



COMUNE DI MONTE ARGENTARIO



VERIFICA ASSOGGETTABILITA' VIA AI SENSI DELL'ART. 48 L.R.T. N. 10/2010, DI SUPPORTO AL PROGETTO DI INTERVENTO DI PROTEZIONE CONTRO L'EROSIONE COSTIERA E RIPASCIMENTO DI ALCUNI ARENILI IN LOC. PORTO SANTO STEFANO

COMMITTENTE:

COMUNE DI MONTE ARGENTARIO



PROGETTISTI:

Dott. Geol. Massimo Fanti



Ing. Matteo Tanzini
Ing. Glada Bonacchi
Ing. Alberto Rabai

RILIEVI TOPOGRAFICI E BATIMETRICI:

Geom. Marco Bisdomini
Geom. Davide Racloppi
Dott. Geol. Luigi Gularini



COLLABORATORI:

Ing. Chiara Chiostrini
Ing. Simone Galardini



**PROGETTO LOTTO 2 - SPIAGGE CANTONIERA - MARINELLA
SILURIPEDIO - MOLETTO**
RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA DEGLI INTERVENTI
DI RIPASCIMENTO PROPOSTI

NOME FILE: Etab_01_Relazione Tecnica descrittiva progetto ripascimento_LOTTO 2.pdf

ELABORATO:

01

AGG.:	DATA:	DESCRIZIONE:	AGG.:	DATA:	DESCRIZIONE:
01	27/04/2015				

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	2
3.	DATI DI PROGETTO	4
3.1	CALCOLO DELLA PROFONDITÀ DI CHIUSURA	6
4.	CRITERI DI SELEZIONE DEGLI INTERVENTI POSSIBILI	7
4.1	SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI INTERVENTO.....	7
5.	TEORIA DEL RIPASCIMENTO.....	11
5.1	CALCOLO DEL VOLUME DI RIPASCIMENTO	13
6.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI BARRIERE EMERSE IN MASSI	16
7.	INTERVENTI SUGLI ARENILI	21
7.1	SPIAGGIA SILURIPEDIO.....	21
7.2	INTERVENTO MOLETTO.....	27
7.3	INTERVENTO MARINELLA.....	34
7.4	INTERVENTO CANTONIERA	40

TAVOLE:

TAV.11 – PLANIMETRIA E SEZIONI DI PROGETTO - STATO SOVRAPPOSTO - SPIAGGIA SILURIPEDIO

TAV.12 – PLANIMETRIA E SEZIONI DI PROGETTO - STATO SOVRAPPOSTO - SPIAGGIA MOLETTO

TAV.13 – PLANIMETRIA E SEZIONI DI PROGETTO - STATO SOVRAPPOSTO - SPIAGGIA MARINELLA

TAV.14 – PLANIMETRIA E SEZIONI DI PROGETTO - STATO SOVRAPPOSTO - SPIAGGIA CANTONIERA

ALLEGATO 1:

ANALISI GRANULOMETRICHE

1. PREMESSA

A seguito delle elaborazioni dello studio meteo marino condotto su alcuni arenili tra il Promontorio dell'Argentario e il Tombolo della Giannella, in loc. Porto Santo Stefano in Comune di Monte Argentario (GR), si definiscono nella presente relazione interventi di manutenzione straordinaria per la salvaguardia e la protezione del tratto di costa analizzato da fenomeni erosivi.

Sulla base delle caratteristiche del moto ondoso e del trasporto solido ricavate dallo studio meteo marino, del rilievo batimetrico e delle analisi granulometriche realizzate su campioni significativi delle spiagge di Siluripedio, Moletto, Marinella e Cantoniera, si prevede di intervenire su questi quattro arenili con operazioni di ripascimento artificiale, protetto da elementi paralleli alla linea di costa in massi di idonea pezzatura, che in parte ricalcano l'attuale andamento delle strutture presenti. È pertanto possibile classificare le operazioni come interventi di manutenzione straordinaria a carico degli arenili e delle strutture esistenti, volti alla salvaguardia della linea di costa, per la minimizzazione dei fenomeni erosivi e per l'aumento della fruibilità turistica dell'area.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Gli arenili oggetto del presente studio per la manutenzione straordinaria tramite interventi di ripascimento artificiali protetto sono, da Ovest ad Est, la spiaggia di Siluripedio, del Moletto, di Marinella e Cantoniera, a prevalente composizione sabbiosa, localizzati tra il Promontorio dell'Argentario e il Tombolo della Giannella, nell'area costiera meridionale della Toscana, in particolare nella parte di ponente della Laguna di Orbetello.

Tutti gli arenili sono soggetti ad intensi fenomeni erosivi a causa dell'esposizione al moto ondoso, e presentano condizioni di scarsa fruibilità e di danneggiamento degli elementi di protezione presenti.

L'ubicazione dei tratti di arenile sono rappresentati nelle figure seguenti.



Figura 1 – Inquadramento geografico dell'area d'interesse (fonte immagine: Google Earth).



Figura 2 – Ubicazione degli arenili di intervento (fonte immagine: Google Earth).

3. DATI DI PROGETTO

Dalla definizione delle caratteristiche del moto ondoso e delle correnti lungo gli arenili oggetto d'interesse ricavate dallo studio meteo marino, redatto dagli scriventi, sono state ottenute le altezze d'onda in funzione del loro periodo di ritorno, ovvero del tempo durante il quale esse possono essere uguagliate o superate mediamente una sola volta, nel settore di traversia scelto:

settore 260°-290°	
Tr	Hs,max (m)
10	2.67093
20	4.30206
30	5.2562
50	6.45829
100	8.08941

Tabella 1 – Altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno per il settore di provenienza scelto (260° - 290°)

Ai fini del dimensionamento delle opere si assume un'altezza d'onda a largo corrispondente a un tempo di ritorno pari a 30 anni per il tipo di intervento che si va a progettare, trattandosi di un intervento di manutenzione straordinario. Pertanto i dati di progetto per tutti gli arenili in oggetto, accomunati dallo stesso clima meteo marino, sono i seguenti:

$H_0 = 5,25 \text{ m}$	Altezza d'onda a largo;
$T_p = 9,17 \text{ s}$	Periodo di picco caratteristico dell'onda;
$\theta_{0-N} = 275^\circ \text{N}$	Direzione di provenienza dell'onda a largo;
$\omega = \frac{2\pi}{T} = 0,69 \text{ Hz}$	Pulsazione dell'onda
$L_0 = 1,56 \cdot T^2 = 131,19 \text{ m}$	Lunghezza d'onda a largo

I valori calcolati in acque profonde sopra riportati sono stati utilizzati per determinare le condizioni estreme in prossimità della costa e più precisamente in corrispondenza delle quote dove sono localizzati gli interventi degli arenili oggetto di manutenzione, ovvero in condizioni di acque basse e di condizioni di frangimento d'onda.

Infatti l'energia e la direzione delle onde in prossimità della costa non sono eguali a quelle al largo, per le trasformazioni che esse subiscono, nel movimento dall'acqua profonda verso i bassi fondali: l'interazione

con il fondale decrescente induce una modifica delle caratteristiche come altezza e lunghezza d'onda; 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 del moto ondoso non sono più riconducibili alla teoria lineare dello shoaling, e quindi bisogna far riferimento ai criteri per la determinazione del frangimento; il valore da attribuire all'onda di progetto scaturisce dalle condizioni di frangimento.

Per la determinazione dell'altezza d'onda, funzione della profondità del fondale marino e di altri parametri relativi alla morfologia trasversale della spiaggia, si possono utilizzare tre formule come indicato in letteratura: quella di Goda (relativa alle onde regolari), quelle di Kamphuis (per onde irregolari) e quella di Mc Cowan & Munk:

Goda:

$$H_b = 0,17 \cdot L_0 \left[1 - \exp \left(- \frac{1,5\pi d}{L_0} \cdot \left(1 + 15m^{\frac{4}{3}} \right) \right) \right]$$

dove:

H_b = Altezza d'onda al frangimento;

L_0 = Lunghezza d'onda a largo;

d = Profondità del fondale;

m = Pendenza media del fondale.

All'altezza d'onda così ottenuta sommiamo un setup di 0,50 m, e non 0,70 m, in quanto l'espressione di Goda tiene conto intrinsecamente di una quota parte del sovrizzo dovuto a marea, vento e onde.

Kamphuis:

$$H_b = 0,0955 \cdot \exp(4,0 \cdot m) \cdot L_{pd} \cdot \tanh \left(\frac{2\pi d}{L_{pd}} \right)$$

dove:

H_b = Altezza d'onda al frangimento;

L_{pd} = lunghezza d'onda calcolata con il periodo di picco nel punto di frangimento;

d = Profondità;

m = Pendenza media del fondale.

Per la determinazione della lunghezza d'onda corrispondente ad una profondità specifica, è necessario stabilire se tale punto è situato in acque intermedie o in acque basse.

Si determina la lunghezza d'onda che si ha al limite tra acque intermedie e acque basse e quindi la profondità limite corrispondente:

$$L_s = \frac{gT^2}{20} \qquad d_s = \frac{L_s}{20}$$

A tale altezza si somma un valore di setup di 0,7 m.

Kamphuis semplificato:

$$H_b = 0,56 \cdot \exp(3,5 \cdot m) \cdot d$$

dove:

H_b = Altezza d'onda al frangimento;

d = Profondità del fondale;

m = Pendenza media del fondale.

A tale altezza si somma un valore di setup di 0,7 m.

Mc Cowan & Munk

$$H_b = 0,78 \cdot d$$

dove:

H_b = Altezza d'onda al frangimento;

d = Profondità.

A tale altezza si somma il valore del setup pari al 10% dell'altezza d'onda al largo.

Si assume poi un'altezza a frangimento di progetto a favore di sicurezza tra quelle ottenute dai metodi sopra spiegati.

3.1 CALCOLO DELLA PROFONDITÀ DI CHIUSURA

In letteratura si definisce profondità di chiusura (indicata generalmente con DoC oppure H_c), la profondità oltre la quale non si hanno cambiamenti significativi della batimetria né alcun trasporto di sedimenti significativo per un dato o caratteristico intervallo di tempo. Generalmente si fa riferimento ad un orizzonte temporale annuale, per cui la profondità di chiusura calcolata è quella con valenza annuale.

Il calcolo della profondità di chiusura viene affrontato utilizzando formula di Hallermeier (1978, 1981):

$$DoC = 2.28h^* - 68.5 \left(\frac{h^{*2}}{gT_p^{*2}} \right)$$

dove h^* è l'altezza d'onda di frangimento, non disponendo dei dati per ricavare l'altezza d'onda significativa al largo con frequenza di accadimento pari a 12 ore/anno, T_p^* è il periodo di picco corrispondente all'onda di frangimento e g l'accelerazione di gravità.

4. CRITERI DI SELEZIONE DEGLI INTERVENTI POSSIBILI

I litorali sabbiosi e la costa più in generale è un ambiente molto delicato e spesso in equilibrio instabile, per cui ogni piccola modifica o intervento può generare squilibri tanto nel medio che nel lungo termine. È risaputo infatti che qualsiasi opera realizzata lungo la costa può costituire un ostacolo al propagarsi del moto ondoso e al conseguente trasporto solido, e pertanto, interagendo con essi può dar luogo ad effetti di vario genere, causando alterazioni del litorale in zone limitrofe a quella di intervento.

È fondamentale pertanto attuare delle strategie di intervento che siano compatibili con lo stato dei luoghi e che non producano effetti collaterali in aree limitrofe; difatti se non opportunamente analizzati gli interventi possono contrastare la naturale dinamica costiera, favorendo lo spostamento delle problematiche riscontrate nelle zone contigue a quella d'intervento. In linea di massima valgono i seguenti principi generali:

1. Gli interventi di ripascimento artificiale non possono essere attuati con il rifornimento completo di materiale proveniente da aree limitrofe, che verrebbero probabilmente a trovarsi in condizione di deficit di sedimento;
2. La scelta dell'intervento ottimale deve essere perseguito favorendo lavori che si inseriscano in modo soft nel paesaggio, che siano gradualmente ed elastici, prediligendo gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, in modo da valutare le soluzioni di maggiore efficacia in successivi step temporali.

4.1 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI INTERVENTO

La scelta della tipologia d'intervento richiede un'attenta analisi preliminare che riguarda non solo l'ubicazione puntuale dell'opera ma anche lo studio dei processi delle aree limitrofe e dell'individuazione degli interessi e delle aspettative della collettività sull'area d'indagine (intenti conservazionistici, fruibilità turistica, sostenibilità economica). La compatibilità tra questi interessi e i provvedimenti per ridurre il tasso di erosione della spiaggia porta alla scelta dell'intervento.

Generalmente i fattori determinanti nella scelta di un intervento di difesa costiera, sono la salvaguardia del territorio, il regime dei trasporti di sedimenti, il clima meteo marino, la morfologia del settore di traversia, la finalità dell'intervento protettivo e la sostenibilità economica dell'intervento.

Un primo step per la selezione della tipologia di intervento nel tratto di litorale oggetto di studio consiste nell'utilizzare lo schema di Kobayashi et al. per fornire una prima indicazione sul grado di idoneità di ciascun tipo di intervento.

Caratteristiche del paraggio															
Tipo di intervento	Tempistica			Trasporto litoraneo					Marea		Instabilità morfologica			Moto ondoso	
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o
<i>Pennelli</i>	*	1	2	0	*	3	2	3	1	2	2	1	3	2	1
<i>Frangiflutti foranei</i>	2	2	2	2	3	+	2	*	2	1	2	1	0	0	3
<i>Difese aderenti</i>	3	+	*	*	*	0	*	*	1	2	*	1	*	1	2
<i>Ripascimenti</i>	1	1	2	3	2	2	1	1	2	2	2	2	3	3	1
<i>Conservazione e dune</i>	1	2	2	1	2	0	2	0	2	2	0	2	2	1	2

Tabella 2 - Quadro sinottico utilizzato per la scelta della tipologia di intervento

La chiave di lettura del quadro è riportata qui di seguito:

Tempistica

- a) Emergenza: il pericolo per le persone e le cose è tale che l'intervento deve essere iniziato immediatamente (entro 15 giorni), anche in assenza di un formale progetto;
- b) Urgenza: la situazione comporta che vi sia il tempo per eseguire una programmazione ed eseguire parte delle indagini necessarie alla corretta progettazione;
- c) Tempestività: tale da avere il tempo per eseguire tutte le indagini necessarie, senza correre il rischio di giungere troppo tardi.

Regime del trasporto litoraneo

- d) trasporto litoraneo longitudinale di piccola entità rispetto ai movimenti trasversali;
- e) deriva litoranea (trasporto netto) assente o insignificante rispetto ai trasporti lordi;
- f) deriva litoranea modesta ma ben definita;
- g) trasporti litoranei importanti ma con deriva mal definita;
- h) trasporti litoranei importanti e deriva ben definita.

Marea

- i) limitata escursione di marea;
- j) elevata escursione di marea.

Instabilità morfologica

- k) instabilità insignificante (ad es. falesie);
- l) instabilità modesta; ad es. spiagge sottili di grande estensione e poket beach;
- m) instabilità importante (ad esempio cuspidi fociali e piccole unità fisiografiche con forti trasporti).

Moto ondoso

- n) moderato: mareggiate con altezza d'onda significativa inferiore a 2 m;
- o) significativo: mareggiate con altezza significativa superiore a 2 m.

I numeri e gli asterischi (+,*) individuano il grado di idoneità dell'intervento nell'area di studio ed in particolare:

- f 3 = soluzione consigliabile;
- f 2 = soluzione idonea;
- f 1 = soluzione accettabile;
- f + = soluzione idonea o accettabile per qualche forma del tipo, inefficiente per altre;
- f 0 = soluzione inefficiente;
- f * = soluzione sconsigliabile.

