Università degli studi di Firenze

Corso di Laurea in

Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

Anno Accademico 2008/2009

Progetto di modellistica sperimentale, inerente a frangiflutti per la difesa costiera, da condurre in laboratori marittimi nell'ambito di un'azione integrata tra Italia e Spagna

Candidata: Teresa Lasagni

Relatori: Ing. Lorenzo Cappietti, Ph.D

Prof. Ing. Pier Luigi Aminti

INTRODUZIONE **5**

1. LE BARRIERE FRANGIFLUTTI **8**

1.1. Le opere di difesa parallele alla linea di costa *8*
1.1.1. I frangiflutti emersi non tracimabili 9
1.1.2. I frangiflutti emersi a bassa cresta 10
1.1.3. I frangiflutti sommersi 11
1.1.4. Materiali costruttivi impiegati 12
1.1.5. Idrodinamica e morfodinamica costiera generata da un frangiflutti 14
1.1.6. L'importanza di studiare l'interazione tra onde e strutture tracimabili permeabili 19

2. LA MODELLISTICA FISICA **21**

2.1. Composite HYdraulic Model *21*
2.1.1. Osservazioni in situ 21
2.1.2. I modelli fisici: effetti di scala e effetti di laboratorio 21
2.1.3. I modelli matematici 23

2.2. Composite LAboratory PROcess Modelling *23*

2.3. Il principio di similitudine *24*
2.3.1. Similitudine geometrica, cinematica e dinamica 24
2.3.2. L'analisi dimensionale 26
2.3.2.1. La similitudine di Reynolds 27
2.3.2.2. La similitudine di Froude 27
2.3.2.3. La similitudine di Weber 28
2.3.2.4. La similitudine nei modelli marittimi 28

3. CONFIGURAZIONE DELL'APPARATO SPERIMENTALE **31**

3.1. I canali coinvolti nell'indagine *31*
3.1.1. Canal d'Investigació i Experimentació Marítima su grande scala (CIEM) 32
3.1.2. Canale per onde e correnti del Laboratorio costiero di Firenze (CL) 33
3.1.3. Canal d'Investigació i Experimentació Marítima su piccola scala (CIEMito) 36

3.2. Scelta delle scale di riduzione *38*

3.3. Caratteristiche degli attacchi ondosi *39*

3.4. Configurazione geometrica delle barriere *45*
3.4.1. Il dimensionamento dei massi 46
3.4.2. La disposizione degli elementi di barriera 49
3.4.3. Disposizione definitiva delle strutture in esame 50
3.4.4. La parzializzazione del CL di Firenze 53
3.4.5. La distanza delle barriere dal generatore di moto ondoso 55

3.5. Il profilo di assorbimento *57*

4. GLI STRUMENTI DI MISURA **61**

4.1. Sonde resistive di livello *61*
4.1.1. Descrizione dello strumento 61
4.1.2. Posizionamento delle sonde resistive lato mare 63
4.1.2.1. Metodologie di laboratorio per l'individuazione dell'onda incidente e riflessa. 63
4.1.2.2. Il metodo di Goda & Suzuki 66
4.1.2.3. Il metodo di Mansard & Funke 72
4.1.2.4. Il metodo di separazione adottato 78
4.1.3. Posizionamento delle sonde sui frangiflutti 84
4.1.3.1. L'esperienza di Holger Schüttrumpf & Hocine Oumeraci 86
4.1.3.2. L'applicazione del metodo di Schüttrumpf & Oumeraci al caso in studio 101
4.1.4. Posizionamento delle sonde dietro i frangiflutti 115
4.1.5. Posizionamento complessivo stabilito per le sonde di livello 116

4.2. Piezometri *117*
4.2.1. Descrizione dello strumento 117
4.2.2. Disposizione dei piezometri lungo i canali marittimi 117

4.3. Velocimetro acustico doppler *119*
4.3.1. Descrizione dello strumento 119
4.3.2. Posizionamento dell'ADV in canale 123

5. LA METODOLOGIA SPERIMENTALE ADOTTATA 125

5.1. Le grandezze che si vogliono indagare *125*

5.2. LE PROVE PRELIMINARI *128*
5.2.1. Descrizione delle prove preliminari 128
5.2.2. Parametri caratteristici registrati durante le prove preliminari 130

5.3. LE PROVE DEFINITIVE *131*
5.3.1. La misura del WPF e del Piling-up 131
5.3.1.1. Contributi sperimentali per la misura del WPF e Piling-up 131
5.3.1.2. Tecnica di misurazione del WPF e Piling-up adottata 140
5.3.2. La misura dell'overtopping 142
5.3.2.1. Analisi statistica del processo di tracimazione 143
5.3.2.2. Contributi sperimentali per la misura dell'overtopping 144
5.3.2.3. Tecnica di misurazione del WO adottata per i frangiflutti emersi 150
5.3.2.4. Tecnica di misurazione del WO adottata per le barriere sommerse 154
5.3.3. La misura del WIF 155
5.3.3.1. Contributi sperimentali per la misura del WIF 155
5.3.3.2. Tecnica di misurazione della portata entrante per filtrazione WPFin 158
5.3.4. La misura del flusso di ritorno 158
5.3.5. Descrizione delle prove finali 160
5.3.6. Parametri caratteristici registrati durante le prove preliminari 163

6. CONCLUSIONI 165

INDICE DELLE FIGURE **167**

INDICE DELLE TABELLE **171**

ALLEGATI **173**

ALLEGATO I *174*

ALLEGATO II *176*

Schema dei tre canali coinvolti nell'indagine, delle configurazioni di barriera progettate e della disposizione degli strumenti di misura **176**

BIBLIOGRAFIA **180**

RINGRAZIAMENTI **184**

INTRODUZIONE

Le opere di difesa a cresta bassa frequentemente tracimabili o sommerse, vengono sempre più usate nell'ambito della protezione costiera dall'erosione, a causa del loro minore impatto visivo rispetto alle opere "tradizionali" emerse, tracimate solo da alcune onde, e generalmente caratterizzate dalla presenza di un nucleo poco permeabile.

Durante gli attacchi ondosi su coste protette da frangiflutti permeabili una quantità significativa di massa liquida passa oltre le strutture ed è responsabile della formazione di un sistema di circolazione, nell'area protetta, che assieme al moto ondoso trasmesso agisce sulla stabilità della spiaggia. La trasmissione di massa può essere idealmente suddivisa secondo due distinti fenomeni: la tracimazione sulla cresta della scogliera, il così detto Wave-Overtopping, e la filtrazione attraverso la scogliera, anche detto Wave-Induced Filtration. L'effetto combinato di questi due flussi di massa induce un innalzamento del livello idrico rispetto al livello medio del mare (Piling up) a tergo del frangiflutti: qui l'acqua si accumula fintanto che la sovrappressione generata diventa sufficiente a sostenere una corrente di ritorno verso il largo. Il sistema di circolazione innescato può essere responsabile di inaspettati arretramenti della linea di riva o scavi localizzati alle testate che possono produrre problemi di statica della struttura e comportare un serio pericolo per i nuotatori.

La necessità di conoscere completamente il comportamento idraulico di queste opere, ha fatto sì che l'indagine sperimentale su frangiflutti tracimabili e sulle barriere sommerse diventasse tema portante dell'ingegneria costiera negli ultimi anni.

Nonostante i significativi sforzi nella letteratura scientifica, tesi all'individuazione di metodologie previsionali (modelli di laboratorio e formule sperimentali) dei principali fenomeni di interazione fra strutture a bassa cresta permeabili e moto ondoso, sono ancora necessari ulteriori approfondimenti. Infatti, se l'aspetto della tracimazione su strutture a nucleo impermeabile è stato oggetto di numerose ricerche ed esistono varie formulazioni predittive del fenomeno, gli studi sulla componente di filtrazione verso costa , attraverso il corpo poroso di un'opera completamente permeabile, sono ancora molto limitati.

Pertanto un primo obiettivo fondamentale di questo lavoro è la progettazione di un'indagine sperimentale di laboratorio volta ad estendere e approfondire il campo di conoscenze attuali sui meccanismi connessi all'interazione tra onde e strutture tracimabili permeabili, (siano esse caratterizzate da bassi livelli di

emergenza o siano completamente sommerse), con particolare attenzione al ruolo della filtrazione della corrente attraverso il corpo permeabile della struttura.

La sperimentazione di laboratorio fornisce la possibilità di studiare un fenomeno naturale in un ambiente controllato, in cui è possibile variare e semplificare le condizioni ambientali in gioco a nostro piacimento e secondo gli scopi del ricercatore, cosa impossibile in natura, dove non possiamo assolutamente intervenire sulle variabili che determinano un processo. Tale rappresentazione della realtà prende il nome di modello fisico. Essendo necessariamente una riproduzione schematica di un fenomeno molto più complesso, un modello fisico non è in grado di riprodurre tutte le condizioni presenti in natura. Inoltre la conformazione delle attrezzature a disposizione può dar luogo a condizioni irrealistiche che non sono presenti nel fenomeno reale e che possono influire sui risultati della simulazione e quindi portare a conclusioni sbagliate. Tali inconvenienti prendono il nome di effetti di laboratorio. Uno dei principali è provocato dalle dimensioni finite dell'installazione, che è necessariamente delimitata da pareti impermeabili, sulle quali si possono verificare fenomeni indesiderati di riflessione.

Altra elemento di disturbo che può influenzare una indagine di laboratorio è legato ai cosiddetti effetti di scala. In generale sarebbe sempre preferibile poter studiare un fenomeno eseguendo prove su prototipi a grandezza naturale, ma questo spesso risulta di difficile realizzazione a causa delle limitate risorse a disposizione. I modelli fisici vengono quindi riprodotti in laboratorio, riducendo tutte le grandezze ad un'opportuna scala di rappresentazione che esprime il rapporto tra le dimensioni della realtà (prototipo) e del modello fisico. Gli effetti di scala nascono dall'impossibilità di scalare tutte le grandezze significative in maniera corretta tra il prototipo e il modello (un tipico esempio è costituito dalle forze viscose, che sono di solito più grandi nel modello che nella realtà). Tali incertezze sono tanto più pronunciate quanto più è piccola la scala di riduzione utilizzata ed alterano le misurazioni effettuate, soprattutto per quel che riguarda i fenomeni di filtrazione.

Al fine di poter quantificare e ridurre al minimo le distorsioni causate da suddetti effetti, il secondo obiettivo fondamentale di questo lavoro è la modellizzazione composita di una stessa indagine sperimentale da condurre su più laboratori, servendosi di scale di riduzione differenti. Tale metodologia di approccio è definita Composite LAboratory PROcess Modelling (CLAPROM). In particolare, la ripetizione di un limitato numero di esperimenti su un canale marittimo in grande scala, uno di media e uno di piccola scala, prestando particolare attenzione a limitarne al massimo gli effetti di laboratorio e a garantire la completa similitudine dinamica tra le configurazioni sperimentali che si vanno a testare, permetterà di quantificare gli

effetti di scala che intervengono nel fenomeno studiato. Per raggiungere questo obiettivo sarà necessario definire in ogni suo particolare l'attività da effettuare durante le prove : si utilizzeranno gli stessi materiali per costruire i frangiflutti, le stesse strumentazioni o strumentazioni comunque similari, stesse metodologie sperimentali e stesso tipo di analisi dati. Una volta individuato e quantificato l'errore, sarà possibile ricalibrare in maniera corretta i parametri caratteristici in gioco sul modello in piccola scala, ottimizzandone così il suo uso. Questo sarebbe molto importante: infatti riprodurre un fenomeno in dimensioni più piccole richiede costi di realizzazione molto più contenuti e quindi, potendo realizzare più simulazioni, permette di indagare con maggior dettaglio un più ampio range di variabili che influiscono sul fenomeno.

1. LE BARRIERE FRANGIFLUTTI

1.1. Le opere di difesa parallele alla linea di costa

Le barriere parallele distaccate tracimabili, o frangiflutti, sono opere di difesa poste a distanza dalla linea di riva e con andamento planimetrico solitamente parallelo ad essa (come si può osservare in figura 1). Giaciture planimetriche diverse possono essere giustificate solo in presenza di moto ondoso incidente proveniente esclusivamente da un ristretto settore direzionale obliquo rispetto alla normale linea di riva ,una soluzione questa assai rara nella maggior parte delle applicazioni pratiche. Tali opere costiere possono avere una duplice funzione:

- causare il frangimento delle onde, proteggendo la costa dall'attacco diretto del moto ondoso incidente. Infatti l'energia associata a quest'ultimo viene in parte riflessa verso il largo ed in parte dissipata per interazione con la struttura stessa, per cui l'onda trasmessa nello specchio d'acqua protetto e il suo potere erosivo risulta di fatto molto indebolita;

- determinare, qualora il fondo sia costituito da materiale incoerente (sabbia o ghiaia), una variazione del trasporto solido litoraneo favorendo la sedimentazione di materiale al loro tergo. Le onde incidenti sulle barriere infatti riescono a tornare verso largo ma il materiale da esse trasportato, a meno che non sia in sospensione, rimane intrappolato e si accumula nella parte retrostante la struttura. Ovviamente questi sedimenti vengono sottratti ai litorali limitrofi e per tale ragione sono sempre da aspettarsi ripercussioni sui tratti di costa adiacenti.

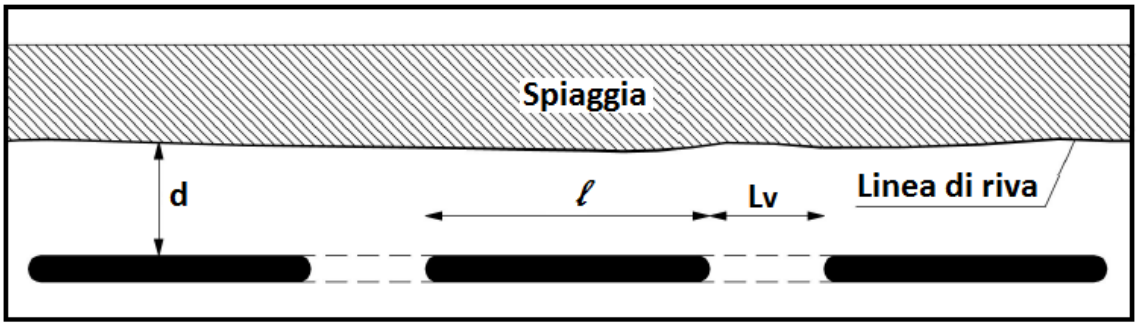


Figura 1: schema planimetrico di una serie di barriere parallele alla linea di costa. Fonte: dispense del corso di Ingegneria Costiera tenuto dal professore Franco Leopoldo – Università degli studi Roma 3.

La quota di coronamento dell'opera (*freeboard*) è variabile da caso a caso può essere imposta superiore o inferiore al livello medio marino.

1.1.1. I frangiflutti emersi non tracimabili

Nel caso in cui la quota della cresta di barriera è superiore al livello medio marino, l'opera prende il nome di **frangiflutto emerso** e potrà essere raramente o frequentemente tracimabile, a seconda delle condizioni idrauliche che si verificano (livelli ed onde).

Le scogliere di tipo "tradizionale" sono alte, tracimate solo da alcune onde, e generalmente caratterizzate dalla presenza di un nucleo poco permeabile, per cui le portate trasmesse oltre le stesse raggiungono complessivamente valori modesti, quantificabili con buona approssimazione tramite collaudate espressioni proposte in letteratura (e.g. Van der Meer e Janssen, 1995). In figura 2 si riporta un tratto del litorale di Marina di Pisa, su cui i frangiflutti emersi raramente tracimabili hanno trovato una grande applicazione.

In questo caso le opere garantiscono una protezione quasi totale del litorale, tuttavia generano al contempo anche una forte riflessione dell' onda incidente con causa, a volte, di un profondo scavo al piede dell'opera che ne mette in pericolo la stabilita stessa. Le scogliere emerse inoltre possono ridurre la fruibilità del litorale, peggiorare la qualità delle acque, facendo assumere alla zona protetta caratteristiche di zone semilagunari, generare pericoli per la balneazione, ostacolare l'utilizzo dei piccoli natanti ed alterare il paesaggio locale.

Figura 2: scogliere di protezione di tipo tradizionale (Marina di Pisa).Fonte: dispense (in forma di slides) del corso di Gestione dell'Ambiente Costiero , Prof.PierLuigi Aminti - Università degli studi di Firenze.

I frangiflutti non tracimabili hanno trovato largo impiego nella difesa portuale: si parla in questo caso frangiflutti portuali o dighe frangiflutti (figura 3), per la quale si rende necessaria una protezione anche dagli stati di mare più violenti.

Figura 3: molo frangiflutti non tracimabile.

1.1.2. I frangiflutti emersi a bassa cresta

Diversamente, nell'ambito della protezione costiera dall'erosione, la presenza delle suddette problematiche connesse alle barriere più alte ha portato, negli ultimi 30 anni, ad una progressiva sostituzione di questa tipologia di opere mediante scogliere con modeste quote di coronamento (da qui il nome frangiflutto "a cresta bassa"o Low Crested Breakwaters), dunque frequentemente tracimabili dall'evento ondoso, che hanno un impatto ambientale sicuramente minore dal punto di vista visivo e che sono anche meno dispendiose.

Tra un'opera e l'altra si rende necessario l'impiego di varchi, per assicurare il dovuto ricambio idrico della zona protetta evitandone la rapida eutrofizzazione, garantire l'accessibilità nautica alla costa e contenere l'impatto visivo dell'opera difensiva nel suo complesso cioè la limitazione della visuale verso il mare aperto (figura 4) .

E' buona norma prevedere sempre la protezione del fondo dei varchi con berme in pietrame.

Figura 4: frangiflutti emergenti tracimabili (località Arizza, Scicli, RG).

1.1.3. I frangiflutti sommersi

Nel caso in cui la quota della cresta è inferiore al livello medio marino, l'opera è definita **barriera sommersa** ed è sempre tracimabile in presenza di moto ondoso; rispetto ai frangiflutti emersi dunque si ha il vantaggio di diminuire il possibile inquinamento dello specchio d'acqua protetto, dal momento che il ricircolo idrico è comunque garantito anche senza la presenza di varchi, e di migliorare l'aspetto della spiaggia visto che l'opera rimane "nascosta" sotto il pelo libero dell'acqua e si vede solo l'onda frangersi su di essa, similmente a quanto accade per i "reef" naturali che delimitano le lagune degli atolli corallini (figura 5).
Se da un punto di vista prettamente ambientale l'utilizzo di scogliere sommerse risulta un intervento preferibile rispetto a quelle emerse, uno degli aspetti negativi è l' incremento della trasmissione del moto ondoso, inconveniente che può essere risolto a patto di incrementare la larghezza di berma e raggiungere in questo modo livelli di trasmissione e protezione tipici di barriera emerse.

Figura 5:barriera parallela sommersa (costa ligure).

Qualora la profondità del loro coronamento sia superiore al metro, esse potrebbero, in linea di principio, essere realizzate anche per lunghi tratti in modo continuo cioè senza prevedere varchi. Tuttavia il coefficiente di trasmissione di queste opere, cioè la loro efficacia nel proteggere la costa dal moto ondoso incidente, risulta inversamente proporzionale alla loro quota di sommergenza. Pertanto di solito il loro

coronamento viene posto di poco al di sotto del livello medio marino (opere a debole sommergenza), risultando quindi indispensabile anche in questo caso l'impiego di varchi, anche in questo caso l'impiego di varchi che devono essere opportunamente protetti con una berma in pietrame.

1.1.4. Materiali costruttivi impiegati

I frangiflutti sono realizzati con scogli di cava o massi artificiali gettati in cumulo sui fondali mediamente bassi oppure presentano un nucleo centrale poco permeabile di tout venant di cava e strati di massi di dimensioni crescenti verso l'esterno. Fra nucleo e rivestimento esterno (mantellata) sono interposti uno o più strati filtro di materiale di pezzatura intermedia. Il loro scopo è di impedire l'asportazione del materiale costituente il nucleo per effetto dei flussi ciclici causati dall'azione del moto ondoso.

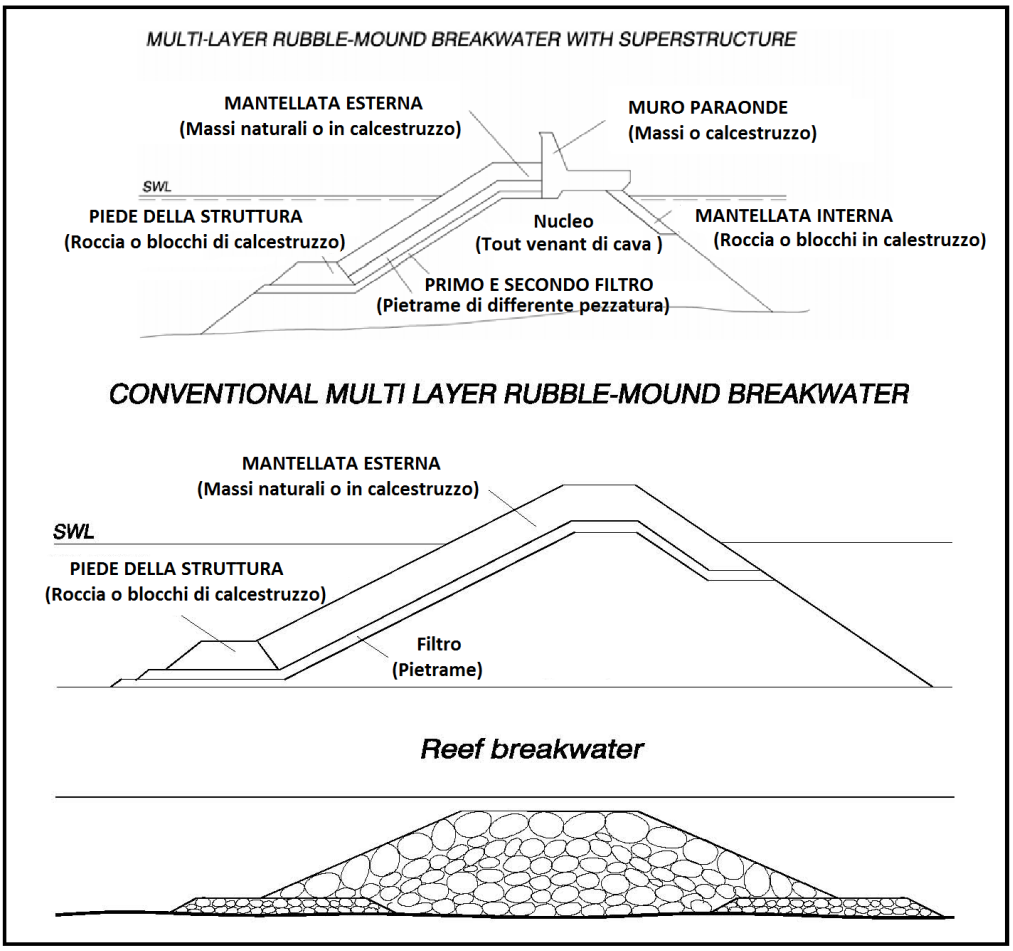


Figura 6: sezioni tipiche di un molo frangiflutti non tracimabile (in alto), di un frangiflutti emerso a bassa cresta (al centro) e di una barriera sommersa (in basso).

Si può distinguere tra opere con mantellata di massi naturali (scogliere) e di massi artificiali di calcestruzzo, raramente armato.

Le prime sono impiegate di solito in paraggi poco esposti, su bassi fondali e dove vi sia disponibilità di materiali lapidei di qualità adeguata, a costi accettabili, ossia chimicamente inalterabili all'acqua marina, duri e compatti, di elevato peso specifico e dimensioni. Sono quindi idonee sia alcune rocce sedimentarie (calcari) che ignee (basalti, graniti, sieniti) e a volte anche le trachiti, nonostante il basso peso specifico.

Le gettate rivestite con massi artificiali (figura 7), normalmente realizzate in acque profonde ed esposte, consentono l'adozione di pendenze più ripide per il maggior peso dei massi stessi con conseguente risparmio di materiale. Ulteriori economie si possono ottenere utilizzando massi di forma speciale (Figura 2), che presentano elevati valori di stabilità Kd e di porosità e sono messi in opera alla rinfusa secondo schemi preordinati più o meno rigidi. Nel passato si usavano in genere massi cubici o parallelepipedi, a volte disposti su filari regolari, ma l'uso recente di massi di forma articolata (tetrapodo, dolos) migliora il grado di incastro e la capacità di assorbimento d'energia per rugosità e permeabilità, riducendo nel contempo i fenomeni di riflessione e di sormonto. Peraltro alcuni clamorosi dissesti sono stati in parte causati dalla relativa fragilità strutturale dei singoli elementi più snelli (specie il dolos), non riprodotta dai modelli in scala ridotta nelle prove di stabilità idraulica, ed hanno oggi orientato i progettisti verso forme più massicce quali i cubi Antifer e gli accropodi ovvero la forma recente più efficiente denominata CORELOC.

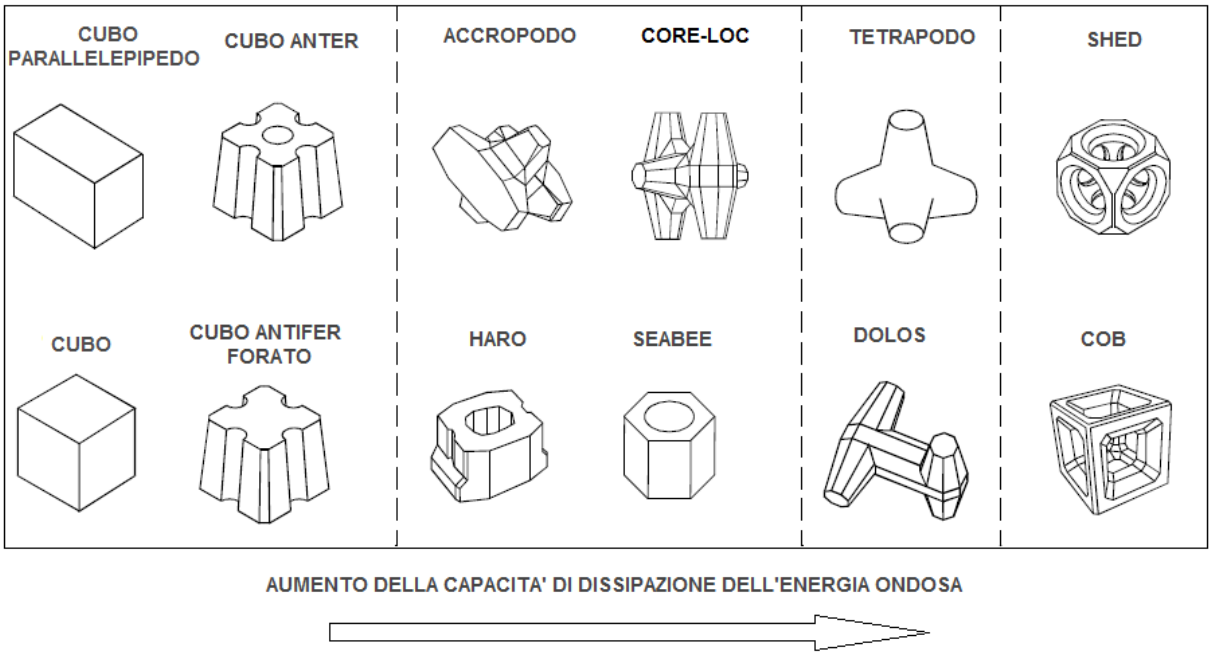


Figura 7: forme speciali di massi frangiflutti in calcestruzzo. Fonte: Coastal Engineering Manual - U.S. Army Corps of Engineers (disponibile alla pagina web http://chl.erdc.usace.army.mil/cemtoc).

L'esecuzione delle opere a gettata avviene sia con mezzi terrestri che marittimi. Tra i primi vanno annoverati camions e dumpers, gru cingolate e ad “anello” con capacità di carico e sbracci elevatissimi (per la posa dei massi pesanti più esterni), gru a braccio rovescio (per sagomare le scarpate su pendenze diverse dalla ¾ naturale) e gru a dragline armate con il cosiddetto “polipo”. Tra i mezzi navali, più o meno sensibili alle condizioni del mare, si annoverano: le bette a fondo apribile per la posa in opera di toutvenant (possono lavorare oltre 4 ÷ 5 m di profondità), le sbandate che scaricano di fianco, i pontoni attrezzati con gru (fino a 400 t di portata), draghe rimorchiatori ed imbarcazioni varie di servizio (“palombare”, salpa ancore, ecc.).

In fase di costruzione è buona norma avanzare per non più di 20 ÷ 30 m con il nucleo ed i filtri senza la protezione della mantellata, per ridurre i danni conseguenti alle mareggiate che si verificano in corso d'opera. Nel caso di fondali cedevoli è consigliata l'esecuzione dei primi strati orizzontali con solo materiale minuto e l'applicazione dei carichi in tempi successivi.

1.1.5. Idrodinamica e morfodinamica costiera generata da un frangiflutti

Nelle figure 8 e 11 sono riportati due schemi che illustrano da un punto di vista qualitativo le correnti generate dal moto ondoso frangente sul lato protetto dall’opera, nel caso di attacco ondoso incidente ortogonale alla linea di costa e batimetria rettilinea e parallela.

L’idrodinamica costiera, generata da una barriera emersa in condizioni idrauliche tali da determinare una portata di tracimazione sull’opera trascurabile o nulla (frangiflutti non tracimabili) , è caratterizzata dal fatto che la linea dei frangenti in corrispondenza dei varchi è collocata più verso il largo rispetto a quella che si localizza nella zona protetta dall’opera.

In generale, le onde in condizione di rottura determinano all’interno della surf zone (ovvero la regione che si estende dal limite esterno dei frangenti alla linea di riva) un aumento medio del livello marino che è direttamente proporzionale all’altezza delle onde di frangimento. Di conseguenza, nello specchio di mare compreso tra l’ opera e la costa si instaura uno squilibro di livelli con valori massimi che si posizionano in corrispondenza dei varchi e valori minimi localizzati nelle zone protette dalle opere (sezione AA in figura 8).

Questo squilibrio di livelli origina la circolazione idrodinamica media riportata in figura che, in presenza di materiale di fondo incoerente, facilita la sedimentazione a tergo delle opere.

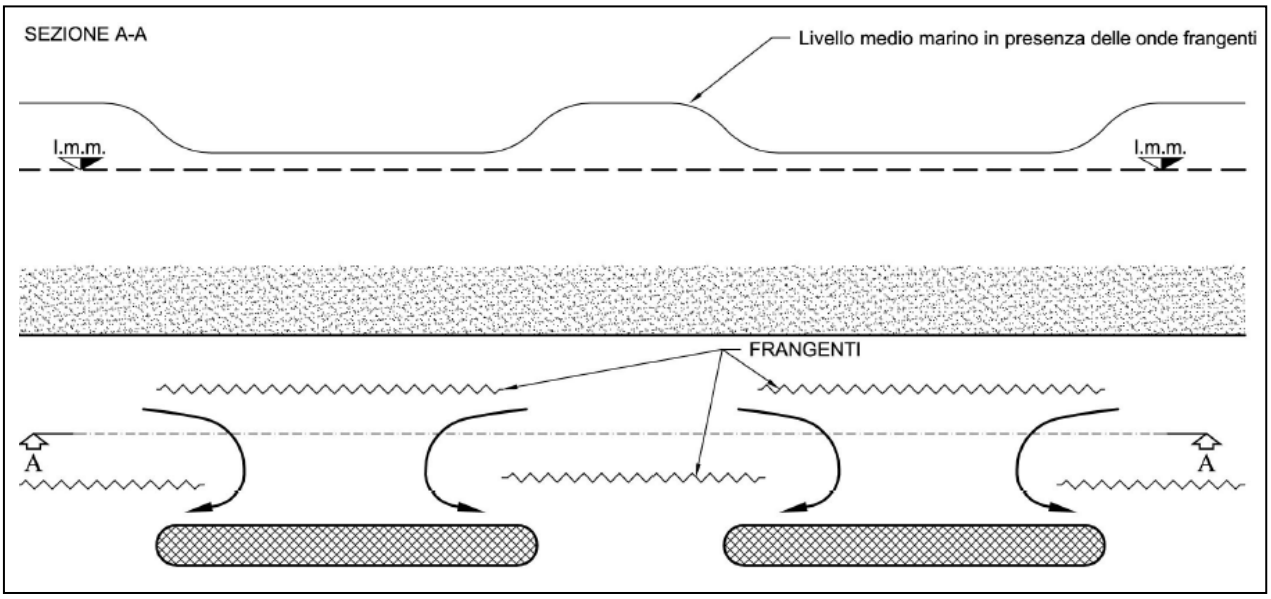


Figura 8: schema illustrativo delle correnti indotte dal moto ondoso frangente sul un tratto di costa protetto da opere distaccate emergenti in assenza di trasmissione ondosa attraverso le barriere. Fonte: dispense del corso di Ingegneria Costiera tenuto dal professore Franco Leopoldo – Università degli studi Roma 3.

Peraltro la differenza nel livello medio dell'acqua davanti e dietro le barriere non è in questo caso significativo e il processo rappresenta nel suo complesso un fenomeno di trasporto essenzialmente di energia.

A causa del fenomeno della diffrazione, una volta superati i frangiflutti in corrispondenza dei varchi si formano dei fronti d'onda circolari e per questo la spiaggia protetta tende ad assumere una tipica forma convessa nella parte retrostante ad ogni frangiflutti; dunque nel caso di una serie di più barriere l'alternarsi barriera/varchi conferisce alla linea di riva una tipica forma sinuosa. Se l'intensità di questo fenomeno è forte, il deposito di sedimenti (detto saliente) può portare alla formazione di tomboli (nel caso l'estroflessione della spiaggia si congiunga all' opera stessa), un fatto indesiderato da un punto di vista sanitario poiché esso ostacola

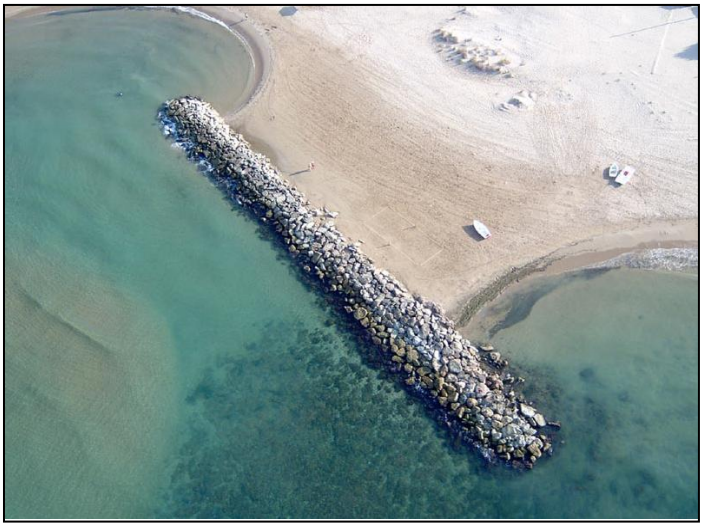


Figura 9: formazione di un tombolo (località Arizza, Scicli, RG).

ulteriormente il necessario ricambio idrico nello specchio d'acqua protetto dalla barriera (figure 9-10).

La formazione del saliente o del tombolo dipende dal rapporto d/l, con d = tirante idrico e l = lunghezza della barriera.

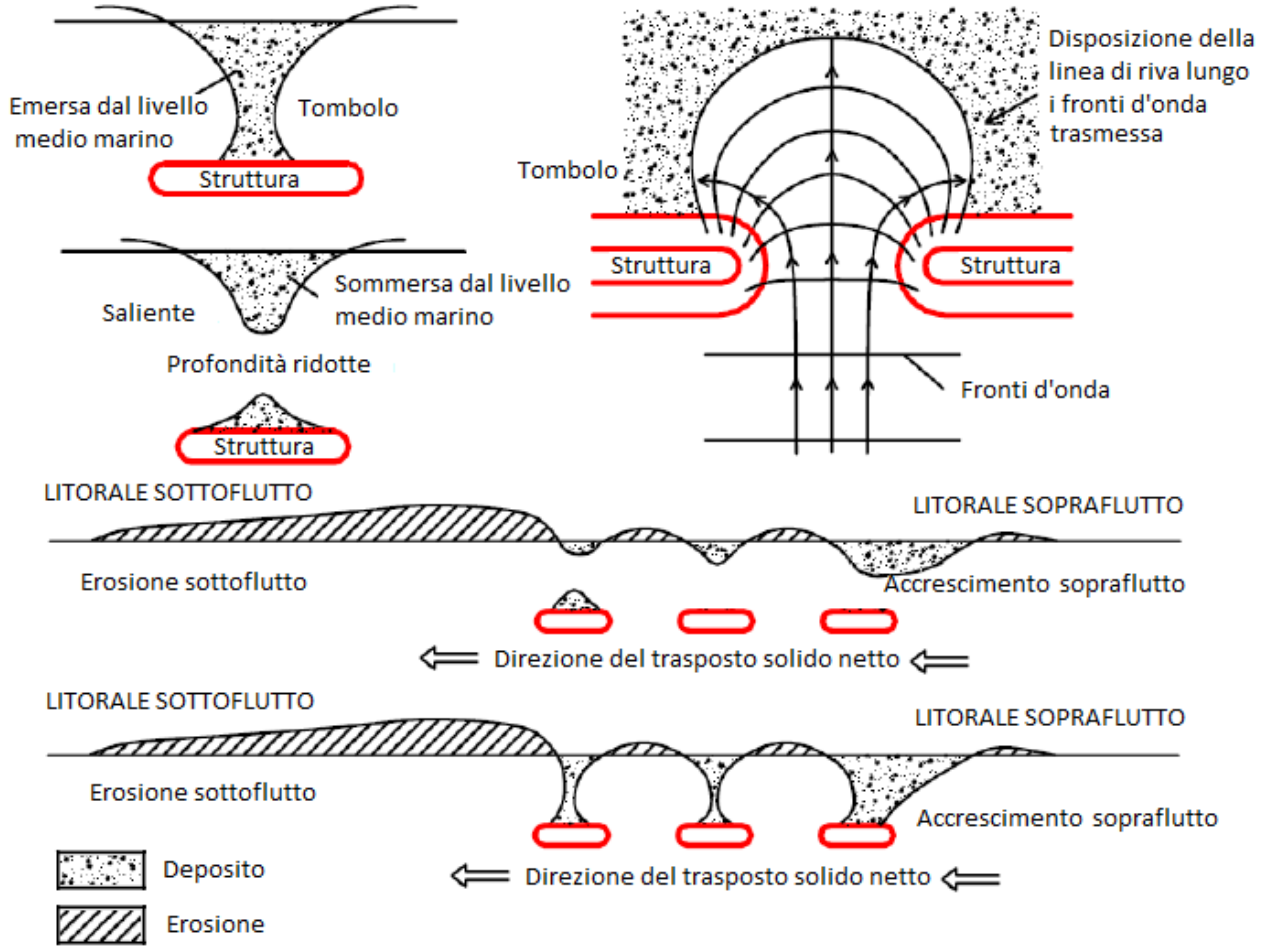


Figura 10: meccanismi di formazione di salienti e tomboli a tergo di frangiflutti emersi.
Fonte: DELOS - Environmental Design Guidelines For Low Crested Coastal Structures - Burcharth, Hawkins, Zanuttigh, Lamberti.

Nel caso di barriere sommerse o di barriere emerse in condizioni idrauliche tali da dar luogo ad una tracimazione rilevante, l'idrodinamica ora descritta cambia radicalmente. In questo caso,con riferimento alla figura 11, le opere, essendo altamente permeabili, sono tracimate dalla maggior parte delle onde, soprattutto nella porzione più emersa, ed i valori di portate trasmesse possono essere di uno o più ordini di grandezza superiori rispetto alle strutture tradizionali(Ruol et al.2006).

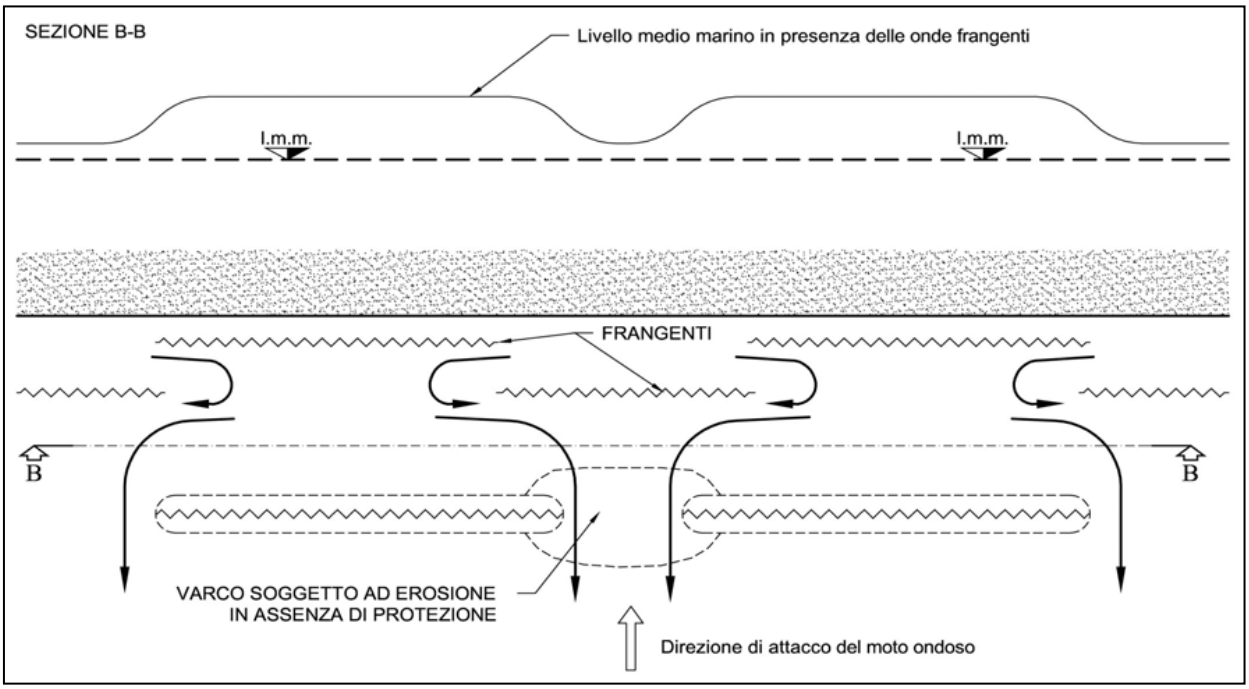


Figura 11: schema illustrativo delle correnti indotte dal moto ondoso frangente su un tratto di costa protetto da opere distaccate emergenti o sommerse in presenza di trasmissione ondosa attraverso la struttura. Fonte: dispense del corso di Ingegneria Costiera tenuto dal professore Franco Leopoldo – Università degli studi Roma 3.

