s.l.m. fino alla linea di riva (quota  $\pm 0.00$ ). Risulta anche una tendenza di accumulo di sedimenti sottoflutto che interessa l'imboccatura del porto.

### **2.5 - Moto Ondoso incidente sulle opere in progetto**

Per la costruzione grafica dei piani di diffrazione, le caratteristiche dell'onda in arrivo, sono state ricavate dalle teorie di Sverdrup-Munk per onde significative a pieno sviluppo, prendendo come base i dati forniti dall'Aeronautica Militare, registrati dalla Stazione Meteorologica di Elmas nel periodo compreso fra il 1971 ed il 1980.

Venti da S-W	2,5 pari a 9 giorni
Venti da S	11,9 pari a 44 giorni
Venti da S-E	11,9 pari a 44 giorni

Da questi dati, la velocità massima dei venti provenienti dal settore interessato sono stati per:

Venti da Sud-Ovest	Velocità max 71 nodi
Vento da Sud	Velocità max 41 nodi
Vento da Sud-Est	Velocità max 51 nodi

Tali velocità di punta però si presume abbiano avuto frequenze molto limitate e tali da non generare il regime stazionario in rapporto al fetch in esame, per cui sulla base delle esperienze personali si considera che l'intensità del vento capace di creare regime stazionario possa essere per:

Venti da S-W	25 nodi pari a 12,86 mt/sec
Venti da S	19 nodi pari a 9,80 mt/sec
Venti da S-E	25 nodi pari a 12,86 met/sec

Considerato che per i treni d'onda, provenienti dal largo, creati dai venti provenienti da S-E subiscono delle deviazioni e rallentamenti dovuti all'andamento della costa, se ne deduce che il moto ondoso che arriva nel paraggio senza subire influenza costiera, e quindi con tutta la sua forza dinamica integra, è quella formata dai venti provenienti da Sud e da Sud-Ovest.

Poiché poi le onde, a profondità minore di  $L/2$ , modificano le loro caratteristiche, si costruiscono i grafici dei piani d'onda con venti provenienti da Sud e da Sud-Ovest. I dati assunti per il calcolo sono i seguenti:

Fetch geografico	60 miglia marine pari a $\sim 111$ km
Velocità del vento	$U = 19$ nodi pari a $9.8$ mt/sec

I valori dell'onda teorica per fetch illimitato in regime stazionario con una velocità del vento di  $9,8$  m/sec si ottengono direttamente da valori tabellati o dalle formule dello Sverdrup-Munk di seguito riportate:

- $H^* = 0.254 U^2/g \sim 2.50$  (altezza dell'onda);
- $T^* = 1.37 U \sqrt{g} \sim 8.6$  sec (periodo dell'onda);
- $L^* = T^{*2} g/2\pi \sim 115.50$  m (lunghezza dell'onda).

Dal grafico dello sviluppo delle onde in acque profonde si ottengono, in funzione del Fetch e della velocità del vento, le seguenti costanti di riduzione:

$$\beta'_x = 0.54 \qquad f(\beta'_x) = 0.82$$

pertanto le onde dal Sud al largo assumeranno i seguenti valori:

- $H_0 = H^* f(\beta'_x) = 2.50 \times 0.82 = 2.05$  m;
- $L_0 = L^* (\beta'_x)^2 = 115.50 \times (0.54)^2 = 34$  m;
- $T_0 = T^* (\beta'_x) = 8.6 \times 0.54 = 4.65$  m/sec.

Con profondità del fondo marino minore di  $L/2$ , tali caratteristiche subiscono modificazioni per effetto dell'obliquità del moto ondoso rispetto alle isobate del fondo.

È stato quindi tracciato il piano dei treni d'onda provenienti da Sud sulla base di valori tabellati, ricavati dal grafico dell'onda in acqua bassa.

Da tale tracciamento si ricava che  $K$  alla profondità di  $m$  4, in prossimità del molo di sopraflutto assume il valore di:

$$K = \sqrt{2.72/2.5} = 1.04$$

dal grafico dell'onda in acqua bassa si deduce poi, per il periodo di  $4.65$  sec



---

$$H'/H = 0.92 \quad \text{Per cui l'altezza dell'onda sar\`a:} \quad 2.05 \times 1.04 \times 0.92 = \text{m } 1.95$$

Graficamente inoltre si determina che l'onda inizier\`a ad infrangersi su un fondale di m 2.55, creando una leggera corrente verso NNW che non provoca trasporto all'interno del porto.

Anche per il piano d'onda da Sud-Ovest si considera l'onda che raggiunge il regime stazionario, utilizzando per il calcolo i seguenti dati:

Fetch geografico	110 miglia marine pari a ~ 204 km
Velocità del vento	U = 25 nodi pari a 12.86 mt/sec

I valori dell'onda teorica per Fetch illimitato in regime stazionario per una velocità del vento di 12.86 m/sec si deducono dalla tabella o si ottengono dalla formula dello Sverdrup-Munk, sopra riportate:

- $H^* = 4.30 \text{ m}$  (altezza dell'onda);
- $T^* = 11.3 \text{ sec}$  (periodo dell'onda);
- $L^* = 188.70 \text{ m}$  (lunghezza dell'onda)

dal grafico dello sviluppo delle onde in acqua profonda si ottengono in funzione del Fetch e della velocità del vento, le seguenti costanti di riduzione:

$$\beta'_x = 0.63 \qquad f(\beta'_x) = 0.90$$

pertanto l'onda maggiore proveniente dai quadranti meridionali, in particolare dalla direzione S-W, in acque profonde avr\`a le seguenti caratteristiche:

- $H_0 = H^* f(\beta'_x) = 2.50 \times 0.82 = 3.90 \text{ m}$ ;
- $L_0 = L^* (\beta'_x)^2 = 115.50 \times (0.54)^2 = 75 \text{ m}$ ;
- $T_0 = T^* (\beta'_x) = 8.6 \times 0.54 = 7.10 \text{ m/sec}$ .

Con profondit\`a del fondo marino minore di  $L/2$ , tali caratteristiche subiscono modificazioni per effetto dell'obliquit\`a del moto ondoso rispetto alle isobate del fondo.

Ora è possibile tracciare il piano dei treni d'onda provenienti da S-W sempre sulla base di valori riportati in tabella, ricavati dal grafico dell'onda in acque basse.

Da tale tracciamento si ricava che K alla profondità di m 4.00, in prossimità del molo sopraflutto (nell'ipotesi meno favorevole) assume il valore di

$$K = \sqrt{2.28/6.20} = 0.61$$

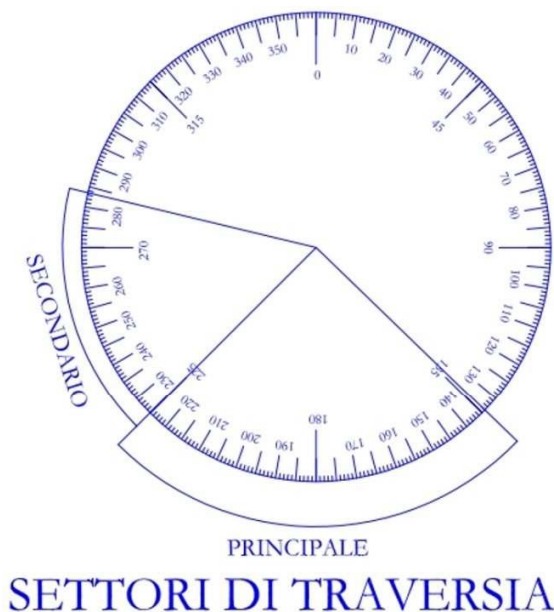
dal grafico dell'onda in acqua bassa è poi possibile dedurre, per il periodo di 7.10 m/sec, che

$$H'/H = 1.03$$

per cui l'altezza dell'onda che agisce sulla scogliera di sopraflutto sarà:

$$m\ 3.90 \times 0.61 \times 1.03 = m\ 2.45$$

L'onda inizierà a frangersi su un fondale di m 3.40 creando una leggera corrente verso NNW che non provoca trasporto all'interno del porto.