Applicando il Metodo di Kobayashi ai tratti di litorale oggetto di studio (tutti piuttosto omogenei fra loro ed aventi stesse caratteristiche) e considerato che, la situazione ha carattere d'urgenza, che il trasporto litoraneo è ben definito ma non di notevole entità, l'escursione di marea limitata e l'instabilità morfologica limitata, trattandosi soprattutto di pocket beach, risultano le seguenti caratteristiche:

Caratteristiche del paraggio																
Tipo di intervento	Tempistica			Trasporto litoraneo				Marea			Instabilità morfologica			Modo ondoso		Idoneità
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	TOT.
<i>Pennelli</i>	*	1	2	0	*	3	2	3	1	2	2	1	3	2	1	7
<i>Frangiflutti foranei</i>	2	2	2	2	3	+	2	*	2	1	2	1	0	0	3	8 +
<i>Difese aderenti</i>	3	+	*	*	*	0	*	*	1	2	*	1	*	1	2	4 +
<i>Ripascimenti</i>	1	1	2	3	2	2	1	1	2	2	2	2	3	3	1	8
<i>Conservazione dune</i>	1	2	2	1	2	0	2	0	2	2	0	2	2	1	2	8

Tabella 3 - Metodo di Kobayashi applicato ai punti d'intervento d'interesse

Dal primo step è possibile affermare che tutte le sistemazioni ipotizzabili risultano efficaci rispetto alle condizioni morfologiche e mareografiche riscontrabili in sito; trattandosi di un contesto piuttosto antropizzato si esclude la conservazione delle dune, in quanto naturalmente assenti, nonché la realizzazione di frangiflutti foranei, che vengono accantonati per evitare opere imponenti e particolarmente impattanti da un punto di vista visivo.

Un secondo passo nella procedura di selezione della tipologia di intervento consiste nell'utilizzare la matrice di Kobayashi et al. (1985) in cui vengono messi in relazione gli elementi caratteristici delle opere di difesa con gli effetti sull'ambiente.

ELEMENTI CARATTERISTICI DELLE OPERE DI DIFESA		VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELL'OPERA							
		Preservazione ambiente naturale	Spazio per lo sviluppo della fauna marina	Spazio per attività turistiche	Difesa della costa	Effetti sul ricambio idrico	Effetti sul paesaggio	Controllo eventi disastrosi	
ELEMENTI DELLA SEZIONE TRASVERSALE DELL'OPERA	Profilo naturale della spiaggia sommersa		●	●	●	●	●	●	●
	Opera sommersa e staccata dalla riva		●	●	●	●	●	●	●
	Opera sommersa e radicata alla riva		●	●	●	●	●	●	●
	Opera emergente e staccata dalla riva		●	●	●	●	●	●	●
	Opere che si protendono dalla riva verso il mare		●	●	●	●	●	●	●
ELEMENTI PLANIMETRICI DEL SISTEMA DI PROTEZIONE	Opere parallele alla linea di riva		●	●	●	●	●	●	●
	Opere parallele alla riva e ad esse collegate		●	●	●	●	●	●	●

efficace e fattibile
 moderatamente efficace ma fattibile
 poco efficace e non fattibile

Tabella 4 - Procedura di selezione della tipologia di intervento derivata da Kobayashi et al. (1985) in cui vengono messi in relazione gli interventi di difesa con gli effetti sull'ambiente.

Combinando i criteri dello step 1 con quest'ultimi l'opzione di ripascimento protetto da elementi paralleli alla costa sommersi o semi-sommersi rappresenta il giusto compromesso tra le esigenze di difesa della costa e di preservazione dell'ambiente e del paesaggio. Si ricorda comunque che trattasi di interventi di

manutenzione straordinaria di sistemazioni esistenti, che sono state danneggiate nel corso del tempo e che necessitano di ripristino e potenziamento per dare maggior durabilità all'intervento di ripascimento previsto.

5. TEORIA DEL RIPASCIMENTO

L'intervento di ripascimento consiste nello sversamento di sedimenti di idonea granulometria e proprietà tessiturali in tratti di litorale in erosione, al fine di produrre un avanzamento della linea di costa.

In fase di sversamento il materiale per il ripascimento generalmente viene disposto secondo un profilo più ripido rispetto a quello d'equilibrio, creando una perturbazione temporanea della linea di costa; successivamente la dinamica costiera modella il ripascimento sia in direzione longitudinale che trasversale.

I principali parametri da cui dipendono i meccanismi di modellamento longitudinale e trasversale sono l'altezza d'onda al frangimento, il diametro medio del sedimento da versare, l'estensione del ripascimento ed i coefficienti di overfill e di ripascimento.

In effetti, la scelta del materiale di riporto per un ripascimento artificiale costituisce un'operazione delicata che richiede il rispetto di alcune condizioni derivanti dal confronto tra la granulometria del materiale di riporto e quella del materiale originario. Infatti, nell'ipotesi che il materiale di riporto abbia la stessa granulometria del materiale originario (o che sia leggermente più grossolano), il volume di progetto potrà essere calcolato considerando trascurabili le perdite di materiale di riporto dovute a diversità di comportamento sotto l'azione del moto ondoso (processi di rimozione e di selezione dei sedimenti). L'utilizzo di materiale più fine comporterà invece, sotto l'azione del moto ondoso, la perdita di quantità anche considerevoli di sedimenti di cui si dovrà tener conto maggiorando adeguatamente i quantitativi di apporto calcolati nell'ipotesi di uniformità di caratteristiche tra materiale di ripascimento e materiale originario.

Coefficiente di overfill

Il coefficiente di overfill RA, calcolato da James (1975), viene riportato solitamente in forma grafica, con riferimento alle seguenti grandezze:

RA: numero stimato di metri cubi di materiale richiesto per produrre un metro cubo di materiale di spiaggia quando la spiaggia è in condizioni compatibili con il materiale originario;

σ_ϕ : deviazione standard della distribuzione granulometrica del campione in unità ϕ

$$\sigma_\phi = \frac{\Phi_{84} - \Phi_{16}}{2}$$

M_ϕ : diametro medio della distribuzione granulometrica del campione in unità ϕ

$$M_{\phi} = \frac{\Phi_{84} + \Phi_{16}}{2}$$

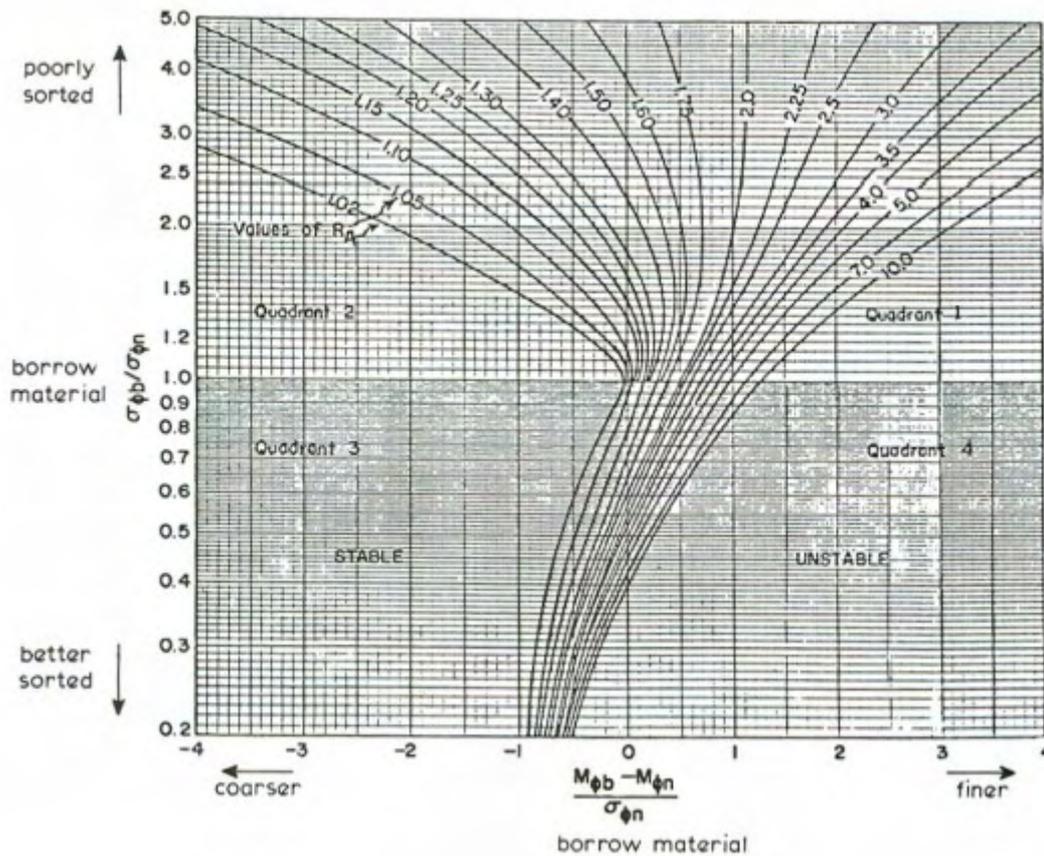


Figura 3 - Coefficiente di overfill Ra

Coefficiente di ripascimento

Un secondo coefficiente, che interessa la durata a lungo termine del ripascimento, riguarda l'incremento della frequenza degli apporti di sedimento rispetto al caso di invarianza del sedimento di riporto rispetto a quello nativo. Infatti, la diversa dimensione dei sedimenti implica un diverso tempo di residenza del materiale nella zona interessata dal ripascimento. Tale coefficiente, indicato con RJ, è deducibile graficamente e rappresenta l'incremento della frequenza di ripascimento rispetto alla condizione di invarianza del sedimento di riporto rispetto a quello di origine.

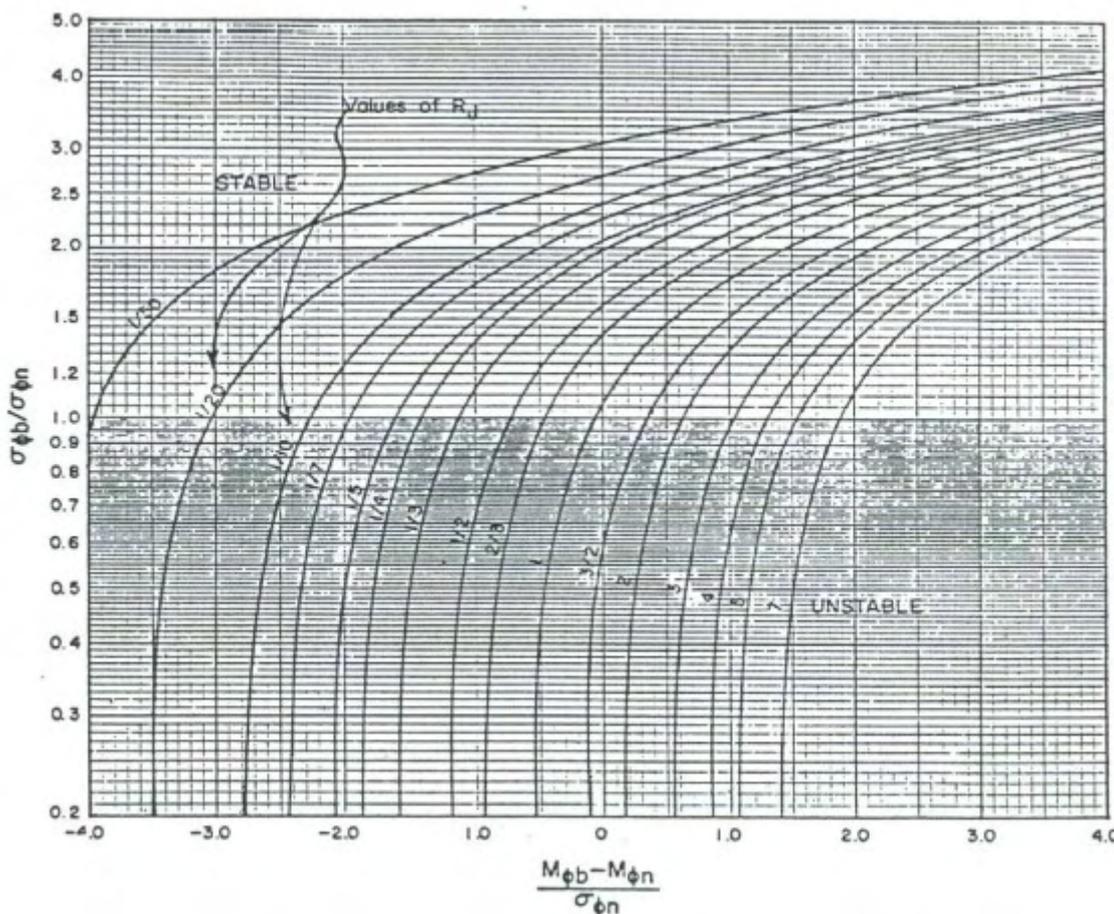


Figura 4 - Coefficiente di ripascimento R_j

5.1 CALCOLO DEL VOLUME DI RIPASCIMENTO

Per determinare il volume di materiale necessario al ripascimento di una spiaggia è possibile utilizzare la teoria sviluppata da Dean (1991). Bruun (1954) sviluppò una semplice equazione per la determinazione del profilo d'equilibrio della spiaggia e per mettere in relazione la profondità dell'acqua h alla distanza offshore (verso mare) x :

$$h = A x^m$$

con A parametro dimensionale, detto fattore di forma e che dipende dalle caratteristiche del materiale del fondo ed m un parametro che assume valore si $2/3$.

La semplice legge ipotizzata da Bruun fu supportata da Dean (1977) che mostrò come il coefficiente di forma potesse essere rapportato alla velocità di caduta del sedimento dalla legge seguente:

$$A = 0,067w^{0,44}$$

Questo fattore di forma A fu relazionato al diametro dei sedimenti utilizzando le equazioni sviluppate da Hallermeier (1981):

$$w = 14 D^{1,1}$$

con w espressa in cm/sec e D diametro medio dei sedimenti espresso in mm. Il fattore di forma A può quindi essere espresso in funzione del diametro medio D delle particelle, dalla seguente:

$$A = 0,21D^{0,48}$$

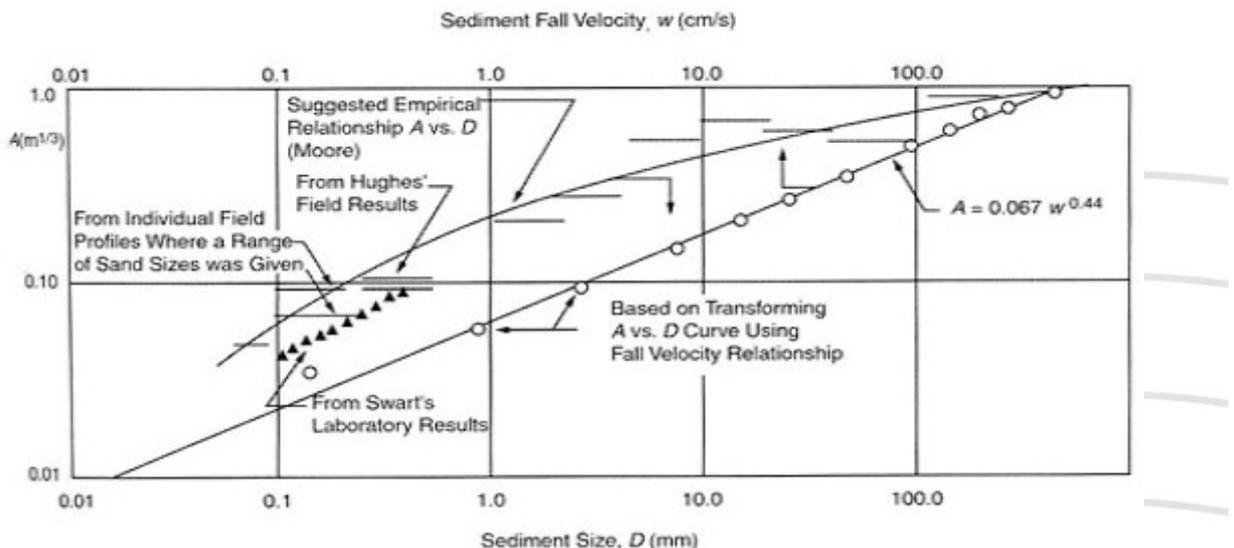


Figura 5 - Relazione tra il fattore di forma A il diametro medio dei granuli D e la velocità di sedimentazione w (Dean, 1987 e Moore, 1982)

Dean (1991) definisce tre tipi base di profili di ripascimento:

- "Intersecting profile" dove il profilo conseguente al ripascimento interseca il profilo originario;
- "Non-intersecting profile" dove il profilo del ripascimento non interseca il profilo originario prima della profondità di chiusura;
- "Submerged profile" dove dopo l'equilibrio non c'è spiaggia emersa.