L'abbondante tracimazione comporta, generalmente, un rilevante innalzamento del livello medio del mare tra le scogliere e la spiaggia, detto sovralzo per tracimazione, che si oppone alla portata entrante forzandone il ritorno verso il largo. Il processo stavolta è di tale intensità da provocare non solo trasporto di energia ma anche di massa: infatti tra i varchi si instaurano forti correnti di ritorno dette di "rip" (letteralmente di "strappo") che favoriscono la fuoriuscita del materiale all'esterno del sistema di difesa.

La formazione delle correnti di rip provoca l'approfondimento dei fondali tra i varchi con la formazione di veri e propri canali che penetrano verso la riva. Per evitare tali fenomeni, si è già evidenziata la necessità di proteggere i varchi con berme in pietrame (figura 12).

Le correnti di rip sono pericolose anche per la balneazione. Ciò risulta ancora più evidente se si tiene conto del fatto che queste opere, riducendo il moto ondoso incidente sulla spiaggia, diminuiscono

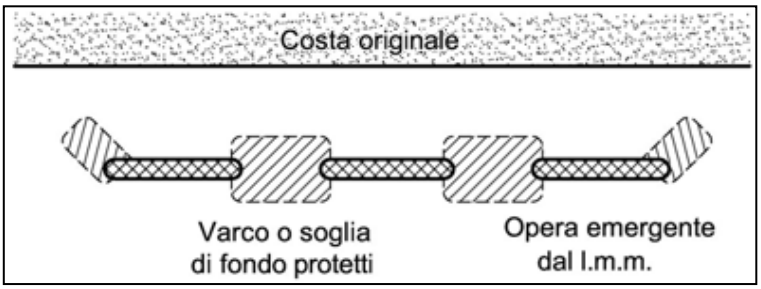


Figura 12: frangiflutti a cresta bassa con varchi protetti. Fonte: dispense del corso di Ingegneria Costiera tenuto dal professore Franco Leopoldo – Università degli studi Roma 3.

anche la percezione del rischio da parte dei bagnanti. Pur non esistendo statistiche ufficiali, si è notato che mediamente la frequenza di morte per annegamento risulta superiore nei litorali difesi rispetto a quelli non difesi.

Gli schemi idrodinamici sopra descritti, pur consentendo una prima interpretazione del comportamento idraulico di questo tipo di opere, possono subire delle rilevanti modifiche nei casi reali. Tali variazioni sono dovute sia ad angoli di attacco del moto ondoso obliqui rispetto alla normale alla costa, sia alla conformazione dei litorali e dei fondali, che di solito presenta un andamento planimetrico non così regolare come quello schematizzato nelle figure 8 e 11. Per tale ragione risulta opportuno studiare caso per caso l'idrodinamica costiera, sia in presenza che in assenza del sistema di difesa che si intende realizzare mediante l'utilizzo di idonea modellistica numerica e/o fisica.

Si riportano nelle tabelle 1 e 2 e in figura 13 i principali parametri geometrici che caratterizzano le barriere parallele (o distaccate) a bassa cresta e a debole sommergenza. Dei parametri indicati solo alcuni hanno un'influenza diretta sull'idrodinamica e sulla morfodinamica litoranea, i restanti riguardano le caratteristiche strutturali dell'opera. Per quanto riguarda i primi, i principali sono:

Parametro		Campo di variabilità
Profondità di imbasamento della barriera rispetto al l.m.m.	h [m]	2.5 ÷ 4.5 m
Quota di coronamento rispetto al l.m.m. (freeboard)	Rc [m]	-1.5 ÷2.0 m
Larghezza del coronamento della barriera	Bc [m]	3.0 ÷ 15.0 m
Distanza dalla linea di riva	d [m]	variabile
Sviluppo longitudinale della barriera	ℓ [m]	variabile
Ampiezza del varco tra le barriere contigue	L_v[m]	variabile
Rapporto tra distanza dalla riva e sviluppo longitudinale della barriera	d / ℓ	variabile (regola la formazione del saliente o del tombolo)

Tabella 1: parametri caratteristici di frangiflutti tracimabili e a debole sommergenza con un'influenza diretta idrodinamica litoranea e corrispondenti campi di variabilità caratteristici. Fonte: dispense del corso di Ingegneria Costiera tenuto dal professore Franco Leopoldo – Università degli studi Roma 3.

Per quanto riguarda i secondi, i principali sono:

Parametro		Campo di variabilità
Pendenza del paramento lato terra	$1/m = \tan\beta$	1:1 ÷ 1:2
Pendenza del paramento lato mare	$1/n = \tan\alpha$	1:1.5 ÷ 1:3
Spessore del rivestimento	S_R [m]	$\geq 2D_{50}$[i]
Spessore dello strato di imbasamento	S_I [m]	0.5 ÷1.0 m

Tabella 2:parametri caratteristici di frangiflutti tracimabili e a debole sommergenza riguardanti le caratteristiche strutturali dell'opera e corrispondenti campi di variabilità caratteristici.Fonte: dispense del corso di Ingegneria Costiera tenuto dal professore Franco Leopoldo – Università degli studi Roma 3.

[i] D_{50} = diametro medio degli elementi lapidei costituenti il rivestimento, variabile in funzione della pezzatura dei massi, solitamente compresa tra 1 e 7 t.

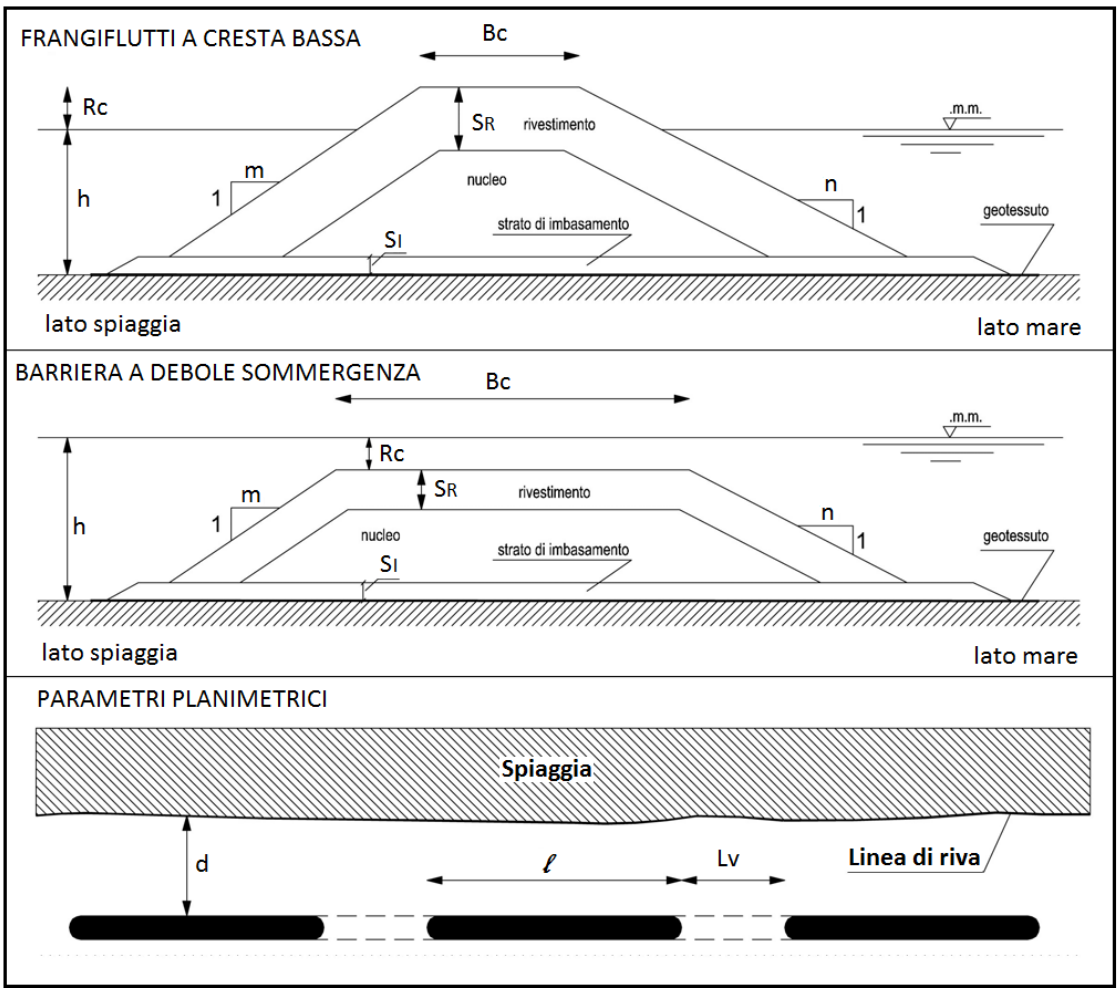


Figura 13: principali parametri geometrici che caratterizzano le barriere parallele (o distaccate) a bassa cresta e a debole sommergenza.

Relativamente al dimensionamento idraulico e strutturale di queste opere, si cita che recentemente nell'ambito del progetto di ricerca europeo DELOS (Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures) sono state prodotte delle "linee guida"relativamente al dimensionamento idraulico e strutturale di queste opere, i cui estremi sono riportati nei riferimenti bibliografici.

1.1.6. L'importanza di studiare l'interazione tra onde e strutture tracimabili permeabili

In definitiva l'impiego di strutture di difesa costiera a cresta bassa (Low Crestd Structures) e barriere sommerse da un lato offre la possibilità di coniugare la protezione della linea di costa con la riduzione dell'impatto ambientale, ma dall'altro, se mal progettate, può causare problemi di forte erosione degli arenili in quanto induce la modifica della circolazione idrodinamica nella zona compresa tra le strutture e la

linea di riva (Cappietti et al. 2004, Balzano et al. 2006, Mancinelli et al. 2006). La necessità di conoscere completamente il comportamento idraulico di queste opere, proprio per poter trovare un'adeguata soluzione al problema dell'incremento del fenomeno erosivo, ha fatto sì che l' indagine sperimentale su frangiflutti tracimabili e barriere sommerse diventasse tema portante dell'Ingegneria Costiera negli ultimi anni. Più in particolare si possono registrare significativi sforzi nella letteratura scientifica, tesi all'individuazione di metodologie previsionali (modelli di laboratorio e formule sperimentali) dei principali fenomeni di interazione fra LCS e moto ondoso: trasmissione e riflessione ondosa; modifiche degli spettri di potenza energetica nella zona d'ombra delle opere di protezione; fenomeni di run-up e di overtopping. Allo stato delle ricerche sono state delineate le caratteristiche peculiari del sistema di protezione soprattutto in confronto alle corrispondenti opere non tracimabili, ma sono ancora necessari approfondimenti dei fenomeni e soluzioni progettuali. Infatti, sebbene il fenomeno di tracimazione d'onda oltre la struttura sia stato studiato attraverso numerose ricerche di laboratorio ed misurazioni di campo, nella maggior parte dei casi le indagini sono state condotte su strutture con nucleo impermeabile (come dighe costiere per la protezione dalle inondazioni o dighe portuali):una dei contributi a tal riguardo più completo e recente è sicuramente il cosiddetto manuale dell'Overtopping (Eurotop 2007, Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual). Diversamente la misura dell'infiltrazione attraverso una struttura porosa permeabile ha ricevuto molta meno attenzione nonostante sia poi il fenomeno che si manifesta con più frequenza, perché è presente anche durante stati di mare relativamente moderati (*Cappietti et al, 2006*) . In tal senso dunque risulta di fondamentale interesse migliorare il campo di conoscenze attuali sui flussi di tracimazione e infiltrazione che interessano un frangiflutti permeabile a bassa cresta o sommerso, per meglio capire come queste componenti poi si ripercuotano sui fenomeni di innalzamento del livello dell'acqua, ricircolo e trasmissione dietro la barriera.

Per tutti questi motivi, un primo obiettivo fondamentale di questo lavoro è la progettazione di un'indagine sperimentale di laboratorio volta ad estendere e approfondire i meccanismi connessi all'interazione tra onde e strutture tracimabili permeabili, (siano esse caratterizzate da bassi livelli di emergenza o siano completamente sommerse) con particolare attenzione al ruolo della filtrazione della corrente attraverso il corpo permeabile della struttura.

2. LA MODELLISTICA FISICA

2.1. Composite HYdraulic Model

Con Composite HYdraulic Model si fa riferimento ad una metodologia di approccio che combina e integra tra loro tre diversi strumenti di ricerca:

- Osservazioni in situ;
- Modelli fisici – Esperimenti di laboratorio
- Modelli matematici

2.1.1. Osservazioni in situ

L'osservazione sul campo di un processo naturale è lo strumento di conoscenza più antico e anche il più valido dal punto di vista concettuale poiché permette di descrivere un fenomeno senza dover ricorrere necessariamente a schematizzazioni semplificative. Tuttavia, le osservazioni sul campo sono più costose rispetto ai modelli e non sempre di facile attuazione (si pensi alle difficoltà operative legate allo stato del mare, all'acquisizione dei dati e al funzionamento degli strumenti spesso situati a largo come nel caso degli ondametri).In generale dunque, attualmente le misure di campo vengono impiegate come supporto per l'acquisizione di dati da utilizzare nella modellistica fisica e matematica, o come oggetto di confronto con i risultati ottenuti in laboratorio e dall'analisi numerica.

2.1.2. I modelli fisici: effetti di scala e effetti di laboratorio

Con modello fisico s'intende la rappresentazione semplificata in laboratorio di un fenomeno naturale (indicato come prototipo). Spesso suddetti processi reali non possono essere riprodotti a grandezza naturale per cui vengono ridotti mediante opportuna scala di rappresentazione che esprime il rapporto tra le dimensioni della realtà e del modello fisico.

Rispetto all'osservazione sul campo, ha il vantaggio di poter misurare un fenomeno in un ambiente controllato, in cui è possibile variare e semplificare le condizioni ambientali in gioco (batimetria del fondale, geometria di una struttura,stato di mare, etc.) a nostro piacimento e secondo gli scopi del ricercatore, cosa

impossibile in natura dove non possiamo assolutamente intervenire sulle variabili che determinano un processo. Gli esperimenti di laboratorio permettono inoltre di ottenere misurazioni in condizioni estreme non misurabili direttamente in campo, quando queste si presentano in natura.
Rispetto alla modellizzazione numerica, questo strumento di indagine permette di studiare anche i processi più complessi che non si prestano ad una agevole schematizzazione matematica tipica dei modelli analitici; inoltre, costituiscono spesso uno strumento di verifica e di taratura dei risultati forniti dai modelli matematici.

Tuttavia le prove di laboratorio sono influenzate dalle attrezzature di laboratorio stesso che non sono sempre in grado di riprodurre esattamente le condizioni presenti in natura: un modello fisico infatti costituisce necessariamente una riproduzione schematica di un fenomeno molto più complesso e non prende in considerazione tutte le condizioni al contorno presenti in natura (basti pensare alla presenza del vento, che in natura può generare una significativa circolazione idrica, assente in un modello in cui viene simulata l'azione del solo moto ondoso). Inoltre la conformazione delle attrezzature a disposizione può dar luogo a condizioni irrealistiche che non sono presenti in natura e che possono influire sui risultati della simulazione e quindi portare a conclusioni sbagliate (si pensi ai fenomeni di riflessione che interessano le pareti laterali di un canale bidimensionale su cui viene simulato uno stato di mare). Si parla in tal senso di effetti di laboratorio.

Altro inconveniente legato alle attrezzature sperimentali sono i cosiddetti effetti di scala. In generale sarebbe sempre preferibile poter studiare un fenomeno eseguendo prove su prototipi a grandezza naturale, ma questo spesso risulta di difficile realizzazione a causa delle limitate risorse a disposizione. I modelli fisici vengono quindi riprodotti in laboratorio riducendo tutte le grandezze ad un'opportuna scala di lavoro. Succede però che non sia sempre possibile scalare tutte le grandezze significative in maniera corretta tra il prototipo e il modello. Un tipico esempio è costituito dalle forze viscose che sono di solito più grandi nel modello che nella realtà. Gli effetti di scala sono tanto più pronunciati quanto più è piccola la scala di riduzione utilizzata ed alterano le misurazioni effettuate, soprattutto per quel che riguarda i fenomeni di filtrazione.

2.1.3. I modelli matematici

I modelli matematici descrivono un fenomeno attraverso equazioni basate su principi fisici fondamentali quali la conservazione della massa, della quantità di moto e dell'energia. Formulando determinate ipotesi, i principi fondamentali vengono tradotti in equazioni o sistemi di equazioni alle quali si associano opportune condizioni al contorno. A seconda che si pervenga ad una soluzione in forma chiusa o si risolvano le equazioni per via numerica, si individuano rispettivamente i modelli analitici e i modelli numerici. Questi ultimi, che in molti casi rappresentano praticamente l'unica soluzione, hanno avuto un grande sviluppo recentemente, di pari passo con l'aumento della capacità di calcolo e di memoria dei calcolatori.
L'analisi analitica e numerica risulta piuttosto economica rispetto ai modelli fisici per cui viene ad essi preferita ogni volta che i risultati forniti appaiono accettabili a descrivere opportunamente il fenomeno in questione. Questo strumento inoltre riesce a fornire una descrizione molto più dettagliata sia nel tempo che nello spazio rispetto ai test di laboratorio. Tuttavia richiedendo un certo numero di ipotesi semplificative e di condizioni al contorno basate su assunzioni teoriche spesso lontane dalla realtà dei fatti, le simulazioni numeriche necessitano in ogni caso di un confronto con misure di campo o di laboratorio.

2.2. Composite LAboratory PROcess Modelling

La metodologia di approccio adottata nel presente lavoro è definita Composite LAboratory PROcess Modelling e si inserisce nell'ottica di creare una modellazione ancora composita, concentrando in modo particolare l'attenzione sugli esperimenti di laboratorio. Ciò su cui si incentrerà questa indagine, sarà il confronto di uno stesso esperimento, proposto a scale differenti. In particolare, si utilizzeranno: un laboratorio in grande scala ,che lavora a grandezza quasi naturale e pertanto capace d'indagare i fenomeni fisici riproducendo condizioni vicine a quelle di prototipo e due laboratori, uno di media e uno di piccola scala, in cui gli effetti di scala saranno tanto più pronunciati quanto minore sarà la scala di lavoro scelta.
La ripetizione di un limitato numero di esperimenti a grande e a piccola scala, seguendo un protocollo preciso e dettagliato, permetterà di quantificare gli effetti di scala che intervengono nel fenomeno studiato. Una volta individuato e quantificato l'errore, sarà possibile ricalibrare in maniera corretta i parametri caratteristici in gioco sul modello in piccola scala, ottimizzandone così il suo uso. Questo sarebbe molto importante in quanto, riprodurre un fenomeno in dimensioni più piccole richiede costi di realizzazione molto più contenuti, pertanto, lavorare su modelli in piccola scala permette di realizzare molte più

simulazioni e quindi di indagare con dettaglio un ampio range di variabili dei parametri fondamentali che influiscono sul fenomeno.

La realizzazione di tali propositi è fondata sulla collaborazione tra i seguenti laboratori, in Italia e Spagna:

- Il laboratorio d'Enginyeria Marítima (LIM-UPC) dell' Universitat Politècnica de Catalunya ospita due canalette, una a grande scala lunga circa 100m (**CIEM- Canal d'Investigació i Experimentació Marítima**) e una più piccola di circa 20m (**CIEMito**).
- Il Laboratorio di Idraulica (**CL- Coastal Laboratory**) del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA) dell'Università di Firenze, che conta su una canaletta lunga circa 50m.

Per la descrizione più dettagliata di queste infrastrutture si rimanda alla lettura dei capitoli dedicati ai laboratori (capitolo 3, paragrafi 3.1.1, 3.1.2 e 3.1.3).

In una prima sessione di prove, si utilizzeranno per gli esperimenti in piccola scala il CIEMito e per quelli a grande scala il CL.

Una seconda sessione di prove successive coinvolgerà anche il canale di grande scala CIEM, in modo tale da poter comparare tra loro i risultati dei medesimi esperimenti in piccola (CIEMito), media (CL Firenze) e grande scala (CIEM).

2.3. Il principio di similitudine

2.3.1. Similitudine geometrica, cinematica e dinamica

Per effettuare un adeguato confronto tra i risultati ottenuti in due o più laboratori differenti è necessario garantire durante tutte le prove, siano esse condotte su piccola o su grande scala, univocità di metodologie sperimentali , di tipo di analisi dati , di materiali e di strumentazioni. A tal fine si dovrà realizzare un protocollo sperimentale condiviso (in materia di esecuzione degli esperimenti e analisi dei dati), eseguibile da chiunque, qualsiasi sia la scala di lavoro adottata.

In linea teorica un modello fisico dovrebbe essere una perfetta riproduzione del prototipo, e quindi tutte le principali grandezze coinvolte dovrebbero essere in proporzione nel passaggio dall'originale al modello. La proporzione è espressa dal fattore di scala $\lambda_x = X_m/X_p$, in cui X_p è il valore di X nell'originale e X_m nel

modello.Stessa cosa dovrebbe realizzarsi tra due riproduzioni di uno stesso prototipo in scale diverse (che è appunto il caso preso in considerazione).

A seconda della natura delle grandezze fisiche che vengono riprodotte in modello, si definiscono tre diversi tipi di similitudine: geometrica, cinematica, dinamica.

- ✓ <u>Similitudine geometrica:</u>

La similitudine geometrica di un modello è garantita quando tutte le lunghezze geometriche $\mathrm{L_p}$ del prototipo (ovvero del fenomeno reale che si vuol studiare) sono in rapporto costante con le corrispondenti lunghezze del modello $\mathrm{L_m}$ .Detto rapporto prende il nome di rapporto delle lunghezze ed è indicato con :

$$\lambda_{\mathrm{L}} = \mathrm{L_m}/\mathrm{L_p} \qquad (1)$$

Il rapporto tra aree omologhe di corpi geometricamente simili sarà evidentemente ${\lambda_L}^2$, mentre il rapporto tra volumi corrispondenti sarà ${\lambda_L}^3$.

- ✓ <u>Similitudine cinematica:</u>

Affinché esista similitudine cinematica tra fenomeno reale e modello è necessario che i punti omologhi di corpi geometricamente simili percorrano traiettorie anch'esse geometricamente simili e che i tempi impiegati da punti omologhi nel percorrere traiettorie omologhe siano nel rapporto costante, definito scala dei tempi:

$$\lambda_t = t_m/t_p \qquad (2)$$

L'esistenza della similitudine cinematica implica l'esistenza della similitudine geometrica (eccetto nei casi in cui siano presenti effetti di scala). Inoltre essendo definiti spazi e tempi restano vincolate anche le velocità e le accelerazioni : se $\lambda_L = L_m/L_p$, $\lambda_t = t_m/t_p$ e in generale $v = L/t$ e $a = L/t^2$ è chiaro che $\lambda_v = v_m/v_p = \lambda_L/\lambda_t$ e $\lambda_a = a_m/a_p = \lambda_L/{\lambda_t}^2$.

- ✓ <u>Similitudine dinamica:</u>

Tale similitudine è garantita se su punti omologhi di corpi geometricamente simili tra fenomeno naturale e modello agiscono forze aventi direzioni omologhe e versi omologhi e le cui intensità siano nel rapporto costante:

$$\lambda_{\mathrm{F}} = \mathrm{F_m}/\mathrm{F_p} \qquad (3)$$

Perché si abbia similitudine dinamica è necessario che sia rispettata sia la similitudine geometrica sia la similitudine cinematica.

Se le suddette similitudini sono rispettate, la conoscenza acquisita in generale su un fenomeno riprodotto in laboratorio possono essere trasferite a quello reale in modo diretto e rigoroso. Tale assunto diventa tanto più importante nel caso in cui si vada a rappresentare un processo reale non su uno ma su più modelli fisici in scale differenti.
Pertanto l'intero studio sui frangiflutti proposto sarà condotto cercando di garantire queste tre similitudini e di assicurare la stessa configurazione in entrambi i laboratori.

Le condizioni per il rispetto della similitudine dinamica in un fluido sono date dalla seconda legge di Newton:

$$F_{inerziali} = m \cdot \frac{dV}{dt} = F_g + F_\mu + F_\sigma + F_e + F_p \qquad (4)$$

in cui:

- F_g sono le forze gravitazionali (forza peso- spinta idrostatica);
- $F_\mu$sono le risultanti degli sforzi viscose;
- $F_\sigma$sono le forze di tensione superficiale;
- F_e sono le forze elastiche;
- F_p le risultanti delle pressioni.

2.3.2. L'analisi dimensionale

Dato il gran numero di variabili in gioco, si ricorre in generale all'analisi dimensionale, procedura che permette di combinare le variabili di un fenomeno fisico in modo da creare prodotti adimensionali. In tal modo si riduce il numero delle variabili in gioco e si caratterizza il sistema attraverso numeri puri, che non dipendono dal sistema di unità di misura adottato.
Per assicurarsi che il modello e il sistema reale (o analogamente due modelli in scale diverse) siano dinamicamente simili viene quindi imposto che, nel passare dall'uno all'altro, suddetti numeri adimensionali si conservino costanti. Le equazioni che ne derivano sono dette "scaling laws". Esistono numerosi parametri di similitudine (numeri di Froude (Fr), Reynolds (Re), Weber (We),Mach (Ma), Cauchy (Ca), Richardson (Ri), Euler (Eu) and Strouhal (St)): tuttavia nel caso dei modelli che riproducono il moto ondoso, l'inerzia di una particella fluida è controbilanciata principalmente dalle forze gravitazionali, quelle viscose e quelle di

tensione superficiale. Dunque nel caso specifico dell'idraulica marittima si prenderanno in considerazione esclusivamente i numeri di Froude, di Reynolds e di Weber.

2.3.2.1. La similitudine di Reynolds

La similitudine di Reynolds consiste nel conservare costante, nel passaggio dall'originale al modello, il numero di Reynolds. Tale parametro è definito come il rapporto tra le forze d'inerzia del fluido e le forze viscose:

$$\mathrm{Re} = \frac{F_i}{F_\mu} \qquad (5)$$

Considerando un cubetto di fluido (con densità ρ , viscosità dinamica μ e tensione superficiale σ) di lato L che si muove con velocità V :

→le forze inerziali sono date dal prodotto della sua massa per l'accelerazione ovvero:

$$F_i = m \cdot a = \rho \cdot L^3 \cdot \frac{L}{t^2} = \rho \cdot L^2 \cdot V^2 \qquad (6)$$

→le forze viscose agenti sul cubetto sono proporzionali alla viscosità del fluido e al gradiente della velocità e quindi possono essere espresse in termini adimensionali come:

$$F_\mu = \mu \cdot \frac{V}{L} L^2 = \mu \cdot V \cdot L \qquad (7)$$

Di conseguenza si ottiene:

$$\mathrm{Re} = \frac{F_i}{F_\mu} = \frac{\rho \cdot L^2 \cdot V^2}{\mu \cdot V \cdot L} = \frac{\rho \cdot L \cdot V}{\mu} = \frac{L \cdot V}{\upsilon} \qquad (8)$$

con $\upsilon = \mu/\rho$ viscosità cinematica del fluido (per l'acqua $\upsilon = 10^{-6}\, m^2/s$).

2.3.2.2. La similitudine di Froude

La similitudine di Froude consiste nel conservare costante, nel passaggio dall'originale al modello,
il numero di Froude. Tale parametro è definito come la radice quadrata del rapporto tra le forze d'inerzia del fluido e le forze gravitazionali:

$$\mathrm{Fr} = \sqrt{\frac{F_i}{F_g}} = \sqrt{\frac{\rho \cdot L^2 \cdot V^2}{\rho \cdot L^3 \cdot g}} = \frac{V}{\sqrt{L \cdot g}} \qquad (9)$$

2.3.2.3. La similitudine di Weber

La similitudine di Weber consiste nel conservare costante, nel passaggio dall'originale al modello, il numero di Weber. Tale parametro è definito come il rapporto tra le forze d'inerzia del fluido e le forze di tensione superficiale:

$$We = \frac{F_i}{F_\sigma} = \frac{\rho \cdot L^2 \cdot V^2}{\sigma \cdot L} = \frac{\rho \cdot V^2 \cdot L}{\sigma} \qquad (10)$$

La tensione superficiale in ogni caso può ritenersi trascurabile nel prototipo e anche nel modello fisico riprodotto se la scala di riduzione non è troppo piccola. Più in particolare la similitudine di Weber può ritenersi irrilevante per lunghezze d'onda maggiori di 2cm, periodi d'onda superiori a 0.35s e profondità d'acqua superiori a 2cm (Le Méhauté 1976). Nel seguito si farà attenzione a rispettare tali limitazioni in modo da poter trascurare il numero di Weber e il criterio di similitudine ad esso associato.Dunque la similitudine dinamica può ritenersi perfettamente soddisfatta se i numeri di Froude e di Reynolds rimangono costanti nel passare da prototipo a modello (come vedremo nel seguito questo risulta irrealizzabile).

2.3.2.4. La similitudine nei modelli marittimi

In realtà nel seguito si dimostra che utilizzando nel modello lo stesso fluido del prototipo, è impossibile mantenere inalterati i valori di tutti i numeri adimensionali che influenzano il fenomeno. Se infatti si impone la similitudine di Reynolds avremo:

$$Re_p = \frac{\rho_p \cdot L_p \cdot V_p}{\mu_p} = Re_m = \frac{\rho_m \cdot L_m \cdot V_m}{\mu_m} \quad \Rightarrow \quad \frac{\rho_p}{\rho_m} \cdot \frac{L_p}{L_m} \cdot \frac{V_p}{V_m} = \frac{\mu_p}{\mu_m}$$

$$\Rightarrow \quad \lambda_\rho \cdot \lambda_L \cdot \lambda_V = \lambda_\mu \qquad (11)$$

Per ragioni tecniche ed economiche, nei comuni modelli idraulici, il fluido impiegato è acqua sia nel prototipo che nel modello, dal momento che un modello idraulico necessita di grandi quantità di fluido e l'unico fluido economicamente utilizzabile è proprio l'acqua; avviene, quindi, che parametri quali la densità e la viscosità cinematica risultino ridotti con una scala unitaria: $\rho_p = \rho_m \Rightarrow \lambda_\rho = 1$ e $\mu_p = \mu_m \Rightarrow \lambda_\mu = 1$.

Pertanto il rispetto della similitudine di Reynolds impone: $\lambda_V = \frac{1}{\lambda_L}$.

Per rispettare anche la similitudine di Froude si dovrà verificare:

$$Fr_p = \frac{V_p}{\sqrt{L_p \cdot g_p}} = Fr_m = \frac{V_m}{\sqrt{L_m \cdot g_m}} \quad \Rightarrow \quad \frac{V_p}{V_m} = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}} \cdot \sqrt{\frac{g_p}{g_m}}$$

$$\Rightarrow \lambda_v = \sqrt{\lambda_L} \cdot \sqrt{\lambda_g} \qquad (12)$$

L'accelerazione gravitazionale non è riproducibile in scala, in quanto risulta avere la stessa intensità sia nel prototipo che nel modello; ne consegue che il fattore di conversione per questa grandezza risulterà assumere valore unitario: $\lambda_g = 1$. Pertanto il rispetto della similitudine di Reynolds impone: $\lambda_V = \sqrt{\lambda_L}$.

Per condurre una sperimentazione su un modello osservando contemporaneamente la similitudine di Reynolds e quella di Froude è necessario verificare la seguente condizione:

$$\frac{1}{\lambda_L} = \sqrt{\lambda_L} \qquad (13)$$

Per poterla realizzare il rapporto di scala dovrebbe essere pari all'unità, ossia il modello fisico dovrebbe essere realizzato a grandezza naturale. La similitudine dinamica esatta è quindi impossibile. Per conseguirla infatti bisognerebbe poter variare, in funzione del fattore di scala geometrico,l'accelerazione di gravità, la viscosità e la densità del fluido utilizzato in modello, soluzione che appare impraticabile.

Nella pratica dunque ,in funzione del problema in esame, si sceglierà se mantenere inalterato il numero di Reynolds o quello di Froude in modo che sia rispettata la similitudine per le forze più importanti (ma valutando comunque l'effetto del mancato rispetto delle altre condizioni) :

- ✓ se gli effetti viscosi sono i più rilevanti si sceglierà di effettuare una similitudine di Reynolds: questo avviene ad esempio nello studio del comportamento delle correnti in pressione, per bassi valori del numero di Reynolds;
- ✓ se gli effetti gravitazionali sono i più rilevanti si sceglierà di effettuare una similitudine di Froude. Questo è il caso della maggior parte dei moti a pelo libero e quindi questo criterio è il più utilizzato nella modellistica costiera. L'importanza della viscosità è infatti spesso piccola perché le onde devono spostarsi su lunghe distanze prima che l'attrito col fondo sia tale da influenzane seriamente la loro propagazione. Quindi se il modellista usa il criterio di Froude per costruire il modello fisico, per garantire la similitudine dinamica è sufficiente che il numero di Reynolds sia dello stesso ordine di grandezza di quello del prototipo, e non strettamente lo stesso.

Nel caso specifico in esame, in cui i modelli da simulare andranno a riprodurre il flusso di corrente attraverso una struttura permeabile, la similitudine di Reynolds può diventare più rilevante. In questo caso risulta di fondamentale importanza mantenere un numero di Reynolds abbastanza grande, in modo tale che i flussi di filtrazione indotti attraverso i modelli di barriere avvengano in regime turbolento, proprio come

avviene nel relativo prototipo (nella maggior parte dei casi di interesse pratico per l'ingegneria costiera infatti gli sforzi resistenti sono prevalentemente di natura turbolenta). In caso di moto turbolento infatti i fenomeni inerziali (dovuti alla velocità) come i vortici, vincono sui fenomeni viscosi: non si avranno effetti di scala viscosi significanti e i parametri in gioco potranno essere scalati in base al solo principio di Froude.

Alla luce di quanto detto finora, i criteri principali da soddisfare per conseguire la completa similitudine e quindi ridurre in modo corretto modelli che lavorano su scale diverse, sono i seguenti [ii]:

- ✓ le dimensioni delle barriere devono essere scalate garantendo la similitudine geometrica ;

- ✓ tutte le variabili che prendono parte al fenomeno in studio dovranno essere scalate tra un modello e l'altro in base alla legge di Froude . Nella tabella seguente si riporta la scala di riduzione di tutte le grandezze fondamentali, espressa in funzione del rapporto delle lunghezze:

Altezza d'onda [m]	$\lambda_{\mathrm{H}} = \lambda_L$	**Massa [kg]**	$\lambda_{\mathrm{M}} = \lambda_\rho \cdot {\lambda_L}^3$
Tempo [s]	$\lambda_{\mathrm{T}} = {\lambda_L}^{0.5}$	**Pressione [kN/m^2]**	$\lambda_{\mathrm{P}} = \lambda_\rho \cdot \lambda_L$
Velocità [m/s]	$\lambda_{\mathrm{u}} = \lambda_L$	**Forza [kN]**	$\lambda_{\mathrm{F}} = \lambda_\rho \cdot {\lambda_L}^3$
Accelerazione [m/s^2]	$\lambda_a = 1$	**Portata Specifica [l/s/m]**	$\lambda_{\mathrm{q}} = {\lambda_L}^{1.5}$
Densità di massa [kg/m^3]	$\lambda_\rho = 1$	**Portata [l/s]**	$\lambda_{\mathrm{Q}} = {\lambda_L}^{2.5}$
Viscosità Cinematica [m^2/s]	$\lambda_\mu = 1$	**Numero di Reyolds**	$\lambda_{\mathrm{Re}} = {\lambda_L}^{1.5}$

Tabella 3:scale di riduzione delle grandezze fondamentali in base al principio di Froude.

- ✓ i flussi d'acqua attraverso il frangiflutti devono avvenire in regime di moto turbolento, ovvero

il numero di Reynolds proprio dei flussi di filtrazione deve essere sufficientemente grande:

$$\mathrm{Re} = \frac{\sqrt{g \cdot H_s} \cdot D_n}{\upsilon} > 30000 \qquad (14)$$

Dove :

- g = accelerazione di gravità [m/s^2];
- υ = viscosità cinematica dell'acqua pari a 10-6 m^2/s ; H_s = altezza d'onda significativa [m];
- D_n : diametro nominale dei blocchi che formano la barriera [m].

- ✓ E' bene operare su grande scala ove possibile (poiché le forze viscose possono diventare più grandi al diminuire delle velocità di flusso e delle unità utilizzate).

Tutte le configurazioni sperimentali scelte per le prove sono state scalate e adattate sui due laboratori in base a queste considerazioni, in modo tale da assicurare la stessa conformazione in entrambe le canalette.

[ii] Hydralab III 2007 Guidelines for physical model testing of breakwaters:Roubble mound breakwaters.

3. CONFIGURAZIONE DELL'APPARATO SPERIMENTALE

3.1. I canali coinvolti nell'indagine

Per poter studiare a fondo un fenomeno fisico sarebbe sempre preferibile lavorare su modelli a scala reale, tuttavia questo risulta spesso di difficile rappresentazione a causa delle limitate risorse a disposizione.

La scelta del modello da costruire pertanto, in termini di caratteristiche geometriche del fondo fisso, parametri geometrici e granulometrici delle barriere, profondità dell'acqua , caratteristiche dell'onda incidente, etc , è inequivocabilmente influenzata dal tipo di strumentazione di laboratorio di cui ci si può servire. Di conseguenza prima di caratterizzare dettagliatamente le configurazioni sperimentali scelte per lo svolgimento di questo lavoro, è utile descrivere i canali marittimi che verranno utilizzati appunto per effettuare le prove sperimentali che si vogliono progettare. Stiamo parlando de:

- Il Canale per onde e correnti del Laboratorio di Idraulica (CL- Coastal Laboratory) del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA) dell'Università di Firenze.
- I Canals d'Investigació i Experimentació Marítima su grande (CIEM) e piccola scala (CIEMito) del laboratorio d'Enginyeria Marítima (LIM-UPC) dell' Universitat Politècnica de Catalunya;

Ciascuna di queste infrastrutture costa di 3 principali impianti:

1. Canale per onde e correnti vero e proprio;
2. Sistema di generazione del moto ondoso, in grado di simulare un particolare stato di mare che si vuol riprodurre sul modello fisico in studio;
3. Sistema di Ricircolo : un frangiflutti costruito lungo la sezione trasversale della canaletta è rappresentativo di una barriera con lunghezza infinita e quindi privo di varchi. Il flusso di ritorno attraverso i varchi, presenti nei prototipi, può essere simulato mediante un sistema di ricircolo come effettuato da Cappietti et all(2006) che sottrae acqua da riva per reimmetterla al generatore di onde.

3.1.1. Canal d'Investigació i Experimentació Marítima su grande scala (CIEM)

Il canale a grande scala del Laboratorio d'Engenyeria maritima (LIM) dell'Universitat Politecnica de Catalunya (figura 14), è un'infrastruttura di ricerca in ingegneria marittima tra le più grandi al mondo, attiva dal 1993. In figura 16 ci si può capacitare delle dimensioni di una simile struttura.

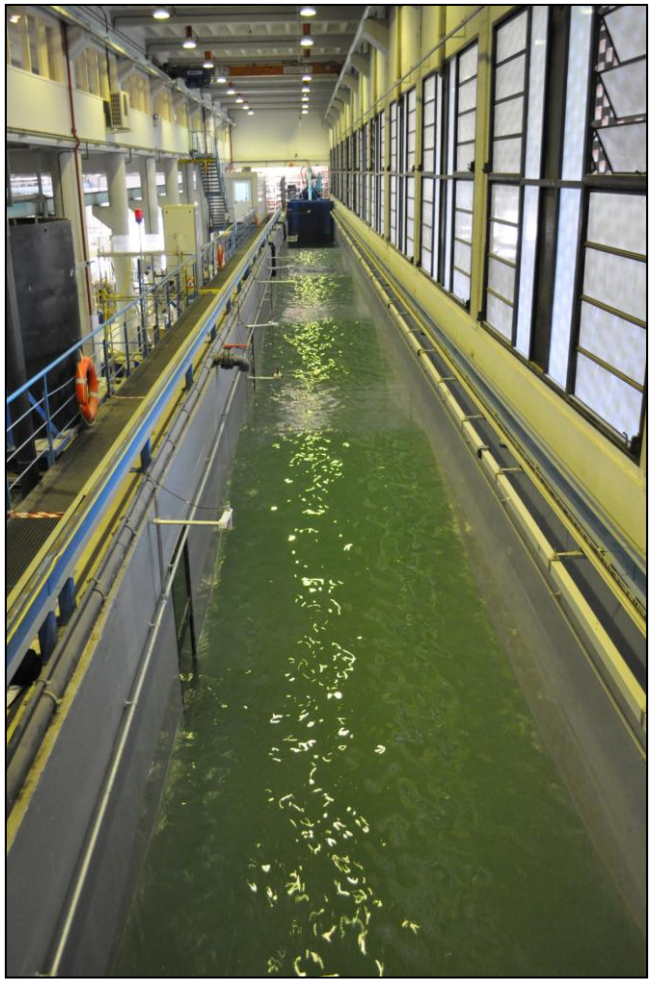


Figura 14: il canale per onde e correnti del CIEM

Con i suoi 100m di lunghezza, 3 di ampiezza e 7 di profondità e un sistema di generazione di corrente, il CIEM è un eccellente strumento per prove a scale simili a quelle naturali. Le scale di lavoro vanno da 1:2 a 1:20. Il grande rapporto di scala riduce notevolmente qualsiasi distorsione sui test. Il canale è costruito in cemento armato, con parti finestrate che permettono l'utilizzo di strumentazioni ottiche non intrusive.

