



COMUNE DI VIBO VALENTIA
DIPARTIMENTO 2 - SETTORE 5

Aggiornamento Progetto di Sistemazione Piazzale Capannina
di Vibo Marina (Legge Regionale n. 9/2007 art. 33)

PROGETTO DEFINITIVO

elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO DI STABILITA' DELLE OPERE DI DIFESA

TAVOLA

A8

SCALA

DATA

LUG.17

FILE

A8_REL_STAB.doc

COORDINATE PROGETTO

1817/CE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI (R.T.P.):

DOTT. ING. ANTONIO D'ARRIGO

DOTT. GEOL. PIERO MERK

DOTT. ING. NICOLA RUSTICA

DOTT. ING. DOMENICO MANGANO

DOTT. ING. AGOSTINO LA ROSA



c/o Sede legale: Studio D'Arrigo s.r.l. Via Gagini n.6 98122 Messina - Tel./Fax. 090364154 - pec: antoniop.darrigo@ingpec.eu - mail: a.darrigo@tiscali.it

COLLABORATORI:

DOTT. ING. MANUELA BARBAGIOVANNI GASPARO

DOTT. ING. CLAUDIA SORCE

DOTT. ING. ALBERTO LO PRESTI

IL DIRIGENTE DEL DIPARTIMENTO 2 - SETTORE 5:

DOTT. ADRIANA TETI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

ING. LORENA CALLISTI

COMUNE DI VIBO VALENTIA



DIPARTIMENTO 2 – SETTORE 5

**AGGIORNAMENTO PROGETTO DI SISTEMAZIONE PIAZZALE
CAPANNINA DI VIBO MARINA (LEGGE REGIONALE N. 9/2007 ART. 33)**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI STABILITA' DELLE OPERE DI DIFESA

INDICE

1.	GENERALITÀ	1
1.1.	PREMESSA	1
2.	ANALISI DELLE CONDIZIONI METEOMARINE	2
2.1.	ANALISI DELLE CONDIZIONI METEOMARINE	2
2.2.	PREVISIONE DEL MOTO ONDOSO AL LARGO.....	2
2.3.	STUDIO DEL MOTO ONDOSO SOTTOCOSTA	4
2.4.	ALTEZZE D'ONDA IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE.....	4
2.5.	INTERVENTI PREVISTI.....	5
3.	CRITERI DI VERIFICA DELLE SCOGLIERE DI PROTEZIONE	6
3.1.	PREMESSA	6
3.2.	PROGETTO DELLA MANTELLATA	8
3.3.	STABILITA' DEGLI STRATI DI TRANSIZIONE E DEL NUCLEO	13
4.	CALCOLI DI VERIFICA DELLE SCOGLIERE IN PROGETTO	15
4.1.	PREMESSA	15
4.2.	VERIFICA CON LA FORMULA DI HUDSON – BARRIERA SOFFOLTA	16
4.3.	VERIFICA CON LA TEORIA DI VAN DER MEER – BARRIERA SOFFOLTA	17
4.4.	RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI.....	17
5.	TRASMISSIONE DEL MOTO ONDOSO A TERGO DELLE OPERE.....	18
5.1.	PREMESSA	18
5.2.	SETTORE 20	18
5.3.	SETTORE 21	19
5.4.	SETTORE 22	20
5.5.	SETTORE 23	21
5.6.	SETTORE 24	22
5.7.	SETTORE 1	23
5.8.	SETTORE 2	24
5.9.	SETTORE 3	25
5.10.	SETTORE 4	26
5.11.	COEFFICIENTE DI TRASMISSIONE	27

1. GENERALITÀ

1.1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce al Calcolo di Stabilità delle Opere nell'ambito dell'“**AGGIORNAMENTO PROGETTO DI SISTEMAZIONE PIAZZALE CAPANNINA DI VIBO MARINA (LEGGE REGIONALE N. 9/2007 ART. 33)**”.

La presente relazione, redatta ai sensi del D.P.R. 05/10/2010 n. 207 e s.m.i., è conforme alle “Linee Guida per la progettazione e esecuzione degli interventi” predisposte dall'ABR del 29/09/2006.

La relazione consta di tre parti:

- nella prima viene riassunto il regime meteomarinico del paraggio;
- nella seconda parte si riportano i criteri e i calcoli relativi alle opere in progetto;
- nella terza parte si riportano i calcoli eseguiti per la verifica idraulica e di stabilità dell'opera.

2. ANALISI DELLE CONDIZIONI METEOMARINE

2.1. ANALISI DELLE CONDIZIONI METEOMARINE

Il tratto di costa oggetto dell'intervento si trova nel territorio Vibo Marina.

In primo luogo si è individuato il paraggio interessato dal tratto di costa in esame e si è verificato che tale paraggio si estende da 285° N a 60° N.

L'ampiezza complessiva del paraggio è pari a 135° .

Nella Fig. 1 sono riportati i *fetches* geografici relativi alla corografia del paraggio, determinati ad intervalli di 5° rispetto al Nord ed espressi numericamente in km.

Nello Studio Meteo Marino si sono studiati i venti che soffiano all'interno della zona di generazione del moto ondoso.

I venti prevalenti nella zona provengono da W N-W ponente - maestrale mentre per le altre direzioni la frequenza è di molto inferiore rispetto a quella appena descritta. A tale direzione corrispondono anche i venti di maggiore intensità.

Si rileva che la direzione del moto ondoso prevalente è da W tendente a W N-W in accordo con quanto desunto dallo studio dei venti prevalenti.

2.2. PREVISIONE DEL MOTO ONDOSO AL LARGO

L'individuazione del settore geografico di traversia che sottende il paraggio in esame è stato eseguito sulle carte dell'Istituto Idrografico della Marina ed esso risulta compreso nelle direzioni 285° N e 60° N. Si sono ricavate quindi le distanze di mare libero per le varie direzioni suddividendo il settore geografico di traversia in angoli di 5° .

Per la previsione del moto ondoso al largo si è utilizzato il metodo di *Sverdrup-Munch e Bretshneider* (SMB) con il quale è stato possibile ricavare l'altezza H_s e il periodo di picco T_p per ogni valore del fetch F , della velocità del vento V , della durata t in funzione del tempo di ritorno T_r .

Si sono considerati i settori compresi tra il 20 e il 4 e per ognuno di essi si sono considerate le velocità del vento in funzione ai tempi di ritorno $T_r = 5, 15, 50, 100$, anni. Per definire il clima ondoso nelle condizioni estreme si sono verificate tutte le fonti di dati reperibili per la zona in esame.

La determinazione dell'onda di progetto è eseguita in funzione di un fissato tempo di ritorno T_{rp} determinato in accordo con quanto riportato nelle *Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime* redatte dal Ministero dei Lavori Pubblici.

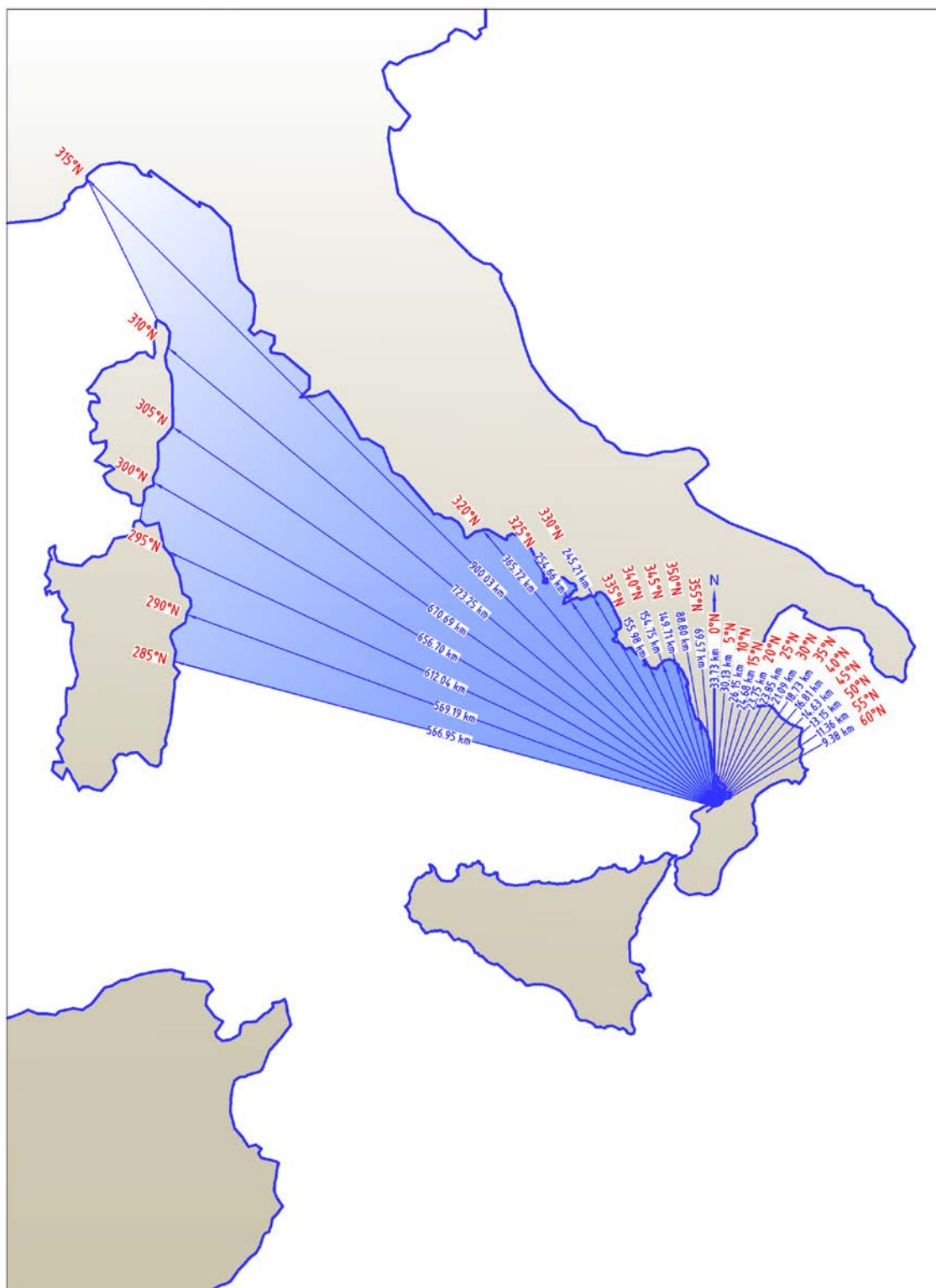


Figura 1 – Fetches geografici relativi al paraggio oggetto di studio

Per le scogliere, che sono opere flessibili e comunque riparabili, si è assunta la probabilità di danneggiamento incipiente, inteso come livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione. In questo caso per rischio di