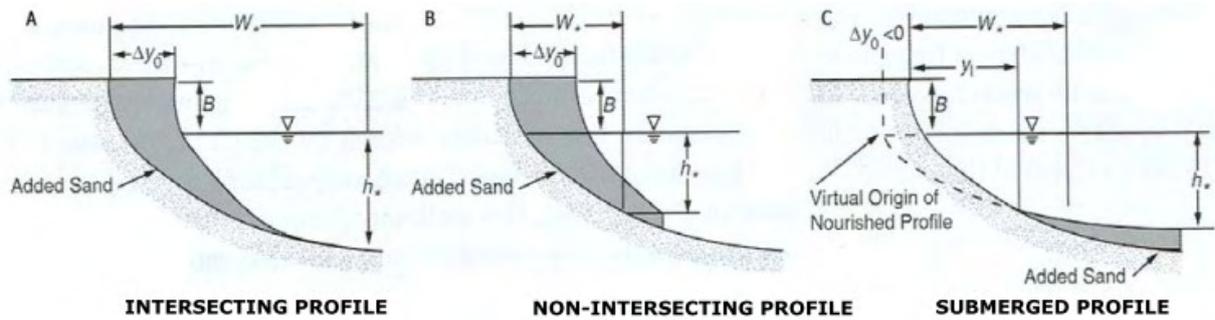


Figura 6 - Tipi base di profili di ripascimento (Dean 1991)

Dean mostra che un profilo è "Intersecting" o "Non-intersecting" secondo che si verifica:

$$Y = \left(\frac{A_N}{H}\right)^{3/2} + \left(\frac{A_N}{A_F}\right)^{3/2} < 1, \text{ Intersecting Profiles}$$

$$Y = \left(\frac{A_N}{H}\right)^{3/2} + \left(\frac{A_N}{A_F}\right)^{3/2} > 1, \text{ Non-intersecting Profiles}$$

Con A_N valore di A riferito al sedimento originario (native) e A_F valore di A riferito al sedimento di ripascimento. I volumi per unità di lunghezza di materiale da ripascimento per un profilo "non intersecting" e un profilo "intersecting" sono dati rispettivamente dalle seguenti equazioni:

$$V = YB + \frac{3}{5}H^{5/2} \left[\left[\frac{Y}{H^{3/2}} + \left(\frac{1}{A_F}\right)^{3/2} \right]^{5/3} A_N - \left(\frac{1}{A_F}\right)^{3/2} \right]$$

$$V = BY + \frac{\frac{3}{5}A_N Y^{5/3}}{\left[1 - \left(\frac{A_N}{A_F}\right)^{3/2} \right]^{2/3}}$$

6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI BARRIERE EMERSE IN MASSI

Come già accennato in precedenza, per la determinazione dell'onda di progetto per il dimensionamento delle opere in massi a gettata si è scelto un tempo di ritorno trentennale, valutato secondo quanto suggerito dalle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel 1994:

$$T_R = T_V / [-\ln(1 - P_F)]$$

con T_V e P_F rispettivamente la vita d'esercizio dell'opera e la probabilità di danneggiamento, e valutando i valori di probabilità attesa dell'evento con tempo di ritorno T_R calcolati con l'espressione:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{T_V}$$

Probabilità attesa			
T_V (anni)	T_R (anni)		
	1	30	50
10	100%	29%	18%
20	100%	49%	33%

Tabella 5 – Valori di probabilità attesa

Pertanto l'onda di progetto al largo con tempo di ritorno di 30 anni presa come riferimento progettuale presenta le seguenti caratteristiche:

$H_0 = 5,25 \text{ m}$	Altezza d'onda a largo;
$T_p = 9,17 \text{ s}$	Periodo di picco caratteristico dell'onda;
$\theta_{0-N} = 275^\circ\text{N}$	Direzione di provenienza dell'onda a largo;
$\omega = \frac{2\pi}{T} = 0,69 \text{ Hz}$	Pulsazione dell'onda
$L_0 = 1,56 \cdot T^2 = 131,19 \text{ m}$	Lunghezza d'onda a largo

La verifica della condizione di frangimento è stata eseguita in prima approssimazione applicando la relazione di Goda (Random Seas and Design of Maritime Structures):

$$\frac{H_b}{L_0} = 0.18 \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\}$$

attraverso la quale si determina l'altezza limite al frangimento per il paraggio caratterizzato da profondità h e pendenza del fondale θ .

Vista la tipologia d'intervento da attuare, l'opera di protezione in massi ipotizzata è di tipo permeabile, ovvero senza un nucleo interno che impedisce il transito d'acqua all'interno della struttura; il parametro di progetto principale per le opere di questo tipo è il peso dell'elemento della mantellata che viene determinato in funzione della sollecitazione ondosa di progetto H_s (altezza significativa) e della geometria della struttura (pendenza del paramento lato mare, α).

Nei casi in esame il calcolo dei pesi dei massi costituenti la mantellata è stato eseguito tramite l'espressione sperimentale più nota e generalmente adottata, quella di Hudson:

$$P_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{K_D \cdot \Delta^3 \cdot \cot g \alpha}$$

dove:

- γ_r peso specifico del masso (N/mc);
- H_s altezza d'onda incidente di progetto o altezza d'onda significativa;
- Δ peso del corpo immerso (γ_r / γ_w) - 1;
- K_D coefficiente di stabilità o parametro di Hudson per il quale si fa riferimento ai valori suggeriti dal "Shore Protection Manual" - 1984, che dipende dalla tipologia degli elementi, dal numero di strati costituenti la mantellata, dal loro collocamento in opera, dalla pendenza del paramento e dalla condizione di frangimento;
- α pendenza dell'opera.

PROGETTO PRELIMINARE INTERVENTO
 Relazione tecnica descrittiva degli interventi di ripascimento proposti

N. Rif. 2959_15_MG

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n	Placement	Structure Trunk		Structure Head		Cotg α
			K _D		K _D		
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	
Quarystone							
Smooth rounded	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.5
Smooth rounded	>3	Random	1.6	3.2	1.4	2.3	1.5 to 3.0
Rough angular	1	Random		2.9		2.3	1.5 to 3.0
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
					1.6	2.8	2.0
					1.3	2.3	3.0
Rough angular	>3	Random	2.2	4.5	2.1	4.2	1.5 to 3.0
Rough angular	2		5.8	7.0	5.3	6.4	1.5 to 3.0
Parallelepiped	2		7.0-20.0	8.5-24.0	--	--	
Tetrapod And Quadripod	2	Special	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
Tribar	2	Random	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					6.0	6.5	3.0
Dolos	2	Random	15.8	31.8	8.0	16.0	2.0
					7.0	14.0	3.0
Modified cube	2	Random					
Hexapod	2						
Toskane	2						
Tribar	1						
Quarystone (K ₁₀)	--						
Graded angular	--	Uniform					
		Random					

Tabella 6 – Valori del coefficiente KD di Hudson

Verifica di Run-up e Run-down

Con il termine di Run-up si intende la risalita dell'onda lungo la mantellata, misurata a partire dal livello medio mare, mentre con il termine Run-down si intende la discesa delle onde lungo la mantellata, sempre con riferimento al livello medio del mare.

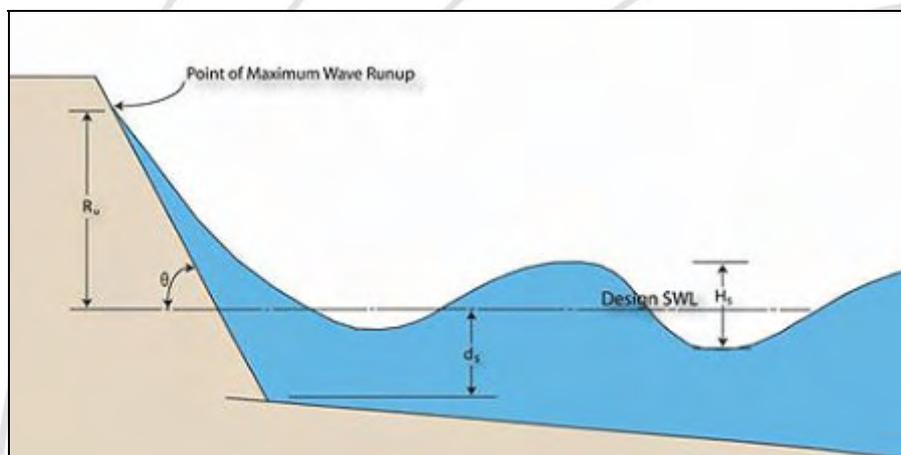


Figura 7 – Schematizzazione del run up

L'escursione di un'onda lungo un piano inclinato è fortemente asimmetrica; il livello di risalita è fortemente influenzato dalla scabrezza e dalla permeabilità della mantellata, nonché dalla ripidità dell'onda incidente, che può determinare la presenza di frangimento o meno sulla struttura. Le relazioni proposte per valutare questi parametri derivano quasi interamente da prove su modello, data l'oggettiva difficoltà di effettuare misure su strutture reali.

Nonostante la notevole dispersione dei dati sperimentali è possibile descrivere il fenomeno del run up mediante semplici equazioni:

$$\frac{R_{ux}}{H_s} = a \cdot \zeta_m \quad \text{per } \zeta_m \leq 1.5$$

$$\frac{R_{ux}}{H_s} = b \cdot \zeta_m^c \quad \text{per } \zeta_m > 1.5$$

dove x è il livello di superamento in percentuale. Se la struttura è permeabile, come nel caso di barriere in massi, il run up è limitato ad un valore massimo:

$$\frac{R_{ux}}{H_s} = d \quad \text{per } P > 0.4$$

I valori dei coefficienti sono stati tabulati in funzione di vari livelli di superamento.

Level (%)	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
significant	0.72	0.88	0.41	1.35
mean	0.47	0.60	0.34	0.82

Tabella 7 – valori dei coefficienti a, b, c, d delle equazioni per il run up per alcuni livelli di superamento

Ad esempio il valore 5% significa che solo il 5% delle onde supera il valore di run up calcolato con quei coefficienti; al livello di superamento medio (*mean*) corrisponde il valore di run up superato dal 50% delle onde, mentre a quello *significant* corrisponde il valore di run up superato da N/3 delle onde più alte.

Per quanto riguarda il run down questo può essere stimato attraverso:

$$\frac{R_d}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan \alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5\exp(-60S_m)$$

Con P permeabilità della struttura e S_m ripidità dell'onda (H_s/L_{0m}).

Protezione al piede

Nella maggior parte dei casi la mantellata esterna è protetta nella sua parte al fondo dai fenomeni di erosione che si possono verificare, da un filtro costituito da materiale con diametro medio inferiore a quello della mantellata, che si ricava dalla seguente relazione generale:

$$\frac{h_t}{h} = 0.22 \cdot \left(\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \right)^{0.7}$$

con h_t profondità del piede al di sotto dello SWL ed h profondità del fondo.

Se $\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}}$ è compreso fra 6 e 7 allora si raccomandano valori di $\frac{h_t}{h} > 0.5$.

Dispersione dei massi consigliata

In funzione delle diversi classi di peso dei massi, si possono definire dei rapporti D_{85}/D_{15} che stabiliscano convenzionalmente la dispersione piccola, media o grande, come riportato in tabella sottostante.

<u>narrow grading</u> $D_{85}/D_{15} < 1.5$		<u>wide grading</u> $1.5 < D_{85}/D_{15} < 2.5$		<u>Very wide grading</u> $D_{85}/D_{15} > 2.5$	
Class	D_{85}/D_{15}	Class	D_{85}/D_{15}	Class	D_{85}/D_{15}
15-20 t	1.10	1-9 t	2.08	50-1000 kg	2.71
10-15 t	1.14	1-6 t	1.82	20-1000 kg	3.68
5-10 t	1.26	100-1000 kg	2.15	10-1000 kg	4.64
3-7 t	1.33	100-500 kg	1.71	10-500 kg	3.68
1-3 t	1.44	10-80 kg	2.00	10-300 kg	3.10
300-1000 kg	1.49	10-60 kg	1.82	20-300 kg	2.46

Tabella 8 - Parametro di dispersione per varie classi di peso dei massi

Larghezza della sommità

La larghezza della sommità è spesso determinata da esigenze costruttive o da requisiti funzionali, imponendo sempre il valore minimo dato dalla seguente relazione:

$$B_{min} = (3 \div 4) \cdot D_{n50}$$

7. INTERVENTI SUGLI ARENILI

7.1 INTERVENTO SILURIPEDIO

La spiaggia di Siluripedio è ubicata fra i toponimi della C.T.R. di Punta della Madonnetta e Lividonia ed è rappresentata da un piccolo arenile esposto a Nord ed in generale alle agitazioni di moto ondoso provenienti dal primo quadrante.

Attualmente l'arenile presenta un'ampiezza di circa 3 metri ed è protetto da una scogliera di massi parallela alla linea di riva, che risulta in pessimo stato di conservazione, con elementi che sono stati movimentati dal moto ondoso e tratti danneggiati. Risulta pertanto opportuno intervenire con interventi di manutenzione straordinaria, per garantire una maggiore protezione della linea di costa.



Figura 8 – Ubicazione cartografica del punto d'intervento



Figura 9 – Vista aerea del punto di intervento 1 (fonte Google Earth)

Dallo studio evolutivo della linea di costa della spiaggia Siluripedio condotto all'interno dello studio meteo marino, si riportano i risultati grafici e numerici dell'analisi diacronica del territorio in riferimento a 1996, 2007, 2010 e 2013, anni di acquisizione delle foto aeree dei voli AGEA.



Figura 10 – Analisi diacronica della linea di costa fra il 1996 ed il 2013.

Le analisi di fotointerpretazione e le elaborazioni GIS hanno evidenziato le seguenti caratteristiche dell'arenile del Siluripedio:

Periodo di osservazione 1996 - 2013 (1996 come riferimento zero)				
Anno	Area [mq]	Variazione area [mq]	Variazione lineare media [m]	Tasso di variazione [m/anno]
1996	915	0	0.00	0.00
2007	894	-21	-0.16	-0.01
2010	1112	218	1.61	0.54
2013	571	-541	-4.01	-1.34
Complessivo 1996-2013		-344	-2.55	-0.15

Tabella 9 - Tendenza evolutiva dell'arenile

Nel lungo periodo (1996-2013) si evidenzia una diminuzione dell'estensione dell'arenile, sebbene nel 2010 ci sia stata una controtendenza evolutiva con incremento della superficie.

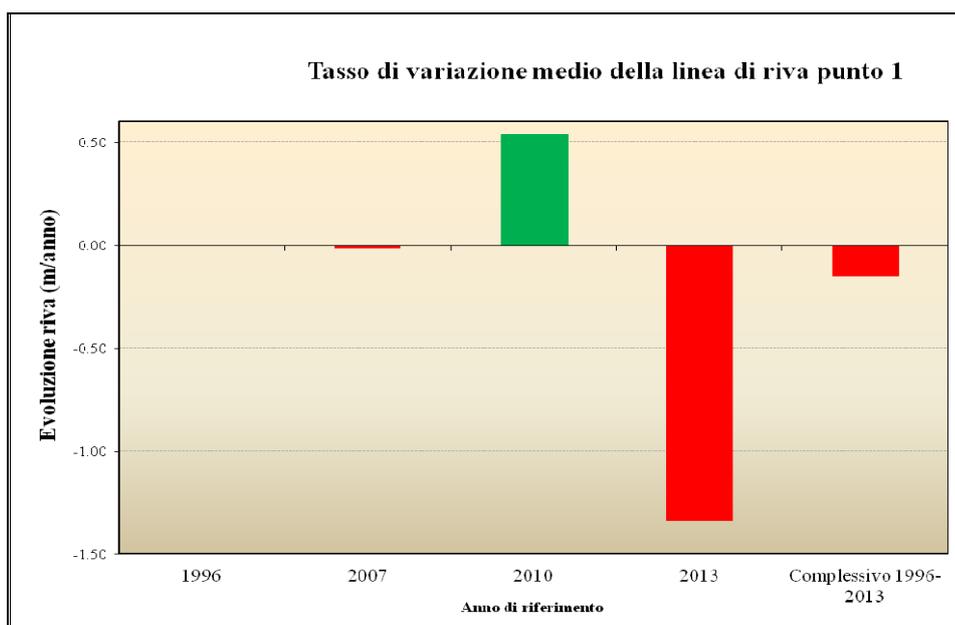


Figura 11 – Tendenza evolutiva della spiaggia di Siluripedio sulla base di fotointerpretazione ed analisi GIS



Figura 12 – Sovrapposizione su ortofoto AGEA del 2013 delle linee di costa (2013 rosso, 2010 giallo, 2007 verde, 1996 blu).