Tutto il sistema di generazione (figura 15) è azionato da due pompe oleodinamiche con una capacità di 2000 l/s e viene controllato tramite computer. Questo sistema permette di riprodurre onde con altezze massime che arrivano fino a 1.6m in particolari condizioni di utilizzo.

Il software di generazione è stato sviluppato direttamente dal LIM/UPC e permette la generazione di serie temporali di onde sia regolari che irregolari.

Figura 15: il generatore di moto ondoso del CIEM

In aggiunta, è implementato un sistema di assorbimento dell'onda riflessa di tipo dinamico controllato da un PC che permette di generare lunghe serie temporali, anche su strutture con alti coefficienti di riflessione.

Per l'acquisizione dei dati viene usato un software commerciale (WaveLab) sviluppato da Aalborg University.

Figura 16: le dimensioni del CIEM

3.1.2. Canale per onde e correnti del Laboratorio costiero di Firenze (CL)

Il Laboratorio di Idraulica del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze (figura 17) è operativo fin dal 1980 nel campo dell'Ingegneria Marittima e Costiera.

Figura 17: il canale per onde e correnti del CL.

Il canale per onde e correnti è costituito da 39 settori di dimensioni 1.2x0.8x0.8 (i primi 37 in vetro e acciaio gli ultimi 2 in cemento) per una lunghezza totale di 47 m, larghezza pari a 0.8m , e altezza 0.8m. Il fondo,

sollevato da terra di 0.5 m, è costituito da pannelli in cemento fibro-rinforzato precompresso (1.2x0.8x0.02), uno per ogni settore, facilmente modificabili in modo da poter ricostruire differenti profili di fondo.

Il moto ondoso viene riprodotto tramite un generatore d'onde del tipo a pistone (figura 18), costituito da un battionda di area pari alla sezione interna del canale che è sorretto da una struttura metallica e che viene comandato da un software basato sulla tecnica Deterministic Spectral Amplitude Method sviluppato dall'Ing Cappietti nel 2000.Tale sistema permette di generare sia onde sinusoidali di periodo e altezza assegnati sia moto ondoso con spettro di energia uguale ad uno teorico scelto tra Jonswap, Pierson-Moskowitz, Scott, Neuman; Bretschneider, Ochi-Hubble. Il segnale random può essere memorizzato e riutilizzato per riprodurre più di una volta lo stato di mare Tramite conversione digitale-analogica esso viene inviato al sistema idraulico che controlla la pala.

Figura 18: il generatore di moto ondoso del CL

Lungo il canale sono disposte una serie di sonde resistive che permettono l'acquisizione analogica in tempo reale dei livelli idrici generati durante l'attacco ondoso: una volta lanciato il treno d'onde il segnale viene riacquisito ed analizzato sia nel dominio della frequenza (analisi spettrale) sia nel dominio del tempo (analisi zero-crossing) così da fornire i seguenti parametri caratteristici dell'onda: Hm0, H1/3(onda significativa ovvero onda con altezza media pari ad un terzo delle onde più alte), Hstd, Tp(periodo di picco), T1/3 (periodo associato all'onda significativa). Tale strumentazione è in grado di ricreare un' onda con altezza

massima pari a 40cm (corrispondente ad una altezza significativa di 20 cm), periodo T=1 s in una profondità d'acqua al battionda di 50 cm.

Il sistema di ricircolo (figure 19) è costituito da un diffusore posto all'estremità del canale che mediante una curva di 180° raccoglie l'acqua dall'ultimo settore e la invia ad una tubazione posta al di sotto del canale e che riporta l'acqua in testa ad esso.

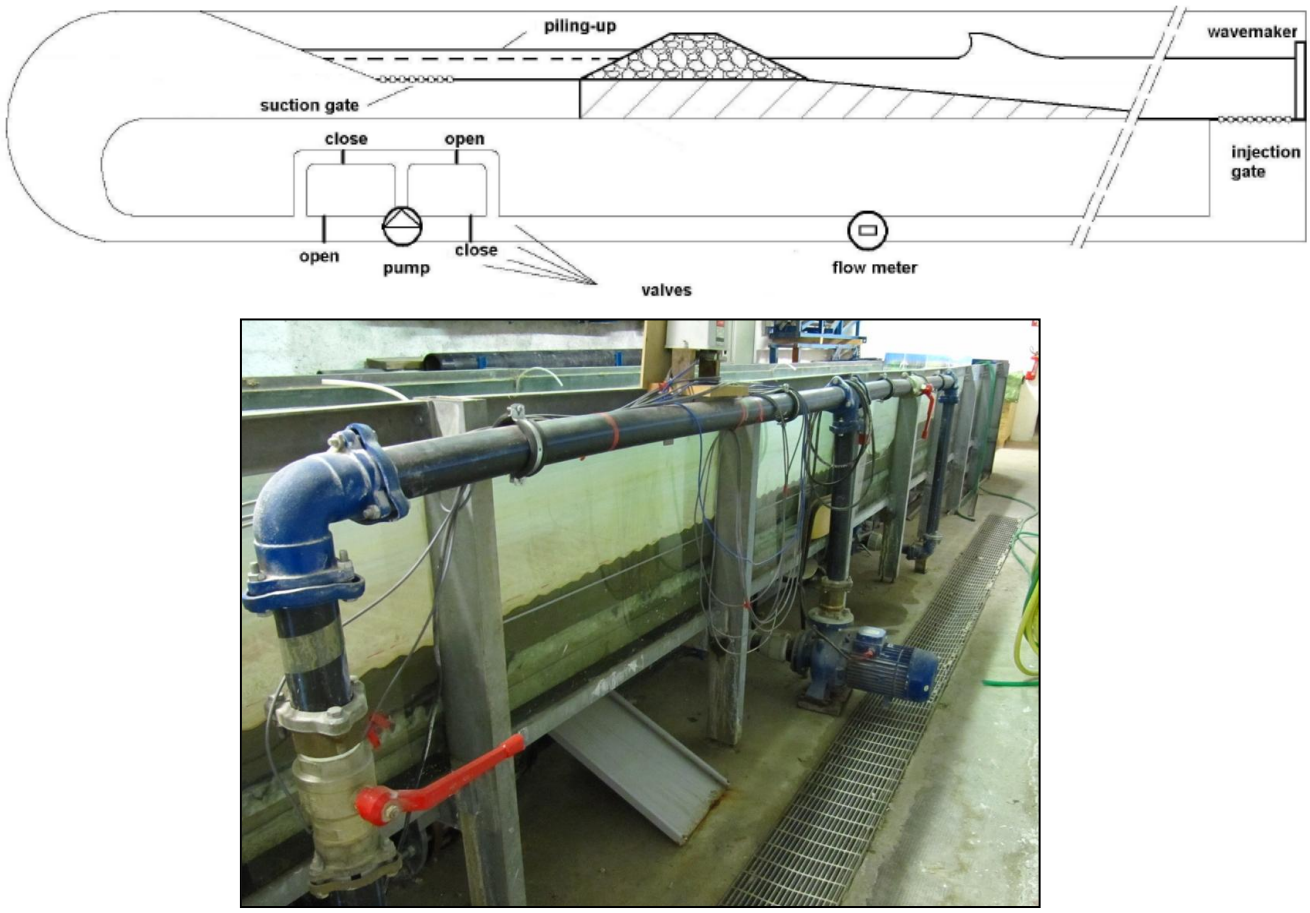


Figura 19: sistema di ricircolo bidirezionale del CL in schema (in alto) e nella realtà (in basso).
Fonte: Misure della portata trasmessa a tergo di modelli di scogliere emergenti frangiflutti ,Cappietti,AmintI 31° Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche,Perugia, 9-12 settembre 2008

Una pompa centrifuga collegata a tale tubazione e 4 valvole di apertura/chiusura permettono di scegliere il verso della portata di ricircolo, dal battionda verso la spiaggia e viceversa. Tale flusso di ricircolo viene misurato mediante un misuratore di portata magnetico. La portata di ricircolo massima che può transitare è 25 l/s (Cappietti 2003).

Il misuratore di portata magnetico è uno strumento utilizzato per determinare la portata d'acqua nel sistema di ricircolo, che viene regolata nel corso delle singole prove, tramite la modulazione delle valvole.
Il principio di funzionamento del misuratore di portata volumetrica si basa sulla legge induttiva di Faraday - Neuman e sfrutta la conducibilità del fluido. Quest'ultimo é assimilabile ad un conduttore, che, in moto in un campo magnetico B, è soggetto ad una forza elettromotrice indotta U, proporzionale alla velocità media del flusso v:

$$U = B \cdot L \cdot v = L \cdot \bar{B} \times \bar{v} \qquad (15)$$

$$Q = v \cdot A$$

dove:

- U è la tensione indotta;
- B è il valore del campo di induzione magnetica;
- L è la lunghezza del conduttore (distanza tra i due elettrodi);
- v è la velocità di avanzamento media del fluido;
- A è la sezione trasversale del tubo;
- Q è la portata volumetrica.

Il sistema permette la lettura diretta della portata su un display con la precisione di 0.01 l/s.

Figura 20: misuratore di portata magnetico.

3.1.3. Canal d'Investigació i Experimentació Marítima su piccola scala (CIEMito)

Collocato all'interno del Laboratori d'Enginyeria Maritima (LIM) dell'Universitá Politecnica de Catalunya , il canale CIEMito (figure 21 e 22), nasce con l'obiettivo di dare un supporto pratico alla docenza e alla ricerca. Un canale a piccola scala come il CIEMito , infatti, facilita la variabilità di configurazioni da provare, riduce i tempi e i costi rispetto a un canale di dimensioni maggiori quale ad esempio il CIEM, sempre collocato nello stesso laboratorio spagnolo. Il CIEMito, ha una lunghezza di 18m, una sezione di 0.38m e 0.35m di profondità utile. La struttura di supporto è stata costruita con profili metallici a sezione quadrata laminati a freddo. La lunghezza totale del canale è supportata da tre tratti di 6m, che sono a sua volta supportati da tratti più piccoli di 2m. Le pareti laterali e il fondo sono di vetro temprato. Esistono due tratti di 1m di pvc sul fondo, che contengono l'opera di presa e di uscita del sistema di ricircolo.

Il motore del generatore di onde è elettro-meccanico, composto da un servomotore ad alta dinamica e encoder relativo. Il servomotore ha una corsa di 1m e una velocità massima di movimento di 1,6 m/s. Il battionde è del tipo a pistone e la sua capacità teorica può generare, per una profondità di 0.36m e per un periodo d'onda di 1.7s, un' onda solitaria di altezza massima di 0,28m.

Il software di generazione è stato sviluppato direttamente del LIM/UPC e permette la generazione di serie temporali di onde sia regolari che irregolari. Il sistema di acquisizione dati è basato su una combinazione PCI-SCXI espandibile di National Instrument con una capacità attuale di 32 canali analogici. Per l'acquisizione dei dati viene usato un software commerciale (WaveLab) sviluppato da Aalborg University.

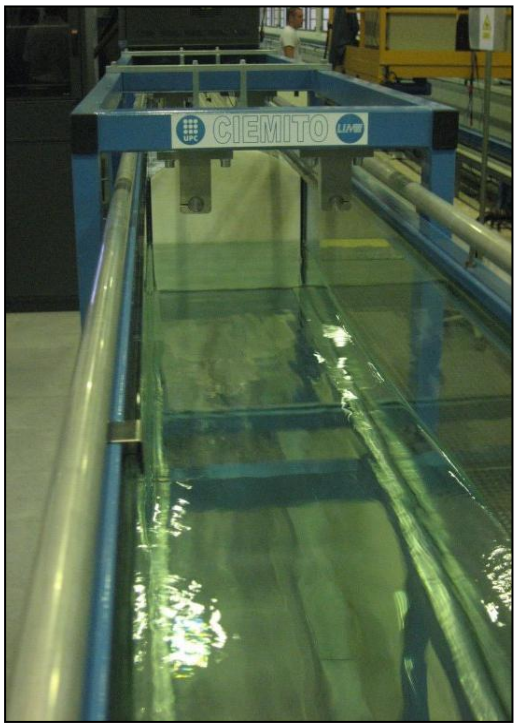


Figura 21: il canale per onde e per correnti del CIEMito

Figura 22: I Canals d'Investigació i Experimentació Marítima su grande (CIEM) e piccola scala (CIEMito) del laboratorio d'Enginyeria Marítima (LIM-UPC) dell' Universitat Politècnica de Catalunya.

3.2. Scelta delle scale di riduzione

L'esperienza ci insegna che è meglio indagare un fenomeno effettuando pochi esperimenti ben definiti e programmati, e relativamente semplici da costruire.

Questa asserzione assume una valenza tanto maggiore in questo caso di studio, dove si cerca di riprodurre su due laboratori diversi lo stesso tipo di prova, su configurazioni il più identiche possibili a meno del fattore di scala tra i due impianti.

Per non complicare eccessivamente il profilo dei fondali, si è scelto di lavorare su fondo fisso (date le difficoltà di realizzare il movimento di sabbia lungo un canale artificiale) e orizzontale (per evitare di complicare ulteriormente i modelli con la costruzione di rampe all'interno dei canali).

Molte indagini sono state effettuate su barriere posate su fondali di 3-4m in scala prototipo, resta dunque la curiosità di studiare queste stesse opere poste più lontano dalla costa in acque intermedie, su fondali di circa 6-7m. Queste saranno dunque le profondità di prototipo che influenzeranno la scelta dei fattori di scala da adottare sulle due canalette.

Per scegliere il fattore di scala dei modelli da costruire e volendo lavorare in scala il più grande possibile per ridurre al minimo gli effetti di laboratorio, si è partiti facendo corrispondere profondità di 6m nel prototipo con le profondità massime raggiungibili nei canali in questione.

Nel CL di Firenze 0.50 m corrispondono a 6m se la scala impiegata vale 1:12; nei laboratori di Barcellona 0.35m/2.5m di profondità del CIEMito/CIEM corrispondono a 6m se la scala usata è 1:17 / 1:2.4.

A partire da questi massimi valori di scala realizzabili, la nostra scelta è stata più volte ricorretta considerando fattori di riduzione via via più bassi, in base ai limiti di generazione del moto ondoso e delle caratteristiche geometriche dei canali. Come si descriverà più dettagliatamente nel paragrafo dedicato alla scelta degli attacchi ondosi da simulare (cfr. capitolo 3, paragrafo 3.3), le scale preliminarmente scelte sono:

- CL Firenze $\rightarrow$ 1: 14
- CIEMito Barcellona $\rightarrow$ 1: 22.58
- CIEM Barcellona $\rightarrow$ 1: 4

3.3. Caratteristiche degli attacchi ondosi

Per scegliere i parametri significativi d'onda da generare nei tre canali, si è proceduto partendo dal presupposto che questo studio voglia analizzare il comportamento dei frangiflutti in condizione di normale esercizio (ovvero a prescindere da eventi di mareggiata estremi), ma debba al contempo tener presente i limiti dei 3 generatori di moto ondoso dei canali in cui si andrà a realizzare il modello fisico.

Considerando quindi dati di mare medio del Mediterraneo, si sono scelte tre altezze d'onda significative in acque alte comprese tra 1 e 2.5m: $\mathrm{H}_1 = 1\mathrm{m}$ $\mathrm{H}_2 = 2\mathrm{m}$ $\mathrm{H}_3 = 2.5\mathrm{m}$

Per ottenere un maggior numero di informazioni sul comportamento delle strutture in studio,indagando scenari differenti tra loro, si è deciso di associare a ciascuna delle suddette altezze d'onda significativa differenti periodi d'onda. Questi ultimi sono stati stabiliti a partire da curve a ripidità costante s, comprese tra 0.02 e 0.04 (per esse si hanno infatti altezze d'onda tipiche del mar Mediterraneo). Non si è comunque voluto superare un valore di ripidità massimo pari a 0.07, per poter analizzare una fenomenologia di eventi più vasta. In questo modo le onde da generare nel modello sono diventate sette (tabella 4).

Onda	**A1**	**A2**	**A3**	**A4**	**A5**	**A6**	**A7**
$\boldsymbol{H_s}$ **[m]**	1	1	1	2	2	2	2.50
$\boldsymbol{T_p}$ **[s]**	5.66	4	3.27	5.66	5.06	4.62	4.78
$\boldsymbol{s}$ **[-]**	0.02	0.04	0.06	0.04	0.05	0.06	0.07

Tabella 4: valori target di prototipo per altezze e periodi d'onda in acque alte scelti per gli attacchi ondosi.

Tali attacchi ondosi si sono dovuti propagare fino alla profondità di 6 m, ovvero la profondità del mare al piede della struttura nel prototipo pensato. Per propagare le onde si moltiplica l'altezza d'onda in acque profonde per il coefficiente di shoaling, calcolato come segue:

$$K_s = \left(\frac{C_{g0}}{C_g}\right)^{1/2} \Rightarrow H = K_s \cdot H_0 \qquad (16)$$

dove:

- $C_{g0} = \frac{1}{2}(1.56\,T)$= celerità di gruppo in acque profonde;
- $C_g = n \cdot C = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{4\pi d/L}{\sinh\left(\frac{4\pi d}{L}\right)}\right) \cdot \frac{gT}{2\pi} \cdot tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$= celerità di gruppo alla profondità di 6m;
- L = lunghezza d'onda [m] calcolata risolvendo l'equazione $L = C \cdot T = \frac{g \cdot T^2}{2\pi} \cdot tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$;
- d = profondità al piede struttura [m].

I nuovi parametri significativi degli attacchi ondosi ad una profondità di 6 m sono riportati in tabella 5.

Onda	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
H_s [m]	0.92	0.93	0.97	1.84	1.83	1.83	2.28
T_p [s]	5.66	4	3.27	5.66	5.06	4.62	4.78
Ks [-]	0.92	0.93	0.97	0.92	0.91	0.91	0.91

Tabella 5: valori target di prototipo per altezze, periodi d'onda e coefficienti di shoaling su profondità di 6m.

Calcolate le caratteristiche delle onde a 6 m di profondità, si è proceduto aggiustando le scale di lavoro da utilizzare nei tre canali in modo tale da verificare le seguenti condizioni:

- ✓ Numeri di Reynolds sufficientemente elevati: Red > 30000 (17);

- ✓ Durante ciascun attacco ondoso la cresta d'onda non deve superare l'altezza dei bordi del canale. Gli stati di mare finora definiti sono caratterizzati da un'altezza d'onda significativa che rappresenta cioè l'onda con altezza pari all'altezza media di 1/3 delle onde più alte presenti durante la perturbazione. In un treno d'onde irregolari è chiaro che esisteranno onde con altezza maggiore e la probabilità con cui si presenteranno questi valori estremi è legata alla numerosità del campione. Il legame teorico tra massima altezza d'onda e l'altezza significativa è il seguente:

  $$H_{max} = 0.7\sqrt{\ln(n)}\, Hs \qquad (18)$$

  dove n è il numero delle onde lanciate durante l'attacco ondoso ovvero $\mathrm{n} = \frac{\text{durata attacco ondoso}}{\mathrm{T_s}}$.

  (Si effettueranno simulazioni con durata pari a circa 37 minuti nel CIEM, 20 minuti nel CL e 16 minuti nel CIEMito, come spiegato più in dettaglio al cap 5).

  Inoltre, considerando cautelativamente una riflessione massima sulle barriere del 50%, l'altezza della massima onda generabile con riflessione sarà:

  $$H_{rif} = 1.5 H_{max} \qquad (19)$$

  Chiamando h l'altezza dei bordi del canale e d la profondità d'acqua all'interno di esso si è verificato che per ciascuna delle onde scelte:

  $$\mathrm{d} + 1.3 \cdot \frac{\mathrm{H_{rif}}}{2} < h \qquad (20)$$

  La maggiorazione del 30% della massima onda riflessa tiene conto del fatto che tale perturbazione si propaga in acque intermedie e dunque risentirà della presenza del fondale deformandosi: il cavo d'onda tenderà a schiacciarsi sul fondo mentre la cresta d'onda tenderà a sollevarsi.

- ✓ L'onda non deve frangere per interazione col fondale: $\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{d}} < 0.6$ (21)

Fatte queste considerazioni, le scale preliminarmente scelte sono riportate in tabella 8.

CIEM Barcellona	CL Firenze	CIEMito Barcellona
1:4	1:14	1:22.58

Tabella 6: scale di riduzione impiegate nei tre canali coinvolti nell'indagine sperimentale.

In base a tali fattori di riduzione, le 7 onde scelte per gli esperimenti avranno su ciascun canale le seguenti caratteristiche, riportate in tabella 7.

Canali		Parametri d'onda	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
CIEM	$\lambda_L = 1/4$	$\boldsymbol{H_s}$ **[m]**	**0.23**	**0.23**	**0.24**	**0.46**	**0.46**	**0.46**	**0.57**
		$\boldsymbol{T_p}$ **[s]**	**2.83**	**2**	**1.64**	**2.83**	**2.53**	**2.31**	**2.39**
	$d = 1.5m$	L [m]	9.49	5.78	4.09	9.49	8.18	7.20	7.56
		Re[-]	638564	641567	654348	903065	899541	900107	1005698
	h=4m	H/d [m]	0.153	0.155	0.161	0.307	0.304	0.305	0.38
		d+1.3(H_{rif}/2) [m]	1.91	1.92	1.94	2.31	2.31	2.32	2.52
CL	$\lambda_L = 1/14$	$\boldsymbol{H_s}$ **[m]**	**0.07**	**0.07**	**0.07**	**0.13**	**0.13**	**0.13**	**0.16**
		$\boldsymbol{T_p}$ **[s]**	**1.51**	**1.07**	**0.87**	**1.51**	**1.35**	**1.23**	**1.28**
	$d = 0.43m$	L[m]	2.71	1.65	1.17	2.71	2.34	2.06	2.16
		Re[-]	97522	97981	99932	137917	137379	137465	153591
	h=0.8m	H/d [m]	0.153	0.155	0.161	0.307	0.304	0.305	0.38
		d+1.3(H_{rif}/2) [m]	0.54	0.55	0.56	0.66	0.66	0.66	0.72
CIEMito	$\lambda_L = 1/22.58$	$\boldsymbol{H_s}$ **[m]**	**0.04**	**0.04**	**0.04**	**0.08**	**0.08**	**0.08**	**0.10**
		$\boldsymbol{T_p}$ **[s]**	**1.19**	**0.84**	**0.69**	**1.19**	**1.06**	**0.96**	**1.01**
	$d = 0.27m$	L[m]	1.68	1.02	0.72	1.68	1.45	1.28	1.34
		Re[-]	47611	47835	48788	67332	67079	67112	74985
	h=0.58m	H/d [m]	0.153	0.155	0.161	0.307	0.304	0.305	0.38
		d+1.3(Hrif/2) [m]	0.34	0.34	0.34	0.41	0.41	0.41	0.45
H/L [m]			0.02	0.04	0.06	0.05	0.06	0.06	0.08

Tabella 7: parametri target degli attacchi ondosi simulati

Queste onde caratteristiche verranno riprodotte in canale utilizzando treni d'onda irregolari caratterizzati da spettro Jonsawap con un fattore di picco pari a $\gamma = 3.3$. Ovviamente è stato controllato che ciascuna onda prescelta fosse realizzabile dai tre generatori d'onda impiegati: si è fatto riferimento alle loro curve di capacità (figure 23,24 e 25), che esprimono il campo di coppie (H,T) riproducibili da un generatore in base a più condizioni limite (limite di ripidità dell'onda, limite di frangimento in acque basse, limite indotto dalla corsa e velocità massime del pistone, limite indotto dalla massima potenza erogabile).

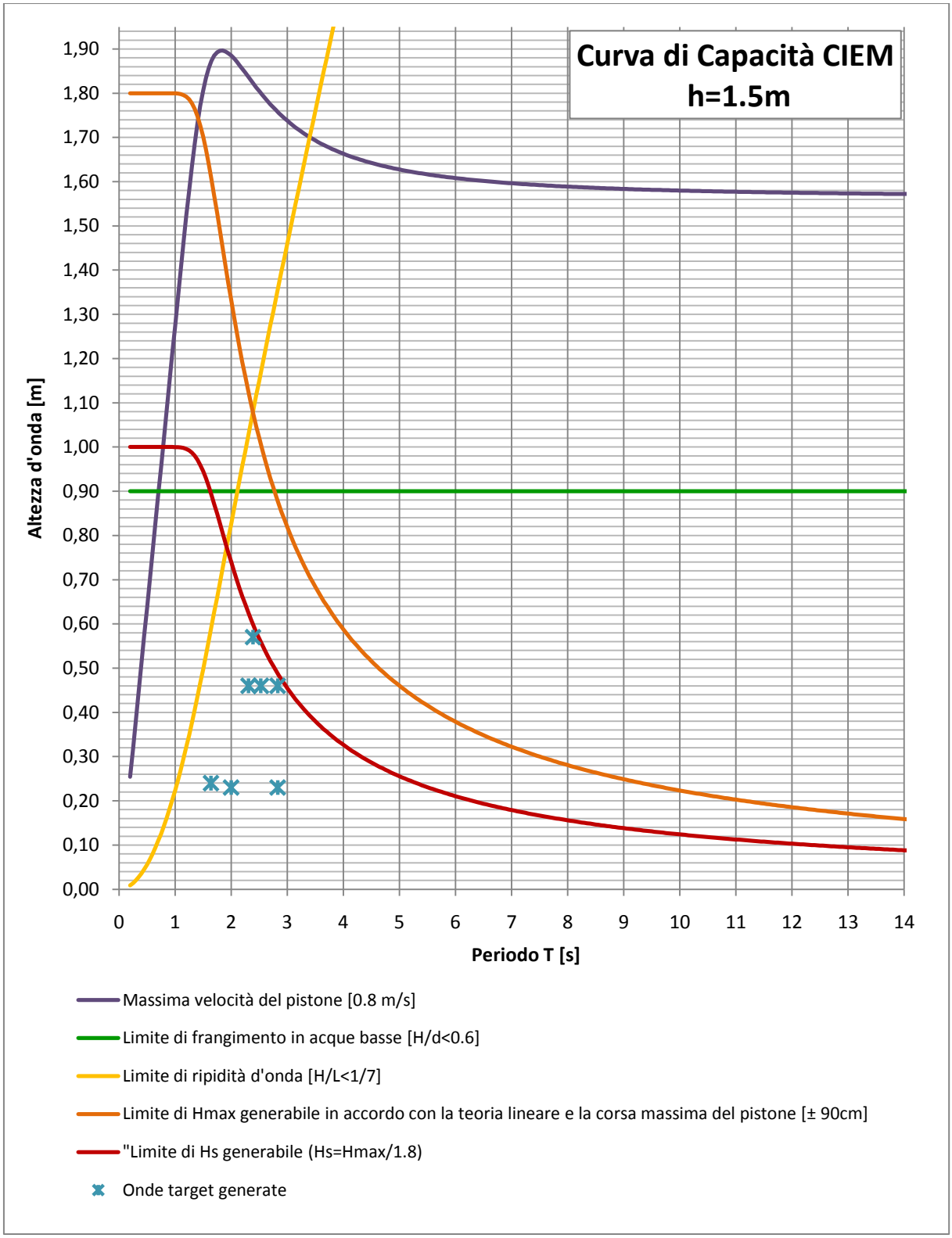


Figura 23: curva di riproducibilità per il CIEM di Barcellona con h=1.5m.

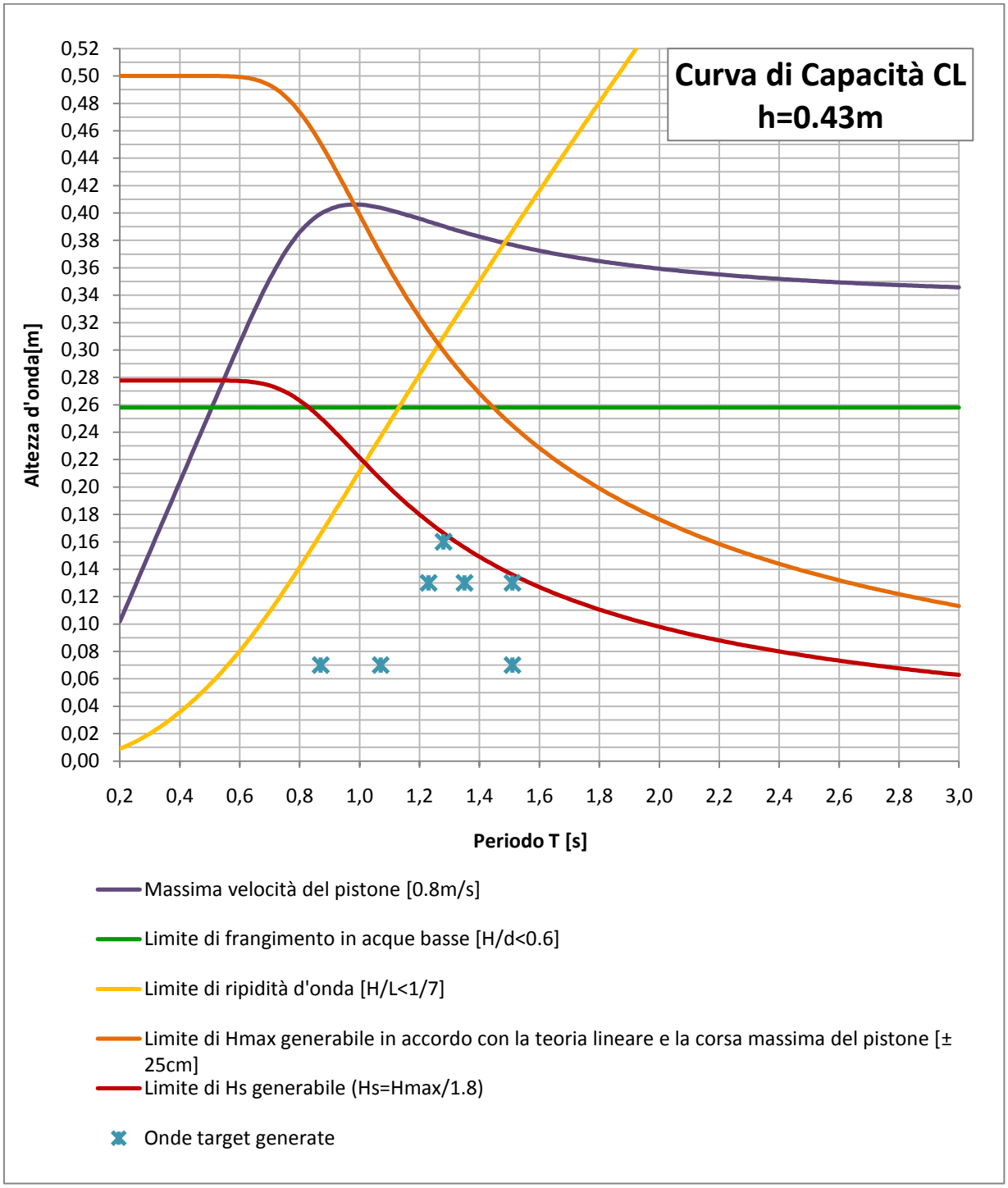


Figura 24:curva di riproducibilità per il CL di Firenze con h=0.43m.

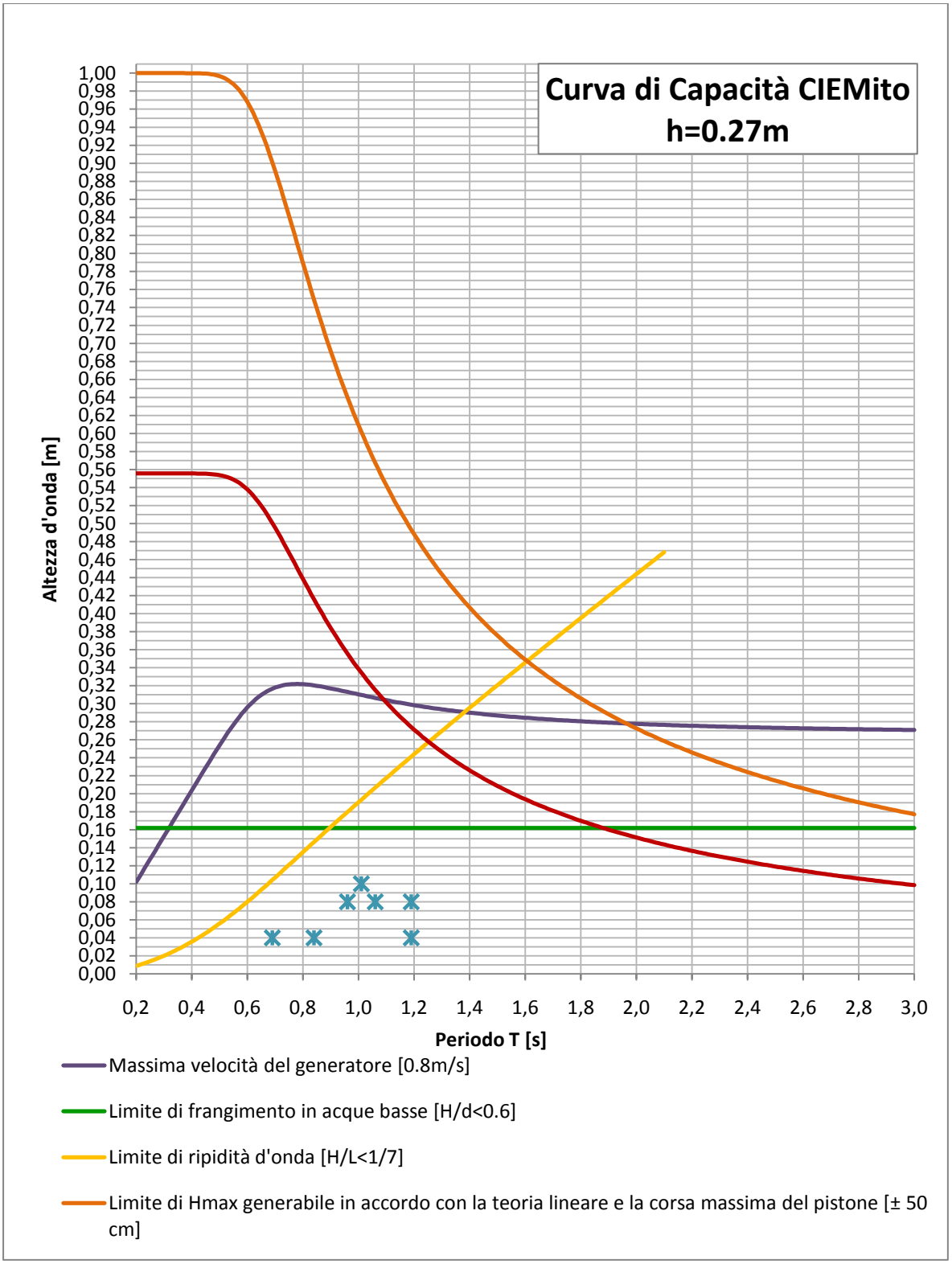


Figura 25 : curva di riproducibilità per il CIEMito di Barcellona con h=0.27m.

3.4. Configurazione geometrica delle barriere

Verranno costruiti e studiati 3 frangiflutti permeabili con le seguenti caratteristiche di prototipo riportate in tabella 8.

	Struttura a cresta stretta emersa	**Struttura a cresta stretta sommersa**	**Struttura a cresta larga sommersa**
Codice di barriera	B1	B2	B3
Materiale	Massi artificiali cubici di dimensione omogenea con lato pari a circa 1.7m;		
Pendenza dei paramenti laterali	Identica per il paramento lato mare e lato riva e pari a circa 1/2.		
Emergenza della berma rispetto all'acqua in quiete	Circa 1m	Circa -1m	
Larghezza della berma	3 elementi sul coronamento (per regola costruttiva questo è il limite minimo che garantisce la stabilità della barriera stessa) .	Larghezza che si ottiene "sezionando" B1 alla profondità pari alla sommergenza desiderata.	20-30 elementi sul coronamento

Tabella 8: valori target delle caratteristiche geometriche dei prototipi di barriera scelti.

La barriera sarà costruita con blocchi cubici artificiali, il materiale scelto sarà il calcestruzzo con densità $\rho_w = 2300\,\mathrm{kg/m^3}$. In figura 26 si riporta un esempio della costruzione di un frangiflutti in cubi, realizzato nel canale CIEM di Barcellona, in occasione dell'indagine di ricerca condotta nel 2009 nel CIEM di Barcellona nell'ambito del progetto europeo CoMMIBBS "Composite Modelling of the Interactions Between Beach and Structures", incentrata sullo studio dei flussi attraverso e sopra una struttura permeabile costruita in blocchi di cemento in canale artificiale.

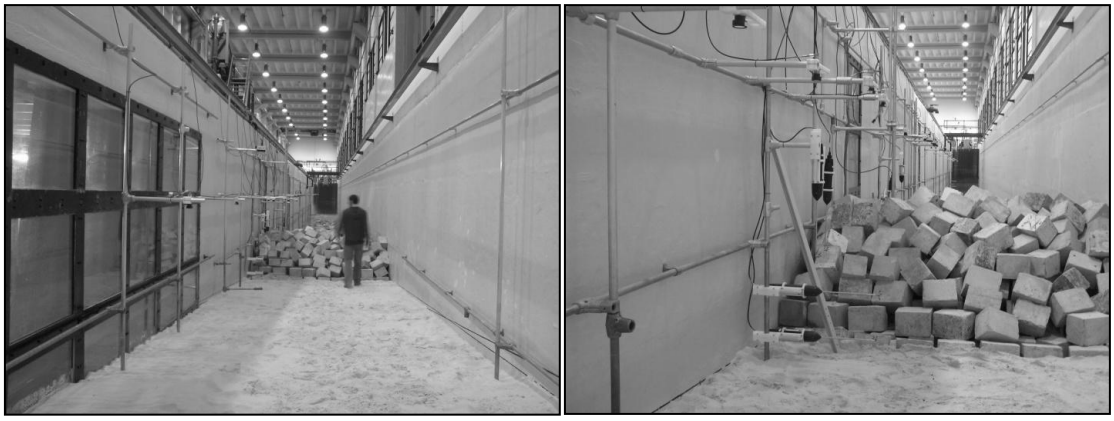


Figura 26: costruzione di un frangiflutti in elementi cubici lungo il CIEM, in occasione delle sessioni sperimentali relative al progetto di ricerca "Composite Modelling of the Interactions Between Beaches and Structures" (CoMIBBS).

3.4.1. Il dimensionamento dei massi

Per il dimensionamento degli elementi di barriera si è fatto riferimento alla formula di Hudson (1959) avendo cura di verificare i valori trovati anche con quella di Van Der Meer.

La formula di Hudson (1959) è ricavata sulla base di prove di laboratorio eseguite con onde regolari e per opere non tracimate permeabili in massi naturali.

Quando il danno alla struttura è pari al 5% , ovvero il 5% dei massi della mantellata è rimosso:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \, cot\alpha)^{1/3} \qquad (22)$$

Dove:

- H è l'altezza d'onda di progetto. Sono stati tentati diversi accorgimenti per estendere la formula a condizioni di attacco ondoso random utilizzando come valore di $H = H_s$ e più recentemente lo Shore Protection Manual raccomanda $H_{1/10} = 1.27 H_s$;
- D_{n50} è il diametro caratteristico del masso roccioso;
- $\Delta = (\rho_s/\rho_w) - 1$, dove ρ_s e ρ_w sono rispettivamente le densità del masso e dell'acqua. Considereremo, a favore di sicurezza, la densità d'acqua marina pari a circa $\rho_w = 1030\, kg/m^3$.
- α è la pendenza del paramento (lato mare);
- K_Dè il coefficiente di stabilità**,** un parametro adimensionale funzione del tipo di masso (naturale o artificiale),numero di strati, sezione (testata o tronco struttura), onda (frangente o non frangente) e della cotgα.Tale coefficiente K_D è stato ricavato per condizioni di moto ondoso regolare e grado di danneggiamento, D, compreso tra 0 e 5% (non danneggiamento).

Stone shape	Placement	Damage, D [4] = 0-5%	
		Breaking waves [1]	Nonbreaking waves [2]
Smooth rounded	Random	1.2	2.4
Rough angular	Random	2.0	4.0
Rough angular	Special [3]	5.8	7.0

Tabella 9:valori consigliati [iii] del coefficiente k_D per $1.5 \leq cotg(\alpha) \leq 3$ *e* $H = H_{1/10}$

Per tenerci in condizione di sicurezza si è scelto $K_D = 2.4$.

