

POLITECNICO DI MILANO
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale



SIMULAZIONE NUMERICA DI FRANGIFLUTTI SOMMERSI

Relatore: Prof. Massimiliano Cremonesi

Tesi di laurea di:
Riccardo Giordano Matr. 899041

Anno accademico 2018/2019

Ringraziamenti

Alla fine di questo nuovo percorso che è stata la Laurea Magistrale al Politecnico di Milano mi sento in dovere di ringraziare tutti coloro che mi hanno sostenuto ed aiutato, in varie maniere, a raggiungere la meta: tutti i miei familiari, amici ed infine i tanti colleghi o compagni di lavoro con cui ho condiviso le fatiche della vita universitaria.

Un ringraziamento particolare va al mio relatore, il Professore Massimiliano Cremonesi, per il grandissimo aiuto e supporto durante tutto il lavoro necessario alla stesura della presente tesi.

Sintesi

Il seguente lavoro di tesi ha voluto individuare un nuovo campo di applicazione per il metodo numerico per simulazioni di problemi fluido dinamici e di interazioni fluido-struttura (FSI), basato sul *Particle Finite Element Method* (PFEM), sviluppato dal Dica.

Da questo punto di vista si è ritenuto come interessante il settore dell'idraulica marittima, sia perché le opere d'ingegneria civile posizionate in questo campo sono sottoposte a complessi fenomeni di fluido dinamica creati dall'interazione ed il frangimento delle le onde in arrivo sulle strutture stesse e sia perché non è tutt'ora pratica standard, durante la progettazione delle opere, quella di utilizzare appropriati modelli numerici per controllare il corretto dimensionamento e funzionamento idraulico e strutturale delle stesse.

Tra le varie tipologie di opere d'ingegneria costiera in questa tesi ci si è concentrati sui frangiflutti sommersi per la protezione della costa dall'erosione dovuta dall'attacco ondosio. Si è fatta questa scelta in quanto la progettazione di questa tipologia di strutture, d'interesse attuale data l'estensione del fenomeno dell'erosione costiera e dei possibili danni ad infrastrutture o persone da esso causati in Italia, sia per quanto riguarda il funzionamento idraulico sia per la stabilità strutturale è ad oggi basata su diverse formulazioni di derivazione empirica. Successivamente è comune verificare il dimensionamento scelto attraverso dei modelli fisici in canale che tuttavia risultano molto costosi sia dal punto di vista economico che temporale. Un adeguato metodo numerico per la simulazione dei frangiflutti sommersi risulterebbe quindi molto vantaggioso.

Il primo passo è stato quello di individuare una efficace metodologia per sviluppare numericamente le varie onde di mare d'interesse e di modificare coerentemente il metodo numerico per consentire questa generazione.

Si è quindi andati ad emulare i comuni canali utilizzati per i modelli fisici nei laboratori di ingegneria marittima e costiera e, dopo aver effettuato varie analisi a validazione della metodologia utilizzata, si sono andate a studiare diverse geometrie di frangiflutti sommersi, conducendo analisi sia in 2D che in 3D, facendo un confronto con una formulazione empirica in auge per la progettazione.

Sono state infine studiate tipologie più innovative di frangiflutti sommersi, costituiti da un insieme di unità realizzate in calcestruzzo, che consentono di legare le esigenze ingegneristiche per la protezione della costa dall'erosione con l'opportunità di migliorare l'habitat della spiaggia in cui vengono inserite, dato che queste unità favoriscono il ripopolamento ittico e l'ammorzamento di varie specie di coralli o alghe.

Il metodo sviluppato si è rivelato in tutti i casi efficace, aprendo quindi una strada a perfezionamenti ed aggiornamenti successivi per permetterne un conveniente utilizzo per lo studio di diverse tipologie di strutture marittime e costiere.

Indice dei contenuti

SIMULAZIONE NUMERICA DI FRANGIFLUTTI SOMMERSI.....	I
RINGRAZIAMENTI.....	III
SINTESI	IV
INDICE DEI CONTENUTI.....	VII
INDICE DELLE FIGURE	IX
INDICE DELLE TABELLE	XII
CAPITOLO 1 INTRODUZIONE	1
1.1 EROSIONE COSTIERA IN ITALIA.....	4
1.2 ELEMENTI DI PROTEZIONE COSTIERA	9
1.3 DIMENSIONAMENTO DEI FRANGIFLUTTI SOMMERSI	15
1.3.1 <i>Caratteristiche dell'onda di progetto</i>	15
1.3.2 <i>Stima del coefficiente di trasmissione K_t</i>	18
1.3.3 <i>Limiti attuali</i>	20
CAPITOLO 2 MODELLO UTILIZZATO.....	23
2.1 PARTICLE FINITE ELEMENT METHOD (PFEM)	23
2.1.1 <i>Formulazione matematica del problema</i>	26
2.1.2 <i>Schema di soluzione esplicita</i>	32
2.2 GENERAZIONE DI ONDE	33
2.2.1 <i>Fondamenti Teorici delle teorie d'onda</i>	33
2.2.2 <i>Teoria dell'onda lineare (o di Airy)</i>	35
2.2.3 <i>Teoria dell'onda di Stokes</i>	36
2.2.4 <i>Metodo di generazione delle onde</i>	39
CAPITOLO 3 SIMULAZIONI EFFETTUATE 2D	47

3.1 ANALISI DI VALIDAZIONE DELLA GENERAZIONE ONDE.....	47
3.2 TEST DEL MODELLO SUL FENOMENO DELLO SHOALING	51
3.3 MODELLAZIONE FRANGIFLUTTI SOMMERSI	55
3.3.1 <i>Valutazione delle ipotesi effettuate</i>	62
3.4 MODELLAZIONE REEFBALL™	64
3.4.1 <i>Confronto tra metodo di dimensionamento attuale e modello numerico</i>	66
3.5 MODELLAZIONE ALTRE TIPOLOGIE DI FRANGIMENTO	72
CAPITOLO 4 SIMULAZIONI EFFETTUATE 3D.....	77
4.1 SIMULAZIONI EFFETTUATE	77
4.1.1 <i>Validazione modello 3D – Caso shoaling</i>	78
4.1.2 <i>Modellazione Reefball™ 3D (Caso 2 – 4 Reefball)</i>	81
4.1.3 <i>Modellazione Frangiflutti sommerso con attacco onde inclinato</i>	83
CAPITOLO 5 CONCLUSIONE	87
BIBLIOGRAFIA	91

Indice delle figure

Figura 1 - Profilo trasversale tipico di una spiaggia - (Favaretto 2013)	2
Figura 2 – Esempio di struttura realizzata in area demaniale - (www.ilfaroonline.it 2019)	5
Figura 3 – Tendenza evolutiva dei litorali Italiani - (C.N.R. 1984)	5
Figura 4 - Eraclea Minoa nel 1986 - (www.balarm.it 2017)	7
Figura 5 – Eraclea Minoa dopo una recente mareggiata - (www.vivicentro.it 2019)	8
Figura 6 – Porto di Margherita di Savoia (Puglia) - (Ministero dell'ambiente 2017)	8
Figura 7 – esempi di difesa costiera aderente – (www.oregonstate.edu 2019)	10
Figura 8 - Schema di funzionamento dei pennelli trasversali da (Agenzia per la Protezione dell’Ambiente e Servizi Tecnici dello Stato 2007)	11
Figura 9 - Spiaggia protetta con frangiflutti distaccati emersi - (www.meteoweb.eu 2016)	12
Figura 10 - Processo di formazione di un tombolo - (U. Tomasicchio 2011)	13
Figura 11 - Esempio di applicazione di barriera frangiflutti sommersa a Follonica - (www.grossetonotizie.it 2013)	14
Figura 12 – Sezione frangiflutti sommerso con definizione parametri - (U. Tomasicchio 2011)	14
Figura 13 - Fenomeni di shoaling e rifrazione - (www.hawaii.edu 2010)	16
Figura 14 - Esempio di metodo grafico per stima Coefficiente di trasmissione - (U. Tomasicchio 2011)	18
Figura 15 -Comparazione tra coefficiente di trasmissione predetto e misurato - (Tomasicchio e D'alessandro 2013)	21
Figura 16 – Triangolazione: da un set di nodi discreti (A) applicazione della triangolazione di Delaunay (B) e del metodo alpha shape (C) - (Meduri, et al. 2018)	26
Figura 17 - Esempio di Shape function lineari con una mesh 2D - (www.comsol.com 2017)	33
Figura 18 - Diagramma di flusso qualitativo del metodo utilizzato	33
Figura 19 - Schema caratteristiche onda da (Kamphuis 1999)	34
Figura 20 - Confronto onda lineare con onda di Stokes al second'ordine - (Kamphuis 1999)	36

Figura 21 - Esempio andamento di onda di Stokes fuori dai limiti di applicazione	37
Figura 22 - Esempio andamento onda di Stokes all'interno del limite imposto	38
Figura 23 - Campi di applicazione delle teorie d'onda - (Kamphuis 1999)	39
Figura 24 - Modello fisico del nuovo porto di Aberdeen - (www.hrwallingford.com 2017)	40
Figura 25 - Esempio vasca con generazione di onde 3D in funzione con sonde di livello - (www.hrwallingford.com 2017)	41
Figura 26 - Schema generale del funzionamento dei generatori di onda analizzati - (Oliveira, et al. 2007)	41
Figura 27 - Schema traiettorie particelle in condizioni rispettivamente di acque basse, intermedie e profonde - (Dean e Dalrymple 1991)	42
Figura 28 - Esempio canale numerico realizzato	42
Figura 29 -Contaminazione da onda secondaria per scorretta generazione - (Y. Goda 1967)	43
Figura 30 - Esempio generatori d'onda 3D del tipo a pistone - (www.hrwallingford.com 2019)	44
Figura 31 - Convenzioni nomi su generatore di onde piano - (Hughes 1993)	44
Figura 32 - Canale 2D 26x2 m	48
Figura 33 - Canale 2D 26x2 m particolare mesh di 15mila elementi	48
Figura 34 - Onda 1 - Livello superficie libera a $x = 10m$	49
Figura 35 - Onda 1 - Velocità orizzontale [m/s] al tempo $t = 10.75 s$	49
Figura 36 - Onda 2 - Livello superficie libera a $x = 10m$	50
Figura 37 - Onda 2 - Velocità orizzontale [m/s] al tempo $t = 10.75 s$	50
Figura 38 - Onda Shoaling - geometria canale	52
Figura 39 - Onda Shoaling - Velocità orizzontale [m/s] al tempo $t = 12.5 s$	52
Figura 40 - Onda Shoaling - Velocità orizzontale [m/s] al tempo $t = 15 s$	52
Figura 41 - Onda Shoaling - Velocità orizzontale [m/s] al tempo $t = 17.25 s$	52
Figura 42 - Tipi di frangimento per diversi valori del parametro di frangimento ξ - (U. Tomasicchio 2011)	54
Figura 43 - Schema geometria canale numerico per studio frangiflutti sommersi	56
Figura 44 - Schema di dimensioni frangiflutti, arrivo delle onde da sx.	56
Figura 45 - Confronto tra le due sonde ondamentriche considerate	58
Figura 46 - Caso 1 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa	59
Figura 47 - Caso 1 - Analisi frangiflutti sommerso vista render ($t=16.5 s$)	59
Figura 48 - Caso 2 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa	59
Figura 49 - Caso 3 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa	59
Figura 50 - Caso 4 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa	60
Figura 51 - Caso 4 - Analisi frangiflutti sommerso vista render ($t=16.0 s$)	60

Figura 52 - Caso 5 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa	60
Figura 53 - Wave setup in presenza di frangiflutti sommersi - (Calabrese, Buccino e Vicinanza 2005)	61
Figura 54 - Schema frangiflutti sommerso forato implementato con misure in mm	62
Figura 55 - Influenza della permeabilità della struttura sommersa	63
Figura 56 - Confronto indipendenza dalla mesh - sonda 1	64
Figura 57 - Confronto indipendenza dalla mesh – sonda 3	64
Figura 58 - Esempio di barriera sommersa realizzata in Reefball - (www.reefballitalia.it 2019)	65
Figura 59 - Schema realizzazione barriera con reefball e nomenclature – adattamento da (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013)	65
Figura 60 - Comparazione tra Kt predetto e misurato sui dati utilizzati per calibrazione modello - (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013)	67
Figura 61 - Risultati analisi caso 1 - 2 Reefball	70
Figura 62 - Renderview velocità orizzontale - caso 1 - 2 Reefball (t=16.5 s)	70
Figura 63 - Risultati analisi caso 2 - 4 Reefball	70
Figura 64 - Renderview velocità orizzontale - caso 2 - 4 Reefball (t=16.5 s)	70
Figura 65 - Esempio modello fisico Reefball in laboratorio - (Del Vita 2016)	72
Figura 66 - Frangimento Collapsing - Canale	73
Figura 67 - Frangimento Spilling – Canale	73
Figura 68 - Frangimento Collapsing - Velocità orizzontale al tempo t= 12.5s	73
Figura 69 - Frangimento Collapsing - Velocità orizzontale al tempo t= 13.4s	74
Figura 70 - Frangimento Collapsing - Velocità orizzontale al tempo t= 14.25s	74
Figura 71 - Frangimento Spilling - Velocità orizzontale al tempo t= 13.5s	74
Figura 72 - Frangimento Spilling - Velocità orizzontale al tempo t= 18.0 s	74
Figura 73 - Frangimento Spilling - Velocità orizzontale al tempo t= 20.0 s	75
Figura 74 - Canale numerico 3D con dettagli mesh	78
Figura 75 - Shoaling 3D – Velocità orizzontale al tempo t = 14.50 s	79
Figura 76 - Shoaling 3D – Velocità orizzontale al tempo t = 16.50 s	79
Figura 77 - Shoaling 3D – Velocità orizzontale al tempo t = 17.70 s	79
Figura 78 - Esempio sonda livello superficie libera posta a x = 30m (d= 2.87m)	80
Figura 79 - Caso 2 - 4 Reefball 3D - Geometria e mesh delle superfici dell'analisi	81
Figura 80 - Caso 2 - 4 Reefball 3D - Istantanea temporale (t = 15.75 s)	82
Figura 81 - Caso 2 - 4 Reefball 3D - Livello superficie libera	82
Figura 82 - Frangiflutti inclinato 3D - Geometria e mesh delle superfici dell'analisi	84
Figura 83 - Analisi Frangiflutti inclinato – Livello superficie libera	85
Figura 84 - Analisi frangionde inclinato - Velocità orizzontale a t = 16.0 s	85

Indice delle tabelle

Tabella 1 – Dati erosione costiera 1960-2012 per regione	6
Tabella 2 - Condizioni di profondità relativa	34
Tabella 3 - Dati onde generate per validazione	48
Tabella 4 - Dati onda generata analisi di Shoaling	51
Tabella 5 - Confronto teoria shoaling con risultati modello numerico	53
Tabella 6 - Onda generata per studio di frangiflutti sommersi	55
Tabella 7 - Dimensioni frangiflutti simulati	56
Tabella 8 - Confronto K_t stimato da teoria con valore ricavato da analisi	58
Tabella 9 - Confronto influenza permeabilità della struttura	62
Tabella 10 - Dati geometrie analizzate	68
Tabella 11 - Confronto risultati teorici e numerici	71
Tabella 12 - Caratteristiche onda analisi 3D	78
Tabella 13 – Confronto risultati analisi e teoria Shoaling	80
Tabella 14 - Confronto risultati 2D, 3D e formulazione per la stima di K_t	82
Tabella 15 - Confronto risultati 2D, 3D e formulazione per la stima di K_t	85

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

In tempi recenti lo sviluppo di diverse tipologie di modelli numerici basati sugli elementi finiti, contemporaneamente alla grossa crescita della potenza computazionale dei computer, ha influenzato trasversalmente tutti i settori dell'ingegneria civile, facendo sì che oramai in numerosissimi campi la modellazione numerica ad elementi finiti sia parte essenziale ed integrante del lavoro effettuato dagli ingegneri.

Un campo di particolare interesse dell'ingegneria civile idraulica in cui ancora oggi non si ha spesso un utilizzo sistematico questa tipologia di modelli numerici nella comune progettazione è quello dell'idraulica marittima e costiera.

In particolare, nel presente elaborato si è voluta analizzare la possibilità di applicare un particolare modello numerico ad elementi finiti, chiamato *Particle Finite Element Method*, allo studio dei fenomeni di erosione costiera, causati dall'azione delle onde e delle correnti, ed in particolar modo allo studio delle varie soluzioni ingegneristiche che possono essere adottate per mitigarne gli effetti.

Per illustrare il fenomeno dell'erosione costiera è necessario prima definire cosa si intende per zone costiere. Queste, d'interfaccia tra l'idrosfera e la litosfera, sono costituite dalla parte interna della piattaforma continentale, dalla linea di costa e da una certa lunghezza dell'hinterland, con limitazioni più specifiche in base al fenomeno che si vuole studiare o osservare.

Le zone costiere, a differenza della maggior parte delle restanti terre emerse, non possono essere considerate come geologicamente statiche neanche in un lasso di tempo breve come

quello antropico. Si parla infatti di dinamicità della zona costiera, determinata da un delicato equilibrio tra diversi processi naturalmente presenti che possono tuttavia essere influenzati anche da opere realizzate dall'uomo, come la costruzione di bacini portuali o di opere di protezione costiera. All'interno di questi processi sono presenti sia quelli definibili come erosione costiera, cioè quelli che causano un arretramento della linea di spiaggia verso terra, che quelli di deposizione che causano un avanzamento verso mare della costa.

Di particolare interesse di studio nel campo della dinamica dei litorali è l'evoluzione delle coste basse o spiagge in quanto queste sono caratterizzate sia da una costante e veloce evoluzione, sotto l'azione delle onde e delle correnti, sia dall'avere oramai un immenso valore economico (basti pensare all'importanza del turismo balneare nelle regioni marittime Italiane ed Europee), paesaggistico ed ambientale. Una schematizzazione delle varie parti di una spiaggia è evidenziata in Figura 1.

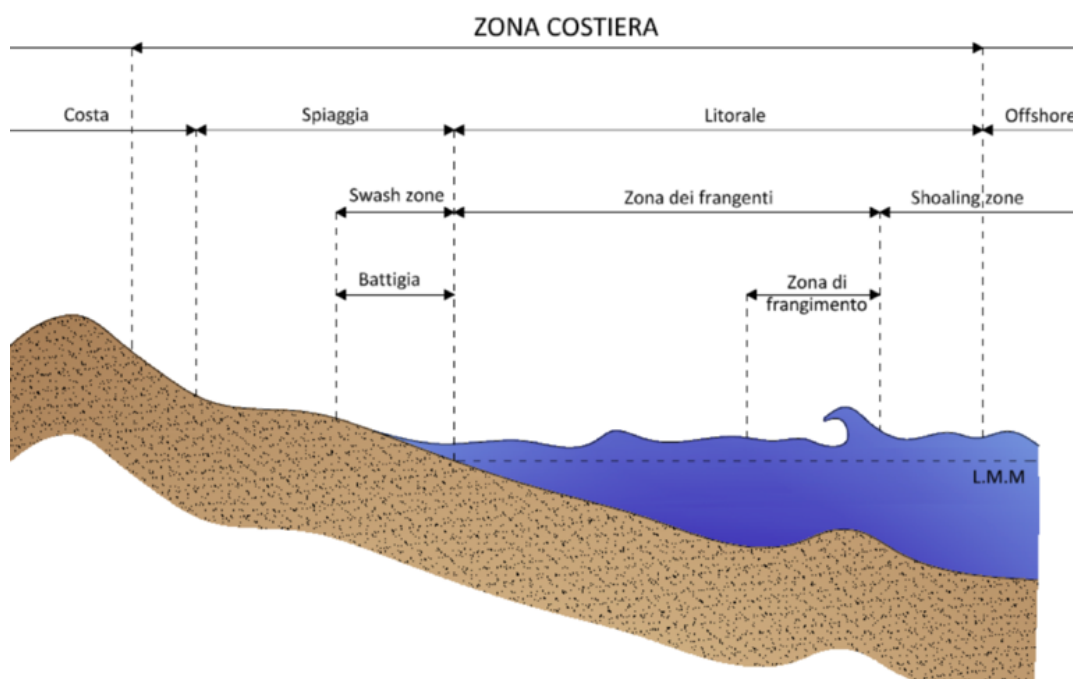


Figura 1 - Profilo trasversale tipico di una spiaggia - (Favaretto 2013)

L'aspetto prevalente della fase evolutiva e dinamica di un litorale è rappresentato dall'insieme dei fenomeni che determinano il movimento dei sedimenti nella parte attiva della spiaggia (emersa e sommersa).

Questi movimenti sono attribuiti all'azione del vento e delle maree sulla parte emersa della spiaggia mentre quelli sulla parte sommersa, di cui ci si è più interessati in questo elaborato,

sono legati alle azioni del moto ondoso, prima e dopo il frangimento, e a quello delle correnti che si generano nella zona costiera a causa della trasformazione del moto delle particelle liquide da oscillatorio (tipico della condizione di “acque profonde”) a traslatorio (tipico nella zona dei frangenti) come noto dalla classica teoria sulla propagazione delle onde nella zona dei frangenti per cui si rimanda a (U. Tomasicchio 2011).

È possibile affermare, in maniera sintetica, che il moto ondoso determina l’inizio del movimento e la messa in sospensione delle particelle che costituiscono la spiaggia mentre le correnti ne causano l’allontanamento dalla sua precedente posizione di equilibrio e quindi la vera e propria erosione. Inoltre, è possibile affermare che la maggior parte dell’erosione di una costa avviene durante le temporalmente brevi ma energicamente molto più intense mareggiate che colpiscono la stessa. Durante le più frequenti condizioni con onde di mare morto invece è spesso presente al contrario una deposizione di sedimenti che vengono spinti verso la riva.

Nella teoria della dinamica dei litorali il movimento del sedimento di spiaggia causato dal moto ondoso, per motivi di semplicità, viene studiato distinguendo rigidamente i movimenti trasversali da quelli longitudinali, anche se chiaramente i due tipi di trasporto avvengono contemporaneamente andando a creare un fenomeno molto complesso da studiare, date anche le elevate condizioni di turbolenza nella zona dei frangenti durante una mareggiata.

Lo scopo di questa tesi, come già citato brevemente, non è stato studiare direttamente la dinamica dei litorali ma bensì analizzare numericamente il comportamento di alcune delle tipologie di strutture costiere che vengono utilizzate per contrastarla.

Per fissare un’idea sulle grandezze fisiche in gioco si riporta la seguente semplice formula empirica per il calcolo dell’ordine di grandezza del volume dei sedimenti messi in sospensione e trasportati dall’azione delle onde da (Galvin e Cyril 1972) :

$$Q_{sl} = 1.646 \cdot 10^6 H_b^2 \quad (1.1)$$

Dove:

- Q_{sl} è la quantità lorda del trasporto di sedimenti lungo riva [m^3/s];
- H_b è l’altezza lorda dell’onda al frangimento [m].

Si noti come la seguente formulazione è da utilizzare soltanto per una primissima approssimazione in quanto non considera nessun fattore né sulla geometria della spiaggia né

sull'angolo di incidenza delle onde in arrivo bensì è stata semplicemente calibrata con dati ricavati da monitoraggi di varie spiagge negli Stati Uniti.

Si osserva quindi una dipendenza quadratica tra l'altezza d'onda e la quantità lorda di sedimenti trasportati, a favore dell'ipotesi prima discussa che la maggior parte dell'erosione costiera avvenga durante le maggiori mareggiate, anche se temporalmente brevi.

Addirittura, in più moderne equazioni che tentando di studiare il fenomeno considerando anche altri fattori come in (Departement of the army, U.S. Corps of engineers 1984), l'esponente assegnato all'altezza d'onda frangente è 2.5 aumentando ancora la relativa significatività degli eventi burrascosi più grandi.

Questa considerazione è alla base della realizzazione di tutte le strutture frangiflutti distaccate, di cui si parlerà in seguito, che proteggono la spiaggia dell'erosione facendo dissipare l'energia delle onde più alte in arrivo alla costa portandole al frangimento su di esse piuttosto che lasciarle continuare indisturbate verso le linee di costa.

1.1 Erosione costiera in Italia

Sempre col fine di dare un'idea generale dell'impatto che ha l'erosione costiera si sono voluti riportare degli esempi specifici sulla situazione di erosione delle coste in Italia.

È importante ricordare che l'Italia è uno dei paesi con più elevata estensione costiera al mondo con un totale di circa 7600 km divisi in maniera abbastanza uniforme tra coste alte e spiagge.

Secondo dati ISTAT (Istituto nazionale di statistica 2014) lungo queste coste sono presenti 644 comuni che risultano essere tra i più densamente popolati (oltre 400 ab/Km²). Complessivamente risiedono su comuni costieri oltre 17 milioni di abitanti, quindi circa il 28.4% della popolazione complessiva italiana.

Solamente questi numeri, senza considerare l'enorme afflusso turistico presente nella stagione estiva, ci fanno capire quanto economicamente devastante può rivelarsi l'erosione costiera per danni alle attività produttive, proprietà private ed infrastrutture presenti a ridosso della costa. Il problema è aggravato dal fatto che molte costruzioni presenti sul territorio costiero, antiche e recenti, sono state realizzate senza tenere assolutamente conto dei basilici principi di dinamica dei litorali ritrovandosi su zone altamente a rischio di erosione o addirittura sulle parti di

spiaggia che risentono delle naturali oscillazioni della linea di riva. Ad esempio come la struttura presente sulla spiaggia di Fregene riportata in Figura 2.



Figura 2 – Esempio di struttura realizzata in area demaniale - (www.ilfaroonline.it 2019)

Nella Figura 3, tratta da (C.N.R. 1984), è possibile visualizzare efficacemente i tratti della costa sosta interessati da fenomeni erosivi, sino alla data della pubblicazione.

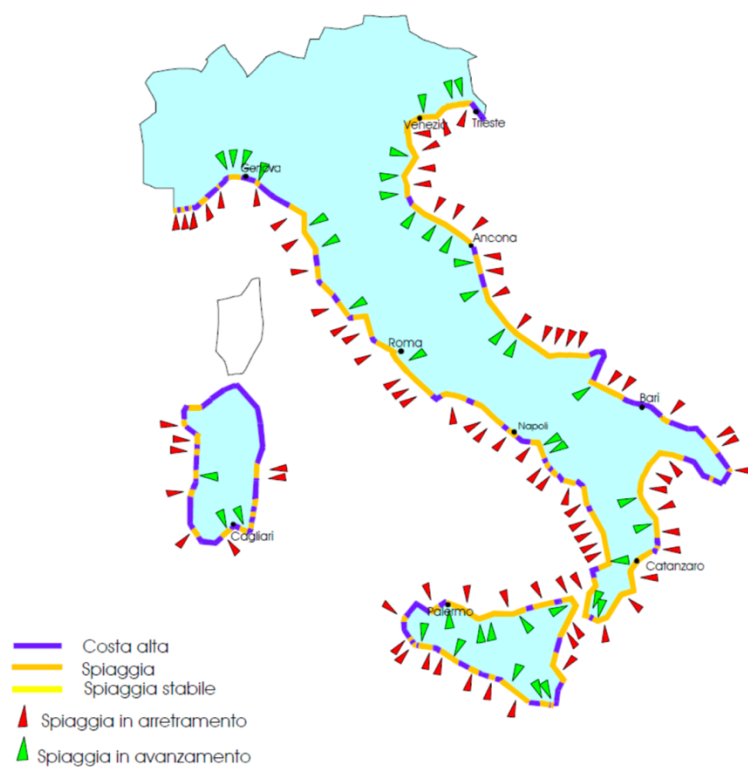


Figura 3 – Tendenze evolutive dei litorali Italiani - (C.N.R. 1984)

In (Ministero dell'ambiente 2017) si è evidenziato come in Italia, in un bilancio globale di confronto tra la condizione iniziale dell'anno 1960 e quella finale dell'anno 2012, lungo 1534 km di costa (23% della costa totale) si ha avuto erosione quantificabile in circa 92 km² complessivi. Lungo 1306 km di costa (19% del totale) si ha invece avuto deposizione per un totale avanzamento di circa 57 km². Si ha dunque un bilancio negativo di circa 35.3 km².

Nella successiva tabella si riassumono i dati raccolti nel rapporto per le singole regioni.

Tabella 1 – Dati erosione costiera 1960-2012 per regione

REGIONE	SUPERFICI [Kmq]		TRATTI COSTIERI [Km]		bilancio delle superfici [Kmq]
	arretramento	avanzamento	arretramento	avanzamento	
ABRUZZO	1,3	1,9	39,9	58,0	0,6
BASILICATA	2,0	1,5	20,0	19,8	-0,5
CALABRIA	12,3	9,1	342,2	237,6	-3,2
CAMPANIA	3,7	2,0	86,0	61,5	-1,7
EMILIA R	20,0	6,2	65,6	62,3	-13,8
FRIULI VG	1,1	3,2	32,1	50,5	2,1
LAZIO	2,4	4,9	77,3	131,4	2,5
LIGURIA	1,3	1,8	46,5	67,6	0,5
MARCHE	3,2	1,9	67,1	60,0	-1,3
MOLISE	1,5	0,7	14,5	19,5	-0,8
PUGLIA	4,3	3,7	128,2	121,7	-0,5
SARDEGNA	1,5	0,9	90,3	61,0	-0,5
SICILIA	13,4	5,9	365,9	187,9	-7,5
TOSCANA	6,1	5,2	88,7	87,0	-0,8
VENETO	17,9	7,5	70,0	80,7	-10,3
Totale complessivo	91,9	56,6	1534,4	1306,4	-35,3

Va notato come nei numeri riportati nella tabella precedente non si tiene conto del fatto che molti tratti di costa italiana sono già stati dotati di opere di protezione costiera o sono state

luogo di interventi di ripascimento, cioè di riporto artificiale di sabbia prelevata a largo dello stesso tratto di costa o portata via nave da aree più lontane per rimpiazzare il materiale allontanato da precedenti erosioni. Si deve quindi comprendere che se non fossero state adottate queste misure i risultati dell'erosione costiera sarebbero ancora più nefaste.

Nel rapporto del MATTM infine si ipotizza anche che l'acceleramento dei fenomeni erosivi costieri sia imputabile sia all'aumento del livello del mediterraneo negli ultimi anni e al ridotto apporto di sedimenti al mare da parte dei fiumi, visti che questi sono stati spesso canalizzati o perché, soprattutto negli anni del boom economico, molti erano stati usati per prelevare elevate quantità di inerti per l'edilizia.

In ogni caso, come ci sia aspetta, l'erosione non è stata ovunque uniforme ed infatti in alcuni punti è molto più catastrofica che in altri. Si riporta qui il caso di Eraclea Minoa, in passato famosissima località marina dell'agrigentino anche per l'importanza della sua pineta sul mare, confrontando la Figura 4 contenente una fotografia scattata nel 1986 con la Figura 5 rappresentante invece la spiaggia dopo una forte mareggiata recente con indicata anche la linea di costa dal 1986.



Figura 4 - Eraclea Minoa nel 1986 - (www.balarm.it 2017)



Figura 5 – Eraclea Minoa dopo una recente mareggiata - (www.vivicentro.it 2019)

In conclusione, un altro esempio che si vuole riportare, anche se esula parzialmente dagli argomenti trattati da questa tesi, è quello di come l'erosione costiera può essere molto influenzata da infrastrutture costruite sulla costa. Per esempio, un nuovo porto può creare una barriera per il flusso di sedimenti messi in sospensione dal moto ondoso e trasportati lungo una spiaggia in base alla direzione prevalente di arrivo delle onde.

Si osserva spesso un accumulo di materiale fine a monte del porto nel senso della corrente ed una grossa erosione localizzata a valle di esso come evidente dalla foto satellitare in Figura 6 rappresentante il porto di Margherita di Savoia in Puglia. In questo caso tra i due lati del porto si osserva una differenza della linea di costa di quasi 300 m e a valle dello stesso la linea di riva è quasi arrivata all'altezza delle abitazioni presenti che sono quindi poste ad elevato rischio.

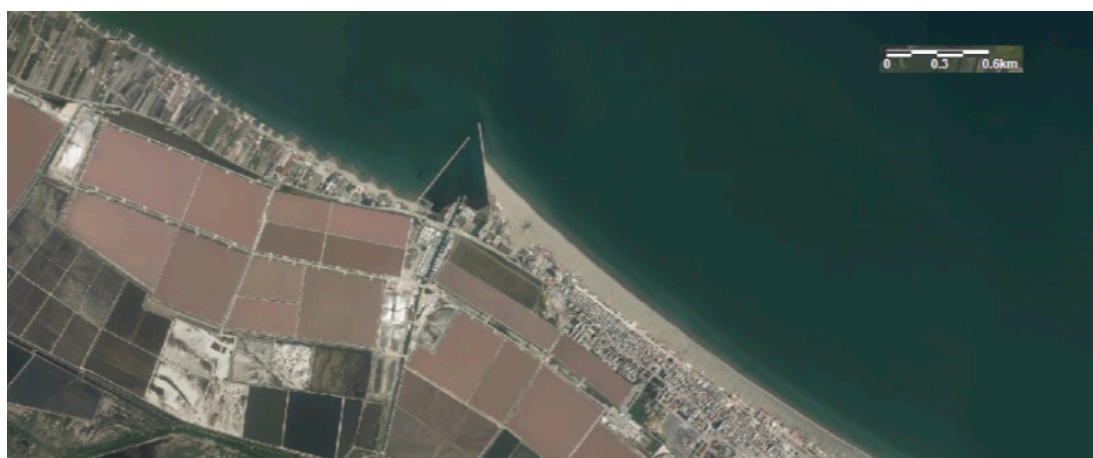


Figura 6 – Porto di Margherita di Savoia (Puglia) - (Ministero dell'ambiente 2017)

È quindi compito dei progettisti di queste opere di interessarsi al fenomeno di erosione costiera e di ricercare una soluzione progettuale che limiti l'impatto sulla normale condizione di traposto di sedimenti.