Sull'arenile di Siluripedio sono stati prelevati due campioni di sedimenti, su cui è stata effettuata l'analisi granulometrica, i cui risultati sono riportati in allegato alla presente relazione; vista l'omogeneità del materiale rilevato, per caratterizzare dimensionalmente il sedimento, si è proceduto con la media dei diametri significativi dei campioni. In entrambi i casi le sabbie dei campioni prelevati, in base alle proprietà chimiche, microbiologiche ed ecotossicologiche, risultano classificabili in categoria A1, che prevede, secondo il Manuale ICRAM, le seguenti possibilità di gestione:

Classe	Opzioni di gestione
A1	Sabbie (pelite < 10%) da utilizzare o ricollocare secondo la seguente priorità: 1. Ripascimento di arenili (previa verifica compatibilità con il sito di destinazione); 2. Ricostruzione di strutture naturali in ambito marino costiero comprese le deposizioni finalizzate al ripristino della spiaggia sommersa; 3. Riempimenti di banchine e terrapieni in ambito portuale; 4. Riutilizzi a terra (secondo la normativa vigente); 5. Deposizione in bacini di contenimento (es. vasche di colmata); 6. Immersione in mare.

Sulla base delle curve granulometriche dei campioni prelevati sull'arenile di Siluripedio, mediate fra loro (in tabella N=native), si scelgono le caratteristiche del materiale da cava da riportare (in tabella F=filling),

così da calcolare i coefficienti di overfill e di ripascimento correttivi dei volumi di sversamento che risultano dall'applicazione della teoria di Dean per ottenere un avanzamento della linea di riva di circa **10 m** rispetto all'attuale; si preferisce l'utilizzo di sabbia proveniente da cave di prestito piuttosto che da tratti limitrofi in deposito per non turbare l'instabile equilibrio raggiunto in un tratto di arenile di grande interesse turistico.

CURVA GRANULOMETRICA

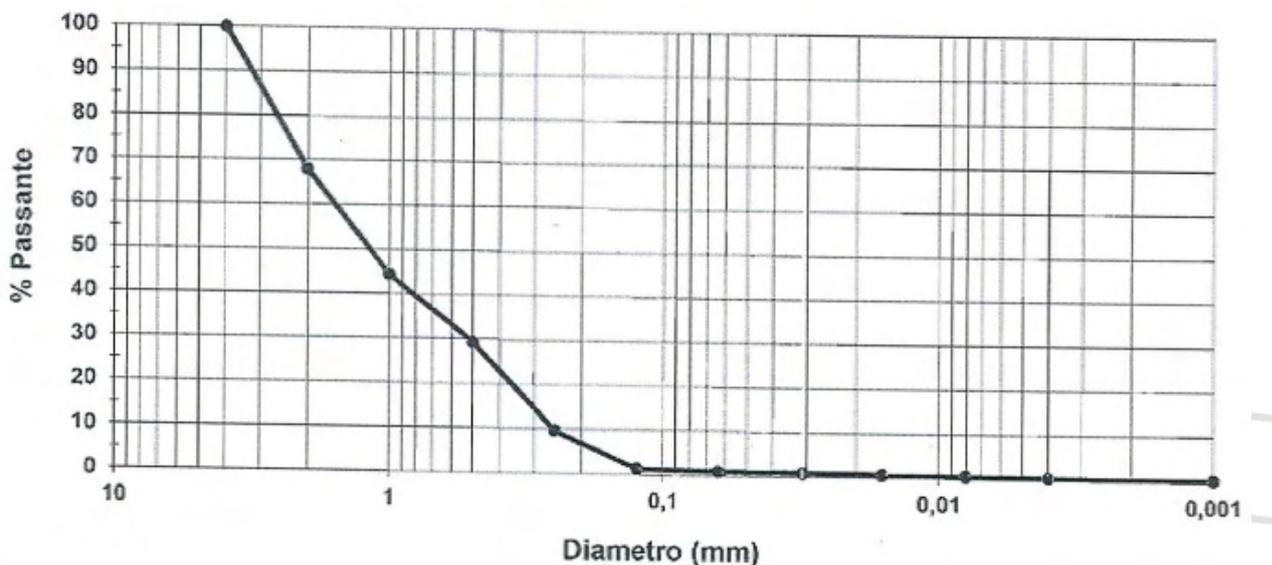


Figura 13 – Curva granulometrica del campione 1 prelevato nell'arenile di Siluripedio

CURVA GRANULOMETRICA

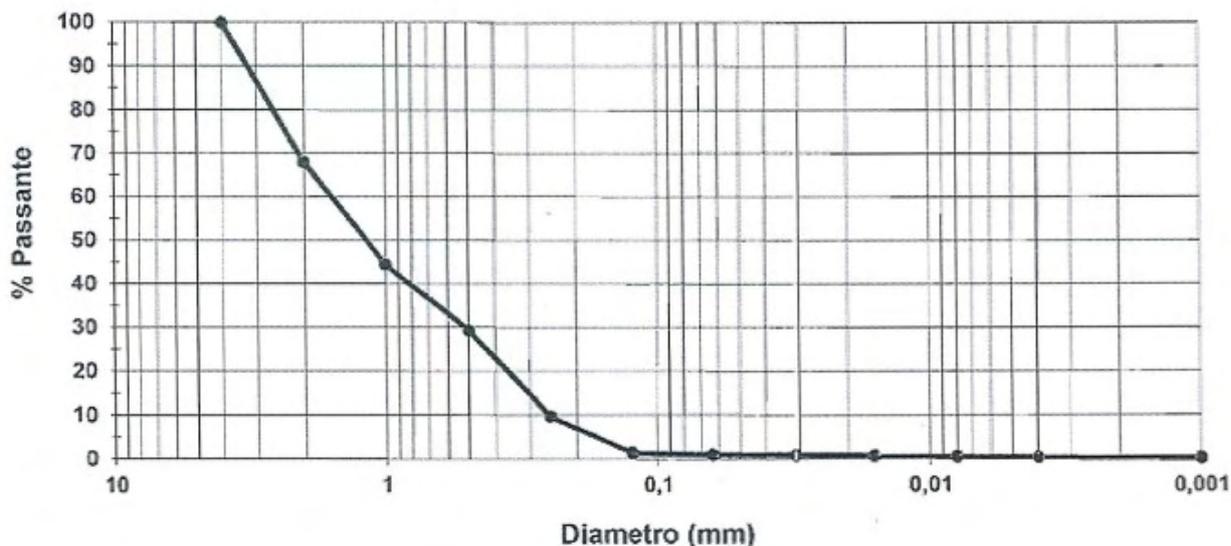


Figura 14 – Curva granulometrica del campione 2 prelevato nell'arenile di Siluripedio

D84N (mm)	φ84N	D16N (mm)	φ16N	σN	MN	D84F (mm)	φ84F	D16F (mm)	φ16F	σF	MF
3.00	-1.58	0.30	1.74	-1.66	0.08	3.60	-1.85	0.36	1.47	-1.66	-0.19

Tabella 10 – Diametri di materiale nativo e di fill relativi all'arenile di Siluripedio

Con i valori nella precedente tabella si entra nei grafici delle figure 3 e 4 da cui si ottengono un coefficiente di overfilling RA pari a 1,125 e un coefficiente di frequenza di ripascimento RJ prossimo all'unità che identifica un profilo di ripascimento piuttosto stabile.

Trattandosi di un ripascimento protetto, questo viene esteso fino alla nuova posizione della scogliera di protezione, indipendentemente dal profilo di equilibrio di Dean, con un materiale di riempimento avente le caratteristiche dimensionali riportate nelle tabelle e come rappresentato negli elaborati grafici allegati. L'altezza del ripascimento è tale da arrivare fino alla sommità della barriera, in modo da minimizzarne l'impatto visivo.

D50N (mm)	D50F (mm)	AN	AF
1.20	1.44	0.213	0.228

Tabella 11 – Grandezze e parametri del materiale di ripascimento

Dalle sezioni di progetto si ricava un valore del volume per metro lineare di ripascimento pari a 14 mc/ml; considerando 70 m di costa su cui effettuare ripascimento, il volume totale necessario di materiale da sversare con le caratteristiche granulometriche richieste è pari a 980 mc.

Per quanto riguarda la barriera di protezione in massi, ricalcolando il valore di HS in funzione della teoria descritta in precedenza, si ottiene un valore pari a 2.15 m alla profondità del fondo di circa 1.5 m.

Sostituendo questo valore nella formula di Hudson:

$$P_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{K_D \cdot \Delta^3 \cdot \cot g \alpha}$$

dove:

- γ_r peso specifico dei massi (N/mc);
- H_s altezza d'onda di progetto;
- Δ peso del corpo immerso (γ_r / γ_w) - 1;
- K_d coefficiente di stabilità;
- α pendenza dell'opera.

e assumendo γ_r pari a 25.000 N/mc, $\Delta = 1.54$, $K_D = 3.0$ (valore ricavato per via tabulare) ed una pendenza della mantellata di 1/1 su entrambi i lati si ottiene un valore del peso dei massi pari a:

$$P_{50} = 2.400 \text{ Kg}$$

da cui

$$Dn_{50} = \sqrt[3]{\frac{P_{50}}{\gamma_r}} = 1.0 \text{ m}$$

La dispersione dei massi consigliata D85/D15, da tabella 8, è pari a 1.44.

Per quanto riguarda la larghezza in sommità si considera un valore di 3.5 volte il D_{n50} , ovvero pari a 3.5 m; l'altezza della struttura oltre il livello medio del mare è pari a 1 m, come compromesso tra la morfologia del terreno dietro la spiaggia e la necessità di contrastare un run up pari a 1.77 m, calcolato ammettendo un superamento della struttura, con permeabilità P pari a 0.5, dal 50% delle onde.

La profondità del fondo su cui è ubicata l'opera contrasta il rischio di erosione al piede eventualmente provocato dal run down calcolato in 1.16 m. Il piede della struttura è inoltre protetto da un filtro con diametro medio dei massi assunto pari a 0.50 m, da realizzare con pendenza 1/1 su entrambi i lati alla profondità h_f calcolata come segue:

$$h_f = 0.22 \cdot \left(\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \right)^{0.7} \quad h = 0.68 \text{ m}$$

Sulla base delle considerazioni sopra descritte e come da elaborati grafici, la struttura in massi esistente dovrà essere riposizionata a circa 10 m dalla linea di riva attuale e avrà un volume globale di mantellata di 840 mc e di filtro al piede di 280 mc.

7.2 INTERVENTO MOLETTA

Il Moletto è ubicato in località La Sanità ed è costituito da una piccola spiaggetta posta a Nord del porto in corrispondenza di pennello realizzato per il riparo di piccole imbarcazioni da diporto.

Anche in questo caso l'arenile è esposto a Nord ed in generale alle agitazioni del moto ondoso provenienti dal primo quadrante, che hanno progressivamente ridotto la superficie fruibile nel corso degli anni. Attualmente l'arenile presenta un'ampiezza di circa 3 metri ed è protetto da una scogliera di massi parallela alla linea di riva, che risulta in pessimo stato di conservazione, con elementi che sono stati movimentati dal moto ondoso e tratti danneggiati. Risulta pertanto opportuno intervenire con interventi di manutenzione straordinaria, per garantire una maggiore protezione della linea di costa.



Figura 15 – Ubicazione cartografica del secondo punto d'intervento.