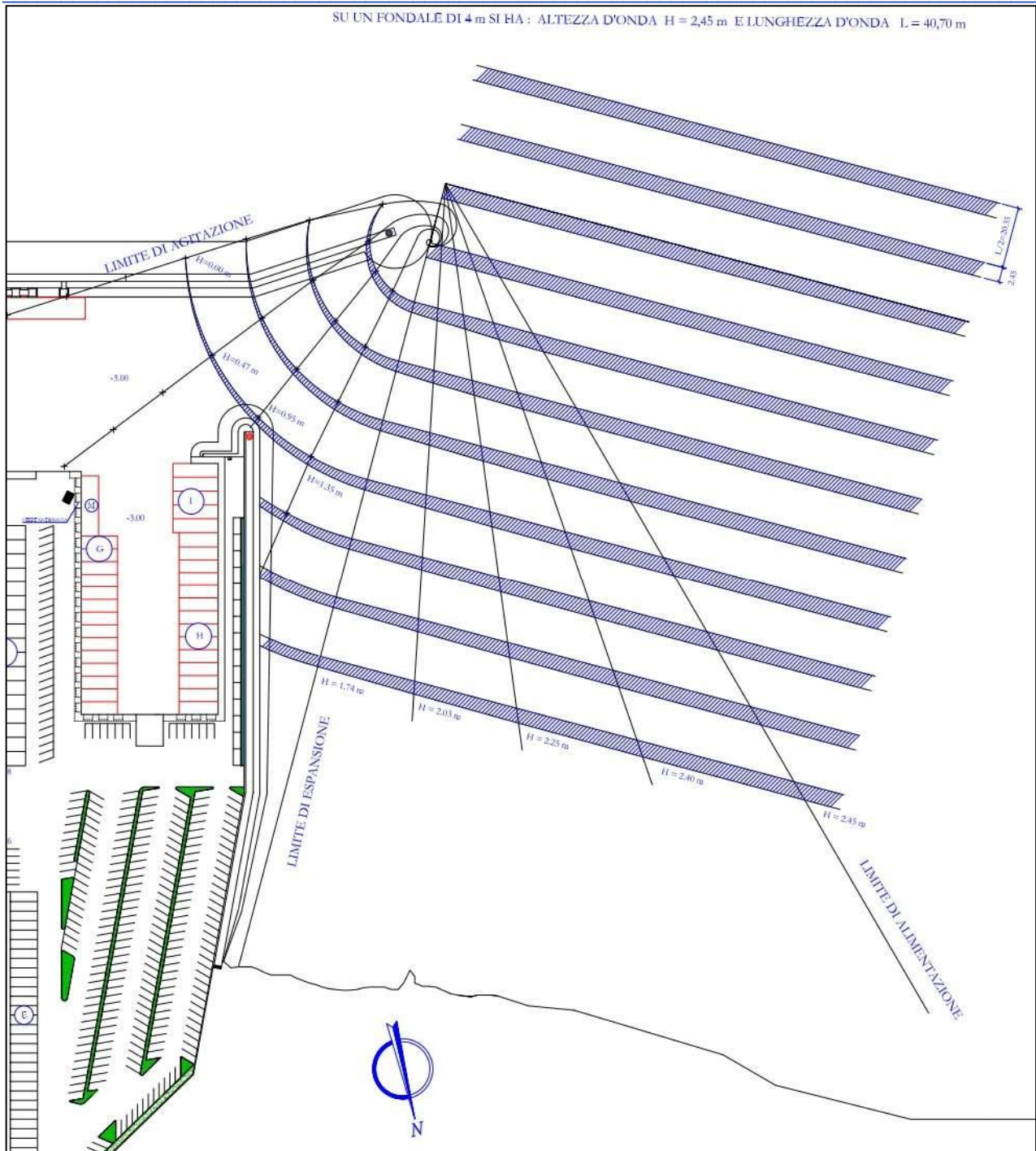


PROFONDITA' IN ML. d	PROFONDITA' RELATIVA d/L <sub>o</sub>	RAPPORTO L/L <sub>o</sub>	LUNGHEZZA D'ONDA IN ACQUA BASSA L	VALORI GRAFICI	
				n = 4	n = 8
3	0,040	0,480	36,00	2,88	5,76
5	0,067	0,605	45,40	3,63	7,26
10	0,133	0,780	58,50	4,68	9,36
15	0,200	0,890	66,80	5,34	10,68
20	0,267	0,945	70,90	5,67	11,34
25	0,333	0,962	72,20	5,78	11,56
30	0,400	0,975	73,10	5,85	11,70
35	0,467	0,985	73,90	5,91	11,82
37.5	0,500	1,000	75,00	6,00	12,00

TABELLA PIANO D'ONDA DA SUD-OVEST

PROFONDITA' IN ML. d	PROFONDITA' RELATIVA d/L <sub>o</sub>	RAPPORTO L/L <sub>o</sub>	LUNGHEZZA D'ONDA IN ACQUA BASSA L	VALORI GRAFICI	
				n = 4	n = 8
2,5	0,073	0,625	21,25	1,70	3,40
5	0,147	0,810	27,50	2,20	4,40
7,5	0,220	0,905	30,80	2,46	4,92
10	0,294	0,950	32,30	2,58	5,16
12,5	0,368	0,970	33,00	2,64	5,28
15	0,441	0,985	33,50	2,68	5,36
17	0,500	1,000	34,00	2,72	5,44