1.2 Elementi di protezione costiera

Nei casi in cui il prolungarsi dell'erosione costiera, se lasciata continuare indisturbata, possa mettere a repentaglio costruzioni umane di rilievo o comunque dove il valore ambientale o economico della spiaggia è elevato è necessario adottare una o più soluzioni per bloccare o comunque rallentare fortemente il fenomeno erosivo altrimenti, ricordando come la dinamica evolutiva di una spiaggia fa parte della natura della stessa, è possibile anche considerare di lasciare che la naturale erosione avvenga ed in caso provvedere alla demolizioni delle piccole strutture poste a rischio nella zona costiera.

In questo sotto capitolo si vuole quindi dare una breve revisione delle varie soluzioni applicabili per la protezione costiera con le relative problematiche di funzionamento e nel loro dimensionamento.

La prima difficoltà che un progettista spesso si trova ad affrontare è ovviamente quella di riuscire a modellare con successo la dinamica costiera del tratto d'interesse nello stato in essere. Questa operazione è al giorno d'oggi sempre più spesso effettuata con complessi modelli numerici, come in (Kozyrakis, et al. 2014), che cercano di simulare sia la messa in sospensione o meno del materiale fine presente sul fondale e poi di studiarne il relativo trasporto ed eventuale deposizione per precipitazione.

Allo stato attuale queste analisi, che cercano di rappresentare un fenomeno che evolve nello spazio-tempo, molto spesso riescono a dare solo informazioni qualitative o necessariamente basate su ipotesi semplicistiche. Il progettista deve quindi necessariamente porre molta cautela nell'effettuare un'interpretazione critica dei risultati per poter realmente capire la necessità o meno di un intervento di protezione costiera ed in caso vedere se ci sono particolari indirizzamenti verso una tipologia di soluzione.

Gli interventi di difesa costiera in letteratura possono essere macroscopicamente divisi in due categorie: duri (*hard*) o morbidi (*soft*). I primi sono rappresentati da tutte quelle tipologie di strutture protettive la cui principale funzione è quella di impedire, o limitare, l'azione erosiva

dell'onda; il secondo tipo di interventi, definiti anche ripascimenti, è rappresentato dal rifornimento artificiale alla spiaggia di sabbia per controbilanciare la quantità erosa precedentemente dall'azione del mare o anche per introdurre della sabbia più grossolana e quindi più stabile.

Tra gli interventi di tipo *hard* si ricordano:

1. le strutture di difesa aderenti;
2. le strutture di difesa disposte normalmente alla linea di riva;
3. le strutture di difesa distanziate parallele alla linea di costa.

La prima tipologia di interventi di tipo *hard* è mediamente rappresentata da interventi economici, come quello in pietrame o rip-rap presente in Figura 7, realizzati esclusivamente su tratti che già hanno sofferto di erosione, che però molto spesso non sono risolutivi e richiedono di frequente manutenzione soprattutto ai lati della protezione stessa e nella parte di spiaggia antistante l'opera, dove l'erosione può essere addirittura aumentata se la progettazione della struttura non è ottimale (come nel caso in foto) in quanto la presenza della struttura costringe il frangimento dell'onda sempre nelle vicinanze del suo piede. Se questo non si trova ad una profondità abbastanza elevata, per cui sul fondo l'azione dell'onda è significativamente smorzata, e non è rivestito adeguatamente da uno strato di filtro o geotessile, si può creare un'azione di zappamento al piede particolarmente pericoloso per la stabilità della struttura stessa in quanto verranno probabilmente allontanati i massi al piede.



Figura 7 – esempi di difesa costiera aderente – (www.oregonstate.edu 2019)

La seconda tipologia di strutture di difesa costiera, costruite normalmente alla riva, sono i pennelli frangiflutti di cui uno schema di esempio è riportato in Figura 8.

Questa tipologia di soluzione è d'interesse quando si ha la presenza di un elevato trasporto lungo riva di sedimenti della spiaggia sospesi da un attacco ondoso con direzione d'incidenza che si discosta molto dalla perpendicolarità.

In questi casi la costruzione di pennelli frangiflutti può risultare economica ed efficace per proteggere un tratto di costa; al contrario invece essi si rilevano quasi completamente inutili nel caso in cui l'attacco ondoso, e il relativo trasporto di sedimenti, sia prevalentemente di tipo frontale.

Bloccando il trasporto lungo riva dei sedimenti i pennelli, che possono essere realizzati con una mantellata di massi naturali o artificiali, riescono a creare anche un allungamento artificiale della spiaggia ma spesso questo va a scapito del tratto di costa sottoflutto rispetto a quello protetto, per cui in certi casi una soluzione di protezione costiera non risolve il problema dell'erosione ma bensì lo sposta, aggravandolo, altrove.

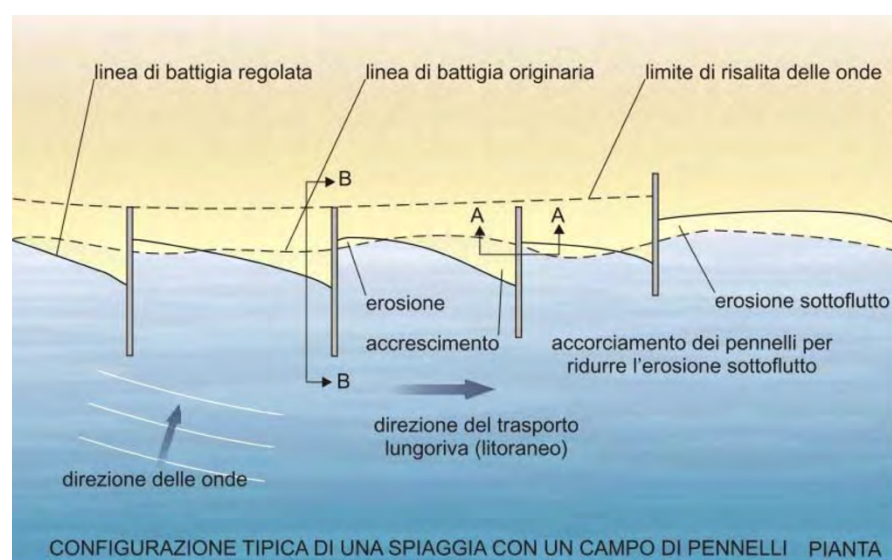


Figura 8 - Schema di funzionamento dei pennelli trasversali da (Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e Servizi Tecnici dello Stato 2007)

Infine, la terza tipologia di strutture per la protezione costiera è quella dei frangiflutti distanziati posti parallelamente alla linea di costa. Questi possono essere sia sommersi che emergenti e vengono posizionati normalmente via mare ad una certa distanza dalla linea di riva (mediamente in linea con una batimetrica di profondità compresa tra 1.5 m e 4 m).

Il principio di funzionamento di tali strutture è quello di obbligare l'onda a frangere sulla struttura stessa, appositamente realizzata a largo della costa da proteggere in modo da

dissipare una buona parte dell'energia posseduta dall'onda e quindi diminuire il suo rimanente potere erosivo. Si noti che teoricamente una tale soluzione riesce a proteggere dall'erosione una costa qualsiasi sia la direzione di attacco delle onde, a differenza dei pennelli.

In principio queste strutture vennero adottate soprattutto nella variante con cresta leggermente al di sopra del livello medio del mare (0.5 – 1 m) come evidente nell'esempio in Figura 9.



Figura 9 - Spiaggia protetta con frangiflutti distaccati emersi - (www.meteoweb.eu 2016)

Nel progettare queste strutture, come evidente anche dalla foto, è solito prevedere dei varchi intermedi, con un ordine di grandezza del 30% della lunghezza totale, sia per una questione di risparmio economico sia per permettere un ricambio d'acqua, che se non sufficiente potrebbe creare una rapida eutrofizzazione dell'acqua sottoflutto alla struttura di protezione con elevati danni sia ambientali, data la desertificazione da specie marine, sia economici per la perdita di attrattività della costa dal punto di vista turistico.

Tuttavia, vedasi (Robert 1992), il corretto dimensionamento dei varchi in base alle condizioni locali di onda e di profondità affinché garantiscano un sufficiente ricambio idrico senza però consentire un eccessivo attacco da parte delle onde è tutt'altro che banale. Si deve anche scongiurare che si possano avere formazioni di tomboli, cioè delle formazioni di sabbia che si deposita dietro al lato protetto dal frangiflutti distanziato collegandolo alla terra ferma, in quanto peggiorano notevolmente il ricircolo idrico oltre che bloccare la continuità della spiaggia.

Il processo di deposizione è illustrato in Figura 10, dove si indica qualitativamente che il rapporto tra la lunghezza del pezzo di barriera l e la distanza dalla linea media di costa s deve risultare $l/s > 0.5$ per evitarne la formazione.

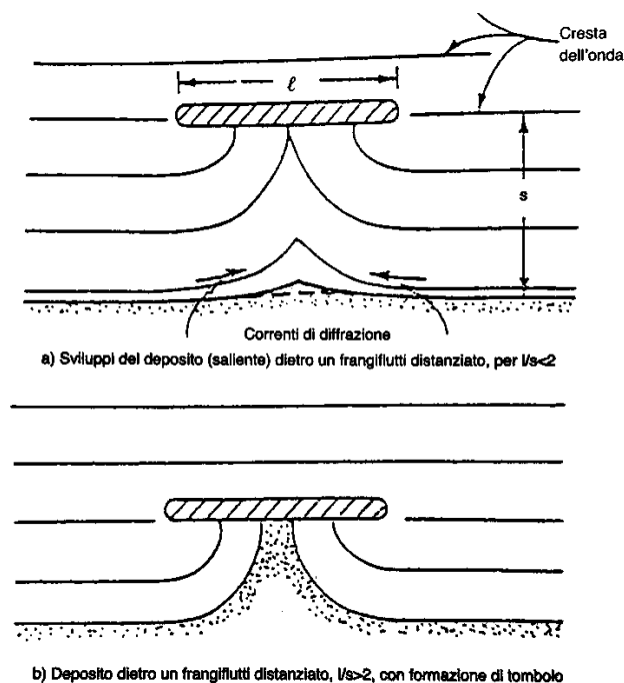


Figura 10 - Processo di formazione di un tombolo - (U. Tomasicchio 2011)

Poiché, come spiegato in precedenza, si vuole soprattutto limitare l'arrivo delle onde più alte, responsabili di gran parte dell'erosione, è possibile realizzare barriere franiglutti sommerse che causano il frangimento solo delle onde più alte e ripide lasciando invece inalterate le più piccole onde di mare morto, a favore al ricambio d'acqua interno senza la necessità di dover lasciare dei varchi considerata anche la presenza costante di un battente d'acqua libero.

Questa condizione è quindi molto benefica sia nei confronti dell'impatto visivo, poiché la struttura sommersa è sicuramente meno invasiva, sia dal punto di vista ambientale, in quanto un grande ricambio d'acqua generale è garantito sfavorendo i fenomeni di eutrofizzazione, che infine dal punto di vista della spiaggia in sé in quanto, a differenza della soluzione con struttura emersa, non vengono bloccati tutti gli eventuali sedimenti sospesi nelle onde di mar morto (*swell*) che quindi possono contribuire ad un naturale allargamento della spiaggia.

Inoltre, rispetto ai frangiflutti emersi, nei frangiflutti sommersi è molto minore sia la possibilità di formazione di tomboli che la possibilità di avere fenomeni erosivi localizzati come

quelli che si presentano nei varchi durante le mareggiate a causa delle correnti di ritorno verso largo (*rip currents*) che qui si concentrano, assumendo alte velocità e potere erosivo.

Per questi vantaggi elencati al giorno d'oggi la soluzione con frangiflutti sommersi è quella su cui hanno più interesse sia i progettisti che la ricerca e su questa cresta anche il nostro lavoro si è maggiormente basato. Un esempio di applicazione è riportato in Figura 11 ed uno schema della tipica sezione trasversale con le convenzioni adottate (profondità d , sommergenza h e larghezza della cresta B) nella Figura 12.



Figura 11 - Esempio di applicazione di barriera frangiflutti sommersa a Follonica - (www.grossetonotizie.it 2013)

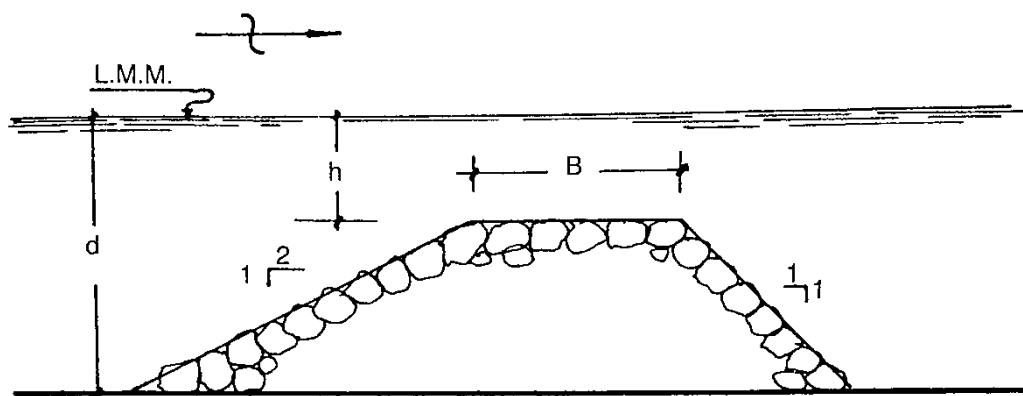


Figura 12 – Sezione frangiflutti sommerso con definizione parametri - (U. Tomasicchio 2011)

Le esperienze ricavate dal monitoraggio dei vari frangiflutti sommersi per protezione costiera già realizzati sono incoraggianti. In molti casi si è riusciti ad ottenere un buon risultato per quanto riguarda la protezione della spiaggia sottoflutto dall'erosione senza aver causato un

eccessivo impatto visivo e ambientale. Addirittura, utilizzando alcune tipologie strutturali come i Reefball™ (sotto capitolo 3.4), è possibile avere anche un significativo popolamento di pesci e coralli sulla barriera (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013).

In altri casi tuttavia si sono riscontrati dei risultati negativi inaspettati che dimostrano come un corretto dimensionamento di questa tipologia di protezione costiera sia tutt'altro che banale. Particolarmente famosi in letteratura sono i monitoraggi effettuati da Dean (Dean, Chen e Browder 1997) su un tratto di litorale di 10 km sulla costa della Florida orientale in cui solo il tratto intermedio di circa 1.3 km era stato difeso con una barriera a scogliera con sommergezza di 1.5 m e basata su un fondale di 3 m.

Le modificazioni del fondale sono state monitorate con cadenza stagionale tramite delle campagne di misura batimetriche dal 1992 al 1995. Il preannunciato risultato inaspettato è stato che la barriera sommersa ha incrementato l'effetto erosivo delle onde sul tratto di spiaggia che voleva invece essere protetta infatti la linea di spiaggia lungo questo tratto è risultata, alla fine del periodo di monitoraggio, visibilmente più arretrata dei tratti che non erano stati protetti.

Una possibile causa individuata è stata che la barriera realizzata è risultata poco efficace nel limitare l'altezza d'onda, e conseguentemente l'energia da essa trasportata, che riusciva a passare a tergo di essa (infatti durante le mareggiate l'onda osservata oltre la barriera risultata avere un'altezza solo del 5% - 15% minore dell'onda incidente sulla struttura) ma comunque essa creava una maggiore turbolenza localizzata rispetto ai tratti non protetti in cui il frangimento dell'onda avveniva più progressivamente.

1.3 Dimensionamento dei frangiflutti sommersi

Per dimensionare la struttura sono necessari sia dei dati geometrici della spiaggia, ottenibili attraverso rilievi specifici del fondale in grado di fornire le batimetrie in ogni punto, che del clima ondoso in arrivo in essa, in modo da poter definire una o più onde di progetto.

1.3.1 Caratteristiche dell'onda di progetto

Per decidere che periodo di ritorno T_r considerare per la condizione di onda in acque profonde di progetto, a meno di specifiche richieste da normativa, si condurrà un'analisi costi-benefici sulla vita utile dell'opera, analizzando sia il costo iniziale dell'opera (aumenta se T_r aumenta)

che il costo atteso dalle riparazioni necessarie a causa del rischio di danneggiamento dell'opera per arrivo di un'onda più grande di quella di progetto (diminuisce se T_r aumenta).

Detta analisi non è ovviamente negli scopi di questa tesi quindi qui si assumerà una condizione di onda in acque profonde di progetto fornendo il suo periodo T [s] e la sua altezza d'onda a largo H [m]. Sarà da queste possibile calcolare la lunghezza d'onda L [m] con la seguente formula:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (1.2)$$

Dove:

- g è l'accelerazione di gravità, assunta pari a 9.806 [m^2/s];
- T è il periodo d'onda [s];
- d è la profondità [m].

Sarà poi necessario ricavare l'altezza d'onda al piede della struttura H_i propagando l'onda sino alla al punto in cui essa è presente. Infatti quando un'onda arriva dal largo in acque più basse per cui non vale più la condizione di acque profonde (*deep water*), cioè per cui la profondità $d < \frac{1}{2}L$, essa inizia ad avvertire la presenza del fondale ed essere influenzata dalle variazioni di questo. In particolare i fenomeni che si osservano, causati entrambi dal fatto che sia la celerità di gruppo delle onde c_g [m/s] che la lunghezza d'onda diminuiscono più diminuisce la profondità, sono due: la rifrazione e lo shoaling, di cui un esempio è riportato in Figura 13.

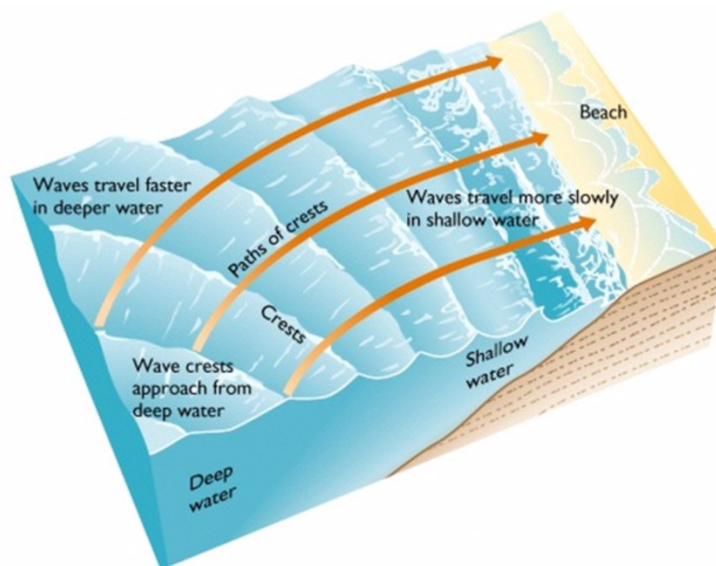


Figura 13 - Fenomeni di shoaling e rifrazione - (www.hawaii.edu 2010)

La rifrazione tende ad allineare le creste d'onda alla linea di riva, in maniera più significativa più il fondale è con inclinazione piccola e regolare. Su questo fenomeno non ci si è particolarmente soffermati in questa sede in quanto sia le normali metodologie di dimensionamento dei frangiflutti sommersi sia le analisi che sono state successivamente eseguite ipotizzano che le onde arrivino perfettamente perpendicolari alla struttura.

Il secondo fenomeno è invece molto rilevante anche per il caso in oggetto. Studiando un'onda che si propaga da largo normalmente alla riva tra un punto A, con profondità d_A , ed un punto B, con profondità d_B , se si assume di poter trascurare le dissipazioni d'energia per attrito al fondo, si avrà che il flusso di energia P [(J m)/s] tra le due sezioni deve rimanere costante:

$$P_A = E_A \cdot c_{gA} = \frac{1}{8} \rho g H_A^2 c_{gA} = P_B = E_B \cdot c_{gB} = \frac{1}{8} \rho g H_B^2 c_{gB} \quad (1.3)$$

Dove:

- ρ è la densità dell'acqua di mare, considerata 1035 Kg/m³
- E [J] è l'energia d'onda, che dalla classica teoria lineare risulta essere pari a $\frac{1}{8} \rho g H^2$
- c_g [m/s] è la velocità di gruppo dell'onda nella specifica sezione, stimabile come segue:

$$c_g = n c = 0.5c \left(1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right) \quad (1.4)$$

Dove k [m⁻¹] è il numero d'onda, calcolato come $= 2\pi/L$.

Si è sviluppato un modello per risolvere iterativamente il problema implicito composto dalle equazioni (1.2), (1.3) ed (1.4). L'altezza d'onda incidente sul frangiflutti ricavata sarà ora indicata come H_i [m].

Data l'onda di progetto in arrivo alla struttura (H_i) si vorrà avere che soltanto una sua quota parte riesca a proseguire al di là del frangiflutti, detta altezza d'onda trasmessa H_t [m], in modo da diminuire in maniera sufficiente il potere erosivo da essa posseduto.

Verrà definito coefficiente di trasmissione K_t il rapporto H_t/H_i compreso sempre tra 0 ed 1. In particolare, in base alla definizione stessa del coefficiente di trasmissione, si avrà:

- Per una struttura con alta capacità protettiva avrà un valore di K_t basso ($H_t \ll H_i$)
- Per una struttura poco efficace avrà valore di K_t quasi unitario ($H_t \approx H_i$)

La diminuzione dell'altezza d'onda trasmessa dopo la barriera sommersa, e conseguentemente dell'energia da essa trasportata, è dovuta sia ad una parziale riflessione verso largo che si avrà sulla barriera ma principalmente dalle dissipazioni dovute al frangimento dell'onda che la barriera le impone al suo passaggio.

1.3.2 Stima del coefficiente di trasmissione K_t

Il dimensionamento dei frangiflutti sommersi per protezione costiera punta ad ottenere una certa riduzione dell'altezza d'onda trasmessa e quindi, in base alla definizione fatta precedentemente, ad avere un certo valore del coefficiente di trasmissione K_t di progetto.

Per garantire tale condizione la pratica ingegneristica tutt'ora si basa spesso sull'utilizzo di metodi grafici sviluppati tramite interpolazione ed estrapolazione di risultati di modelli fisici su canale in laboratorio. Questi metodi di dimensionamento hanno evidentemente un largo margine d'errore soprattutto se la geometria dell'insieme spiaggia-frangiflutti che si vuole dimensionare è diversa da quelle modellate in scala in laboratorio o se l'attacco prevalente delle onde che ci si aspetta non è perpendicolare, in quanto questo è ovviamente l'unico che si può testare in un canale fisico 2D utilizzato per la gran maggioranza dei casi.

Un esempio di modello grafico da (Y. Goda 1969) è riportato in Figura 14.

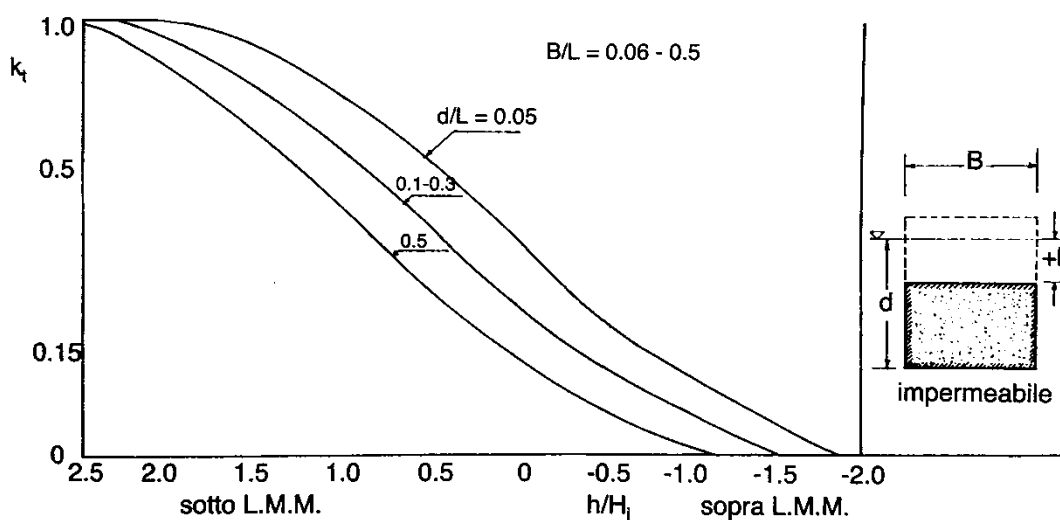


Figura 14 - Esempio di metodo grafico per stima Coefficiente di trasmissione - (U. Tomasicchio 2011)

Un più moderno metodo sviluppato negli ultimi anni che sfrutta la teoria dell'adimensionalizzazione è quello di Goda (Goda e Ahrens, New formulation of wave transmission over and through low-crested structures 2008) , valido sia per frangiflutti sommersi che leggermente emergenti. Questo è stato calibrato inizialmente sui risultati di 851 simulazioni su modelli fisici diversi e successivamente ricalibrato da (Tomasicchio e D'alessandro 2013) su 3327 diverse simulazioni su modelli fisici in canale da 33 dataset diversi tra i quali erano presenti sia strutture realizzate in gettata di massi naturali o artificiali e altre impermeabili massive in calcestruzzo. In questa sede si riportano solamente le formule risultanti da questa nuova e più ampia calibrazione.

Il processo sviluppato dagli autori citati, basato sul teorema Π o di Buckingham, ipotizza che il coefficiente di trasmissione sia esprimibile con una funzione del genere:

$$Kt = \frac{Ht}{Hi} = f\left(\frac{h}{Hi}, \frac{Hi}{L}, \frac{B_{eff}}{L_0}, \frac{Hi}{D_{eff}}, \frac{d}{Hi}\right) \quad (1.5)$$

Dove, oltre alle variabili già indicate in questo capitolo:

- L [m] è la lunghezza d'onda per la profondità al piede della struttura;
- L_0 [m] è la lunghezza d'onda in acque profonde;
- B_{eff} [m] è la larghezza effettiva, stimata come $(4 \cdot B_{cresta} + B_{piede})/5$;
- D_{eff} [m] è il diametro nominale dei massi in cui è composta la barriera nel caso questa sia realizzata tramite un'opera a gettata, altrimenti se la struttura è monolitica impermeabile si considererà D_{eff} pari a 0 m.

Detto ciò nel metodo in questione si sceglie di studiare separatamente la quantità di onda trasmessa per passaggio di acqua al di sopra della struttura (*overtopping*) è quella che deriva dal passaggio di acqua internamente alla struttura stessa per filtrazione (*through*). Si definiscono quindi i coefficienti di trasmissione parziali Kt_{over} e Kt_{thru} rispettivamente per i due fenomeni.

Questi vengono stimati con le seguenti formule empiriche, in primis per Kt_{thru} :

$$Kt_{thru} = 1 / \left[1 + C \left(\frac{Hi}{L} \right)^{0.5} \right]^2 \quad (1.6)$$

$$C = 3.450 \left(\frac{B_{eff}}{D_{eff}} \right)^{0.65} \quad (1.7)$$

Per quanto riguarda il coefficiente per passaggio Kt_{over} :

$$Kt_{over} = \max \left\{ 0, (1 - \exp [a \left(-\frac{h}{Hi} - Rc_0 \right)]) \right\} \quad (1.8)$$

$$Rc_0 = \begin{cases} 1.0 & \text{se } D_{eff} = 0 \\ \max \left[0.6, \min \left(0.8, \frac{Hi}{D_{eff}} \right) \right] & \text{se } D_{eff} > 0 \end{cases} \quad (1.9)$$

$$a = 0.248 \exp \left[-0.384 \ln \left(\frac{B_{eff}}{L_0} \right) \right] \quad (1.10)$$

Infine è possibile collegare i due contributi con la seguente formula:

$$Kt = \sqrt{Kt_{over}^2 + K_h^2 Kt_{thru}^2} \quad (1.11)$$

$$K_h = \min \left[0.8, \frac{d-h}{d+Hi} \right] \quad (1.12)$$

Si noti come comunque per strutture sommerse Kt_{over} è di solito molto maggiore di Kt_{thru} e quindi, considerato che il risultato finale è la radice della somma dei quadrati, si può approssimare che $Kt = Kt_{over}$, mentre in strutture a sommergenza nulla o addirittura emerse, intuitivamente, avendo meno passaggio di acqua al di sopra della struttura il coefficiente di trasmissione per filtrazione assume un peso significativo.

1.3.3 Limiti attuali

La formulazione precedentemente descritta, come evidente nella in Figura 15 cui si confrontano i risultati del Kt predetto dal metodo con quello osservato in laboratorio per tutte le simulazioni usate per calibrazione, ha un'accuratezza sufficiente solo per dare delle linee guida per un livello di progettazione preliminare anche se, come è stato specificato, è quella più avanzata e di valenza generale dato il numero elevatissimo di test su modelli fisici sul quale è basata.

Si nota infatti che anche tra gli stessi dati usati nella calibrazione (e sui quali quindi ci si aspetta un risultato migliore) in molti casi errori di predizione abbastanza rilevanti ($r^2=0.81$).

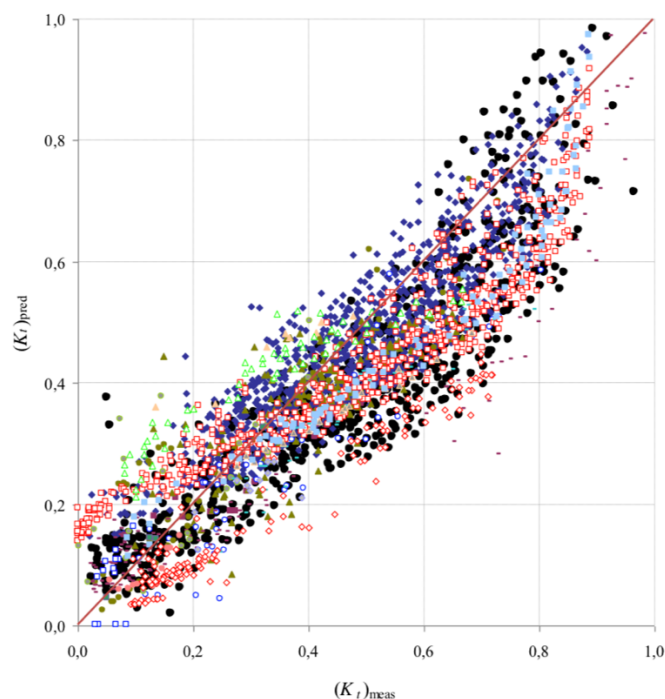


Figura 15 -Comparazione tra coefficiente di trasmissione predetto e misurato - (Tomasicchio e D'alessandro 2013)

Allo stato attuale è quindi ancora caldamente consigliato, negli stage più avanzati della progettazione, di verificare con un modello fisico in canale la scelta progettuale che si vuole portare avanti. È evidente come questa operazione rappresenti un grosso aggravio sia nei costi che nei tempi della progettazione.

Un'altra limitazione che si può far notare è che la formulazione illustrata non tiene conto dell'angolo di arrivo del fronte d'onda in quanto è stata basata solamente su modelli fisici in canale (*wave flume*) e cioè sui quali necessariamente il fronte dell'onda è parallelo alla struttura del frangiflutti. Per studiare gli effetti di un attacco non perfettamente frontale ci si deve basare su modelli fisici ad hoc in grandi vasche tridimensionali (*wave tank*) con capacità di generare onde da varie angolature delle quali, a causa degli elevatissimi costi di costruzione e funzionamento, sono presenti pochissimi esempi a livello italiano ed addirittura europeo e quindi evidentemente non è possibile utilizzarle se non per progetti di protezione costiera di grandissima entità.

Per tutte le motivazioni sopra elencate si è quindi ritenuto interessante provare a sviluppare un modello numerico, per studiare il fenomeno di interazione tra un'onda in arrivo verso la spiaggia ed una struttura come un frangiflutti sommerso.

CAPITOLO 2

MODELLO

UTILIZZATO

In questo capitolo si riassumeranno le basi teoriche e lo schema di implementazione del modello numerico utilizzato per lo studio di frangiflutti sommersi.

L'approccio numerico, sviluppato da un gruppo di ricerca del DICA del Politecnico di Milano ed implementato tramite un codice in linguaggio Fortran, si basa sul metodo "Particle finite element" per modellare problemi con fluidi (newtoniani e non) a superficie libera e di interazioni fluido struttura. Il metodo in questione si basa su un approccio lagrangiano esplicito, per fluidi debolmente comprimibili, come può essere assunta l'acqua.

Verranno poi illustrate le modifiche ad apportate per poter essere utilizzato per problemi di idraulica marittima con le relative nozioni teoriche alla base delle scelte effettuate. Infine, verranno riportati dei significativi esempi di validazione rispetto a risultati teorici aspettati.