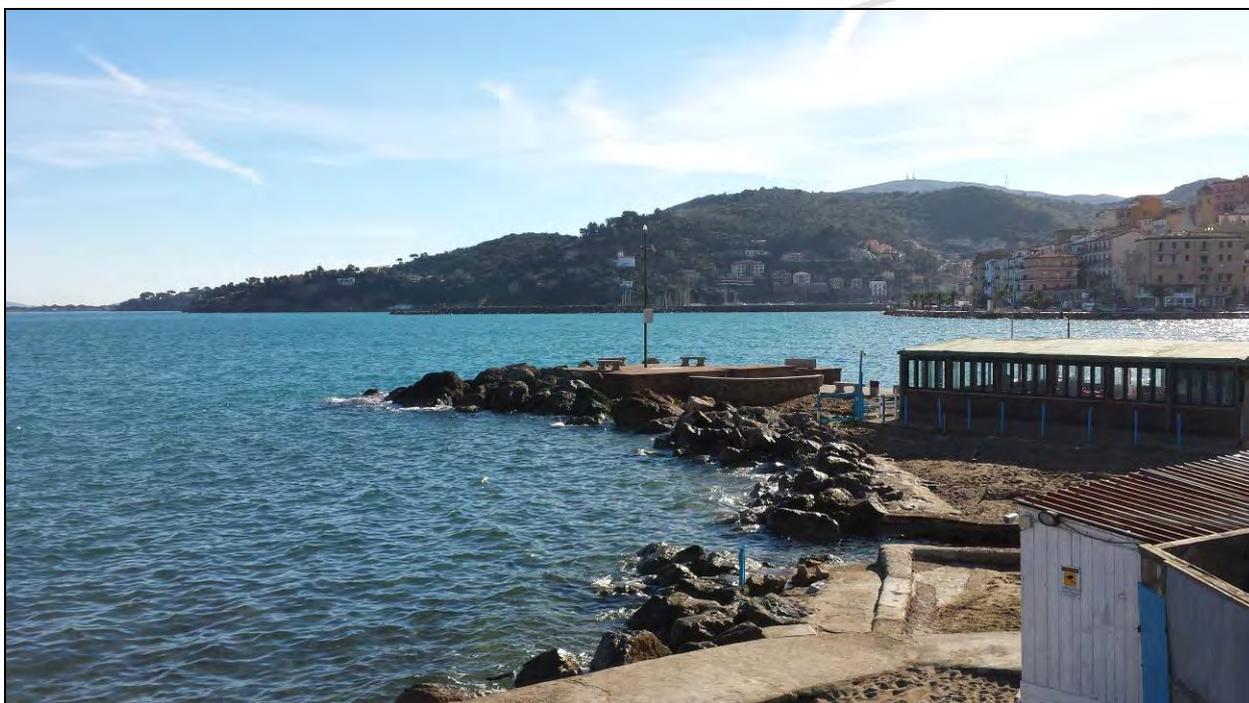


Figura 16 – Vista del punto di intervento

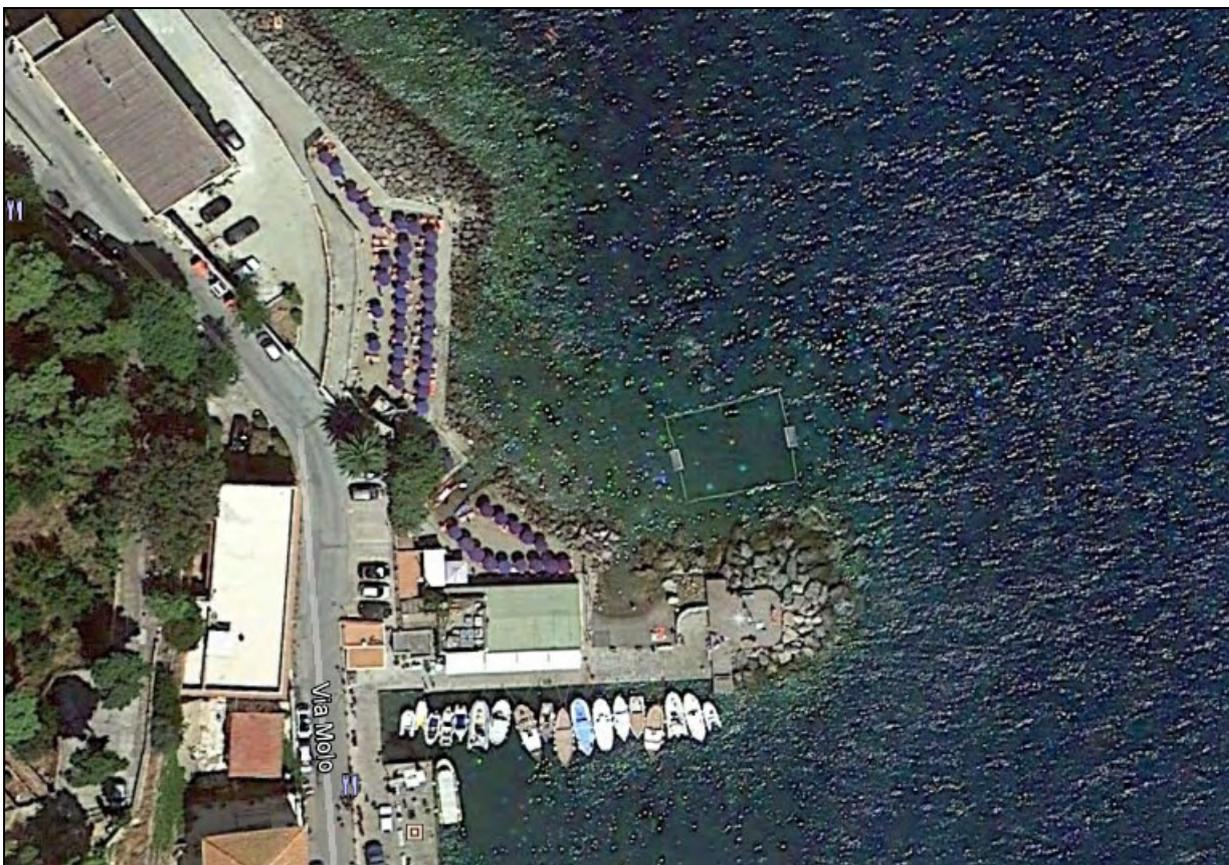


Figura 17 – Vista aerea del punto d'intervento.

Dallo studio evolutivo della linea di costa del Moletto condotto all'interno dello studio meteo marino, si riportano i risultati grafici e numerici dell'analisi diacronica del territorio in riferimento a 1996, 2007, 2010 e 2013, anni di acquisizione delle foto aeree dei voli AGEA.

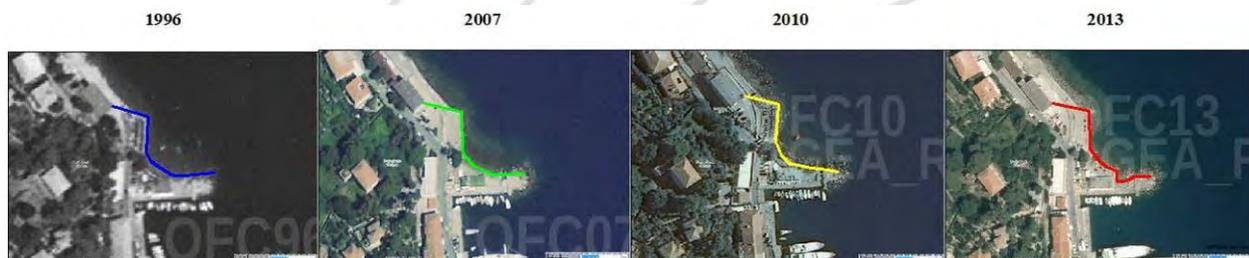


Figura 18 – Analisi diacronica della linea di costa fra il 1996 ed il 2013.

Le analisi di fotointerpretazione e le elaborazioni GIS hanno evidenziato le seguenti caratteristiche dell'arenile del Moletto:

Periodo di osservazione 1996 - 2013 (1996 come riferimento zero)				
Anno	Area [mq]	Variazione area [mq]	Variazione lineare media [m]	Tasso di variazione [m/anno]
1996	2624	0	0.00	0.00
2007	2397	-227	-1.89	-0.17
2010	2229	-168	-1.40	-0.47
2013	2220	-9	-0.08	-0.03
Complessivo 1996-2013		-404	-3.37	-0.20

Tabella 12 – Tendenza evolutiva dell'arenile.

Si riscontra una progressiva diminuzione delle dimensioni della spiaggia, con un tasso d'erosione pari a 20 cm/anno nel lungo periodo, senza indizi di controtendenza evolutiva di incremento della superficie.

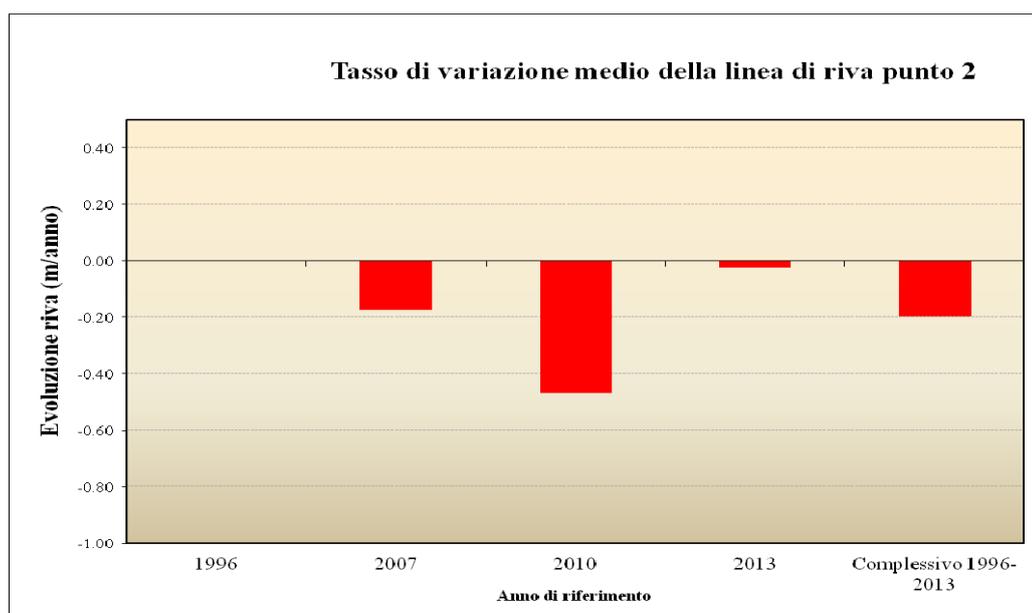


Figura 19 – Tendenza evolutiva del Moletto sulla base di fotointerpretazione ed analisi GIS.



Figura 20 – Sovrapposizione su ortofoto AGEA del 2013 delle linee di costa (2013 rosso, 2010 giallo, 2007 verde, 1996 blu).

Sul piccolo arenile del Moletto è stato prelevato un campione di sedimenti, su cui è stata effettuata l'analisi granulometrica, i cui risultati sono riportati in allegato alla presente relazione. Le sabbie del campione prelevato, in base alle proprietà chimiche, microbiologiche ed ecotossicologiche, risultano classificabili in categoria A1, che prevede, secondo il Manuale ICRAM, le seguenti possibilità di gestione:

Classe	Opzioni di gestione
A1	Sabbie (pelite < 10%) da utilizzare o ricollocare secondo la seguente priorità: 1. Ripascimento di arenili (previa verifica compatibilità con il sito di destinazione); 2. Ricostruzione di strutture naturali in ambito marino costiero comprese le deposizioni finalizzate al ripristino della spiaggia sommersa; 3. Riempimenti di banchine e terrapieni in ambito portuale; 4. Riutilizzi a terra (secondo la normativa vigente); 5. Deposizione in bacini di contenimento (es. vasche di colmata); 6. Immersione in mare.

Sulla base della curva granulometrica del campione prelevato sull'arenile del Moletto (in tabella N=native), si scelgono le caratteristiche del materiale da cava da riportare (in tabella F=filling), così da calcolare i coefficienti di overfill e di ripascimento correttivi dei volumi di sversamento che risultano dall'applicazione della teoria di Dean per ottenere un avanzamento della linea di riva di circa **10 m** rispetto all'attuale; si preferisce l'utilizzo di sabbia proveniente da cave di prestito piuttosto che da tratti limitrofi in deposito per non turbare l'instabile equilibrio raggiunto in un tratto di arenile di grande interesse turistico.

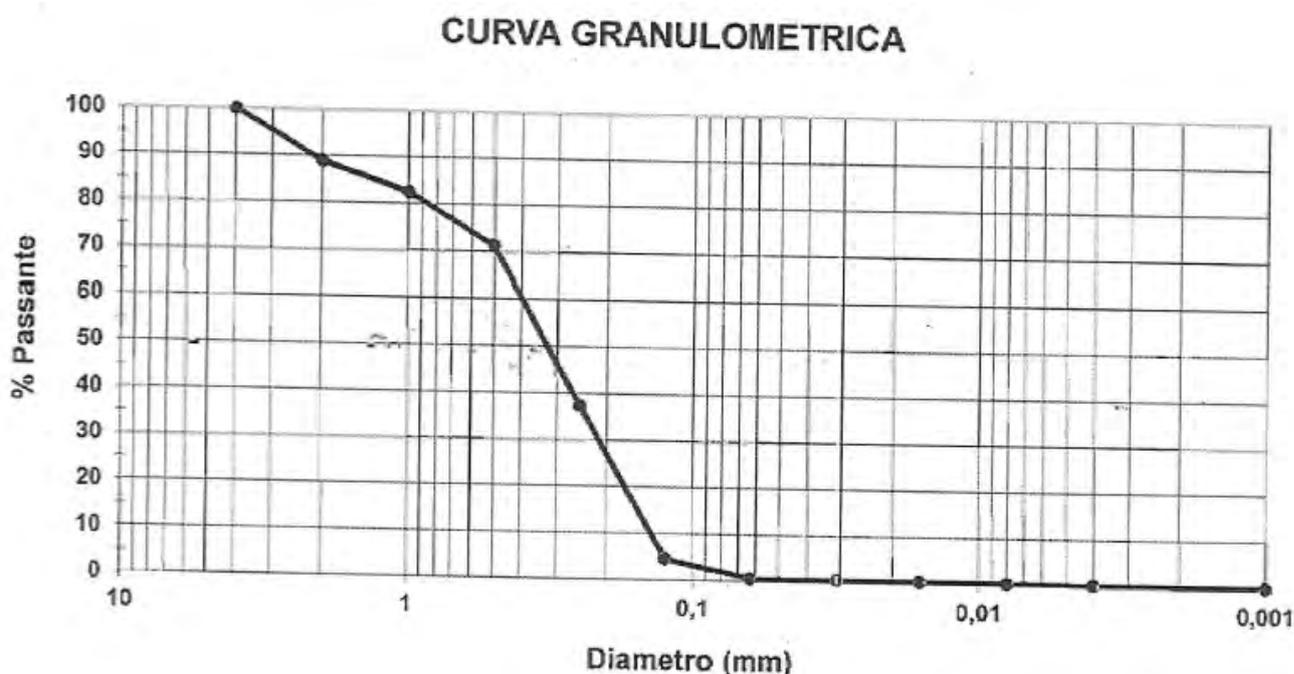


Figura 21 – Curva granulometrica del campione prelevato nell'arenile del Moletto

D84N (mm)	ϕ_{84N}	D16N (mm)	ϕ_{16N}	σ_N	MN	D84F (mm)	ϕ_{84F}	D16F (mm)	ϕ_{16F}	σ_F	MF
1.50	-0.58	0.18	2.47	-1.53	0.94	1.80	-0.85	0.22	2.21	-1.53	0.68

Tabella 13 – Diametri di materiale nativo e di fill relativi all'arenile del Moletto.

Con i valori nella precedente tabella si entra nei grafici delle figure 3 e 4 da cui si ottengono un coefficiente di overfilling RA pari a 1,15 e un coefficiente di frequenza di ripascimento RJ prossimo all'unità che identifica un profilo di ripascimento piuttosto stabile.

Trattandosi di un ripascimento protetto, questo viene esteso fino alla nuova posizione della scogliera di protezione, indipendentemente dal profilo di equilibrio di Dean, con un materiale di riempimento avente le caratteristiche dimensionali riportate nelle tabelle e come rappresentato negli elaborati grafici allegati.

L'altezza del ripascimento è tale da arrivare fino alla sommità della barriera, in modo da minimizzarne l'impatto visivo.

D50N (mm)	D50F (mm)	AN	AF
0.33	0.40	0.123	0.134

Tabella 14 – Grandezze e parametri del materiale di ripascimento

Dalle sezioni di progetto si ricava un valore del volume per metro lineare di ripascimento pari a 10 mc/ml; considerando **10 m** di costa su cui effettuare ripascimento, il volume totale necessario di materiale da sversare con le caratteristiche granulometriche richieste è pari a 100 mc.

Per quanto riguarda la barriera di protezione in massi, ricalcolando il valore di H_s in funzione della teoria descritta in precedenza, si ottiene un valore pari a 1.00 m alla profondità del fondo di circa 0.80 m.

Sostituendo questo valore nella formula di Hudson:

$$P_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{K_D \cdot \Delta^3 \cdot \cot g \alpha}$$

dove:

- γ_r peso specifico dei massi (N/mc);
- H_s altezza d'onda di progetto;
- Δ peso del corpo immerso $(\gamma_r / \gamma_w) - 1$;
- K_D coefficiente di stabilità;
- α pendenza dell'opera.

e assumendo γ_r pari a 25.000 N/mc, $\Delta = 1.54$, $K_D = 2.0$ (valore ricavato per via tabulare) ed una pendenza della mantellata di 1/1 su entrambi i lati si ottiene un valore del peso dei massi pari a:

$$P_{50} = 360 \text{ Kg}$$

da cui

$$D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{P_{50}}{\gamma_r}} = 0.52 \text{ m}$$

assumendo però D_{n50} pari a 0.80 m a favore di sicurezza e per poter riutilizzare i massi in loco, ottenendo un peso dei massi P_{50} di 1.330 kg.

La dispersione dei massi consigliata D85/D15, da tabella 8, è pari a 1.44.

Per quanto riguarda la larghezza in sommità si considera un valore di 3.5 volte il D_{n50} , ovvero pari a 3 m; l'altezza della struttura oltre il livello medio del mare è pari a 0.60 m, come compromesso tra la morfologia del terreno dietro la spiaggia e la necessità di contrastare un run up pari a 0.82 m, calcolato ammettendo un superamento della struttura, con permeabilità P pari a 0.5, dal 50% delle onde.

La profondità del fondo su cui è ubicata l'opera contrasta il rischio di erosione al piede eventualmente provocato dal run down calcolato in 1.37 m. Il piede della struttura è inoltre protetto da un filtro con diametro medio dei massi assunto pari a 0.50 m, da realizzare con pendenza 1/1 su entrambi i lati alla profondità h_f calcolata come segue:

$$h_f = 0.22 \cdot \left(\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \right)^{0.7} \quad h = 0.21m$$

Sulla base delle considerazioni sopra descritte e come da elaborati grafici, la struttura in massi esistente dovrà essere riposizionata a circa 10 m dalla linea di riva attuale e avrà un volume globale di mantellata di 120 mc e di filtro al piede di 50 mc.

7.3 INTERVENTO MARINELLA

La spiaggetta di Marinella è ubicata in corrispondenza del porto di Porto Santo Stefano in corrispondenza del pennello a protezione dell'accesso da settentrione.

Anche in questo caso l'arenile è esposto a Nord ed in generale alle agitazioni del moto ondoso provenienti dal primo e secondo quadrante, che hanno progressivamente ridotto la superficie fruibile nel corso degli anni. Attualmente l'arenile presenta un'ampiezza di circa 2-3 metri, protetto da una scogliera di massi parallela alla linea di riva, quasi completamente asportata dal moto ondoso. Risulta pertanto opportuno intervenire con interventi di manutenzione straordinaria, per garantire una maggiore protezione della linea di costa.