vita umana limitata e per ripercussione economica bassa si ha un valore $P_f = 0.50$ per cui si ottiene $T_{rp} = 36$ anni per cui si assume un $T_{rp} = 50$ anni.

2.3. STUDIO DEL MOTO ONDOSO SOTTOCOSTA

Per le analisi numeriche eseguite e di cui si riportano di seguito i risultati, si è utilizzato il codice di calcolo MIKE 21, che è un programma modulare contenente diversi codici per la simulazione di corpi idrici per i quali sia possibile adottare l'approssimazione idrodinamica bidimensionale, piana, per fluidi verticalmente omogenei.

I valori in input da assegnare al modello sono, oltre la batimetria della zona di propagazione del moto ondoso, le caratteristiche dell'onda al contorno dell'area in esame, il campo di vento nella zona in esame e il campo di corrente.

Per definire il moto ondoso in prossimità delle opere occorre predisporre i seguenti dati:

- *dati relativi alla batimetria del sito*; si riferiscono sia ai rilievi di dettaglio del fondo marino sottocosta fino all'isobata -10.00, sia a profondità maggiori, di minor dettaglio ottenibili da carte nautiche.

- *dati relativi al moto ondoso*; si riferiscono al clima ondoso al largo nel sito in esame e sono stati ottenuti dai dati di mare APAT e MEDATLAS nonché dai dati di vento MEDATLAS come meglio specificato in precedenza.

Per definire le caratteristiche del moto ondoso sotto costa partendo dal clima ondoso al largo si è fatto riferimento al modello SW che permette la trasposizione del clima ondoso comprendendo le trasformazioni dell'onda per *shoaling*, rifrazione, attrito sul fondo ed eventualmente vento locale.

Le analisi bidimensionali del moto ondoso sottocosta sono state effettuate tramite un modello SW di maggiore dettaglio per tenere in conto anche i fenomeni di diffrazione dell'onda tipici della presenza di strutture costiere quali pennelli trasversali, scogliere longitudinali sommerse o soffolte e moli. Una volta studiato il clima ondoso a largo si è “estratto” il clima ondoso in prossimità delle diverse località oggetto di studio.

2.4. ALTEZZE D'ONDA IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE

Per la definizione del progetto delle opere occorre conoscere il moto ondoso in corrispondenza delle stesse per cui, per ogni settore e con il modello SW si sono determinate le altezze d'onda massime per il tempo di ritorno di 50 anni in un punto prestabilito del modello ed in particolare:

Tempo di Ritorno (anni)	Posizione	Coordinate UTM	
		(E)	(N)
50	Vibo Marina <i>Quartiere Pennello</i> Barriera Soffolta	2617094.367	4286203.613

Tabella 1 – Individuazione delle coordinate dei punti in cui effettuare le verifiche per Tr 50 anni

1:Point 1: Sign. Wave Height [meter]	2:Point 1: Peak Wave Period [second]	3:Point 1: Mean Wave Direction [degree]
2.19602	7.21017	308.807
3.03243	7.92745	314.462
3.76655	8.76051	320.292
4.03113	9.29513	326.193
4.22846	10.0133	331.656
4.21437	10.2229	337.15
4.02792	10.0234	342.593
3.70927	9.84052	347.282
3.07037	9.58627	351.072

Tabella 2 – Valori estratti con cui effettuare le verifiche per Tr 50 anni

2.5. INTERVENTI PREVISTI

- Scogliera soffolta della lunghezza 70 m con massi di 3[^]ctg. e berma in testa di 7 m fondata dalla -5,50 s.l.m.m. alla -6,50 e berma a -0,50 m s.l.m.m. le scarpate sono di pendenza 1/1 lato terra e 1/2 lato foraneo. Il nucleo è costituito da massi salpati dalla barra sommersa posa a ad ovest.
- Risagomatura e ricarica della barriera emergente posta a protezione del litorale nella parte terminale verso est per un tratto di circa 50 m; la risagomatura verrà effettuata con gli scogli salpati della stessa barriera.
- Scogliera radente di protezione del piede del muro posta a quota di 1,77 m s.l.m.m., la berma ha larghezza 2,50 m e viene raccordata col fondale con una scarpa di pendenza 1/1; la protezione del piede è fondata a circa -0,50 m al di sotto del fondale.

3. CRITERI DI VERIFICA DELLE SCOGLIERE DI PROTEZIONE

3.1. PREMESSA

Le "dighe a gettata" sono caratterizzate da un procedimento costruttivo che consiste nel versare scogli o massi in materiale lapideo o artificiale con mezzi terrestri o marittimi. In una diga a gettata si possono distinguere:

- una sottostruttura o imbasamento idonea a ripartire i carichi sul terreno di sedime costituita da scapolame. Quando il terreno di sedime è costituito da terreni compressibili si interpone uno strato filtro costituito da pietrisco o sabbia;
- una infrastruttura direttamente soggetta all'azione del moto ondoso incidente in blocchi naturali o artificiali il cui peso è determinato in funzione delle caratteristiche del moto ondoso stesso. La sommità orizzontale dell'infrastruttura è detta berma, mentre lo strato inclinato è detta mantellata;
- un nucleo interno che non è soggetto all'azione del moto ondoso che viene realizzato con materiale di cava (*tout-venant*) la cui granulometria varia tra confini piuttosto estesi; il nucleo può essere costituito anche con materiali provenienti dagli scavi se idonei a questa funzione; il nucleo è protetto da ulteriori strati intermedi in massi naturali o artificiali le cui dimensioni sono crescenti verso la mantellata secondo la regola dei filtri rovesci di Terzaghi;
- una eventuale sovrastruttura di coronamento comprendente il massiccio di carico e l'eventuale muro paraonde. La quota di imposta della sovrastruttura è generalmente fissata tale da risultare 1.00 - 2.00 ml s.l.m.m. per consentire il transito dei mezzi d'opera sia in fase di costruzione che in fase di manutenzione.

La verifica della stabilità delle varie parti di una diga a gettata ha proprio inizio con il calcolo della stabilità della mantellata (*armour layer*) che interagisce direttamente con il moto ondoso proteggendo gli strati sottostanti. Occorre verificare la stabilità idraulica ossia la capacità di ogni singolo elemento di restare nella propria sede e la stabilità strutturale cioè la capacità di resistenza a rottura dell'elemento stesso. Per valutare il danno idraulico occorre eseguire una misura della modifica del profilo della superficie della scarpata e un conteggio dei massi che si muovono sotto l'azione delle onde frangenti.

Si possono classificare i seguenti movimenti:

- nessun movimento;
- ondeggiamento del singolo masso;
- singoli massi spostati dalla loro posizione iniziale entro una distanza D pari alla lunghezza del masso;
- singoli massi spostati per una distanza maggiore della lunghezza D del masso;
- scivolamento di un gruppo di massi.

Il diametro D_n è detto diametro nominale del masso ed è dato da

$$D_n = (W/\gamma)^{1/3}$$

in cui W è il peso del masso e γ il suo peso specifico.

Il *Van der Meer* ha stabilito i valori del danno S all'inizio del danneggiamento, a danneggiamento intermedio e a danneggiamento limite per una mantellata a massi naturali a doppio strato.

Scarpa	Danno Iniziale	Danno da mod. Cedimento a forte	
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17

Tabella 3 – Percentuali di danno delle mantellate

Per mantellate realizzate con elementi artificiali si indica con N_0 il numero degli elementi mossi rapportato al numero di massi presenti nella fascia della mantellata di larghezza pari al diametro nominale D_n con $D_n = t \times h$ essendo h l'altezza dell'elemento artificiale e t un parametro che varia in funzione del tipo di elementi.

Per danno strutturale si intende un parametro che sia funzione del numero di massi rotti in una determinata area della scarpata. I massi artificiali sono classificati in funzione della loro resistenza strutturale in:

- elementi massicci (cubi *Antifer*, blocchi parallelepipedi)
- elementi tozzi (Accropodi, Haro)
- elementi snelli (Tetrapodi, Dolos)
- elementi forati (Shed, Cob)

Le sollecitazioni a cui gli elementi suddetti sono sottoposti sono:

- dinamica pulsante
- dinamica d'impatto
- abrasivo
- termico
- chimico

Quella che prevale su tutte è la sollecitazione dinamica d'impatto dovuta all'azione dei pezzi rotti di altri elementi scagliati dall'onda su elementi integri.