Per informazioni aggiuntive sulle basi teoriche dell'approccio numerico utilizzato si rimanda ai seguenti articoli: (Cremonesi, et al. 2017), (Meduri, et al. 2018).

2.1 Particle Finite Element Method (PFEM)

Il cosiddetto *Particle Finite Element Method* o PFEM è un metodo recentemente sviluppato per lo studio di fenomeni di interazioni fluido-struttura (FSI) e problemi fluido dinamici, soprattutto quelli con presenza di superfici libera a veloce evoluzione. Ad esempio,

uno dei primi problemi per cui si è provato ad utilizzare questo metodo è stato lo studio del frangimento delle onde marine in (Idelson, Onate e Del Pin 2004).

In generale i metodi numerici per lo studio di fenomeni fluidodinamici possono essere di 3 diverse categorie: Euleriani, Lagrangiani ed arbitrari Euleriani-Lagrangiani.

Nell'approccio Euleriano il problema fluido dinamico è studiato su una mesh fissa attraverso la quale il fluido si muove. Questa formulazione è quella predominante per lo studio di fluidi che si muovono all'interno di un dominio chiuso, come ad esempio il moto in pressione all'interno di una condotta. Per lo studio di fenomeni a superficie libera che evolve nel tempo secondo questa formulazione è invece indispensabile usare degli specifici algoritmi di *surface tracking* per seguirne l'evoluzione.

Al contrario nell'approccio Lagrangiano si discretizza il dominio con una mesh che segue il movimento delle particelle in analisi. Questo approccio, per la stessa modalità in cui è definito, rappresenterà intrinsecamente le modificazioni del dominio stesso ed è alla base della quasi totalità dei classici metodi ad elementi finiti strutturali.

Infine, parlando solamente dei modelli di interazione fluido struttura, è possibile ricordare avere anche una terza categoria mista dell'approccio arbitrario Euleriano-Lagrangiano.

La formulazione Lagrangiana utilizzata nei PFEM è particolarmente conveniente quindi per lo studio di moti a superficie libera per la già ricordata capacità di rappresentare direttamente le modificazioni del dominio. Inoltre, questa formulazione è molto adatta a rappresentare problemi di interazioni fluido-struttura, soprattutto nel caso in cui ci si aspettino grandi deformazioni strutturali. Infatti, un PFEM può essere descritto anche come un normale FEM con frequente remeshing per cui l'accoppiamento con i classici metodi ad elementi finiti strutturali è notevolmente facilitato. In (Meduri, et al. 2018) si è sviluppato con successo l'accoppiamento del metodo qui presentato con il codice ad elementi finiti commerciale Abacus per la parte strutturale.

La scelta di considerare dei fluidi debolmente comprimibili anche in un metodo che servirà per trattare problemi a superficie libera deriva da molteplici fattori.

In primis si deve ricordare come, anche in tutti i casi tipicamente studiati come incomprimibili, esista in realtà una leggera comprimibilità definita dalla velocità di propagazione delle onde di dilatazione (o del suono) che tenderebbe ad infinito nel caso in cui il fluido fosse realmente incomprimibile. L'effetto della comprimibilità in un problema di

meccanica dei fluidi è caratterizzabile dal numero adimensionale di Mach, concettualmente rappresentante il rapporto tra le forze d'inerzia e le forze di comprimibilità, definito come segue:

$$Ma = \frac{|V|}{c} \quad (2.1)$$

Dove:

- $|V|$ è il modulo della velocità del fluido [m/s]
- c è la velocità del suono nel fluido considerato, calcolabile come $\sqrt{K/\rho}$ dove K è la comprimibilità o modulo di Bulk [Pa] e ρ la densità [kg] dello stesso. Nel caso dell'acqua questo valore risulta essere pari a circa 1450 m/s.

Nel caso in cui il valore del numero di Mach sia molto minore di uno il liquido avrà un comportamento praticamente assimilabile all'incomprimibile e quindi anche nel modello utilizzato si osserverà un simile comportamento. Nella pratica si è soliti considerare, almeno in prima approssimazione, come incomprimibile un fenomeno se il valore del numero di mach è minore di 0.3.

In ogni caso il vero vantaggio di utilizzare un risolutore che contempli sempre una leggera comprimibilità dei fluidi in analisi è puramente di natura numerica: infatti permette di evitare di risolvere un problema alla Poisson. Infatti, nella formulazione incomprimibile, l'equazione di continuità costituisce un vincolo sulla velocità e combinandola con l'equazione di conservazione della quantità di moto si ottiene un'equazione riconducibile all'equazione di Poisson per la pressione che notoriamente dà problemi nel campo delle soluzioni numeriche.

Infine, come detto precedentemente, utilizzando un metodo lagrangiano qual è il PFEM ci si aspetta che la mesh, muovendosi i nodi seguendo la velocità reale del fluido, vada distorcendosi in maniera evidente. Per questo motivo viene introdotto un indicatore qualitativo della distorsione della mesh β , definito come segue:

$$\beta = \frac{1}{N_{el}} \sum_{e=1}^{N_{el}} \sqrt{3} \frac{R_e}{h_e} \quad (2.2)$$

Dove: N_{el} è il numero degli elementi presenti nella mesh, h_e è la distanza minima tra due nodi dell'elemento ed R_e è il raggio del circumcerchio.

Quando questo indicatore raggiunge un valore soglia, indicando che la mesh è deteriorata significativamente, una nuova mesh, partendo dalle nuove posizioni dei nodi, è creata sfruttando l'algoritmo della triangolazione di Delaunay, che ha la caratteristica di creare dei triangoli più equilateri possibili e di essere indipendente dal punto di partenza nella triangolazione (Wikipedia foundation 2019). Per rispettare poi i limiti interni ed esterni e per identificare come tale la superficie libera viene utilizzato un metodo basato sul parametro *Alpha Shape* basato sull'eliminazione dei singoli elementi più distorti e non necessari (Edelsbrunner e Mucke 1994). Un esempio della procedura illustrata è presentato nella Figura 16.

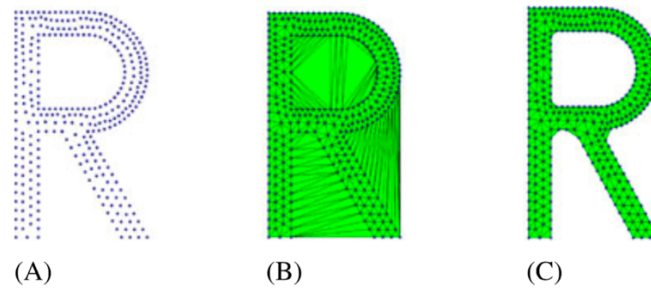


Figura 16 – Triangolazione: da un set di nodi discreti (A) applicazione della triangolazione di Delaunay (B) e del metodo alpha shape (C) - (Meduri, et al. 2018)

2.1.1 Formulazione matematica del problema

Si consideri Ω_t dominio in evoluzione nell'intervallo temporale $[0, T]$. Nella configurazione iniziale Ω_0 si definisce \mathbf{X} la posizione delle particelle. La posizione delle particelle \mathbf{x} al tempo t può essere espressa come $\mathbf{x} = \mathbf{x}(\mathbf{X}, t)$.

Si definiscono i seguenti campi: il campo di velocità $\mathbf{u} = \mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$, il campo di densità $\rho = \rho(\mathbf{x}, t)$, il tensore di sforzo di Cauchy $\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t)$ ed il campo di pressione $p = p(\mathbf{x}, t)$. Date queste convenzioni le equazioni di moto di un fluido comprimibile possono essere definite come:

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho(\nabla_{\mathbf{x}} \cdot \mathbf{u}) = 0 \quad \text{in } \Omega_t \times [0, T] \quad (2.3)$$

$$\rho \frac{d\mathbf{u}}{dt} = \nabla_{\mathbf{x}} \cdot \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{b} \quad \text{in } \Omega_t \times [0, T] \quad (2.4)$$

Dove \mathbf{b} sono le forze di volume nella configurazione corrente e l'operatore differenziale gradiente è indicato come ∇_x . La prima equazione rappresenta la conservazione della massa mentre la seconda rappresenta la conservazione della quantità di moto.

In tensore di sforzi di Cauchy può essere diviso in parte isotropa e parte deviatorica:

$$\boldsymbol{\sigma} = -p\mathbf{I} + \boldsymbol{\tau} \quad (2.5)$$

Dove \mathbf{I} è il tensore identità e $\boldsymbol{\tau}$ è il tensore degli sforzi deviatorici. Per poter definire un problema ben posto è necessario dare un opportuno insieme di condizioni al contorno ed iniziali:

$$\mathbf{u}(\mathbf{X}, t = 0) = \mathbf{u}_0 \quad \text{in } \Omega_0 \quad (2.6)$$

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \bar{\mathbf{u}}(\mathbf{x}, t) \quad \text{on } \Gamma_D \times [0, T] \quad (2.7)$$

$$\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{h}(\mathbf{x}, t) \quad \text{on } \Gamma_N \times [0, T] \quad (2.8)$$

$$\rho(\mathbf{X}, t = 0) = \rho_0 \quad \text{in } \Omega_0 \quad (2.9)$$

Dove:

- $\mathbf{u}_0, \bar{\mathbf{u}}, \mathbf{h}$ and ρ_0 sono funzioni assegnate delle condizioni iniziali o al contorno
- \mathbf{n} è la normale uscente al contorno definito $\Gamma_T = \partial\Omega_t$
- Γ_T è il contorno totale, suddiviso in due parti che non intersecanti Γ_N e Γ_D , rispettivamente quelle in cui si ha una condizione a contorno di Newman o di Diriclet, tali che $\Gamma_N \cup \Gamma_D = \Gamma_T$ e che $\Gamma_N \cap \Gamma_D = \emptyset$.

Se si considera, come si è fatto in questa tesi visto che si sono modellati problemi in cui la fase liquida era solamente composta da acqua marina, che il fluido in analisi appartenga alla categoria dei fluidi newtoniani si avrà un legame costitutivo tra lo sforzo deviatorico $\boldsymbol{\tau}$ ed la deformazione deviatorica $\boldsymbol{\varepsilon}$ direttamente dipendete dalla viscosità del fluido μ con la seguente relazione:

$$\boldsymbol{\tau} = 2\mu\boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.10)$$

In cui $\boldsymbol{\varepsilon}$ viene definito come:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2}(\nabla_x \mathbf{u} + \nabla_x \mathbf{u}^T) - \frac{1}{3}(\nabla_x \cdot \mathbf{u})\mathbf{I} \quad (2.11)$$

Il modello costitutivo implementato ha anche la possibilità di modellare fluidi con comportamenti non newtoniani ma, in quanto non si sono sviluppate analisi con fluidi diversi dall'acqua, si rimanda a (Meduri, et al. 2018) per informazioni a riguardo.

Essendo affrontato il problema considerando il fluido come debolmente comprimibile è necessario introdurre un'equazione di stato adeguata che correli la densità alla pressione presente (e viceversa) per completarne la corretta definizione. Si è utilizzata un'equazione che permette di utilizzare un'integrazione temporale esplicita che si è dimostrata essere affidabile e molto veloce per complessi modelli idrodinamici, come evidenziato in (Dovreb, Kolev e Rieben 2012) ed in (Scovazzi, et al. 2007).

In particolare l'equazione utilizzata, nota come equazione di Tait, considera solamente problemi isotermi e quindi lega direttamente pressione P e densità ρ . Essa è esprimibile come segue (Farhat, Rallu e Shankaran 2008):

$$p(\rho) = p_0 + K \left[\left(\frac{\rho}{\rho_0} \right)^\gamma - 1 \right] \quad (2.12)$$

Dove, oltre ai termini già definiti nello stesso paragrafo:

- p_0 e ρ_0 rispettivamente pressione e densità in un valore di riferimento
- γ è un coefficiente nel nostro caso assunto sempre pari a 7

Per discretizzare nello spazio le equazioni di conservazione della massa (2.3) e di conservazione della quantità di moto (2.4) si è utilizzato un approccio standard alla Galerkin. Si definiscono inoltre S^u lo spazio dei valori ammissibili per le variabili di velocità e S^p lo spazio dei valori ammissibili per le variabili di pressione. Inoltre, si definiscono S_0^u ed S_0^p i corrispondenti spazi test compatibili con le condizioni al contorno omogenee.

Si è quindi considerata la formulazione debole dell'equazione di conservazione della quantità di moto (2.4) usando un vettore di funzioni test $\mathbf{w} \in S_0^u$ ed integrando sul dominio Ω . Dopo alcuni passaggi matematici, si vede (Cremonesi, et al. 2017), si arriva alla seguente espressione:

$$\int_{\Omega_t} \mathbf{w} \cdot \rho \frac{d\mathbf{u}}{dt} d\Omega = \int_{\Omega_t} p(\nabla_x \cdot \mathbf{w}) d\Omega - \int_{\Omega_t} 2\mu \nabla_x \mathbf{w} : \boldsymbol{\varepsilon} d\Omega + \int_{\Omega_t} \mathbf{w} \cdot \rho \mathbf{b} d\Omega + \int_{\Gamma_t} \mathbf{w} \cdot \mathbf{h} d\Gamma \quad \forall \mathbf{w} \in S_0^u \quad (2.13)$$

Introducendo una decomposizione isoparametrica ad elementi finiti per velocità, pressione e densità possono essere espresse rispettivamente come segue:

$$u_i(\mathbf{x}, t) = \sum_a N_a^u(\mathbf{x}) U_{ia}(t) \quad (2.14)$$

$$p(\mathbf{x}, t) = \sum_a N_a^p(\mathbf{x}) P_a(t) \quad (2.15)$$

$$\rho(\mathbf{x}, t) = \sum_a N_a^\rho(\mathbf{x}) R_a(t) \quad (2.16)$$

Dove N^u , N^p e N^ρ sono le funzioni di forma (*shape functions*), scelte come lineari per le motivazioni meglio elencate in nel sotto capitolo 2.1.2, rispettivamente per velocità, pressione e densità. \mathbf{U}_i è il vettore delle velocità nodali nella direzione i -esima, \mathbf{P} è il vettore delle pressioni nodali ed \mathbf{R} il vettore che contiene i valori nodali di densità. Sostituendo (2.14)-(2.15)-(2.16) in (2.13) è possibile ottenere l'equazione di conservazione della quantità di moto in forma semi-discretizzata:

$$\mathbf{M}_u \frac{d\mathbf{U}}{dt} = -\mathbf{F}_{int} + \mathbf{F}_{ext} \quad (2.17)$$

Dove la matrice di massa \mathbf{M} è definita come:

$$\mathbf{M}_{u,ab} = \int_{\Omega_t} \rho N_a(\mathbf{x}) N_b(\mathbf{x}) d\Omega \quad (2.18)$$

E le forze interne ed esterne \mathbf{F}_{int} ed \mathbf{F}_{ext} sono definite rispettivamente come:

$$F_{int,ai}(t) = \int_{\Omega_t} (\boldsymbol{\tau}(\mathbf{x}, t) - p(\mathbf{x}, t))_{ij} \frac{\partial N_a^u(\mathbf{x})}{\partial x_j} d\Omega \quad (2.19)$$

$$F_{ext,ai}(t) = \int_{\Omega_t} N_a^u(\mathbf{x}) \rho b_i(\mathbf{x}, t) d\Omega + \int_{\Gamma_t} N_a^u(\mathbf{x}) h_i(\mathbf{x}, t) d\Gamma \quad (2.20)$$

Per quanto riguarda invece l'equazione di conservazione della massa questa viene inizialmente imposta in forma forte come nella seguente:

$$\rho(\mathbf{x}, t) J(\mathbf{x}, t) = \rho(\mathbf{X}, t) = \rho_0(\mathbf{X}) \quad (2.21)$$

Dove $J(\mathbf{x}, t) = \det \mathbf{F}(\mathbf{x}, t)$ è il determinante del gradiente di deformazione \mathbf{F} . Moltiplicando l'equazione (2.21) per una funzione test $q \in S_0^p$ ed integrando sul dominio Ω_t si ottiene:

$$\int_{\Omega_0} \rho(x, t) J(x, t) q \, d\Omega_0 = \int_{\Omega_0} \rho_0(X) q \, d\Omega_0 \quad \forall q \in S_0^p \quad (2.22)$$

Introducendo l'approssimazione ad elementi finiti prima ricordata il problema discretizzato in forma matriciale è esprimibile nella maniera seguente:

$$M_p(t)R = R_0 \quad (2.23)$$

Dove M_p e R_0 sono definiti come:

$$M_{p,ab}(t) = \int_{\Omega_t} N_a(x) N_b(x) \, d\Omega \quad (2.24)$$

$$R_{0,b} = \int_{\Omega_0} \rho_0(X) N_b(X) \, d\Omega_0 \quad (2.25)$$

Dall'equazione di conservazione della massa scritta in (2.21) deriva che la matrice di massa della velocità può essere scritta nella seguente maniera:

$$M_{u,ab}(x, t) = \int_{\Omega_t} \rho N_a^T(x) N_b(x) \, d\Omega = \int_{\Omega_0} \rho_0 N_a^T(X) N_b(X) \, d\Omega_0 \quad (2.26)$$

Infine anche l'equazione di stato (2.12) può essere riscritta in forma matriciale discretizzata per i gradi di libertà rappresentati dal valore di pressione presente in ogni nodo:

$$P_a = P_{0a} + K \left[\left(\frac{R_a}{R_{0a}} \right)^{\gamma} - 1 \right] \quad (2.27)$$

Dove P_0 ed R_0 sono rispettivamente i valori di riferimento nodali per la pressione e la densità.

Per quanto riguarda la discretizzazione temporale si consideri una generica suddivisione dell'intervallo di tempo $[0, T]$ in N passi temporali Δt^i tali che $T = \sum \Delta t^i$. Applicando uno schema di Eulero in avanti del prim'ordine (*Forward Euler*) l'accelerazione \mathbf{a}^n al tempo t^n può essere scritta come:

$$a^n = \frac{u^{n+1} - u^n}{\Delta t^n} \quad (2.28)$$

E l'equazione di conservazione della quantità di moto discretizzata al tempo t^n :

$$M_u^{n+1} U^{n+1} = M_u^n U^n + \Delta t^n (-F_{int}^n + F_{ext}^n) \quad (2.29)$$

Analogamente, l'equazione di conservazione della massa può essere scritta come:

$$M_{\rho}^{n+1} R^{n+1} = \mathbf{R}_0 \quad (2.30)$$

Infine, l'integrazione temporale dell'equazione di stato è banale:

$$P_a^{n+1} = P_{0a} + K \left[\left(\frac{R_a^{n+1}}{R_{0a}} \right)^{\gamma} - 1 \right] \quad (2.31)$$

Si fa questo punto notare che la scelta di utilizzare un risolutore delle equazioni discretizzate esplicito, secondo uno schema tipico del metodo d'Eulero in avanti o *forward euler*, associato alla formulazione completamente Lagrangiana, rendono il metodo qui sviluppato particolarmente efficace per problemi ingegneristici fluido dinamici di larga scala (quindi con mesh con un elevato numero di elementi), con una fluido dinamica veloce. In questi casi, in cui il passo temporale è intrinsecamente piccolo, un metodo completamente esplicito non richiede iterazioni e quindi può essere molto efficiente.

Il passo temporale, essendo il modello esplicito, dovrà comunque sempre essere tenuto abbastanza piccolo da soddisfare la condizione di stabilità numerica per le equazioni alle derivate parziali di Courant-Friedrichs-Lewy (CFL). In particolare, nel modello numerico utilizzato, il passo temporale da utilizzare per il passo successivo Δt [s] è stimato ogni volta in modo da far rispettare questa condizione:

$$\Delta t = \beta \min_{all e} \left(\frac{h_e}{c} \right) \quad (2.32)$$

Dove:

- β è un fattore di sicurezza > 1
- h_e è una dimensione caratteristica dell'elemento e
- c è la velocità del suono nel fluido considerato

Un risolutore implicito non presenterebbe particolari necessità di lunghezza minima del passo temporale per essere convergente al risultato corretto ma solamente per questioni di precisione del risultato. Utilizzando un approccio implicito si dovrà tuttavia risolvere uno o più sistemi lineari. Dalla teoria dell'analisi numerica si evidenzia come usualmente il costo computazionale per questo tipo di sistemi sia proporzionale a $n \log(n)$ dove n è il numero di gradi di libertà. Per uno schema esplicito invece ci si aspetta che il costo computazionale sia

proporzionale direttamente ad n ma con la richiamata necessità di avere passi temporali molto più piccoli, in base alla dinamica del problema. Quindi ci si aspetta che un risolutore esplicito possa essere un efficace soluzione per la tipologia di problemi trattati dato il grande numero di elementi finiti con cui viene discretizzato il dominio, soprattutto nel caso tridimensionale.

2.1.2 Schema di soluzione esplicita

Dalle equazioni (2.26) e (2.27) si osserva come la matrice di massa della velocità risulta essere definita sulla configurazione di riferimento Ω_0 . Risulta quindi necessario ricalcolarla se e quando la configurazione di riferimento cambia, come nel caso di un remeshing altrimenti è sufficiente calcolarla solo una volta all'inizio dell'analisi.

Conseguenza di ciò è che all'interno di un singolo step temporale la matrice di massa è sempre costante cioè è possibile scrivere che $\mathbf{M}^{n+1} = \mathbf{M}^n$ quindi il vettore incognito delle velocità nodali a t^{n+1} può essere scritto in riferimento a quantità del passo temporale precedente:

$$U^{n+1} = U^n + (M_u^n)^{-1}(-F_{int}^n + F_{ext}^n)\Delta t^n \quad (2.33)$$

In aggiunta la matrice M_u può essere diagonalizzata (*lumped*) in modo da avere un sistema diagonale che può quindi essere risolto più velocemente nodo per nodo.

Simili considerazioni possono essere effettuate anche sull'equazione di conservazione della massa (2.31). Infatti, anche il vettore \mathbf{R}_0 è definito nella configurazione di riferimento, che sarà inizialmente quella di partenza, e verrà aggiornato solo quando la configurazione di riferimento cambia, dopo un rifacimento della mesh. Se anche M_p viene diagonalizzata anche per l'equazione (2.31) è possibile arrivare ad un sistema diagonale.

Infine, come si era già detto precedentemente, si ricorda come le funzioni di forma utilizzate per la discretizzazione spaziale sia della densità che della pressione nel presente metodo sono lineari. La scelta di questo tipo di funzioni di forma, di cui un esempio nel caso di dominio 2D è riportato in Figura 17, è basata sul fatto che l'interpolazione lineare è basata solamente sui valori nodali delle incognite. Quindi, visto che i nodi non vengono mossi durante la triangolazione di Delaunay e che questi sono gli unici vertici sul quale è basata l'interpolazione, non è necessario mappare nessun valore tra la nuova e vecchia mesh (Cremonesi, Frangi e Perego 2010).

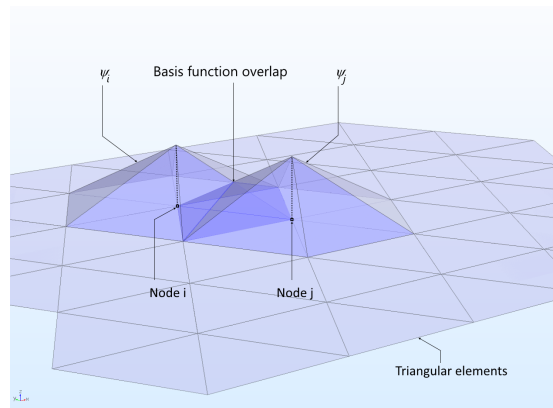


Figura 17 - Esempio di Shape function lineari con una mesh 2D - (www.comsol.com 2017)

Si riassume lo schema della soluzione nel diagramma di flusso qualitativo in Figura 18.

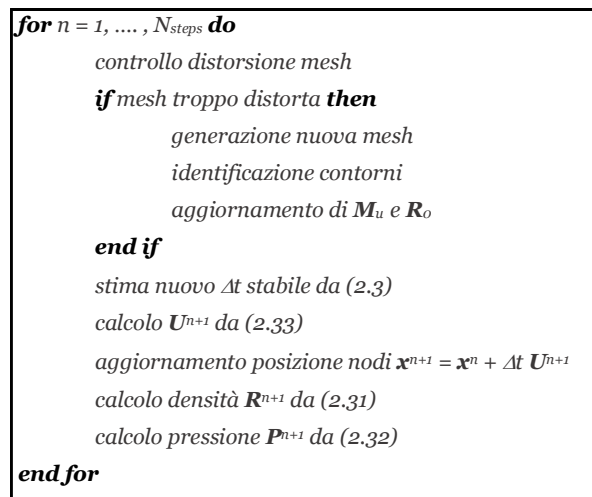


Figura 18 - Diagramma di flusso qualitativo del metodo utilizzato

2.2 Generazione di onde

Per poter vedere gli effetti dell'interazione di un'onda con le strutture d'interesse poste in un canale è necessario un modello che descriva efficacemente la generazione di un'ampia gamma di onde.

2.2.1 Fondamenti Teorici delle teorie d'onda

Le ipotesi per lo sviluppo di una formulazione per lo studio di onde marine generate dal vento (dette anche onde corte, con periodo $T < 30$ s), come più largamente argomentato in (Dean e Dalrymple 1991) o (U. Tomasicchio 2011), sono:

- Fluido ideale, pesante ed incompressibile;
- Trascurare effetti conseguenti alla forza di Coriolis e alla tensione superficiale
- Fondo rigido, impermeabile e gradualmente variabile

Si considerano inoltre tre limiti per quanto riguarda la profondità relativa, intesa come rapporto d/L , dove d è la profondità del fondale [m] L è la lunghezza d'onda [m] e $k = 2\pi/L$ [m⁻¹] il numero d'onda, definita come la distanza tra due cavi d'onda o due creste consecutive, come illustrato in Figura 19. I limiti considerati sono rappresentati nella Tabella 2.

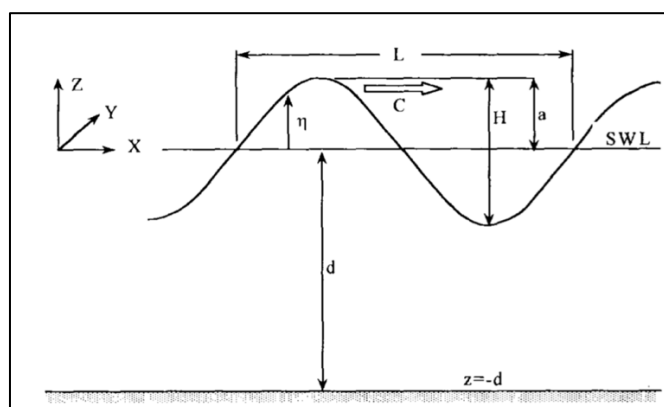


Figura 19 - Schema caratteristiche onda da (Kamphuis 1999)

Tabella 2 - Condizioni di profondità relativa

CONDIZIONE	LIMITE d/L	LIMITE $k \times d$
Acque Basse o <i>Shallow water</i>	$0 < d/L < 1/20$	$0 < k \times d < \pi/10$
Acque Intermedie o <i>Transitional water</i>	$1/20 < d/L < 1/2$	$\pi/10 < k \times d < \pi$
Acque Profonde o <i>Deep water</i>	$d/L > 1/2$	$k \times d > \pi$

Si fa notare come si parli di profondità relativa in quanto un punto di mare con un dato fondale potrebbe essere considerato in “acque profonde” per un’onda mentre in “acque basse” per un'altra. Ad esempio, uno tsunami causato da un terremoto può avere una lunghezza d’onda di centinaia di chilometri, per cui risulta in condizioni di acque basse anche in pieno oceano. Si ricorda che la lunghezza d’onda può essere stimata con la relazione $L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$, riportata nel primo capitolo.

In particolare, si vuole ricordare la teoria dell’onda lineare (o di Airy) e la teoria dell’onda di Stokes, estesa sino al secondo ordine.

2.2.2 Teoria dell'onda lineare (o di Airy)

La teoria dell'onda lineare o di Airy è sviluppata tenendo conto delle seguenti ipotesi:

- Piccola ampiezza delle onde
- Condizioni di profondità relativa tipica delle acque profonde
- Moto irrotazionale bidimensionale, studiando le onde in due dimensioni (si veda Figura 19)

Le creste d'onda sono assunte esattamente parallele all'asse y , lungo x si ha la direzione di propagazione delle onde e lungo z il variabile livello della superficie libera rispetto al livello che essa avrebbe in condizioni di assenza di onde (o *Still Water Level* SWL). Da queste ipotesi, (U. Tomasicchio 2011) o (Kamphuis 1999), la teoria fornisce un profilo d'onda perfettamente sinusoidale. L'altezza della superficie libera η [m], riferita al livello medio del mare, è esprimibile con la seguente equazione:

$$\eta(x, t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t) \quad (2.34)$$

Dove:

- $H/2$ è l'ampiezza d'onda [m];
- k [m^{-1}] è il numero d'onda, pari a $2\pi/L$;
- ω [s^{-1}] è la frequenza angolare dell'onda, pari a $2\pi/T$.

Dalla teoria di Airy è facile ricavare una formulazione del potenziale di velocità Φ caratterizzato dal fatto che la sua derivata lungo una direzione corrisponde alla componente della velocità nella medesima direzione. Quindi le componenti della velocità orizzontale u e verticale w sono esprimibili rispettivamente come $u = \frac{\partial \Phi}{\partial x}$ ed $w = \frac{\partial \Phi}{\partial z}$

Tale potenziale di velocità si dimostra essere:

$$\Phi = \frac{Hg}{2\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) \quad (2.35)$$

Dove g è il valore dell'accelerazione di gravità (9.81 m/s^2).

Inoltre dalla teoria lineare di Airy si possono ricavare formulazioni analitiche dei valori di energia d'onda ed del flusso d'energia di un treno di onde progressive.

Putroppo, questa teoria non riesce a ben descrivere le onde che si verificano in natura in tutte le loro condizioni. Sono quindi state sviluppate teorie più raffinate, come quella delle onde di Stokes di ordine superiore (in quest'analisi limitata al second'ordine), dette teorie non lineari o di ampiezza finita in quanto l'altezza d'onda non è più considerata infinitesima rispetto alla profondità dell'acqua e alla lunghezza d'onda.

2.2.3 Teoria dell'onda di Stokes

In questa teoria la non linearità dell'onda introduce solo delle piccole correzioni rispetto alla teoria del prim'ordine. È anche evidente qualitativamente la differenza tra le onde esattamente sinusoidali derivanti dalla teoria lineare e la forma con creste più accentuate ed alte e dei cavi più larghi e piatti derivanti dalla teoria di Stokes al second'ordine (si veda Figura 20). Tale teoria ben rappresenta anche le reali onde marine in caso di condizioni di burrasca per condizioni di acque profonde ed intermedie.

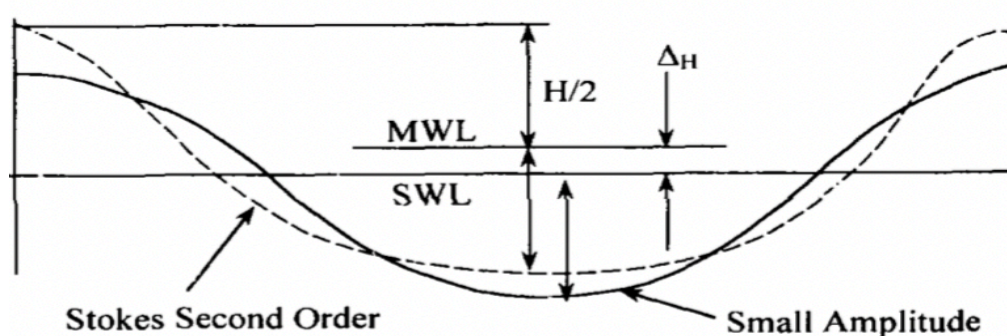


Figura 20 - Confronto onda lineare con onda di Stokes al second'ordine - (Kamphuis 1999)

Si noti come questa teoria del second'ordine, come evidente in Figura 20, preveda un innalzamento del livello medio del mare, infatti questo livello (in figura MWL) è superiore al livello che si avrebbe in assenza di onde (in figura SWL). Questo comportamento è confermato dai dati derivanti dalle boe di monitoraggio con ondometri.

La formulazione matematica della teoria di Stokes di ordine superiore assume per il potenziale di velocità, Φ , e per l'andamento della superficie libera η le seguenti espressioni, limitando l'analisi ai primi due ordini:

$$\phi = \phi^1 + \phi^2 + \dots \quad (2.36)$$

$$\eta = \eta^1 + \eta^2 + \dots \quad (2.37)$$

Dove gli apici (1) e (2) rappresentano rispettivamente il termine del prim'ordine e quello non lineare secondo il metodo delle piccole perturbazioni. Definita per semplicità di scrittura la fase $\theta = kx - \omega t$, è possibile dimostrare, (Dean e Dalrymple 1991), che l'andamento della superficie libera con approssimazione al second'ordine risulta essere:

$$\eta = \frac{H}{2} \cos(\theta) + \frac{1}{16} kH^2 (3 \coth^3(kh) - \coth(kh)) \cos(2\theta) \quad (2.38)$$

Ugualmente è possibile ricavare il potenziale di velocità approssimato al second'ordine:

$$\phi = -\frac{Hg}{2\sigma} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(\theta) - \frac{3}{32} H^2 \sigma \frac{\cosh 2k(h+z)}{\sinh^4 kh} \sin(2\theta) \quad (2.39)$$

In campo di acque profonde (*deep water*) questa formulazione modella molto bene i profili di onda misurati sperimentalmente anche per onde molto alte e lunghe.