Figura 22 – Ubicazione cartografica della Marinella.

Dallo studio evolutivo della linea di costa della Marinella condotto all'interno dello studio meteo marino, si riportano i risultati grafici e numerici dell'analisi diacronica del territorio in riferimento a 1996, 2007, 2010 e 2013, anni di acquisizione delle foto aeree dei voli AGEA.



Figura 23 – Analisi diacronica della linea di costa fra il 1996 ed il 2013.

Le analisi di fotointerpretazione e le elaborazioni GIS hanno evidenziato le seguenti caratteristiche dell'arenile della Marinella:

Periodo di osservazione 1996 - 2013 (1996 come riferimento zero)				
Anno	Area [mq]	Variatione area [mq]	Variatione lineare media [m]	Tasso di variatione [m/anno]
1996	2041	0	0.00	0.00
2007	1763	-278	-1.54	-0.14
2010	1450	-313	-1.74	-0.58
2013	1674	224	1.24	0.41
Complessivo 1996-2013		-367	-2.04	-0.12

Tabella 15 – Tendenza evolutiva dell'arenile.

Nel periodo 1996-2013 si riscontra la diminuzione delle dimensioni della spiaggia, con un tasso d'erosione pari a circa 12 cm/anno, sebbene nell'ultimo periodo (2010-2013) ci sia stata una controtendenza, con deposizione ad un tasso di 40 cm annui.

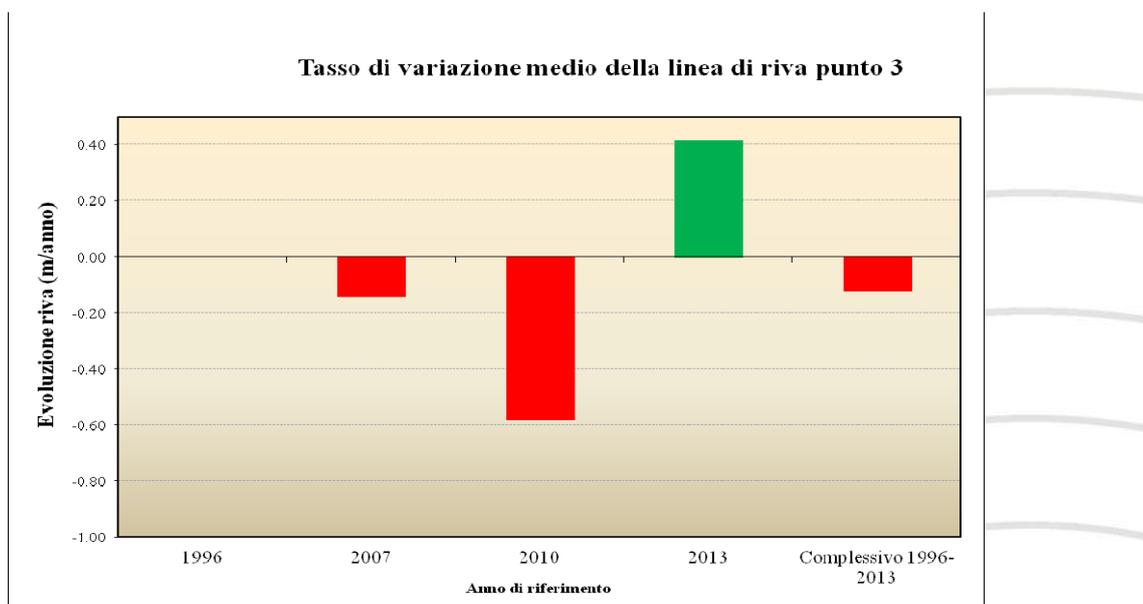


Figura 24 – Tendenza evolutiva della Marinella sulla base di fotointerpretazione ed analisi GIS.



Figura 25 – Sovrapposizione su ortofoto AGEA del 2013 delle linee di costa (2013 rosso, 2010 giallo, 2007 verde, 1996 blu)

Sull'arenile della Marinella è stato prelevato un campione di sedimenti, su cui è stata effettuata l'analisi granulometrica, i cui risultati sono riportati in allegato alla presente relazione. Le sabbie del campione prelevato, in base alle proprietà chimiche, microbiologiche ed ecotossicologiche, risultano classificabili in categoria A1, che prevede, secondo il Manuale ICRAM, le seguenti possibilità di gestione:

Classe	Opzioni di gestione
A1	Sabbie (pelite < 10%) da utilizzare o ricollocare secondo la seguente priorità: 1. Ripascimento di arenili (previa verifica compatibilità con il sito di destinazione); 2. Ricostruzione di strutture naturali in ambito marino costiero comprese le deposizioni finalizzate al ripristino della spiaggia sommersa; 3. Riempimenti di banchine e terrapieni in ambito portuale; 4. Riutilizzi a terra (secondo la normativa vigente); 5. Deposizione in bacini di contenimento (es. vasche di colmata); 6. Immersione in mare.

Sulla base della curva granulometrica del campione prelevato sull'arenile della Marinella (in tabella N=native), si scelgono le caratteristiche del materiale da cava da riportare (in tabella F=filling), così da calcolare i coefficienti di overfill e di ripascimento correttivi dei volumi di sversamento che risultano dall'applicazione della teoria di Dean per ottenere un avanzamento della linea di riva di circa **7 m** rispetto all'attuale; si preferisce l'utilizzo di sabbia proveniente da cave di prestito piuttosto che da tratti limitrofi in deposito per non turbare l'instabile equilibrio raggiunto in un tratto di arenile di grande interesse turistico.

CURVA GRANULOMETRICA

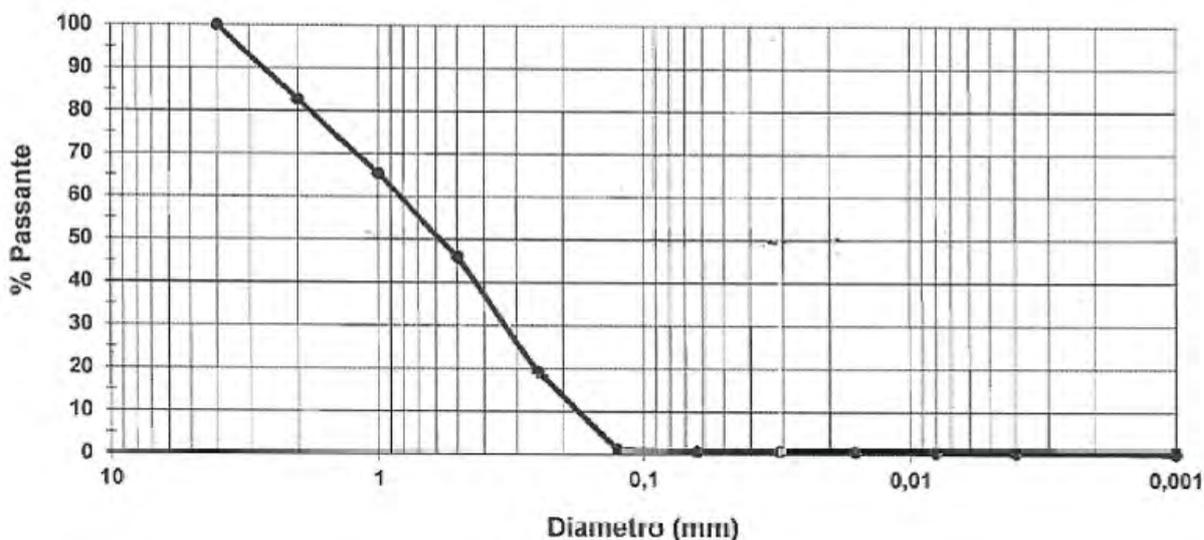


Figura 26 – Curva granulometrica del campione prelevato nell'arenile della Marinella

D84N (mm)	ϕ_{84N}	D16N (mm)	ϕ_{16N}	σ_N	MN	D84F (mm)	ϕ_{84F}	D16F (mm)	ϕ_{16F}	σ_F	MF
2.50	-1.32	0.16	2.64	-1.98	0.66	3.00	-1.58	0.19	2.38	-1.98	0.40

Tabella 16 – Diametri di materiale nativo e di fill relativi all'arenile della Marinella.

Con i valori nella precedente tabella si entra nei grafici delle figure 3 e 4 da cui si ottengono un coefficiente di overfilling RA pari a 1,10 e un coefficiente di frequenza di ripascimento RJ prossimo all'unità che identifica un profilo di ripascimento piuttosto stabile.

T Trattandosi di un ripascimento protetto, questo viene esteso fino alla nuova posizione della scogliera di protezione, indipendentemente dal profilo di equilibrio di Dean, con un materiale di riempimento avente le caratteristiche dimensionali riportate nelle tabelle e come rappresentato negli elaborati grafici allegati. L'altezza del ripascimento è inferiore alla sommità della barriera, abbastanza elevata per contrastare il run up calcolato, raccordandosi col profilo della spiaggia.

D50N (mm)	D50F (mm)	AN	AF
0.60	0.72	0.162	0.174

Tabella 17 – Grandezze e parametri del materiale di ripascimento

Dalle sezioni di progetto si ricava un valore del volume per metro lineare di ripascimento pari a 16 mc/ml; considerando **50 m** di costa su cui effettuare ripascimento, il volume totale necessario di materiale da sversare con le caratteristiche granulometriche richieste è pari a 800 mc.

Per quanto riguarda la barriera di protezione in massi, ricalcolando il valore di H_s in funzione della teoria descritta in precedenza, si ottiene un valore pari a 1.54 m alla profondità del fondo di circa 1.00 m.

Sostituendo questo valore nella formula di Hudson:

$$P_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{K_D \cdot \Delta^3 \cdot \cot g \alpha}$$

dove:

- γ_r peso specifico dei massi (N/mc);
- H_s altezza d'onda di progetto;
- Δ peso del corpo immerso $(\gamma_r / \gamma_w) - 1$;
- K_D coefficiente di stabilità;
- α pendenza dell'opera.

e assumendo γ_r pari a 25.000 N/mc, $\Delta = 1.54$, $K_D = 2.0$ (valore ricavato per via tabulare) ed una pendenza della mantellata di 1/1 su entrambi i lati si ottiene un valore del peso dei massi pari a:

$$P_{50} = 1.300 \text{ Kg}$$

da cui

$$Dn_{50} = \sqrt[3]{\frac{P_{50}}{\gamma_r}} = 0.80 \text{ m}$$

La dispersione dei massi consigliata D85/D15, da tabella 8, è pari a 1.44.

Per quanto riguarda la larghezza in sommità si considera un valore di 3.5 volte il D_{n50} , ovvero pari a 3 m; l'altezza della struttura oltre il livello medio del mare è pari a 1.5 m, come compromesso tra la morfologia del terreno dietro la spiaggia e la necessità di contrastare un run up pari a 2.07 m, calcolato ammettendo un superamento della struttura, con permeabilità P pari a 0.5, di 1/3 delle onde più alte.

La profondità del fondo su cui è ubicata l'opera contrasta il rischio di erosione al piede eventualmente provocato dal run down calcolato in 1.27 m. Il piede della struttura è inoltre protetto da un filtro con diametro medio dei massi assunto pari a 0.50 m, da realizzare con pendenza 1/1 su entrambi i lati alla profondità h_f calcolata come segue:

$$h_f = 0.22 \cdot \left(\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \right)^{0.7} \quad h = 0.36m$$

Sulla base delle considerazioni sopra descritte e come da elaborati grafici, la struttura in massi esistente dovrà essere riposizionata a circa 7 m dalla linea di riva attuale e avrà un volume globale di mantellata di 725 mc e di filtro al piede di 150 mc.

7.4 INTERVENTO CANTONIERA

La spiaggia della Cantoniera è ubicata in località Punta Nera, ad Est di Porto Santo Stefano, ed è rappresentata da una spiaggia esposta a Nord Ovest ed in generale alle agitazioni del moto ondoso provenienti dal quarto quadrante.

Attualmente l'arenile presenta un'ampiezza di circa 12 metri ed è protetto da una scogliera di massi parallela alla linea di riva, che risulta in pessimo stato di conservazione, con elementi che sono stati movimentati dal moto ondoso e tratti danneggiati. Risulta pertanto opportuno intervenire con interventi di manutenzione straordinaria, per garantire una maggiore protezione della linea di costa.

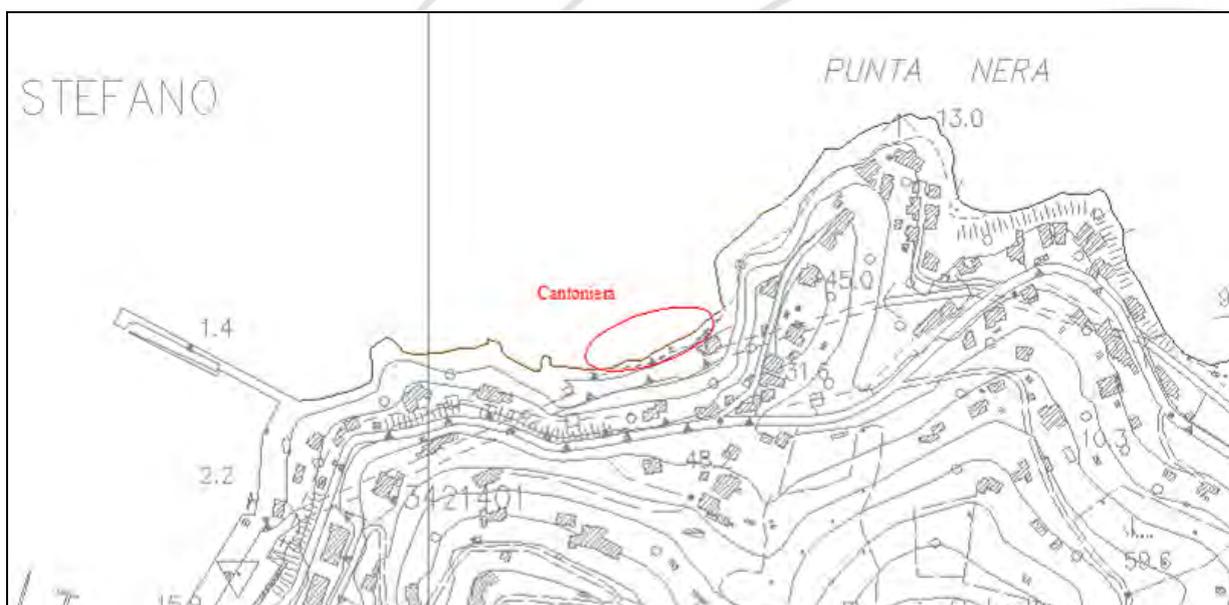


Figura 27 – Ubicazione cartografica del punto d'intervento.



Figura 28 – Vista del punto di intervento.

Dallo studio evolutivo della linea di costa della Cantoniera condotto all'interno dello studio meteo marino, si riportano i risultati grafici e numerici dell'analisi diacronica del territorio in riferimento a 1996, 2007, 2010 e 2013, anni di acquisizione delle foto aeree dei voli AGEA.



Figura 29 – Analisi diacronica della linea di costa fra il 1996 ed il 2013 della Cantoniera.

Le analisi di fotointerpretazione e le elaborazioni GIS hanno evidenziato le seguenti caratteristiche dell'arenile:

Periodo di osservazione 1996 - 2013 (1996 come riferimento zero)				
Anno	Area [mq]	Variazione area [mq]	Variazione lineare media [m]	Tasso di variazione [m/anno]
1996	2078	0	0.00	0.00
2007	1965	-113	-0.40	-0.04
2010	2108	143	0.50	0.17
2013	2388	280	0.98	0.33
Complessivo 1996-2013		310	1.09	0.06

Tabella 18 – Tendenza evolutiva dell'arenile.

Nel periodo 1996-2013 si riscontra un leggero avanzamento della linea di costa, frutto di una controtendenza evolutiva dell'ultimo periodo, a fronte del processo erosivo che si è riscontrato fino al 2007.