TABELLA PIANO D'ONDA DA SUD



**Fig. 12 - Piano di Diffrazione Sud-Ovest**

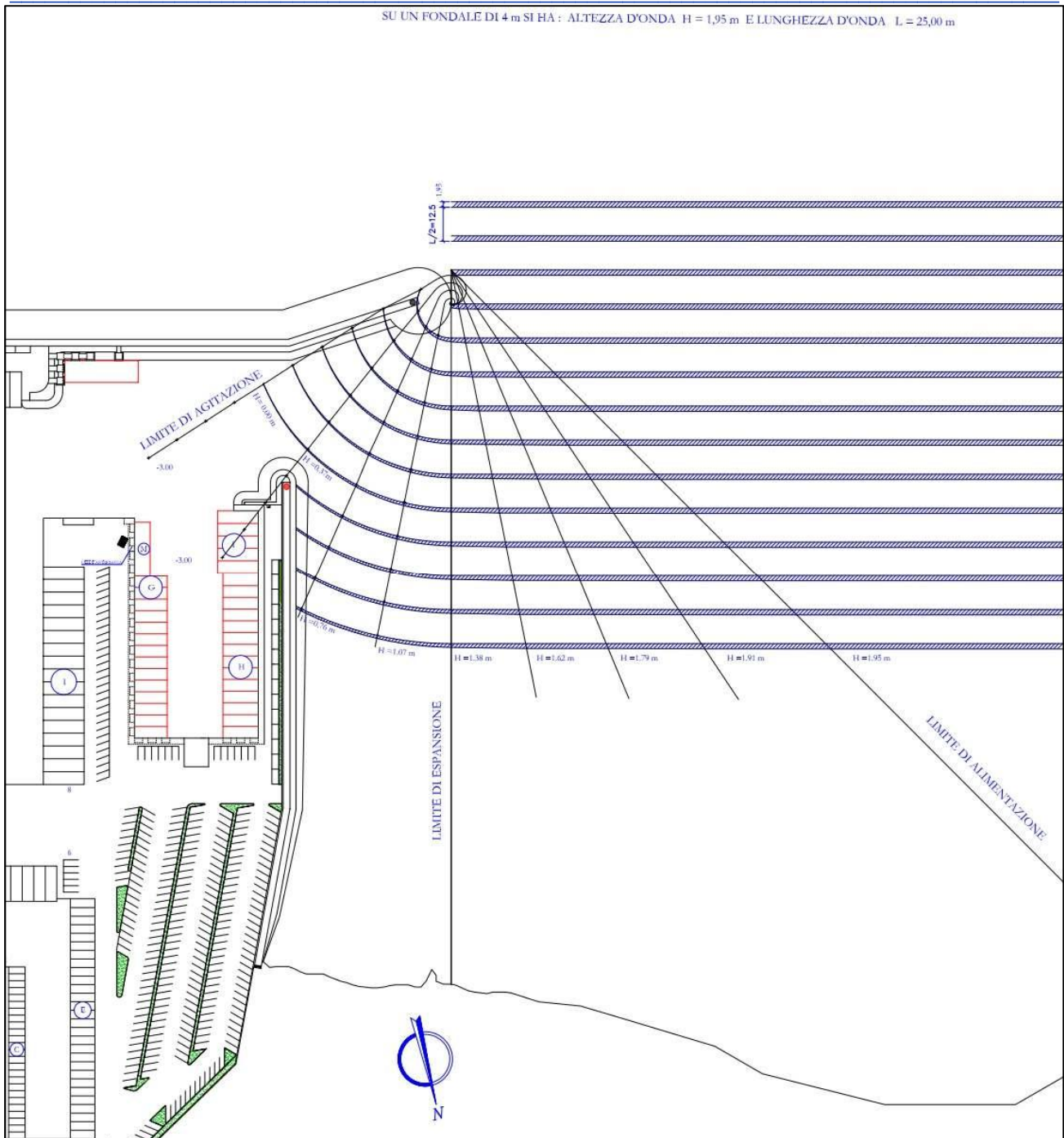


Fig.13 - Piano di Diffrazione Sud





Come si può osservare dai piani di diffrazione dell'onda, nello specchio acqueo interno a ridosso del molo di sopraflutto, negli eventi di maggiore intensità, si propaga verso la darsena interna un'onda di altezza da 45 a 75 cm. Tali valori di altezza dell'onda significativa sono considerati generalmente accettabili all'imboccatura di un porto turistico in considerazione dell'ulteriore riduzione per i fenomeni combinati di diffrazione e riflessione nella propagazione delle onde all'interno del porto.

Riguardo alla nuova darsena in considerazione delle ridotte dimensioni del bacino, per ridurre ulteriormente l'agitazione interna del bacino portuale e per prevenire la riflessione delle onde prodotte dalle imbarcazioni in ingresso ed uscita dal porto, si è previsto di realizzare i banchinamenti con caratteristiche a bassa riflessione (tipologia a celle antirisacca).

Per quanto riguarda l'analisi del moto ondoso incidente sulle opere di modifica del primo tratto del molo sopraflutto si evidenzia che la parte del molo interessata riguarda tratto iniziale in cui il molo è radicato a terra. La ricostruzione della nuova parte del molo è costituita da due parti, la prima si sviluppa dalla riva in direzione SE per circa di circa 50m è imbasata su fondali a profondità variabile da 0.00m a -1.80m con pendenza pari a circa 3/100 ( $\approx 1,8^\circ$ ); la seconda parte, raccordata alla precedente con un'ampia curva con 40m di raggio, si sviluppa in direzione SW per circa 80m su fondali a profondità variabile da -1.80m a -2.50m con analoga pendenza.

Lo stato dei fondali antistanti l'opera di difesa a scogliera è utile a definire le caratteristiche dell'onda incidente. La parte di molo raccordata alla precedente sarà realizzata con la stessa sezione dell'esistente.

Nella Figura seguente è riportato lo schema grafico della propagazione dell'onda da Sud Ovest incidente sulle nuove opere. La sporgenza delle nuove opere verso Est pone la parte di molo radicata a terra, orientata per  $150^\circ$  oltre la linea limite di espansione dell'onda. In corrispondenza del punto di massima sporgenza i rilievi batimetrici evidenziano una profondità di circa  $-1.80 \div -2.00$ m.

La nuova radice del molo sopraflutto in progetto è orientata a  $150^\circ$  (SE) per circa 50m e risulta pertanto ridossata dalla onda di SO; inoltre poiché si sviluppa su fondali a profondità variabile da 0.00m a -1.80m con pendenza pari a circa 1/33 ( $\approx 1,8^\circ$ ) le onde che si propagano verso riva, influenzate

dall'abbassamento del fondale tendono a dissipare l'energia per frangimento graduale (Spilling), tipico dei fondali caratterizzati da una bassa pendenza.

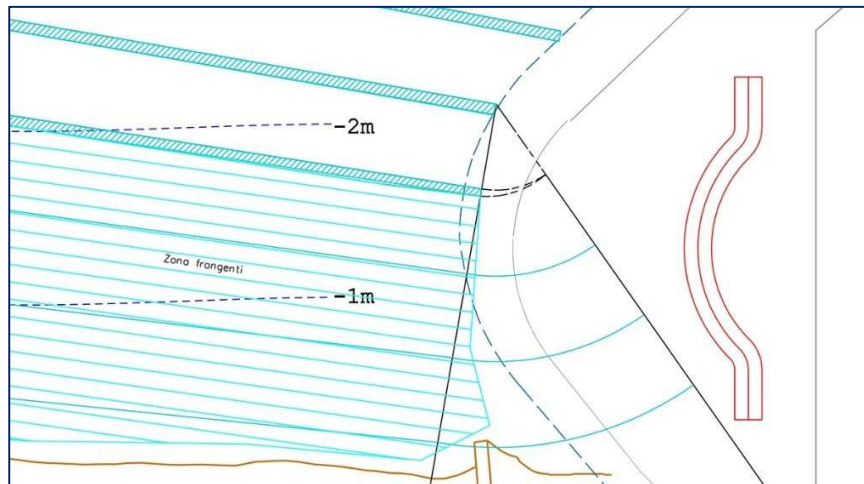


Fig. 14 - Schema grafico onda da SO sulle nuove opere sopraflutto

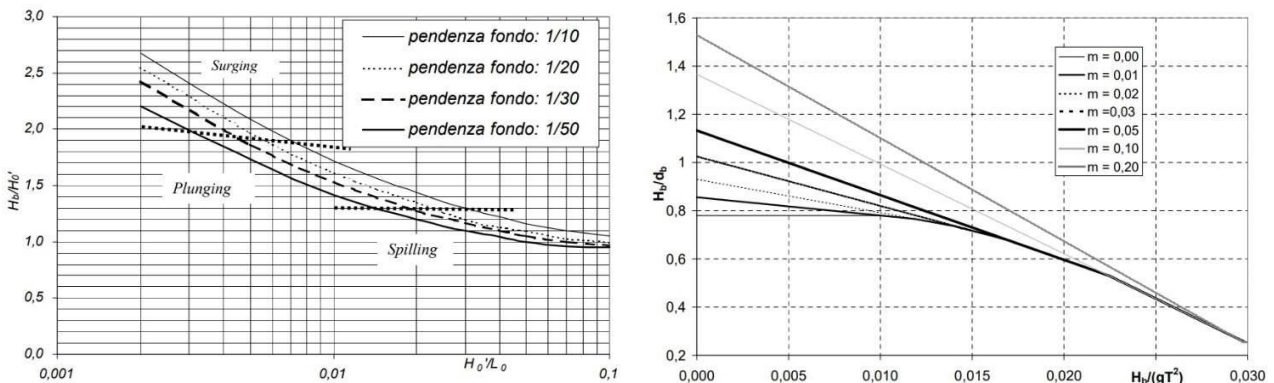


Fig. 15 - Sin. Altezza indice di Frangimento - Ds. Altezza di profondità al frangente in funzione della ripidità