Un efficace indice per la quantificazione di quanto un'onda sia ripida e quanto il suo andamento si discosti da quello lineare è il numero di Ursell, definito come $Ur = \frac{HL^2}{d^3}$. Più questo valore è alto più l'andamento dell'onda sarà tipicamente non lineare, come dimostrato in (Ursell 1953).

Per quanto riguarda invece i campi di acque intermedie e basse l'approssimazione può risultare insoddisfacente. Infatti, per onde molto ripide e fortemente non lineari caratterizzate da un elevato numero di Ursell, come quella rappresentata in Figura 21 ($H = 2\text{m}$, profondità $d = 3.5\text{ m}$ ed $L = 26.5\text{ m}$) la formulazione adesso esposta prevede un bozzo anomalo o cresta secondaria nel cavo d'onda che ovviamente non è presente nella realtà.

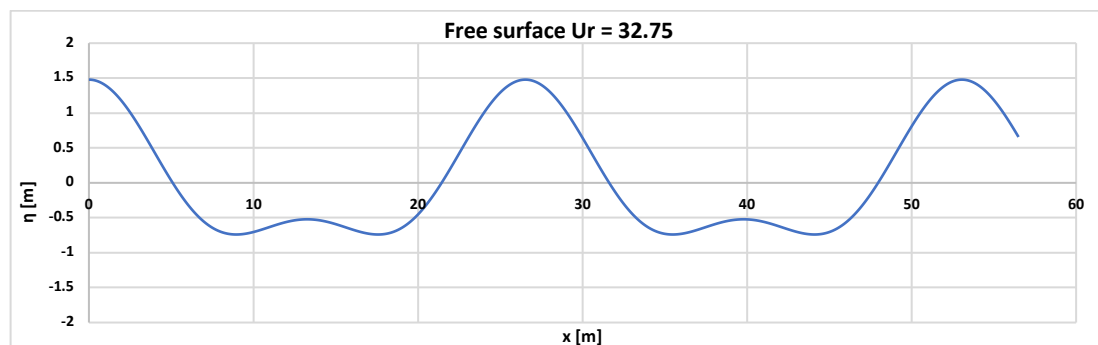


Figura 21 - Esempio andamento di onda di Stokes fuori dai limiti di applicazione

Per ricavare quindi un limite di applicazione della formulazione dell'onda di Stokes rappresentativo, si può scegliere di analizzare il valore limite del numero di Ursell per cui non si presenta la formazione della cresta secondaria mostrata in precedenza. Per far ciò si può esaminare la derivata seconda dell'equazione che illustra l'andamento della superficie libera η nei punti con una fase $\theta = -\pi$ cioè quello in cui si deve avere il punto minimo del cavo d'onda. Imponendo che la derivata seconda dell'equazione (2.38) minima in quel punto sia zero (infatti una derivata seconda negativa indicherebbe la presenza di una concavità verso il basso quindi la presenza di una cresta secondaria). È possibile dimostrare, (Dean e Dalrymple 1991), che non è presente una cresta secondaria per:

$$Ur \leq \frac{8\pi^2}{3} \approx 26.3 \quad (2.40)$$

Si riporta ad esempio l'andamento teorico dell'onda che verrà utilizzata per la maggior parte della analisi successivamente. Si osserva come, anche se l'andamento è abbastanza distante dalla linearità, la teoria del second'ordine di Stokes riesce a dare un risultato molto soddisfacente.

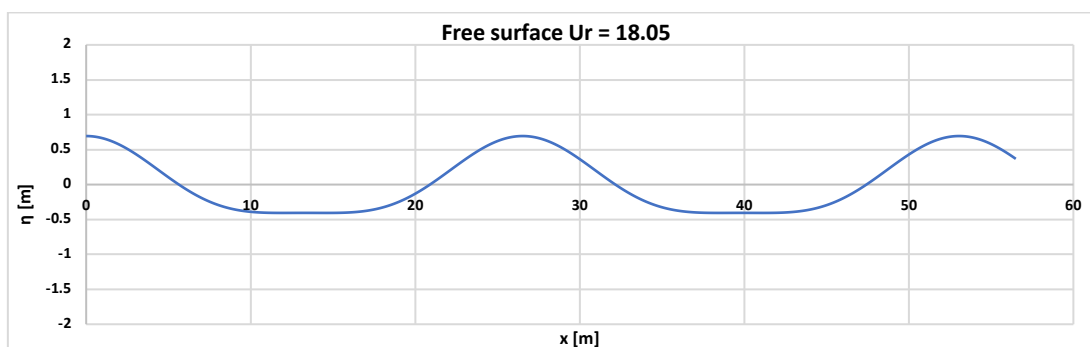


Figura 22 - Esempio andamento onda di Stokes all'interno del limite imposto

In alternativa un'altra modalità per capire quale teoria di approssimazione dell'onda è sufficiente utilizzare per un dato caso trattato è possibile avvalersi del grafico in Figura 23, sviluppato su basi sia teoriche sia derivanti dall'esperienza nei modelli fisici anche per teorie d'onda non utilizzate analizzate in questa tesi, come le onde di Stokes di ordine superiore al secondo o la teoria dell'onda cnoidale e quella dell'onda solitaria, per cui si veda (U. Tomasicchio 2011).

Entrando nel grafico con un informazione sulla profondità relativa (espressa in due modi equivalenti nelle ascisse) e sulla ripidità dell'onda (anche qua espressa in due modi equivalenti nelle ordinate) per il caso d'interesse si potrà vedere nel campo di applicazione di quale teoria si ricade.

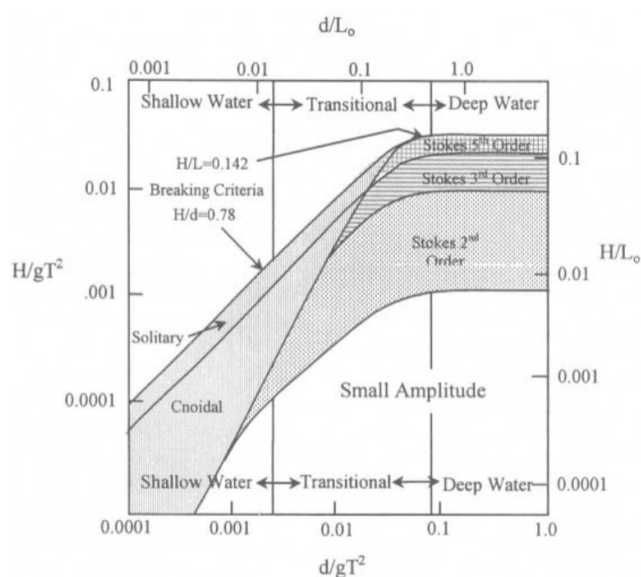


Figura 23 - Campi di applicazione delle teorie d'onda - (Kamphuis 1999)

2.2.4 Metodo di generazione delle onde

Per poter effettuare un'analisi di interazione fluido-struttura o problema fluido dinamico di idraulica marittima è ovviamente necessario disporre di un efficace e preciso metodo di generazione delle diverse onde che si intendono simulare nel canale numerico. Per questa operazione è teoricamente possibile seguire due diversi approcci.

Il primo approccio è rappresentato dall'inserimento di una condizione analitica di Dirichlet al contorno sulla velocità del fluido, per quanto riguarda sia la componente verticale ed orizzontale di essa. Questo approccio è teoricamente fattibile in quanto con la (2.39) è possibile ricavare l'approssimazione al second'ordine del potenziale di velocità dell'onda che si vuole generare, per le condizioni di profondità considerate. Successivamente, come già visto nella definizione del potenziale, sarà possibile calcolare la velocità in direzione x e y calcolando rispettivamente la derivata parziale del potenziale in quella direzione.

Il secondo approccio consiste invece nell'emulazione dei modelli fisici in canale, nei quali l'onda viene generata in un'estremità dello stesso da un generatore di onde, composto da una paratia (rappresentabile da un oggetto solido) mossa meccanicamente.

In questa tesi si è scelto di optare per la seconda opzione in quanto:

1. Anche ai nostri giorni, per quanto riguarda il campo dell'idraulica marittima e costiera, l'utilizzo di modelli fisici 2D o 3D rimane un fondamentale step per lo studio di fenomeni complessi di interazione fluido-struttura o anche fluido-suolo-struttura e per la validazione finale del dimensionamento di frangiflutti a scogliera che sono solitamente dimensionati utilizzando la formula empirica di Hudson (CIRIA, CUR, CETMEF 2007) o la formulazione sempre empirica di Van Der Meer (Van Der Meer 1988). Alcuni esempi di laboratori per modelli fisici sono presenti in Figura 24, Figura 25;
2. La stessa opzione, cioè quella di utilizzare come condizione a contorno una parte mobile del bordo a contatto con il dominio liquido ad imitare i canali o le vasche per la generazione di onde (detti *Wave Flumes* o *Wave Tanks* rispettivamente) è stata adottata da altri autori che hanno usato un simile modello numerico per lo studio di modelli di idrodinamica costiera con buoni risultati, vedasi (Oliveira, Sanchez-Arcilla, et al., Nonlinear wave generation in numerical and physical flumes 2009) e (Oliveira, Sanchez-Arcilla, et al. 2017).

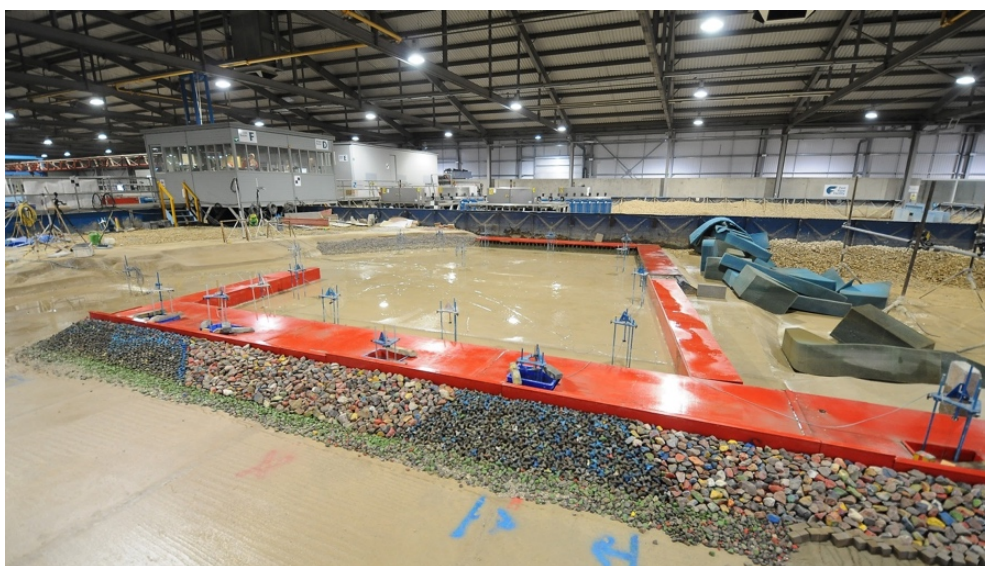


Figura 24 - Modello fisico del nuovo porto di Aberdeen - (www.hrwallingford.com 2017)



Figura 25 - Esempio vasca con generazione di onde 3D in funzione con sonde di livello - (www.hrwallingford.com 2017)

Tra i tipi di generatori più utilizzati nella realtà si ricordano quello a pistone, quello a flap incernierato al fondo e quello a cuneo. In particolare, i movimenti di base che essi compiono per la generazione di onde sono riportati nella Figura 26.

In (Oliveira, et al. 2007), utilizzando le equazioni di movimento dei flap ricavati dalla teoria di onda lineare da (Biésel e Suquet 1951), si è dimostrato come tuttavia i risultati migliori si siano ottenuti con i generatori d'onda a pistone e a flap. Questo accade poiché con il generatore a cuneo si osservano delle irregolarità dei profili di velocità orizzontale e verticale. Inoltre, come risulta intuitivo dalla teoria del moto delle particelle di liquido al di sotto di un'onda evidenziato in Figura 27, in particolare un generatore di onde di tipo flap è più adatto per condizioni di acque profonde, in cui la traiettoria delle particelle d'acqua sul fondo si riduce ad un punto, e il tipo a pistone per i casi di acque intermedie o basse, in cui la velocità orizzontale tende ad essere quasi costante su tutta la profondità.

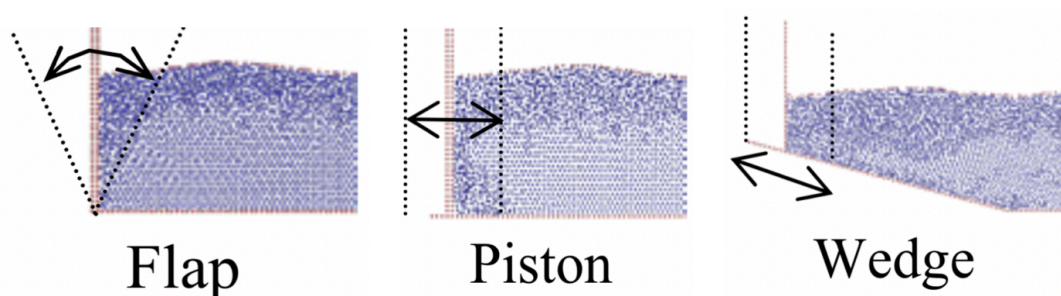


Figura 26 - Schema generale del funzionamento dei generatori di onda analizzati - (Oliveira, et al. 2007)

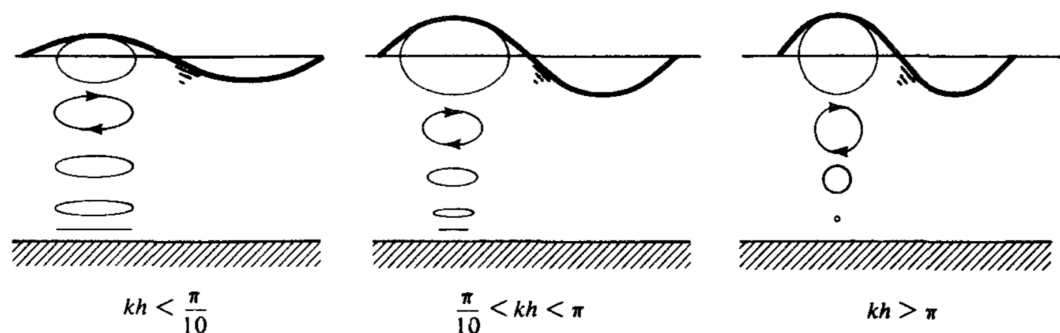


Figura 27 - Schema traiettorie particelle in condizioni rispettivamente di acque basse, intermedie e profonde - (Dean e Dalrymple 1991)

Nel nostro caso si è scelto di implementare un modello di generatore di onde a pistone. La scelta è dovuta al fatto che molto spesso si ha interesse a studiare le onde più alte in arrivo ad una spiaggia e quindi quelle che risultano trovarsi in una condizione di profondità relativa minore.

Si è inoltre scelto di usare una teoria di Stokes al second'ordine per poter generare onde anche con numeri di Ursell Ur elevati. La ragione di questa scelta deriva dal fatto che nell'usare il metodo numerico implementato, per aumentare la velocità delle analisi, si vuole limitare il numero di elementi presenti data una specifica dimensione media di essi. Si è puntato a non avere un'eccessiva profondità nella parte del canale in cui si ha la generazione dell'onda e migrazione iniziale dell'onda quindi risultava necessario un modello d'onda adatto anche per casi di profondità intermedia. Un esempio del layout tipico dei canali numerici implementati è in Figura 28.

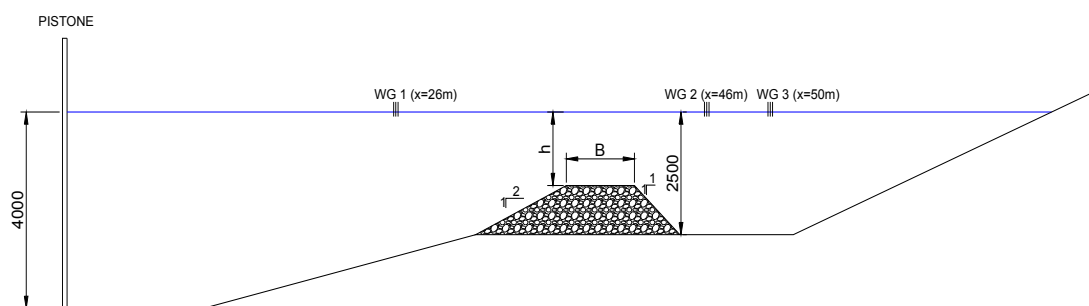


Figura 28 - Esempio canale numerico realizzato

Per quanto riguarda l'equazione di moto del pistone utilizzato per la generazione delle onde si è fatto seguito alla procedura di calcolo per la generazione di onde non lineari in (Hughes 1993). Fondamentalmente nel ricavare l'equazione di moto di un generatore di onde si deve far sì che esso si muova seguendo il movimento delle particelle liquide sotto l'onda desiderata,

per quanto possibile considerando che un pistone verticale è limitato ad imprimere una velocità orizzontale esattamente costante su tutta la sua altezza.

Inoltre se si tentasse di riprodurre con un pistone che abbia un movimento puramente sinusoidale un'onda che si discosta molto delle ipotesi di linearità (numero di Ursell $<< 1$) si andrebbero a generare anche onde secondarie che si muovono ad una velocità minore dell'onda principale, andando a sporcare molto il risultato complessivo, come evidenziato in (Y. Goda 1967) ed in Figura 29.

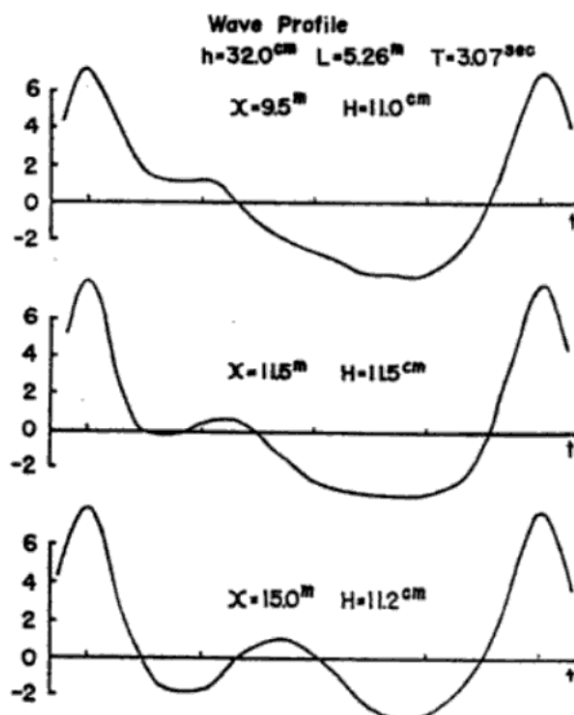


Figura 29 -Contaminazione da onda secondaria per scorretta generazione - (Y. Goda 1967)

In pratica, fino a tempi non molto lontani, però quasi tutte le generazioni delle onde venivano effettuate appoggiandosi alla teoria del prim'ordine perché, come si vedrà in seguito, dalla teoria del second'ordine deriva un movimento del pistone molto complesso, difficile da materializzare in laboratorio. Al giorno d'oggi i generatori d'onda a controllo elettronico (Figura 30) permettono di superare questa difficoltà che ovviamente non si presenta nemmeno in un canale numerico o NWF (*Numerical Wave Flume*) come quello da noi sviluppato perché ci si limita a inserire un'equazione per quanto complessa su di un contorno.



Figura 30 - Esempio generatori d'onda 3D del tipo a pistone - (www.hrwallingford.com 2019)

Si riporta per prima l'equazione di movimento di un generale generatore di onda piano per generare una qualsiasi voglia onda regolare di altezza H e periodo T , seguendo le convenzioni illustrate in Figura 31. La seguente formulazione presentata, da (Hughes 1993), non è altro che la generalizzazione della formulazione di Madsen (Madsen 1971).

$$X_o(t) = \frac{H}{2m_1} \sin \omega t + \frac{H^2}{32h \left(1 - \frac{d}{2(d+l)}\right)} \left(\frac{3 \cosh kd}{\sinh^3 kd} - \frac{2}{m_1} \right) \sin 2\omega t \quad (2.41)$$

Dove, oltre al numero d'onda k , la frequenza angolare ω definiti precedentemente e quanto illustrato in Figura 31 si definisce:

$$m_1 = \frac{4 \sinh kd}{\sinh 2kd + 2kd} \left[\sinh kd + \frac{(1 - \cosh kd)}{k(d+l)} \right] \quad (2.42)$$

Si può dimostrare inoltre che lo spostamento massimo del generatore d'onda è pari a H/m_1 .

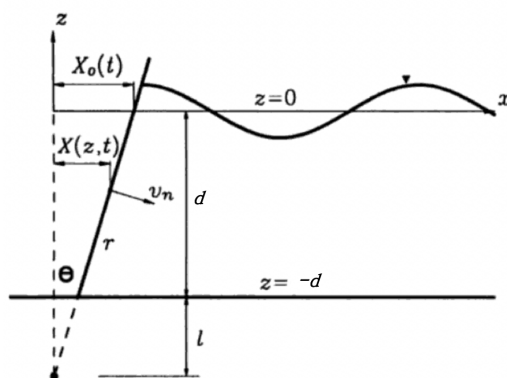


Figura 31 – Convenzioni nomi su generatore di onde piano - (Hughes 1993)

Se, come nel caso in esame, ci si limita a considerare un generatore di tipo a pistone, nel quale per lo schema grafico riportato si avrebbe $l \rightarrow \infty$, si possono semplificare le due equazioni (2.41) e (2.42) come segue:

$$X_o(t) = \frac{H}{2m_1} \sin \omega t + \frac{H^2}{32d} \left(\frac{3 \cosh kd}{\sinh^3 kd} - \frac{2}{m_1} \right) \sin 2 \omega t \quad (2.43)$$

$$m_1 = \frac{4 \sinh^2 kd}{\sinh 2kd + 2kd} \quad (2.44)$$

In (Madsen, On the generation of Long Waves 1971), coerentemente con quanto prima teorizzato anche in questa tesi consiglia di basare il campo di applicabilità di questa metodologia in base al numero di Ursell dell'onda che si intende generare, scegliendo come limite $Ur < \frac{8\pi^2}{3}$.

In quanto nel modello numerico utilizzato è necessario imporre delle condizioni di Dirichlet sulla velocità presente nel contorno considerato è stato necessario derivare rispetto al tempo l'equazione (2.43). Si sono definiti per semplicità di scrittura i seguenti termini indipendenti dal tempo:

$$S0 = \frac{H}{2m_1}$$

$$S1 = \frac{H^2}{32d} \left(\frac{3 \cosh kd}{\sinh^3 kd} - \frac{2}{m_1} \right)$$

È quindi possibile scrivere la derivata come:

$$V_o(t) = S0 \cdot \omega \cos(\omega t) + S1 \cdot 2\omega \cos(2\omega t) \quad (2.45)$$

Come evidenziato in (Madsen, Waves Generated by a Piston-type wavemaker 1970) se il movimento del pistone partisse immediatamente con la velocità descritta con la formula in (2.45) si potrebbe osservare una prima onda di caratteristiche anomale, considerando che è stata generata su di un canale completamente in stato di calma. Per emulare le migliori tecniche di laboratorio è quindi necessario considerare un accrescimento graduale o *ramp-up*.

Seguendo quanto proposto in (Oliveira, Sanchez Arcilla e Gironella, Simulation of Wave Overtopping of Maritime Structures in a Numerical Wave Flume 2012) il movimento del pistone nel primo periodo è stato scalato nella seguente maniera:

$$X_o(t < T) = [S0 \cdot \sin(\omega t) + S1 \cdot \sin(2\omega t)] \cdot \frac{t}{T} \quad \text{per } t < T \quad (2.46)$$

Di conseguenza è necessario anche in questo caso calcolare la derivata $V_o(t)$,

$$V_o(t < T) = [S0 \cdot \sin(\omega t) + S1 \cdot \sin(2\omega t)] \left(\frac{1}{T}\right) + [S0 \cdot \omega \cos(\omega t) + S1 \cdot 2\omega \cos(2\omega t)] \left(\frac{t}{T}\right) \quad (2.47)$$

Si noti che non interessa che il pistone continui a generare onde finché non termini l'analisi in quanto esse impiegano un certo tempo ad arrivare da dove sono generate sino alla parte del canale che si vuole analizzare, per esempio in casi come Figura 28 dove la struttura frangiflutti di cui si vuole analizzare l'efficacia è posta circa a metà del canale simulato. Per questo motivo è stata implementata anche la possibilità di fermare il pistone dopo un numero di cicli specificato dall'utente.

Per facilità di lettura dei risultati è stata inoltre implementato una funzione di *wave gauge* numerica cioè un sensore, che posizionato in una certa posizione, monitora il livello della superficie libera nel tempo.

CAPITOLO 3

SIMULAZIONI

EFFETTUATE 2D

Nel seguente capitolo si esporranno le simulazioni in due dimensioni effettuate con il modello numerico sviluppato. Si porrà anche attenzione a spiegare i motivi d'interesse delle varie analisi effettuate e delle varie tipologie di frangiflutti considerate. Dopo dei primi esempi sviluppati per validazione del metodo si effettueranno delle analisi su tipologie di frangiflutti sommersi tradizionali, ed infine su alcune tipologie più innovative, che sfruttano l'opportunità di realizzazione di una struttura sommersa per realizzare una barriera corallina artificiale progettata per essere colonizzata da varie specie di flora e fauna col fine d'aumentare la diversità dell'habitat disponibile in una baia e provvedere al ripopolamento della stessa.

3.1 Analisi di validazione della generazione onde

Le prime due analisi effettuate sono state quelle di realizzazione di onde in un canale formato da un fondo piano sino alla fine, quando inizia una parte con una debole pendenza in modo da diminuire l'indesiderata riflessione delle onde ad esso in arrivo, come si è soliti fare anche nei modelli in laboratorio quando non si dispone di più complessi meccanismi composti da delle pareti mobili che seguono il movimento delle onde ad esse in arrivo per sembrare a loro invisibili.

Il canale in questione, riportato in Figura 33 ed in Figura 32, ha una profondità iniziale di 2m ed è lungo 26 m. La dimensione media caratteristica degli elementi della mesh è di 0.08 m per un totale di circa 15 mila elementi.

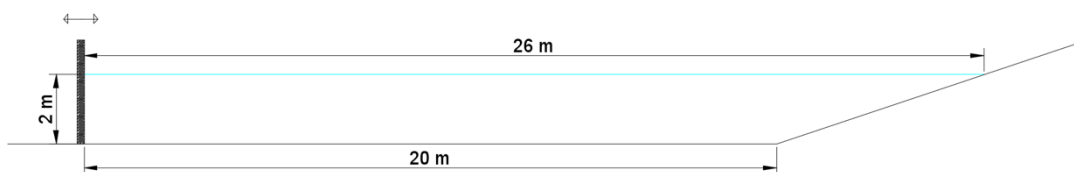


Figura 32 - Canale 2D 26x2 m

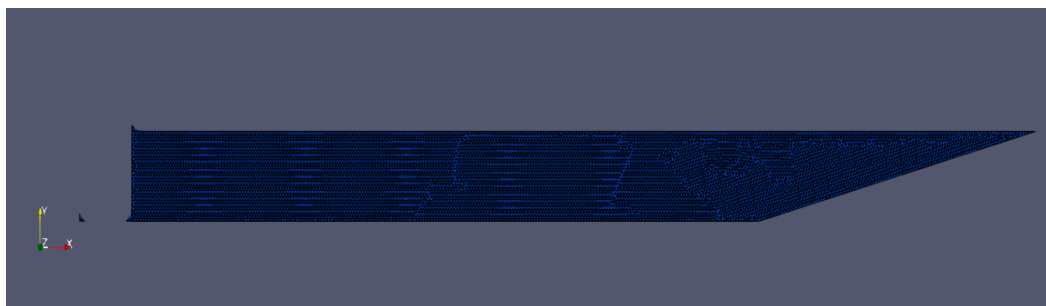


Figura 33 - Canale 2D 26x2 m particolare mesh di 15mila elementi

Per controllare l'efficacia del modello nella generazione di onde di tipologie diverse sono state simulate due onde: una più piccola (onda 2) per la quale ci si aspetta un comportamento quasi lineare; una più alta e ripida (onda 1), che invece si aspettava avere grosse non-linearità.

I dati di altezza d'onda H e periodo T , e la risultate lunghezza d'onda L , delle due onde che vogliono generare sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 3 - Dati onde generate per validazione

	H [m]	T[s]	L [m]	Ur [/]
Onda 1	0.70	3	11.30	11.17
Onda 2	0.18	1.9	5.52	0.69

Si riportano di seguito per le due onde i grafici della superficie libera nel tempo all'ascissa di $x=10m$ e un'istantanea di tutto il canale al tempo $t = 10.75 s$ con indicazioni grafiche sulla velocità dell'onda in direzione x (si noti come la scala di colori per le velocità è diversa nelle due onde).

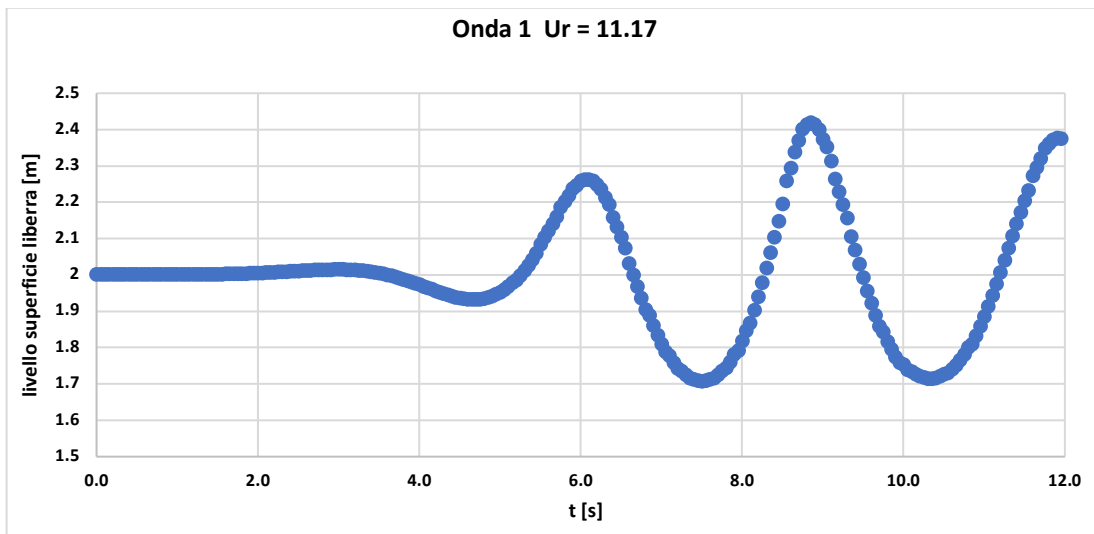


Figura 34 – Onda 1 - Livello superficie libera a x = 10m

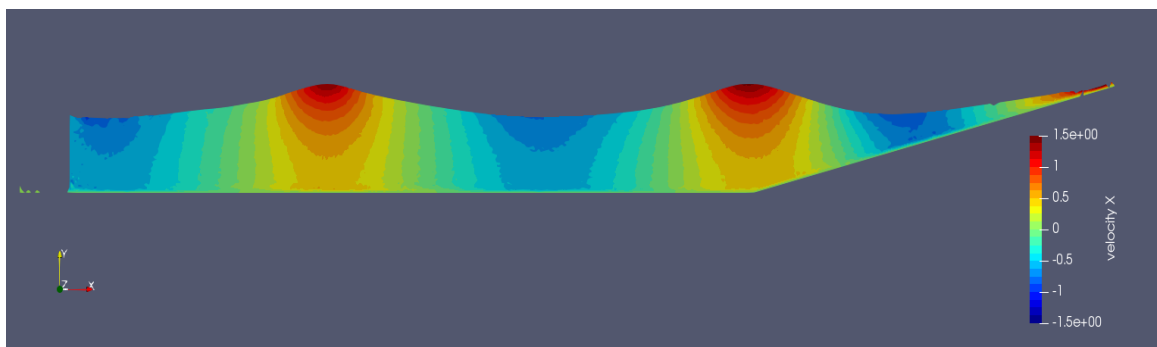


Figura 35 – Onda 1 – Velocità orizzontale [m/s] al tempo t = 10.75 s

È stata inoltre calcolata l'altezza d'onda massima misurata come la differenza in quota tra il punto più alto della cresta dell'onda e quello più basso del cavo, sui dati riportati in Figura 34. L'altezza d'onda misurata risulta essere $H_{gen} = 0.71$ m, con una differenza minima (0.01m) rispetto all'altezza che si voleva realizzare. Si noti come questa differenza riscontrata è molto minore della dimensione tipica degli elementi della mesh utilizzata (0.08m) quindi si può ritenere più che soddisfacente l'accuratezza del metodo utilizzato per la generazione dell'onda nel canale numerico.