[iii] Shore Protection Manual,CERC,1984

Tali valori fanno tuttavia riferimento a massi rocciosi mentre il materiale a nostra disposizione è cubico. Borsen, Burchart e Larsen (1974) forniscono i valori di K_D per barriere di elementi cubici in cemento disposte in maniera casuale, pendenza dei paramenti compresa tra 1.5 e 2.0 sottoposte ad attacchi ondosi irregolari.

Damage level	$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n}$	K_D	
		slope 1 : 1.5	slope 1 : 2
Onset, $D = 0\%$	1.8 - 2.0	3.9 - 5.3	2.9 - 4.0
Moderate, $D = 4\%$	2.3 - 2.6	8.1 - 12	6.1 - 8.8

Tabella 10: valori del coefficiente k_D per elementi di barriera cubici in cemento armato

Per pendenze di 1/2 sembrerebbe sufficiente scegliere un coefficiente di stabilità pari a 2.90, ma per tenerci in un ampio margine di sicurezza si è preferito lasciare la scelta originaria del parametro di stabilità. Questo estremo interesse ad agire sempre e comunque in favore di massima sicurezza deriva dal fatto che, come ogni altro parametro in gioco durante le prove da effettuare, anche la disposizione geometrica dei cubetti all'interno dei 3 canali dovrà essere identica e quindi essi non dovranno in nessun caso muoversi durante tutto il protrarsi delle simulazioni, proprio per mantenere la similitudine geometrica tra i diversi laboratori (D=0%).

Il criterio di Hudson è stato verificato per tutte le onde di progetto, i risultati ottenuti (in termini di D_{50min} ovvero il diametro caratteristico minimo dei cubi che soddisfa l'equazione di Hudson sotto l'azione dell'onda di progetto più alta) sono stati maggiorati del 20% circa, per ragioni di sicurezza.

	Scala λ_L	$H_{1/10}$ **[m]**	D_{50min} **[m]**	$D_{50min(+20\%)}$ **[m]**
Prototipo	1/1	2.90	1.408	1.700
CIEM Barcellona	1/4	0.72	0.352	0. 425
CL Firenze	1/14	0.21	0.101	0.121
Ciemito Barcellona	1/22.58	0.14	0.062	0.075

Tabella 11: scelta del lato degli elementi di barriera per i canali a disposizione

Dal momento che produrre blocchetti di 8-12cm in cemento risulta abbastanza difficoltoso a livello costruttivo, si preferirà utilizzare resina con stessa densità (2300 kg/m^3) sia nel CIEMito che nel CL, mentre si conserverà la scelta del calcestruzzo per il CIEM.

Ricerche eseguite da *Van Der Meer (1988)* su frangiflutti in blocchi in cemento, sono state basate sulle stesse proprietà che governano la stabilità dei frangiflutti in massi naturali. Le strutture di prova, hanno i paramenti lato mare e lato spiaggia con pendenza 1:1.5. I danni sui blocchi, vengono descritti dal damage number N_{od} che rappresenta il numero di blocchi spostati relativamente alla lunghezza della struttura (misurata cioè lungo lo sviluppo longitudinale del frangiflutti, parallelamente alla linea di riva). L'influenza del periodo viene studiata mediante la ripiditá d'onda in acqua alte S_{om}.

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = \left(0.67 \cdot \frac{{N_{od}}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1\right) \cdot (s_{om})^{-0.1} \qquad (23)$$

con:

- $N_{od} = \frac{numero\ di\ unità\ dislocate}{lunghezza\ della\ berma/D_n}$;
- $\Delta = \frac{\rho_c}{\rho_w} - 1$;
- D_n =diametro nominale dei blocchi (lunghezza del lato del cubo);
- H_s =altezza d'onda significativa incidente;
- N = numero di onde incidenti

Nel caso di studio, imponiamo $N_{od} = 0$, che significa non ammettere lo spostamento di nessun blocco, pertanto la precedente si riduce a:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = {s_{om}}^{-0.1} \qquad (24)$$

Applicando questa formula al nostro caso di studio otteniamo valori leggermente diversi (con un margine che comunque non supera il 10%) a quelli ricavati col metodo di Hudson per cui si è ritenuta valida la soluzione finale che prevede $D_n = 1.7\ m$ in scala prototipo.

3.4.2. La disposizione degli elementi di barriera

Per garantire la stessa identica disposizione degli elementi di barriera sui tre canali, si è pensato ad un posizionamento dei cubi che sia facilmente riproducibile, in maniera più accurata possibile: ciascuna unità verrà posta una sull'altra a formare in sezione un trapezio. La spaziatura tra un blocco e l'atro è stata dimensionata in modo che la porosità della struttura si aggiri intorno al 35%-40%.

Se ne riporta una visione tridimensionale in figura 27.

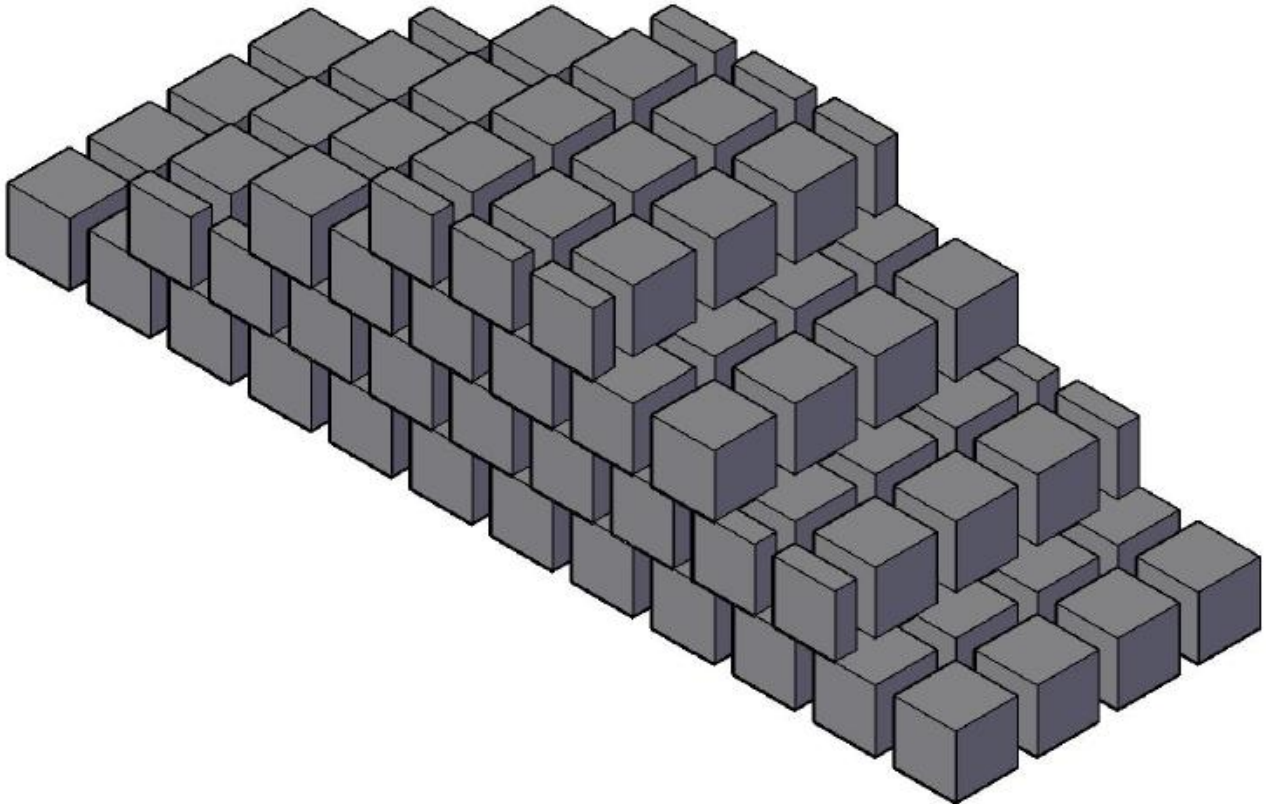


Figura 27: schema della disposizione geometrica dei blocchi che costituiscono le barriere.

Si noti che nella realtà l'utilizzo di massi cubici o parallelepipedi disposti su filari regolari viene sconsigliata perché la forma liscia degli elementi e la disposizione a facce affiancate hanno creato gravi inconvenienti in passato, sia riguardo alla stabilità (effetto delle sottopressioni), sia soprattutto riguardo alla facilità di risalita

e tracimazione delle onde. Tuttavia in questa sede, la condizione di prototipo perde l'importanza che avrebbe in una normale indagine sperimentale svolta in laboratorio, su un singolo canale marittimo.
Quel che conta in questo caso è studiare un fenomeno su scale differenti, riducendo al massimo gli effetti di scala, ed evitando del tutto gli effetti di laboratorio, che possono derivare anche dalla realizzazione di strutture con diversa articolazione degli elementi e conseguentemente diversa capacità di assorbimento d'energia per rugosità e permeabilità. Una configurazione semplice e facilmente riproducibile quella proposta può invece scongiurare un simile rischio.

3.4.3. Disposizione definitiva delle strutture in esame

In base alle scale di riduzione scelte, al lato dei cubi dimensionato e a questa disposizione geometrica, in definitiva i 3 frangiflutti che si vogliono modellizzare avranno, per ogni laboratorio, le caratteristiche riportate nelle tabelle 12,13,14 e 15. In figura 28 è riportato uno schema in sezione delle tre configurazioni scelte.

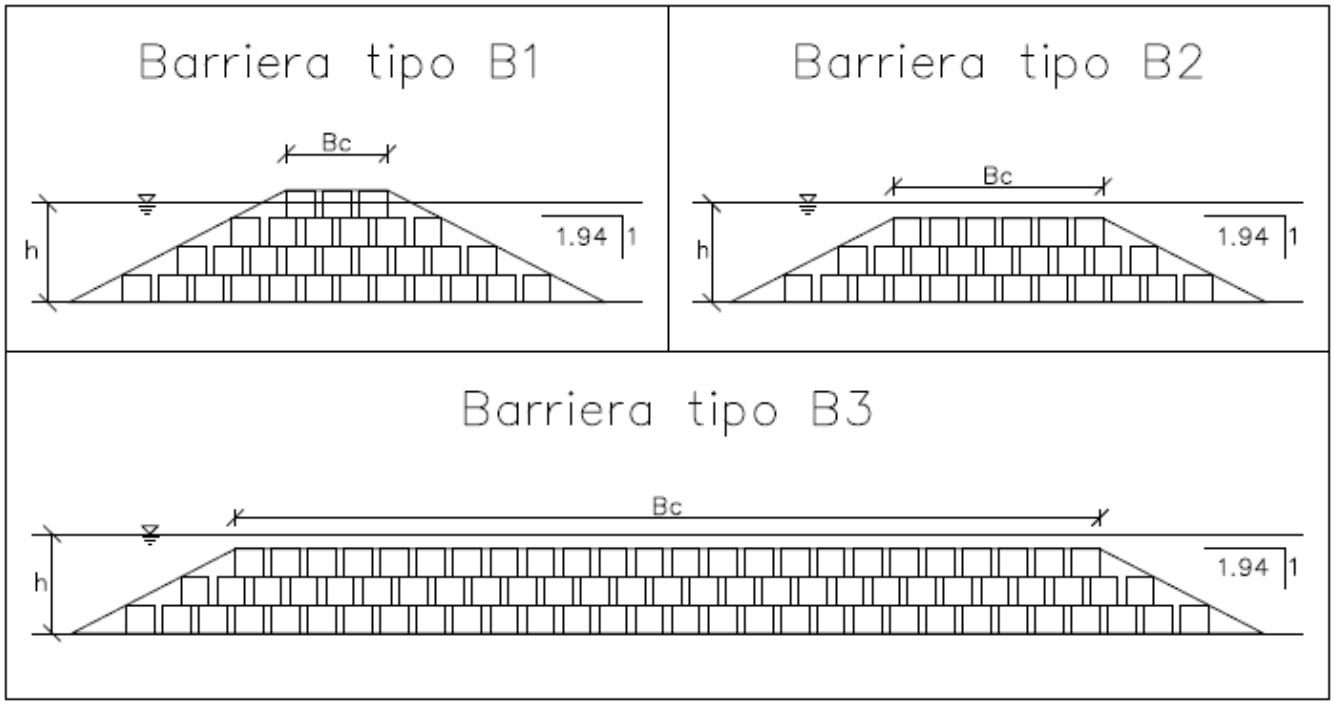


Figura 28: sezioni delle diverse tipologie di barriere studiate.

Prototipo Scala 1:1								
Codice barriera	**Larghezza berma**	**Numero di unità al coronamento**	**Emergenza berma**	**Profondità al piede della berma**	**Inclinazione paramenti**	**Lato del cubo**	**Spaziatura tra i blocchi**	**Porosità**
	Bc [m]		**Rc [m]**	**h [m]**	**tg α**	**l[m]**	**[m]**	**[%]**
B1	6.10	3	0.800	6	1/1.94	1.7	0.500	35-40%
B2	12.70	6	-0.900					
B3	52.30	24	-0.900					

Tabella 12: parametri geometrici caratteristici delle barriere nel prototipo.

CIEM Scala 1:4								
Codice barriera	**Larghezza berma**	**Numero di unità al coronamento**	**Emergenza berma**	**Profondità al piede della berma**	**Inclinazione paramenti**	**Lato del cubo**	**Spaziatura tra i blocchi**	**Porosità**
	Bc [m]		**Rc [m]**	**h [m]**	**tg α**	**l[m]**	**[m]**	**[%]**
B1	1.53	3	0.200	1.5	1/1.94	0.425	0.125	38.24
B2	3.18	6	-0.225					38.34
B3	13.08	24	-0.225					39.39

Tabella 13: parametri geometrici caratteristici delle barriere modellate nel CIEM di Barcellona.

CL Scala 1:14								
Codice barriera	**Larghezza berma**	**Numero di unità al coronamento**	**Emergenza berma**	**Profondità al piede della berma**	**Inclinazione paramenti**	**Lato del cubo**	**Spaziatura tra i blocchi**	**Porosità**
	Bc [m]		**Rc [cm]**	**h [m]**	**tg α**	**l[m]**	**[m]**	**[%]**
B1	0.44	3	0.057	0.43	1/1.94	0.121	0.036	38.67
B2	0.91	6	-0.064					38.89
B3	3.74	24	-0.064					39.93

Tabella 14: parametri geometrici caratteristici delle barriere modellate nel CL di Firenze.

CIEMito Scala 1:22.85								
Codice barriera	**Larghezza berma**	**Numero di unità al coronamento**	**Emergenza berma**	**Profondità al piede della berma**	**Inclinazione paramenti**	**Lato del cubo**	**Spaziatura tra i blocchi**	**Porosità**
	Bc [m]		**Rc [cm]**	**h [m]**	**tg α**	**l[m]**	**[m]**	**[%]**
B1	0.27	3	0.035	0.27	1/1.94	0.075	0.022	37.66
B2	0.56	6	-0.040					37.85
B3	2.32	24	-0.040					38.91

Tabella 15: parametri geometrici caratteristici delle barriere modellate nel CIEMito di Barcellona.

Per avere una visione complessiva degli scenari che andremo a simulare (sia per quanto riguarda la geometria di barriera analizzata che l'attacco ondoso lanciato di volta in volta), si riportano nelle figure 29, 30 e 31 i grafici delle variazioni reciproche tra i 3 rapporti adimensionali che giocano un ruolo fondamentale nella determinazione dei coefficienti di trasmissione del moto ondoso attraverso un frangiflutti permeabile ovvero $\frac{Rc}{H}$, $\frac{B_c}{H}$, $\frac{H}{L}$ e $\frac{B_c}{L}$ dove :

- Rc = Freeboard di barriera ;
- H = Altezza d'onda;
- L = Lunghezza d'onda;
- Bc = Larghezza della barriera.

Tra questi il parametro più sensibile è certamente $\frac{Rc}{H}$ in quanto per piccole variazioni di tale rapporto si otterranno più importanti variazioni dei coefficienti di trasmissione risultanti. Si ricorda inoltre che l'adimensionalizzazione è importante, tra l'altro, perché rende l'andamento misurato nel modello immediatamente confrontabile con le misure registrate per il prototipo, o in altri laboratori dove vengono utilizzati diversi fattori di scala.

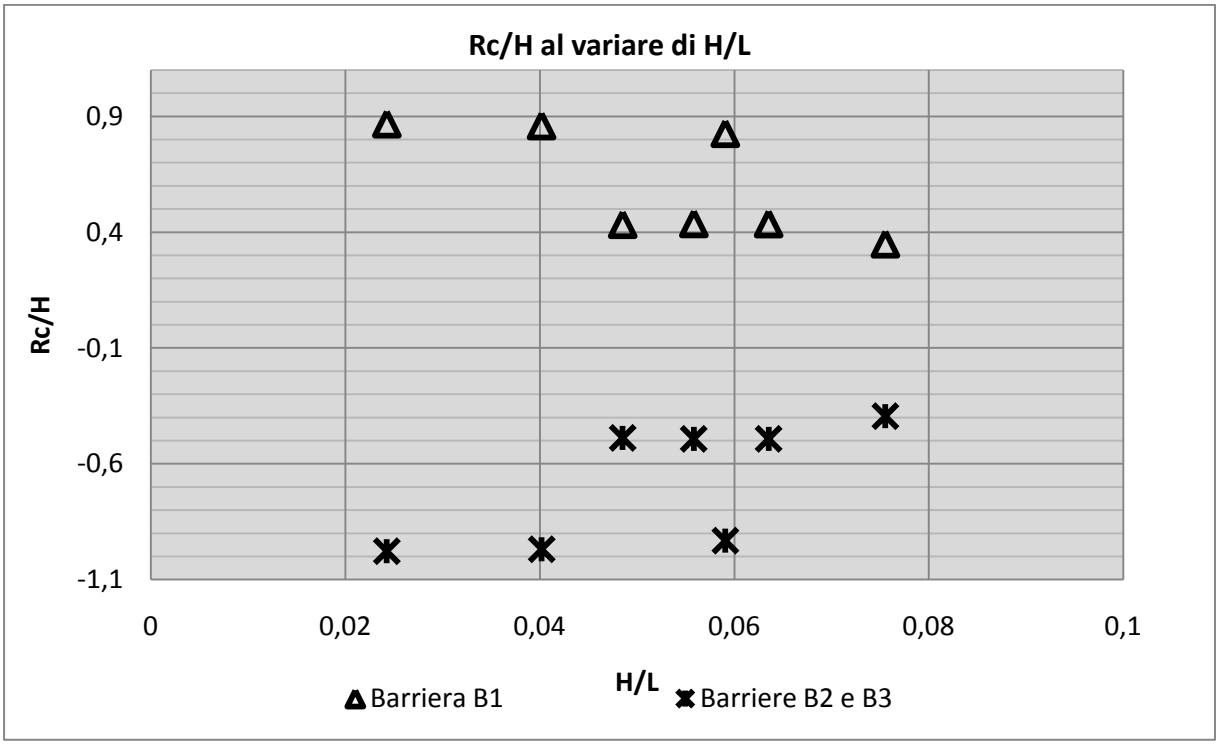


Figura 29: variazione reciproca tra i rapporti adimensionali Rc/H e H/L.

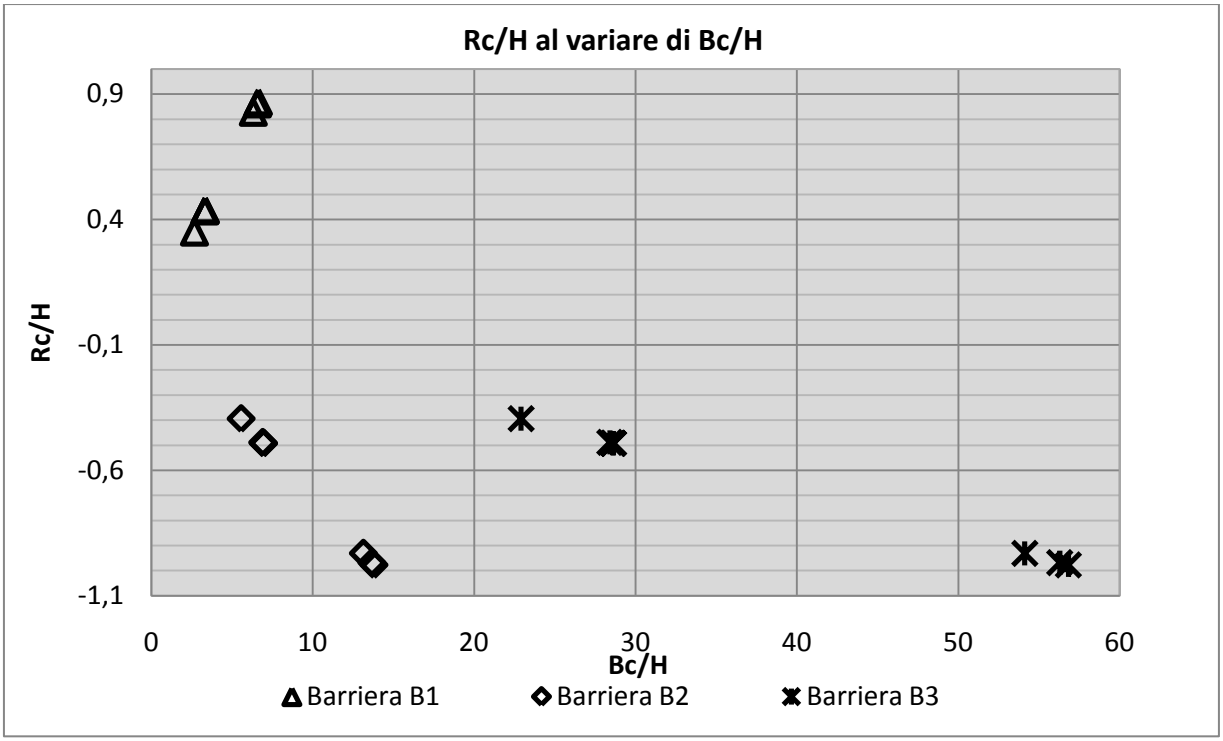


Figura 30: variazione reciproca tra i rapporti adimensionali Rc/H e Bc/L.

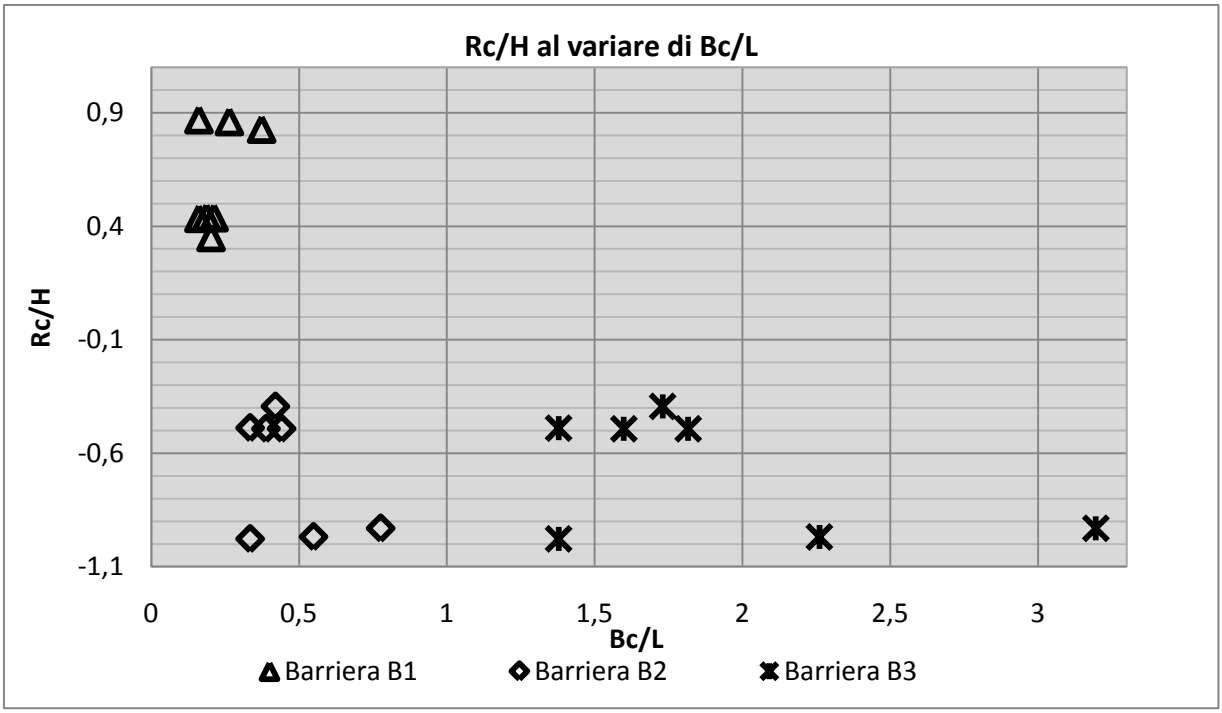


Figura 31 : variazione reciproca tra i rapporti adimensionali Rc/H e Bc/L.

3.4.4. La parzializzazione del CL di Firenze

Le tre strutture che verranno impiegate nelle prove hanno caratteristiche fisiche diverse che devono essere in qualche modo uniformate il più possibile affinché ciascuna configurazione riprodotta sia dinamicamente simile alle altre, a meno del fattore di scala scelto. Una di queste caratteristiche è la lunghezza del canale: l'impianto più corto verrà lasciato allo stato attuale, mentre gli altri due dovranno essere adeguatamente "accorciati" a mezzo di setti impermeabili tali da renderli , in proporzione, della stessa lunghezza.

Dal momento che il CIEM è il canale più grande, la costruzione di un modello fisico su tale struttura richiede ovviamente costi di realizzazione più importanti. Le scale di riduzione verranno quindi scelte in modo che il CIEM risulti la canaletta più corta e si possa evitare per esso la complicazione aggiuntiva di dover costruire un setto parzializzante.

Per realizzare una simile imposizione, nel CIEMito è necessaria una scala di riduzione superiore o uguale a 22.58. Se infatti la scala di lavoro nel CIEM vale ¼, esso rappresenterà nella realtà una lunghezza pari a 87m*4=348m, dunque la condizione da imporre sul CIEMito perché la lunghezza del CIEM sia più corta è:

$$(\lambda_{LCIEMito})^{-1} \geq \frac{348m}{lunghezza\ CIEMito} = \frac{348m}{15.41m} = 22.58 \qquad (25)$$

Tale fattore risulta tranquillamente utilizzabile nel CIEMito perché in accordo con i limiti del suo generatore di moto ondoso e delle sue caratteristiche geometriche. Si è deciso allora di restare proprio su $\lambda_{LCIEMito} = \frac{1}{22}$. Una simile scelta ha un duplice vantaggio: innanzitutto si rende il CIEMito geometricamente simile in lunghezza al CIEM, senza l'utilizzo di alcun setto, semplificando ulteriormente la pianificazione delle prove; inoltre si evita di ridurre ulteriormente la scala di lavoro, impedendo così l' aumento di indesiderati effetti di scala, i quali come si è già più volte ripetuto, sono tanto più importanti tanto più piccolo è il fattore di scala scelto.

In definitiva, alle scale di lavoro scelte, CIEM e CIEMito risultano della stessa lunghezza; viceversa il setto di parzializzazione del canale sarà necessario solo sul CL di Firenze, data la sua lunghezza notevolmente più sviluppata rispetto agli altri due impianti. A tal proposito , la costruzione di un'ostruzione impermeabile ha reso necessario sviluppare un espediente per permettere comunque di far ricircolare l'acqua che si accumula dietro la struttura. Il calcolo di tale portata è infatti un parametro d'importanza fondamentale per poter stimare il sovralzo idrico indotto dal frangiflutti. Sono state prese in considerazione varie ipotesi, non ultime quelle di costruire un secondo sistema di ricircolo ex-novo o di forare il fondo in prossimità della barriera, per collegarlo alla tubatura sottostante, che riporta l'acqua in testa al canale. La soluzione che si è rilevata più conveniente, sia in termini logistici che economici, prevede che la comunicazione idraulica tra lo specchio d'acqua protetto dalla barriera e il diffusore posto all'estremità del canale venga realizzata

mediante un condotto (con diametro pari a 7.5cm) che attraversa il setto parzializzante e tutta la parte del canale che resterà priva d'acqua, appoggiato orizzontalmente sul fondo, come si può osservare nella seguente. Per la consultazione in dettaglio dei particolari costruttivi riguardanti la disposizione del setto, si rimanda alla visione dell'allegato I.

3.4.5. La distanza delle barriere dal generatore di moto ondoso

Sul CIEM sono state effettuate delle misure di velocità delle particelle d'acqua, per studiare dove la corrente è più uniformemente distribuita e quindi dove essa risente meno delle opere di presa e di immissione dell'acqua che costituiscono il sistema di ricircolo. Nella figura 32 si riportano i risultati ottenuti.

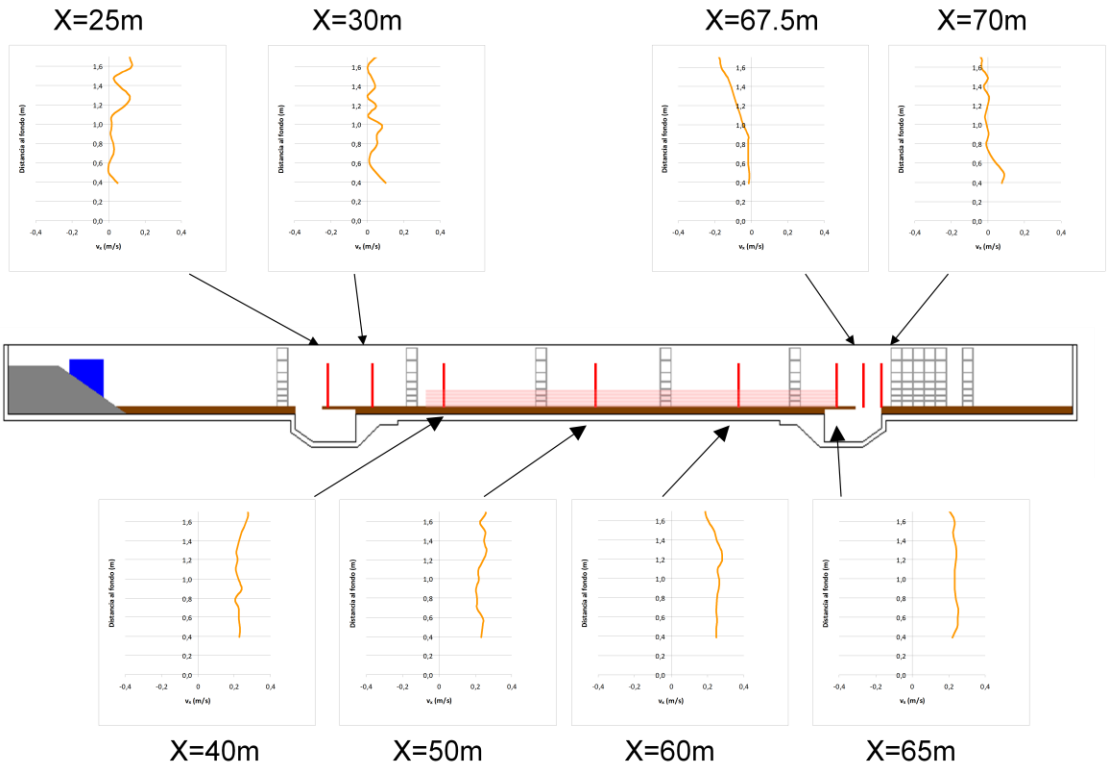


Figura 32: risultati di prove condotte sulla distribuzione di velocità all'interno del CIEM di Barcellona.

Appare chiaro che i profili di velocità sono più uniformemente distribuiti in una fascia del canale compresa trai 40m e i 60 m dal battionda, e entro tale zona si è quindi scelto di posizionare le strutture in studio.

Dal momento che il sistema di ricircolo del CIEMito è molto simile a quello del CIEM, si ritiene accettabile poter estendere in via approssimativa questo tipo di risultato anche a questo secondo impianto. Il CL di Firenze d'altra parte è il canale più lungo, e quindi quello meno problematico sotto questo punto di vista.

I frangiflutti sono stati posizionati disponendo l'asse della barriera B3 a 50 m dal battionda nel CIEM. Secondo tale distanza la barriera B1 e B2 avranno asse collocato a 54.95m dal generatore: si deve tenere in conto infatti che le varie configurazioni di barriera verranno variate aggiungendo elementi cubici lato mare e quindi gli assi dei frangiflutti più corti risulteranno traslati verso il fondo del canale.

Analogamente con quanto visto finora, anche la distanza tra struttura di protezione costiera e generatore , nonché i volumi d'acqua a tergo delle barriere devono essere gli stessi, in proporzione, in tutti i laboratori: dunque il posizionamento delle strutture nel CIEM è stata perfettamente scalato anche sul CL e sul CIEMito, secondo i fattori di riduzione scelti.

Successivamente ci si è accertati di rispettare quanto stabilito nelle linee guida Hydralab III (2007): la lunghezza della sezione compresa tra il battionda e la rampa di transizione dovrebbe essere maggiore di 3-5 volte la profondità (h) dell'acqua al battionda (Dean & Dalrymple 1991, Biesel and Suquet 1951). Questa distanza infatti garantisce il decadimento di onde evanescenti prossime al battionda (sono disturbi legati alla generazione del moto ondoso tramite il movimento orizzontale di una pala meccanica che decrescono esponenzialmente allontandandosi dalla pala stessa) ed assicura lo spazio necessario alla strumentazione di misura per la valutazione delle onde incidenti e riflesse vicino alla pala generatrice. Normalmente una lunghezza di 3-5 h soddisfa queste condizioni indipendentemente dalla scala scelta.

Inoltre per la lunghezza della sezione a batimetria modellata, normalmente è raccomandata una distanza maggiore di 3-5 volte la lunghezza d'onda locale: il rispetto di tale condizione permette un'accurata riproduzione dei fenomeni di shoaling e breaking di onde incidenti con la locale batimetria. Suddette condizioni sono riportate schematicamente in figura 33.

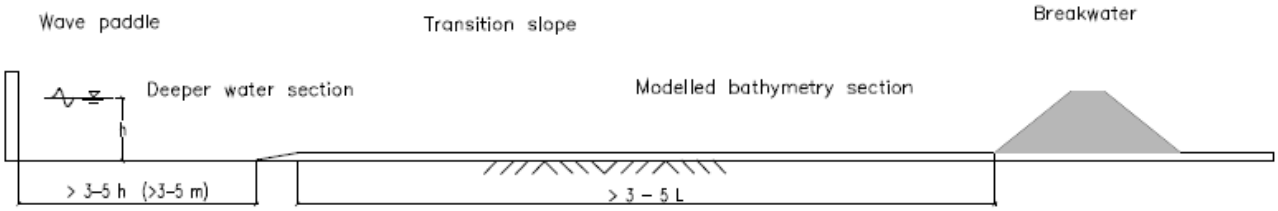


Figura 33: struttura schematica della batimetria del canale proposta da HydralabIII. Fonte: Hydralab III Guidelines for physical model testing of breakwaters:Roubble mound breakwaters (August 2007).

Nel caso in esame tuttavia non si è presa in considerazione alcuna batimetria modellata: le onde vengono generate direttamente in acque intermedie e si propagano su fondo orizzontale fino alla barriera. Dunque si è ritenuto importante verificare sopratutto la prima condizione sopra riportata ovvero distanza barriere-battionda > 3-5h (in ogni caso comunque i frangiflutti risulterebbero posizionati ad una distanza superiore a 3 volte la profondità d'acqua in canale e 3 volte la massima lunghezza d'onda simulata nelle prove). In tabella 16 si riportano le distanze di ogni configurazione di barriera dal battionda, per ciascuno dei canali marittimi coinvolti nell'indagine di ricerca.

Canali artificiali	**Scale adottate λ_L**	**Distanza delle barriere B1 e B2 dal battionde [m]**	**Distanza delle barriera B3 dal battionde [m]**	**3h + 3L [m]**	**Lunghezza del canale [m]**	**Setto parzializzante**
CIEM Barcellona	1/4	51.71	41.81	32.96	87	Assente
CL Firenze	1/14	14.78	11.95	9.42	24.86	SI
CIEMito Barcellona	1/22.85	9.16	7.41	5.84	15.41	Assente

Tabella 16: distanza delle barriere dal battionda per ciascuno dei laboratori coinvolti nelle prove.

3.5. Il profilo di assorbimento

Uno dei principali effetti di laboratorio è provocato dalle dimensioni finite dell'installazione che è necessariamente delimitata da pareti impermeabili sulle quali si possono verificare fenomeni indesiderati di riflessione. La riflessione sulla parete posta in fondo al canale amplifica il moto ondoso nello specchio d'acqua protetto dal frangiflutti dando luogo ad una situazione innaturale (dietro una struttura di difesa generalmente è posta la linea di riva e non certo una parete verticale) e quindi i risultati delle prove potrebbero dimostrarsi poco affidabili. Generalmente questo inconveniente viene superato mediante la progettazione di spiagge in materiali porosi o non, di dolce pendenza (inferiore ad 1:10), che possano assorbire adeguatamente il moto ondoso in arrivo.

Per conseguire un certo rendimento, gli assorbitori devono presentare lunghezze tali da occupare rilevanti porzioni di canale. Ciò ha indirizzato la ricerca verso soluzioni tese ad ottimizzare l'ingombro degli elementi assorbenti. Numerosi studi teorici e sperimentali hanno affrontato l'argomento: nella figura 34 sono sinteticamente riportati gli schemi di alcuni dei tipi di ammortizzatori passivi più studiati nel corso degli anni (Ouellet e Datta, 1986).

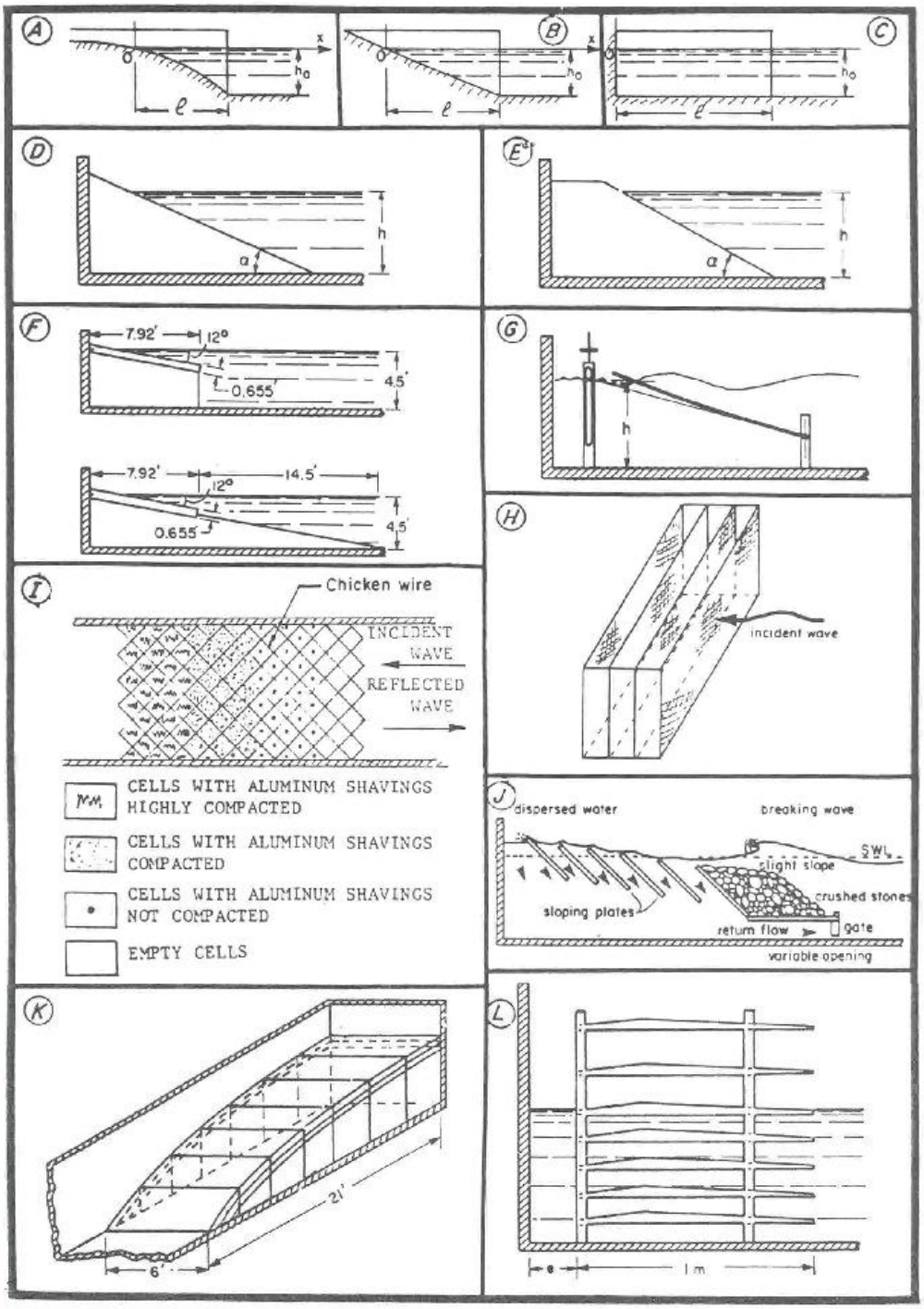


Figura 34 : tipologie di assorbitore passivo (da Ouellet e Datta (1986)).