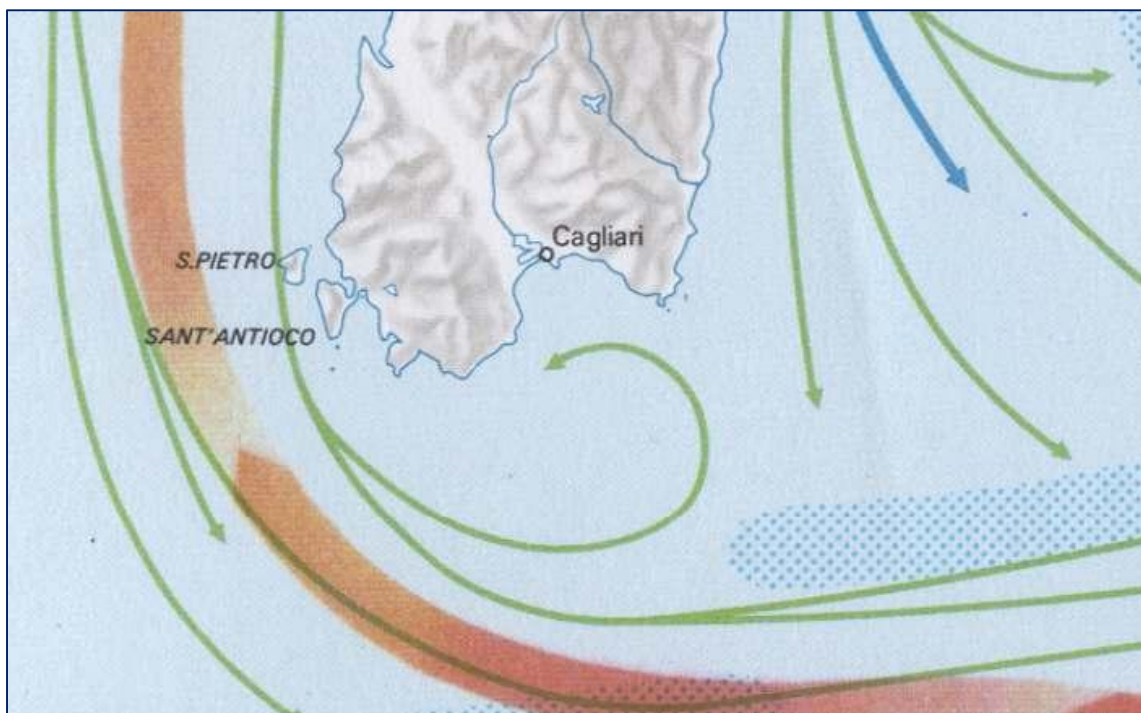
Con riferimento alle relazioni sperimentali e ai grafici in letteratura che mettono in relazione l'altezza dell'onda con la profondità, possiamo valutare che su fondali di circa -1,80m si ha il frangimento delle onde di altezza 1,3m; pertanto sulla parte del molo dalla riva fino al punto di tangente più sporgente verso est, assumeremo una onda incidente con altezza significativa massima pari a  $H_s = 1,3m$ .

### **3 - DINAMICHE GEOMORFOLOGICHE E UNITÀ FISIOGRAFICA**

#### **3.1 - Dinamiche geomorfologiche**

La valutazione delle dinamiche geomorfologiche e dei processi fisici del tratto di litorale in cui è ubicato il porto di Capitana sono state basate sulle osservazioni pluriennali della tendenza evolutive del litorale, sull'analisi del clima ondoso del paraggio desunte da studi pregressi.

Non sono disponibili rilievi correntometrici locali in questa zona costiera. L'analisi d'insieme (riferita alla rappresentazione grafica estratta da "Atlante Tematico d'Italia" TCI, CNR ), riportata in Fig.12 mostra che, al largo della costa in esame, i flussi delle correnti di gradiente (o di densità) sono condizionati dalla circolazione d'insieme antioraria del Mar Mediterraneo. La velocità media delle correnti in superficie è piuttosto modesta, circa 5 cm/s, con punte massime comunque inferiori a 50 cm/s. La conformazione batigrafica del sito in esame, associata alla limitata escursione dei livelli di marea astronomica, lascia prevedere valori trascurabili delle possibili correnti di marea.



**Fig. 16 - Andamento delle correnti al contorno del Sud Sardegna**

In linea generale l'evoluzione del litorale in base al trasporto dei sedimenti si può schematizzare nelle due componenti trasversale (ortogonale) alla linea di riva e longitudinale (parallelo) alla linea di riva.



La prima (trasversale) è causa principale dell'evoluzione a breve termine che produce le variazioni locali del profilo, mentre la seconda (longitudinale) influenza l'evoluzione della morfologia del litorale a medio/lungo termine.

Dalle osservazioni e dalle analisi pregresse si è evidenziata una sostanziale stabilità delle batimetrie e una bassa mobilità dei sedimenti sia stagionale che pluriennale.

Tale sostanziale stabilità è confermata anche riguardo alle correnti longitudinali in quanto il litorale pur presentando caratteristiche geomorfologiche di litorale in erosione presenta evidenze di una evoluzione piuttosto lenta e di sostanziale stabilità come testimoniano verso Ovest le vestigie di una villa romana edificata sul promontorio di S'oru e Mari, e verso Est dal saliente formatosi su una barriera di protezione costruita da più di quarant'anni nella spiaggia a est del promontorio di Is Mortorius.

Anche la pressochè totale assenza di segni di ondulazione (ripple marks) testimoniano la sostanziale stabilità di questo tratto di litorale.

### **3.2 - Unità fisiografica**

Ai fini della valutazione delle dinamiche di trasporto si è presa in considerazione quale unità fisiografica il tratto di litorale che partendo da Ovest dal promontorio di Torre Foxi si estende verso Est fino al residence Marina delle Nereidi situato all'inizio della costa alta che precede il promontorio di Cala Regina.

Questo tratto di costa è caratterizzato da un sostanziale equilibrio tra le correnti longitudinali nelle due direzioni e viceversa, generate rispettivamente dai venti di Maestrale/Ponente di maggior intensità e frequenza che determinano correnti litoranee dirette da ONO verso ESE e gli eventi di scirocco di minor intensità e frequenza ma suscettibili di generare moto ondoso di maggior intensità ed energia.

Gli apporti solidi da parte dei corsi d'acqua sono assai limitati tendono ad essere prevalentemente grossolani in prossimità della foce dei torrenti che sfociano in questo tratto di litorale: Riu di Flumini, Riu Cuba. Le spiagge hanno generalmente sedimenti grossolani ( $d > 2\text{mm}$ ).

Il verso predominante del trasporto solido longitudinale è da Sud-Est verso Nord-Ovest.

### **3.3 - Evoluzione della linea di riva**

Nella figura seguente sono riportate le foto aeree dal 1968 fino al 2019.



**1968**



**1978**



**1995**



1998



1999



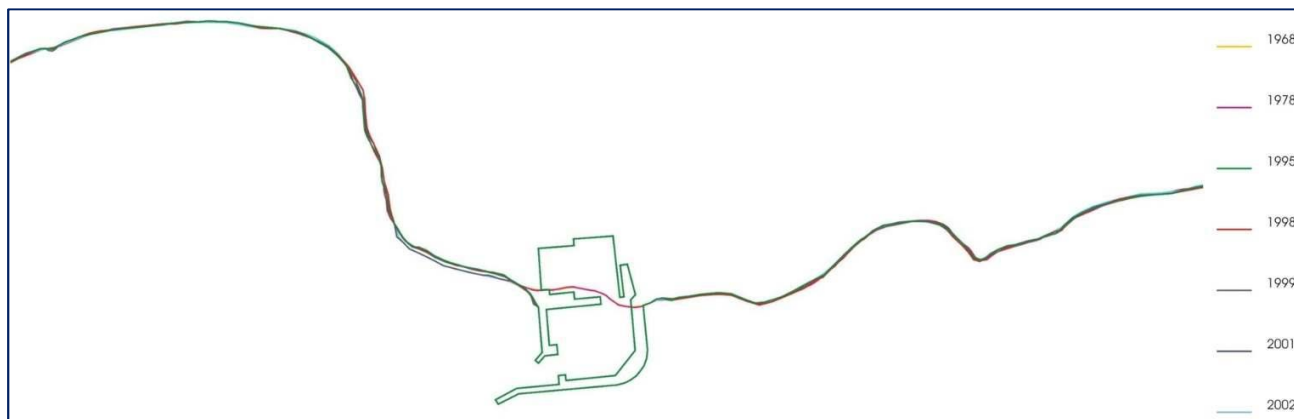
2002



2019

**Fig. 17 - Foto aeree 1968 ÷ 2019**

L'evoluzione della linea di riva del tratto di litorale nel periodo 1968 - 2002 ricavato dalle foto aeree è riportato nella seguente figura.



**Fig. 18 - Evoluzione della linea di costa 1968 - 2019**

Appare evidente il modesto impatto sulla linea di riva determinato dalle opere aggettanti in mare realizzate oltre 27 anni fa.

Come si può rilevare dalla ricostruzione della evoluzione della linea di costa e dalle foto aeree, le modificazioni della linea di costa intervenute dopo la realizzazione dell'opera portuale hanno avuto effetti molto modesti.

La prevedibile erosione alla radice del molo sopraflutto e di deposito di sedimenti alla radice del molo sottoflutto, che nel nostro caso sarebbero dovuti essere oltretutto massimizzati dalla inclusione della foce dei Rio Cuba all'interno del bacino portuale, risultano appena percettibili con un leggero accrescimento della spiaggia sottoflutto, al quale ha anche contribuito un intervento di ripascimento effettuato a beneficio della struttura alberghiera, con un modesto apporto di sabbia di cava, che si è poi in parte disperso lungo il molo sottoflutto fino all'imboccatura del porto e in parte verso ovest.