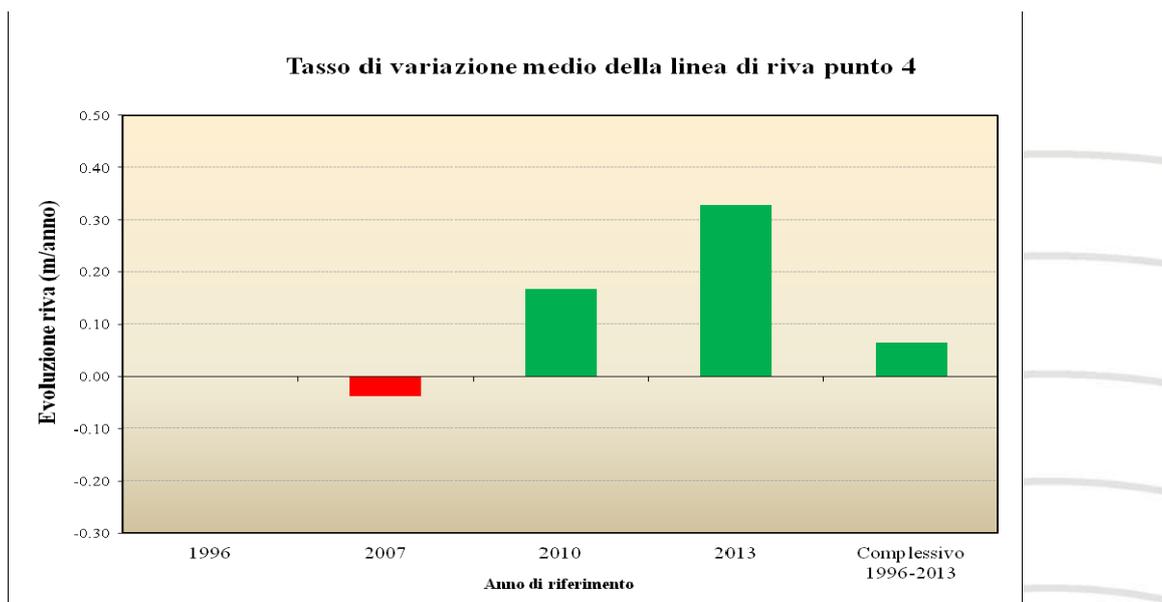


Figura 30 – Tendenza evolutiva della Cantoniera sulla base di fotointerpretazione ed analisi GIS.



Figura 31 – Sovrapposizione su ortofoto AGEA del 2013 delle linee di costa (2013 rosso, 2010 giallo, 2007 verde, 1996 blu)

Nonostante la tendenza generale della spiaggia La Cantoniera ad avanzare, l'importanza turistica della zona e il danneggiamento subito dalla scogliera in massi esistente consentono di prevedere un ripascimento per una lunghezza di circa **100 m** a protezione dell'arenile e della struttura stessa.

Sull'arenile della Cantoniera sono stati prelevati due campioni di sedimenti, su cui è stata effettuata l'analisi granulometrica, i cui risultati sono riportati in allegato alla presente relazione; vista l'omogeneità del materiale rilevato, per caratterizzare dimensionalmente il sedimento, si è proceduto con la media dei diametri significativi dei campioni. In entrambi i casi le sabbie dei campioni prelevati, in base alle proprietà chimiche, microbiologiche ed ecotossicologiche, risultano classificabili in categoria A1, che prevede, secondo il Manuale ICRAM, le seguenti possibilità di gestione:

Classe	Opzioni di gestione
A1	Sabbie (pelite < 10%) da utilizzare o ricollocare secondo la seguente priorità: 1. Ripascimento di arenili (previa verifica compatibilità con il sito di destinazione); 2. Ricostruzione di strutture naturali in ambito marino costiero comprese le deposizioni finalizzate al ripristino della spiaggia sommersa; 3. Riempimenti di banchine e terrapieni in ambito portuale; 4. Riutilizzi a terra (secondo la normativa vigente); 5. Deposizione in bacini di contenimento (es. vasche di colmata); 6. Immersione in mare.

Sulla base delle curve granulometriche dei campioni prelevati sull'arenile della Cantoniera, mediate fra loro (in tabella N=native), si scelgono le caratteristiche del materiale da cava da riportare (in tabella F=filling), così da calcolare i coefficienti di overfill e di ripascimento correttivi dei volumi di sversamento che risultano dall'applicazione della teoria di Dean per ottenere un avanzamento della linea di riva di circa **15 m** rispetto all'attuale nel tratto a Est, di circa **10 m** nel tratto a Ovest a causa della presenza di una prateria di Posidonia; si preferisce l'utilizzo di sabbia proveniente da cave di prestito piuttosto che da tratti limitrofi in deposito per non turbare l'instabile equilibrio raggiunto in un tratto di arenile di grande interesse turistico

CURVA GRANULOMETRICA

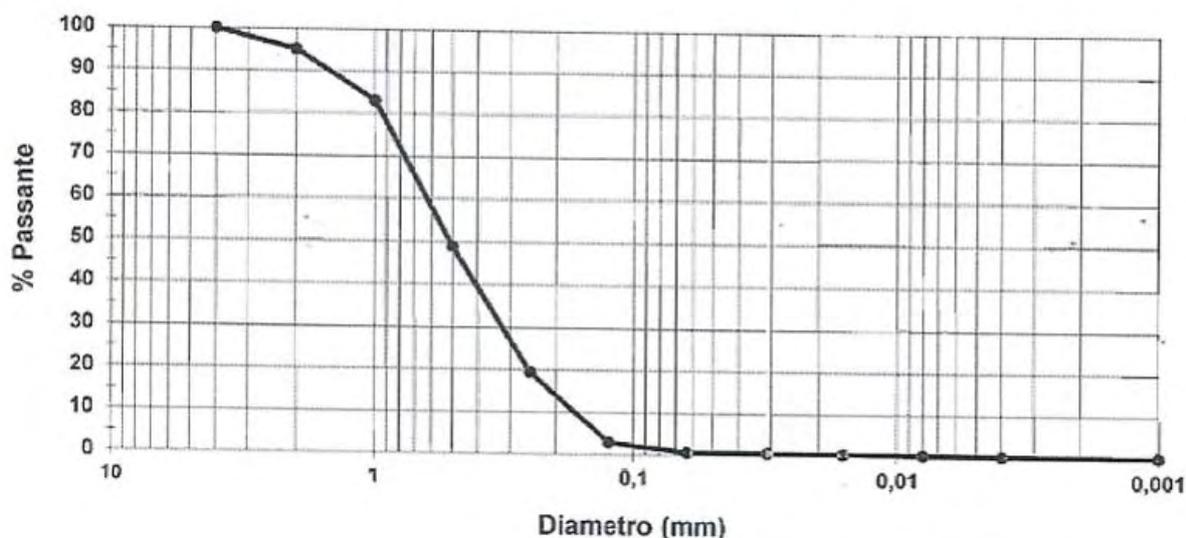


Figura 32 – Curva granulometrica del campione 1 prelevato nell'arenile della Cantoniera

CURVA GRANULOMETRICA

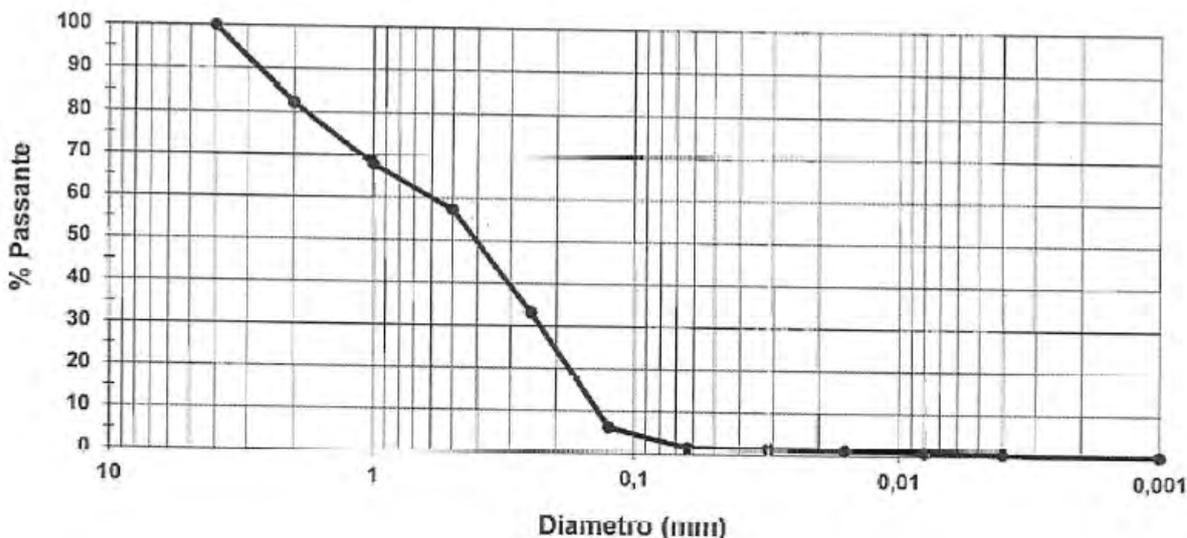


Figura 33 – Curva granulometrica del campione 2 prelevato nell'arenile della Cantoniera

D84N (mm)	φ84N	D16N (mm)	φ16N	σN	MN	D84F (mm)	φ84F	D16F (mm)	φ16F	σF	MF
1.50	-0.58	0.20	2.32	-1.45	0.87	1.80	-0.85	0.24	2.06	-1.45	0.61

Tabella 19 – Diametri di materiale nativo e di fill relativi all'arenile della Cantoniera.

Con i valori nella precedente tabella si entra nei grafici delle figure 3 e 4 da cui si ottengono un coefficiente di overfilling RA pari a 1,15 e un coefficiente di frequenza di ripascimento RJ prossimo all'unità che identifica un profilo di ripascimento piuttosto stabile.

T Trattandosi di un ripascimento protetto, questo viene esteso fino alla nuova posizione della scogliera di protezione, indipendentemente dal profilo di equilibrio di Dean, con un materiale di riempimento avente le caratteristiche dimensionali riportate nelle tabelle e come rappresentato negli elaborati grafici allegati. L'altezza del ripascimento è tale da arrivare fino alla sommità della barriera, in modo da minimizzarne l'impatto visivo.

D50N (mm)	D50F (mm)	AN	AF
0.45	0.54	0.142	0.154

Tabella 20 – Grandezze e parametri del materiale di ripascimento

Dalle sezioni di progetto si ricava un valore del volume per metro lineare di ripascimento pari a 20 mc/ml nel tratto est, esteso per 60 m, e a 14 mc/ml nel tratto a ovest, con una lunghezza di 40 m, pertanto il volume totale necessario di materiale da sversare con le caratteristiche granulometriche richieste è pari a **1.760 mc.**

Per quanto riguarda la barriera di protezione in massi, ricalcolando il valore di H_s in funzione della teoria descritta in precedenza, si ottiene un valore pari a 1.89 m alla profondità del fondo di circa 1.50 m.

Sostituendo questo valore nella formula di Hudson:

$$P_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{K_D \cdot \Delta^3 \cdot \cot g \alpha}$$

dove:

- γ_r peso specifico dei massi (N/mc);
- H_s altezza d'onda di progetto;
- Δ peso del corpo immerso $(\gamma_r / \gamma_w) - 1$;
- K_D coefficiente di stabilità;
- α pendenza dell'opera.

e assumendo γ_r pari a 25.000 N/mc, $\Delta = 1.54$, $K_D = 2.0$ (valore ricavato per via tabulare) ed una pendenza della mantellata di 1/1 su entrambi i lati si ottiene un valore del peso dei massi pari a:

$$P_{50} = 2.500 \text{ Kg}$$

da cui

$$Dn_{50} = \sqrt[3]{\frac{P_{50}}{\gamma_r}} = 1.00 \text{ m}$$

La dispersione dei massi consigliata D85/D15, da tabella 8, è pari a 1.44.

Per quanto riguarda la larghezza in sommità si considera un valore di 3.5 volte il D_{n50} , ovvero pari a 3.5 m; l'altezza della struttura oltre il livello medio del mare è pari a 1.00 m, come compromesso tra la morfologia del terreno dietro la spiaggia e la necessità di contrastare un run up pari a 1.55 m, calcolato ammettendo un superamento della struttura, con permeabilità P pari a 0.5, del 50% delle onde.

La profondità del fondo su cui è ubicata l'opera contrasta il rischio di erosione al piede eventualmente provocato dal run down calcolato in 1.20 m. Il piede della struttura è inoltre protetto da un filtro con diametro medio dei massi assunto pari a 0.50 m, da realizzare con pendenza 1/1 su entrambi i lati alla profondità h_f calcolata come segue:

$$h_i = 0.22 \cdot \left(\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \right)^{0.7} \quad h = 0.62m$$

Sulla base delle considerazioni sopra descritte e come da elaborati grafici, il tratto a est della struttura in massi esistente di lunghezza pari a 60 m, dovrà essere riposizionata a circa 15 m dalla linea di riva attuale e avrà un volume globale di mantellata di 900 mc e di filtro al piede di 230 mc.

Grosseto, aprile 2015

Consulenti Tecnici

Dott. Geol. Massimo Fanti



Dott. Ing. Matteo Tanzini



Dott. Ing. Giada Bonacchi

Dott. Ing. Alberto Rabai



ALLEGATO 1

ANALISI GRANULOMETRICHE





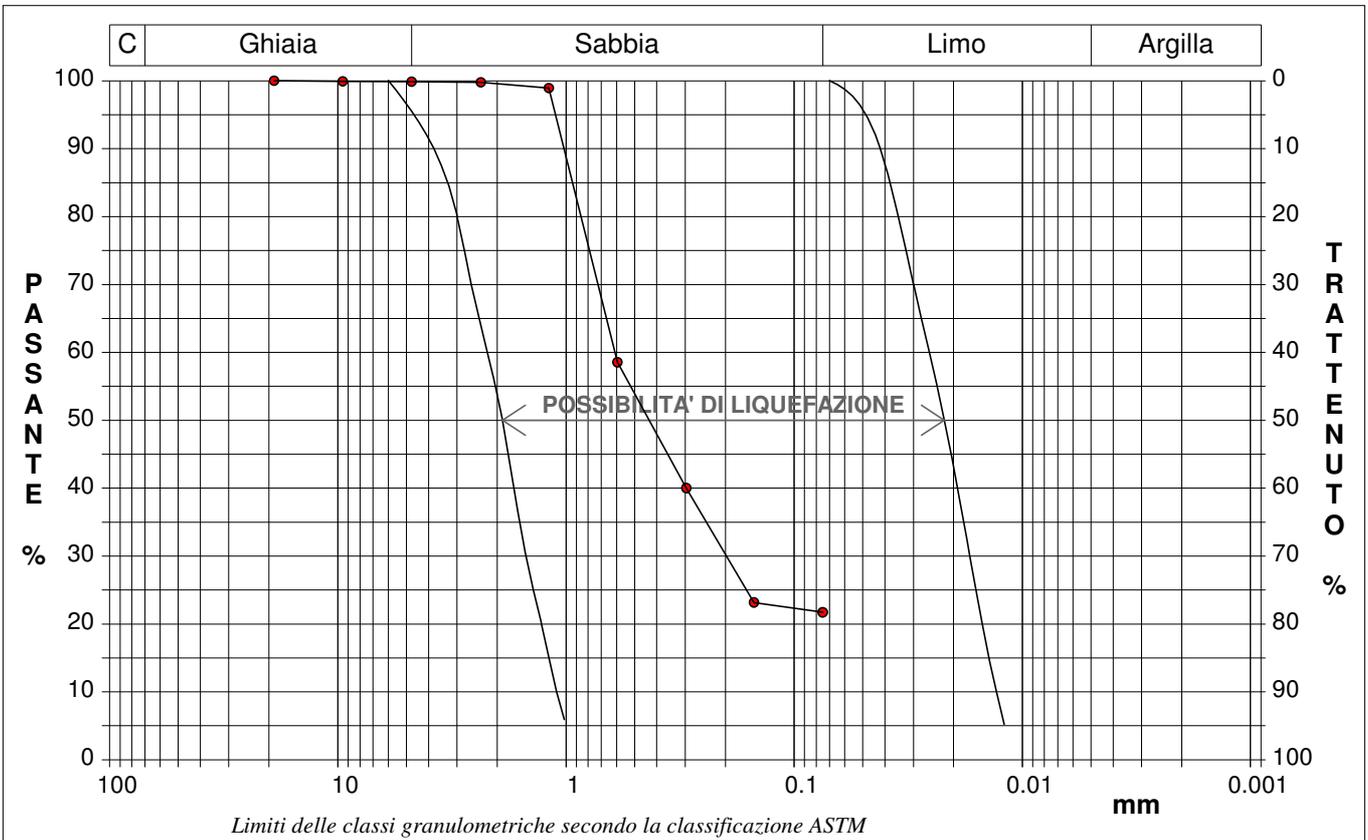
CERTIFICATO DI PROVA N°: 00988	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 31/03/15	Inizio analisi: 30/03/15
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 82 del 18/03/15		Apertura campione: 26/03/15	Fine analisi: 31/03/15