Gli schemi con sagoma geometrica semplice A, B, C, sono stati studiati teoricamente da Lean (1967), mentre quelli D, E ed F sono stati studiati con sperimentazioni di laboratorio da Greslou e Mahé (1954) e Straub et al. (1957). Accanto a queste tipologie, ne vengono sperimentate alcune di maggiore complessità come lo

schema G che prevede una dissipazione dell'energia per effetto del frangimento del moto ondoso incidente e la possibilità di annullare il flusso idrico di ritorno; oppure quello H che si basa sull'effetto dissipativo prodotto dalla turbolenza che si genera dal contatto fra moto ondoso e assorbitore poroso (Goda ed Ippen, 1963; Keulegan, 1973). Goda ed Ippen utilizzano una serie di elementi metallici allineati perpendicolarmente alla direzione di propagazione dell'onda incidente, dimostrando che il fattore principale influente sulla risposta dell'ammortizzatore è la distanza fra gli elementi metallici.

Un censimento approfondito su scala mondiale delle diverse tipologie di assorbitore passivo utilizzate nei vari laboratori viene effettuato da Ouellet e Datta (1986): i due ricercatori inviano un questionario a 162 laboratori, ricevendo risposta da 76. Di questi, 48 forniscono una descrizione dettagliata degli assorbitori passivi utilizzati. Ne emerge un quadro d'insieme in cui prevale l'utilizzo di spiagge assorbenti con pendenza costante o variabile. costituite da materiale poroso di diversa natura e tipologia (materiale roccioso di diversa pezzatura; gabbie metalliche riempite di materiale poroso; elementi in calcestruzzo ; etc.).

Sempre più frequenti sono stati i casi di impiego di sagoma parabolica (figura 35) man mano che si constatava la migliore resa in termini di coefficienti di riflessione rispetto ad altre soluzioni. Anche teoricamente è stata dimostrata la necessità di ricorrere ad un profilo parabolico per minimizzare la riflessione all'interno dei canali ad onde (Lean, 1967; Sand, 1982). Questo tipo di ammortizzatore si dimostra particolarmente efficiente per lunghezze comprese tra L e 2L, con L lunghezza d'onda dell'attacco ondoso simulato in canale. Come ovvio, la realizzazione pratica della sagoma parabolica di un assorbitore avviene attraverso l'impiego di una sequenza di tratti a pendenza costante, senza tuttavia inficiare sensibilmente il rendimento dell'assorbitore.

Figura 35: esempio di assorbitore parabolico montato all'interno del CIEM

Ulteriori sforzi vengono compiuti per indagare l'influenza di fattori quali rugosità e porosità sul rendimento degli assorbitori. Risulta subito chiaro come il beneficio derivante da materiale di elevata porosità sia di

piccola portata. A suffragio di questa tesi basta riportare un lavoro di Sand (1984) dal quale emerge che una porosità del 70% riduce il coefficiente di riflessione del 2% circa rispetto ai valori che si ottengono per porosità usuali nelle opere di difesa costiera.

Per tutti questi motivi, nello specifico caso di studio si è scelto di progettare una spiaggia costruita in gabbia a rete metallica, riempita con fibra sintetica (materiale utilizzato nelle imbottiture dei cuscini), dal profilo parabolico e con una lunghezza che dovrebbe essere preferibilmente compresa tra L e 2L. I laboratori a disposizione (specie quelli a Barcellona) non ci consentono comunque di estendere tale valore oltre la massima lunghezza d'onda generata durante gli attacchi ondosi, perché altrimenti la spiaggia andrebbe a posizionarsi sulle prese del sistema di ricircolo. In tabella 17 si riportano le caratteristiche geometriche della spiaggia assorbente, per ciascuno dei laboratori impegnati nelle prove sperimentali in progetto.

Canali artificiali	**Distanza struttura di assorbimento paramento lato spiaggia delle barriere [m]**	**Lunghezza profilo di assorbimento[m]**	**Altezza profilo di assorbimento[m]**
CIEM Barcellona	19.32	9.49	1.50
CL Firenze	5.52	2.71	0.43
Ciemito Barcellona	3.43	1.68	0.27

Tabella 17 : caratteristiche del profilo di assorbimento a fondo canale per ciascun laboratorio impiegato

4. GLI STRUMENTI DI MISURA

4.1. Sonde resistive di livello

4.1.1. Descrizione dello strumento

I livelli idrici in canale sono misurati mediante sonde resistive (posizionate in canale o in piezometri ad esso collegati) .Esse sono costituite da un generatore di corrente, alle cui estremità sono collegati due fili conduttori, non in contatto tra loro: il circuito è dunque aperto (figura 36). Quando la sonda resistiva è immersa in acqua, si verifica la chiusura del circuito e l'instaurarsi di una differenza di potenziale: $\Delta V = R \cdot I$, dove I è l' intensità della corrente e R la resistenza (proporzionale al rapporto tra lunghezza (l) e sezione(S) del filo: $R = \rho \cdot \frac{l}{S}$) . Tale grandezza è misurata dal voltometro posto nella scatola superiore della sonda ed è proporzionale alla lunghezza della parte immersa, ovvero al livello idrico in canale.

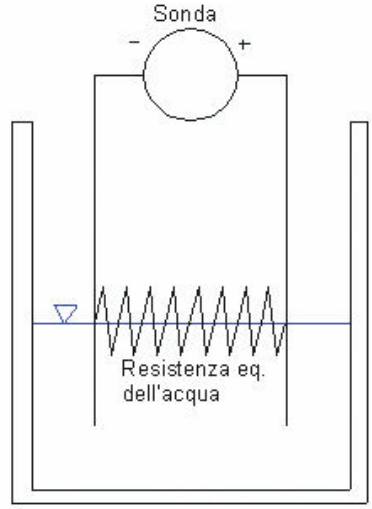


Figura 36: schema elettrico di una sonda resistiva

Le sonde resistive utilizzate sono definite mobili perché in grado di variare la propria condizione di immersione: un'asta d'acciaio collegata ad un nonio con precisione del decimo di millimetro, capace di muoversi lungo la verticale tramite un sistema di rotelle dentate, funge da supporto per la sonda e le consente un movimento verticale (figura 37).

Figura 37: sonda resistiva e schema elettrico equivalente

Variando il livello d'acqua, a causa del moto ondoso, varia anche la differenza di potenziale che la sonda rileva con frequenza di campionamento uguale a 20 Hz, cioè ogni 5 centesimi di secondo: si sceglie tale intervallo di tempo tra un'acquisizione e l'altra per non avere una mole di dati troppo grande da analizzare successivamente, una volta effettuate le simulazioni. Il valore acquisito è fornito dalla sonda in Volt e può essere convertito in unità metriche tramite la procedura di calibrazione. In particolare, la relazione tra tensione registrata e altezza dell'acqua in canale è in buona approssimazione lineare, ovvero: $\eta = V_0 + KV$ dove:

- η è la misura dell'oscillazione della superficie libera in cm;
- V è la misura dell'oscillazione della superficie libera in volt;
- V_0è l'intercetta della relazione lineare di conversione in volt;
- K è il coefficiente angolare della relazione lineare di conversione.

I parametri della retta di regressione V_0 e K vengono calcolati mediante un'interpolazione ai minimi quadrati su tre rilevazioni effettuate in corrispondenza di tre livelli d'acqua in canale noti.

Note le tre corrispondenze tra i valori di tensione (in Volt) e i corrispettivi valori in cm, mediante interpolazione lineare si determina, per ciascuna sonda, la legge di trasformazione che permette di valutare direttamente il livello d'acqua in canale. La profondità d'immersione delle sonde, durante la calibrazione, è determinata in base alla profondità del canale, in corrispondenza della posizione di ognuna di esse ed in modo che l'onda più alta rientri all'interno del loro range di acquisizione , per evitare che il livello idrico non venga acquisito. Infatti, se l'onda massima fosse troppo ampia, verrebbe acquisito un segnale tagliato aggiungere il riferimento alla figura 38.

Una volta deciso il range di taratura ottimale per ogni sonda, questi parametri vengono mantenuti per tutte le prove.

Per la misura delle caratteristiche del moto ondoso e dei livelli medi in canale si utilizzeranno 8 sonde resistive, 3 posizionate davanti il frangiflutti, nella zona lato mare del canale, 2 sulla struttura stessa e di nuovo 3 dietro di essa nella porzione di canale lato riva.

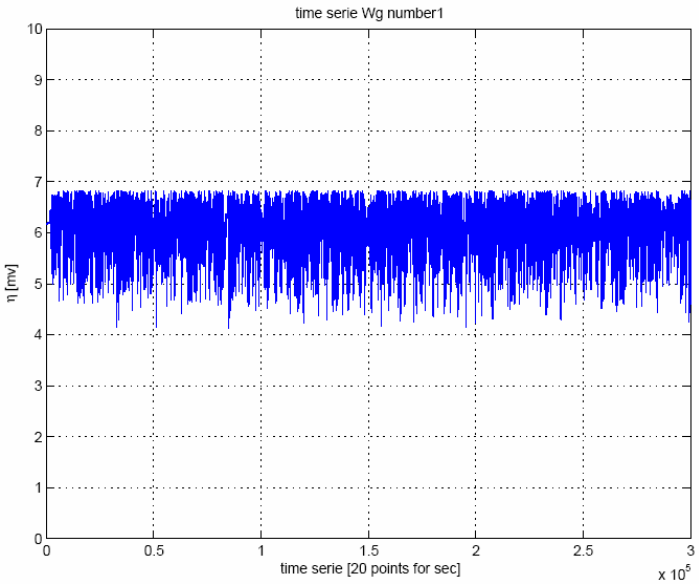


Figura 38: esempio di segnale "tagliato".

4.1.2. Posizionamento delle sonde resistive lato mare

La sonda in posizione 1 (WG01) è utilizzata per il calcolo dell'onda generata dalla pala: le caratteristiche specifiche degli attacchi ondosi finora descritti sono ancora ad uno stadio puramente progettuale, si parla in tal senso di valori di "target".Al momento delle prove si dovranno verificare i moti ondosi irregolari effettivamente generati e a tal fine è importante la presenza di una sonda di livello davanti alla pala generatrice.

Le registrazioni acquisite due sonde successive in posizione 2 e 3 (chiamate rispettivamente WG02 e WG03) permetteranno di scomporre il moto ondoso nella componente incidente sulla struttura (ovvero il treno d'onde irregolari che si propagano dal generatore verso la struttura) e nella componente riflessa dalla barriera (e che quindi si muovono in senso contrario, verso il battionde).

4.1.2.1. Metodologie di laboratorio per l'individuazione dell'onda incidente e riflessa.

La rapida diffusione dei sistemi di generazione di moto ondoso in laboratorio, che ha caratterizzato gli ultimi anni, ha reso sempre più avvertita trai ricercatori la necessità di sviluppare tecniche sperimentali per l'analisi di onde irregolari. In particolare modo, un ruolo decisivo ha assunto la determinazione dell'algoritmo utilizzato per la separazione fra componente ondosa incidente e componente ondosa riflessa, a partire dallo spettro d'onda registrato durante la simulazione dello stato di mare in studio.

Si consideri un sistema di onde regolari generato da una pala meccanica che si propaga all'interno di un canale e incontra lungo il suo percorso una struttura qualsiasi: la presenza di quest'ultima creerà un treno d'onde riflesse diretto in direzione opposta, verso il generatore, e una volta arrivato ad esso tale perturbazione si rifletterà nuovamente in senso opposto per tornare alla struttura, e cosi via a reiterare un processo per un certo numero di volte finché il sistema di onde multi-riflesse non andrà ad attenuarsi definitivamente. In tal senso l'attacco ondoso generato in canale può essere pensato come sovrapposizione di un certo numero di onde che si propagano lungo l'ascissa x (con riferimento alla figura 39) in direzione positiva (dal generatore alla struttura) e negativa (dalla struttura al generatore) .Le prime sono dette incidenti e le secondo riflesse.

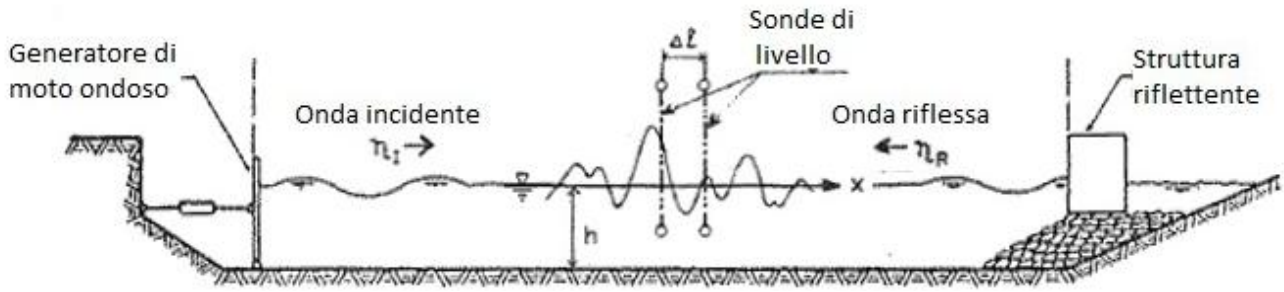


Figura 39: posizionamento delle sonde di livello in canale per il calcolo del coefficiente di riflessione col metodo Goda & Suzuki. Fonte: Goda, Y., and Y. Suzuki. 1976. Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments, Proceedings of 15th Conference on CostalEngineering, ASCE, 828-845.

Se la separazione di tali treni d'onda fosse possibile, potremmo effettuare delle analisi di riflessione su strutture costiere effettuando simulazioni di moto ondoso in continuo, senza preoccuparci degli effetti di multi riflessione di onde irregolari tra generatore e struttura. In caso contrario, invece, dovremmo adottare una procedura piuttosto tediosa che consenta di ripetere una serie di brevi attacchi ondosi, da arrestare precedentemente al ritorno sulla struttura della prima onda ri-riflessa dal battionde (ovvero che si è propagata lungo il percorso: generazione al battionde→ riflessione sulla struttura→seconda riflessione sul battionde). Tale procedura sarebbe non solo eccessivamente faticosa, ma condurrebbe a simulazioni prive della componente spettrale alle alte frequenze, mentre l'effettivo profilo d'onda di uno stato di mare generalmente contiene alcune componenti armoniche con frequenza più alta (figura 40).

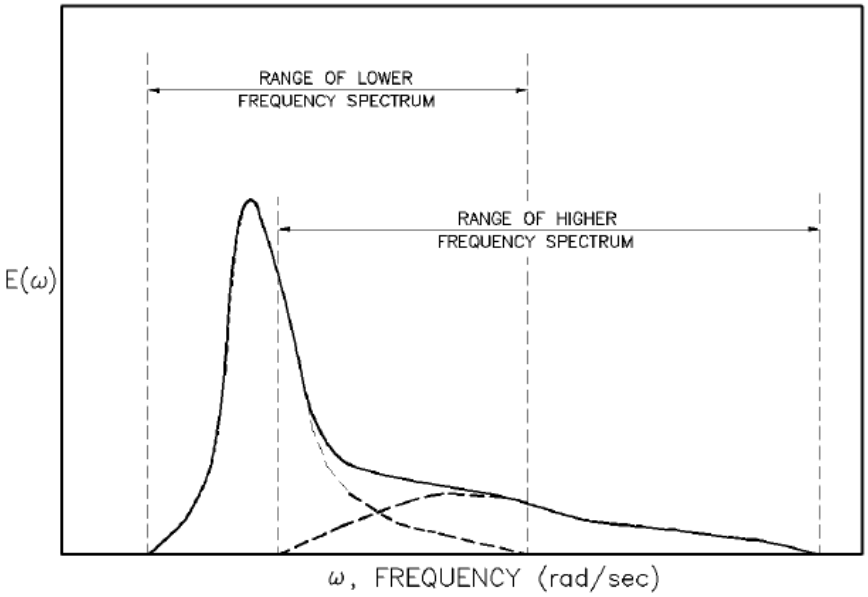


Figura 40: distinzione tra componente spettrale alle alte e alle basse frequenze. Coastal Engineering Manual - U.S. Army Corps of Engineers (disponibile alla pagina web http://chl.erdc.usace.army.mil/cemtoc).

Esistono diverse procedure di separazione adottate in letteratura: in questo studio si prenderanno in considerazione i metodi di Goda & Suzuki (1976) e di Mansard & Funke (1980), che sono poi quelli impiegati rispettivamente nei laboratori di Firenze e di Barcellona.

Qualunque sia il metodo cui si faccia riferimento, l'assunto principale dell'analisi di riflessione di un attacco ondoso irregolare si basa sulla possibilità di descrivere lo stato di mare come una sovrapposizione lineare di un infinito numero di armoniche, ciascuna con la propria frequenza, ampiezza e fase (figura 41). Un' ipotesi questa largamente accettata negli studi sulle onde irregolari ed implicita nell'utilizzo dalla Discrete Fourier Transform (DFT) per il calcolo delle componenti dal campo di moto.

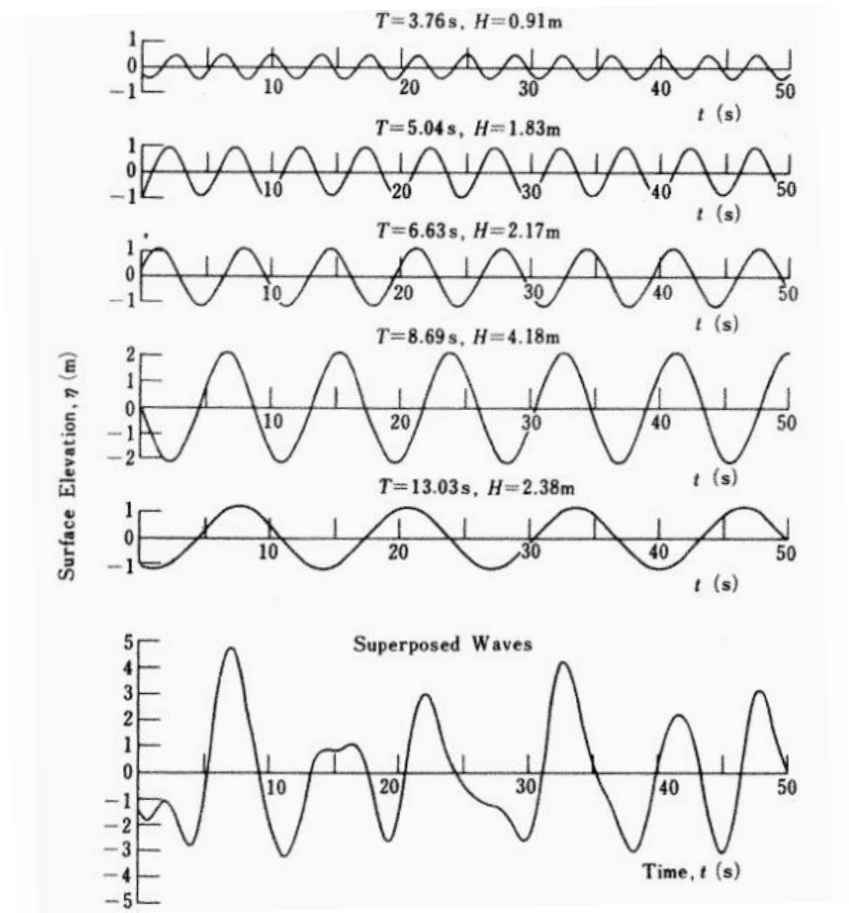


Figura 41: scomposizione dell'elevazione della superficie libera in onde sinusoidali monocromatiche. Fonte: dispense del corso di Ingegneria Costiera tenuto dal professore Franco Leopoldo – Università degli studi Roma 3.

Seconda condizione , altrettanto importante, é che tali componenti viaggino con propria celerità descritta dalla relazione di dispersione. Evidenze sperimentali hanno confermato con buona approssimazione la validità di questa seconda affermazione, sia a profondità finite che infinite (Funke & Mansard ,1980).

4.1.2.2. Il metodo di Goda & Suzuki

Goda e Suzuki (1976) hanno sviluppato un metodo che consente di calcolare le altezze d'onda e le fasi delle componenti incidenti e riflesse attraverso la registrazione simultanea del profilo d'onda in due punti di misura adiacenti, posizionati all'interno del canale (figura 42). L'utilizzo della tecnica Fast Fourier Trasform (FFT) permette di separare in modo semplice e versatile le componenti di moto in tutte le diverse frequenze. Si consideri un sistema multi-riflettente di onde regolari che si propagano in un canale, i profili d'onda della componente incidente e riflessa possono essere descritti nella forma:

$$\begin{cases} \eta_I = a_I \cdot \cos\,(k \cdot x - \omega \cdot t + \theta_I) \\ \eta_R = a_R \cdot \cos\,(k \cdot x - \omega \cdot t + \theta_R) \end{cases} \qquad (26)$$

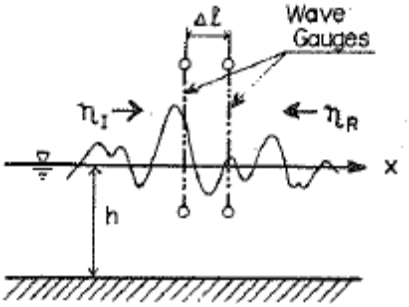


Figura 42: schema del posizionamento reciproco tra le due sonde di livello. Fonte: Goda, Y., and Y. Suzuki. 1976. Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments, Proceedings of 15th Conference on CostalEngineering, ASCE, 828-845.

dove:

- a_I e a_R sono l'ampiezza d' onda incidente e riflessa;
- $k = \frac{2\pi}{L}$ è il numero d'onda;
- $\omega = \frac{2\pi}{T}$ è la frequenza angolare ;
- θ_I e θ_R rappresentano la fase iniziale (ovvero il valore che la funzione assume nell' istante iniziale) rispettivamente di onda incidente e riflessa.

Ricordando la legge della trigonometria per cui $\cos(x+y) = \cos\,(x) \cdot \cos\,(y) \mp \sin\,(x) \cdot \sin\,(y)$, i profili d'onda rilevati in due punti di misura adiacenti x_1 e x_2, poste ad una distanza l'una dall'altra pari a Δl, saranno quindi:

$$\eta_1 = (\eta_I + \eta_R)_{x=x_1} = a_I \cdot cos(k \cdot x_1 - \omega \cdot t + \theta_I) + a_R \cdot cos(k \cdot x_1 - \omega \cdot t + \theta_R) =$$
$$= a_I \cdot cos(k \cdot x_1 + \theta_I) \cdot cos\,(\omega \cdot t) + a_I \cdot sin(k \cdot x_1 + \theta_I) \cdot sin\,(\omega \cdot t) + a_R \cdot cos(k \cdot x_1 + \theta_R) \cdot cos\,(\omega \cdot t) + a_R \cdot sin(k \cdot x_1 + \theta_R) \cdot sin\,(\omega \cdot t) =$$
$$= [a_I \cdot cos(k \cdot x_1 + \theta_I) + a_R \cdot cos(k \cdot x_1 + \theta_R)] \cdot cos\,(\omega \cdot t) + [a_I \cdot sin(k \cdot x_1 + \theta_I) + a_R \cdot sin(k \cdot x_1 + \theta_R)] \cdot sin\,(\omega \cdot t) =$$

$$= A_1 \cdot \cos\,(\omega \cdot t) + B_1 \cdot \sin\,(\omega \cdot t) \qquad (27)$$

$$\eta_2 = (\eta_I + \eta_R)_{x=x_2} = a_I \cdot cos(k \cdot x_2 - \omega \cdot t + \theta_I) + a_R \cdot cos(k \cdot x_2 - \omega \cdot t + \theta_R) =$$
$$= [a_I \cdot cos(k \cdot \Delta l + k \cdot x_1 + \theta_I) + a_R \cdot cos(k \cdot \Delta l + k \cdot x_1 + \theta_R)] \cdot cos\,(\omega \cdot t) + [a_I \cdot sin(k \cdot \Delta l + k \cdot x_1 + \theta_I) + a_R \cdot sin(k \cdot \Delta l + k \cdot x_1 + \theta_R)] \cdot sin\,(\omega \cdot t) =$$

$$= A_2 \cdot \cos\,(\omega \cdot t) + B_2 \cdot \sin\,(\omega \cdot t) \qquad (28)$$

Ipotizzando una relazione di dispersione che lega numero e frequenza d'onda data da $\omega^2 = gk \cdot \tanh(kh)$, il sistema di equazioni :

$$\begin{cases} A_1 = a_I \cdot cos(k \cdot x_1 + \theta_I) + a_R \cdot cos(k \cdot x_1 + \theta_R) \\ B_1 = a_I \cdot sin(k \cdot x_1 + \theta_I) + a_R \cdot sin(k \cdot x_1 + \theta_R) \\ A_2 = a_I \cdot cos(k \cdot \Delta l + k \cdot x_1 + \theta_I) + a_R \cdot cos(k \cdot \Delta l + k \cdot x_1 + \theta_R) \\ B_2 = a_I \cdot sin(k \cdot \Delta l + k \cdot x_1 + \theta_I) + a_R \cdot sin(k \cdot \Delta l + k \cdot x_1 + \theta_R) \end{cases} \quad (29)$$

può essere risolto in funzione delle ampiezze della componente incidente e riflessa:

$$a_I = \frac{1}{2 \cdot |\sin(k \cdot \Delta l)|} \cdot \sqrt{[A_2 - A_1 \cdot \cos(k \cdot \Delta l) - B_1 \cdot \sin(k \cdot \Delta l)]^2 + [B_2 + A_1 \cdot \sin(k \cdot \Delta l) - B_1 \cdot \cos(k \cdot \Delta l)]^2} \quad (30)$$

$$a_R = \frac{1}{2 \cdot |\sin(k \cdot \Delta l)|} \cdot \sqrt{[A_2 - A_1 \cdot \cos(k \cdot \Delta l) + B_1 \cdot \sin(k \cdot \Delta l)]^2 + [B_2 - A_1 \cdot \sin(k \cdot \Delta l) - B_1 \cdot \cos(k \cdot \Delta l)]^2} \quad (31)$$

L'analisi di Fourier permette di stimare i coefficienti A_1, A_2, B_1 e B_2 in tutte le frequenze in cui si può scomporre lo stato di mare, anche quelle più alte. Una volta che si conoscono tali valori è possibile risalire all'ampiezza dell'onda riflessa e incidente a_I e a_R su tutto il campo di frequenze . Suddette quantità non sono determinabili quando il divisore delle equazioni per il calcolo delle ampiezze della componente incidente e riflessa si annulla: $2 \cdot \left|\sin\left(\frac{2\pi}{L} \cdot \Delta l\right)\right| = 0 \leftrightarrow \frac{\Delta l}{L} = \frac{n}{2}, n = 0,1,2 \ldots$

Pertanto il metodo di Goda & Suzuki fallisce quando la spaziatura Δl fra le due sonde presenta valori prossimi a multipli interi di una semilunghezza d'onda.

Goda e Suzuki, inoltre, raccomandano di restringere l'analisi delle componenti spettrali al seguente intervallo di lunghezze d'onda: $0.05 < \frac{\Delta l}{L} < 0.45$. Ciò significa che le frequenze spettrali minima e massima adottabili sono quelle corrispondenti alle lunghezze d'onda :

$$\begin{cases} L(f_{min}) = \frac{\Delta l}{0.05} \\ L(f_{max}) = \frac{\Delta l}{0.45} \end{cases} \quad (32)$$

Al di fuori di tale intervallo di frequenze, la separazione tra componente incidente e riflessa dello spettro registrato non sarà valida, come illustrato in figura 43.

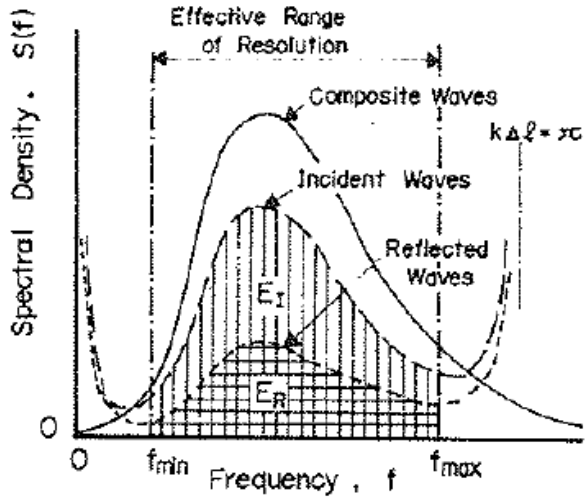


Figura 43: range di frequenze entro le quali il metodo di Goda & Suzuki è efficace. Fonte: Goda, Y., and Y. Suzuki. 1976. Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments, Proceedings of 15th Conference on CostalEngineering, ASCE, 828-845.

Quella che si è finora descritta è la procedura adottata per simulazioni di moto ondoso regolare. Nel caso di attacchi ondosi irregolari il principio di risoluzione è lo stesso, poiché come si è visto le onde irregolari possono essere trattate come sovrapposizione di un gran numero di componenti armoniche con ampiezza e frequenze costanti. Tuttavia, al fine di migliorare l'affidabilità della stime entro una certa banda di frequenza, è buona abitudine suddividere la registrazione delle altezze d'onda nel tempo in più intervalli (almeno 15-20), i cosiddetti "data windows". In tal modo si otterranno differenti ampiezze per lo stesso campo di frequenze, e quindi differenti spettri di energia d'onda. Infatti l'ampiezza a_i dell'i-esima onda elementare di frequenza f_i , in cui è possibile scomporre il moto ondoso simulato, è una variabile statistica e quindi si presenterà con una distribuzione di probabilità, in buona approssimazione simile a quella di Reyleigh. Pertanto per ottenere lo spettro d'onda incidente e riflessa rappresentativo di tutta la simulazione, si medieranno, per ciascuna frequenza f_i in cui si può scomporre lo stato di mare, le i-esime ampiezze della componente incidente $a_{i,I}$ e riflessa $a_{i,R}$, ottenute nei diversi spettri analizzati (*smoothing of spectra* nel dominio delle frequenze).

La densità media di energia (ovvero l'energia per unità d'area orizzontale) di ogni singola onda è proporzionale al quadrato dell'altezza dell'onda stessa,e quindi al quadrato di 2 volte l'ampiezza d'onda:

$$S_i = \frac{\rho \cdot g}{8} \cdot H_i^2 = \frac{\rho \cdot g}{8} \cdot (2a_i)^2 = \frac{\rho \cdot g}{2} \cdot a_i^2 \qquad (33)$$

Lo spettro d'energia d'onda si ottiene distribuendo appunto tale variabile sulle frequenze delle diverse componenti armoniche : dunque, una volta che si conoscono, mediante l'analisi di Fourier, i coefficienti $A_{i,1}$,

$A_{i,2}$, $B_{i,1}$ e $B_{i,2}$ e quindi l'ampiezza dell'onda riflessa e incidente $a_{i,I}$ e $a_{i,R}$ corrispondenti, su tutto il campo di frequenzef_i , si può facilmente ricostruire lo spettro d'onda incidente e riflesso del moto ondoso simulato.

In generale per un qualunque spettro d'energia d'onda è possibile definire il momento di ordine zero come:

$$m_o = \int_0^{\infty} s(f)df \qquad (34)$$

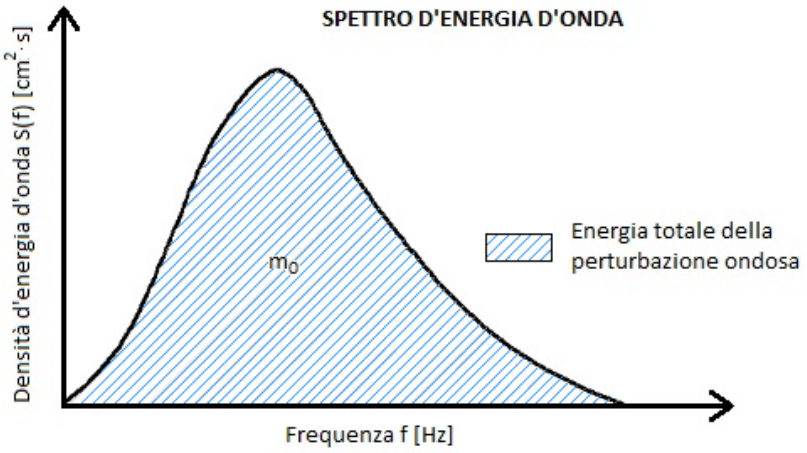


Figura 44:spettro d'energia d'onda per un generico stato di mare

Integrare su tutto il campo di frequenze l'energia associata a ciascuna onda elementare equivale di fatto a calcolare l'energia totale della perturbazione ondosa considerata,ovvero l'area sottesa dallo spettro d'energia stesso (figura 44). Si può dimostrare che il momento di energia corrisponde alla varianza delle elevazioni d'onda $\sigma^2 = \frac{1}{2n} \cdot \sum_{i=1}^{n} a_i$, con n = numero d'onde e a_i= ampiezza dell'i-esima onda della perturbazione.

Di conseguenza, per stimare il valore dell'altezza d'onda incidente e riflessa , si valuta l'energia relativa alle due componenti calcolate, contenuta nell'intervallo di frequenze appena descritto, ovvero:

$$E_I = \int_{f_{min}}^{f_{max}} S_I(f)df \qquad E_R = \int_{f_{min}}^{f_{max}} S_R(f)df$$

con S_I e S_R densità spettrale di energia dell'onda incidente e riflessa.

Il coefficiente di riflessione rappresenta il rapporto fra l'altezza d'onda riflessa verso largo H_R, e quella incidente, H_I:

$$k_r = \frac{H_R}{H_I} \qquad (35)$$

Per onde random, tale formula mantiene immutata la struttura, con H_I ed H_R altezza d'onda significativa riflessa ed altezza d'onda significativa incidente. Tali grandezze possono essere stimate sia come $H_{1/3}$, sia

come altezze d'onda zero-moment. Essendo la densità media di energia di ogni singola onda proporzionale al quadrato dell'altezza dell'onda stessa,e quindi al quadrato di 2 volte l'ampiezza d'onda, il coefficiente $k_r$può essere alternativamente stimato come rapporto fra radici dell' energia riflessa, E_R, ed incidente, E_I:

$$k_r = \sqrt{\frac{E_R}{E_I}} \qquad (36)$$

Se si assume lineare sia il campo d'onda incidente che quello riflesso, allora la suddetta espressione può essere scritta anche come segue:

$$k_r = \sqrt{\frac{m_{o,r}}{m_{o,i}}} \qquad (37)$$

dove $m_{o,r}$ ed $m_{o,i}$ sono rispettivamente, i momenti di ordine zero dello spettro riflesso e incidente.

Dunque una volta calcolati i momenti di ordine zero relativi agli spettri d'onda riflessa e incidente, si può risalire direttamente al coefficiente di riflessione e alle altezze d'onda H_I e H_R cercate, riuscendo in tal modo a scomporre il moto ondoso che si propaga nel canale.

Un'ulteriore raccomandazione, da tenere in conto per un'adeguata applicazione del metodo proposto, risulta quella di collocare le sonde ad una distanza:

- maggiore di una lunghezza d'onda dalla struttura riflettente e dalla pala generatrice per onde random;
- maggiore di 0.2L per onde regolari.

Questo perché le altezze d'onda H_I e H_R ottenute sono soggette a delle fluttuazioni nelle immediate vicinanze di una parete riflettente.

Nel caso di un'onda con frequenza angolare ω e numero d'onda k, il profilo di un'onda stazionaria che si trova alla distanza x_1 da una superficie riflettente è data da:

$$\eta_S = a_I \cdot \cos(k \cdot x_1 - \omega \cdot t) + k_R \cdot a_I \cdot \cos(k \cdot x_1 + \omega \cdot t) =$$

$$= a_I \cdot \cos(k \cdot x_1) \cdot \cos(\omega \cdot t) + a_I \cdot sin(k \cdot x_1) \cdot \sin(\omega \cdot t) + k_R \cdot a_I \cdot \cos(k \cdot x_1) \cdot \cos(\omega \cdot t) - k_R \cdot a_I \cdot sin(k \cdot x_1) \cdot \sin(\omega \cdot t) =$$

$$= (1 + k_R) \cdot a_I \cdot \cos(k \cdot x_1) \cdot \cos(\omega \cdot t) + (1 - k_R) \cdot a_I \cdot sin(k \cdot x_1) \cdot \sin(\omega \cdot t) =$$

$$= \sqrt{1 + 2 \cdot k_R \cdot cos(2 \cdot k \cdot x_1) + k_R^2} \cdot cos(\omega \cdot t + \varepsilon_1) \qquad (38)$$

dove: $\varepsilon_1 = tan^{-1} \frac{(1-k_R) \cdot \sin(k \cdot x_1)}{(1+k_R) \cdot \cos(k \cdot x_1)}$.

La radice della media dei quadrati della superficie di elevazione di un'onda stazionaria viene calcolata combinando la suddetta espressione con le informazioni ricavabili dallo spettro incidente s_I :

$$(\eta_s)^2_{rms} = \left(\sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\eta_{s_i}{}^2}\right)^2 = \int_0^\infty [1 + 2 \cdot k_R \cdot cos(2 \cdot k \cdot x_1) + k_R^2] \cdot s_I(f)df \qquad (39)$$

L'altezza d'onda significativa o una qualsiasi altra onda rappresentativa di un attacco ondoso irregolare può essere ottenuta come segue: $H_s = \frac{(\eta_s)_{rms}}{(\eta_I)_{rms}} \cdot H_I$.

Un esempio rappresentativo dell'oscillazione delle altezze d'onda irregolari stazionarie,calcolate con la formulazione analitica appena scritta, è riportato nella figura 45: trattasi di una serie di prove condotte su una struttura sommersa ($k_R = 0.55$) e su una parete verticale ($k_R = 1$) con onde irregolari registrate da due sonde poste da 1cm a 480cm dalla barriera e distanti l'una dall'altra di 20cm.

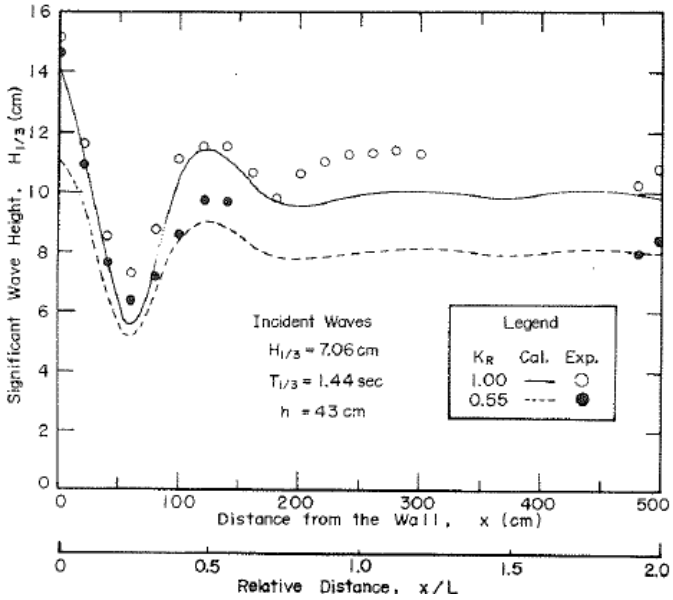


Figura 45:oscillazioni dell'altezza d'onda significativa davanti ad una struttura sommersa (linea tratteggiata – cerchi neri) e una parete verticale (linea continua - cerchi bianchi) Fonte: Goda, Y., and Y. Suzuki. 1976. Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments, Proceedings of 15th Conference on CostalEngineering, ASCE, 828-845.

L'andamento della curva mostra come la presenza di fluttuazioni di H_I e H_R vadano ad influenzare direttamente la stima dell' altezza d'onda significativa e come tale effetto diventi trascurabile ad una distanza superiore a una lunghezza d'onda. Un fenomeno analogo si presenta nelle vicinanze del battionde che è a tutti gli effetti una superficie verticale altamente riflettente.

La stima dei valori spettrali può essere errata per i seguenti motivi:

- deviazioni dalla relazione di dispersione $\omega^2 = gk \cdot \tanh(kh)$ dovute ad effetti non lineari. Ciò si manifesta in particolar modo per onde con piccola ampiezza e conduce a stime sbagliate di a_I e a_R ;
- generazione di interazioni non lineari tra treni d'onde diversi vanno a sovrapporsi come avviene nel caso di riflessione multipla di una una perturbazione ondosa su struttura;
- presenza di onde trasversali ed altri disturbi in canale;
- alti livelli di rumore nelle serie temporali misurate.

4.1.2.3. Il metodo di Mansard & Funke

Il metodo per il calcolo del coefficiente di riflessione elaborato da Mansard & Funke (1980) è una procedura chiamata a tre punti, ovvero basata sulla misurazione simultanea di tre altezze d'onda in tre punti fissi e delle due differenze di fase fra le tre registrazioni. Il metodo pertanto necessita l'utilizzo di 3 sonde differenti, poste a una distanza predeterminata: mediante una tecnica di minimizzazione ai minimi quadrati degli errori nelle elevazioni d'onda registrate da queste 3 sonde, è possibile decomporre lo spettro misurato in quello incidente e in quello riflesso e dunque calcolare l'altezza d'onda ad essi associate.

Per giustificare questo metodo si deve assumere, con buona approssimazione, che le onde generate si muovano nel canale in direzione longitudinale e che le onde riflesse da una struttura arbitraria o da una spiaggia si muovano in direzione opposta. Consideriamo inoltre di poter misurare contemporaneamente lo spettro d'onda in 3 punti p=1,2 e 3 ragionevolmente vicini, non concomitanti con un nodo o un antinodo e posti su una linea parallela alla direzione della propagazione dell'attacco ondoso.