Dopo oltre 27 anni dalla realizzazione del porto si osserva una sostanziale stabilità del litorale.

### **3.4 - Effetti delle opere sul litorale e dinamiche geomorfologiche**

La posizione del porto sul promontorio formato dalle colate detritiche del Rio Cuba si è dimostrata efficace ai fini della stabilità geomorfologica del litorale e le opere in progetto non sono suscettibili di produrre alterazioni significative.

In considerazione delle caratteristiche del modesto dinamismo geomorfologico litoraneo, delle caratteristiche dimensionali e tipologiche delle opere, della loro ubicazione a stretto ridosso delle dighe esistenti, si può



Dott. Ing. Franco Vigna

OPERE DI AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO MARINA DI CAPITANA  
PROGETTO DEFINITIVO

2\_RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE - 2.3 - STUDIO METEOMARINO Pag. 22 di 22

prevedere con ragionevole certezza che le opere in progetto non determinino modificazioni significative alla dinamica geomorfologica in atto non comportano alterazioni della linea di costa al contorno del sito.

La tendenza di accrescimento con accumulo di sedimenti alla radice del molo sottoflutto sarà assecondata, con la movimentazione nello stesso ambito di sedimenti di risulta delle opere di escavo della darsena in modo da favorire il ripascimento della spiaggia sottoflutto; per evitare la dispersione dei sedimenti verso l'imboccatura del porto è stata prevista la realizzazione di un "pennello anti insabbiamento" perpendicolare alla nuova diga sottoflutto.

#### **Riferimenti**

*Nella presente relazione Meteomarina si è tenuto conto dei risultati degli studi pregressi, in particolare:*

- *Analisi del moto ondoso per lavori di ricostruzione Antemurale (Prima Ingegneria STP - 2019)*
- *Relazione idraulico marittima (Ing. Fabio Sbordonì, 2011)*
- *Studio Meteomarino Porto Canale di Cagliari Terminal Ro-Ro 1° Lotto (Ing. W. Quarto - Modimar Dic.2012)*

\_\_\_\_\_ /





---

## OPERE DI AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTO DEL PORTO TURISTICO MARINA DI CAPITANA PROGETTO DEFINITIVO

### 2.4 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STRUTTURE E IMPIANTI

#### Sommario

- 1 - INTRODUZIONE
- 2 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE OPERE DI MODIFICA DELLA DIGA SOPRAFLUTTO.
  - 2.1 - Sezioni di progetto
    - 2.1.1 - Sezioni del molo di raccordo all'esistente  
*Fig.1 - Sezione Sopraflutto prg.109-194*
    - 2.1.2 - Sezione di molo nella parte curva  
*Fig.2 - Sopraflutto- Dalla Progressiva 78 alla progressiva 109 del nuovo tratto in progetto*
    - 2.1.3 - Sezione del molo radicato a terra  
*Fig.3 - Sopraflutto- Dalla Progressiva 0 alla prg.78 del nuovo tratto in progetto*
- 3 - DIMENSIONAMENTO DELLA NUOVA DIGA SOTTOFLUTTO.
  - 3.2 - Dimensionamento della sezione
- 4 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE BANCHINE.
  - 4.1 - Sezioni di progetto  
*Fig.5 - Sezione tipo delle banchine*
  - 4.2 - Verifiche di stabilità
- 5 - ADEGUAMENTO DEGLI IMPIANTI TECNICI.
  - 5.1 - Adeguamento impianto idrico.
  - 5.2 - Collegamento nuovo edificio Box e Locali ausiliari all'Impianto fognario.
  - 5.3 - Adeguamento impianto idrico antincendio.
  - 5.4 - Adeguamento impianti elettrici.

—/)—

## 1 - INTRODUZIONE

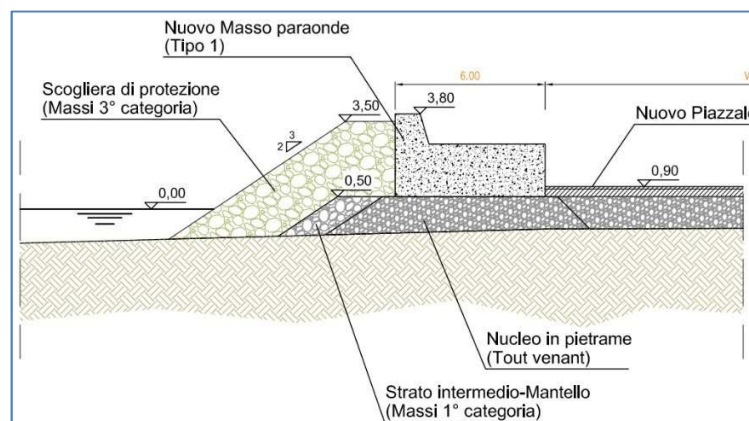
La relazione tecnica del progetto definitivo riguarda i criteri di dimensionamento delle opere e le verifiche di stabilità dei principali elementi strutturali, i calcoli di stabilità completi saranno eseguiti in fase esecutiva. Nella relazione sono anche descritti gli adeguamenti agli impianti tecnici

## 2 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE OPERE DI MODIFICA DELLA DIGA SOPRAFLUTTO.

### 2.1 - Sezioni di progetto

Il progetto prevede il rifacimento del primo tratto della diga sopraflutto; in relazione alle diverse condizioni di esposizione al moto ondoso è stato previsto di realizzare il nuovo tratto con sezioni differenziate.

#### 2.1.1 - Sezioni del molo di raccordo all'esistente

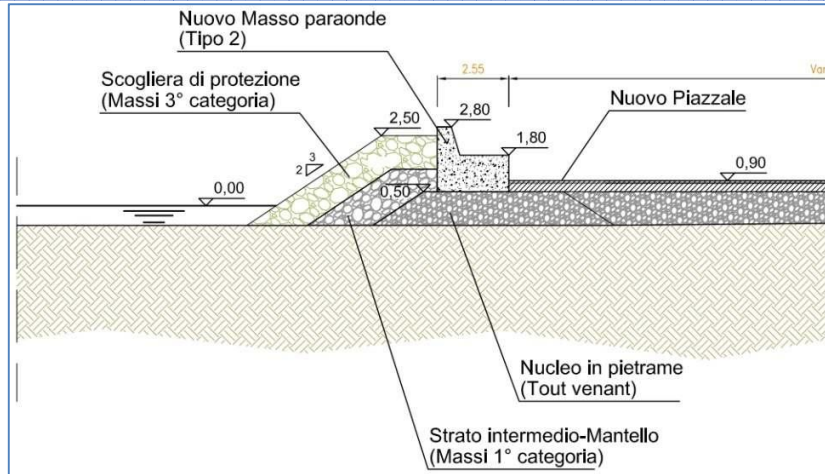


**Fig.1 - Sopraflutto- Dalla Progressiva 109 alla progressiva 194 del nuovo tratto in progetto**

La sezione sarà realizzata in conformità della sezione esistente (dalla progressiva 140 attuale in poi) costruita nei primi anni 90 del secolo scorso (1993-1996); è una diga a scogliera, realizzata a gettata con massiccio di coronamento e muro paraonde in calcestruzzo; il paramento esterno della diga è costituito da una mantellata di scogli del peso di circa 4÷5t cadauno, estesa fino alla quota di +3,00÷3,30m sul livello del mare in modo da dare completa protezione al massiccio di coronamento, e in parte al muro paraonde con sommità a quota +3,50m s.l.m.. La diga è stata oggetto nel 2019 di un intervento di verifica generale in occasione dei lavori di ricostruzione di un tratto di muro paraonde che aveva subito danni da una violenta mareggiata.

#### 2.1.2 - Sezione di molo nella parte curva

Anche questa sezione, sarà realizzata in conformità della sezione esistente (dalla radice alla progressiva 140 attuale) il paramento esterno di scogli del peso di circa 4÷5t cadauno, estesa fino alla quota di +2,50m s.l.m. masso di coronamento a quota +1,80m e muro paraonde a quota +2,80m s.l.m..