Si è anche incontrata una quasi perfetta corrispondenza tra i valori di periodo e la lunghezza d'onda dell'onda che si voleva generare e quelli misurati dai risultati ottenuti.

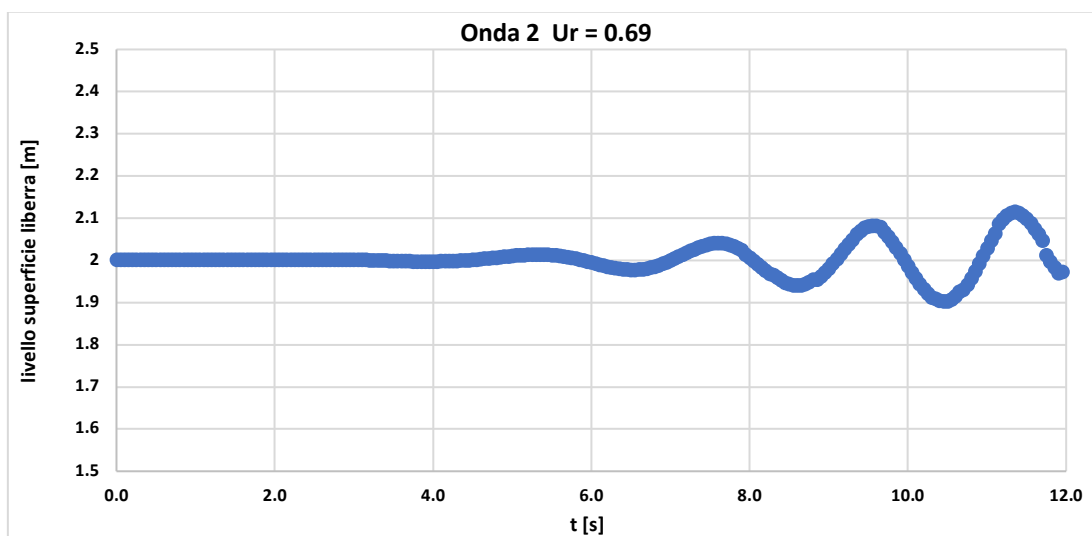


Figura 36 – Onda 2 - Livello superficie libera a x = 10m

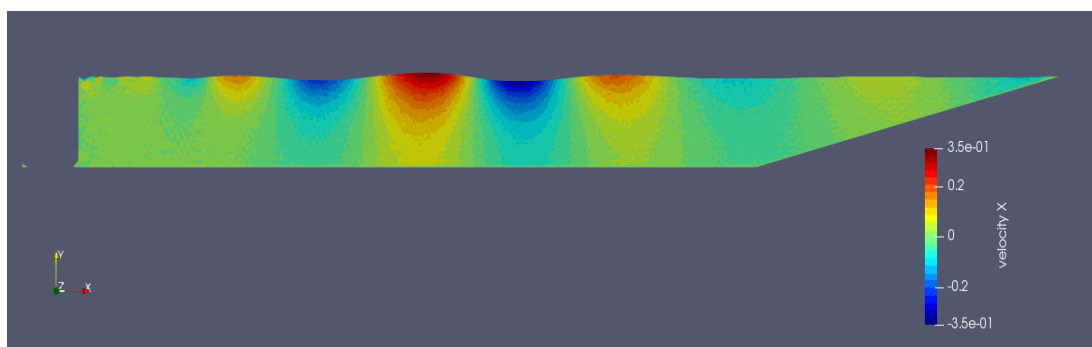


Figura 37 – Onda 2 - Velocità orizzontale [m/s] al tempo t = 10.75 s

Per quanto riguarda i risultati dell’analisi della seconda onda è possibile osservare come questa abbia, come ci si aspettava, un comportamento marcatamente più lineare. Infatti si osserva in Figura 36 come essa abbia un andamento molto più simile a quello sinusoidale con creste e cavi praticamente simmetrici (mentre nell’onda 1 le creste risultano essere più alte e strette dei cavi che sono meno pronunciati ma più larghi).

Calcolando l’altezza d’onda osservata con la stessa procedura illustrata precedentemente, cioè come la differenza in quota tra il punto più alto della cresta dell’onda e quello più basso del cavo, si ottiene un valore di $H_{gen} = 0.20m$.

Anche qui l’errore rispetto al parametro d’altezza dell’onda che si voleva teoricamente generare (0.18 m) è molto modesto (0.02m) e molto minore della dimensione media degli elementi della mesh (0.08m), dando una seconda conferma riguardo l’efficacia e l’accuratezza del metodo utilizzato per la generazione dell’onda.

Tuttavia, dipende dalla precisione che il problema da analizzare richiede, un'altezza d'onda generata $H_{gen} = 0.20m$ quando si voleva teoricamente generare un'onda con $H = 0.18m$ potrebbe rappresentare un'approssimazione troppo grande. Si potrà nel caso scegliere di utilizzare una mesh più fitta con quindi un maggior numero di elementi, a scapito della velocità di esecuzione dell'analisi.

3.2 Test del modello sul fenomeno dello shoaling

Una successiva analisi per confermare l'accuratezza del metodo utilizzato in questa tesi è stata effettuata confrontando i risultati ottenuti dal modello numerico con quelli teorici per quanto riguarda il fenomeno dello shoaling.

Questo fenomeno è una tipica trasformazione che un'onda subisce quando si avvicina ad una costa dal mare aperto, o più generalmente quando passa da un fondale più profondo ad uno più basso. Come era già stato spiegato in maniera dettagliata nel primo capitolo (si guardi il sotto capitolo 1.3 e la formula (1.3)) la velocità di gruppo c_g di un treno di onde diminuisce se diminuisce la profondità dell'acqua procedendo verso una riva. Ammettendo che debba conservarsi il flusso di energia P tra due sezioni A e B successive l'altezza d'onda dovrà aumentare ($P_A = E_A \cdot c_{gA} = \frac{1}{8} \rho g H_A^2 c_{gA} = \frac{1}{8} \rho g H_B^2 c_{gB} = P_B$).

L'analisi che si è effettuata prevedeva la generazione di un'onda con le caratteristiche riportate nella tabella seguente ad una profondità alla generazione $d = 4m$.

Tabella 4 - Dati onda generata analisi di Shoaling

H [m]	T [s]	L [m]	Ur [/]
1.39	5.00	28.0	17.05

Il canale numerico, raffigurato nelle figure seguenti e di lunghezza complessiva di 60 m e formato da circa 24mila elementi con dimensione media 0.125m, è composto da:

- Un tratto iniziale, di lunghezza 20 m, a profondità costante pari a 4 m;
- Un tratto, di lunghezza 20m, a profondità linearmente variabile sino a 1.75 m;
- Un tratto, di lunghezza 12m, a profondità costante pari a 1.75m;
- Una parete finale, leggermente inclinata per diminuire l'effetto di riflessione delle onde in arrivo, di lunghezza 8m.

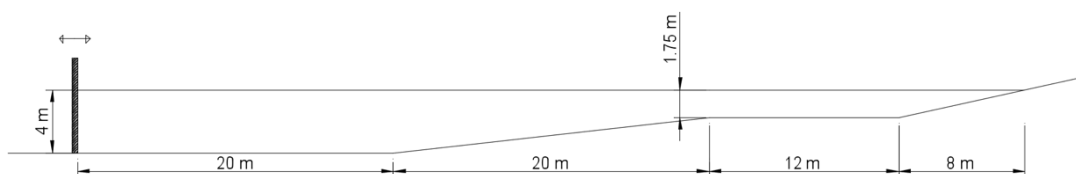


Figura 38 - Onda Shoaling - geometria canale

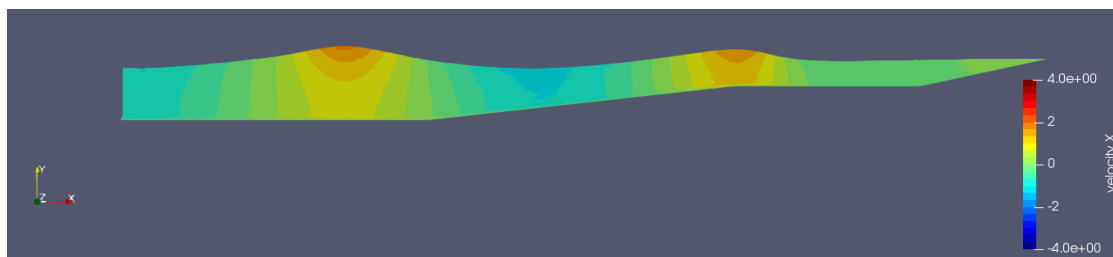


Figura 39 – Onda Shoaling – Velocità orizzontale [m/s] al tempo $t = 12.5$ s

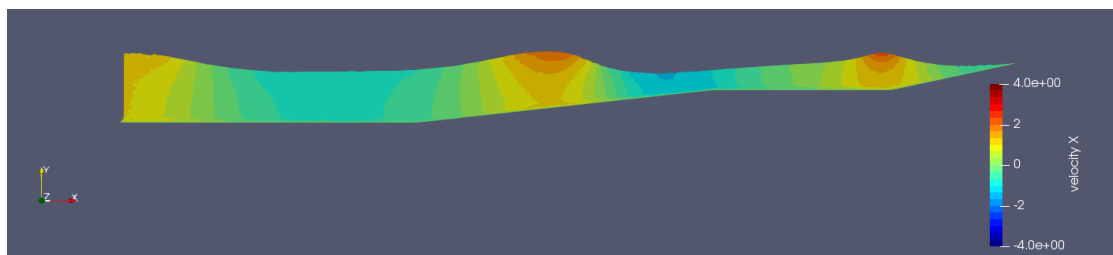


Figura 40 - Onda Shoaling – Velocità orizzontale [m/s] al tempo $t = 15$ s

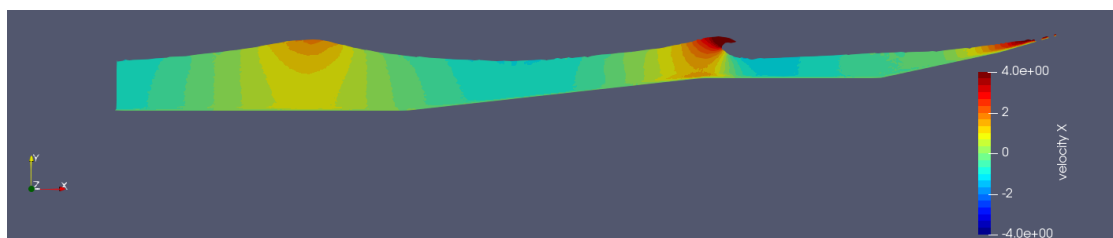


Figura 41 – Onda Shoaling – Velocità orizzontale [m/s] al tempo $t = 17.25$ s

Si è andati a calcolare con la formulazione teorica illustrata al sotto paragrafo 1.3 l'altezza d'onda attesa a causa del fenomeno dello shoaling ad una serie di sezioni nel tratto a profondità variabile (in cui $d=2.87, 2.50$ e 1.75 m) con l'intenzione di confrontare con le altezze d'onda risultanti dal canale numerico in output nelle medesime sezioni.

Nella seguente Tabella 5 i confronti tra i risultati teorici e quelli osservati nel canale numerico per i vari punti a profondità diverse nel canale:

Tabella 5 - Confronto teoria shoaling con risultati modello numerico

	d=4m (pistone)	d=2.87m	d=2.50m	d=1.75m
H_{teorica}	1.39m	1.44m	1.50m	1.56m
H_{simulata}	1.41m	1.47m	1.53m	/

Si può notare come in tutti i casi vi sia una corrispondenza molto buona tra quanto predetto dalla teoria e quanto osservato nel canale numero. Infatti l'ordine di grandezza dell'errore di predizione dell'altezza d'onda rispetto alla formulazione teorica è di circa 2-3 cm.

Non è stato riportato il valore di altezza d'onda osservata per profondità d=1.75m perché, come evidente in Figura 41, l'onda poco prima di raggiungere il tratto a quella profondità è soggetta a frangimento, quindi non è lecito applicare la teoria dello shoaling fino a questa profondità in quanto non è più veritiera l'ipotesi di conservazione del flusso di energia.

Sfruttando questo risultato, anche se non si era programmata inizialmente l'analisi per questa intenzione, si è andati a verificare che il frangimento osservato nel modello fosse anche previsto dalla teoria.

Come è noto in letteratura, si veda per esempio (Kamphuis 1999), il fenomeno dello shoaling tende a far diventare sempre più ripide le creste dell'onda. Infatti quando essa procede verso fondali più bassi ne aumenta l'altezza H e se ne riduce la lunghezza L per cui il rapporto H/L cresce fortemente, al limite tenderebbe all'infinito.

Ovviamente c'è un limite fisico all'accorciamento ed innalzamento delle onde infatti ad un certo punto l'onda frangerà dissipando una larga parte dell'energia che essa trasportata tramite un'elevatissima turbolenza, infatti continuando ancora verso costa si osserva una marcata riduzione dell'altezza d'onda che riesce a procedere.

Esistono diversi modi in cui un'onda può frangere in dipendenza dalla ripidità dell'onda e dalla pendenza, assunta costante sia nelle analisi effettuate che nelle formulazioni teoriche, del fondale. Per caratterizzare il tipo di frangimento osservato viene introdotto il parametro adimensionale di frangimento ξ (Battajes 1974):

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad (3.1)$$

dove α è l'angolo del fondale, L_o è la lunghezza d'onda in acque profonde ($=gT^2/2\pi$) e H_b è l'altezza d'onda frangente.

I vari tipi di frangimento in base al valore del parametro ξ sono raffigurati in Figura 42.

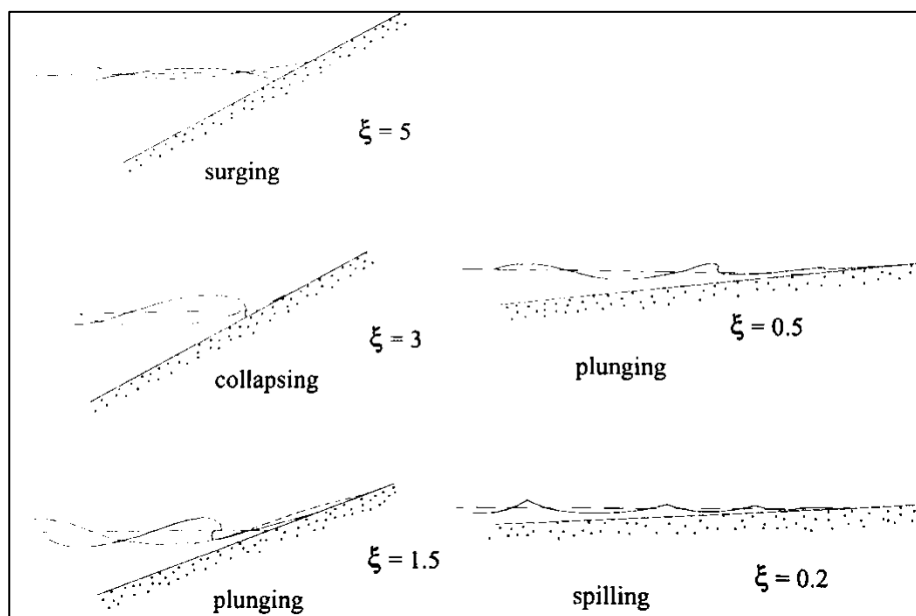


Figura 42 - Tipi di frangimento per diversi valori del parametro di frangimento ξ - (U. Tomasicchio 2011)

Nel nostro caso risulta essere: $L_o = 39.03$ m, $\tan\alpha = 0.1125$ e approssimativamente $H_b = 1.56$ m, per cui il parametro $\xi = 0.56$ quindi ci si aspetta un frangimento del tipo *plunging* o a cascata che sembra confermare quanto qualitativamente si osserva dai risultati del modello numerico riportati in Figura 41.

In letteratura sono inoltre presenti diverse formulazioni empiriche per verificare se l'onda analizzata sia soggetta o meno a frangimento, qualsiasi sia il tipo di esso. Tali metodi si basano sulla definizione di un indice di frangimento $\gamma = H_b/d_b$.

Si riporta di seguito uno dei metodi più classici di buona approssimazione generale, cioè quello di Miche (Miche 1944), che assume γ costante come segue:

$$\gamma = \frac{H_b}{d_b} = 0.89 \quad (3.2)$$

Nel nostro caso risulta, come ricordato prima al limite osservato del tratto a pendenza non nulla, si ha una $d_b = 1.75\text{m}$ ed una H_b teorica di 1.56m . Il rapporto H_b/d_b risulta essere pari a $0.892 > 0.89$ quindi, come correttamente osservato nel modello numerico, si prevede il frangimento dell'onda praticamente allo spigolo con la parte a fondale costante $d=1.75\text{m}$.

3.3 Modellazione frangiflutti sommersi

Come evidenziato nel capitolo 1 lo scopo ultimo di questa tesi è quello di modellare numericamente diverse tipologie di frangiflutti sommersi. Questa tipologia di strutture come largamente spiegato nel primo capitolo sono di elevato interesse per quanto riguarda la protezione di una linea di costa dall'erosione causata dalle onde che incidono su di essa.

Si sono in questa sede sviluppate numerose analisi con diverse geometrie del frangiflutti sommerso ma con eguali caratteristiche dell'onda e di geometria generale del canale.

L'onda incidente considerata ha le seguenti caratteristiche alla generazione:

Tabella 6 - Onda generata per studio di frangiflutti sommersi

H[m]	T[s]	L[m]	Ur[/]
1.39	5	28.00	17.02

Il canale numerico, di cui uno schema viene presentato in rwerk, invece è sempre stato composto dai seguenti tratti:

1. Un tratto iniziale davanti al generatore a profondità costante $d=4\text{m}$ lungo 18m ;
2. Un tratto a profondità linearmente variabile sino a $d=2.5\text{m}$ lungo 16m ;
3. La struttura frangiflutti sommersa, di cui si sono considerate diverse tipologie e dimensioni;
4. Un tratto a profondità costante $d=2.5\text{m}$ sino ad arrivare ad una ascissa di $x=60\text{m}$ ed infine un tratto leggermente inclinato per ridurre gli effetti di riflessione lungo 8m .

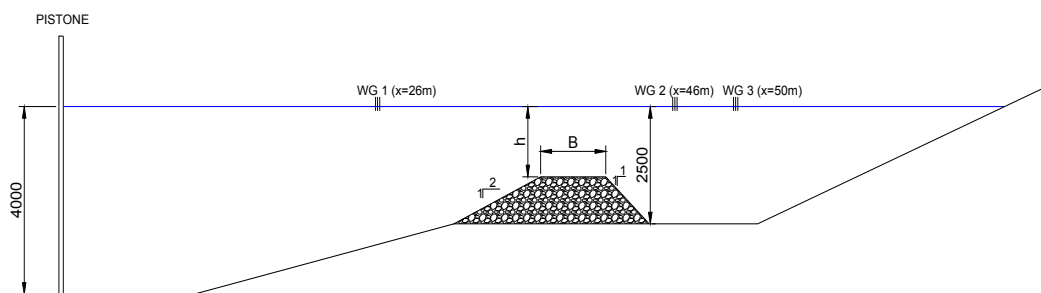


Figura 43 - Schema geometria canale numerico per studio frangiflutti sommersi

Sono state considerate 3 sonde ondamiche o *wave gauges* alle ascisse di $x=26m$, $x=45m$ ed $x=50m$ a partire dalla posizione iniziale del pistone.

La mesh utilizzata ha una dimensione tipica dell'elemento di $0.125m$ per un totale di circa 27 mila elementi. È dopo stata ripetuta un analisi con mesh più fitta per verificare la sostanziale indipendenza del risultato dalla mesh scelta a confermare la bontà del modello.

Le geometrie dei frangiflutti analizzati sono riassunte nella seguente tabella utilizzando le convenzioni espresse in Figura 44:

Tabella 7 - Dimensioni frangiflutti simulati

caso n°	$h[m]$	$B[m]$	$a[m]$	$b[m]$
1	0.5	1.5	4	2
2	0.5	3	4	2
3	0.75	1.5	3.5	1.75
4	0.75	3	0	0
5	1	3	0	0

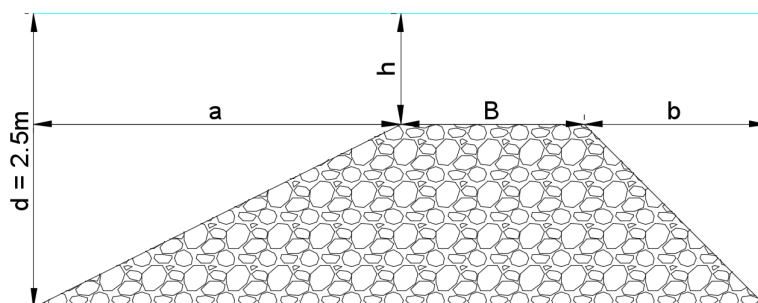


Figura 44 - Schema di dimensioni frangiflutti, arrivo delle onde da sx.

Si noti che i frangiflutti in cui a e b sono considerati pari a zero rappresentano dei frangiflutti rettangolari. Per tutti i casi elencati si è effettuato un confronto tra il coefficiente di trasmissione $K_t = H_{\text{trasmessa}}/H_{\text{incidente}} = H_t/H_i$ predetto dalla formulazione teorica introdotta da (Goda e Ahrens 2008) e perfezionata da (Tomasicchio e D'alessandro 2013), dettagliatamente trattata nel paragrafo 1.3, ed il corrispettivo valore del coefficiente di trasmissione osservato nel modello numerico.

In tutti i casi inoltre i frangiflutti sono stati modellati come imperniabili, per i quali quindi non può esserci movimento d'acqua attraverso il frangiflutti stesso. Questa decisione di ipotizzare come nullo il movimento fluido all'interno del frangiflutti, e quindi anche di ipotizzare che sia nullo il $K_{t_{\text{thru}}}$, è presa in accordo con quanto è sia d'intuizione generale che confermato sperimentalmente in (Goda e Ahrens 2008) e (Tomasicchio e D'alessandro 2013) cioè che per una struttura totalmente sommersa la stragrande maggioranza del fenomeno di trasmissione d'onda oltre la struttura di protezione costiera è imputabile al movimento del fluido che tracima la struttura, per cui $K_t = K_{t_{\text{over}}}$.

Il coefficiente di trasmissione è stato stimato teoricamente considerando le equazioni da (1.6) a (1.12). Si noti come, essendo la struttura frangiflutti modellata come perfettamente liscia si dovrà considerare il dinamometro della mantellata D_{eff} nullo.

L'onda incipiente, generata con le caratteristiche di Tabella 6, è la stessa generata nel paragrafo 3.2 che come si è visto per il fenomeno dello shoaling quando il fondale si riduce a $d=2.5\text{m}$, cioè allo spigolo del frangiflutti, l'altezza d'onda incidente al piede della struttura risulta essere di $H_i = 1.50\text{m}$.

Per la stima dell'altezza d'onda trasmessa si sono sfruttati sia i risultati delle sonde ondametriche considerate e direttamente l'osservazione dell'andamento della superficie libera in un punto in fase di PostProcessing. Delle due sonde inserite dopo il frangiflutti sommerso si è fatto maggiore affidamento a quella inserita più avanti ($x=50\text{m}$) poiché, come evidente nella Figura 45 di confronto, in quella inserita ad $x=45\text{m}$ il risultato è ancora troppo influenzato dalla turbolenza dovuta al frangimento dell'onda causato dal frangiflutti sommerso. Inoltre, è anche evidente nella figura che alcuni punti, rilevati dalla sonda 2 come superficie libera (fondamentalmente trovando il nodo più in alto per una data ascissa), in realtà sono degli schizzi, dei quali ovviamente non si deve tenere conto nella ricerca dell'altezza d'onda trasmessa.

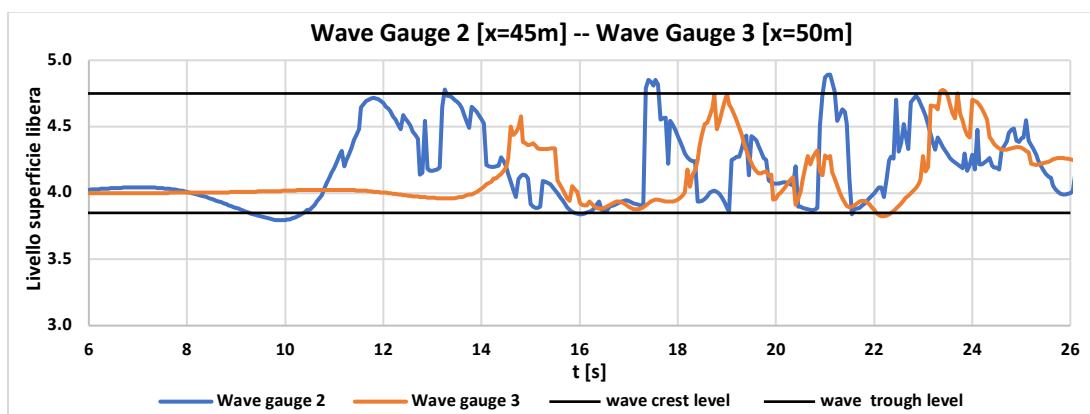


Figura 45 - Confronto tra le due sonde ondamentriche considerate

Per quanto riguarda le varie analisi si riportano in tabella tutti i valori di K_t calcolati secondo la metodologia teorica utilizzata e quelli ricavati dalle analisi numeriche effettuate. Si notano inoltre per tutti i casi il grafico della prima e terza sonda ondamentrica ($x=26m$ e $x=50m$), per dare un confronto tra l'andamento dell'onda prima e dopo il breakwater. Si sono indicati con due linee nere i valori di altezza della cresta e del cavo dell'onda trasmessa al di là del frangiflutti (Wave Gauge 3) assunti per il calcolo dell'altezza d'onda trasmessa H_t .

Inoltre, si è riportata per un caso con il frangiflutti trapezoidale ed un caso con il frangiflutti rettangolare un esempio della visualizzazione nel programma di post processing, da cui sono stati anche prodotti dei video per ogni analisi effettuata per poterne avere un efficace e veloce visualizzazione.

Tabella 8 - Confronto K_t stimato da teoria con valore ricavato da analisi

caso n°	K_t teoria	K_t analisi	$H_{t, teorica}$ [m]	$H_{t, numerica}$ [m]
1	0.57	0.60	0.86	0.90
2	0.51	0.48	0.77	0.72
3	0.61	0.63	0.92	0.95
4	0.60	0.54	0.90	0.81
5	0.64	0.67	0.96	1.00

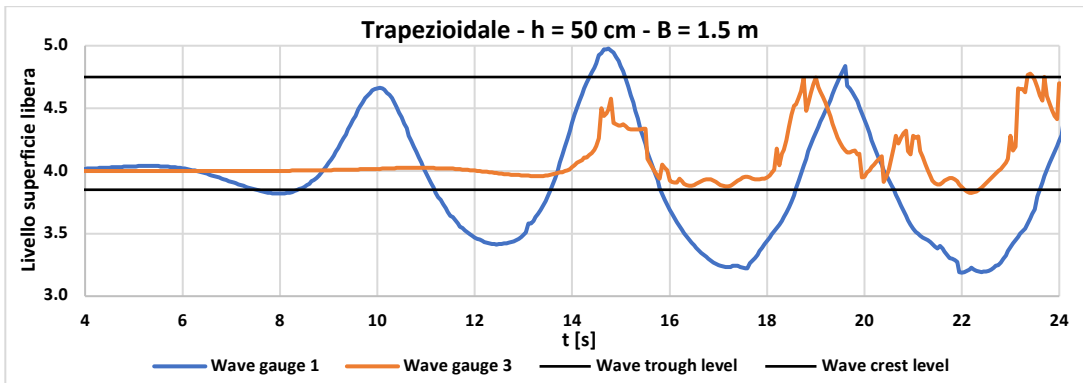


Figura 46 – Caso 1 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa

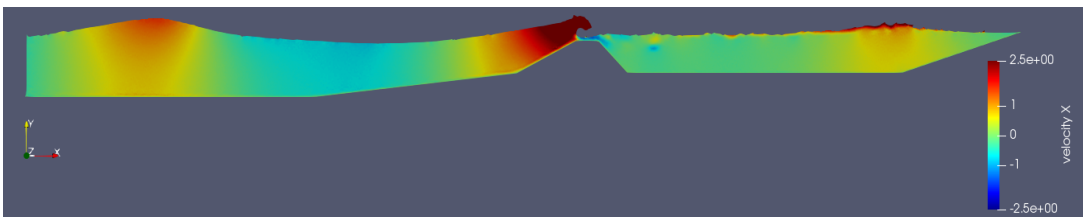


Figura 47 – Caso 1 - Analisi frangiflutti sommerso vista render (t=16,5 s)

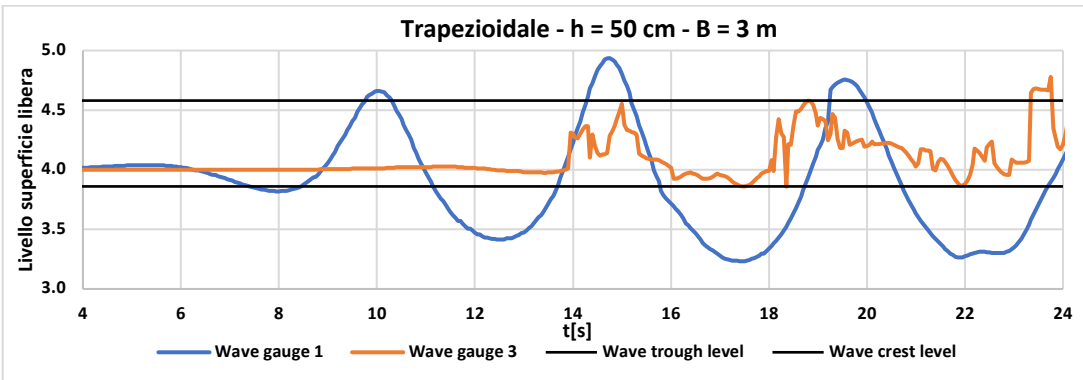


Figura 48 – Caso 2 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa

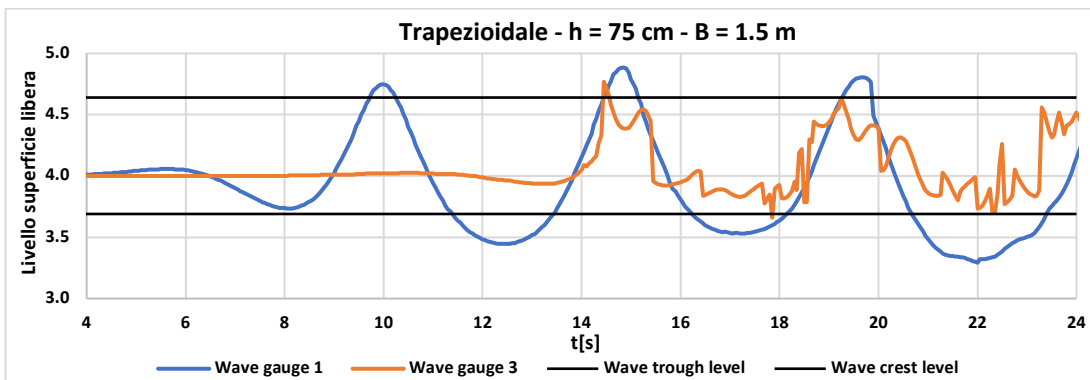


Figura 49 - Caso 3 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa

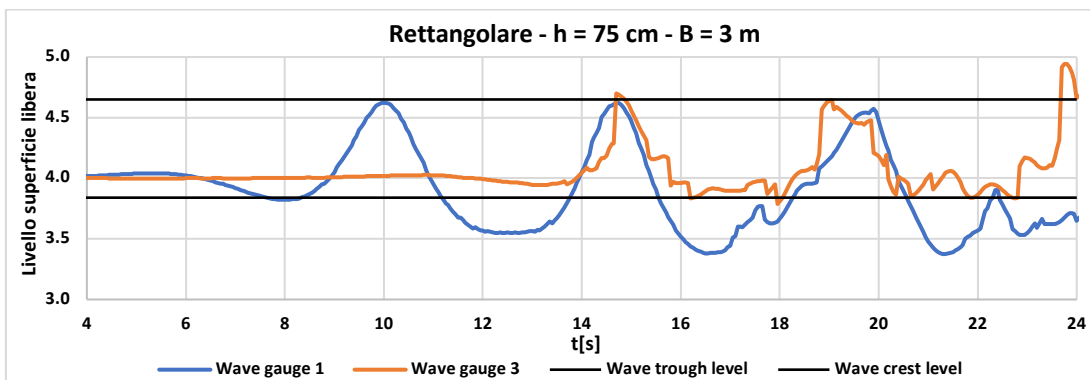


Figura 50 - Caso 4 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa

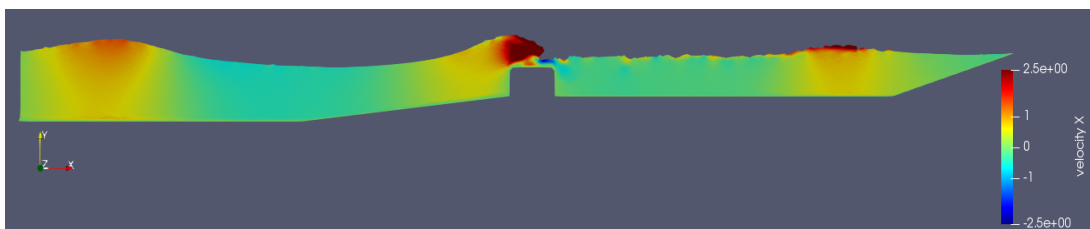


Figura 51 – Caso 4 - Analisi frangiflutti sommerso vista render (t=16.0 s)

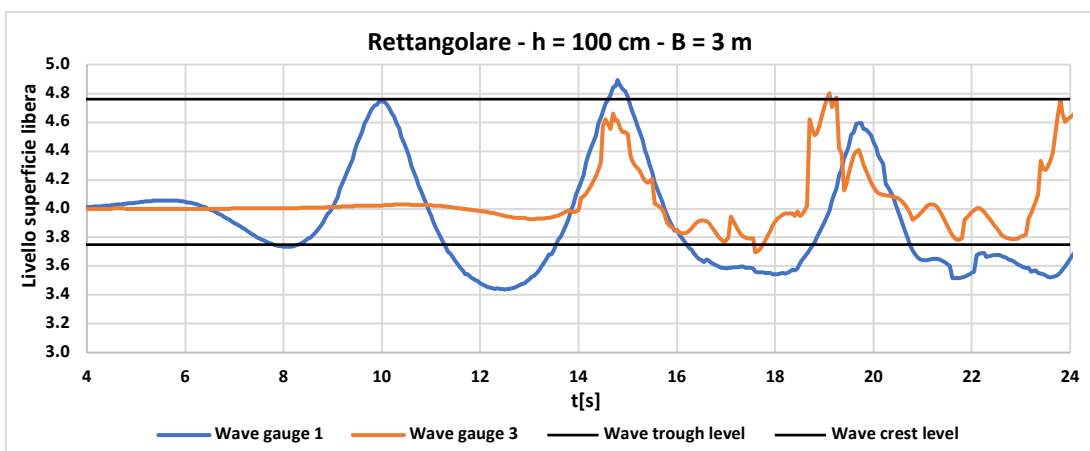


Figura 52 - Caso 5 - Analisi frangiflutti sommerso e dell'onda trasmessa

Dai risultati osservati in Tabella 8 è possibile vedere come la formulazione empirica utilizzata dia dei risultati complessivamente molto concordi con i risultati ottenuti dai modelli numerici. Solamente nel caso 4 si è osservata una discrepanza di valutazione dell'altezza d'onda trasmessa al di là della struttura di protezione costiera di circa il 10%, differenza che può iniziare ad essere significativa sulla quantità di erosione che ci aspetta al di là della struttura in quanto, come ricordato dall'equazione (1.1), la quantità di trasporto solito atteso è proporzionale al quadrato dell'altezza d'onda in arrivo alla spiaggia.