Con riferimento alla simbologia adottata in figura 46, fissato il verso di x positivo in accordo con la direzione di propagazione dell'onda incidente, l'equazione generica di un'onda progressiva vale:

$$\eta_k(t) = \sum_{k=1}^{N} C_k \cdot sin\left(-\frac{2\pi \cdot k \cdot t}{T} + \frac{2\pi \cdot x}{L_k} + \theta_k\right) \qquad (40)$$

dove:

- θ_k rappresenta la fase iniziale ovvero il valore che la funzione assume nell' istante iniziale;
- L_kè la lunghezza d'onda alla frequenza k/T;
- $k = \frac{2\pi}{L}$ è il numero d'onda;
- $C_k = \frac{H_k}{2}$ è l'ampiezza d'onda.

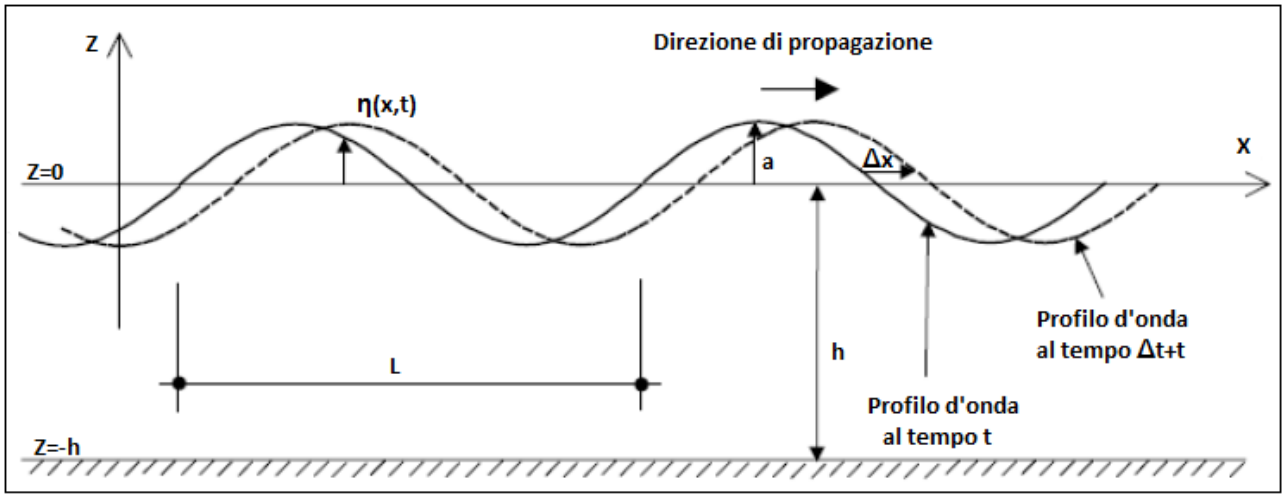


Figura 46: schema di riferimento per la definizione dei parametri caratterizzanti l'onda.

Il comportamento dell'onda in un certo punto p del canale può essere scomposto nella somma di 3 contributi:

1. Un'onda incidente $C_{I,k}$;
2. Un'onda riflessa $C_{R,k}$;
3. Segnale di rumore che esprime le interazioni non lineari, le interazioni di fase e tutte le incertezze nelle misure (*noise function*) $\Omega_k(t)$.

Indicando con x_1 la distanza tra la sonda posizionata nel punto p=1 e il generatore, e con x_{R1} la distanza tra questa stessa sonda e la struttura riflettente, allora il profilo d'onda che verrà registrato sarà:

$$\eta_{p=1}(t) = \sum_{k=1}^{N} C_{I,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi \cdot k \cdot t}{T} + \frac{2\pi \cdot x_1}{L_k} + \theta_k\right) + \sum_{k=1}^{N} C_{R,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi \cdot k \cdot t}{T} + \frac{2\pi \cdot (x_1 + 2 \cdot x_{R1})}{L_k} + \theta_k + \phi_k\right) + \Omega_1(t)$$

dove ϕ_k rappresenta il cambiamento di fase tra onda incidente riflessa dovuto alla presenza della struttura riflettente.

La sonda posizionata nel punto p=2 posto a distanza x_{12} dalla prima sonda e quella nel punto p=3 posto a distanza x_{13} dalla prima sonda (come riportato in figura 47) registreranno profili d'onda simili dati da:

$$\eta_{p=2}(t) = \sum_{k=1}^{N} C_{I,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi \cdot k \cdot t}{T} + \frac{2\pi \cdot (x_1 + x_{12})}{L_k} + \theta_k\right) + \sum_{k=1}^{N} C_{R,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi \cdot k \cdot t}{T} + \frac{2\pi \cdot (x_1 + 2 \cdot x_{R1} - x_{12})}{L_k} + \theta_k + \phi_k\right) + \Omega_2(t)$$

$$\eta_{p=3}(t) = \sum_{k=1}^{N} C_{I,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi \cdot k \cdot t}{T} + \frac{2\pi \cdot (x_1 + x_{13})}{L_k} + \theta_k\right) + \sum_{k=1}^{N} C_{R,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi \cdot k \cdot t}{T} + \frac{2\pi \cdot (x_1 + 2 \cdot x_{R1} - x_{13})}{L_k} + \theta_k + \phi_k\right) + \Omega_3(t)$$

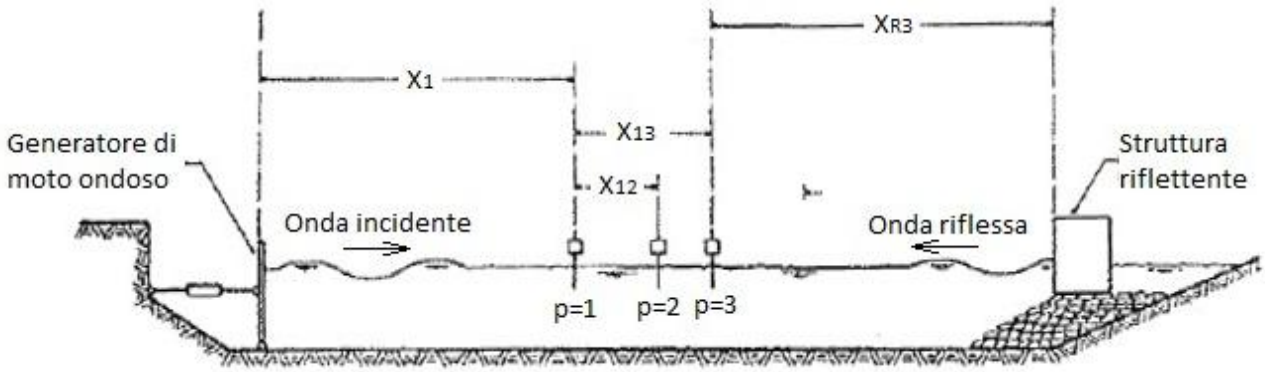


Figura 47: posizionamento delle sonde di livello in canale per il calcolo del coefficiente di riflessione col metodo Mansard & Funke. Fonte: Mansard, E.P.D., Funke, E.R. - The measurement of incident and reflected spectra using a least square method - Proc. 17th Int. Conference on Coastal Engineering. ASCE, Sydney, 1980.

La trasformata di Fourier del segnale composito, così come è stato finora descritto, nell'intervallo di tempo $0 < t < \mathrm{T}$ è data da:

$$\begin{cases} F\left[\eta_{p=1}(t)\right] = C_{I,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot x_1}{L_k} + i \cdot \theta_k\right) + C_{R,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot (x_1 + 2 \cdot x_{R1})}{L_k} + i \cdot (\theta_k + \phi_k)\right) + Y_{1,k} \cdot \exp \cdot i(\rho_{1,k}) \\ F\left[\eta_{p=2}(t)\right] = C_{I,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot (x_1 + x_{12})}{L_k} + i \cdot \theta_k\right) + C_{R,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot (x_1 + 2 \cdot x_{R1} - x_{12})}{L_k} + i \cdot (\theta_k + \phi_k)\right) + Y_{2,k} \cdot \exp \cdot i(\rho_{2,k}) \\ F\left[\eta_{p=3}(t)\right] = C_{I,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot (x_1 + x_{13})}{L_k} + i \cdot \theta_k\right) + C_{R,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot (x_1 + 2 \cdot x_{R1} - x_{13})}{L_k} + i \cdot (\theta_k + \phi_k)\right) + Y_{3,k} \cdot \exp \cdot i(\rho_{3,k}) \end{cases}$$

Essendo interessati soprattutto alle differenze di fase tra le registrazioni delle diverse sonde, le equazioni di sopra riportate possono essere riscritte in modo da evidenziare questo sfasamento.

Pertanto chiamando:

$$\begin{cases} Z_{I,k} = C_{I,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot x_1}{L_k} + i \cdot \theta_k\right) \\ Z_{R,k} = C_{R,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot (x_1 + 2 \cdot x_{R1})}{L_k} + i \cdot (\theta_k + \phi_k)\right) \\ Z_{N,p,k} = Y_{p,k} \cdot \exp \cdot i(\rho_{p,k} \end{cases} \qquad (41)$$

si ottengono per le prime tre sonde:

$$\begin{gathered} F\left[\eta_{p=1}(t)\right] = Z_{I,k} + Z_{R,k} + Z_{N,1,k} \\ F\left[\eta_{p=2}(t)\right] = Z_{I,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) + Z_{R,k} \cdot \exp\left(-i \cdot \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) + Z_{N,2,k} \qquad (42) \\ F\left[\eta_{p=3}(t)\right] = Z_{I,k} \cdot \exp\left(i \cdot \frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) + Z_{R,k} \cdot \exp\left(-i \cdot \frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) + Z_{N,3,k} \end{gathered}$$

Benché i termini $Z_{N,p,k}$ non possano essere misurati, è possibile risolvere le precedenti equazioni applicando una tecnica di minimizzazione ai minimi quadrati degli errori nelle elevazioni d'onda registrate.

Definendo le quantità $\psi_{p,k} = \frac{2\pi \cdot x_{1p}}{L_k}$ e $\varepsilon_{p,k} = -Z_{N,p,k} + f_e(Z_{I,k}, Z_{R,k})$ si avrà:

$$\begin{cases} Z_{I,k} + Z_{R,k} - F[\eta_{p=1}(t)] = -Z_{N,1,k} = \varepsilon_{1,k} \\ Z_{I,k} \cdot \exp(i \cdot \psi_{2,k}) + Z_{R,k} \cdot \exp(-i \cdot \psi_{2,k}) - F[\eta_{p=2}(t)] = -Z_{N,2,k} = \varepsilon_{2,k} \\ Z_{I,k} \cdot \exp(i \cdot \psi_{3,k}) + Z_{R,k} \cdot \exp(-i \cdot \psi_{3,k}) - F[\eta_{p=3}(t)] = -Z_{N,3,k} = \varepsilon_{3,k} \end{cases} \qquad (43)$$

Cercare i valori di Z_I e Z_R ,per i quali la somma dei quadrati di $\varepsilon_{p,k}$ per tutti le posizioni p-esime impiegate risulti nulla, equivale alla seguente condizione: $f_e(Z_{I,k}, Z_{R,k}) = 0$.

Si impone dunque che la sommatoria degli errori:

$$\sum_{p=1}^{3}(\varepsilon_{p,k})^2 = \sum_{p=1}^{3}\left(Z_{I,k} \cdot \exp(i \cdot \psi_{p,k}) + Z_{R,k} \cdot \exp(-i \cdot \psi_{p,k}) - F[\eta_p(t)]\right)^2 \qquad (44)$$

raggiunga un valore minimo quando le derivate parziali di $\varepsilon_{p,k}$ rispetto $Z_{I,k}$ e a $Z_{R,k}$ si annullano, ovvero :

$$\frac{d\left(\sum_{p=1}^{3}(\varepsilon_{p,k})^2\right)}{d\, Z_{I,k}} = \frac{d\left(\sum_{p=1}^{3}(\varepsilon_{p,k})^2\right)}{d\, Z_{R,k}} = 0 \qquad (45)$$

Differenziando l'equazione 45, dopo una serie di passaggi, si ottiene:

$$\begin{cases} \sum_{p=1}^{3}\left(Z_{I,k} \cdot \exp(i \cdot \psi_{p,k}) + Z_{R,k} \cdot \exp(-i \cdot \psi_{p,k}) - F[\eta_p(t)]\right) \cdot \exp(i \cdot \psi_{p,k}) = 0 \\ \sum_{p=1}^{3}\left(Z_{I,k} \cdot \exp(i \cdot \psi_{p,k}) + Z_{R,k} \cdot \exp(-i \cdot \psi_{p,k}) - F[\eta_p(t)]\right) \cdot \exp(-i \cdot \psi_{p,k}) = 0 \end{cases} \qquad (46)$$

Sviluppando le sommatorie e raggruppando per $Z_{I,k}$, $Z_{R,k}$ e $F[\eta_p(t)]$ il sistema di equazioni 46 può essere così riscritte:

$$\begin{cases} Z_{I,k} \cdot [1 + \exp(2 \cdot i \cdot \psi_{2,k}) + \exp(2 \cdot i \cdot \psi_{3,k})] + 3 \cdot Z_{R,k} = F[\eta_1(t)] + F[\eta_2(t)] \cdot \exp(i \cdot \psi_{2,k}) + F[\eta_3(t)] \cdot \exp(i \cdot \psi_{3,k}) \\ Z_{R,k} \cdot [1 + \exp(-2 \cdot i \cdot \psi_{2,k}) + \exp(-2 \cdot i \cdot \psi_{3,k})] + 3 \cdot Z_{I,k} = F[\eta_1(t)] + F[\eta_2(t)] \cdot \exp(-i \cdot \psi_{2,k}) + F[\eta_3(t)] \cdot \exp(-i \cdot \psi_{3,k}) \end{cases}$$

La soluzione di questo sistema in termini di $Z_{I,k}$, $Z_{R,k}$ vale:

$$\begin{cases} Z_{I,k} = \frac{1}{D_k} \cdot F[\eta_1(t)] \cdot (R_1 + i \cdot Q_1) + F[\eta_2(t)] \cdot (R_2 + i \cdot Q_2) + F[\eta_3(t)] \cdot (R_3 + i \cdot Q_3) \\ Z_{R,k} = \frac{1}{D_k} \cdot F[\eta_1(t)] \cdot (R_1 - i \cdot Q_1) + F[\eta_2(t)] \cdot (R_2 - i \cdot Q_2) + F[\eta_3(t)] \cdot (R_3 - i \cdot Q_3) \end{cases} \qquad (47)$$

Dove i parametri D_k, R_{1k}, Q_{1k}, R_{2k}, Q_{2k}, R_{3k}, Q_{3k} sono ricavati dalle relazioni trigonometriche esistenti tra le distanze della prima sonda rispetto alle altre due:

- $D_k = 2 \cdot \left(\sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) + \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) + \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k} - \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right)\right)$;
- $R_{1k} = \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) + \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right)$;
- $Q_{1k} = \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) \cdot \cos\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) + \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) \cdot \cos\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right)$;
- $R_{2k} = \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k} - \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right)$;
- $Q_{2k} = \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) \cdot \cos\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k} - \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) - 2 \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right)$;
- $R_{3k} = -\sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k} - \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right)$;
- $Q_{3k} = \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) \cdot \cos\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k} - \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) - 2 \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right)$.

Le equazioni 47 sono risolte singolarmente per ciascuna componente di frequenza mediante la tecnica della trasformata di Fourier e rappresentano le principali espressioni analitiche utilizzate per il calcolo dell'onda incidente e riflessa. Si può osservare che esse diventano indeterminate quando:

$$D_k = 2 \cdot \left(\sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) + \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) + \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k} - \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right)\right) = 0 \qquad (48)$$

Questo può succedere nel caso in cui :

$$\sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) = \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) = \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k} - \frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) = 0 \quad . \qquad (49)$$

Oppure:

$$\sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{12}}{L_k}\right) = \sin^2\left(\frac{2\pi \cdot x_{13}}{L_k}\right) = 0 \qquad (50)$$

Esistono quindi dei valori critici della spaziatura tra le tre sonde per i quali l'analisi di riflessione risulta invalidata :

- ✓ se la distanza tra la prima e la seconda sonda è pari a metà della lunghezza di una qualsiasi componente di frequenza presa in considerazione: $x_{12} = \frac{j \cdot L_k}{2}$;
- ✓ se la spaziatura tra la prima e la terza sonda è un multiplo intero della distanza tra la prima e la seconda sonda: $x_{13} = \frac{m}{n} \cdot x_{12}$;

con j, m, n e m/n numeri interi e L_k lunghezza d'onda per la componente armonica di frequenza $(k \cdot \Delta f$presa in considerazione tra tutte quelle in cui è possibile scomporre il moto ondoso simulato.

Sulla base dell'esperienza acquisita dall' Hydraulics Laboratory at the National Research Council e delle sperimentazioni condotte da Marcou (1969) su onde monocromatiche, le distanze tra le sonde raccomandate per ottenere la maggiore accuratezza nel metodo e sul più largo range di frequenze possibile sono:

$$\mathrm{x}_{12} = \frac{L_p}{10} \qquad (51)$$

$$\frac{L_p}{6} < x_{13} < \frac{L_p}{3} \qquad \mathrm{x}_{13} \neq \frac{L_p}{5} \qquad \mathrm{x}_{13} \neq \frac{3L_p}{10} \qquad (52)$$

Altro parametro da garantire è rappresentato dalla minima distanza delle sonde dalla struttura riflettente e dal battionde. Come già visto per il metodo di Goda & Suzuki, anche in questo caso, per evitare di misurare fluttuazioni del pelo libero, proprie della zona vicina alla struttura riflettente, si suggerisce di collocare gli strumenti di misura, sia dalla barriera che dal generatore, ad almeno una volta la lunghezza d'onda cui corrisponde il picco di frequenza nello spettro d'energia.

$$\begin{cases} \mathrm{x}_1 > L_p \\ \mathrm{x}_{\mathrm{R}3} > L_p \end{cases} \qquad (53)$$

Una volta che si conoscono $\mathrm{Z}_{\mathrm{I,k}}(k \cdot \Delta f)$ e $\mathrm{Z}_{\mathrm{R,k}}(k \cdot \Delta f)$ per tutte le k-esime componenti armoniche in cui si scompone la perturbazione ondosa, è possibile determinare la densità media di energia spettare S_I e S_R con le seguenti formule:

$$S_I(k \cdot \Delta f) = \frac{\left|\mathrm{Z}_{\mathrm{I,k}}(k \cdot \Delta f)\right|^2}{2 \cdot \Delta f} \qquad S_R(k \cdot \Delta f) = \frac{\left|\mathrm{Z}_{\mathrm{R,k}}(k \cdot \Delta f)\right|^2}{2 \cdot \Delta f}$$

Si potrà quindi risalire al coefficiente di riflessione tramite il calcolo dei momenti di ordine zero relativi ai due spettri e infine all'altezza d'onda incidente e riflessa, in maniera analoga a quanto già precedentemente visto col metodo di Goda & Suzuki.

4.1.2.4. Il metodo di separazione adottato

Il metodo a 3 punti appena descritto può essere considerato migliore del metodo a 2 punti per i seguenti motivi:

- ✓ range di frequenze risolvibili più ampio;
- ✓ ridotta sensibilità al rumore e alle deviazioni dalla teoria lineare;
- ✓ minore sensibilità alle distanze critiche tra le sonde.

Isaacson (1991) ,attraverso una serie di test numerici su onde regolari, ha confrontato i valori di Kr ottenuti applicando i metodi di Goda & Suzuki, di Mansard & Funke ed di un' ulteriore procedura di separazione che egli stesso implementa, basata sulla misurazione di altezza d'onda in tre punti fissi. Quest'ultima procedura fallisce per una spaziatura fra le sonde pari a multipli interi di un quarto di lunghezza d'onda: $x_{12} = x_{23} = \frac{m}{4} \cdot L_m$ con m multiplo intero $m = 1,2,3 \ldots$ o quando il coefficiente di riflessione si avvicina all'unità.

Al fine di verificare la precisione dei suddetti metodi, Isaacson calcola, per ciascun algoritmo impiegato, le quantità ε_H ed ε_K , che indicano la possibile influenza di errori nella stima dell'altezza d'onda incidente H e del coefficiente di riflessione k_R. Queste inesattezze possono derivare da errori di precisione degli strumenti di misura, generazione di interazioni d'onda ed effetti non lineari, presenza di onde trasversali, alti livelli di rumore ed altri disturbi nel canale al momento delle simulazioni.

In particolare si definiscono:

$$\begin{cases} \varepsilon_H = \frac{H^{(e)} - H}{H} \\ \varepsilon_k = \frac{{k_R}^{(e)} - k_R}{k_R} \end{cases} \qquad (54)$$

dove $H^{(e)}$ e ${k_R}^{(e)}$ sono rispettivamente i valori di altezza d'onda e di coefficiente di riflessione stimati con i tre differenti metodi di separazione, ed H e K valori delle stesse quantità privi di errori di misurazione. I tests, su onde regolari, sono di tipo numerico.

I grafici di figura 48 seguenti riportano, per i tre metodi a confronto, l'errore di altezza d'onda e di coefficiente di riflessione in funzione di $\Delta_n = x_{1n}$ (ovvero la distanza tra la prima e la n-esima sonda di livello impiegata), nel caso di uguale spaziatura tra i diversi strumenti di misura (con $\Delta = \Delta_2 = \Delta_3/2$).

Tali risultati sono stati ottenuti per differenti valori del coefficiente di riflessione k_R, in particolare si riportano quelli relativi a $k_R = 0.1$ e $k_R = 0.5$.

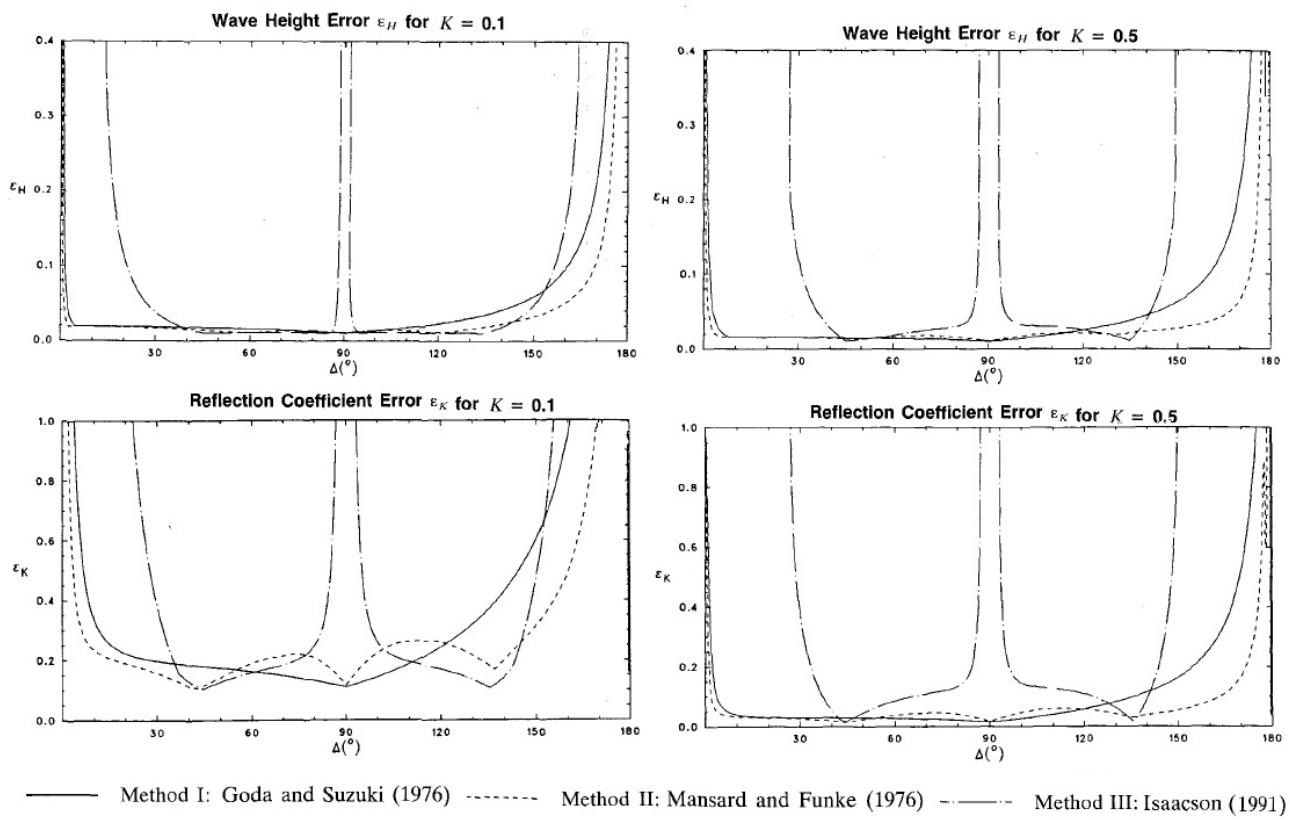


Figura 48: confronto tra l'andamento dell'errore ε_H ed ε_K al variare della distanza fra le sonde nel caso di stessa spaziatura uguale (x12=x13) e coefficiente di riflessione pari a $k_R = 0.1$ (a sinistra) e $k_R = 0.5$ (a destra).Fonte: Isaacson, M., (1991) - Measurement of regular wave reflection - ASCE. Journal of the Waterways, Port,Coastal and Ocean Engineering, vol. 117: 553-569;

L'autore evidenzia come, tra i tre algoritmi osservati, il metodo Mansard & Funke si dimostri essere il più affidabile. Diversamente , il metodo Isaacson viene sconsigliato se non nei casi in cui si dispongano di misure di fase, i coefficienti di riflessione non siano particolarmente grandi e le distanze fra le sonde siano pari o ad un terzo o a due terzi di lunghezza d'onda. Il metodo di Goda & Suzuki infine risulta essere ragionevolmente affidabile ad eccezione che in prossimità delle condizioni critiche per cui fallisce.

Per tutti questi motivi si è ritenuto più conveniente posizionare le sonde di misura dell'onda riflessa adottando il metodo di Mansard Funke. Dal momento che questa è la procedura implementata nei canali CIEM e CIEMito a Barcellona, si provvederà ad adottare tale algoritmo anche per il CL a Firenze.

Si sono allora valutati per ciascun attacco ondoso scelto, i valori critici della spaziatura tra le tre sonde per i quali l'analisi di riflessione risulta invalidata(vedi la parte superiore delle tabelle 18, 19 e 20 relativa alle "Limitazione sui singoli attacchi ondosi").

E' chiaro che ogni attacco ondoso, cui verrà sottoposto il modello, sarà caratterizzato da limitazioni sulle distanze reciproche delle 3 sonde di misura. Mettersi a cambiare la disposizione della strumentazione per ogni codice d'onda risulterebbe estremamente oneroso in termini di tempo e probabilmente anche inutile. Si pensi poi al fatto che comunque la distanza x_1 tra la prima sonda e la struttura è presa a partire dall'inizio della cresta di barriera, e tale punto subirà degli spostamenti passando dalle configurazioni B1,B2 alla B3, quindi in ogni caso, per ciascuno dei due gruppi di frangiflutti in progetto, sarà necessaria una variazione del posizionamento delle sonde. Se queste ulteriori variazioni dovessero interessare ciascuno stato di mare che si vuole generare al momento delle prove sperimentali, si otterrebbe una casistica eccessiva.
Pertanto i 7 attacchi ondosi da simulare, sono stati suddivisi in due gruppi principali in base ai valori di lunghezza d'onda L_p , che è il parametro da cui dipendono le distanze critiche da evitare per una buona applicazione del metodo di Mansard & Funke:

- al gruppo I apparterranno gli attacchi ondosi A2,A3;
- al gruppo II apparterranno invece A1,A5,A6,A7.

Per ciascuno dei due raggruppamenti si è scelto x_{12} sulla base della media delle lunghezze d'onda significative contenute nel gruppo stesso ovvero $x_{12gruppo} = \frac{1}{10} L_{pmedio} = \sum_i \frac{L_{p,i}}{n}$ con i =2,3 (primo gruppo) e i=1,5,6,7 (secondo gruppo) mentre n = numero degli attacchi ondosi appartenenti a ciascun gruppo.
Diversamente $x_{13gruppo}$ è stato determinato cercando di evitare tutti i valori critici che esso assume in corrispondenza di ogni singolo attacco ondoso (vedi la parte inferiore delle tabelle 18, 19 e 20 relativa alle "Limitazione sul gruppo"). Ovviamente è possibile effettuare questa operazione anche per un solo canale e poi scalare le distanze reciproche tra WG01, WG02 e WG03 ottenute sugli altri due impianti.

Inoltre si sono definite le distanze delle tre sonde di livello dalla struttura e dal battionde tenendosi su valori superiori a una volta la massima lunghezza di picco. Quest'ultima è sempre calcolata come media delle lunghezze delle onde caratteristiche rappresentative di ciascuno stato di mare contenuto nel singolo raggruppamento. Pertanto per entrambi i gruppi I e II si è definito:

$x_{1gr} minima > \mathrm{L_{p,i\ max}}$ $\qquad$ $x_{R3gr} minima > L_{p,i\ max}$

Dove $\mathrm{L_{p,i\ max}}$ è la lunghezza d'onda maggiore tra quelle degli attacchi ondosi appartenenti ad ogni singolo raggruppamento.

Si riportano in tabella 18,19 e 20 i risultati ottenuti per ogni canale indagato.

	Canale	**CIEM Barcellona λ = 4**																	
Limitazioni sui singoli attacchi ondosi	**Gruppi**	**Gruppo I**						**Gruppo II**											
	Codice onda	**A3**			**A2**			**A6**			**A7**			**A5**			**A1=A4**		
	$\boldsymbol{T_p}$ **[s]**	1.64			2.00			2.31			2.39			2.53			2.83		
	$\boldsymbol{L_p}$ **[m]**	4.09			5.78			7.20			7.56			8.18			9.49		
	$\boldsymbol{x_{12} = \frac{L_p}{10}}$	0.41			0.58			0.72			0.76			0.82			0.95		
	$\boldsymbol{\frac{L_p}{6} < x_{13} < \frac{L_p}{3}}$	0.68	< X13 <	1.36	0.96	< X13 <	1.93	1.20	< X13 <	2.40	1.26	< X13 <	2.52	1.36	< X13 <	2.73	1.58	< X13 <	3.16
	$\boldsymbol{x_{13} \neq \frac{L_p}{5}}$	0.82			1.16			1.44			1.51			1.64			1.90		
	$\boldsymbol{x_{13} \neq 3\frac{L_p}{10}}$	1.23			1.73			2.16			2.27			2.45			2.85		
Limitazioni sul gruppo	$\boldsymbol{L_p}$ **medio [m]**	4.94						8.11											
	$\boldsymbol{x_{12}}$**gruppo**	0.49						0.81											
	$\boldsymbol{x_{13}}$ **gruppo**	1.00						1.99											
	$\boldsymbol{x_{1gr}}$ **e** $\boldsymbol{x_{R3gr}}$ **minime**	5.78						9.49											
	$\boldsymbol{x_{R3}}$ **scelta**	6.50						10.50											

Tabella 18: valori critici della spaziatura tra le tre sonde per i quali l'analisi di riflessione di Mansard & Funke non può essere applicato, sul canale marittimo CIEM.

	Canale	CL Firenze λ = 14																	
Limitazioni sui singoli attacchi ondosi	**Gruppi**	**Gruppo I**						**Gruppo II**											
	Codice onda	A3			A2			A6			A7			A5			A1=A4		
	T_p **[s]**	0.87			1.07			1.23			1.28			1.35			1.51		
	L_p **[m]**	1.17			1.65			2.06			2.16			2.34			2.71		
	$x_{12} = \frac{L_p}{10}$	0.12			0.17			0.21			0.22			0.23			0.27		
	$\frac{L_p}{6} < x_{13} < \frac{L_p}{3}$	0.19	< X13 <	0.39	0.28	< X13 <	0.55	0.34	< X13 <	0.69	0.36	< X13 <	0.72	0.39	< X13 <	0.78	0.45	< X13 <	0.90
	$x_{13} \neq \frac{L_p}{5}$	0.23			0.33			0.41			0.43			0.47			0.54		
	$x_{13} \neq 3\frac{L_p}{10}$	0.35			0.50			0.62			0.65			0.70			0.81		
Limitazioni sul gruppo	L_p **medio [m]**	1.41						2.32											
	x_{12}**gruppo**	0.14						0.23											
	x_{13} **gruppo**	0.18						0.57											
	x_{1gr}**e** x_{R3gr} **minime**	1.65						2.71											
	x_{R3} **scelta**	1.15						1.86											

Tabella 19: valori critici della spaziatura tra le tre sonde per i quali l'analisi di riflessione di Mansard & Funke non può essere applicato, sul canale marittimo CL.

	Canale	CIEMito λ = 22.58																	
Limitazioni sui singoli attacchi ondosi	**Gruppi**	**Gruppo I**						**Gruppo II**											
	Codice onda	A3			A2			A6			A7			A5			A1=A4		
	T_p **[s]**	0.69			0.84			0.97			1.01			1.06			1.19		
	L_p **[m]**	0.72			1.02			1.28			1.34			1.45			1.68		
	$x_{12} = \frac{L_p}{10}$	0.07			0.10			0.13			0.13			0.14			0.17		
	$\frac{L_p}{6} < x_{13} < \frac{L_p}{3}$	0.12	< X13 <	0.24	0.17	< X13 <	0.34	0.21	< X13 <	0.43	0.22	< X13 <	0.45	0.24	< X13 <	0.48	0.28	< X13 <	0.56
	$x_{13} \neq \frac{L_p}{5}$	0.14			0.20			0.26			0.27			0.29			0.34		
	$x_{13} \neq 3\frac{L_p}{10}$	0.22			0.31			0.38			0.40			0.43			0.50		
Limitazioni sul gruppo	L_p **medio [m]**	0.87						1.44											
	x_{12}**gruppo**	0.09						0.14											
	x_{13} **gruppo**	0.29						0.35											
	x_{1gr} **e** x_{R3gr} **minime**	1.02						1.68											
	x_{R3} **scelta**	1.86						3.00											

Tabella 20: valori critici della spaziatura tra le tre sonde per i quali l'analisi di riflessione di Mansard & Funke non può essere applicato, sul canale marittimo CIEMito.

4.1.3. Posizionamento delle sonde sui frangiflutti

Le sonde di livello in posizione 4 e 5 (denominate rispettivamenteWG04 e WG05) verranno utilizzate per calcolare i volumi di overtopping: la portate di overtopping istantanea per unità di lunghezza è infatti ottenuta come prodotto tra la profondità d'acqua $h(t)$ e velocità del flusso $v(t)$ di tracimazione $q(t) = h(t) \cdot v(t)$. In figura 49 viene mostrato una visione schematica di questa procedura di calcolo.

Integrando successivamente su tutto l'intervallo di tempo in cui avviene l'attacco ondoso simulato, è possibile ottenere una media della portata di tracimazione, che ovviamente sarà minore del picco massimo locale istantaneo registrato, ($\max[q(t)]$): $\bar{q}(t) = \frac{1}{t_{prova}} \int_{t=0}^{t_{prova}} q(t)dt = \frac{1}{t_{prova}} \int_{t=0}^{t_{prova}} h(t) \cdot v(t)dt$.

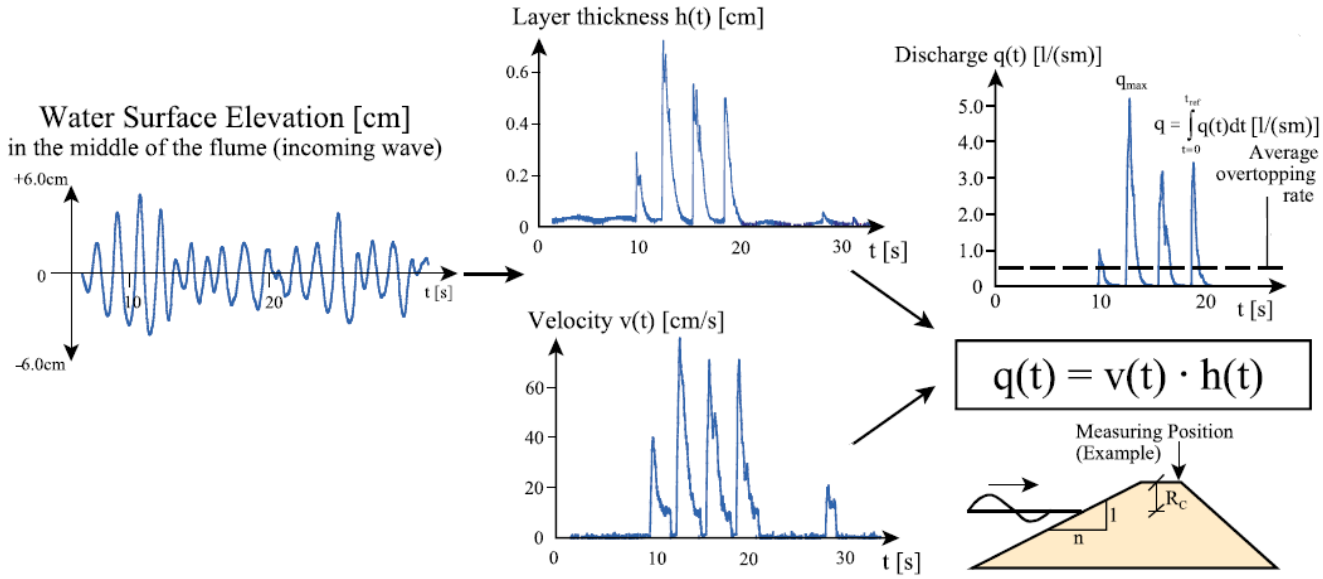


Figura 49: procedura sperimentale impiegata per calcolare il flusso di overtoppin. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

Sono quindi necessarie delle misure di profondità $h(t)$ e velocità $v(t)$ d'acqua in corrispondenza della cresta del frangiflutti.

- ✓ L'altezza d'acqua è direttamente fornita mediante le registrazioni delle due sonde WG04 WG05;
- ✓ la celerità $v(t)$ verrà stimata in base al ritardo tra i segnali acquisiti dalle due sonde e alla loro distanza reciproca oppure mediante l'utilizzo di un ADV e/o micro mulinello, per avere ridondanza di dati.

Il posizionamento delle sonde di livello sulle barriere emerse (configurazione B1) risulta essere una fase estremamente delicata da un punto di vista progettuale, perché deve garantire il rispetto di una serie di condizioni restrittive, di seguito elencate.

1. *Fenomeno della percolazione sulla cresta della struttura di protezione.*

Innanzitutto è importante che le sonde si trovino più vicine possibile al paramento lato riva. Infatti, come si può osservare in figura 50, parte del flusso d'acqua che riesce a oltrepassare la barriera, infiltrandosi per gravità all'interno della cresta costituita dai materiali porosi, verrà via via sottratto al volume di fluido complessivo che riesce a oltrepassare l'opera: il volume di overtopping, dunque, per come è stato definito, verrebbe sovrastimato se la registrazione dei livelli d'acqua venisse effettuata nella parte iniziale o centrale dell'opera poiché a tali posizioni non si avrebbe una completa percolazione del liquido sulla cresta del frangiflutti. Per tali motivi la sonda 5 verrà posizionata nella parte terminale della cresta, sullo spigolo che la separa dal paramento lato riva, subito preceduta dalla sonda 4.

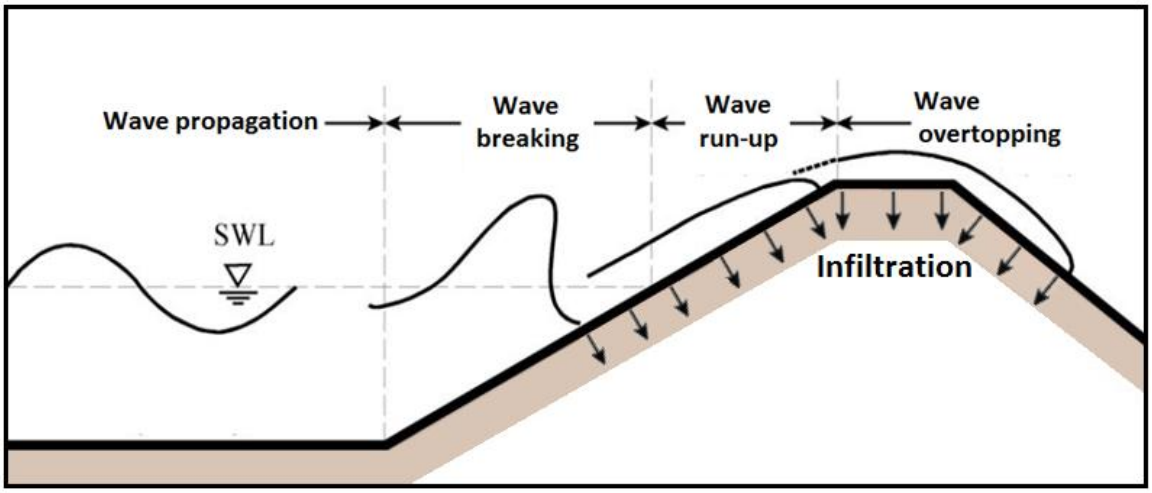


Figura 50: percolazione della lama tracimante sulla cresta di un frangiflutti emerso.