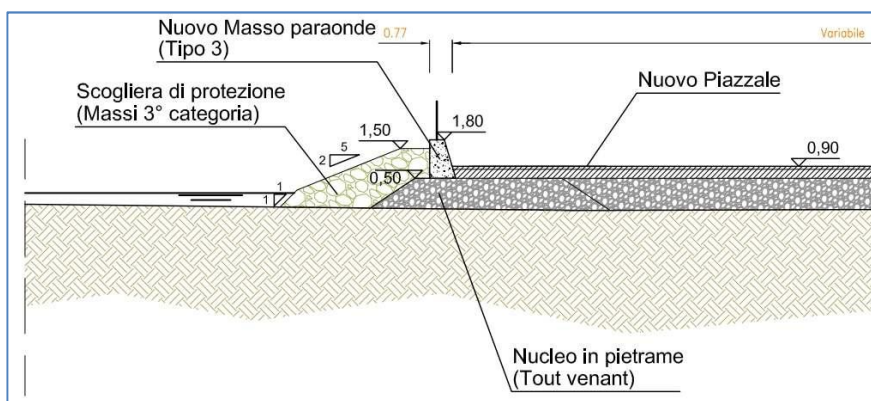


**Fig. 2 - Sopraflutto- Dalla Progressiva 78 alla progressiva 109 del nuovo tratto in progetto**

**2.1.3 - Sezione del molo radicato a terra**

La sezione di questo primo tratto del molo sarà realizzata con dimensioni ridotte in relazione alla sua posizione e orientamento (150° SE) e risulta pertanto ridossata rispetto al moto ondoso proveniente dal terzo quadrante; inoltre poiché si sviluppa su fondali a profondità variabile da 0.00m a -1.80m con pendenza pari a circa 1/33 ( $\approx 1,8^\circ$ ) le onde che si propagano verso riva, influenzate dall'abbassamento del fondale tendono a dissipare l'energia per frangimento graduale (Spilling), tipico dei fondali caratterizzati da una bassa pendenza.

Nella relazione Meteomarina (2.3) l'altezza d'onda significativa incidente in questo tratto di molo è stata valutata pari a  $H_s = 1,3m$ .



**Fig. 3 - Sopraflutto- Dalla Progressiva 0 alla prg.78 del nuovo tratto in progetto**

Verifica del sovralzamento dovuto al moto ondoso (Run-up o risalita)

Il Run-up è caratterizzato da una funzione di distribuzione e dalla sua cumulata. Si dovranno dunque indicare valori di risalita che vengono superati una data percentuale di volte.

Per determinare tali valori si è utilizzata la seguente formula empirica di Maze (Shore Protection Manual) considerando cautelativamente il valore di run-up superato dal 2% delle onde in arrivo sulla costa:

$$R_{2\%}/H_0 = 1,86 \xi^{0,71}$$

In cui il valore di  $\xi$  è dato dalla formula di Iribarren:

$$\xi_0 = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{(H_0 / L_0)}}$$

Queste relazioni di tipo sperimentale esprimono il rapporto tra R, i parametri caratteristici dell'onda al largo (altezza d'onda  $H_0$  e periodo  $T_0$ ) e la morfologia trasversale di spiaggia rappresentata con la pendenza  $\tan(\beta)$ .

Nel nostro caso l'indice di Iribarren vale

$$\xi_0 = 0,0036 / (4,7/150)^{1/2} = 0,02$$

Il run-up, considerando il caso del superamento del solo 2% delle onde, assume i seguenti valori:

$$R_{2\%} = 1,86 \xi^{0,71} H_0 = 1,86 \times 0,02^{0,71} \times 4,7 = 0,54 \text{ m}$$

Per valutare il sovrizzo complessivo del livello del mare ai fini del dimensionamento delle opere di difesa dobbiamo sommare al sovrizzo da Run.up le stime del sovrizzo dovuto ad altri fattori quali: marea astronomica; sovrizzo barico (dovuto alla bassa pressione atmosferica); sovrizzo dovuto al vento (Set-Up).

I vari contributi dei sovrizzi per il golfo di Cagliari tratti da studi pregressi sono così stimati:

- Sovrizzo massimo da marea astronomica  $S_m = 0,165 \text{ m}$ ;
- Sovrizzo massimo per bassa pressione  $S_{bp} = 0,38 \text{ m}$ ;
- Sovrizzo massimo per vento (in base a serie storiche)  $S_v = 0,07 \text{ m}$ ;

La somma di questi contributi di sovrizzo viene anche definita come "set-up"

$$\text{Set-up} = S_m + S_{bp} + S_v = 0,62 \text{ m}$$

Il massimo innalzamento del livello del mare a riva è pertanto stimato come segue:

$$S_{tot} = S_{\text{set-up}} + S_{\text{run-up}} = 1,58 \text{ m}$$

Il muro paraonde con sommità posta a +1,80 ha pertanto un coefficiente di sicurezza pari a  $1,14 > 1$ , ritenuto sufficiente per questa tipologia di opere.

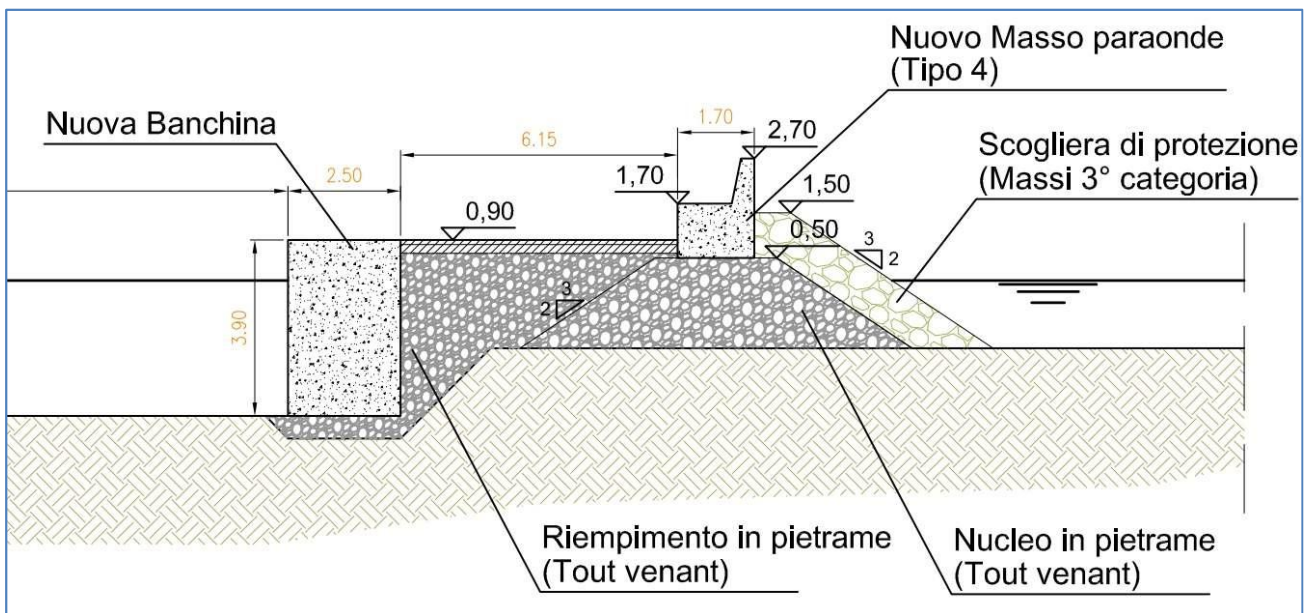
### **3 - DIMENSIONAMENTO DELLA NUOVA DIGA SOTTOFLUTTO.**

#### **3.1 - Sezioni di progetto**

L'intervento prevede la realizzazione di un nuovo molo sottoflutto lasciando invariata la posizione della radice. Il nuovo molo avrà di estensione di circa 180 m, contro i 210 m dell'esistente.

La sezione sarà realizzata in conformità della sezione del molo esistente; è una diga a scogliera, realizzata a gettata con un massiccio di coronamento in calcestruzzo di 1,00m di larghezza x 1,00m di altezza con sommità a quota +1,70m s.l.m.; il paramento esterno della diga è costituito da una mantellata di scogli di seconda e terza categoria con sommità a quota di circa +1,00 ÷ +1,50m s.l.m.