3.2. PROGETTO DELLA MANTELLATA

Come già descritto in precedenza, le dighe a gettata sono costituite da una struttura a massi naturali di varia pezzatura disposti a strati successivi delimitata verso il mare da una mantellata di blocchi naturali o artificiali di peso adeguato per assorbire l'onda incidente che vi si rompe al frangimento.

Per il calcolo del singolo masso di rivestimento si usa la formula di Hudson

$$W = \gamma_m \times H^3 / [k_D \times (\gamma_m / \gamma_a - 1)^3 \times \cotg(\alpha)]$$

Nella formula precedente:

γ_m = peso dell'unità di volume

γ_a = peso dell'unità di volume dell'acqua (1.03 ton/mc)

H = altezza d'onda di progetto (ad esempio quella significativa)

α = angolo della scarpata con l'orizzontale

k_D = coefficiente adimensionale di stabilità variabile con il tipo di masso.

Nel coefficiente k_D reperibile in letteratura sono sintetizzate tutte le caratteristiche relative alla forma, all'angolo di attrito interno e all'indice dei vuoti degli elementi considerati.

Il coefficiente K_D è stato ottenuto in condizioni di moto ondoso regolare e per una opportuna condizione di danno, percentuale intesa come rapporto tra il volume di massi spostati e il volume totale della mantellata.

Valori del coefficiente K_D della formula di HUDSON suggeriti dal CERC (Coastal Engineering Research Center, 1973)

Criteri di "non danneggiamento" e di minimo sormento							
Elementi	Numero di strati	Collocamento	Sezione corrente		Testata		Pendenza cotg α
			K_D §		K_D		
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Massi naturali							
a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	2,1	2,4	1,7	1,9	1,5-3,0
" "	3	" "	2,8	3,2	2,1	2,3	//
a spigoli vivi	1	" " +	+	2,9	+	2,3	//
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	3,5	4,0	2,9	3,2	1,5
a spigoli vivi	3	alla rinfusa	3,9	4,5	2,5	2,8	2,0
" "	2	ord. prest.++	4,8	5,5	2,0	2,3	3,0
Tetrapodi							
e	2	alla rinfusa	7,2	8,3	3,7	4,2	//
Quadrupodi							
	2	alla rinfusa			5,9	6,6	1,5
					5,5	6,1	2,0
					4,0	4,4	3,0
Tribar	2	alla rinfusa	9,0	10,4	8,3	9,0	1,5
					7,8	8,5	2,0
					7,0	7,7	3,0
Dolos			22,0 //	25,0 //	15,0	16,5	2,0 §
					13,5	15,0	3,0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6,8	7,8	-	5,0	//
Esapodo	2	" "	8,2	9,5	5,0	7,0	//
Tribar	1	uniforme	12,0	15,0	7,5	9,5	//
Massi naturali a spigoli vivi e con granulometria assortita (K_{DR} *)	-	alla rinfusa	2,2	2,5			

+ L'uso di massi naturali in un solo strato non è raccomandato e richiede in ogni caso grande accuratezza di esecuzione

++ Posa in opera con l'asse principale dei massi orientato ortogonalmente al piano del paramento

§ Applicabile nel campo di pendenze fra 1/1,5 e 1/5

// Valori validi solo per pendenza 1/2

/ / Valori adottabili nel campo di pendenze 1/1,5 e 1/3

§ Non sono raccomandate pendenze più elevate di 1/2

* Il coefficiente K_{DR} (grado di danneggiamento 5%) è valido per granulometria assortita; il peso degli elementi da inserire nella formula è quello corrispondente alla percentuale del 50% di trattenuta nella curva granulometrica. La forma della curva stessa sembra abbia poca importanza.

Tabella 4 – Valori del coefficiente K_D della formula di Hudson suggeriti dal CERC

Il coefficiente dipende poi della modalità di attacco da parte delle onde; si distinguono due situazioni tipiche e cioè quella di completa dissipazione dell'energia sulla mantellata (*no-breaking wave*) e quella di frangimento provocato dal fondale prima che le onde aggrediscano l'opera (*breaking-wave*).

Nel primo caso l'altezza d'onda da introdurre nella formula di Hudson è quella "significativa" di progetto intendendo un'onda caratterizzata da un "tempo di ritorno" quale si manifesta su fondali pari a quello esistente al piede dell'opera. Occorre notare che l'onda al largo può subire per effetto della rifrazione, attenuazioni o concentrazioni avvicinandosi alla zona di impianto dell'opera di difesa.

Valori del coefficiente di forma (detto anche di strato) K_D e della percentuale di vuoti P per diversi tipi di elementi da mantellata

Tipo di elemento	Numero di strati	Collocamento in opera	K_D	P
Massi naturali a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	1,02	38
" " vivi	2	" "	1,15	37
" " "	3	" "	1,16	40
Cubo modificate	2	" "	1,10	47
Tetrapodo	2	" "	1,04	50
Quadrupodo	2	" "	0,95	49
Esapodo	2	" "	1,15	47
Tribar	2	" "	1,02	54
Dolos	2	" "	1,00	63
Tribar	1	uniforme	1,13	47
Massi naturali	granulom. assortita	alla rinfusa	—	37

Tabella 5 – Valori del coefficiente K_D e della % dei vuoti

Valori del rapporto $H/H_{D=0}$ e del coefficiente K_D in funzione della percentuale di danneggiamento D

Tipo di elemento		Percentuale di danneggiamento (D)						
		0÷5	5÷10	10÷15	15÷20	20÷30	30÷40	40÷50
Massi naturali (a spigoli arrotondati)	$H/H_{D=0}$	1,00	1,08	1,14	1,20	1,29	1,41	1,54
	K_D	2,4	3,0	3,6	4,1	5,1	6,7	8,7
Massi naturali (a spigoli vivi)	$H/H_{D=0}$	1,00	1,08	1,19	1,27	1,37	1,47	1,57
	K_D	4,0	4,9	5,6	8,0	10,0	12,4	15,0
Tetrapodi e Quadrupodi	$H/H_{D=0}$	1,00	1,09	1,17	1,24	1,32	1,41	1,50
	K_D	8,3	10,8	13,4	15,9	19,2	23,4	27,8
Tribar	$H/H_{D=0}$	1,00	1,11	1,25	1,36	1,50	1,59	1,64
	K_D	10,4	14,2	19,4	26,2	35,2	41,8	45,9

I valori della tabella sono validi per azione dell'onda ortogonale alla sezione corrente dell'opera, $n = 2$, collocamento alla rinfusa, condizioni di onde non frangenti e di minimo sovranto.

Tabella 6 – Valori del coefficiente K_D e della % di danneggiamento D

Particolare cura deve essere assicurata per il progetto della testata. I motivi per i quali la testata può essere più esposta sono i seguenti:

- la testata è usualmente ubicata in acque più profonde;
- la testata è spesso esposta all'attacco di onde che giungono da un più ampio settore di traversia;
- le onde incidenti possono essere riflesse , rifratte o diffratte dalla struttura o da altro frangiflutti posto all'ingresso del porto;
- l'azione di disturbo dell'onda può risultare accresciuta dalla riflessione o dalla diffrazione.

Per questi motivi i valori di k_D assunti per la testata sono inferiori rispetto a quelli assunti per la sezione corrente.

Il tempo di ritorno da adottare è legato al costo complessivo di costruzione e manutenzione.

Si ammette comunque che nell'opera sia indispensabile eseguire delle manutenzioni periodiche, dovute a perdita o rotture di elementi nel corso delle mareggiate. Non è pensabile realizzare un'opera in cui sia nullo il costo di manutenzione. Come onda di progetto si assume generalmente l'onda significativa con un tempo di ritorno di T_r (es. 10÷30 anni) ammettendo che in corrispondenza i danni siano limitati ($\leq 5\%$). La verifica può essere ripetuta per un tempo di ritorno maggiore (es. 30÷50÷100 anni) ammettendo che i danni siano gravi ma non irreparabili e che non comportino la rovina dell'opera.

Nel caso di frangimento dell'onda prima che esse pervengano al piede sulla struttura l'onda significativa non è più rappresentativa della distribuzione delle altezze d'onda. Pertanto nella formula di *Hudson* deve essere introdotta l'altezza d'onda al frangimento dipendente dalla pendenza del fondale al piede dell'opera. L'onda da introdurre non è generalmente quella che frange in corrispondenza del piede dell'opera ma quella di maggiore altezza frangente a una certa distanza dal piede stesso ed ancora in grado di dissipare gran parte della propria energia.

La formula di *Hudson* può essere espressa in funzione del numero di stabilità N_s e del diametro nominale D_n con la relazione

$$N_s = H / [(\gamma_m / \gamma_a - 1) \times D_n] = [k_D \times \text{ctg}(\alpha)]^{1/3}$$

La stabilità statica corrisponde a valori del parametro N_s compresi tra 1 e 3. Frangiflutti di massi naturali fortemente mobili sia trasversalmente che longitudinalmente presentano valori di N_s compresi tra 4 e 20. Le spiagge di ghiaia ($0.4 < D_n < 10$ cm) hanno in genere $N_s = 15 \div 500$, mentre spiagge di sabbia presentano $N_s > 500$.