2. *Eventuali interferenze tra campi magnetici innescati dalle apparecchiature di misura possono impedirne un corretto funzionamento.*

La sonda WG04 dovrà collocarsi in una posizione che sia il più ravvicinata possibile alla WG05, per i motivi del punto 1, ma che al contempo sia in grado di rispettare un vincolo fisico legato ai principi elettrici di natura resistiva su cui si basa in generale il meccanismo di acquisizione delle sonde di livello. Due apparecchiature elettroniche infatti devono essere poste ad una certa distanza, in modo da evitare fenomeni di reciproca interferenza tra i campi elettromagnetici generati, che si manifestano sotto forma di disturbi di tipo impulsivo, rendendo imprecisa la misura registrata. In base all'esperienza sviluppata finora

con le sonde di livello a disposizione nei tre laboratori, questo vincolo fisico può essere tranquillamente garantito lavorando con una spaziatura reciproca tra le sonde di livello fino a 5cm, a prescindere dalle scale di lavoro utilizzate. E' chiaro quindi che tale limitazione inferiore dovrà essere rispettata a cominciare dal canale che lavora a scala più piccola, ovvero il CIEMito.

3. *La distanza non può essere minore di un valore limite legato alla frequenza di acquisizione, e alla velocità della lama tracimante.*
4. *L'andamento dell'altezza d'acqua e delle velocità lungo la cresta non si mantiene costante.*

Nei paragrafi seguenti si descrivono dettagliatamente i punti 3 e 4.

4.1.3.1. L'esperienza di Holger Schüttrumpf & Hocine Oumeraci

Nel 2005 i ricercatori tedeschi Schüttrumpf e Oumeraci hanno svolto un rilevante studio per meglio comprendere e interpretare come il meccanismo di overtopping costituisca il principale attore nei meccanismi d'infiltrazione, erosione e franamento, che portano una diga marittima permeabile al definitivo collasso (figura 51). Con riferimento alla schema riportato in figura 52, tale indagine sperimentale ha permesso di determinare spessore e velocità della lama d'acqua stramazzante, lungo tutto il percorso compiuto da un'onda in arrivo sul corpo dell'opera:① propagazione fino al piede della struttura, ②shoaling (ovvero diminuzione della lunghezza d'onda e conseguente incremento dell'altezza d'onda legata all'abbassamento della celerità di propagazione delle onde che si verifica col diminuire della profondità) lungo il paramento lato mare della barriera fino al raggiungimento delle condizioni di rottura, ③successivo run-up, ovvero fenomeno di risalita dell'onda lungo il paramento lato mare della diga, ④overtopping sulla cresta della diga marittima e ⑤infine sul paramento lato riva.

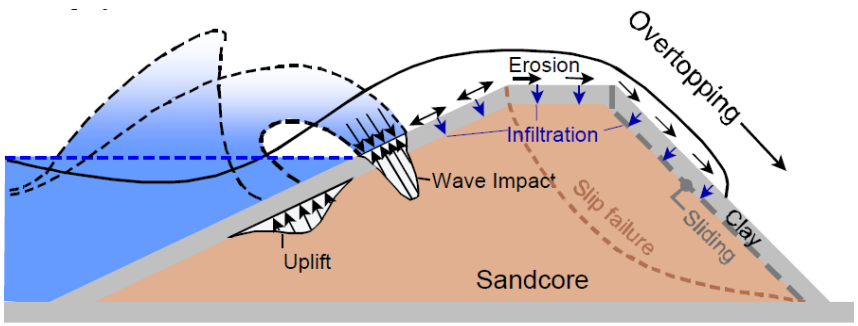


Figura 51: meccanismo di rottura di una diga marittima permeabile. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

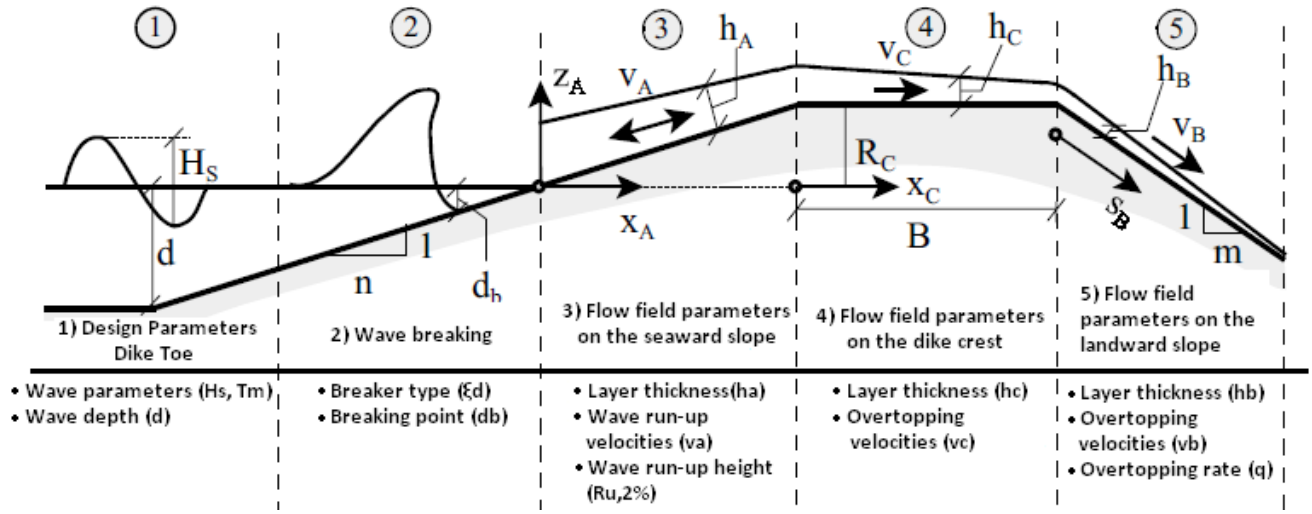
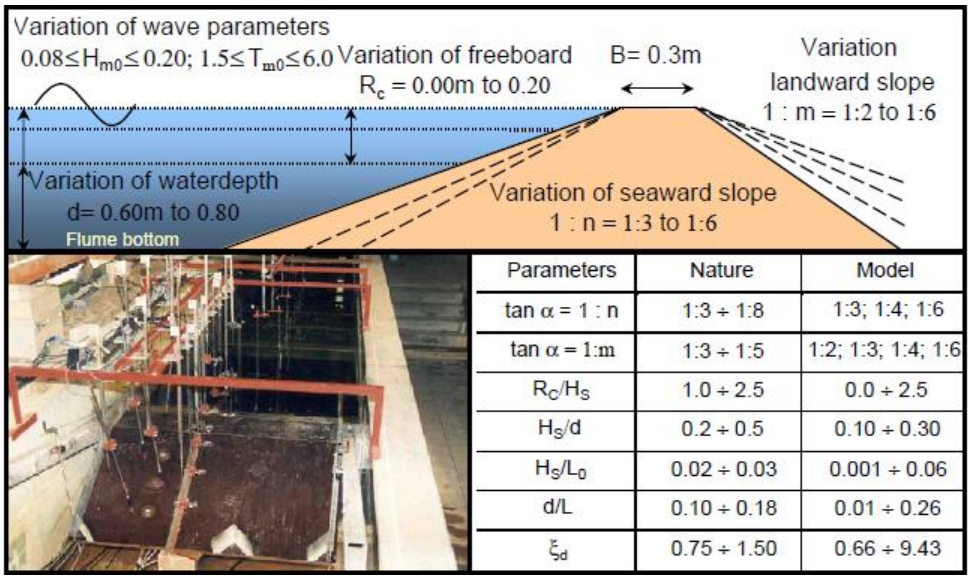


Figura 52:parametri determinati nello studio di Schüttrumpf e Oumeraci Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

Le prove sono state condotte su piccola scala nel canale di Leichtweiss-Institute for Hydraulic Engineering of the Technical University of Braunschweig in Germania su una struttura in fibre di legno con pendenza dei paramenti lato mare e lato riva variabile, per differenti profondità d'acqua e quindi differenti livelli di freeboard. Le barriere sono state sottoposte ad attacchi ondosi regolari e irregolari, caratterizzati da spettro Jonsawap con un fattore di picco pari a $\gamma = 3.3$ (con $0.08m \leq H_s \leq 0.20m$ e $1.5s \leq T_p \leq 6.0s$). Per assicurare l'applicabilità del modello a strutture di prototipo, si sono scelti pendenza dei paramenti lato mare e lato riva, altezze significative e periodi d'onda, profondità d'acqua in modo da ottenere dei parametri adimensionali comunemente riscontrabili nelle dighe marittime reali, secondo quanto riportato nella tabella di figura 53.



Parameters	Nature	Model
tan α = 1 : n	1:3 ÷ 1:8	1:3; 1:4; 1:6
tan α = 1:m	1:3 ÷ 1:5	1:2; 1:3; 1:4; 1:6
R_C/H_S	1.0 ÷ 2.5	0.0 ÷ 2.5
H_S/d	0.2 ÷ 0.5	0.10 ÷ 0.30
H_S/L_0	0.02 ÷ 0.03	0.001 ÷ 0.06
d/L	0.10 ÷ 0.18	0.01 ÷ 0.26
ξ_d	0.75 ÷ 1.50	0.66 ÷ 9.43

Figura 53: parametri caratteristici impiegati nella costruzione del modello studiato da Schüttrumpf e Oumeraci . Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

Il profilo d'onda è stato

misurato mediante sonde di livello resistive disposte al centro del canale, al piede della struttura e direttamente sulla diga (in particolare per la misura degli spessori della lama tracimante e del run-up si è fatto ricorso a sonde di particolare precisione dal momento che in alcuni casi sul corpo della barriera lo strato d'acqua può diventare sottilissimo). La frequenza di campionamento impiegata è pari a 40Hz.La velocità della lama di run-up e di overtopping sono state rilevate mediante micro-mulinelli installati direttamente sulla superficie della diga. Il volume di overtopping è stato misurato mediante un serbatoio montato su 3 celle di carico(trasduttori capaci di convertire una forza peso in un segnale elettrico) in modo da determinare ciascun singolo volume d'overtopping di volta in volta raccolto.

Senza scendere nei risultati specifici ottenuti dall'intero lavoro svolto, si concentra l'attenzione su quanto ottenuto nelle zone③ e ④ della diga marittima inerenti i fenomeni di run-up dell'onda lungo il paramento lato mare della diga e successivo overtopping in corrispondenza della cresta della diga marittima.

③ ***Flusso d'acqua lungo il paramento lato mare della barriera***

Al momento del frangimento, una parte del moto oscillatorio delle onde incidenti è convertita dal processo di rottura in una traslazione in avanti della massa d'acqua. Ciò comporta la formazione flusso idrico che "risale" il paramento esterno di una struttura costiera. Si tratta del noto fenomeno del run-up , definito come massima elevazione verticale rispetto al livello marino in quiete (SWL) raggiunta dall'acqua durante la sua risalita (figura 54, in alto). Data la natura stocastica del fenomeno di incidenza di un treno d'onde irregolari su una struttura, è chiaro che ciascuna onda produrrà un differente livello di risalita sulla barriera e tale valore sarà comunque influenzato dagli effetti delle onde precedenti e seguenti l'onda stessa(figura 54, in basso). Ciò

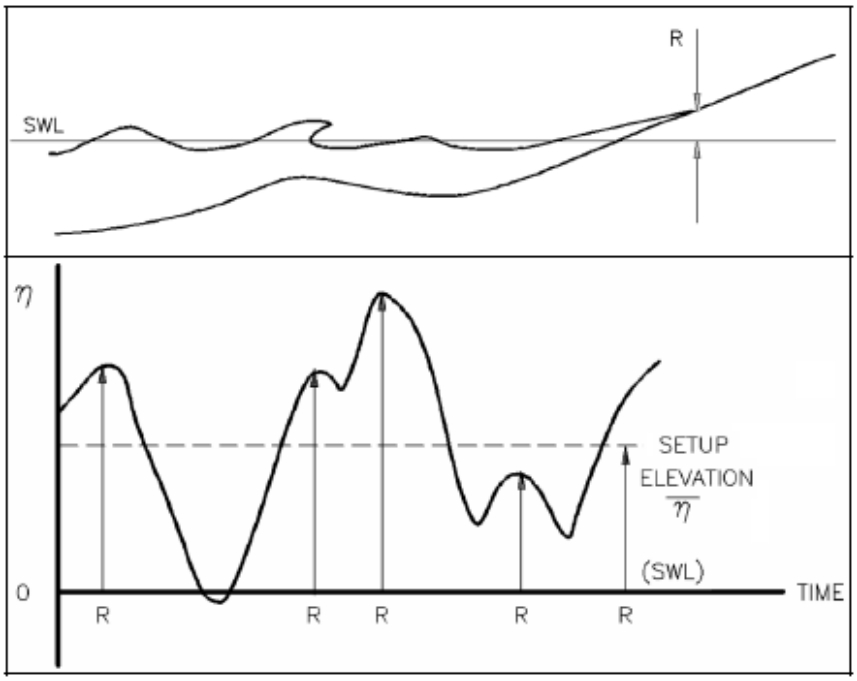


Figura 54: definizione del run-up come innalzamento massimo locale sul livello medio del mare. Coastal Engineering Manual - U.S. Army Corps of Engineers (disponibile alla pagina web http://chl.erdc.usace.army.mil/cemtoc).

rende lo studio di tale fenomeno assai complesso.

Si definisce $Ru_{2\%}$ il valore di run-up raggiunto o superato solo dal 2% di tutte le onde in arrivo al piede della struttura durante un attacco ondoso.

In letteratura esistono differenti formule di natura empirica per il calcolo di tale grandezza, tutte comunque in genere dipendenti dal parametro di frangimento, altrimenti noto come surf similarity parameter o numero di Ibarren ξ_b. Quest'ultimo è un numero adimensionale che permette di prevedere, in base ad un confronto tra ripidità d'onda incidente e pendenza del paramento lato mare della struttura, il tipo di frangimento che si genererà in corrispondenza dell'opera di difesa.

$$\xi_b = \frac{tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}}} \qquad (55)$$

dove:

- α è la pendenza del paramento lato mare della struttura marittima;
- H_{m0} è l'altezza d'onda significativa al piede della struttura calcolata in via spettrale $H_{m0} = 4\sqrt{m_0} = H_s \cong H_{1/3}$ con $m0$ momento di ordine zero dello spettro di energia d'onda corrispondente allo stato di mare simulato;
- $L_{m-1,0}$ è la lunghezza d'onda in acque profonde corrispondente al periodo medio dello stato di mare simulato calcolato in via spettrale ovvero $L_{m-1,0} = \frac{g \cdot T_{m-1,0}{}^2}{2 \cdot \pi}$ con $T_{m-1,0} \approx \frac{T_p}{1.1}$ e T_p= periodo corrispondente alla frequenza di picco nello spettro (può essere confuso con $T_{1/3}$).

Per valori di $\xi_b \geq 2$ le onde risalgono dolcemente il profilo della struttura senza frangere, ad eccezione di qualcuna. Questo tipo di frangimento è detto ***Surging*** ed è tipico di struttura a forte pendenza su cui si propagano onde poco ripide. Più in particolare per $\xi_b = 2 \div 3$ si verifica un caso intermedio tra plunging e surging detto **collapsing**: la cresta non frange mentre il fronte dell'onda rivolto verso riva diventa sempre più ripido fino a che tuta l'onda non collassa su se stessa (figura 55).

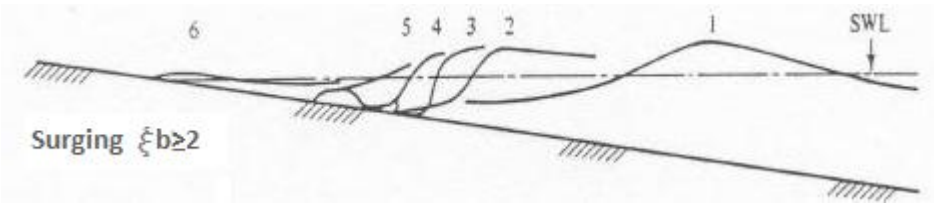


Figura 55: frangenti d'onda di tipo Surging.

Per valori di $\xi_b < 2$ l'intero fronte d'onda diviene ripido e instabile,la rottura avviene in modo brusco e si manifesta col distacco della cresta che si ripiega su se stessa e crolla in avanti, rilasciando istantaneamente gran parte della sua energia (è il tipico frangimento dei cavalloni). Questo tipo di rottura è detto **Plunging** e avviene su strutture con media pendenza su cui si propagano onde con ripidità media (figura 56).

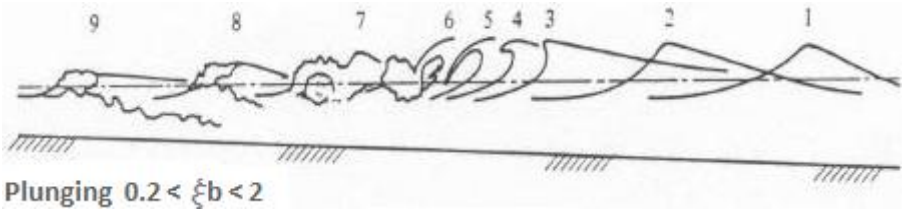


Figura 56: frangenti d'onda di tipo Plunging.

Per valori di $\xi_b < 0.5$ sulla cresta delle onde si forma una tipica spuma bianca e, una volta raggiunta l'altezza critica, esse frangono gradualmente mantenendo la loro altezza in rapporto constante con la profondità e perdendo lentamente la loro energia. Questo meccanismo di rottura è conosciuto come **Spilling** (figura 57). e si manifesta su pendenze basse con onde molto ripide (non è stato quindi considerato nello studio di Schüttrumpf e Oumeraci).

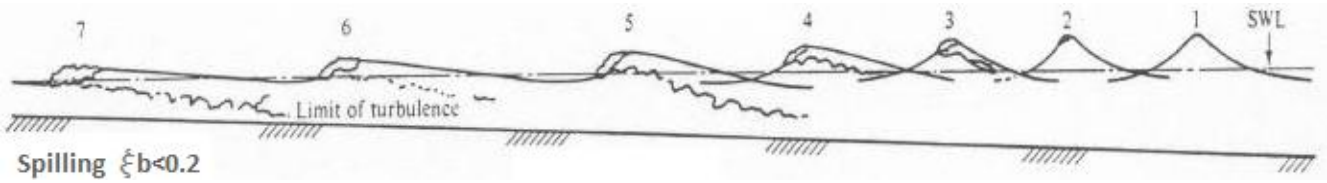


Figura 57: frangenti d'onda di tipo spilling

Schüttrumpf e Oumeraci calcolano il run-up $Ru_{2\%}$ con la formula sviluppata da Hunt (Hunt, 1959, "Design of seawalls and breakwaters", Journal of the Waterways and Harbors Division) :

$$Ru_{2\%} = c_1 \cdot \xi_b \cdot H_S = c_1 \cdot \frac{tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_S}{L_0}}} \cdot H_S \qquad (56)$$

dove:

- c_1 è pari a 1 per onde regolari e a 1.5 per onde irregolari;
- H_s è l'altezza d'onda significativa al piede della struttura;
- $L_0 = \frac{g \cdot T_m{}^2}{2\pi}$ è la lunghezza d'onda in acque profonde corrispondente al periodo medio dello stato di mare simulato T_m. La relazione che lega il periodo di picco con quello medio è $\frac{T_p}{T_m} \approx 1.1 \div 1.25$.

Con riferimento alla figura 58, la proiezione orizzontale x_z del punto di massima risalita dell'onda (situato lungo la continuazione ideale del paramento lato mare della diga) può essere calcolato a partire dal valore di run-up $Ru_{2\%}$, attraverso una semplice relazione trigonometrica che lega i due cateti di un triangolo rettangolo:

$$x_z = \frac{Ru_{2\%}}{tan\alpha} = c_1 \cdot \frac{tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_S}{L_0}}} \cdot H_S \cdot \frac{1}{tan\alpha} =$$

$$= c_1 \cdot \sqrt{H_S \cdot L_0}$$

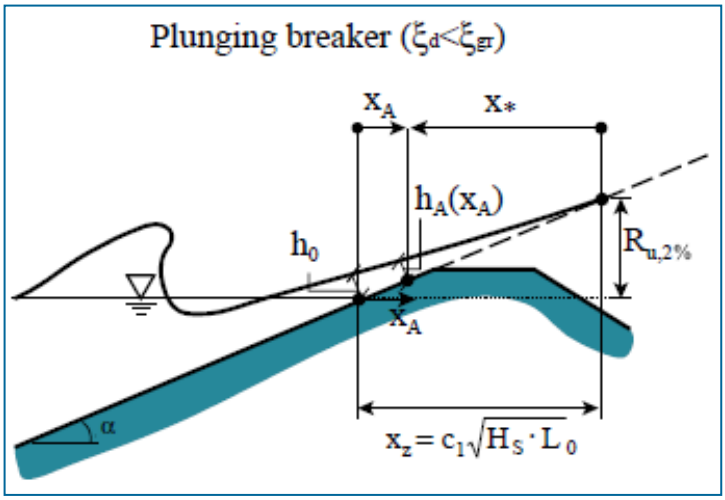
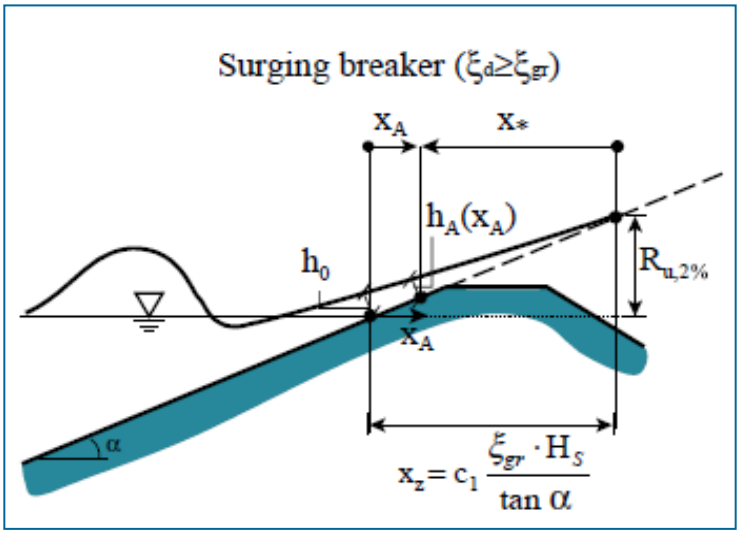


Figura 58 : schema geometrico su cui si basa il calcolo delle profondità d'acqua sul paramento lato mare di una struttura nel caso di frangenti di tipo Plunging. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

Indagini su frangenti di tipo surging hanno mostrato che il livello di run-up relativo ($Ru_{2\%}/H_s$) cresce linearmente col parametro di frangimento ξ_b ;in particolare, indicando con ξ_{gr} il punto di transizione tra rottura d'onda di tipo surging e plunging,nel caso di onde non frangenti e quindi valori di $\xi_b > \xi_{gr}$, l'incremento è caratterizzato da una pendenza più contenuta e diviene praticamente orizzontale (come mostra la figura 60).Per onde di tipo surging dunque si instaura un'altezza di run-up relativo massima che vale: $Ru_{2\%}/H_s = c_1 \cdot \xi_{gr} = 3.0$.



Con riferimento alla figura 59,la proiezione orizzontale del $Ru_{2\%}$ diventa allora:

$$x_z = \frac{Ru_{2\%}}{tan\alpha} = \frac{c_1 \cdot \xi_{gr} \cdot H_S}{tan\alpha} = \frac{3.0 \cdot H_S}{tan\alpha}$$

Figura 59: schema geometrico su cui si basa il calcolo delle profondità d'acqua sul paramento lato mare di una struttura nel caso di frangenti di tipo Surging. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

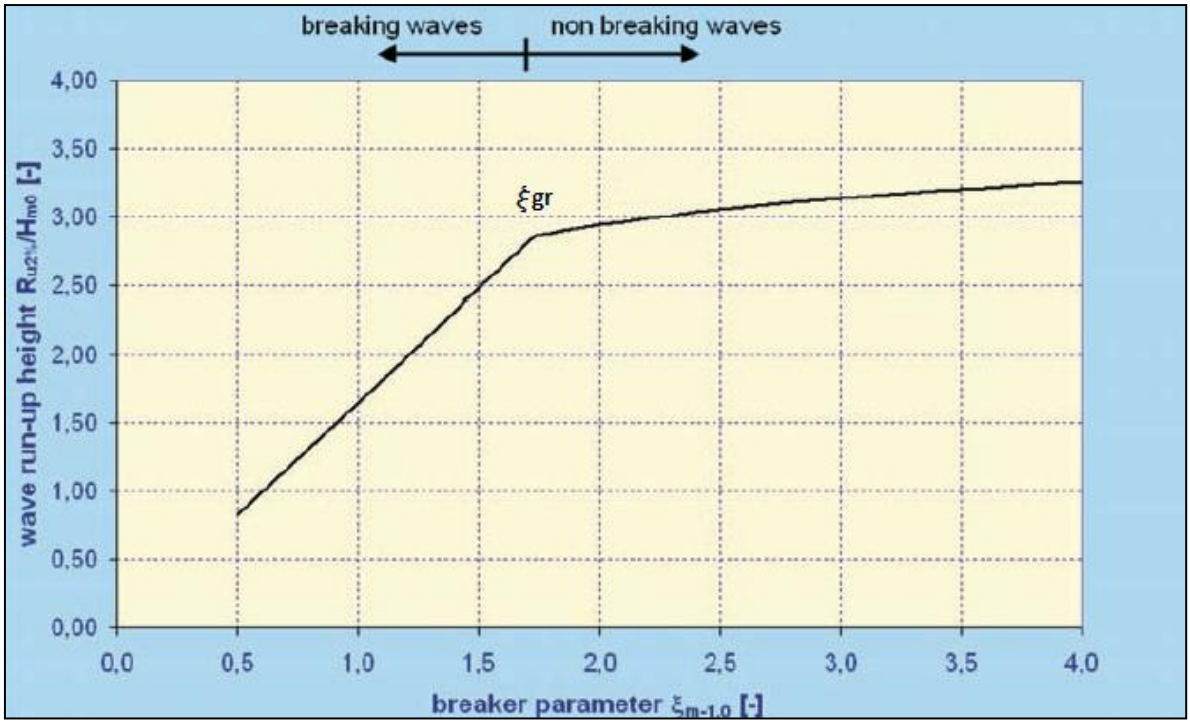


Figura 60:livello di Run-up relativo in funzione del parametro di frangimento per strutture con paramenti lato mare e lato spiaggia lisci e piani.Fonte: EurOTop2007 Manual – Wave overtopping of sea defences and related structures: assessment, August 2007.

Assumendo che, in entrambi i casi di plunging e surging, l'altezza d'acqua h_A lungo il paramento lato mare della struttura decresca in modo lineare all'aumentare della proiezione orizzontale x_z del punto di massima risalita dell'onda, è possibile scrivere le seguenti relazione:

$$\frac{h_A(x_A)}{x_Z} = c_2 \cdot \left(1 - \frac{x_A}{x_z}\right) = \begin{cases} = c_2 \cdot \left(1 - \frac{x_A}{c_1 \cdot \sqrt{H_S \cdot L_0}}\right) \text{per frangenti di tipo plunging;} \\ = c_2 \cdot \left(1 - \frac{x_A \cdot tan\alpha}{c_1 \cdot \xi_{gr} \cdot H_S}\right) \text{per frangenti di tipo surging;} \end{cases} \qquad (57)$$

dove:

- h_Aè lo spessore della lama d'acqua che risale lungo paramento lato mare della struttura ;
- c_2 è un coefficiente adimensionale determinato a mezzo di esperimenti;
- x_A è la coordinata orizzontale con $x_A = 0$ allo SWL;
- x_z è la proiezione orizzontale del punto di massima risalita dell'onda.

Introducendo la variabile $x_* = (x_Z - x_A)$ in accordo con le figure 58 e 59 si ottiene dunque:

$$h_A(x_z - x_*) = c_2 \cdot (x_Z - x_A) = c_2 \cdot x_* \qquad (58)$$

Le prove sul modello fisico di Schüttrumpf e Oumeraci hanno verificato le relazioni appena discusse e le assunzioni su cui esse si basano, portando così alle seguenti conclusioni:

- ✓ La profondità d'acqua h_A lungo il paramento lato mare della struttura cresce in maniera pressoché lineare con x_*;
- ✓ Il coefficiente c_2 è stato determinato sperimentalmente per $h_{A,50\%}$, $h_{A,2\%}$ (dove $h_{A,p\%}$= profondità d'acqua sul paramento della barriera eguagliato o superato dal p% delle onde incidenti) e per $\overline{h_A}$ (ovvero lo spessore di risalita medio), e per pendenza del paramento lato mare pari a 1:4 e a 1:6. I risultati ottenuti (riportati in fig.61) dimostrano che c_2 è esprimibile in funzione della pendenza $1{:}n$ della diga marittima: $c_2 \cdot n = cost$, con $n = 1/\tan(\alpha)$. Inoltre tale fattore è uguale sia per frangenti di tipo plunging che surging perché l'influenza del tipo di rottura che caratterizza l'onda incidente è presa in considerazione nel calcolo del run-up $Ru_{2\%}$;
- ✓ Non c'è una significativa differenza negli spessori della lama d'acqua che risale la struttura misurati nelle prove con o senza overtopping.

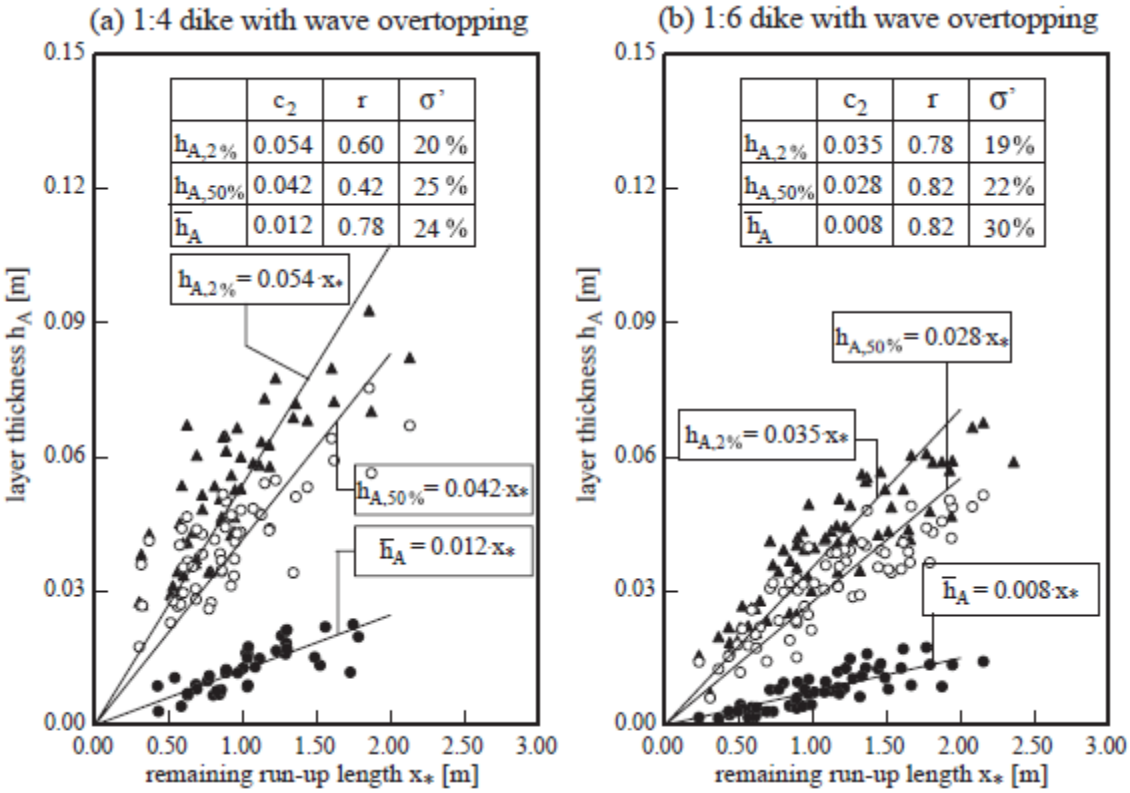


Figura 61: spessori di run-up in funzione della lunghezza x_* ottenuti nelle prove effettuate e successiva interpolazione lineare con regressione ai minimi quadrati. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

La velocità di run-up è definita come la massima velocità che si presenta al momento della risalita dell'onda incidente lungo la diga marittima. Analogamente a quanto avviene per il livello di run-up, anche tale grandezza è una variabile stocastica e quindi ci si accontenta di una sua valutazione in termini statistici medi. Ad esempio , la velocità di run-up $v_{A,50\%}$,è definita come la velocità di risalita lungo la struttura eguagliata o superata dal 50% delle onde incidenti.

Schüttrumpf e Oumeraci calcolano $v_{A,50\%}$ in ogni punto del paramento lato mare a partire dal valore di $Ru_{2\%}$, utilizzando un'equazione energica semplificata in forma adimensionale:

$$v_{A,50\%} = k^* \cdot \sqrt{2g \cdot (Ru_{2\%} - z_A)}$$

$$\Longrightarrow \frac{v_{A,50\%}}{\left(\frac{\pi \cdot H_S}{T_m}\right)} = \frac{k^* \cdot \sqrt{2g \cdot (Ru_{2\%} - z_A)}}{\left(\frac{\pi \cdot H_S}{T_m}\right)} = \frac{k^* \cdot \sqrt{2g \cdot (Ru_{2\%} - z_A)}}{\left(\frac{\pi \cdot H_S}{\sqrt{\frac{2\pi \cdot L_0}{g}}}\right)} = \sqrt{\frac{2\pi \cdot L_0}{g}} \cdot \frac{k^* \cdot \sqrt{2g \cdot (Ru_{2\%} - z_A)}}{\pi \cdot H_S}$$

$$= \frac{2 \cdot k^*}{\sqrt{\pi}} \cdot \frac{\sqrt{L_0}}{H_s} \cdot \sqrt{2g \cdot (Ru_{2\%} - z_A)} = \frac{2 \cdot k^*}{\sqrt{\pi}} \cdot \sqrt{\frac{L_0}{H_s}} \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot (Ru_{2\%} - z_A)}{H_s}} = a_0^* \cdot \sqrt{\frac{1}{s_0}} \cdot \sqrt{\frac{(Ru_{2\%} - z_A)}{H_s}} \qquad (59)$$

Il valore del coefficiente adimensionale a_0^* è stato determinato mediante un'analisi di regressione lineare sulle misure di velocità ottenute nel corso delle prove, come mostra la figura a lato, e vale 0.75, sia per onde irregolari che onde regolari.

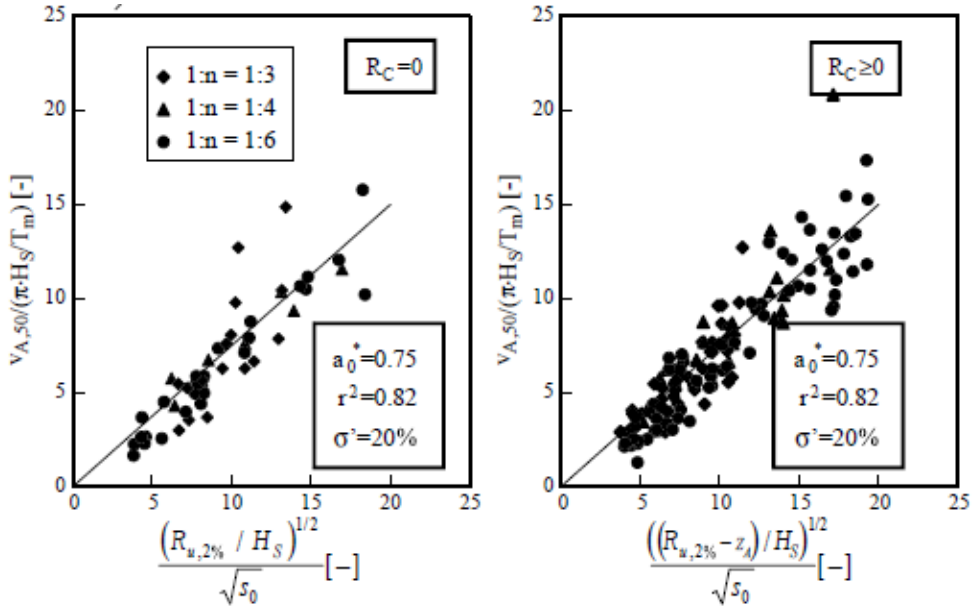


Figura 62: stima del coefficiente a_0^* in base ai valori di velocità $v_{A,50\%}$, misurati nelle corso delle prove condotte da Schüttrumpf e Oumeraci. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

L'equazione per il calcolo di $v_{A,50\%}$ può allora essere riscritta in forma più semplice:

$$\frac{v_{A,50\%}}{\left(\frac{\pi \cdot H_s}{T_m}\right)} = 0.75 \cdot \sqrt{\frac{L_0}{H_s}} \cdot \sqrt{\frac{(Ru_{2\%} - z_A)}{H_s}} \Rightarrow v_{A,50\%} \Big/ \left(\frac{\pi \cdot H_s}{\sqrt{\frac{2\pi \cdot L_0}{g}}}\right) \cdot \sqrt{\frac{L_0}{H_s}} = 0.75 \cdot \sqrt{\frac{(Ru_{2\%} - z_A)}{H_s}}$$

$$\Rightarrow v_{A,50\%} \Big/ \left(\frac{\pi \cdot H_s}{\sqrt{\frac{2\pi \cdot L_0}{g}}}\right) \cdot \sqrt{\frac{L_0}{H_s}} = v_{A,50\%} \Big/ \left(\sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot \sqrt{g \cdot H_s}\right) = 0.75 \cdot \sqrt{\frac{(Ru_{2\%} - z_A)}{H_s}}$$

$$\Rightarrow \frac{v_{A,50\%}}{\sqrt{g \cdot H_s}} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} 0.75 \cdot \sqrt{\frac{(Ru_{2\%} - z_A)}{H_s}} = 0.94 \cdot \sqrt{\frac{(Ru_{2\%} - z_A)}{H_s}} \qquad (60)$$

Di fatto dunque l'andamento della velocità di run-up si annulla nel punto di massima risalita d'onda (per cui $z_A = Ru_{2\%}$) e cresce via via che ci si allontana dalla barriera, raggiungendo un valore massimo in corrispondenza dello SWL (dove $z_A = 0$) e al di sotto di esso (figura 63).

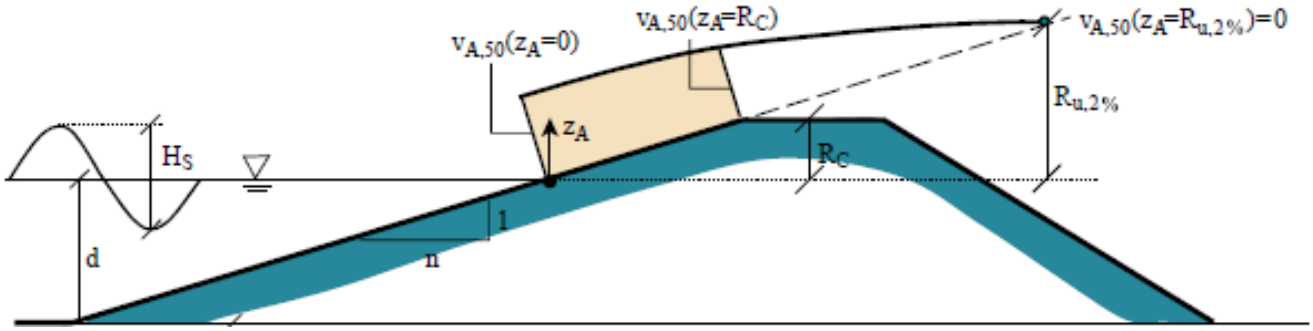


Figura 63: andamento della velocità di risalita dell'onda lungo il paramento lato mare della diga marittima. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

④ ***Flusso d'acqua in corrispondenza della cresta di barriera***

Nel momento in cui raggiunge lo spigolo che separa il paramento lato mare dalla cresta di barriera, il run-up si divide in due flussi di corrente:

- ✓ La quota parte di acqua che riesce a superare la linea di transizione tra zona ③ e ④ diventerà un volume di overtopping;
- ✓ Una restante parte del volume di risalita d'onda resterà confinato sul paramento della barriera e quindi per effetto della gravità tornerà indietro verso il largo, creando una depressione davanti alla barriera chiamata run-down.

In figura 64 sono riportati i suddetti flussi.

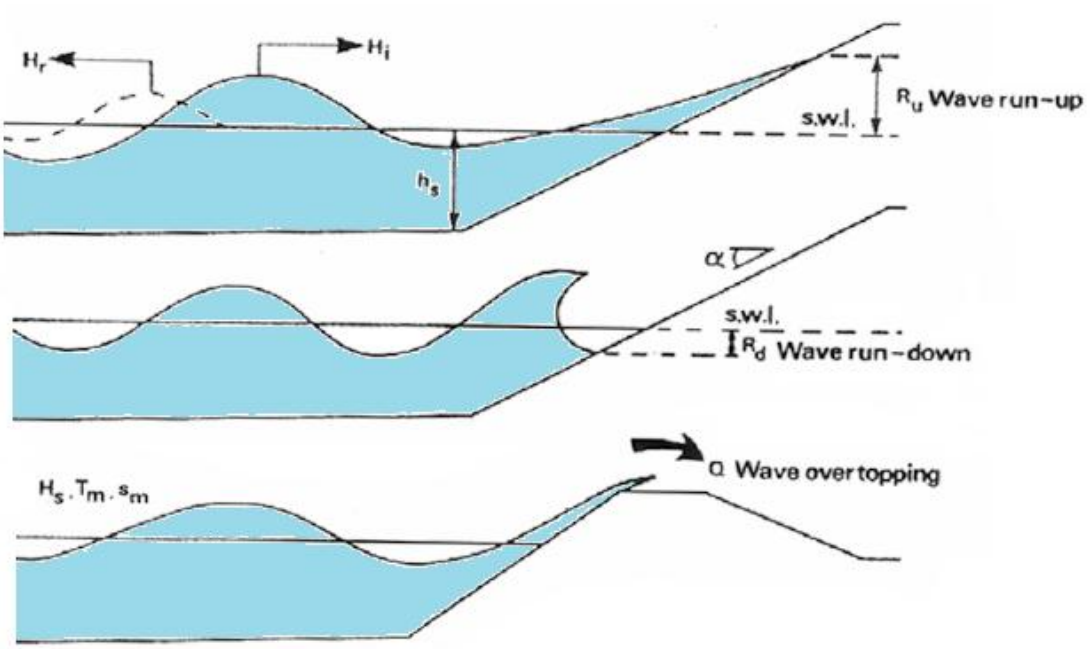


Figura 64: wave run-up, wave run-down e wave overtopping.
Fonte: Leopoldo Franco - Dispense del corso di Ingegneria Costiera – Università degli studi Roma 3.