In generale il modello teorico utilizzato risulta essere sufficientemente accurato, almeno quando si utilizzano tipologie di frangiflutti sommersi standard come quelle analizzate sino a questo punto in quanto esse rappresentano la maggior parte del data set utilizzato in (Goda e Ahrens 2008) e (Tomasicchio e D'alessandro 2013) per la calibrazione. Su diverse tipologie strutturali, di cui un esempio di grande interesse attuale è riportato successivamente,

Dai grafici riportati sull'andamento della superficie libera si può notare come dopo il frangiflutti sommerso si osservi un innalzamento del livello medio della superficie libera, che risulta essere significativamente superiore ai 4 m metri che si avevano in condizioni di perfetta calma. Questa osservazione è coerente con quanto presente in letteratura, infatti studi recenti sono stati effettuati per calcolare questo aumento del livello medio della superficie libera δ [m], in inglese *wave setup*, come illustrato in Figura 53. Per esempio si veda (Calabrese, Buccino e Vicinanza 2005) dove viene riportata la formula di Diskin di seguito illustrata (Diskin, Vajda e Amir 1970):

$$\frac{\delta}{H_i} = 0.60 \cdot \exp \left[- \left(0.70 + \frac{h}{H_i} \right)^2 \right] \quad (3.3)$$

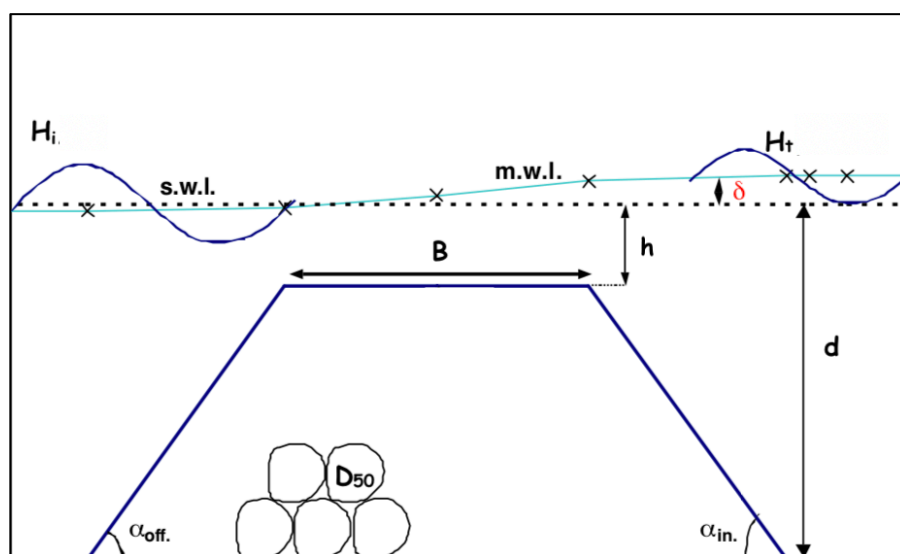


Figura 53 - Wave setup in presenza di frangiflutti sommersi - (Calabrese, Buccino e Vicinanza 2005)

A titolo di esempio si riporta che per la geometria del caso 1 prima analizzato la formula (3.3) da come risultato $\delta = 0.31$ m mentre lo stesso valore dai risultati del modello numerico, calcolando la differenza tra il livello medio dell'onda ed il livello dell'onda risulta essere $\delta = 0.30$ m quindi il livello di precisione ottenuto in questo caso è molto elevato, dando quindi confidenza sulla bontà della formula (3.3).

3.3.1 Valutazione delle ipotesi effettuate

Come si era anticipato nello svolgere le analisi del paragrafo 3.3 si era assunto, in accordo con quanto teorizzato anche in letteratura, che essendo la struttura completamente sommersa ed addirittura con una sommersenza relativa abbastanza grande (per tutti i casi si ha $h/H_i \geq 1/3$) si possa considerare la struttura impermeabile attribuendo tutto il contributo all'onda trasmessa da parte della quantità d'acqua che passa al di sopra della struttura ($K_t = K_{t_{\text{lower}}}$).

Si è quindi effettuata un'analisi con geometria equivalente a quella del caso 4 di Tabella 7, in cui è consentito il passaggio dell'acqua all'interno del frangiflutti, inserendo un sistema di fori come elencato in Figura 54. Ovviamente la reale filtrazione all'interno di una struttura frangiflutti massiva reale sarà molto minore di quella che si osserverà in questa analisi perché i canali di filtrazione saranno molto più piccoli di quelli qui considerati.

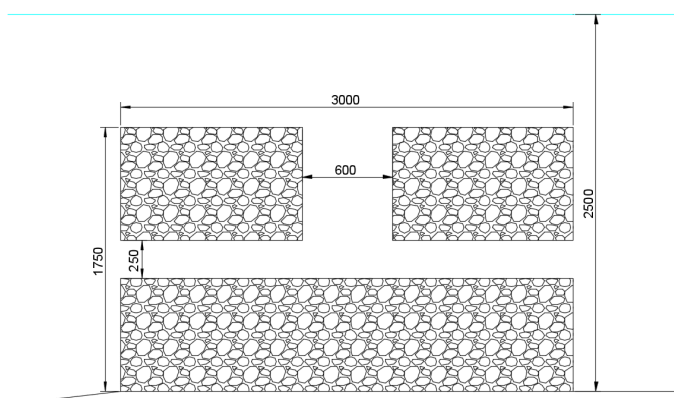


Figura 54 - Schema frangiflutti sommerso forato implementato con misure in mm

È stata effettuata un'analisi con dimensione media degli elementi e caratteristiche di onda generata perfettamente equivalente a quelle sviluppate nel punto precedente per poter avere un più diretto confronto sui risultati ottenuti, che vengono evidenziati nella Figura 55 e nella tabella seguente:

Tabella 9 - Confronto influenza permeabilità della struttura

	Ht [m]	Kt [/]
Frangiflutti forato	0.84	0.56
Frangiflutti caso 4	0.81	0.54

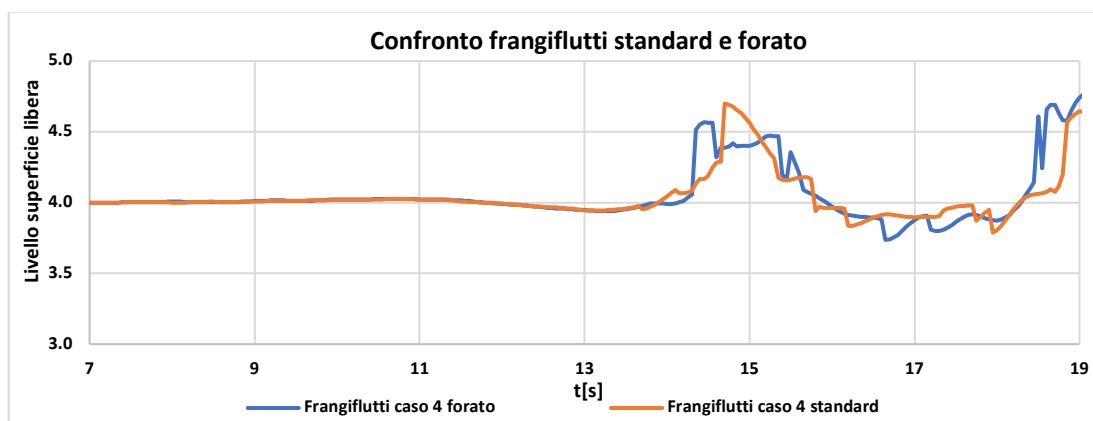


Figura 55 - Influenza della permeabilità della struttura sommersa

Come è possibile osservare sia dai dati presenti in Figura 55 che dalla Tabella 9 la differenza riscontrata tra i due casi è molto bassa, cioè si ha un'altezza d'onda superiore di solamente 3 cm rispetto al caso impermeabile nell'analisi in cui si è considerato il frangiflutti forato.

Notando che questo valore di differenza d'altezza d'onda sarebbe già di per sé trascurabile, perché dell'ordine dell'errore di valutazione del modello utilizzato, si può ritenere ancor più accettabile l'ipotesi di trascurare il contributo della filtrazione nella trasmissione dell'onda sotto costa della struttura se si considera che anche in una struttura a mantellata la permeabilità sarebbe molto minore del caso simulato in quanto essa è proporzionale alla grandezza dei canali di filtrazione, che in questo caso si erano volutamente esagerati.

Infine, si riporta un'altra analisi effettuata per dimostrare l'indipendenza dei risultati ottenuti dalla mesh applicata, anche per confermare la soddisfacente precisione derivante dalla dimensione tipica della mesh scelta per le analisi effettuate elencate in Tabella 7. Per quest'operazione si è semplicemente ricondotta l'analisi caso 1 con una mesh con dimensione tipica 0.10m (invece che 0.125m) e quindi con un maggiore numero complessivo di elementi, pari a circa 43 mila (invece che 27 mila).

Si riportano come esempi quello della prima sonda ondometrica, cioè posizionata prima del frangiflutti, in Figura 56, e quello per la terza sonda, inserita dopo il frangiflutti in Figura 57. Come è possibile vedere il grado di accuratezza è molto elevato per entrambe le sonde. Per quanto riguarda la figura tre alcune differenze puntuali sono causate dal già citato problema della presenza degli schizzi, che vanno a sporcare il valore di altezza della superficie libera rilevato in un punto e non sono realmente rappresentativi dell'altezza d'onda.

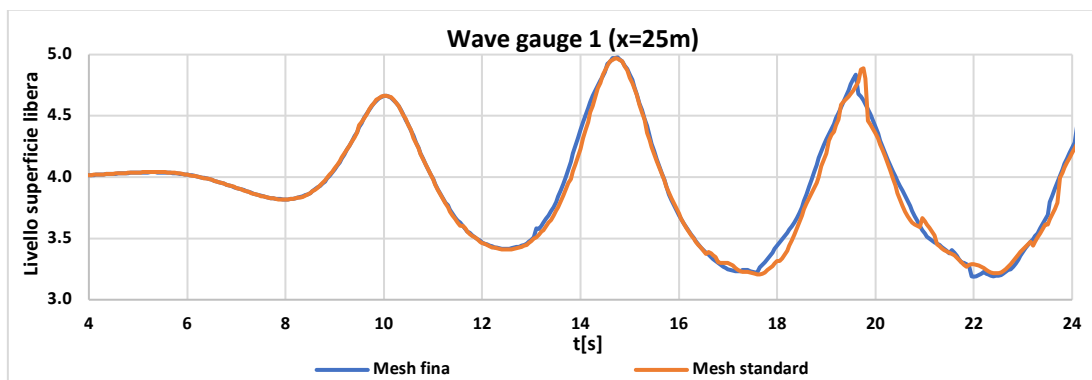


Figura 56 - Confronto indipendenza dalla mesh - sonda 1

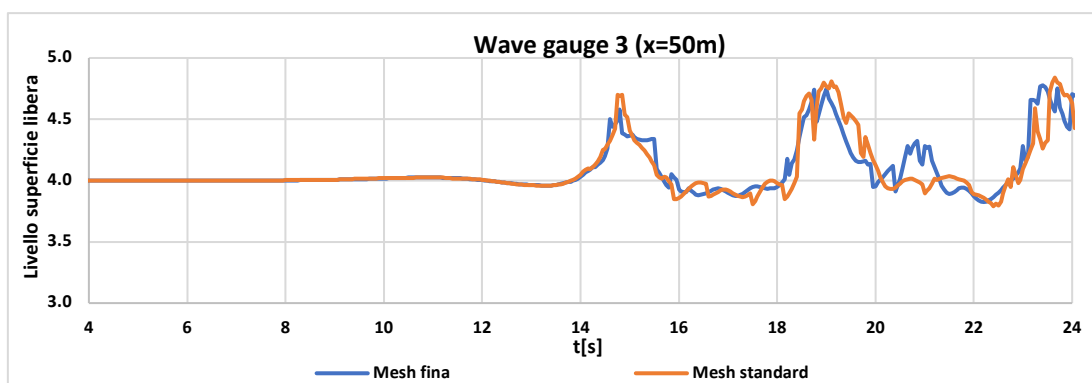


Figura 57 - Confronto indipendenza dalla mesh – sonda 3

3.4 Modellazione Reefball™

Come in moltissimi altri campi dell'ingegneria civile in tempi recenti anche negli interventi di protezione costiera o in generale di ingegneria idraulica marittima si è sempre portati a porre maggiore attenzione all'impatto ambientale di una nuova opera che si intende realizzare.

Queste considerazioni di tipi ecologico e ambientale sono ancora più rilevanti quando il luogo in cui si vuole andare a realizzare una nuova struttura ha particolare pregio naturalistico, come spesso accade nelle spiagge in cui si studia l'ipotesi di posizionamento di strutture di protezione costiera. Come già anticipato nel Capitolo 1 già le tradizionali tipologie di frangiflutti sommersi hanno ottime prestazioni anche dal punto di vista dell'impatto ambientale e visivo in quanto non essendo emergenti dall'acqua non creano un effetto diga tra un ambiente sotto costa e quello a largo oltre a limitare fortemente il pericolo di

eutrofizzazione della parte di mare protetta in cui si creerebbero condizioni anossiche inidonee per la vita di molte specie acquatiche.

Si sono tuttavia sviluppate delle nuove tipologie di frangiflutti sommersi che, oltre all'obiettivo di soddisfare il requisito tecnico di dissipazione dell'energia dell'onda in arrivo per ridurre il potere erosivo, ancor di più tendono a salvaguardare o anzi a migliorare l'habitat della spiaggia per la fauna e flora marina, creando una barriera corallina artificiale.

Tra queste tipologie di frangiflutti sommersi innovati ed eco-compatibili una delle più famose e con più casi di utilizzo con successo è sicuramente rappresentata da quelle costruite in unità Reefball™ (Barber 1999) di cui un esempio d'applicazione sul ed uno schema costruttivo sono riportati in Figura 58 e Figura 59.

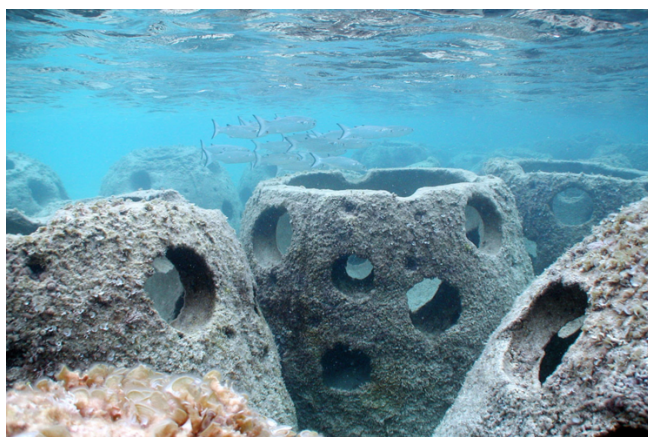


Figura 58 - Esempio di barriera sommersa realizzata in Reefball - (www.reefballitalia.it 2019)

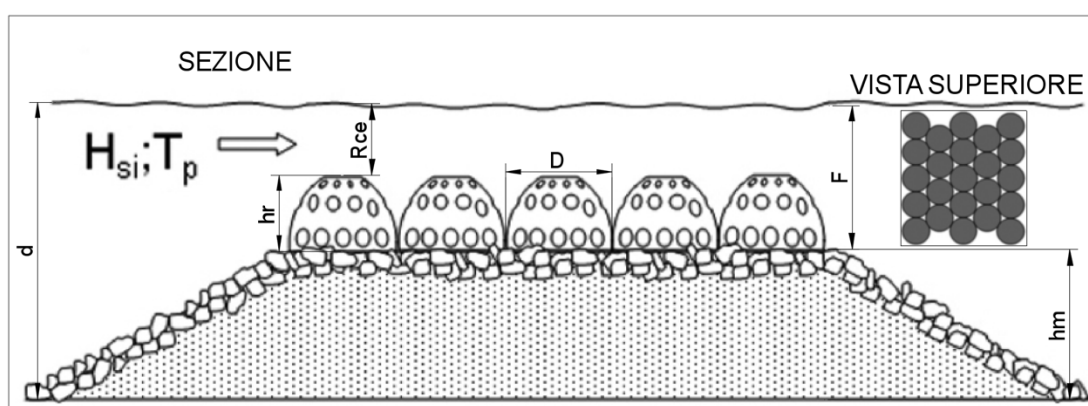


Figura 59 - Schema realizzazione barriera con reefball e nomenclature – adattamento da (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013)

Queste unità campaniliformi, brevettate nel 1993 negli Stati Uniti e realizzate in calcestruzzo a pH neutro, appartengono alla famiglia degli HASAR (*Hemispherical Shape Artificial Reef*) erano state inizialmente sviluppate per applicazioni di ripopolamento ittico e di ricostruzione artificiale delle barriere coralline. Successivamente, data la sempre crescente importanza presa dalla mitigazione dell'impatto ambientale nelle opere di ingegneria civile, il loro utilizzo è stato esteso alla protezione dei litorali.

I Reefball™, che sono disponibili in diverse dimensioni da poche decine di chilogrammi a 2.7 tonnellate per soddisfare le differenti esigenze, sono internamente cavi e forati lateralmente in maniera tale da generare una turbolenza per favorire una rapida colonizzazione da parte di specie ittiche. Inoltre, modificando la tessitura superficiale, si può favorire l'ammorsamento di diverse specie coralline.

Questi elementi possono essere posati sopra una berma d'appoggio realizzata spesso a gettata di massi, come nei due casi che si analizzeranno in questa tesi e riportato in Figura 59, o direttamente sul fondale marino quando si vogliono posizionare a profondità non elevata.

Inoltre permettono notevoli risparmi sia sulla necessità di cavare enormi quantità di materiale roccioso se si volesse utilizzare una barriera completamente realizzata in roccia naturale (tipologia che ha la massima diffusione) sia se si volesse utilizzare una struttura completamente massiva in calcestruzzo in quanto questi sono forati e a parità di dimensione hanno minore volume pari circa a 1 m³ per il blocco più grande di diametro 1.83 m e altezza 1.52 m.

3.4.1 Confronto tra metodo di dimensionamento attuale e modello numerico

Tuttavia, come viene riportato dall'associazione che li ha brevettati (<http://www.reefball.org>), anche se sono state realizzati globalmente oltre 3500 progetti, non è ancora stata fatta una dettagliata sperimentazione per lo sviluppo di formulazioni per il dimensionamento idraulico, quindi la stima del coefficiente di trasmissione K_t atteso, per diverse geometrie e caratteristiche d'onda in arrivo.

Il modello al momento più completo e specificatamente sviluppato per questo scopo è riportato in (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013). Gli autori hanno sviluppato un approccio

concettuale di previsione tramite una semplificazione e schematizzazione dei fenomeni fisici riguardanti il processo di trasmissione dell'onda, basandone i limiti e calibrandolo sulla base di quasi 300 diversi dati sperimentali da modello fisico sviluppati indipendentemente dal *Queen's University Coastal Engineering Research Laboratory* (QUCERL, Canada) e dal *Engineering Research and Development Center Coastal and Hydraulics Laboratory di Vicksburg* (ERDC/CHL, USA).

Viene però riportato dagli autori stessi che i dataset utilizzati potrebbero non risultare totalmente rappresentativi. In particolare, in tutti i modelli sviluppati dal QUCERL sia la larghezza della struttura alla base dei Reefball™ che la sua altezza sono stati tenuti costanti quindi assumendo, senza evidenti motivazioni teoriche, che il loro rapporto sia un invariante di scala. Per quanto riguarda i modelli sviluppati dal ERDC/CHL invece gli autori ricordano come essi siano stati effettuati solamente su modelli di Reefball™ basati direttamente sul fondale marino.

Per quest'ultima motivazione gli autori hanno evidenziato una particolare necessità di una successiva validazione del modello da loro sviluppato con ulteriori modelli fisici soprattutto nel caso in cui i Reefball™ siano posati sopra una berma d'appoggio anche a fronte dell'evidente altissimo costo di realizzazione di un gran numero di modelli fisici in laboratorio. Si riporta in Figura 60 un grafico di comparazione tra il valore del coefficiente di trasmissione predetto e quello misurato sperimentalmente sui dati sul quale è stato calibrato il modello.

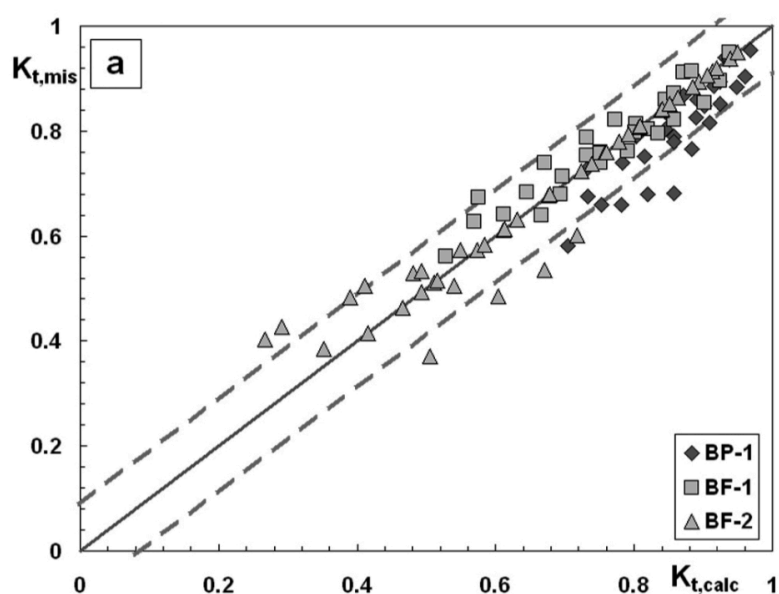


Figura 60 - Comparazione tra K_t predetto e misurato sui dati utilizzati per calibrazione modello - (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013)

Questa considerazione finale ha spinto ad occuparsi in questa tesi del caso di Reefball™ posati su una struttura d'appoggio, schema che risulterebbe di elevato interesse quando si vogliono posare a protezione di spiagge che ricevono grandi mareggiate e per le quali quindi le strutture di protezione dovranno essere posate a maggiore distanza dalla linea di costa e quindi a maggiore fondale.

Sono state testate due diverse geometrie per semplicità di confronto inserite nello stesso canale utilizzato al sotto capitolo 3.3 quindi di profondità $d = 2.5$ m dove è presente la barriera frangiflutti sommersa, come evidenziato nella seguente tabella, basate su una berma rettangolare, con le nomenclature elencate in Figura 59:

Tabella 10 - Dati geometrie analizzate

	N°	D [m]	h _r [m]	Rce [m]	F [m]	h _m [m]
Caso 1	2	1.50	1.00	0.75	1.75	0.75
Caso 2	4	1.50	1.00	0.75	1.75	0.75

La larghezza della barriera sommersa, alla base dei reefball, risulta essere $B = N^{\circ} \text{unità} \times D$ pari a 3m per il Caso 1 e a 6m per il Caso 2.

Anche l'onda generata è equivalente a quella utilizzata nel paragrafo 3.3, quindi con un'altezza d'onda incidente sulla struttura $H_i = 1.50$ m.

Per prima cosa si è applicato il metodo sviluppato in (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013) per entrambe le geometrie. Il metodo si basa su 3 differenti formulazioni in base sia al parametro $R^* = Rce/H_i$ (nei nostri casi $=0.500$) e, nel caso in cui i Reefball siano posati su una berma sommersa, in base al parametro F/h_m si deciderà se trattare il problema con la stessa formulazione dei Reefball poggiati direttamente sul fondale (se $F/h_m > 1$ come nei nostri due casi dove $=2.333$) o se assimilare il comportamento a quello di una barriera sommersa tradizionale di altezza pari a quella della sola berma con una resistenza aggiuntiva.

Si riporta in questa tesi solamente la metodologia da utilizzare per i due esempi sviluppati. Per gli altri si rimanda a (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013).

Nel caso in esame, in cui risulta $R^* = Rce/H = 0.500$ si può stimare K_t come segue:

$$K_t = a \cdot R^* + b \tag{3.4}$$

In cui definito b^* come segue:

$$b^* = \frac{D \cdot (N^0 - 1) \cdot v}{\sqrt{H_t L_0}} \quad (3.5)$$

a e b, se b^* è minore di 4 (nel nostro caso $b^* = 0.19$ per il caso 1 e $b^* = 0.60$ per il caso 2) possono essere definiti come segue:

$$a = 0.20 + \exp[-0.2167(b^* - 3.2)^2] \quad (3.6)$$

$$b = -0.5 + 1.17 * \exp[-0.46b^{*1.5}] \quad (3.7)$$

Per il tipo di posizionamento delle Reefball che occupano tutta la parte superiore della berma di base e sono posate perfettamente accostate una all'altra come indicato in Figura 59 il parametro v può essere assunto unitario. Per L_0 si intende la lunghezza d'onda in acque profonde, pari ad $L_0 = gT^2 / (2\pi) = 39.03$ m.

Eseguendo i suddetti passaggi si ottiene un valore di coefficiente di trasmissione previsto pari a $K_t = 0.79$ per il caso uno con due Reefball e ad un valore di $K_t = 0.66$ per il caso due con quattro Reefball.

Le analisi numeriche effettuate sono state svolte con una mesh di dimensione caratteristica pari a quella standard usata nei svariati casi analizzati al paragrafo 3.3 cioè 0.125m per un totale di circa 27 mila elementi. I Reefball sono stati modellati come delle perfette semi ellissi impermeabili, in quanto come analizzato al paragrafo 3.3.1 ci si aspetta che il movimento del fluido all'interno dei fori dei Reefball non dia un significativo contributo all'onda trasmessa a tergo della struttura.

Si riportano due immagini della velocità e i due grafici del confronto tra l'onda in arrivo e l'onda trasmessa dopo la struttura, monitorate anche qui con due sonde poste una prima ($x = 26$ m) e una dopo ($x = 50$ m) la barriera sommersa come nelle analisi precedenti.

Inoltre, nella tabella seguente si evidenzia il confronto tra il coefficiente di trasmissione misurato dai risultati del modello numerico e quelli previsti dalla formulazione teoria presentata. Le convenzioni utilizzate nei grafici sono le medesime delle analisi precedenti.

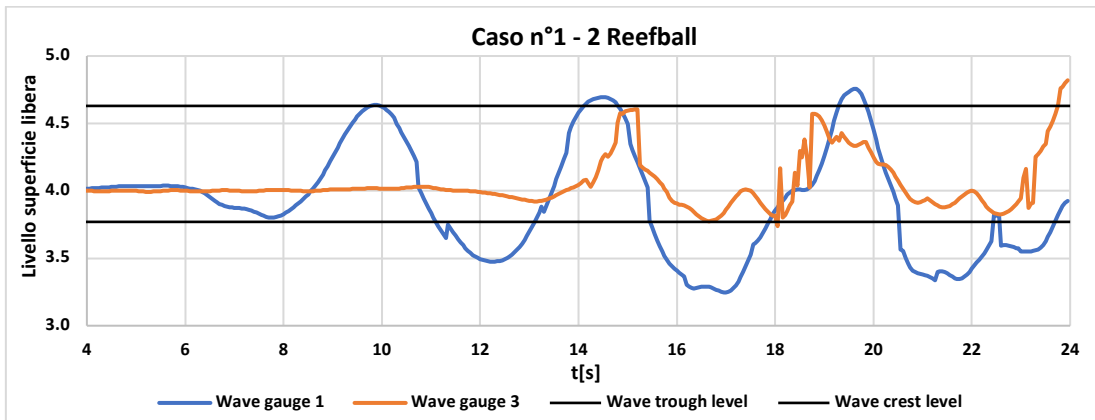


Figura 61 - Risultati analisi caso 1 - 2 Reefball

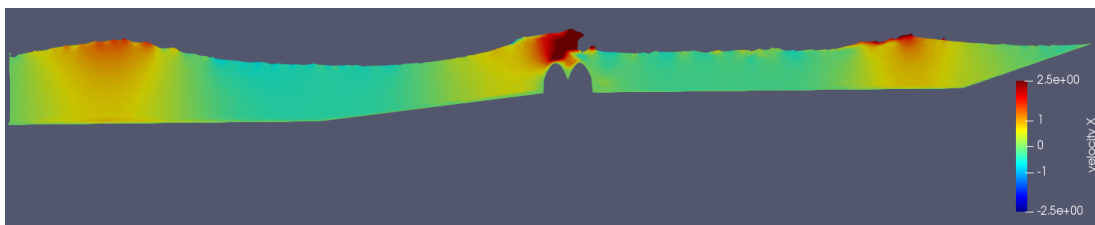


Figura 62 - Renderview velocità orizzontale - caso 1 - 2 Reefball (t=16,5 s)

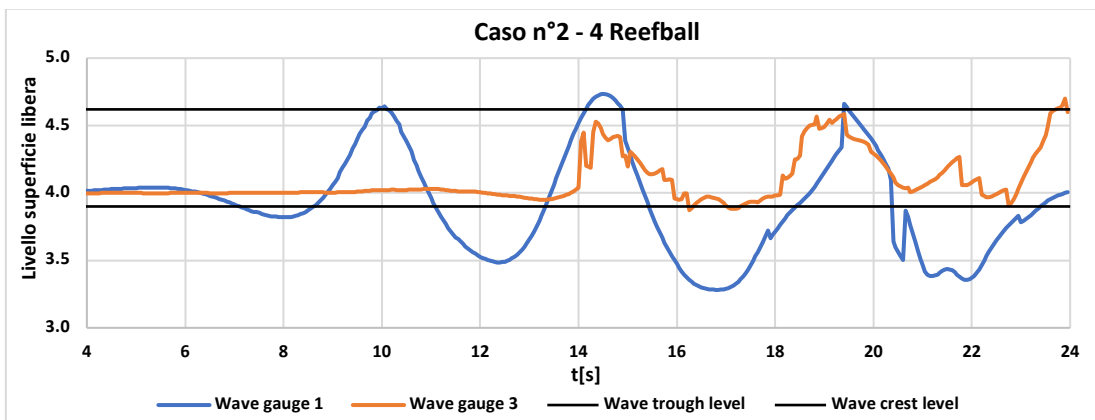


Figura 63 - Risultati analisi caso 2 - 4 Reefball

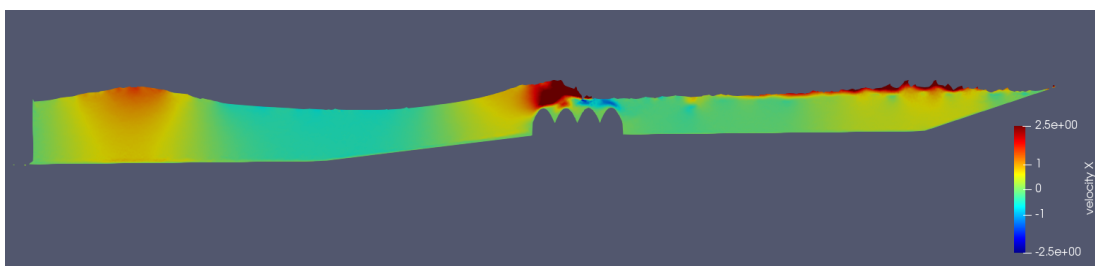


Figura 64 - Renderview velocità orizzontale - caso 2 - 4 Reefball (t=16,5 s)

Tabella 11 - Confronto risultati teorici e numerici

	K_t teorico	H_t teorico	K_t num	H_t num
Caso 1 (2 Reefball)	0.79	1.19 m	0.57	0.86 m
Caso 2 (4 Reefball)	0.66	1.00 m	0.48	0.72 m

Analizzando i valori riportati in Tabella 11 è evidente come siano presenti grosse discrepanze tra il coefficiente di trasmissione previsto per le due geometrie dal metodo riportato in (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013) e quando risulta dai modelli numerici effettuati. Questa differenza è significativamente maggiore di quella osservata tra i vari test effettuati nel sotto capitolo 3.3 e risulta così ampia che non può essere accettata.