Lo spessore del rivestimento è dato dall'espressione

$$s = n \times k \times (W/\gamma_m)^{1/3}$$

in cui n è il numero degli strati imposti dalla dimensione del masso del rivestimento ($n=2$), k è il coefficiente di stratificazione. I calcoli relativi al peso del masso, al numero di stabilità e allo spessore della mantellata sono riportati in tabelle in cui per i vari settori si riporta il calcolo del peso W del masso per diverse altezze d'onda e per diverse direzioni di provenienza dell'onda stessa. La densità di posa in opera è data da

$$N_r/A = n \times k \times (1-P/100) \times (\gamma_m/W)^{2/3}$$

in cui N_r è il numero richiesto di singoli massi per una data area di superficie A , k è il coefficiente di strato, P è la porosità media della mantellata in percento.

Le formule di *Van der Meer* sono state ricavate portando in conto l'azione delle onde irregolari che la formula di *Hudson* non prende in considerazione. Esse consentono di tenere conto anche degli effetti della variabilità del periodo, fattore particolarmente presente in acque molto basse in cui $d/L < 0.15$. Per mantellate costituite da massi naturali, sono state ottenute da *Van der Meer* due formule:

$$H_s/(\delta \times D_{n50}) = 6.20 \times (p^*)^{0.18} \times (S/N^{0.50})^{0.2} \times \xi_m^{-0.5}$$

che vale per opere soggette ad onde frangenti tipo *plunging* in cui $\xi_m \leq 2.5$, e

$$H_s/(\delta \times D_{n50}) = 1.00 \times (p^*)^{-0.13} \times (S/N^{0.50})^{0.2} \times \cotg(\alpha)^{0.50} \times \xi_m^{p^*}$$

che vale per strutture investite da frangenti tipo *surging* in cui $\xi_m \geq 3.5$. Nelle formule di *Van der Meer*:

- $\delta = (\gamma_m/\gamma_a - 1)$
- $\gamma_m =$ peso dell'unità di volume del materiale
- $\gamma_a =$ peso dell'unità di volume dell'acqua (1.03 ton/mc)
- $H_s =$ altezza d'onda significativa
- $\alpha =$ angolo della scarpata con l'orizzontale
- $p^* =$ parametro indicatore della permeabilità della struttura variabile da 0.1 a 0.6
- $D_{n50} =$ diametro nominale del masso di peso mediano
- $S = A_e/D_{n50}^2$ è il livello di danneggiamento espresso come rapporto dell'area A_e della sezione trasversale erosa dalla mareggiata rispetto al profilo originale
- $N =$ numero di onde presenti nella mareggiata
- $\xi_m = \text{tg}(\alpha)/(H/L_0)^{0.50}$ è il parametro di frangimento (numero di *Iribarren* o *surf parameter*) con H/L_0 parametro di ripidità dell'onda ottenuto dal rapporto dell'altezza d'onda significativa davanti alla struttura e L_0 la lunghezza a largo riferita al periodo medio T_m .

Nell'intervallo di ξ_m compreso tra 2.5 e 3.5 si adotta la relazione che fornisce il valore minore di $H_s/(\delta \times D_{n50})$. Per dighe staticamente stabili dovrà essere $D_{85}/D_{15} < 1.5$.

3.3. STABILITA' DEGLI STRATI DI TRANSIZIONE E DEL NUCLEO

Il nucleo disposto nella parte centrale dell'opera a gettata è formato generalmente da un ammasso lapideo ottenuto da materiale di cava.

Nel caso in cui si realizza un nucleo in modo classico inoltre la granulometria dell'ammasso deve rispettare alcune esigenze fondamentali come la compattezza e la non trasmissibilità del moto ondoso attraverso il corpo che per la parte al di sotto del l.m.m. non viene costipato.

La funzione degli strati filtro consiste nella protezione del nucleo dall'azione del moto ondoso che potrebbe asportare il materiale fino che lo costituisce. Lo strato posto direttamente sotto la mantellata deve essere formato da pietrame di dimensioni tali da non poter essere asportato attraverso i vuoti esistenti tra gli elementi della mantellata. In sede di dimensionamento preliminare si può eseguire la regola che il primo sottostrato è

costituito da elementi il cui peso è compreso tra $1/10$ e $1/15$ di quello degli elementi della mantellata se questa è di massi naturali.

4. CALCOLI DI VERIFICA DELLE SCOGLIERE IN PROGETTO

4.1. PREMESSA

Nel presente capitolo si riportano i calcoli relativi delle opere a gettata previste nel presente progetto secondo i criteri esposti nei capitoli precedenti. Per le opere in esame, sono stati individuati i settori di traversia dai quali provengono le onde che sono state prese in considerazione per il progetto della mantellata.

Definite le altezze d'onda in corrispondenza delle barriere, si sono procede con il progetto della mantellata secondo quanto riportato nel paragrafo 3.2. Le onde prese in esame sono quelle significative corrispondenti ad un tempo di ritorno di 50 anni e per queste si ammette che il grado di danneggiamento sia limitato, inferiore al 10%. Per ogni onda si verifica che si tratti di un'onda frangente o di onda non frangente in modo da determinare il corretto coefficiente k_D , sempre fissato nell'ipotesi di sezione corrente.

Se l'onda è frangente al piede dell'opera non si assume più come onde di progetto l'altezza d'onda $H_{(1/3)}$, ma si assume l'altezza d'onda al frangimento H_b . Si verifica quindi se d_b , profondità di frangimento ricavata nello Studio Idraulico Marittimo, è superiore alla profondità che si ha al piede dell'opera in esame.

Tutte le opere a gettata previste sono costituite da scogli naturali e massi salpati. Il progetto delle mantellate è eseguito quindi con la formula di Hudson per condizioni di moto ondoso regolare e per la condizione di danno compreso tra 5 e 10% ed è riportato nei paragrafi 4.2.

Per tenere conto delle onde irregolari e del periodo dell'onda si sono inoltre seguiti i criteri di progetto espressi dal *Van der Meer* e i risultati sono riportati nei paragrafi successivi per il settore peggiore. Nelle tabelle di calcolo con la teoria di *Van Der Meer* sono riportati i valori delle caratteristiche delle mantellate e degli strati filtro in funzione del settore e per un tempo di ritorno di 50 anni. Per ogni settore sono riportate il periodo e l'altezza d'onda significativa, le caratteristiche del fondo (pendenza e profondità al piede della struttura), le caratteristiche del masso (peso dell'unità di volume), il coefficiente di permeabilità della mantellata e il livello di danno di progetto. Dall'analisi eseguita si ottengono lo spessore delle mantellate e dello strato filtro, la dimensione dei massi utilizzati D_n , il relativo peso W e la distribuzione percentuale delle varie pezzature. Sono riportati inoltre il numero di *Iribarren* (*Surf parameter*) che permette di definire la formula da utilizzare in funzione del tipo di frangimento, il

CERC *stability number* che definisce il valore del numero di stabilità per danno zero e il *Dutch stability number* che è il valore del numero di stabilità definito con le espressioni di *Van der Meer*.

Nel nostro caso poiché il numero massimo di stabilità a danno zero pari a 1.28 si conclude che la mantellata è stabile. Il *Dutch stability number* per livello di danno 2 è minore di 3.00 per si può concludere che la barriera è stabile.

4.2. VERIFICA CON LA FORMULA DI HUDSON – BARRIERA SOFFOLTA

HUDSON						
Dimensionamento della mantellata						
$\gamma_m =$	2.60	(ton/m ³)	(peso specifico scogli naturali)			
$\gamma_w =$	1.03	(ton/m ³)	(peso specifico acqua di mare)			
$p =$	1 / 2		(pendenza mantellata)			
$\alpha =$	26.6	°	(inclinazione mantellata)			
$\cot(\alpha) =$	2.0		(scarpa mantellata)			
$n =$	2		(numero degli strati)			
$k =$	1.15		(coefficiente di strato)			
$D =$	5 / 10	%	(percentuale di danneggiamento)			
$k_D =$	4.9		(coefficiente stabilità di Hudson - onda non frangente)			
$P =$	37%		(percentuale di vuoti)			
$N_s =$	2.14		(numero di stabilità)			
settore	tipo sez.	H _s (m)	W (ton)	D _n (m)	s (ml)	Nr/A
20	corrente	2.19	0.79	0.67	1.54	3214.57
21	corrente	3.03	2.08	0.93	2.14	1679.29
22	corrente	3.76	3.98	1.15	2.65	1090.52
23	corrente	4.03	4.90	1.24	2.84	949.29
24	corrente	4.22	5.63	1.29	2.98	865.74
1	corrente	4.21	5.59	1.29	2.97	869.85
2	corrente	4.02	4.87	1.23	2.83	954.02
3	corrente	3.70	3.79	1.13	2.61	1126.18
4	corrente	3.07	2.17	0.94	2.16	1635.81

Figura 2 – Verifica della mantellata – Metodo di Hudson

4.3. VERIFICA CON LA TEORIA DI VAN DER MEER – BARRIERA SOFFOLTA

Case: VIBO - QUARTIERE PENNELLO - TR50 - Sett.24

Rubble Mound Revetment Design

Significant wave ht (Hs): 4.22 m
 Significant wave period (Ts): 10.01 sec
 Cotan of nearshore slope (cot phi): 60.00
 Water depth at toe of revetment (ds): 6.00 m
 Cotan of structure slope (cot theta): 2.00
 Unit weight of rock (wr): 26000.00 m
 Permeability coefficient (P): 0.37
 Damage level (S): 1.50
 Breaking criteria: 0.78