Dalla progressiva 0 alla progressiva 61m la sezione sarà analoga a quella attuale, mentre dalla progressiva 61m alla testata (tratto di 119m) è stata prevista la realizzazione sul masso di coronamento di un muro paraonde della altezza di 1,00m con sommità a quota +2,70m s.l.m.



**Fig.4 - Nuovo molo di Sottoflutto - Dalla Progressiva 61 alla progressiva 180**

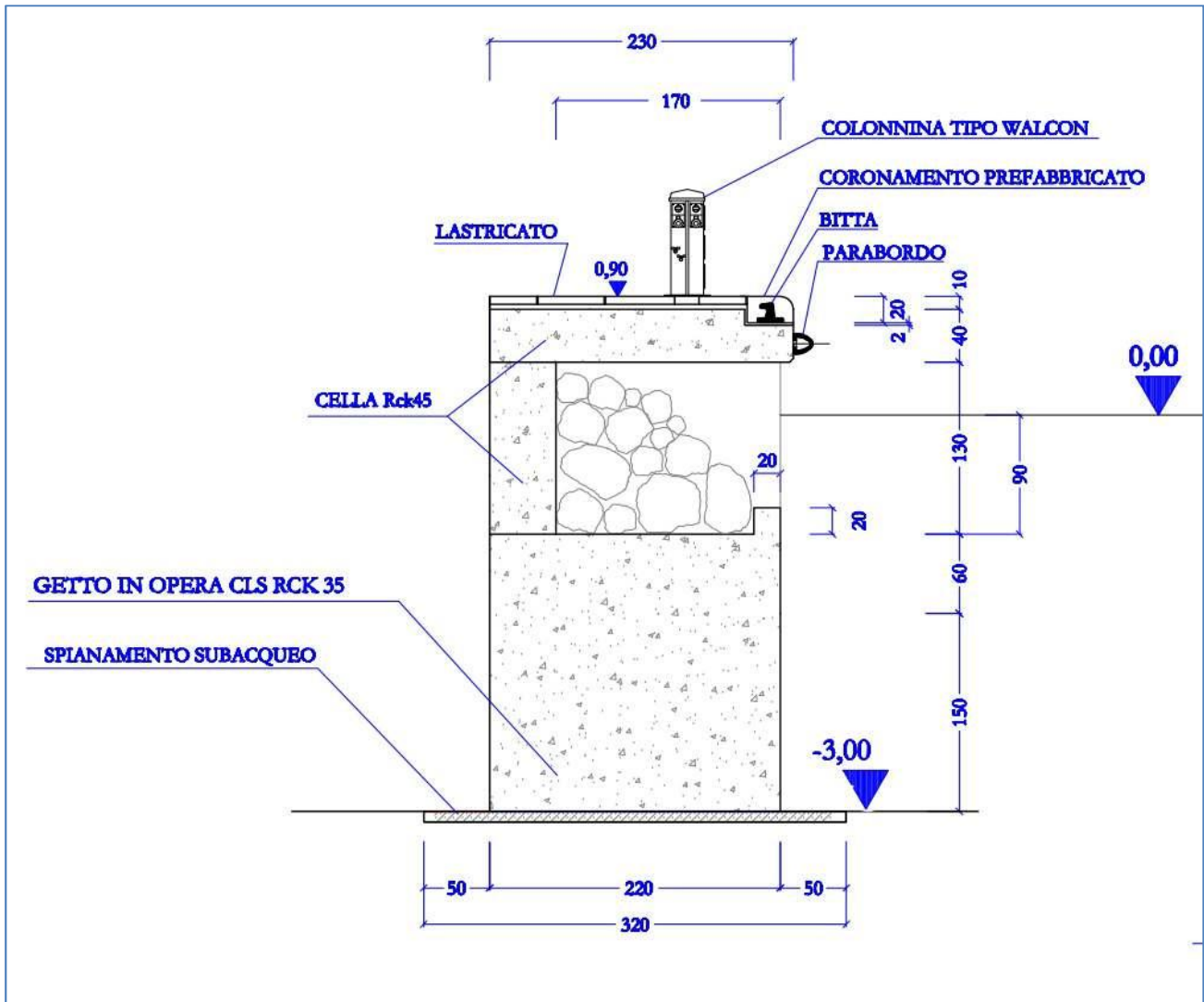
### **4 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE BANCHINE.**

#### **4.1 - Sezioni di progetto**

La nuova darsena in progetto sarà banchinata su tutti i lati l'attuale molo sottoflutto sarà banchinato sul lato ovest per una lunghezza di circa 80m e andrà a raccordarsi con quella ortogonale di testata esistente in cui è realizzato l'accosto del distributore carburanti; il lato interno verso est del nuovo molo sottoflutto sarà

banchinato per una lunghezza di circa 93m; come pure la nuova linea di riva Nord della darsena con uno sviluppo di banchina di circa 46m.

Le banchine saranno realizzate con massi di calcestruzzo a gravità con tipologia a celle antirisacca.



**Fig.5 - Sezione tipo delle banchine da realizzare nella nuova darsena Ovest**

#### 4.2 - Verifiche di stabilità

La verifica di stabilità è eseguita per una lunghezza unitaria della banchina considerando il tiro delle imbarcazioni ripartito e cautelativamente assunto pari a 500 kg per ogni metro di banchina; il sovraccarico accidentale sulla banchina, in analogia a quanto previsto nel progetto originale del porto è stato assunto pari a 600 kg/m<sup>2</sup> incrementato a 2.000 kg/m<sup>2</sup> per tener conto dei possibili interventi di gru e altri mezzi pesanti.



Con riferimento alla Fig.5 si assumono i seguenti dati:

$\gamma_c = 2.400 \text{ kg/m}^3$	peso specifico calcestruzzo
$\gamma_{ci} = 1.400 \text{ kg/m}^3$	peso specifico calcestruzzo immerso
$\gamma_t = 1.800 \text{ kg/m}^3$	peso specifico riempimento a tergo
$\gamma_{ti} = 800 \text{ kg/m}^3$	peso specifico riempimento a tergo immerso
$\alpha = 40^\circ$	angolo di attrito del materiale di riempimento
$\lambda = 0,217$	coefficiente di spinta attiva $\lambda = \text{tg}^2 (45 - \alpha/2)$
$S_b = 500 \text{ kg/m}$	tiro sulle bitte
$h_b = 3,90 \text{ m}$	distanza bitte dal fondo
$H = 3,90 \text{ m}$	altezza totale del muro di banchina
$h = 3,00 \text{ m}$	altezza immersa del muro di banchina
$h_s = 0,70 \text{ m}$	altezza della sovrastruttura di banchina
$q = 2.000 \text{ kg/m}^2$	sovraccarico accidentale
$a = 2,20 \text{ m}$	larghezza muro di banchina

Peso massi di banchina	Bracci	Momenti stabilizzanti
Masso A :		
$l \cdot h_s \cdot 1,00 \cdot \gamma_c =$		
$2,20 \cdot 0,70 \cdot 1,00 \cdot 2.400 = 3.696 \text{ kg}$	$b_1 = 1,10 \text{ m}$	4.066 kgm
Masso B :		
parte emersa		
$2,20 \cdot 0,20 \cdot 1,00 \cdot 2.400 = 1.056 \text{ kg}$	$b_2 = 1,10$	1.162 kgm
parte immersa		
$2,20 \cdot 3,00 \cdot 1,00 \cdot 1.400 = 9.240 \text{ kg}$	$b_3 = 1,10$	10.164 kgm
<b>Totali</b>	<b>N1 = 13.992 kg</b>	<b>MS1 = 15.392 kgm</b>

Il peso specifico medio del riempimento a tergo risulta :

$$\gamma_m = 1.800 \cdot 0,90 + 800 \cdot 3,00 = 1.031 \text{ kg/mc.}$$

Il triangolo di spinta del riempimento a tergo avrà una base pari a :

$$B_1 = \gamma_m \cdot H \cdot \lambda = 1.031 \cdot 3,90 \cdot 0,217 = 872,54 \text{ kg/m}$$