COMMITTENTE: Comune di Monte Argentario		
RIFERIMENTO: Porto S. Stefano (GR)		
SONDAGGIO: SP1	CAMPIONE: C1	PROFONDITA': m gerini

ANALISI GRANULOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 422-63

Ghiaia	0,2 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	99,5 %	D10	---	mm		
Sabbia	78,1 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	47,9 %	D30	0,19799	mm		
Limo-Argilla	21,7 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	21,7 %	D50	0,43204	mm		
Coefficiente di uniformità		---	Coefficiente di curvatura		---	D90	1,02136	mm



Diametro mm	Passante %								
19,0000	100,00	0,5950	58,54						
9,5200	99,90	0,2970	40,00						
4,7500	99,84	0,1500	23,16						
2,3600	99,75	0,0750	21,70						
1,1900	98,90								



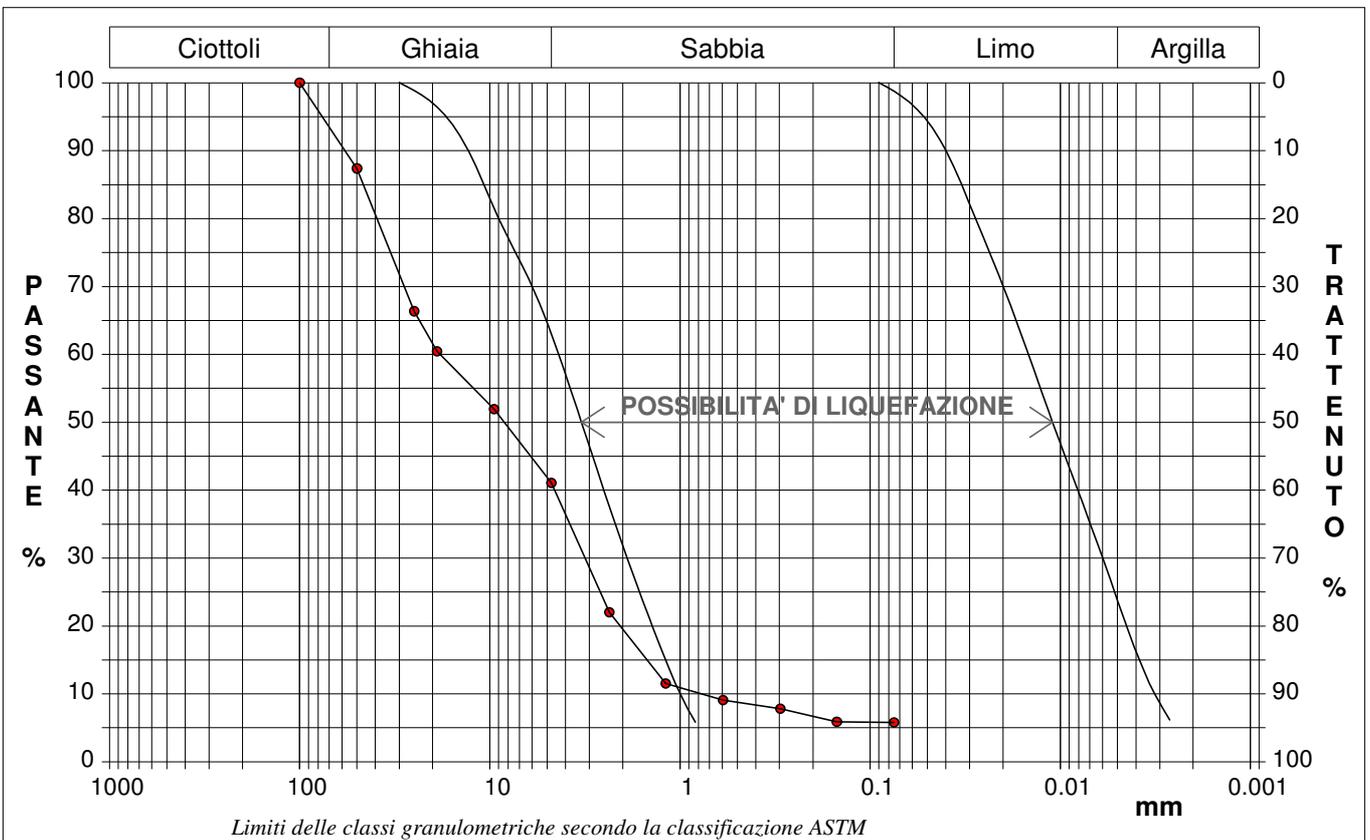
CERTIFICATO DI PROVA N°: 00989	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 31/03/15	Inizio analisi: 26/03/15
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 82 del 18/03/15		Apertura campione: 26/03/15	Fine analisi: 27/03/15

COMMITTENTE: Comune di Monte Argentario		
RIFERIMENTO: Porto S. Stefano (GR)		
SONDAGGIO: SP2	CAMPIONE: C1	PROFONDITA': m spiaggia

ANALISI GRANULOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 422-63

Ghiaia e ciottoli	58,9 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	19,5 %	D10	0,77344 mm
Sabbia	35,3 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	8,3 %	D30	3,16417 mm
Limo-Argilla	5,8 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	5,8 %	D50	8,42813 mm
				D60	18,33744 mm
				D90	57,79374 mm
Coefficiente di uniformità		23,71	Coefficiente di curvatura		0,71



Diametro mm	Passante %								
100,0000	100,00	4,7500	41,06	0,1500	5,87				
50,0000	87,36	2,3600	22,02	0,0750	5,76				
25,0000	66,33	1,1900	11,52						
19,0000	60,44	0,5950	9,08						
9,5200	51,90	0,2970	7,78						



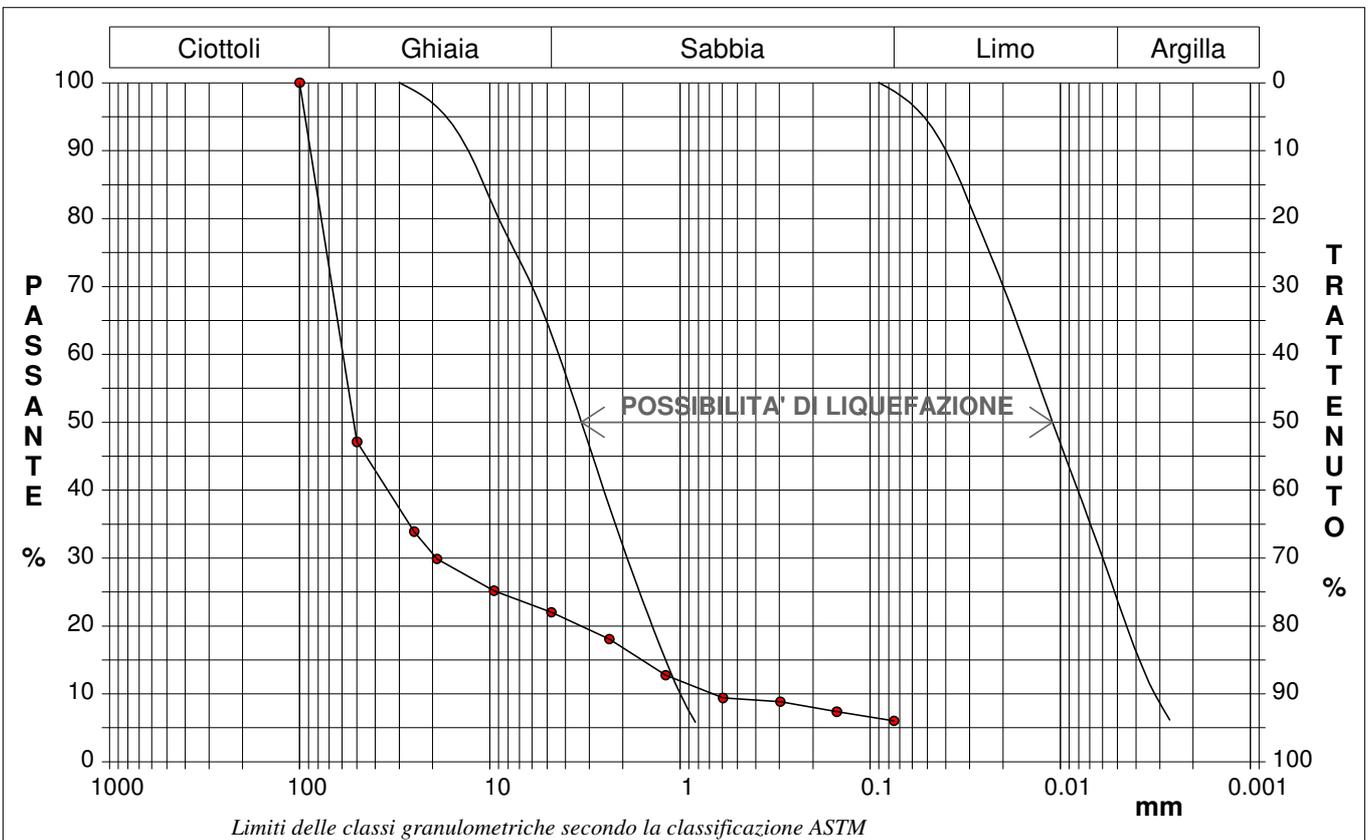
CERTIFICATO DI PROVA N°: 00990	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 31/03/15	Inizio analisi: 30/03/15
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 82 del 18/03/15		Apertura campione: 26/03/15	Fine analisi: 31/03/15

COMMITTENTE: Comune di Monte Argentario		
RIFERIMENTO: Porto S. Stefano (GR)		
SONDAGGIO: SP3	CAMPIONE: C1	PROFONDITA': m Pozzarello

ANALISI GRANULOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 422-63

Ghiaia e ciottoli	78,0 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	16,8 %	D10	0,67554 mm
Sabbia	16,0 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	9,1 %	D30	19,18388 mm
Limo-Argilla	6,0 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	6,0 %	D50	51,93669 mm
				D60	59,20787 mm
				D90	87,71922 mm
Coefficiente di uniformità		87,64	Coefficiente di curvatura		9,20



Diametro mm	Passante %								
100,0000	100,00	4,7500	22,02	0,1500	7,36				
50,0000	47,10	2,3600	18,05	0,0750	6,01				
25,0000	33,87	1,1900	12,75						
19,0000	29,86	0,5950	9,38						
9,5200	25,18	0,2970	8,84						



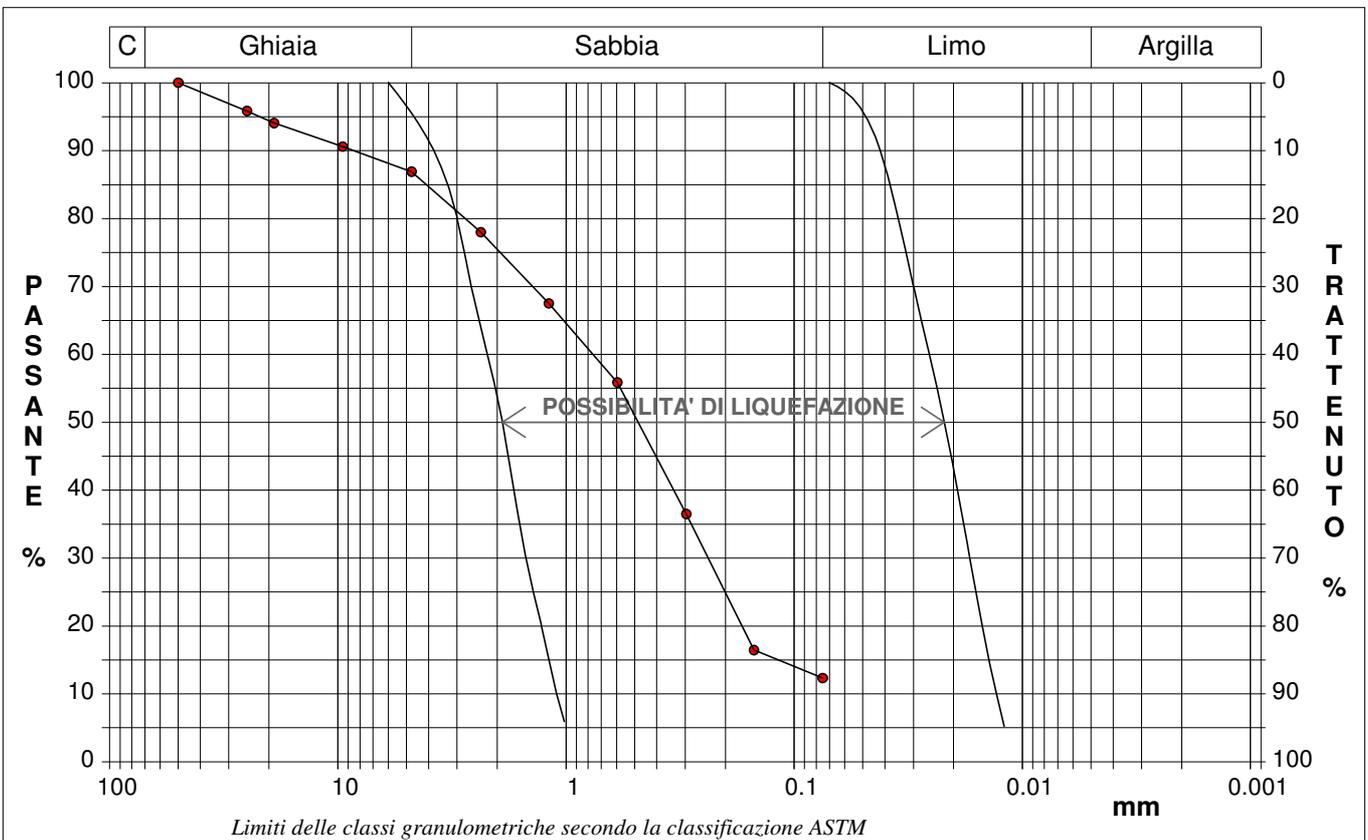
CERTIFICATO DI PROVA N°: 00991	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 31/03/15	Inizio analisi: 26/03/15
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 82 del 18/03/15		Apertura campione: 26/03/15	Fine analisi: 27/03/15

COMMITTENTE: Comune di Monte Argentario		
RIFERIMENTO: Porto S. Stefano (GR)		
SONDAGGIO: SP3	CAMPIONE: C2	PROFONDITA': m Pozzarello

ANALISI GRANULOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 422-63

Ghiaia	13,1 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	75,5 %	D10	---	mm
Sabbia	74,6 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	44,8 %	D30	0,23831	mm
Limo-Argilla	12,3 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	12,3 %	D50	0,48243	mm
				D60	0,76175	mm
				D90	8,51401	mm
Coefficiente di uniformità		---	Coefficiente di curvatura		---	



Diametro mm	Passante %								
50,0000	100,00	2,3600	77,99	0,0750	12,31				
25,0000	95,83	1,1900	67,49						
19,0000	94,04	0,5950	55,85						
9,5200	90,60	0,2970	36,46						
4,7500	86,89	0,1500	16,42						