Stone Size Gradation

Armor Layer			Filter Layer		
Thickness: 3.05231 m			Thickness: 0.76308 m		
% less than by weight	Weight	Dimension	% less than by weight	Weight	Dimension
	N	m		N	m
0 (min)	11552.10	0.76	0 (min)	30.22	0.11
15	36966.70	1.12	15	50.87	0.13
50	92416.80	1.53	50	171.41	0.19
85	181137.00	1.91	85	577.60	0.28
100 (max)	369667.00	2.42	100 (max)	972.18	0.33

Irregular wave runoff (m)

Expected maximum:	7.48	Conservative:	9.41
Surf Parameter:	2.55		
CERC Stability Number:	1.28	Dutch Stability Number:	1.74

Figura 3 – Settore 24 – Tr = 50 anni – Teoria di Van der Meer

4.4. RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI

Sulla base delle elaborazioni eseguite con la formula di Hudson risulta un peso dello scoglio naturale pari a 5.63 ton che è compreso tra la categoria di scogli scelti per la realizzazione della mantellata (scogli di 3° ctg – 3-7 ton). Anche la teoria di Vander Meer conduce con un livello di danneggiamento di 1.50 a uno scoglio del peso massimo di 3.7 ton nei limiti della categoria di scogli scelti per la realizzazione della mantellata della barriera soffolta.

5. TRASMISSIONE DEL MOTO ONDOSO A TERGO DELLE OPERE

5.1. PREMESSA

Per valutare l'attenuazione del moto ondoso a valle delle opere si è proceduto, per la soluzione progettuale prescelta, all'estrazione dal modello d'onda di un profilo, per tutti i settori di calcolo. Paragonando l'altezza d'onda nella situazione di stato di fatto con quella nella situazione di progetto a tergo delle barriere si determina il coefficiente di trasmissione che da una misura dell'attenuazione dell'altezza d'onda per la presenza della barriera.