Si è ipotizzato che la grande discordanza riscontrata, più che alla mancata rappresentazione dei vuoti interni dei Reefball e a alla loro approssimazione di forma effettuata o ad una così scorretta predizione della formulazione teoria utilizzata, possa essere dovuta al fatto che una barriera realizzata con unità Reefball non sia mai perfettamente rappresentabile da un modello bidimensionale.

Infatti, anche nel caso in cui il fondale sia perfettamente uniforme e la barriera sia esattamente rettilinea lungo la direzione parallela al corpo della barriera stessa, tra due unità Reefball adiacenti, data la loro forma approssimabile ad una semi ellissoide, ci sarà uno spazio vuoto in cui quindi la sommergezza della struttura frangiflutti sarà effettivamente maggiore che nei punti in cui è centrata un'unità Reefball. Questa particolarità geometrica ovviamente si perde in un modello numerico 2D in cui si considera solamente una sezione del frangiflutti.

Si deve considerare che le formule del modello di (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013) sono state sviluppate su modelli fisici in scala in canale che, anche se permettono solo lo studio di un attacco di onde perfettamente frontale, sono stati comunque realizzati con una larghezza di diverse unità Reefball (circa 8) quindi che riescono, almeno parzialmente, a tenere conto della reale configurazione in pianta delle unità, come evidente in Figura 65.

Per questa motivazione si è scelto di effettuare un'analisi numerica 3D con una geometria analoga a quella tipica dei canali utilizzati nei modelli fisici effettuati per calibrazione delle formule.



Figura 65 - Esempio modello fisico Reefball in laboratorio - (Del Vita 2016)

3.5 Modellazione altre tipologie di frangimento

Per dimostrare un altro possibile campo di applicazione del modello numerico utilizzato si sono volute modellare altre diverse tipologie di frangimento dell'onda, in aggiunta al frangimento di tipo *plunging* o a cascata che si era evidenziato nel commento dei risultati dell'analisi di shoaling al sotto paragrafo 3.2.

In particolare, come già ricordato nel paragrafo 3.2, la tipologia del frangimento di un'onda che procede verso riva è influenzato sia dalle caratteristiche geometriche del profilo del fondale (inclinazione) che dalle caratteristiche dell'onda stessa (lunghezza d'onda in acque profonde L_0 e altezza al frangimento H_b).

La tipologia di frangimento aspettata in maniera qualitativa può essere stimata con il già citato parametro di frangimento ξ in formula (3.1) di cui i valori tipici per la varie tipologie di frangimento sono riportate in Figura 42. In questa sede si sono implementate due diverse geometrie in modo da avere una tipologia di frangimento *collapsing*, tipica dei fondali molto pendenti ed in cui l'energia viene dissipata con una grande turbolenza localizzata, ed una di tipo *spilling*, al contrario tipica di spiagge molto poco inclinate e che dissipa l'energia dell'onda in una turbolenza d'intensità minore ma di lunghezza paragonabile alla lunghezza d'onda.

L'onda generata del pistone è stata la stessa utilizzata nei sotto paragrafi 3.2, 3.3 e 3.4 i cui valori di altezza d'onda H e lunghezza L si sono presentati in Tabella 4. La geometria nelle due casi è stata creata con un'inclinazione del fondo tale da avere dei valori di ξ tipici per le due tipologie di frangimenti che si volevano realizzare. I parametri del parametro di frangimento

ξ sono stati di $\xi = 3.3$ per primo caso (*collapsing* - Figura 66) e di $\xi = 0.18$ per il secondo caso (*spilling* - Figura 67).

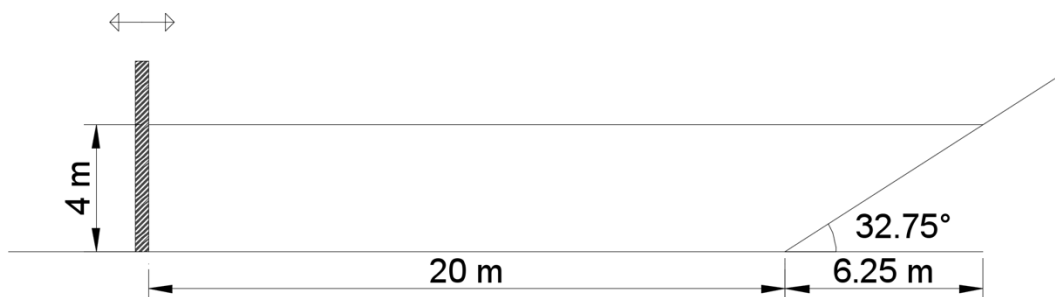


Figura 66 - Frangimento Collapsing - Canale

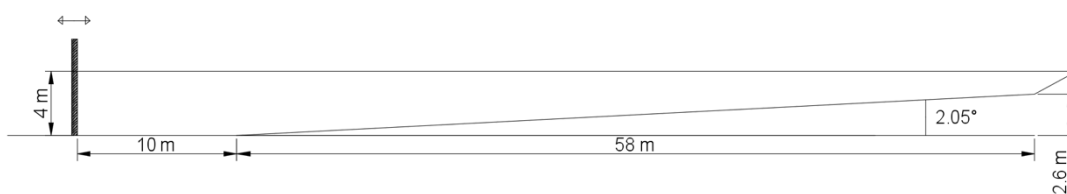


Figura 67 - Frangimento Spilling - Canale

La mesh utilizzata nel primo caso (*collapsing*) ha una dimensione media di 0.10 m per un totale di circa 20 mila elementi, mentre quella del secondo caso (*spilling*) ha una dimensione media di 0.16 m per un totale di circa 19 mila elementi.

Si riportano di seguito i grafici relativi a tre diverse istantanee temporali nelle due analisi condotte:

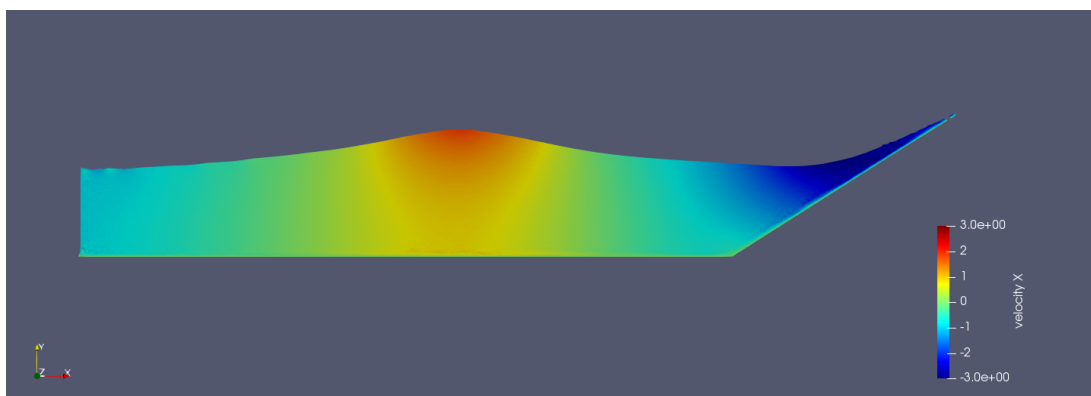


Figura 68 - Frangimento Collapsing - Velocità orizzontale al tempo $t = 12.5s$

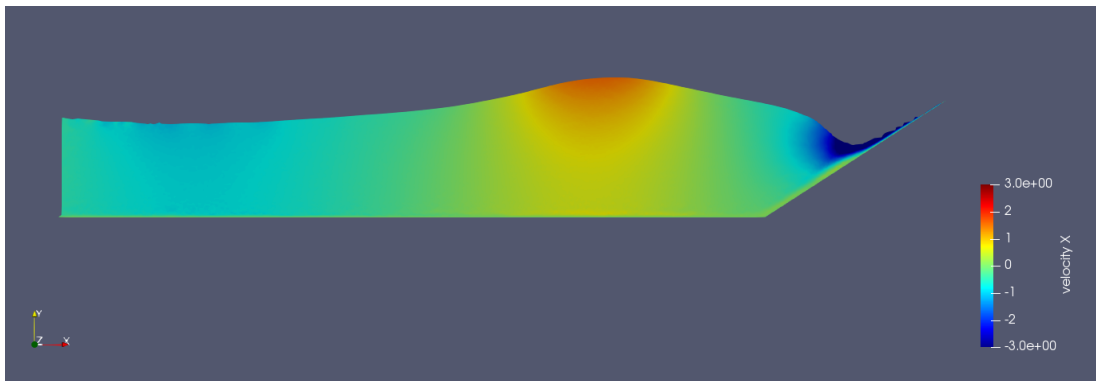


Figura 69 - Frangimento Collapsing - Velocità orizzontale al tempo $t= 13.4s$

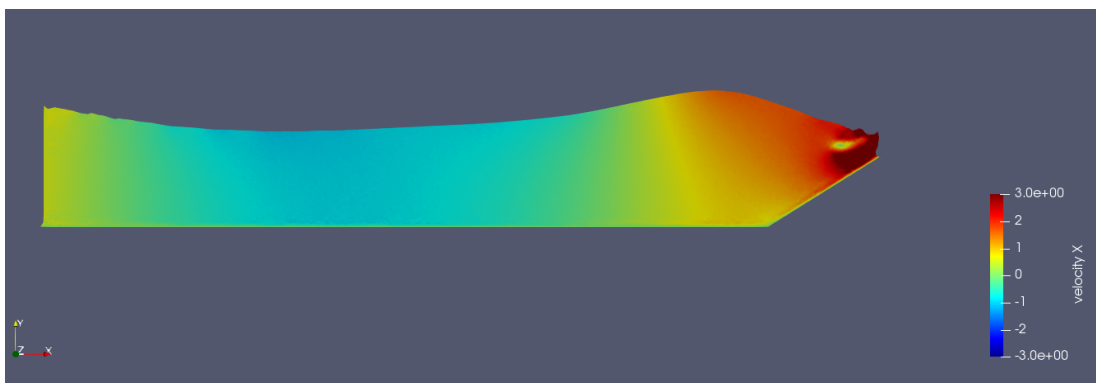


Figura 70 - Frangimento Collapsing - Velocità orizzontale al tempo $t= 14.25s$

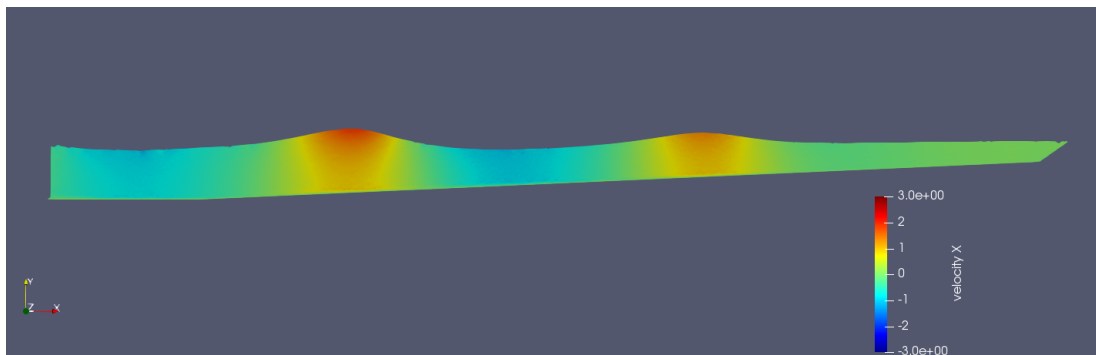


Figura 71 - Frangimento Spilling - Velocità orizzontale al tempo $t= 13.5s$

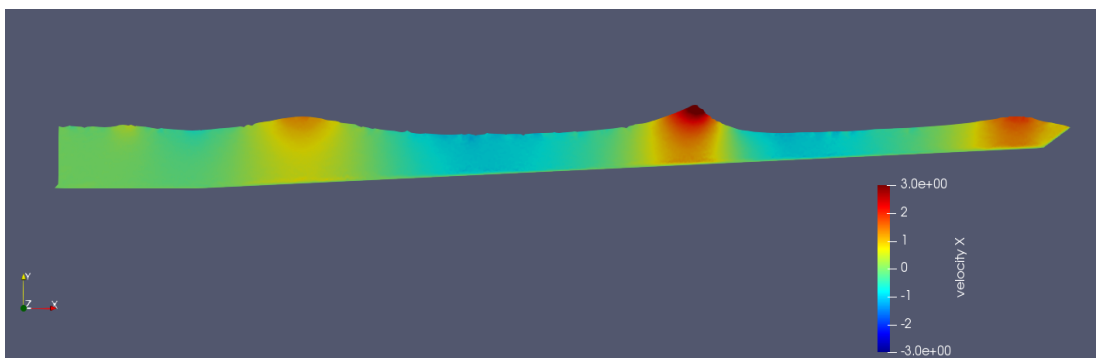


Figura 72 - Frangimento Spilling - Velocità orizzontale al tempo $t= 18.0 s$

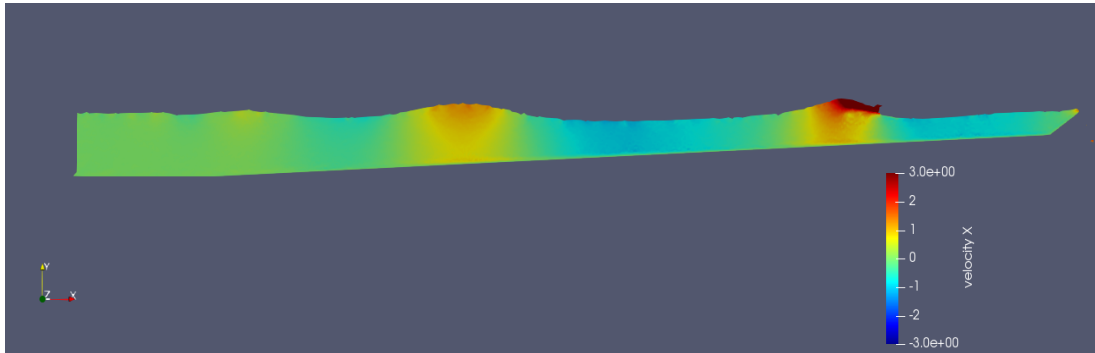


Figura 73 - Frangimento Spilling - Velocità orizzontale al tempo $t= 20.0$ s

È possibile notare come le analisi colgano il comportamento qualitativo atteso anche per queste altre due tipologie di frangimento analizzate.

Si noti come per tipologie di problemi che, come lo studio del frangimento di un'onda su un dato fondale, richiedono particolare precisione nel simulare alte turbolenze nel dominio fluido che è velocemente variabile sia nel tempo che nello spazio l'utilizzo di un metodo numerico basato sulla formulazione Lagrangiana come quello presentato in questa tesi è particolarmente indicato.

CAPITOLO 4

SIMULAZIONI

EFFETTUATE 3D

Come evidenziato alla fine del capitolo precedente, per provare che una non precisa rappresentazione tridimensionale della geometria di un frangiflutti sommerso su cui sono poggiati delle file di unità Reefball™ sia la causa di una elevata differenza tra il coefficiente di trasmissione previsto dalla formulazione teorica e quello risultante dalle analisi numeriche in due dimensioni effettuate, è stato sviluppato un modello 3D.

Si è quindi deciso di emulare numericamente un tipico canale utilizzato per la realizzazione di modelli fisici in laboratorio per lo studio di problemi di idraulica marittima e costiera (Figura 65), come quelli i cui risultati sono stati utilizzati in (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013) per ricavare la stima del coefficiente di trasmissione K_t delle diverse geometrie di barriere sommerse realizzate tramite l'utilizzo di unità Reefball™.

4.1 Simulazioni effettuate

Il codice è stato modificato analogamente al 2D (paragrafo 2.2) in modo da poter consentire ad uno dei bordi della vasca o canale numerico di muoversi come un pistone per la generazione di onde, con equazioni di movimento derivata dalla teoria d'onda di Stokes al second'ordine.

Ovviamente nelle analisi tridimensionali il costo computazionale è molto maggiore perché molto maggiore è il numero di elementi che si vanno a creare. Infatti il canale simulato ha

larghezza abbastanza ampia in modo tale che il bordi non influenzino quello che succede nella mezzeria.

4.1.1 Validazione modello 3D – Caso shoaling

Per un confronto con i risultati del modello numerico bidimensionale si è scelto di effettuare la stessa analisi riportata al paragrafo 3.2 riguardo lo shoaling di un onda generata su di un canale a profondità variabile (adattata per avere anche una larghezza di 4 m).

Le varie parti del canale considerato, di lunghezza totale 60 m e larghezza costante 4 m, sono le seguenti:

- Un tratto iniziale, di lunghezza 20 m, a profondità costante pari a 4 m;
- Un tratto, di lunghezza 20m, a profondità linearmente variabile sino a 1.75 m;
- Un tratto, di lunghezza 12m, a profondità costante pari a 1.75m;
- Una parete finale, leggermente inclinata per diminuire l' indesiderato effetto di riflessione delle onde in arrivo, di lunghezza 8m.

L'onda generata, coerentemente con quanto fatto nella simulazione 2D, ha le caratteristiche elencate nella Tabella 12. La dimensione media della mesh adottata è pari a 0.20 m (0.125 m nel 2D) per un totale di circa 415'000 elementi (circa 24'000 nel 2D). Un'immagine del canale utilizzato con la relativa mesh è riportata in Figura 74. Per simulare 20 secondi con una macchina dotata di un processore Intel i7-4700 @2.4 GHz sono state necessarie circa 95 ore.

Tabella 12 - Caratteristiche onda analisi 3D

H [m]	T [s]	L [m]	Ur [/]
1.39	5.00	28.0	17.05

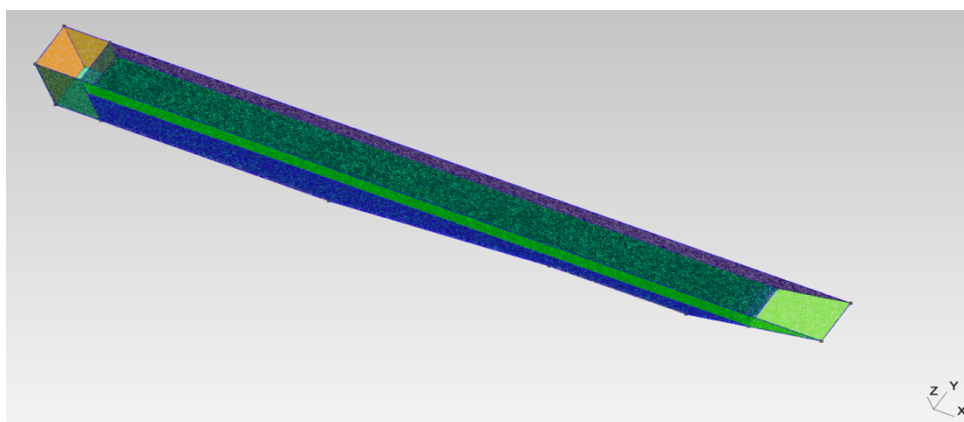


Figura 74 - Canale numerico 3D con dettagli mesh

Si riportano 3 istantanee temporali del canale tridimensionale. Il canale è stato sezionato in mezzeria con il piano rosso evidente nelle immagini per avere una migliore visualizzazione delle velocità orizzontali (V_x [m/s]) anche all'interno del fluido.

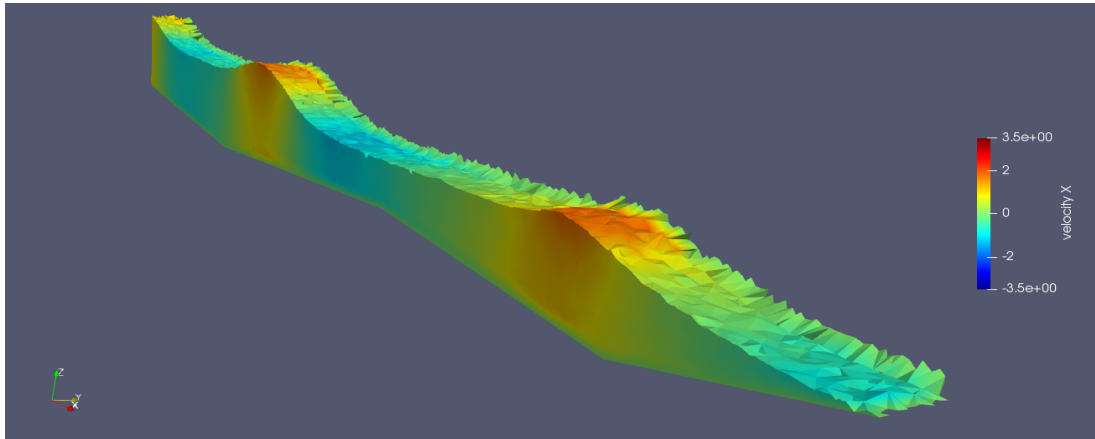


Figura 75 - Shoaling 3D – Velocità orizzontale al tempo $t = 14.50$ s

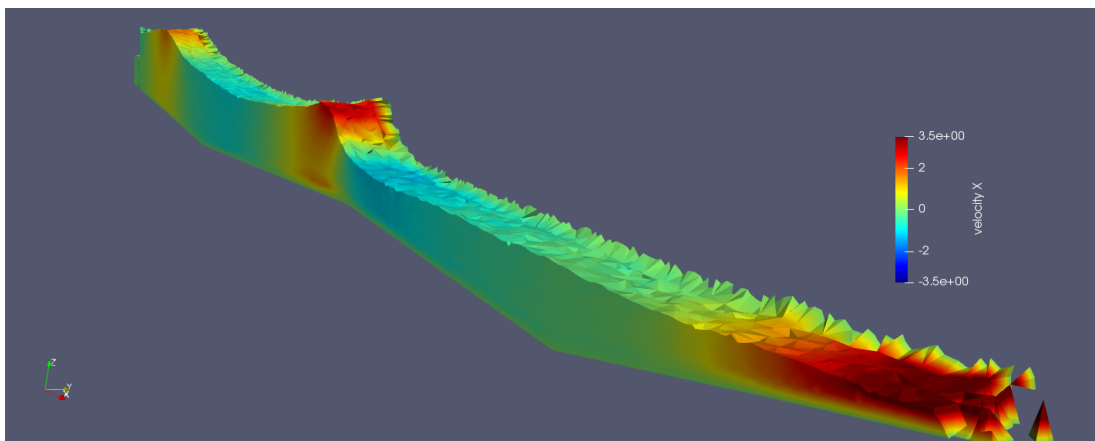


Figura 76 - Shoaling 3D – Velocità orizzontale al tempo $t = 16.50$ s

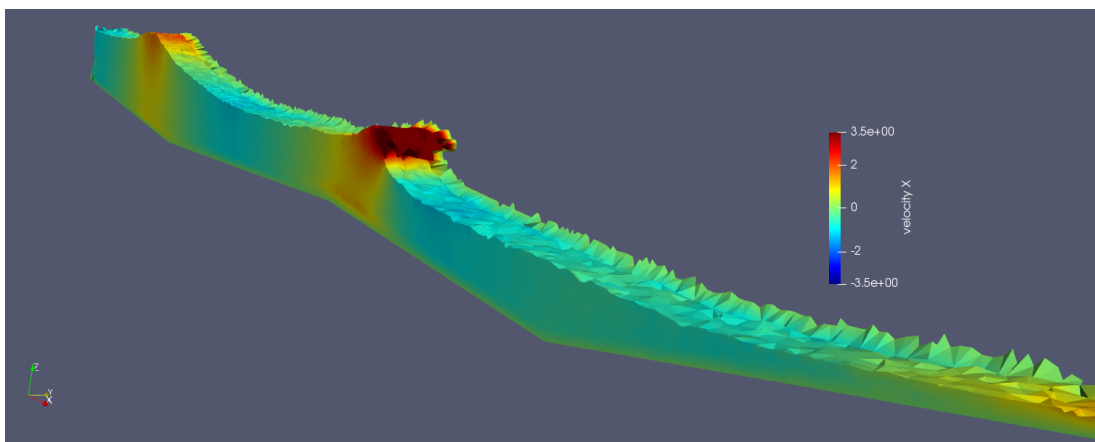


Figura 77 - Shoaling 3D – Velocità orizzontale al tempo $t = 17.70$ s

Si riporta nella Tabella 13 il confronto tra i valori d'altezza d'onda misurati sul modello 3D e quelli predetti dalla soluzione analitica della teoria dello shoaling, esattamente come fatto al sotto capitolo 3.2.

Tabella 13 – Confronto risultati analisi e teoria Shoaling

	d=4m (pistone)	d=2.87m	d=2.50m
H_{teorica}	1.39m	1.44m	1.50m
H_{simulata 3D}	1.38m	1.41m	1.48m
H_{simulata 2D}	1.41m	1.47m	1.53m

Si osserva quindi una soddisfacente approssimazione dei risultati teorici aspettati. Si riporta a titolo di esempio l'onda passata all'ascissa della sonda posta a $x = 30$ m, in cui la profondità è $d = 2.87$ m.

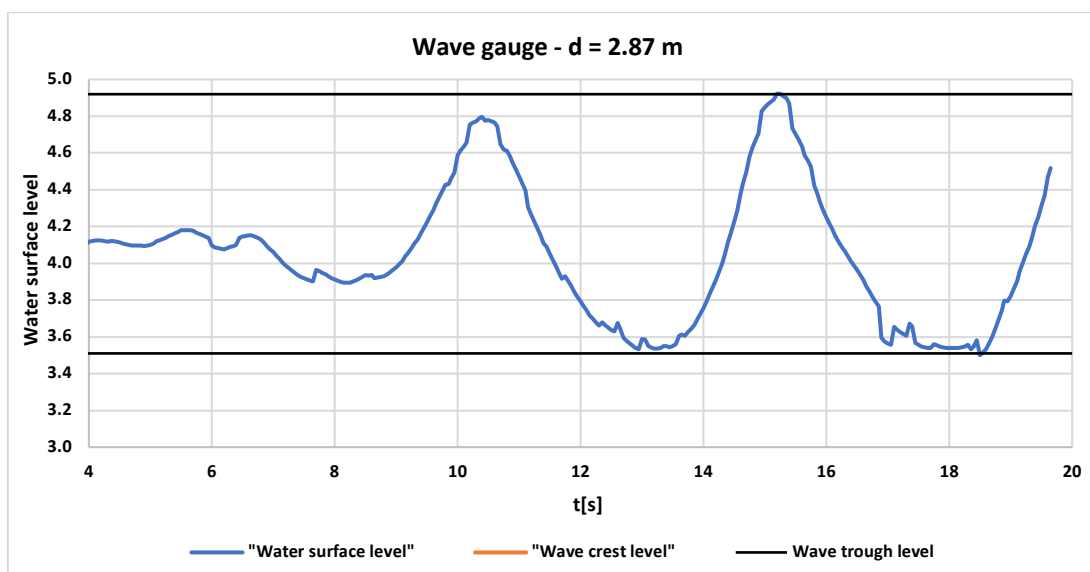


Figura 78 - Esempio sonda livello superficie libera posta a $x = 30$ m ($d = 2.87$ m)

Inoltre, coerentemente con quanto già previsto quando si era fatta la stessa analisi in due dimensioni, si è verificata la presenza del frangimento come predetto dalla teoria (Battajes 1974) all'arrivo alla parte con profondità costante $d = 1.75$ m. Il frangimento dell'onda in arrivo è evidente in Figura 77; è possibile anche notare come la tipologia di frangimento sia coerente con quella che si era osservata con l'analisi bidimensionale.

4.1.2 Modellazione Reefball™ 3D (Caso 2 – 4 Reefball)

Si è quindi passati all'implementazione della geometria per poter simulare numericamente il funzionamento del frangiflutti sommerso, creato con una berma di appoggio con sopra poggiate le file di Reefball, al pari delle analisi svolte in due dimensioni.

Nello specifico si è implementata l'analisi con 4 file di Reefball™. La geometria è la stessa del caso modellato in 2D, di cui le dimensioni in sezione sono riportate in Tabella 10 (Caso 2) seguendo le convenzioni indicate in Figura 59. Nel caso tridimensionale si è ovviamente aggiunta la dimensione in larghezza del canale, pari a 6 m o cioè a quella di 4 unità affiancate.

Una visualizzazione della geometria, con le relative superfici, creata per la realizzazione della mesh è presente in Figura 79.

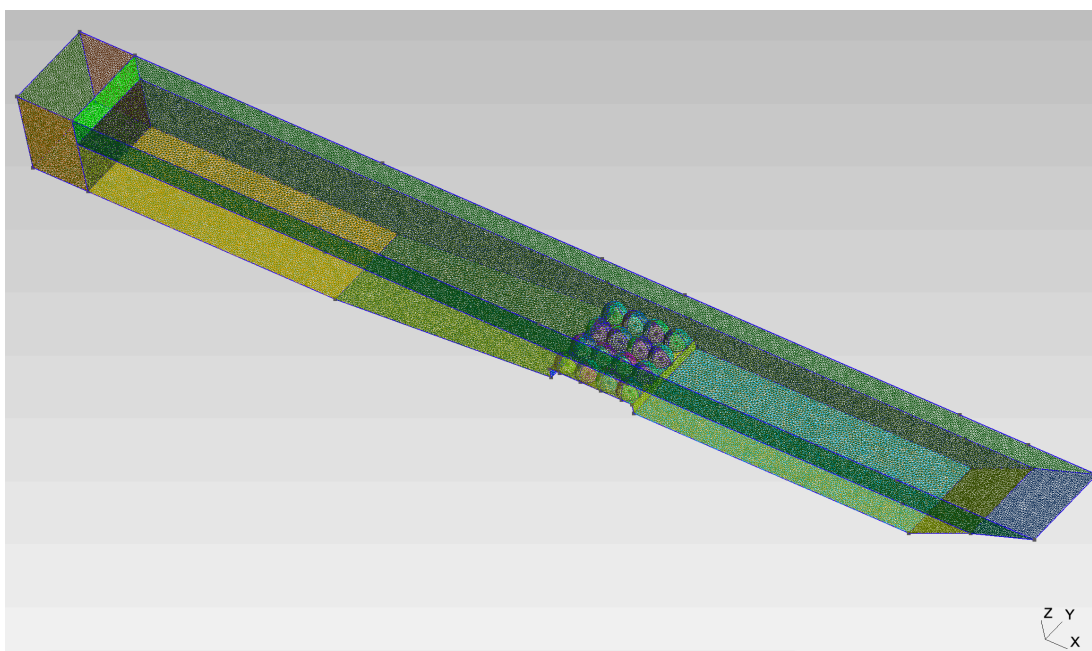


Figura 79 - Caso 2 - 4 Reefball 3D - Geometria e mesh delle superfici dell'analisi

Nella creazione dell'analisi si è imposta una dimensione caratteristica di 0.20 m, per un numero complessivo di elementi pari a circa 800 mila (contro i circa 47 mila del 2D). L'analisi, fatta girare su di una workstation del Politecnico Di Milano, ha impiegato 223 ore per simulare 24 secondi.

Si riporta un'istantanea temporale del canale sezionato in mezz'ora in Figura 80 ed il grafico dell'andamento della superficie libera nel tempo ad ascissa $x=50$ m in Figura 81.