La spinta S1 vale :

$$S_1 = (H \cdot B_1)/2 = (3,90 \cdot 872,54)/2 = 1.702 \text{ kg}$$



ed il braccio bS1

$$bS1 = H/3 = 3,90/3 = 1,30 \text{ m}$$

pertanto il momento ribaltante dovuto al riempimento vale :

$$MR1 = S1 \cdot bS1 = 1.702 \cdot 1,30 = 2.213 \text{ kgm}$$

Il momento ribaltante dovuto al tiro delle imbarcazioni vale:

$$MR2 = Sb \cdot H = 500 \cdot 3,90 = 1.950 \text{ kgm}$$

In assenza di sovraccarico il coefficiente di sicurezza al ribaltamento vale:

$$\mu R1 = MS1 / (MR1 + MR2) = 15.392 / (2.213 + 1.950) = 3,70$$

Nella condizione di carico Q1 il sovraccarico accidentale (2000 kg/m<sup>2</sup>) è localizzato sia sul piazzale che sulla banchina e determina condizioni stabilizzanti:

$$N2 = 2.000 \cdot 2,20 = 4.400 \text{ kg} \quad \text{e} \quad MS2 = N2 \cdot 1,10 = 4.840 \text{ kgm}$$

Nonché un diagramma di spinta ad andamento rettangolare :

$$S3 = Q1 \cdot H \cdot \lambda = 2.000 \cdot 3,90 \cdot 0,217 = 1.693 \text{ kg}$$

$$MR3 = S3 \cdot H/2 = 1.693 \cdot 3,90/2 = 3.302 \text{ kgm}$$

Si ha quindi un coefficiente di sicurezza al ribaltamento che vale:

$$\mu R2 = (MS1 + MS2) / (MR1 + MR2 + MR3) ; \mu R2 = (15.392 + 4.840) / (2.213 + 1.950 + 3.302) = 2,71$$

Nell'ipotesi più restrittiva di sovraccarico agente solo sul piazzale (condizione Q2) viene meno la MS2 e resta il solo momento stabilizzante MS1.

Per cui il coefficiente di stabilità diventa:

$$\mu R3 = MS1 / (MR1 + MR2 + MR3) = 15.392 / (2.213 + 1.950 + 3.302) = 2,06$$

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO TRA I MASSI A e B

$$hS = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{la spinta del terreno vale: } St = \frac{1}{2} \cdot \gamma t \cdot h_s^2 \cdot \lambda = \frac{1}{2} \cdot 1.800 \cdot 0,70^2 \cdot 0,217 = 96 \text{ kg}$$

Si considera l'ipotesi più svantaggiosa di sovraccarico accidentale q2 agente solo sul piazzale e in questa ipotesi la spinta dovuta al sovraccarico vale:

$$S_{q2} = q_2 \cdot h_s \cdot \lambda = 2.000 \cdot 0,7 \cdot 0,217 = 304 \text{ kg}$$

$$S_s = S_t + S_{q2} + S_b = 96 + 304 + 500 = 900 \text{ kg.}$$

Assumendo un coefficiente pari a 0,75 tra cls e cls si ha una forza di attrito:

$$A = 0,75 \cdot 3.696 = 2.772 \text{ kg}$$

pertanto il coefficiente di sicurezza allo slittamento è:  $\mu S1 = 2.772 / 900 = 3,08$





### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO TRA IL MASSO DI BASE E LA BERMA DI APPOGGIO.

La verifica viene fatta nella condizione di carico più sfavorevole ( $q_2$ ) nella quale la spinta totale alla quota di - 3,00 m vale :

$$ST = S_1 + S_3 + S_b = 1.702 + 1.693 + 500 = 3.895 \text{ kg}$$

La forza d'attrito, assumendo un coefficiente d'attrito tra cls e berma d'appoggio pari a 0,60 risulta :

$$A = 0,60 \cdot N_1 = 0,6 \cdot 13.992 = 8.395 \text{ kg}$$

pertanto avremo un coefficiente di sicurezza pari a :  $\mu S_2 = 8.395 / 3.895 = 2,16 > 1,5$  ,sufficiente.

### PRESSIONE SULL'IMBASAMENTO DI FONDAZIONE

$$N_t = N_1 + N_2 = 13.992 + 4.400 = 18.392 \text{ kg}$$

$$M_{st} = M_{S1} + M_{S2} = 15.392 + 4.840 = 20.231 \text{ kgm}$$

$$a = 2,20 \text{ m.}$$

$$M_{RT} = M_{R1} + M_{R2} + M_{R3} = 2.213 + 1.950 + 3.302 = 7.465 \text{ kgm}$$

L'eccentricità e vale:

$$e = \frac{1}{2} \cdot a - (M_{st} - M_{RT}) / N_t = \frac{1}{2} \cdot 2,20 - (20.231 - 7465) / 18.392 = 0,406 \text{ m}$$

La pressione sull'imbasamento di fondazione vale:

$$\sigma_{\max} = N_t / a + N_t \cdot e \cdot 6 / a^2 = 18.392 / 2,20 + 18.392 \cdot 0,406 \cdot 6 / 2,20^2 = 17.617 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = N_t / a - N_t \cdot e \cdot 6 / a^2 = 18.392 / 2,20 - 18.392 \cdot 0,406 \cdot 6 / 2,20^2 = -897 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -0,09 \text{ kg/cm}^2$$

La massima pressione sullo scanno di imbasamento è certamente compatibile con le caratteristiche dello stesso e dei terreni di fondazione (vedi 2.1 - Relazione Geotecnica).

## **5 - ADEGUAMENTO DEGLI IMPIANTI TECNICI.**

Gli adeguamenti previsti per gli impianti tecnici a rete non comportano modifiche sostanziali e saranno effettuati in derivazione e estensione degli impianti esistenti. I calcoli dimensionali sono pertanto demandati alla progettazione esecutiva limitandoci in questa fase progettuale alla individuazione tipologica delle opere di adeguamento.



### **5.1 - Adeguamento impianto idrico.**

L'adeguamento dell'impianto idrico prevede la realizzazione di due linee di derivazione dalla tubazione principale della rete esistente, in PEAD PN10. Una derivazione verso la nuova darsena Ovest destinata all'alimentazione delle colonnine distributrici delle nuove banchine e l'altra per i nuovi piazzali a Est e per il nuovo edificio Box e Locali Ausiliari. Non sono previsti nuovi allacci alla rete idrica.

### **5.2 - Collegamento nuovo edificio Box e Locali ausiliari all'Impianto fognario.**

L'impianto fognario a servizio dell'edificio ubicato nei nuovi piazzali a Est (Box e Locali Ausiliari) è costituito da una vasca di raccolta stagna interrata collegata a un pozzetto di sollevamento dotato di pompa e un tratto di condotta premente in PEAD Ø 160mm e un pozzetto di allaccio alla tubazione di raccolta esistente in prossimità dell'edificio servizi.

### **5.3 - Adeguamento impianto idrico antincendio.**

L'attività portuale non rientra tra quelle oggetto di controlli di prevenzione incendi da parte dei Vigili del Fuoco. Si tratta infatti di Attività non normata in area di livello 2 ( rischio medio- punto B.2.2.2 –UNI 10779).

L'adeguamento dell'impianto prevede l'estensione dell'impianto esistente realizzato in conformità alle indicazioni dei VV.FF (9034 del 16/09/1985) in fase di realizzazione dell'infrastruttura portuale.

Sarà adeguata la rete estendendo le tubazioni alla nuova darsena Ovest con 2 bracci di tubazioni in PEAD posti in cunicolo e/o interrate; i nuovi idranti UNI 45 saranno disposti in modo da coprire interamente la nuova area destinata agli ormeggi.

### **5.4 - Adeguamento impianti elettrici.**

La estensione delle utenze elettriche alla nuova darsena Ovest e al piazzale e edifici a Est non comportano variazioni all'attuale assetto dell'impianto esistente. Sarà estesa la rete di messa a terra mediante il collegamento a quella esistente di due nuovi anelli (uno nella darsena Ovest e l'altro a Est) ciascuno munito di due o più dispersori a puntazza.

Le linee di alimentazione elettrica sono destinate a) Edifici situati nei nuovi piazzali a Est; b) Ormeggi della nuova darsena Ovest; c) illuminazione piazzali; d) Segnalamento marittimo nuovo molo sottoflutto; le nuove linee faranno capo al quadro di derivazione principale, immediatamente successivo al quadro elettrico generale, ubicato in prossimità del centro servizi.

  D