5.2. SETTORE 20

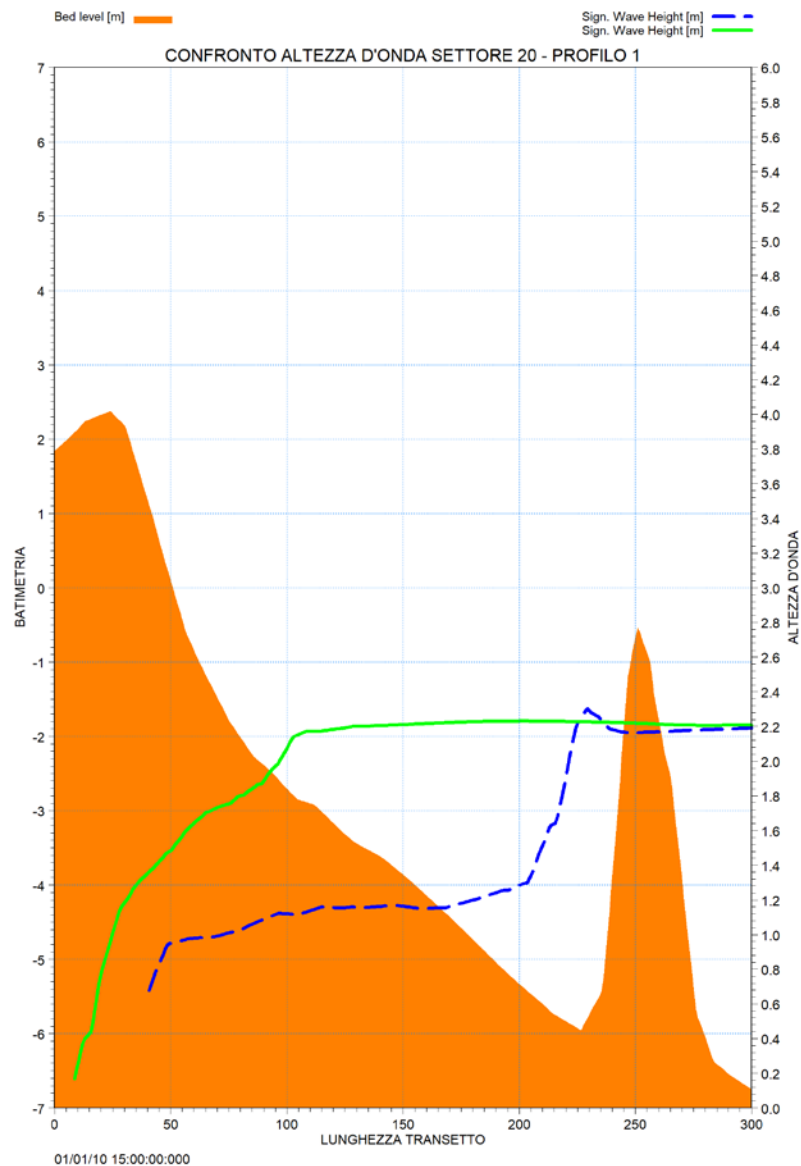


Figura 4 – Confronto H_{onda} – settore 20

5.3. SETTORE 21

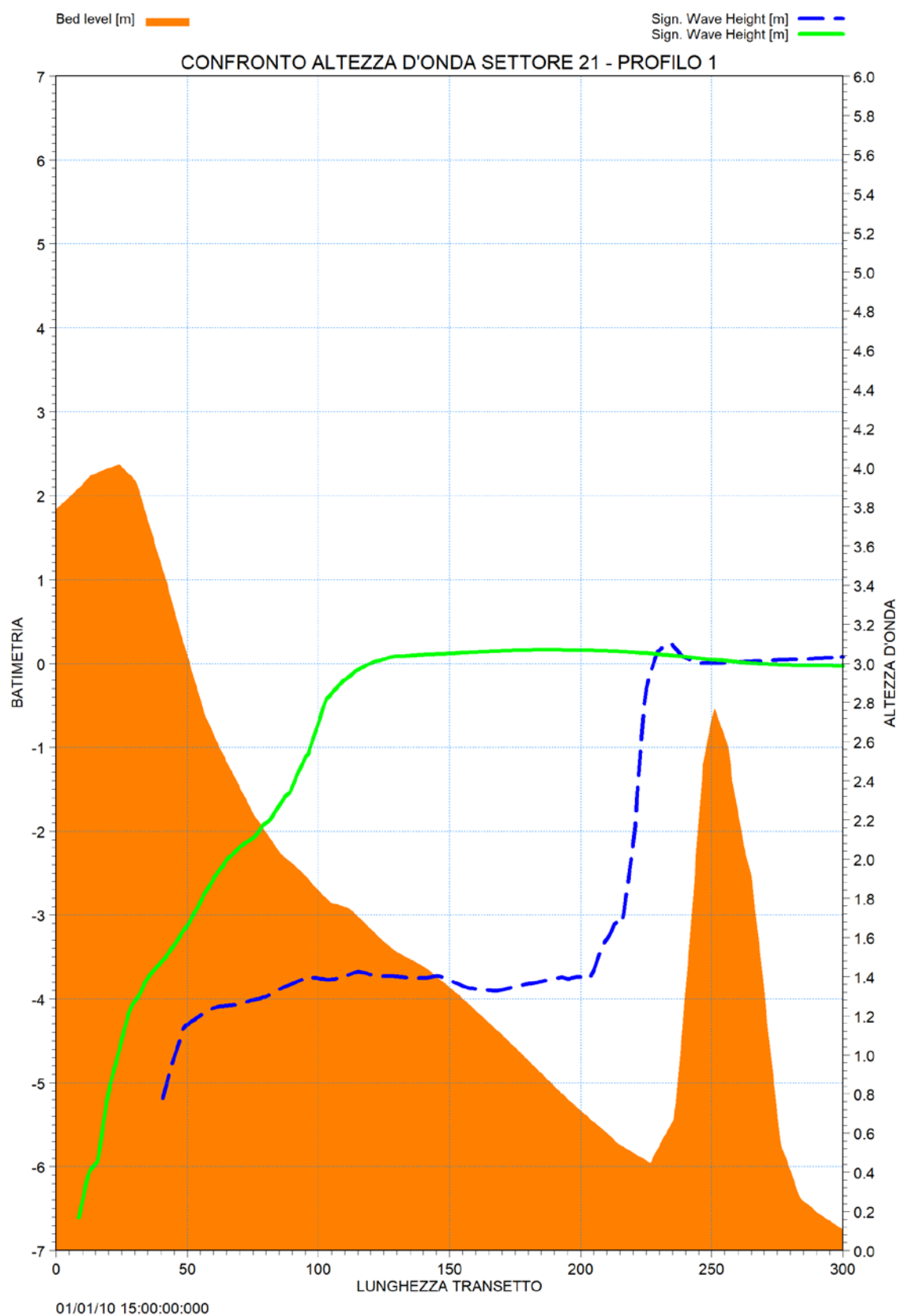


Figura 5 – Confronto H_{onda} – settore 21

5.4. SETTORE 22

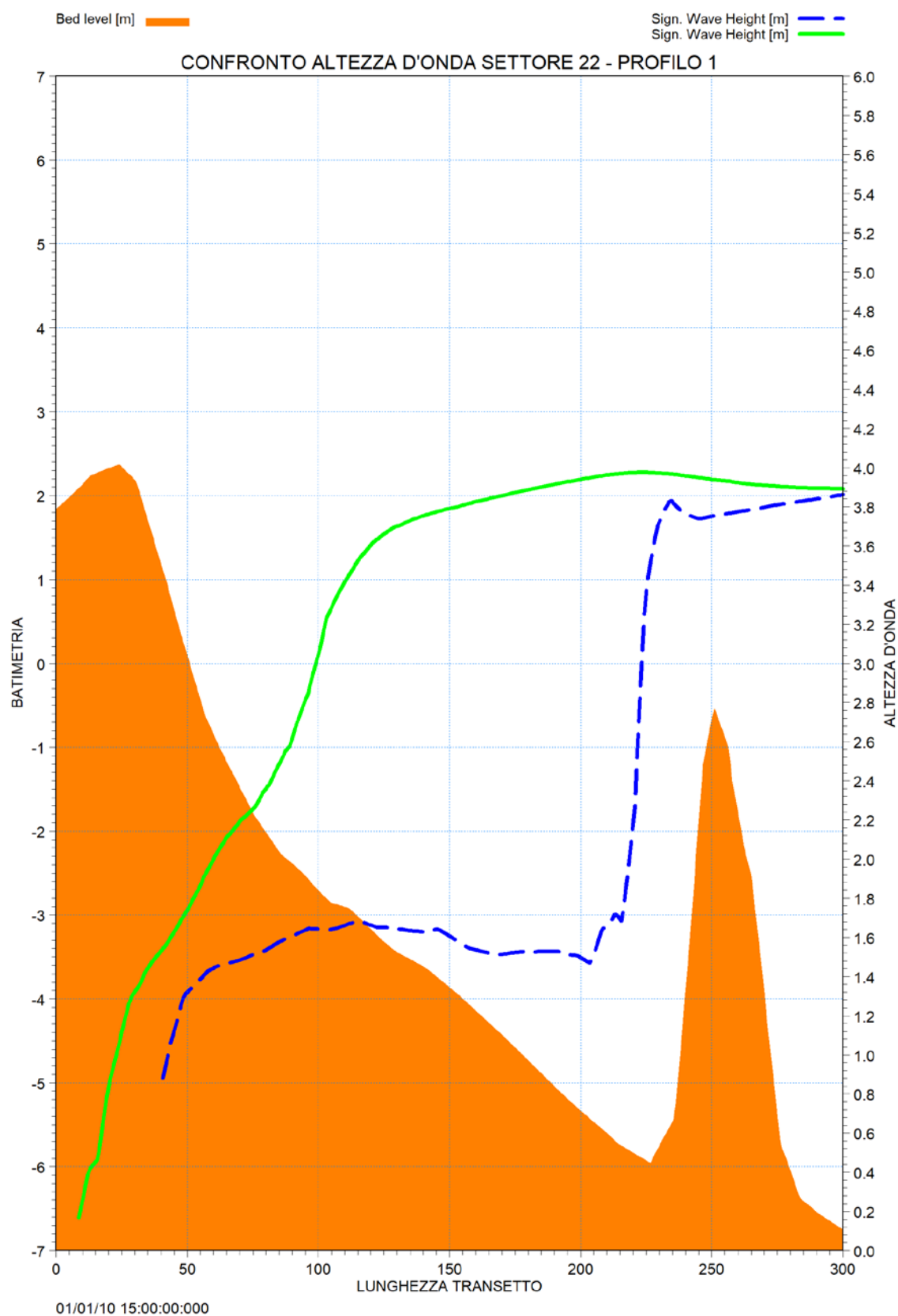


Figura 6 – Confronto H_{onda} – settore 22

5.5. SETTORE 23

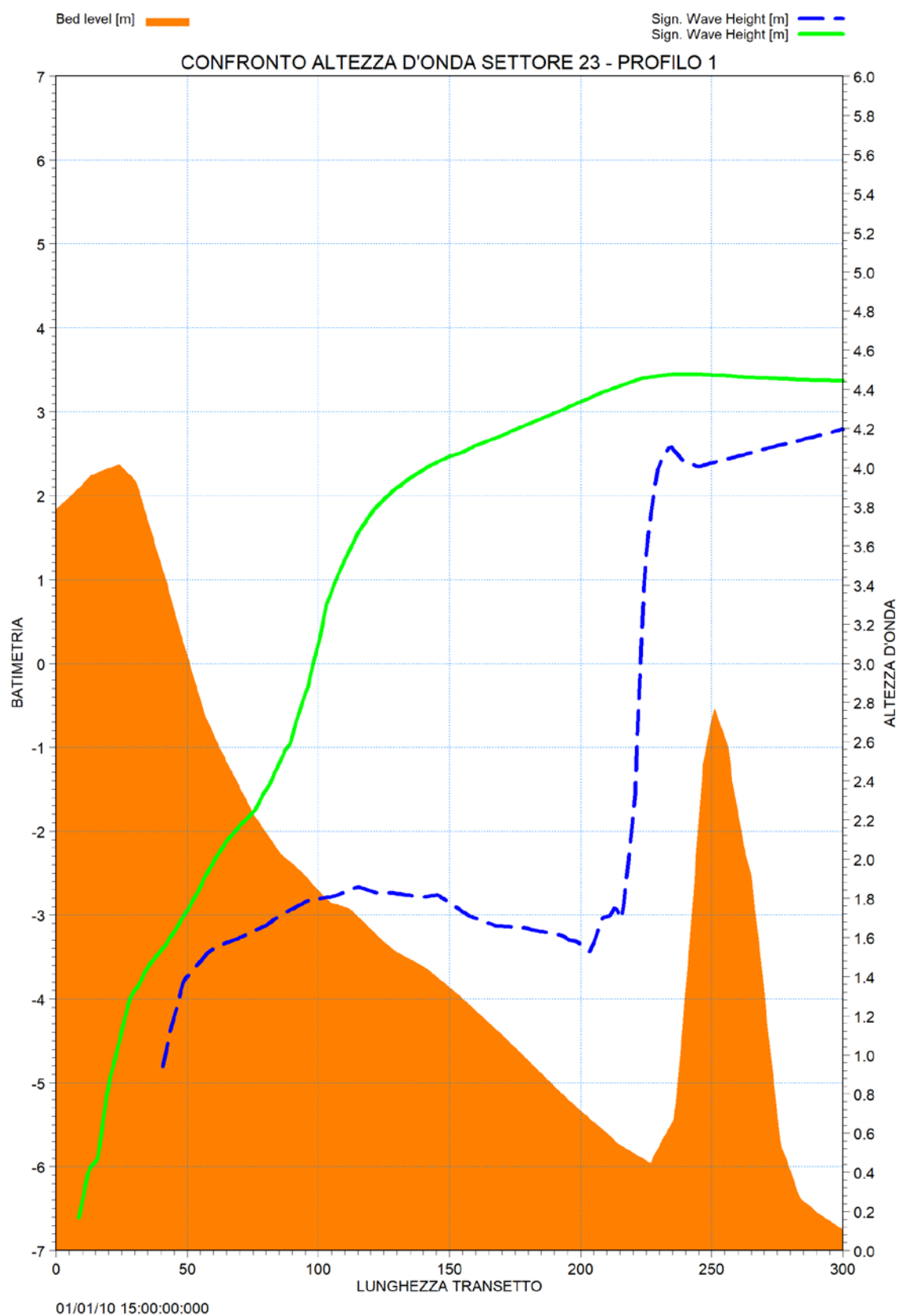


Figura 7 – Confronto H_{onda} – settore 23

5.6. SETTORE 24

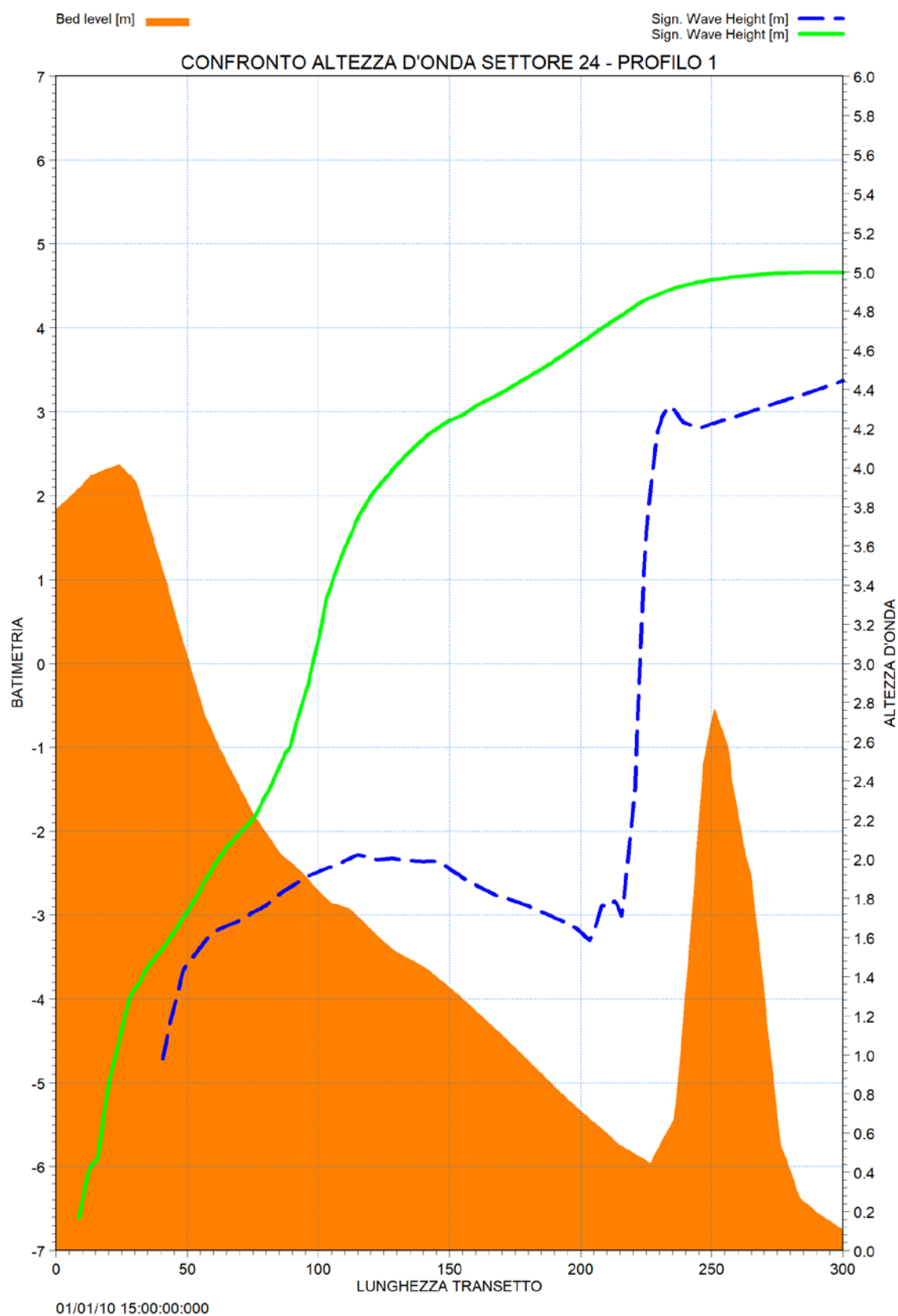


Figura 8 – Confronto H_{onda} – settore 24

5.7. SETTORE 1

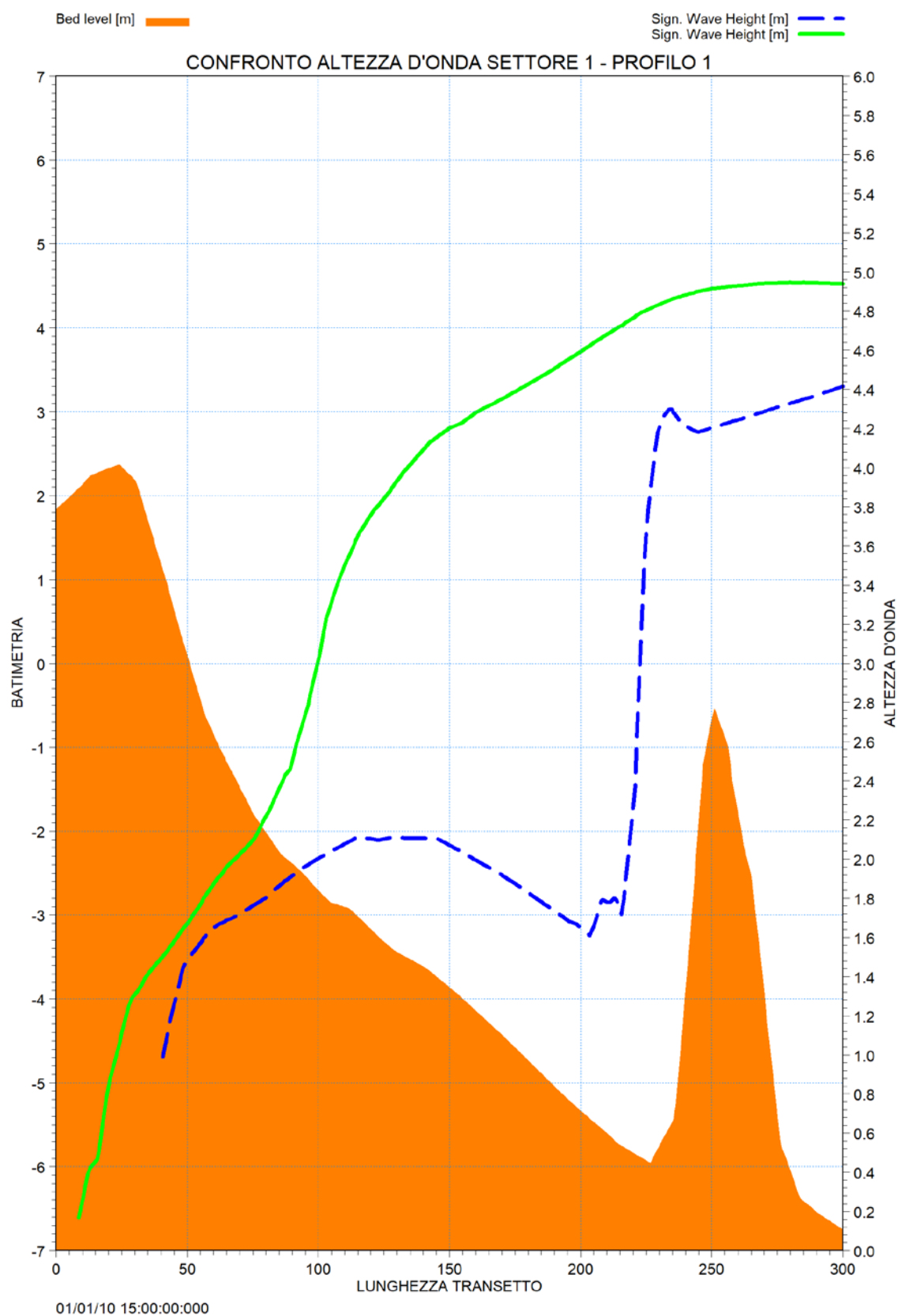