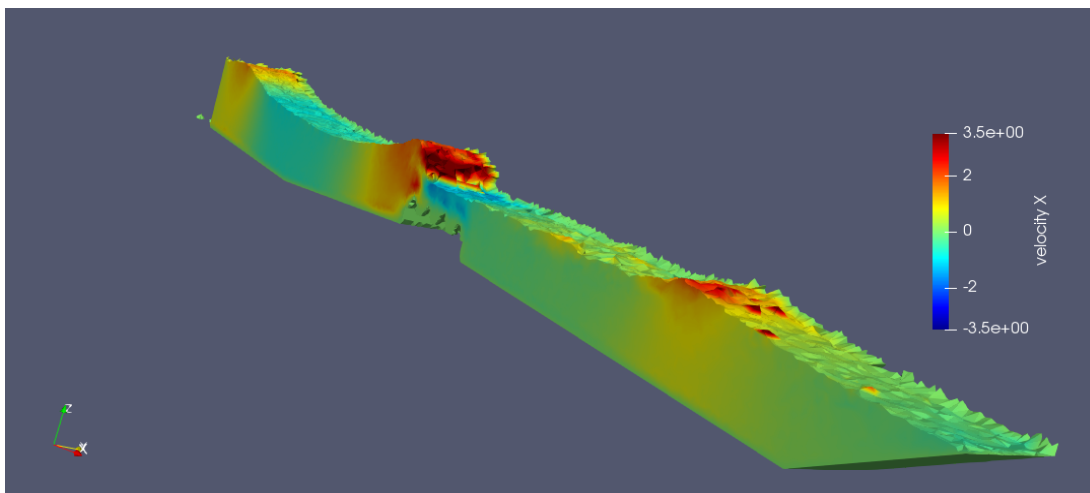


Figura 80 - Caso 2 - 4 Reefball 3D - Istantanea temporale (t = 15.75 s)

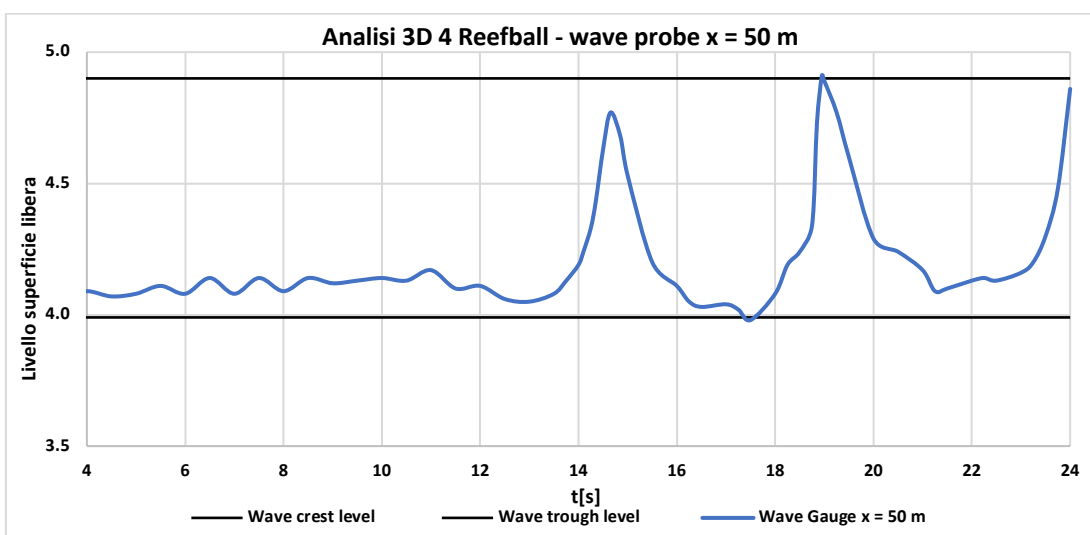


Figura 81 - Caso 2 - 4 Reefball 3D - Livello superficie libera

Nella seguente tabella si confrontano i valori di altezza d’onda trasmessa, e relativo coefficiente di trasmissione K_t , stimati dall’analisi 2D e 3D e quelli ricavabili dalla formulazione di (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013).

Tabella 14 - Confronto risultati 2D, 3D e formulazione per la stima di K_t

	Ht [m]	K_t [/]
Modello numerico 2D	0.72	0.48
Modello numerico 3D	0.91	0.61
Buccino, Del Vita e Calabrese	1.00	0.66

Come è evidente dai risultati riportati il modello numerico tridimensionale fornisce un risultato molto più simile a quello predetto dalla formulazione utilizzata per il dimensionamento illustrata in (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013). Questo risultato sembra confermare l'ipotesi effettuata quando si è riscontrata la grande differenza di predizione dell'altezza d'onda nel modello bidimensionale, cioè che la differenza era soprattutto dovuta all'impossibilità di rappresentare correttamente con una sezione la geometria creata dall'accostamento di diverse unità Reefball, in quanto tra due unità adiacenti in uno spazio tridimensionale, data la loro forma approssimabile ad una semi ellissoide, ci sarà uno spazio vuoto in cui quindi la sommergezza della struttura frangiflutti sarà maggiore.

Di riflesso quindi i risultati sembrano confermare una sufficiente accuratezza della formulazione per la stima di K_t introdotta. Ovviamente per avere un maggior numero di confronti si potranno effettuare ulteriori analisi su diverse geometrie o tipologie di posa delle unità Reefball che potranno essere utilizzate anche come dati aggiuntivi su cui migliorare la calibrazione del modello empirico di (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013) che comunque, visti i tempi computazionali necessari ad effettuare questo genere di analisi 3D, risulta comunque molto utile per un primo dimensionamento di massima.

4.1.3 Modellazione Frangiflutti sommerso con attacco onde inclinato

Si è infine voluto fare un ultimo esempio di applicazione che non sarebbe possibile simulare con la versione del codice bidimensionale. In particolare, si è voluto simulare il caso in cui i fronti delle onde in arrivo al frangiflutti non siano perfettamente paralleli ad esso.

Questa condizione accade spesso in natura poiché, anche se l'effetto di rifrazione tende ad allineare i fronti delle onde in arrivo con la linea di costa della spiaggia (e quindi approssimativamente alle batimetriche), comunque esse, se avevano in arrivo un grosso angolo d'incidenza rispetto alla linea di costa, quando arriveranno ad incontrare la struttura frangiflutti sommersa (che invece è quasi sempre posta seguendo una batimetrica) avranno ancora un significativo scostamento rispetto all'attacco frontale.

L'analisi di queste condizioni di non perpendicolarità è di particolare interesse poiché, come si è già ricordato nel Capitolo 1, quasi la totalità degli modelli fisici che sono alla base delle diverse formulazioni empiriche illustrate, (Tomasicchio e D'alessandro 2013) e (Goda e Ahrens

2008), sono basati su esperimenti in canali poco larghi in cui l'attacco d'onda è perfettamente frontale. Quindi nel dimensionamento della struttura seguendo l'approccio fornito dai vari autori si è costretti ad ipotizzare, anche nei casi in cui la località dove deve essere realizzata è caratterizzata principalmente d'attacchi d'onda inclinati, che l'angolo d'incidenza dell'onda non modifichi significativamente la risposta idraulica, nel senso di coefficiente di trasmissione K_t , della struttura. Sarebbe possibile verificare l'importanza dell'inclinazione dell'onda in arrivo in modelli fisici in vasca tridimensionale ma, per questioni di costi, questo è possibile solo per grandi e complessi interventi. Risultano quindi evidenti i possibili vantaggi di un efficace modello numerico per il caso illustrato.

Si è quindi deciso di modellare lo stesso frangiflutti trapezoidale analizzato nel caso 3 del paragrafo 3.3 sulle analisi 2D, utilizzando anche un canale di dimensioni equivalenti a meno ovviamente della larghezza in y qui settata pari a 6 metri. In questo caso, come evidente in Figura 82, il frangiflutti è stato inclinato di 20° rispetto alla direzione di propagazione dell'onda, che invece è rimasta corrispondente all'asse del canale utilizzato.

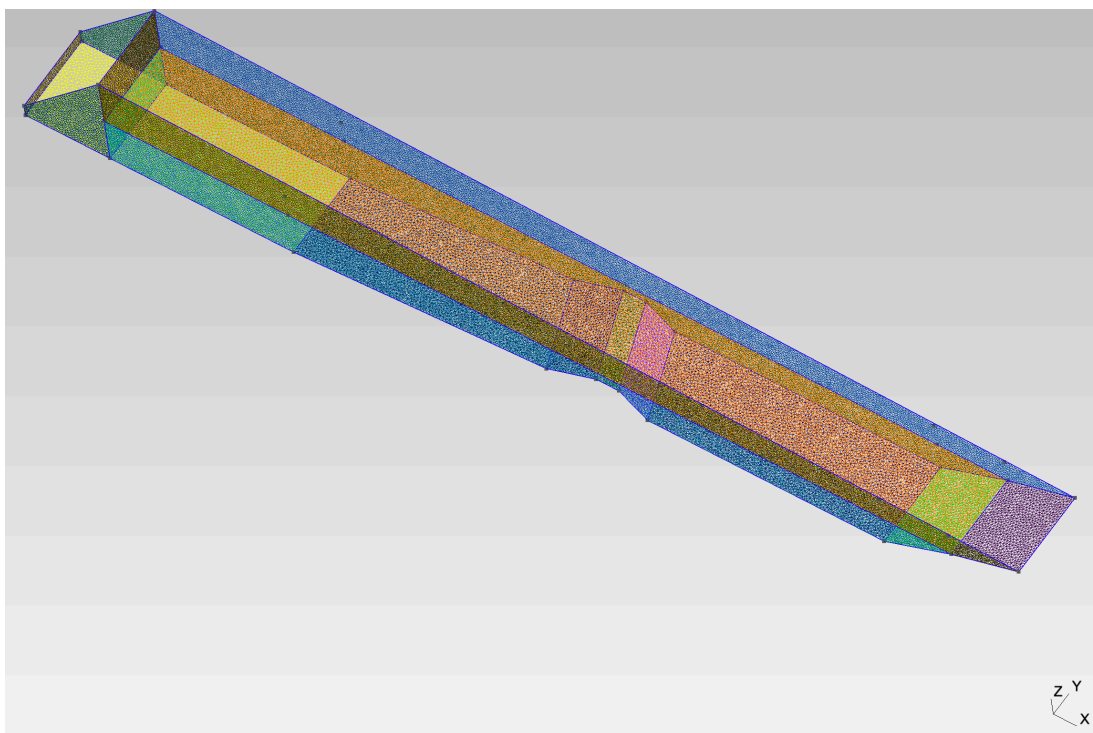


Figura 82 - Frangiflutti inclinato 3D - Geometria e mesh delle superfici dell'analisi

La dimensione tipica degli elementi della mesh utilizzata è stata di 0.25 m per un numero totale di circa 400 mila elementi.

Si riporta un'istantanea temporale del canale sezionato in mezzeria in wrihgfiuhr ed il grafico dell'andamento della superficie libera nel tempo ad ascissa $x=50$ m in iwruhgnu.

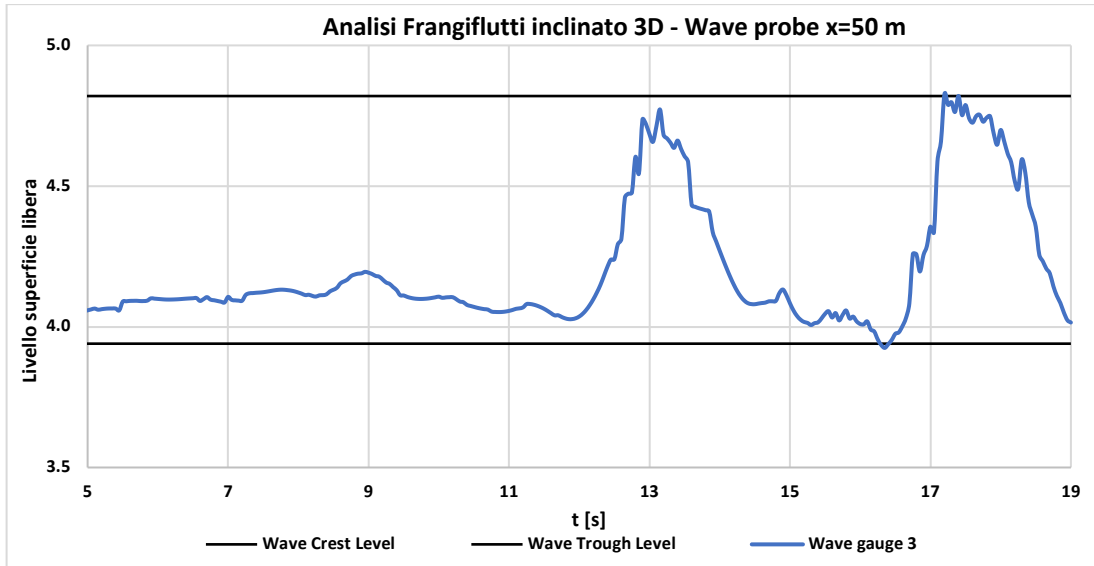


Figura 83 - Analisi Frangiflutti inclinato – Livello superficie libera

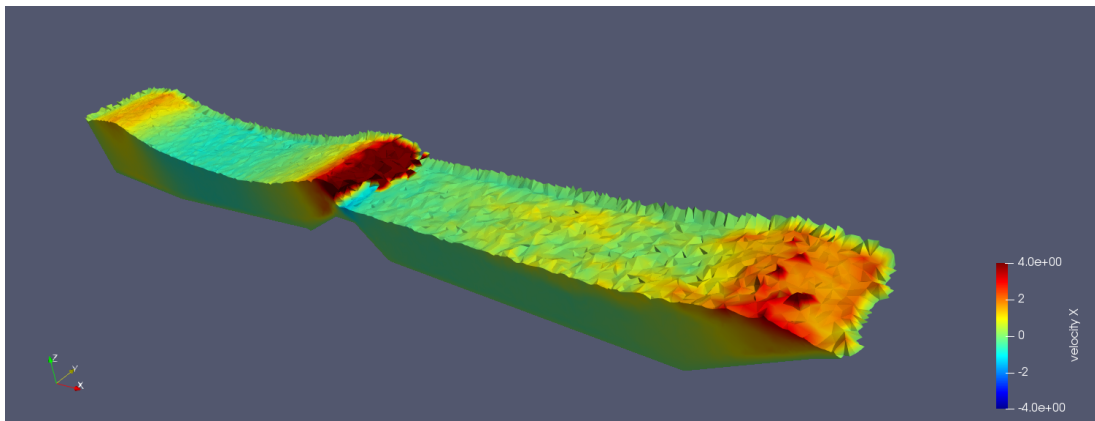


Figura 84 - Analisi frangionde inclinato - Velocità orizzontale a $t = 16.0$ s

Le risultanti altezze d'onda stimate con il modello 3D sono riportate, confrontando con quanto invece previsto dal modello 2D del caso 3 del paragrafo 3.3 e quanto dalla formulazione empirica di (Tomasicchio e D'alessandro 2013), nella seguente tabella:

Tabella 15 - Confronto risultati 2D, 3D e formulazione per la stima di K_t

	Ht [m]	K_t [/]
Modello 2D	0.95	0.63
Modello 3D, inclinazione 20°	0.88	0.585

Tomasicchio e D'alessandro	0.92	0.61
-----------------------------------	------	------

Come è possibile osservare si riscontra una differenza abbastanza significativa tra l'altezza d'onda trasmessa a tergo della struttura nel caso 2D, che non tiene conto dell'inclinazione del frangiflutti, e quello tridimensionale. In particolare l'altezza d'onda nel caso tridimensionale, in cui l'attacco delle onde è con un inclinazione di 20°, risulta minore di 7 cm (circa 8%) rispetto alla simulazione in cui l'attacco risulta frontale.

Questa condizione di minore altezza d'onda trasmessa nel caso di attacco inclinato mentre poteva essere attesa, in quanto l'onda arrivando non perpendicolarmente alla barriera sommersa dovrà percorrere una lunghezza maggiore su di essa per oltrepassarla, sarebbe impossibile da quantificare con gli approcci empirici illustrati.

Risulta quindi evidente come in località in cui l'attacco delle onde sia prevalentemente caratterizzato da un alta inclinazione rispetto alla linea di costa, o almeno in cui le maggiori mareggiate siano così caratterizzate, sarebbe importante per la progettazione delle opere di difesa costiera avere la possibilità di simulare il reale funzionamento idraulico del frangiflutti sommerso con la sua specifica geometria, in modo da poter affinare il dimensionamento dello stesso per il reale clima ondoso del sito da proteggere.

CAPITOLO 5

CONCLUSIONE

In questo lavoro è stato adattato un modello numerico, basato sul *Particle Finite Element Method* e su un approccio lagrangiano esplicito per fluidi debolmente comprimibili, per problemi di idraulica marittima e costiera. In particolare, si è sviluppato un metodo per generare numericamente le onde d'interesse di studio emulando quanto viene fatto nei canali reali utilizzati nei laboratori per la realizzazione di modelli fisici.

Si è utilizzato un generatore d'onde a pistone (*piston wavemaker*), di cui si è individuata l'equazione di movimento per generare una qualsiasi onda periodica all'interno dei limiti d'applicazione che sono stati individuati e riportati all'interno del secondo capitolo.

Successivamente sono state sviluppate diverse analisi prima di validazione e poi di applicazione allo studio del funzionamento idraulico dei frangiflutti sommersi, utilizzati per fini di protezione costiera dall'erosione, sia in due che in tre dimensioni.

Il modello numerico utilizzato, sia nella sua versione bidimensionale che tridimensionale, si è complessivamente dimostrato un valido strumento di simulazione per le diverse tipologie di problemi esaminati.

Si è particolarmente soddisfatti della metodologia sviluppata per la generazione delle onde, che si è rilevata precisa, veloce e facilmente adattabile a tutte le diverse necessità che si sono presentate nel corso dello svolgimento di questa tesi di laurea.

I risultati ottenuti sono sempre stati coerenti sia con le soluzioni analitiche, come per il caso dello shoaling dell'onda trattato in 2D e in 3D, sia con le formulazioni empiriche basate su modelli fisici, (Goda e Ahrens 2008) e (Tomasicchio e D'alessandro 2013), per lo studio dei

frangiflutti sommersi tradizionali. Di particolare interesse è stato il confronto tra i risultati delle simulazioni e quanto predetto della formulazione empirica (Buccino, Del Vita e Calabrese 2013) per lo studio del coefficiente di trasmissione K_t dei frangiflutti sommersi realizzati con unità Reefball™.

Di quest'ultimo confronto si ricorda l'interessante constatazione della differenza dei risultati tra il 2D ed il 3D, dovuta all'impossibilità di emulare correttamente la geometria di un frangiflutti realizzato con unità Reefball™ con solamente una sezione per svolgere un'analisi 2D.

Il modello numerico è quindi un utile strumento per la realizzazione di simulazioni di diverse tipologie di strutture frangiflutti, anche con geometrie più complesse di quelle analizzate in questa sede, al fine di studiarne il loro dimensionamento idraulico, cioè al fine di garantire un soddisfacente isolamento dalle onde in arrivo allo specchio di acqua e di costa da esse protetto. Questa capacità è di notevole interesse pratico dato l'elevato costo che si deve sostenere per effettuare modelli fisici sia dal punto di vista economico che dal punto di vista temporale.

Inoltre il modello numerico, permettendo di simulare un problema con le sue dimensioni reali, elimina il problema dell'incorretta similitudine tra le diverse grandezze fisiche che regolano il fenomeno che si vuole rappresentare nel modello fisico (Franzetti, Guadagnini e Ballio 1999). Infatti, fissata una scala geometrica e considerando per questioni di praticità di non poter modificare a piacere il liquido, i materiali utilizzati e l'accelerazione di gravità durante gli esperimenti, nascono condizioni fra loro incompatibili per garantire la costanza dei rapporti tra le grandezze fisiche che influenzano il fenomeno.

Nel caso dei modelli idraulici questo problema può essere rappresentato dell'impossibilità di mantenere inalterati i numeri adimensionali che regolano i fenomeni idraulici (come ad esempio i numeri di Froude Fr , Reynolds Re e Weber We) tra il prototipo che si vuole simulare ed il modello, per cui va posta grande attenzione nella progettazione del modello per renderlo veramente rappresentativo della realtà.

Tuttavia, sono presenti anche delle criticità nel modello numerico, sviluppato ed utilizzato in questa tesi, che ne possono limitare l'effettiva possibilità di diventare uno strumento volto anche alla pratica ingegneristica più che alla sola ricerca in ambito accademico.

Sicuramente va annoverata la problematica dell'elevatissimo costo computazionale necessario per compiere le varie analisi. Come si è fatto notare lungo lo svolgimento del presente lavoro,

soprattutto per le analisi tridimensionali, è necessario un tempo molto significativo per svolgere le analisi a causa di due principali cause.

La prima causa è data dalla vastità dei canali che si vuole simulare (ordine delle decine di metri) rispetto alla precisione che comunque si vuole avere sulla previsione dell'altezza d'onda in un punto (ordine dei centimetri), che costringe ad utilizzare mesh con un numero elevatissimo di elementi. La seconda causa è data dalla lunghezza temporale da simulare (ordine delle decine di secondi), dovendo generare almeno un paio di onde ed aspettare che esse arrivino alla struttura da analizzare e con essa interagiscano, che quindi obbliga ad eseguire moltissimi passi temporali.

Per risolvere parzialmente il problema, permettendo a parità di accuratezza dei risultati di ridurre notevolmente il numero di elementi e quindi di velocizzare l'analisi, in successivi aggiornamenti del modello numerico e del codice stesso potrebbe essere sviluppata la possibilità di lavorare con una mesh di dimensione non uniforme su tutto il dominio.

Quest'aggiornamento, che permetterebbe di utilizzare una mesh fitta solamente dove è richiesta alta precisione avendone invece una più grossolana altrove, non è banale in quanto le procedure numeriche, illustrate nel paragrafo 2.1, utilizzate per capire quando è necessario un remeshing o per ricostruire i contorni reali del problema sono state pensate per mesh con elementi di dimensione mediamente costante su tutto il dominio discretizzato che andrebbero quindi adattate.

Inoltre un altro campo di lavoro per velocizzare ulteriormente le analisi sarebbe quello prettamente computazionale. Infatti è possibile sia migliorare l'efficienza generale dell'algoritmo, eliminando eventuali cicli o chiamate non necessarie, sia migliorare la parallelizzazione dello stesso su più processori, permettendo quindi di sfruttare al meglio anche i più moderni e potenti calcolatori dotati di molti processori.

I possibili lavori futuri basati sul modello numerico presentato potranno riguardare simulazioni di molte altre tipologie di problemi ingegneristici nel mondo dell'idraulica marittima costiera.

Ad esempio, sempre nell'ambito dello studio dei frangiflutti sommersi e non, sarà possibile analizzare le forze che le onde trasmettono sulle varie parti del frangiflutti stesso, in modo da poter procedere al dimensionamento strutturale/geotecnico.

In aggiunta, senza dover apportare nessuna modifica alla versione del modello numerico e del codice sviluppati in questa tesi, si potrebbero anche studiare effetti di rifrazione, riflessione e diffrazione (processo durante il quale l'energia si diffonde lateralmente alla direzione di propagazione del moto ondoso) che le onde subiscono dall'interazione con la batimetria naturale o con delle strutture antropologiche.

In questo frangente lo studio dell'agitazione all'interno di un porto è di grande interesse attuale, sia per questioni di sicurezza sia in quanto ne dipende la possibilità di sfruttamento dello stesso anche quando le condizioni esterne del mare sono critiche. L'agitazione interna è dovuta appunto all'azione combinata della diffrazione e rifrazione, che non può essere studiata in maniera analitica se non inserendo delle grosse approssimazioni.

Sempre nel campo dell'ingegneria portuale un'altra applicazione del modello numerico sviluppato potrebbe essere quella dello studio dell'agitazione esterna all'imboccatura di un porto. Quest'agitazione, che va ridotta il più possibile per facilitare le manovre di ingresso ed uscita di navi ed imbarcazioni, infatti può essere significativamente aumentata dalla riflessione delle onde sulla diga frangiflutti esterna di un porto se realizzata scorrettamente.

BIBLIOGRAFIA

- [1] 2019. *www.oregonstate.edu*. <https://ceas.oregonstate.edu/features/pushing/>.
- [2] 2010. *www.hawaii.edu*. http://www.soest.hawaii.edu/GG/FACULTY/POPP/Nov18_Ch_20.pdf.
- [3] 2017. *www.comsol.com*. 21 02. <https://www.comsol.com/multiphysics/finite-element-method>.
- [4] 2017. *www.hrwallingford.com*. 17 1. <http://www.hrwallingford.com/news/design-development-and-optimisation-of-the-aberdeen-harbour-expansion>.
- [5] 2019. *www.hrwallingford.com*. 13 10. <http://www.hrwallingford.com/expertise/wavemakers>.
- [6] 2019. *www.reefballitalia.it*. 13 10. www.reefballitalia.it.
- [7] 2011. *DICEA Unina*. <http://dicea.unina.it/page.php?id=7>.
- [8] Agenzia per la Protezione dell’Ambiente e Servizi Tecnici dello Stato. 2007. *Atlante delle opere di sistemazione costiera*. Roma: APAT.
- [9] Barber, T R. 1999. «Reefball, an advanced technique to mimic natural reef systems using designed artificial reefs.» *abstract of the 7th Scientific Conference on Artificial Reefs and Related Habitats*. San Remo.
- [10] Battajes, J A. 1974. «Surf similarity.» *Proceedings 14th International Conference on Coastal Engineering*. Copenhagen . 466-480.
- [11] Biésel, F., e F. Suquet. 1951. «Les appareils générateurs de houle en laboratoire.» *La houille blanche* 723-737.
- [12] Buccino, M, I Del Vita, e M Calabrese. 2013. «Sulla stima del coefficiente di trasmissione di barriere sommerse in unità Reefball.» *Studi Costieri* 13-37.
- [13] Buccino, Mariano, Ilaria Del Vita, e Mario Calabrese. 2013. «Sulla stima del coefficiente di trasmissione di barriere sommerse in unità Reef Ball™.» *Studi Costieri* 13-37.

- [14] C.N.R. 1984. *Atlante delle Spiagge Italiane* . Roma : C.N.R.
- [15] Calabrese, M, M Buccino, e D Vicinanza. 2005. «Verification and recalibration of an engineering method for predicting wave setup behind submerged breakwaters.» *Proceedings of Second International Coastal Symposium*. Hofn, Islanda. 40-54.
- [16] CIRIA, CUR, CETMEF . 2007. *The rock manual, the use of rock in hydraulic engineering* . London: CIRIA.
- [17] Cremonesi, M, A Frangi, e U Perego. 2010. «A lagrangian finite element approach for the analysis of fluid-structure interaction problems.» *International journal for numerical methods in Engineering* 610-630.
- [18] Cremonesi, Massimiliano, Simone Meduri, Umberto Perego, e Attilio Frangi. 2017. «An explicit lagrangian finite element method for free-surface weakly compressible flows.» *Computational Particle Mechanics* 357-369.
- [19] Dean, R, e R Dalrymple. 1991. *Water Wave mechanics for engineers and scientist*. Singapore: World Scientific.
- [20] Dean, Robert, Renjie Chen, e Albert Browder. 1997. «Full scale monitoring study of a submerged breakwater, Palm Beach, Florida.» *Coastal Engineering* 291-315.
- [21] Del Vita, Ilaria. 2016. «Hydraulic response of submerged breakwaters in Reef Ball modules.» PH.D. THESIS, Napoli .
- [22] Departement of the army, U.S. Corps of engineers . 1984. *Shore Protection Manual* . Washington DC: Departement of the army.
- [23] Diskin, M H, M L Vajda, e I Amir. 1970. «Piling-up behind low and submerged permeable breakwaters.» *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division* 359-372.
- [24] Dovreb, VA, TV Kolev, e RN Rieben. 2012. «High-order curvilinear finite element methods for Lagrangian hydrodynamics.» *SIAM journal on scientific computing* B606-B641.
- [25] Edelsbrunner, H, e EP Mucke. 1994. «Three dimensional alpha shapes.» *ACM transactions on graphics* 43-72.
- [26] Farhat, C, A Rallu, e S Shankaran. 2008. «A higher-order generalized ghost fluid method for the poor for the three-dimensional two- phase flow computation of underwater implosions.» *Journal of computational physics* 7674-7700.
- [27] Favaretto, C. 2013. « Development of long – shore and cross – shore sediment transport model for a sandy coastline.» Tesi di Laurea, Padova.
- [28] Franzetti, S, A Guadagnini, e F Ballio. 1999. *appunti di similitudine e modelli, corso di Idraulica II*. Milano : Politecnico Di Milano .
- [29] Galvin, e Cyril. 1972. «A gross longshore transport formula.» *Coastal Engineering Proceedings* 953-970.

-
- [30] Goda, Y. 1967. *Travelling secondary wave crest in wave channel*. Laboratory investigation on wave transmission over breakwaters, Tokyo: Port and Harbour Research institute.
- [31] Goda, Y, e J Ahrens. 2008. «New formulation of wave transmission over and through low-crested structures.» *International conference of coastal engineering*. Hamburg: World scientific. 3530-3541.
- [32] Goda, Yashimi. 1969. *Re-analysis of Laboratory data on wave transmission over breakwaters*. Port and Harbour Research Institute.
- [33] Goda, Yoshimi. 2000. *Random seas and Design of Maritime Structures*. Singapore: World Scientific.
- [34] Hughes, Steven A. 1993. *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. Singapore: World Scientific.
- [35] Idelson, S, E Onate, e F Del Pin. 2004. «The particle finite element method: a powerful tool to solve incompressible flows with free-surfaces and breaking waves.» *International Journal for Numerical Method in Engineering* 964-989.
- [36] Istituto nazionale di statistica . 2014. *Rapporto Territorio* . Roma : ISTAT.
- [37] Kamphuis, William. 1999. *Introduction to Coastal Engineering and Management*. Singapore: World Scientific .
- [38] Kozyrakis, G.V, A.I. Delis, G. Alexandrakis, e N.A. Kampanis. 2014. «Numerical modeling of sediment transport applied to coastal morphodynamics.» *Applied Numerical Mathematics* 30-46.
- [39] Madsen, O S. 1971. «On the generation of Long Waves.» *Journal of geophysical research* 8672-8683.
- [40] —. 1970. «Waves Generated by a Piston-type wavemaker.» *Proceedings of the 12th Coastal Engineering Conference*. American Society of Civil Engineers. 589-607.
- [41] Meduri, S, M Cremonesi, U Perego, O Bettinotti, A Kurkchubasche, e V Oancea. 2018. «A partitioned fully explicit Lagrangian finite element method for highly non-linear fluid-structure interaction problems.» *Numerical Methods in Engineering* 43-64.
- [42] Miche, R. 1944. *Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante*. Parigi: École nationale des ponts et chaussées.
- [43] Ministero dell'ambiente . 2017. *L'erosione costiera in Italia*. Roma: MATTM.
- [44] Oliveira, T C A, A Sanchez Arcilla, e X Gironella. 2012. «Simulation of Wave Overtopping of Maritime Structures in a Numerical Wave Flume.» *Journal of applied mathematics*.
- [45] Oliveira, T C A, A Sanchez-Arcilla, X Gironella, e J P Sierra. 2009. «Nonlinear wave generation in numerical and physical flumes.» *Journal of Coastal Research* 1025-1029.

- [46] Oliveira, T C A, A Sanchez-Arcilla, X Gironella, e O Madsen. 2017. «On the generation of regular long waves in numerical wave flumes based on the particle finite element method.» *Journal of Hydraulic Research* 538-556.
- [47] Oliveira, T.C.A., D. Gonzalez-Marco, A. Sanchèz-arcilla, e E. Onate. 2007. «GENERATION AND PROPAGATION OF WATER WAVES IN A TWO-DIMENSIONAL NUMERICAL FLUME.» *International Conference on Computational Methods in Marine Engineering*. Barcelona: MARINE.
- [48] Robert, Dean. 1992. «Defence of shorelines by structural approaches.» *Internation Congress on Coastal Engineering* . Venezia .
- [49] Scovazzi, G, MA Christon, TJR Huges, e JN Shadid. 2007. «Stabilized shock hydrodynamics: A Lagrangian method.» *Computational methods for applied mechanics in engineering* 923-966.
- [50] Tomasicchio, Giuseppe Roberto, e Felice D'alessandro. 2013. «Wave energy transmission through and over low crested breakwaters.» *Journal of coastal research* 398-403.
- [51] Tomasicchio, Ugo. 2011. *Manuale di ingegneria portuale e costiera*. Milano: Hoepli.
- [52] Ursell, F. 1953. «The long-wave paradox in the theory of gravity waves.» *Mathematical Proceedings of the Cambridge Philosophical Society* 685-694.
- [53] Van Der Meer, J. W. 1988. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. Delft: Delft University of Technology .
- [54] Wikipedia foundation. 2019. *Wikipedia* . 5 Settembre . Consultato il giorno Settembre 17, 2019. https://en.wikipedia.org/wiki/Delaunay_triangulation.
- [55] 2017. «www.balarm.it.» *Balarm*. 27 12. <https://www.balarm.it/news/magazine/quasi-solo-un-ricordo-le-spiagge-di-eraclea-minoa-e-selinunte-stanno-sparendo-20087>.
- [56] 2013. «www.grossetonotizie.it.» 5 6. <https://www.grossetonotizie.com/follonica-inaugurate-le-barriere-soffolte-e-presentato-il-progetto-contro-lerosione-della-costa/>.
- [57] 2019. «www.ilfaroonline.it.» 24 07. <https://www.ilfaroonline.it/2019/07/24/erosione-a-fregene-il-m5s-la-spiaggia-scompare-e-il-sindaco-tace/285926/>.
- [58] 2016. «www.meteoweb.eu.» 5 11. <http://www.meteoweb.eu/2016/11/erosione-costiera-le-possibili-soluzioni-ed-caso-saline-joniche-rc/781132/>.
- [59] 2019. «www.vivicentro.it.» 24 02. <https://vivicentro.it/regioni/isole/cronaca-isole/eraclea-minoa-ag-dopo-che-negli-anni-il-mare-si-e-divorato-spiaggia-e-boschetto-arriveranno-4-milioni/>.