Figura 9 – Confronto H_{onda} – settore 1

5.8. SETTORE 2

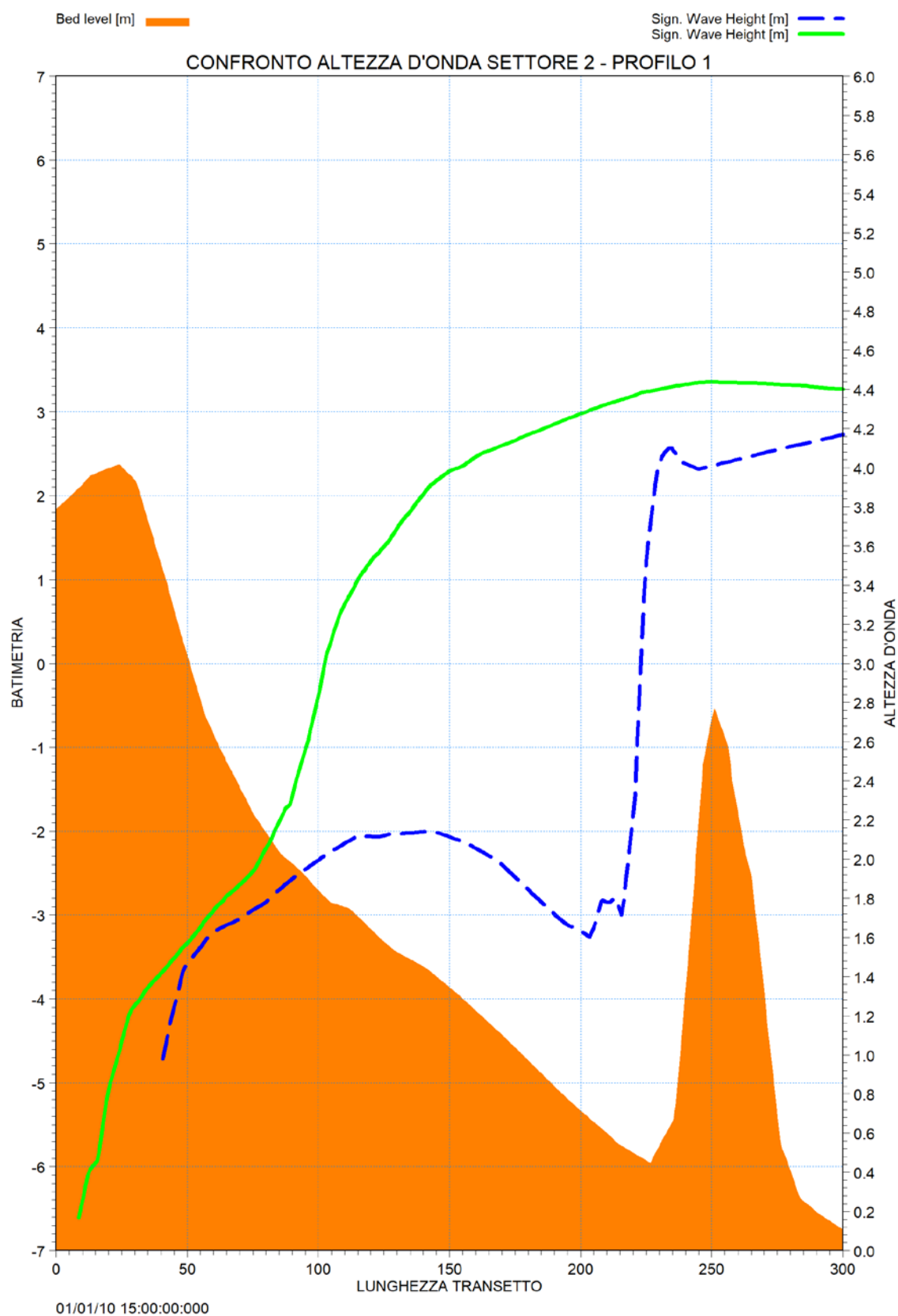


Figura 10 – Confronto H_{onda} – settore 2

5.9. SETTORE 3

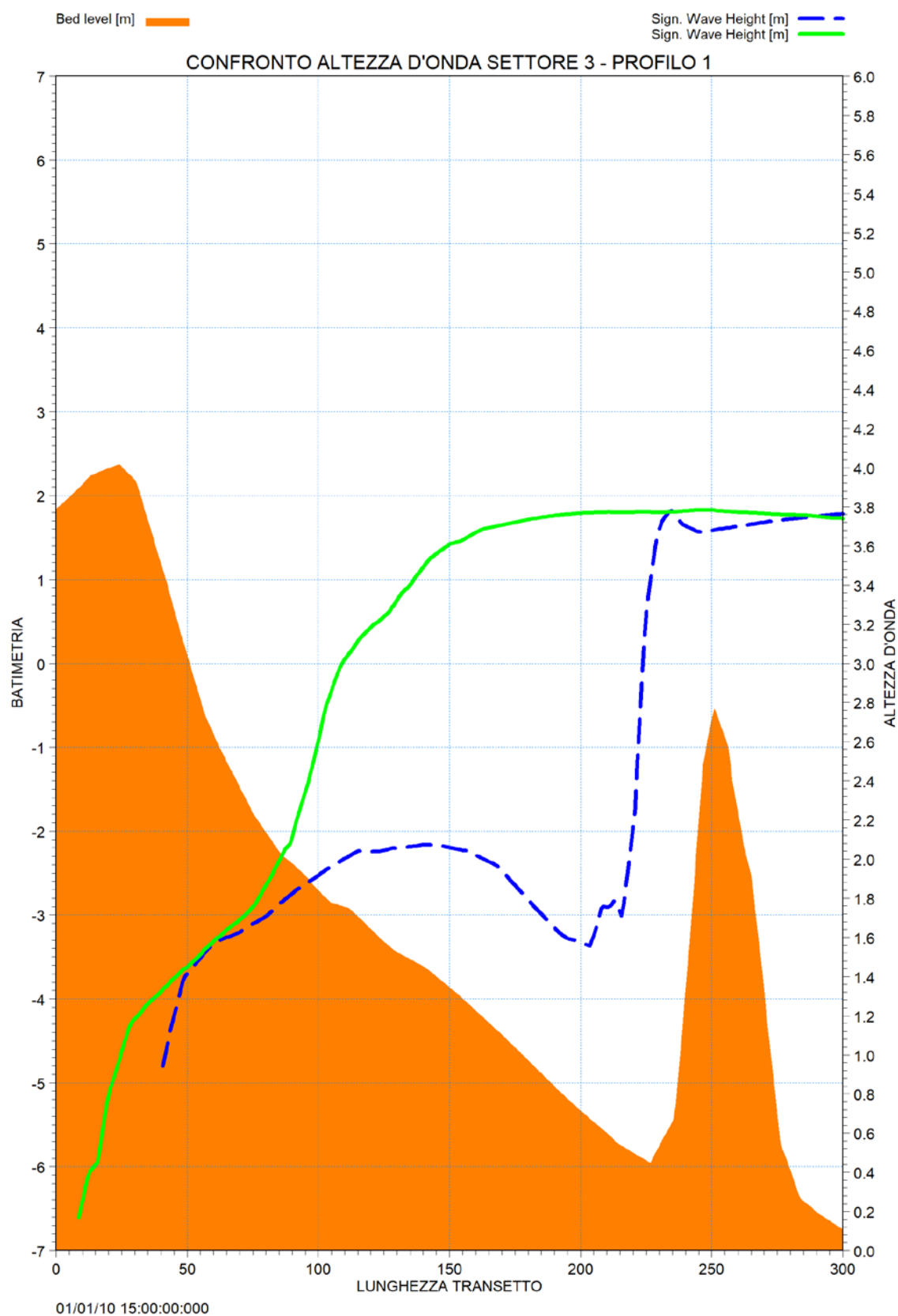


Figura 11 – Confronto H_{onda} – settore 3

5.10. SETTORE 4

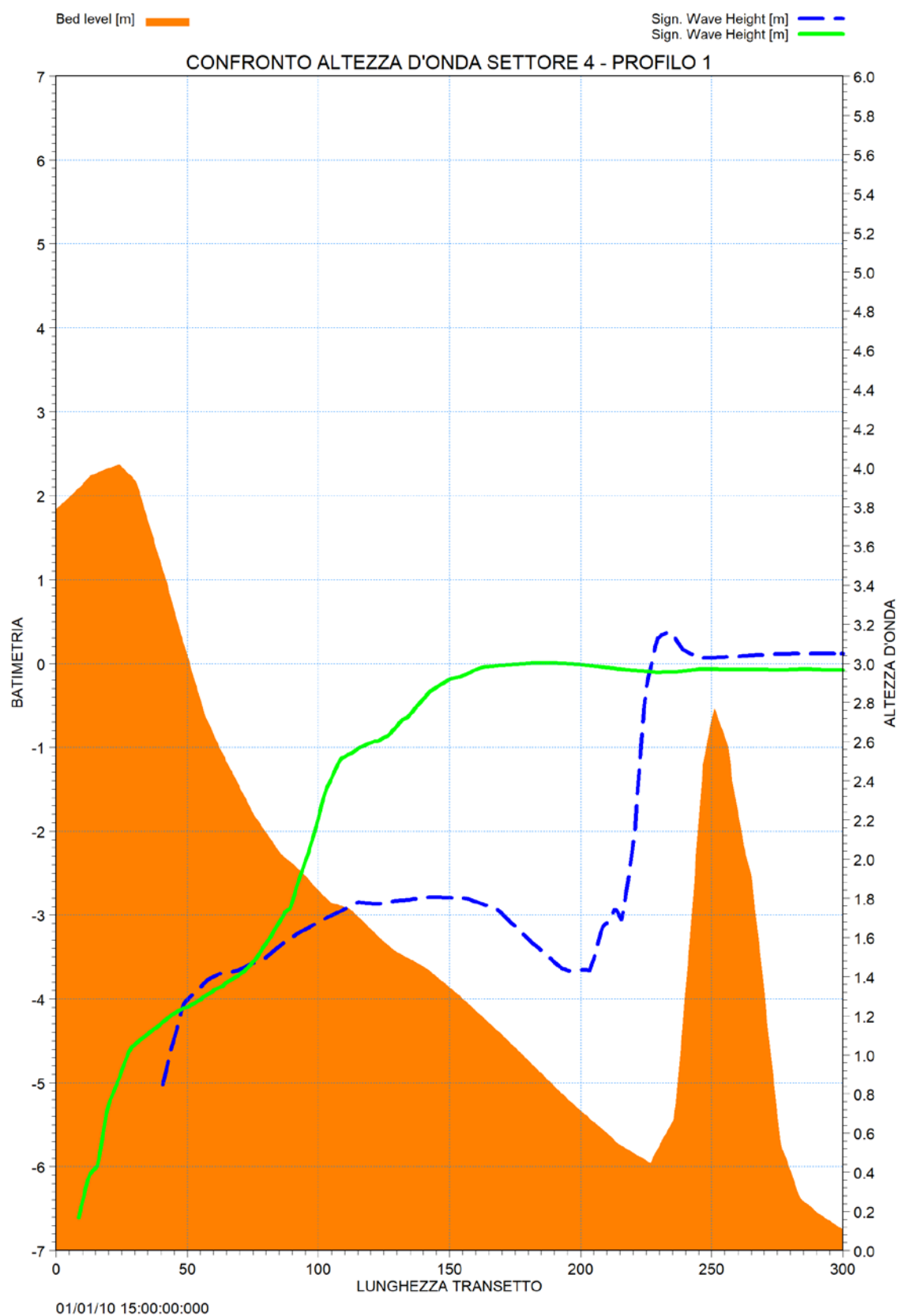


Figura 12 – Confronto H_{onda} – settore 4

5.11. COEFFICIENTE DI TRASMISSIONE

Nella Tabella seguente si riportano i coefficienti di attenuazione ottenuti per i diversi transetti. I coefficienti sono stati ottenuti valutando le altezze d'onda in corrispondenza della batimetrica – 2.00 m s.l.m.m.

Come si evince dalla tabella i coefficienti di trasmissione variano da un valore minimo di 0.93 per il settore 4 ad un valore massimo di 0.60 per il settore 21 ma in ogni caso l'onda non supera a 2.00 m il valore di 1.80 m.

Transetto	Settore	H stato di fatto	H progetto	Ct
		(m)	(m)	
1	20	1.80	1.10	0.61
1	21	2.15	1.30	0.60
1	22	2.40	1.50	0.63
1	23	2.35	1.65	0.70
1	24	2.30	1.75	0.76
1	1	2.15	1.70	0.79
1	2	2.10	1.80	0.86
1	3	1.95	1.70	0.87
1	4	1.50	1.40	0.93

Tabella 7 – Valori del coefficiente di trasmissione