Lo studio di Schüttrumpf e Oumeraci si è occupato di misurare e analizzare solo il primo di tali flussi.

Il livello d'acqua all'inizio della cresta può essere direttamente calcolato attraverso l'equazione 58, applicata al punto $x_A = \frac{R_c}{tan\alpha} = n \cdot R_c$, per cui $h_c(x_c = 0) = h_A(n \cdot R_c)$.

Il livello d'acqua sulla cresta di barriera dipende dalla larghezza B e dalla posizione della cresta stessa x_C, con $x_C = 0$ e $x_C = B$ rispettivamente all'inizio e alla fine della cresta. Per poter esplicitare in termini analitici tale dipendenza, analogamente a quanto visto per l'analisi dello spessore della risalita d'onda lungo la struttura, Schüttrumpf e Oumeraci hanno innanzitutto calcolato il valore del coefficiente $c_2(x_c)$ per differenti posizioni sulla cresta della diga marittima.

Successivamente hanno studiato l'andamento di $\frac{c_2(x_c)}{c_2(x_c=0)}$ al variare del parametro adimensionale $\frac{x_c}{B}$, con $0 \leq \frac{x_c}{B} \leq 1$.

I risultati ottenuti, riportati in figura 65, sono interpolabili con buona approssimazione mediante una regressione di tipo esponenziale:

$$\frac{h_c(x_c)}{h_c(x_c=0)} = \frac{c_2(x_c)}{c_2(x_c=0)} = \exp\left(-c_3 \frac{x_c}{B}\right) \qquad (61)$$

dove c_3 è un coefficiente adimensionale pari a 0.75 sia nel caso di onde regolari che random.

In definitiva quindi, Schüttrumpf e Oumeraci dimostrano che lo spessore della lama d'acqua tracimante la struttura è massimo all'inizio della cresta, in corrispondenza della quale i volumi di overtopping non si sono ancora separati dai volumi di run-down. Viceversa per qualsiasi altra posizione sulla sommità della barriera il distacco trai due differenti flussi è già avvenuto, per cui la profondità d'acqua avrà un andamento decrescente via via che si procede lungo la cresta della barriera , come riportato in figura 66 .

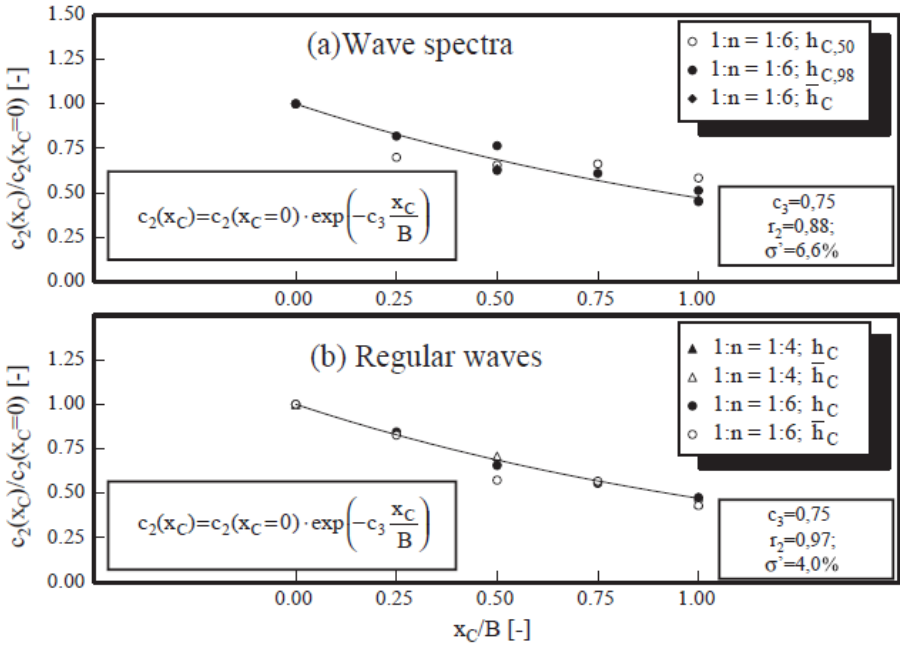


Figura 65: valori di $c_2(x_c)/c_2(x_c = 0)$ ottenuti al variare del parametro adimensionale $\frac{x_c}{B}$, per onde irregolari e regolari. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

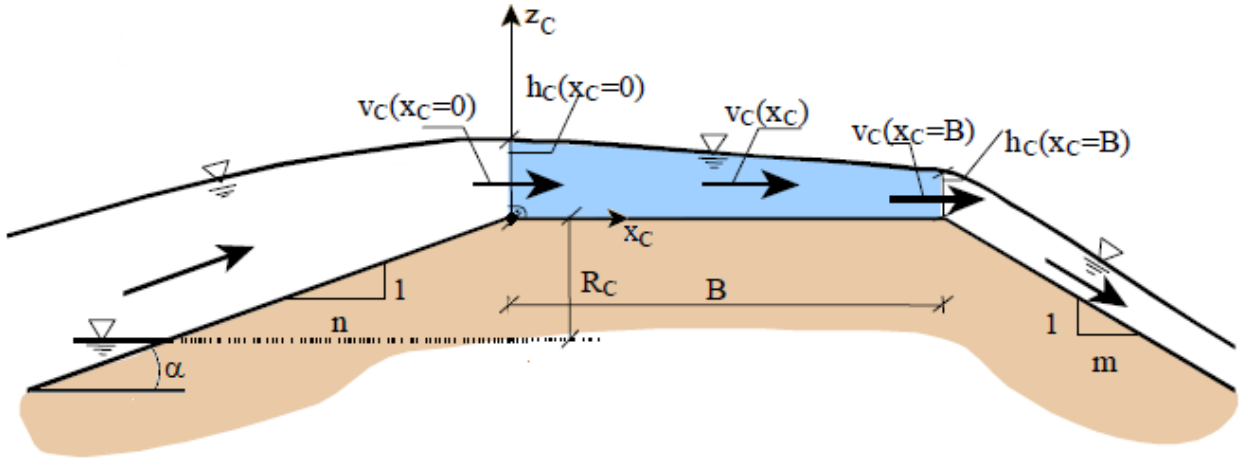


Figura 66: livelli idrici e velocità dell'acqua che tracima la barriera. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

L'equazione 61 è valida sia per attacchi ondosi regolari che irregolari, sia per frangenti di tipo plunging o surging, e per differenti valori statistici di spessore di overtopping ($h_{C,50\%}$, $h_{C,2\%}$).

La formula che descrive la variazione della velocità di overtopping lungo la sommità della diga marittima è ricavata dalle equazioni di Navier-Stokes inerenti il principio di conservazione della massa (equazione di continuità) e il secondo principio della dinamica (bilancio della quantità di moto). Successivamente tali formule sono state verificate con sperimentazioni su modelli fisici in scala.

Considerando un fluido incomprimibile ($\rho_W = cost$) in un campo di moto bidimensionale e facendo riferimento al sistema di coordinate $\{x_c, z_c\}$ dove x_c e z_c sono le coordinate rispettivamente parallela e normale alla pendenza della struttura e α suddette equazioni diventano:

- Equazione di continuità:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \mathbf{0} \qquad (62)$$

- Bilancio della quantità di moto:

$$\begin{cases} \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} v_x + \frac{\partial v_x}{\partial z} v_z + \frac{\partial v_x}{\partial t}\right) dV = \left(-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} - \rho g sin\alpha + \nu\left[\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2}\right]\right) dV \\ \left(\frac{\partial v_z}{\partial x} v_x + \frac{\partial v_z}{\partial z} v_z + \frac{\partial v_z}{\partial t}\right) dV = \left(-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} - \rho g cos\alpha + \nu\left[\frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial x^2}\right]\right) dV \end{cases} \qquad (63)$$

Il flusso di overtopping risulta essenzialmente parallelo alla superficie della cresta: pertanto le velocità ad essa ortogonali verranno trascurate ($v_z \approx 0$) e l'indice che descrive la direzione di flusso considerata potrà essere omesso ($v = v_x$). Attenzione a non confondere la velocità di overtopping v con la viscosità cinematica del fluido $\nu = {}^{\mu}/_{\rho}$.

Inoltre la pressione dell'acqua in corrispondenza del pelo libero è costante e pari a quella atmosferica, per cui la variazione $\partial p/\partial x$ è nulla.

Infine, il termine legato alla viscosità del fluido nella direzione x è molto piccolo rispetto a quello nella direzione z ovvero $\nu\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} \ll \nu\frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2}$.

Di conseguenza l'equazione 63 si semplifica nel seguente modo:

$$\left[\frac{\partial v}{\partial x} v + \frac{\partial v}{\partial t}\right] dV = \left[-\rho g sin\alpha + \nu\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right] dV$$

Integrando su tutta la profondità della lama d'acqua che si muove sul dorso della diga marittima si ottiene:

$$\int_0^h v\frac{\partial v}{\partial x}dz + \int_0^h \frac{\partial v}{\partial t}dz = -\int_0^h \rho g sin\alpha\, dz + \int_0^h \nu\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}dz$$

la cui soluzione vale:

$$v\frac{\partial v}{\partial x}z\Big|_{z=0}^{z=h} + \frac{\partial v}{\partial t}z\Big|_{z=0}^{z=h} = -\rho g sin\alpha z\Big|_{z=0}^{z=h} - \nu\frac{\partial v}{\partial z}\Big|_{z=0}^{z=h} \qquad (64)$$

L'equazione 64 può essere ulteriormente semplificata tenendo conto di alcune osservazioni.

Innanzitutto è utile notare che si prenderanno in considerazione solo la superficie della barriera in corrispondenza della cresta: essa è orizzontale dunque il termine $\rho g sin\alpha$ è nullo perché sulla sommità della struttura $\alpha = 0$.

Per quanto riguarda il termine viscoso,poi, questo può essere sostituito con la comune formula di tensione d'attrito col fondo secondo la quale: $\tau_0 = \frac{1}{2}\rho_w f v^2$ dove ρ_w è la densità del fluido, f è il coefficiente d'attrito col fondo, e v velocità del fluido. Pertanto:

$$\frac{\tau_0}{\rho_w} = \frac{1}{2}fv^2 = \nu\left[\frac{\partial v}{\partial z}\right]_{z=0} \qquad (65)$$

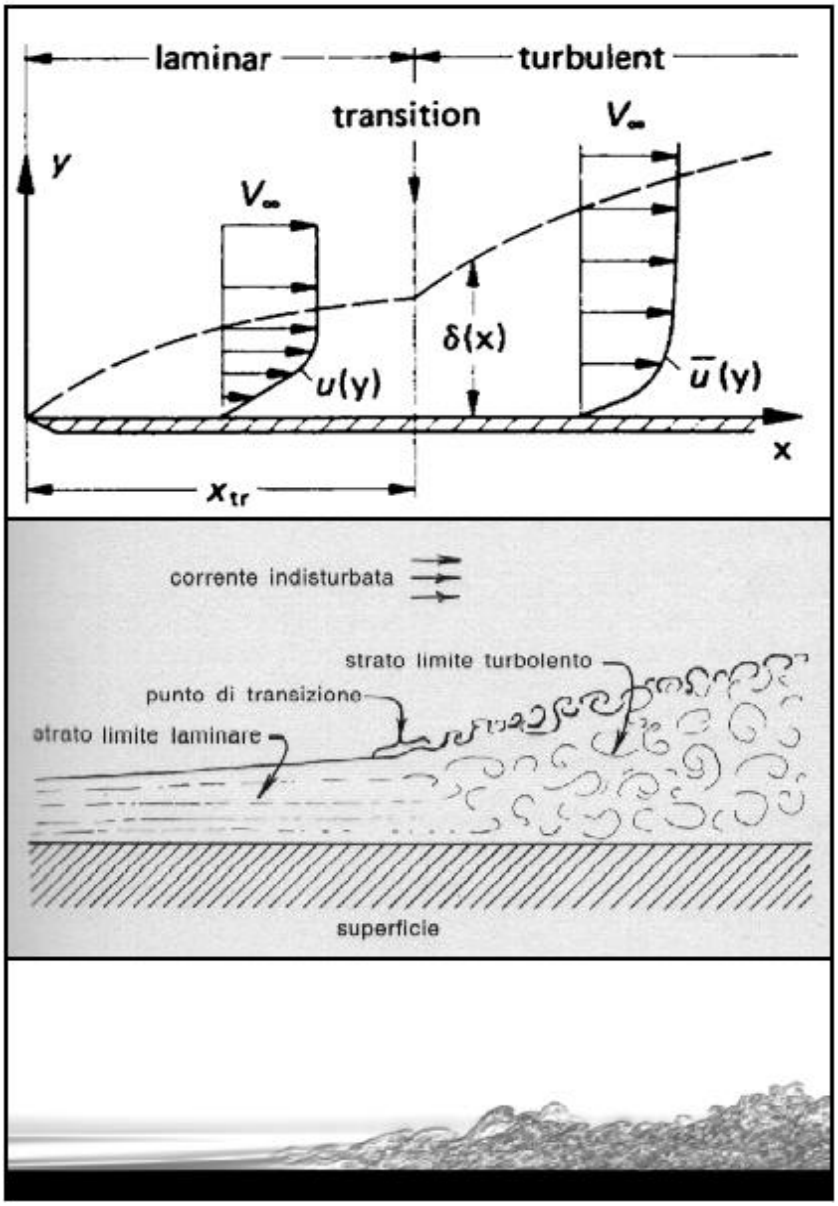


Figura 67: strato limite di spessore $\boldsymbol{\delta(x)}$ su una lastra piana sottile, nel caso di moto laminare e turbolento di un fluido.

Inoltre la variazione di velocità con la profondità d'acqua ($\partial v/\partial z$) all'interno dello strato limite (figura 67), ovvero lo strato di fluido nelle

immediate vicinanze della superficie della diga marittima, è significativamente maggiore rispetta alla zona di fluido dove la corrente scorre indisturbata.

Per la condizione di aderenza infatti, la velocità delle particelle di fluido al fondo, a contatto con la parete solida, deve essere nulla: $(v_{(z_c=0)} = 0)$.

Nello strato limite dunque la velocità varierà da zero fino al valore della corrente fluida indisturbata. Nella restante parte di corrente invece la distribuzione di velocità può ritenersi approssimativamente costante.

Il verificarsi di tale fenomeno permette di trascurare entrambi i due termini $\left.\frac{\partial v}{\partial x}\right|_{z=0} = 0$ e $\left.\frac{\partial v}{\partial t}\right|_{z=0} = 0$, e rende giustificata la seguente approssimazione :

$$\left[\frac{\partial v}{\partial z}\right]_{z=h} \ll \left[\frac{\partial v}{\partial z}\right]_{z=0}$$

L'equazione 64 si riduce in definitiva alla seguente espressione:

$$v\frac{\partial v}{\partial x}h + \frac{\partial v}{\partial t}h = -\frac{1}{2}fv^2 \Rightarrow v\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = -\frac{1}{2}\frac{f}{h}v^2 \qquad (66)$$

Nella descrizione del fenomeno di overtopping l'evoluzione della velocità delle particelle fluide nello spazio ha sicuramente un ruolo maggiore rispetto all'evoluzione nel tempo. Nello specifico caso in studio pertanto, il termine $\partial v/\partial t$ può essere trascurato, specie se messo a confronto con l'accelerazione convettiva $\partial v/\partial x$, ottenendo così:

$$v\frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{1}{2}\frac{f}{h}v^2 \qquad (67)$$

Avendo supposto la velocità sola funzione della variabile x la derivata parziale può essere sostituita dalla derivata totale:

$$v\frac{dv}{dx} = -\frac{1}{2}\frac{f}{h}v^2 \Rightarrow \frac{2h}{f}\frac{1}{v}dv = -dx \qquad (68)$$

Integrando velocità e posizione della lama tracimante lungo la cresta di barriera, considerando come punto iniziale quello in corrispondenza dell'inizio della cresta stessa, si avrà:

$$\int_{v_c(x_c=0)}^{v_c} \frac{2h}{f}\frac{1}{v}dv = -\int_0^{x_c} dx$$

$$\left.\frac{2h}{f}ln(v)\right|_{v_0}^{v} = -\left.x\right|_0^{x_c} \Rightarrow \frac{2h}{f}[ln(v) - ln(v_0)] = -x \Rightarrow ln\left(\frac{v}{v_0}\right) = -x\frac{f}{2h}$$

$$\Rightarrow v = v_0 exp\left[-x\frac{f}{2h}\right] \qquad (69)$$

dove v_0 è la velocità di overtopping all'inizio della diga marittima e può essere calcolato in base all'equazione 60, sostituendo a z_A con il valore di freeboard della barriera R_c

$$v_0 = 0.94 \cdot \sqrt{\frac{(Ru_{2\%} - R_C)}{H_s}} \cdot \sqrt{g \cdot H_s} \qquad (70)$$

Come si è già visto per gli spessori della lama d'acqua tracimante la struttura, anche le velocità di overtopping hanno un andamento decrescente procedendo lungo la cresta. Tale risultato può essere spiegato osservando che, a causa della dispersione di energia indotta dall'attraversamento della cresta, il flusso di tracimazione diventa via via più sottile mentre l'attrito con le pareti della diga riduce inevitabilmente le velocità di propagazione delle particelle di fluido.

L'equazione 69 mostra chiaramente la stretta dipendenza delle velocità di overtopping dal coefficiente d'attrito f e dalla profondità d'acqua sulla struttura h: ovviamente maggiore è la scabrezza delle pareti della diga marittima minori saranno le velocità di overtopping, così come l'influenza dell'attrito al fondo sulla velocità delle particelle fluide diminuisce con l'aumentare degli spessori della lama d'acqua tracimante. In ogni caso l'influenza del coefficiente d'attrito f è di gran lunga dominante, come mostrano i grafici di figura 68, in cui è riportato l'andamento delle velocità col variare dell'altezza d'acqua all'inizio della cresta $h_c(x_c = 0)$ oppure modificando f.

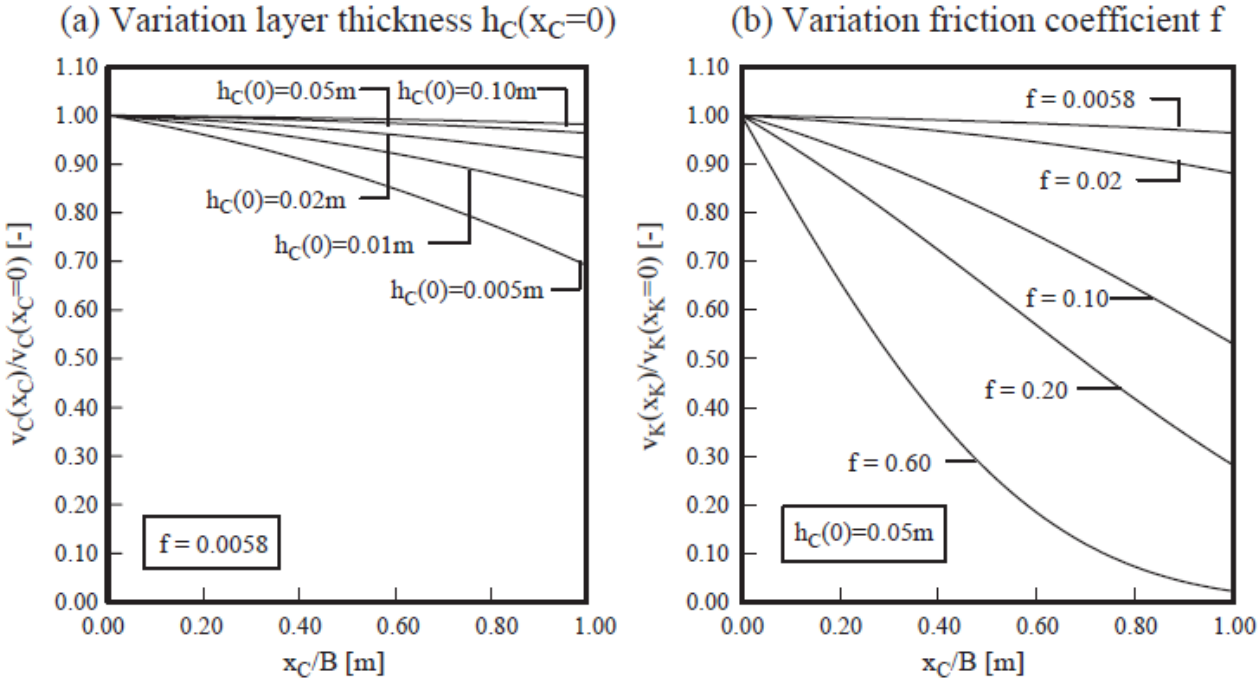


Figura 68: influenza dello spessore d'acqua all'inizio della cresta (a sinistra) e del coefficiente d'attrito (a destra) sulle velocità di overtopping. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

4.1.3.2. L'applicazione del metodo di Schüttrumpf & Oumeraci al caso in studio

L' esperienza di Schüttrumpf & Oumeraci appena descritta permetterà di fornire una stima preliminare dell'andamento delle altezze e delle velocità di overtopping che ci si aspettano sulla cresta dei frangiflutti in progetto. Conoscendo tali valori, sarà possibile scegliere in maniera opportuna la distanza reciproca tra le sonde di livello WG04 e WG05, in modo che le registrazioni di altezza d'acqua risentano il meno possibile della variazione dovuta all'andamento decrescente della profondità dell'acqua.
Si ritiene accettabile uno spazio tra i due strumenti di misura che non produca una variazione sulle letture superiore al 10%.

Ovviamente tra il modello che si vuol realizzare e quello di Schüttrumpf e Oumeraci vi sono delle inevitabili differenze geometriche e fluidodinamiche di cui si deve tenere conto, prima fra tutte il materiale con cui i frangiflutti sono realizzati. Mentre il modello sperimentato dai due ricercatori tedeschi è in legno e riproduce una diga marittima con paramenti piani a bassa scabrezza (smooth slopes seadikes, riportati in figura 69 a sinistra), nei modelli in progetto si vuole indagare il comportamento di frangiflutti permeabili in massi cubici (armoured rubble slopes and mounds, riportati in figura 69 a destra) .

Figura 69: esempi di smooth slopes seadike (a sinistra) e armoured rubble slopes and mounds (a destra).

Queste due tipologie di strutture per la difesa costiera hanno una scabrezza completamente diversa e quindi oppongono una resistenza al passaggio dell'onda che non può essere paragonabile. Un frangiflutti in massi dissipa un quantitativo di energia d'onda maggiore rispetto ad una struttura identica da un punto di vista geometrico ma costituta da una superficie liscia e impermeabile. Tale effetto è dovuto non solo alla scabrezza del paramento, che aumenta le dissipazioni indotte dall'attrito del moto ondoso contro la struttura, ma anche alla porosità della parete, che permette la penetrazione di parte dell'acqua al suo interno, causando di fatto una riduzione dei volumi di run-up e di conseguenza anche quelli di overtopping.
Per ovviare a tale inconveniente, si è avuta innanzitutto l'accortezza di sostituire la formula di Hunt, riportata nell'equazione 56, utilizzata nel calcolo dei livelli di run-up (che vanno poi ad influenzare le altezze

d'acqua e la velocità all'inizio della cresta), con le formulazioni proposte nel Manuale dell'Overtopping[iv] .Queste ultime si basano su una serie di misurazioni sperimentali dell'altezza di run-up effettuata su frangiflutti in massi rocciosi, sotto diverse condizioni di pendenza dei paramenti e parametro di frangimento d'onda incidente, effettuate da Van Der Meer (1988).La figura seguente mostra i risultati ottenuti per un frangiflutti in massi con nucleo impermeabile in geotessile e sabbia o argilla (curva centrale) e permeabile (curva inferiore).

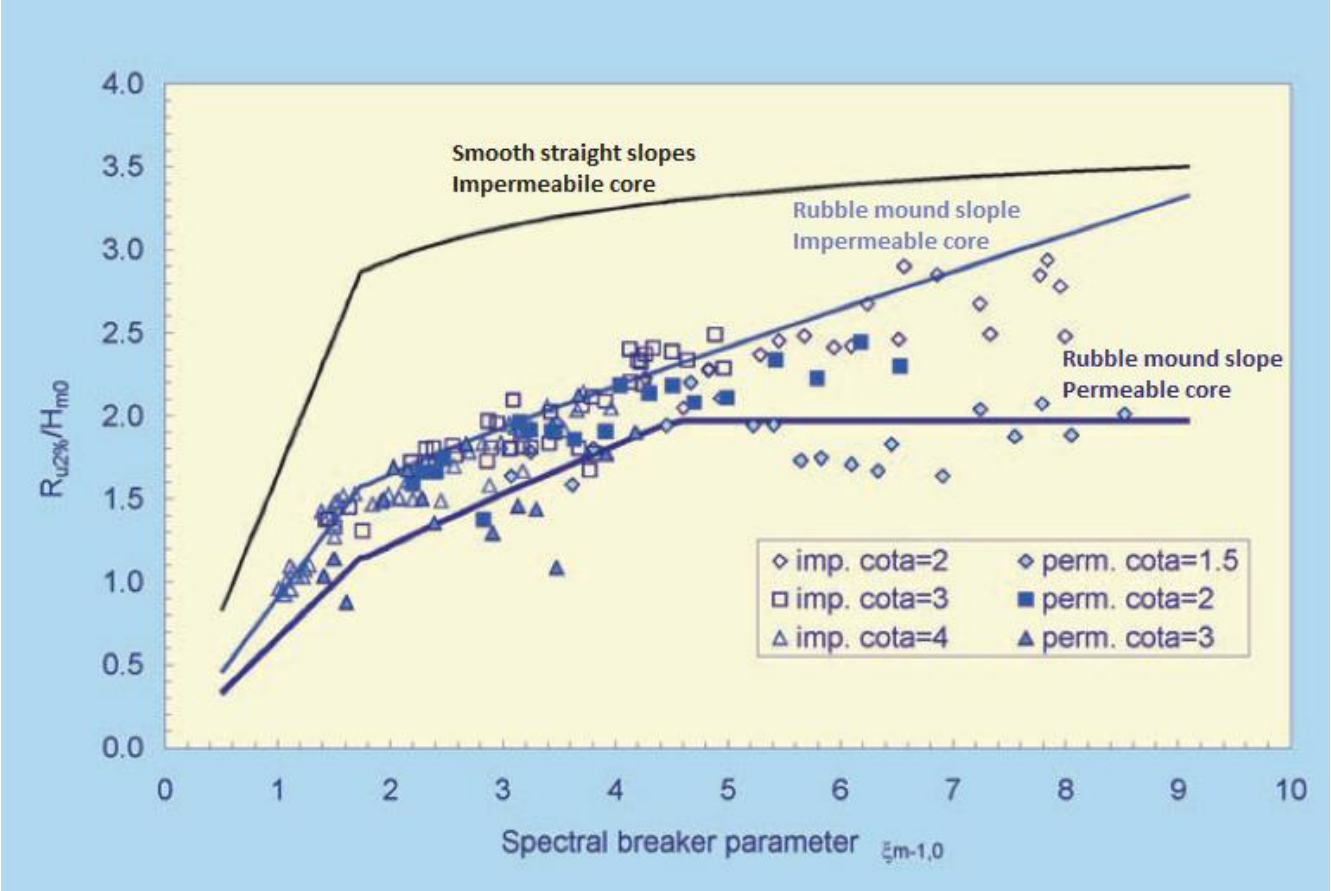


Figura 70: confronto tra i livelle di run-up relativi a frangiflutti con paramenti lisci e impermeabili e frangiflutti con paramenti in massi rocciosi a nucleo permeabile e impermeabile . Fonte: EurOTop2007 Manual – Wave overtopping of sea defences and related structures: assessment, August 2007.

Si può notare come in quest'ultimo caso il run-up relativo $Ru_{2\%}/H_s$ raggiunga un valore massimo paria circa 1.La spiegazione fisica di tale fenomeno risiede nel fatto che se la pendenza dei paramenti diventa molto ripida (alti valori di ξ_b) e il nucleo è impermeabile, i frangenti surging risalgono lentamente la parete

[iv] Eurotop Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual

inclinata della struttura (run-up) e ritornano indietro verso il largo (run-dow), cosicché l'acqua rimane confinata nello strato di corazzamento, determinando così valori di run-up abbastanza elevati. A causa della presenza del nucleo impermeabile infatti, i frangenti di fatto non risentono della scabrezza del paramento, e si comportano come se si propagassero su una parete liscia molto inclinata. Viceversa se il nucleo della struttura è permeabile l'acqua riesce a penetrare attraverso il frangiflutti facendo così diminuire il run-up effettivo ad un limite costante (rappresentato dalla parte terminale orizzontale della curva centrale). La curva situata nella parte superiore del grafico descrive il run-up relativo di un frangiflutti con paramenti piani e lisci, calcolata con una formula molto simile a quella di Hunt.

Sulla base di questi dati sperimentali ottenuti, maggiorati di un certo margine di sicurezza (corrisponde al valore di circa una deviazione standard secondo gli standard internazionali) che tenga conto delle incertezze della previsione, è stata ricavata la seguente equazione per il calcolo del valore di run-up raggiunto o superato solo dal 2% di tutte le onde in arrivo al piede della struttura $Ru_{2\%}$:

$$\begin{cases} Ru_{2\%} = 1.75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1.0} \cdot H_{m0} \\ \text{con valore massimo pari a } Ru_{2\%} = 1.00 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_{fsurging} \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4.3 - \frac{1.6}{\sqrt{\xi_{m-1.0}}}\right) \cdot H_{m0} \end{cases} \qquad (71)$$

dove:

- γ_f , γ_β e γ_b sono dei coefficienti adimensionali che tengono conto della dipendenza dei valori di run-up rispettivamente dalla scabrezza degli elementi costruttivi presenti sul paramento lato mare, dell'inclinazione con cui i raggi d'onda incidenti arrivano sulla barriera e della presenza di un'eventuale berma sul fondale antistante la struttura . Nel caso in studio ovviamente si prenderà in considerazione solo il primo dei 3 parametri dal momento che la configurazione del profilo batimetrico e il sistema di generazione del moto ondoso non prevedono né forme di fondo né attacchi ondosi obliqui.

  In particolare nell'abito del progetto di ricerca europeo CLASH (Crest Level Assessment of coastal Structures by full scale monitoring, neural network prediction and Hazard analysis on permissible wave overtopping) sono state condotte una serie di indagini sperimentali per ricavare i fattori di rugosità per differenti tipologie di material impiegati nella mantellata di un frangiflutti permeabile. In tabella 21 si riportano i coefficienti di scabrezza ottenuti.

Type of armour layer	γ_f
Smooth impermeable surface	1.00
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40
Cubes (1 layer, random positioning)	0.50
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47
Antifers	0.47
HARO's	0.47
Accropode™	0.46
Xbloc®	0.45
CORE-LOC®	0.44
Tetrapods	0.38
Dolosse	*0.43*

Tabella 21: valori del coefficiente di scabrezza per un frangiflutti in massi permeabile con inclinazione dei paramenti pari a a:1.5.I valori in corsivo sono stati estrapolati in via approssimativa. ***Fonte:*** EurOTop2007 Manual – Wave *overtopping of sea defences and related structures: assessment*, August 2007.

Per valori del parametro di frangimento superiori a $\gamma_\beta = 1.8$, il coefficiente di rugosità γ_f prende il nome di $\gamma_{fsurging}$ a seguito della transizione dei frangenti da plunging a surging. I valori assunti da $\gamma_{fsurging}$ possono essere descritti a mezzo della seguente funzione:

$$\gamma_{fsurging} = \begin{cases} \gamma_f + (\xi_{m-1.0} - 1.8) \cdot \frac{1-\gamma_f}{8.2} & \text{se } 1.8 < \xi_{m-1.0} \leq 10 \\ 1.0 \quad \text{se} \quad \xi_{m-1.0} > 10 \end{cases} \qquad (72)$$

Per frangiflutti con nucleo permeabile il massimo valore di run-up relativo raggiunto è $Ru_{2\%}/H_{m0} = 2.11$.

- H_{m0} è l'altezza d'onda significativa al piede della struttura calcolata in via spettrale $H_{m0} = 4\sqrt{m_0} = H_s = H_{1/3}$ con $m0$ momento di ordine zero dello spettro di energia d'onda corrispondente allo stato di mare simulato;
- $\xi_{m,1.0}$ è il parametro di frangimento calcolato in via spettrale $\xi_{m,1.0} = \xi_b \Big|_{\substack{H_s=H_{m0} \\ L=L_{m-1,0}}} = \frac{tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}}}$;

Modificando i materiali di cui è costituita la mantellata esterna della struttura di difesa costiera si andrà a influenzare anche i meccanismi di attrito con l'onda incidente. Si è già discusso nel paragrafo precedente

della significativa influenza dal coefficiente d'attrito f sulle velocità di overtopping :esse diminuiranno al crescere della rugosità delle pareti della struttura e quindi all'aumentare degli attriti tra onda incidente e paramento (cfr. figura 68 a destra).

In generale il coefficiente d'attrito col fondo deve essere determinato sperimentalmente. Schüttrumpf e Oumeraci determinano in tutte le prove indagate un coefficiente d'attrito molto basso $\mathrm{f} = 0.0058$, la superficie della diga marittima nel modello ricreato è infatti molto levigata (si ricorda che essa è costituita in fibre di legno). Un simile valore risulta chiaramente inadeguato e deve essere adattato alle strutture che si utilizzeranno nel modello fisico in progetto. A tal proposito alcuni ricercatori hanno lavorato con mantellate costruite in cemento o in generale con materiali con scabrezza maggiore rispetto a quella del legno.

Van Gent raccomanda un coefficiente d'attrito pari a $\mathrm{f} = 0.02$ per frangiflutti con paramenti piani di bassa rugosità (Van Gent, 1995, "Wave interaction with permeable coastal structures",Delft Hydraulics Press). Per frangiflutti in massi naturali permeabili tale parametro cresce fino a $\mathrm{f} = 0.6$ (Cornett & Mansard, 1994, "Wave stresses on rubble mound armour", Proc. 24th Int. Conference on Coastal Engineering): essendo la tipologia di struttura che più si avvicina a quella che si vuol modellizzare si sceglierà quest'ultimo valore.

Il Manuale dell'Overtopping propone dei valori dei coefficienti sperimentali utilizzati nel modello di Schüttrumpf e Oumeraci differenti da quelli scelti dai due ricercatori tedeschi.

Ci si atterrà comunque al loro valore originario (che si ricorda essere: $c_1 = 1$ per onde regolari e $c_1 = 1.5$ per onde irregolari , $a_0^* = 0.75$ e $c_3 = 0.75$) perché determinato su analisi spettrali con spettro di tipo Jonsawap, che è quello scelto per gli attacchi ondosi da simulare sul modello in corso di progettazione. Le stime del Manuale dell'Overtopping sono invece basate su spettro d'energia di tipo TMA.

Per quanto riguarda il coefficiente c_2 , esso è esprimibile in funzione della pendenza $1{:}\,n$ della diga marittima: $c_2 \cdot n = cost$, con $n = 1/\tan(\alpha)$.
Essendo la pendenza che si è scelta pari a 1:1.94, per il caso in studio si è assunto $c_2 = 0.087$, come riportato nella tabella 22.

	Schüttrumpf e Oumeraci		Caso in studio
n	4	6	1.941
c2	0.042	0.028	0.087
n*C2	0.168	0.168	0.168

Tabella 22: calcolo del coefficiente adimensionale c_2.

E' importante osservare che, applicando alla configurazione di barriera B1 le equazioni definite nell'indagine di Schüttrumpf e Oumeraci , rivedute secondo le correzioni appena descritte, si ottengono dei risultati che non sono evidentemente realistici (annullamento completo della celerità d'onda sul ciglio lato spiaggia della barriera). Si ritiene che una possibile causa d'errore risieda nella scelta di coefficienti di attrito e di scabrezza eccessivamente grandi, che di fatto inducono una resistenza al passaggio dell'onda incidente e una porosità di struttura tale da abbattere in maniera drastica la velocità di overtopping: tale ipotesi sembra verosimile osservando l'andamento delle velocità di overtopping riportato in figura 68 nel caso in cui $f = 0.60$. Questo dimostra chiaramente come in ogni caso queste stime siano del tutto preliminari e andranno comunque verificate al momento delle simulazioni vere e proprie. In particolare sarebbe necessaria una campagna sperimentale di dati, che permettesse un'adeguata ricalibrazione dei coefficiente utilizzati nelle formule di Schüttrumpf e Oumeraci al caso di frangiflutti a scogliera.

Tuttavia, a questo livello, ancora del tutto teorico, si è pensato di stimare la velocità di tracimazione d'onda sopra la barriera servendosi della più semplice teoria lineare sulla propagazione d'onda in acque basse, secondo la quale:

$$v = \sqrt{g \cdot d} = \sqrt{g \cdot h_c(x_{c)}}. \qquad (73)$$

Si riportano nelle tabelle 23,24,25 e nelle figure 71,72,73 i profili di profondità d'acqua ottenuti applicando alla configurazione di barriera B1 le equazioni definite nell'indagine di Schüttrumpf e Oumeraci , e i profili di velocità di overtopping calcolati con l'equazione73.

CIEM Barcellona		λ = 4						
Codice onda		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Altezza d'onda significativa	H [m]	0.23	0.23	0.24	0.46	0.46	0.46	0.57
Periodo d'onda significativo	T [s]	2.83	2.00	1.64	2.83	2.53	2.31	2.39
Periodo d'onda medio	T m-1.0 [s]	2.57	1.82	1.49	2.57	2.30	2.10	2.17
Profondità d'acqua	d [m]	1.50						
Inclinazione paramenti	tan (alpha)	0.515						
Lunghezza d'onda con Tmedio in acque profonde	L m [m]	10.33	5.16	3.45	10.33	8.26	6.89	7.37
Surf similarity parameter	ξd [-]	3.452	2.428	1.946	2.441	2.191	1.999	1.851
Punto di transizione tra frangenti Surging e Plunging	ξgr [-]	2						
Tipo di frangimento		surging	surging	plunging	surging	surging	plunging	plunging
Scabrezza per mantellata in elementi cubici	γf [-]	0.5						
Freeboard	Rc [m]	0.20						
Distanza SWL dall' inizio della cresta di barriera	XA [m]	0.39						
Run-up superato dal 2% di tutte le onde incidenti	Ru 2% [m]	0.475	0.409	0.412	0.813	0.770	0.800	0.925
Proiezione orizzontale del run-up	γf surging[-]	0.601	0.538	0.509	0.539	0.524	0.512	0.503
Distanza SWL dal punto (ideale) di massima risalita	XZ [m]	0.92	0.79	0.80	1.58	1.49	1.55	1.79
Cost. di proporzionalità 2	c2 [-]	0.087						
Profondità acqua all'inizio della cresta di barriera	hA(XA)=hC(Xc=0)	0.046	0.035	0.036	0.103	0.096	0.101	0.122
Cost. di proporzionalità 3	c3 [-]	0.75						
Larghezza della cresta di barriera	B [m]	1.53						
Coefficiente adimensionale	a0* [-]	0.75						
Velocità raggiunta dal 50% di tutte le onde a inizio cresta	v0 [m/s]	1.545	1.347	1.354	2.305	2.223	2.280	2.506
Coefficiente d'attrito	f [-]	0.6						
Distanza tra sonde W04 e W05	Δ 4-5 [m]	0.282						
Posizione sonda WO4	Xc (W04) [m]	1. 243						
Posizione sonda WO5	Xc (W05) [m]	1. 525						
Errori tra le due registrazioni di altezza d'onda	εh4-5 [%]	12.96						
Altezza d'acqua alla sonda WO4	hC (W04) [m]	0.025	0.019	0.019	0.056	0.052	0.055	0.066
Altezza d'acqua alla sonda WO5	hC (W05) [m]	0.022	0.017	0.017	0.049	0.045	0.048	0.057
Velocità d'overtopping alla sonda WO4	vC (W04) [m/s]	0.496	0.433	0.435	0.740	0.714	0.732	0.805
Velocità d'overtopping alla sonda WO5	vC (W05) [m/s]	0.463	0.404	0.406	0.691	0.666	0.683	0.751
Tempo di percorrenza tra posizione 4 e 5	*t4-5 [s]*	***0.57***	***0.65***	***0.65***	***0.38***	***0.40***	***0.39***	***0.35***

Tabella 23: parametri necessari al calcolo dell'andamento delle profondità e velocità d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CIEM di Barcellona.

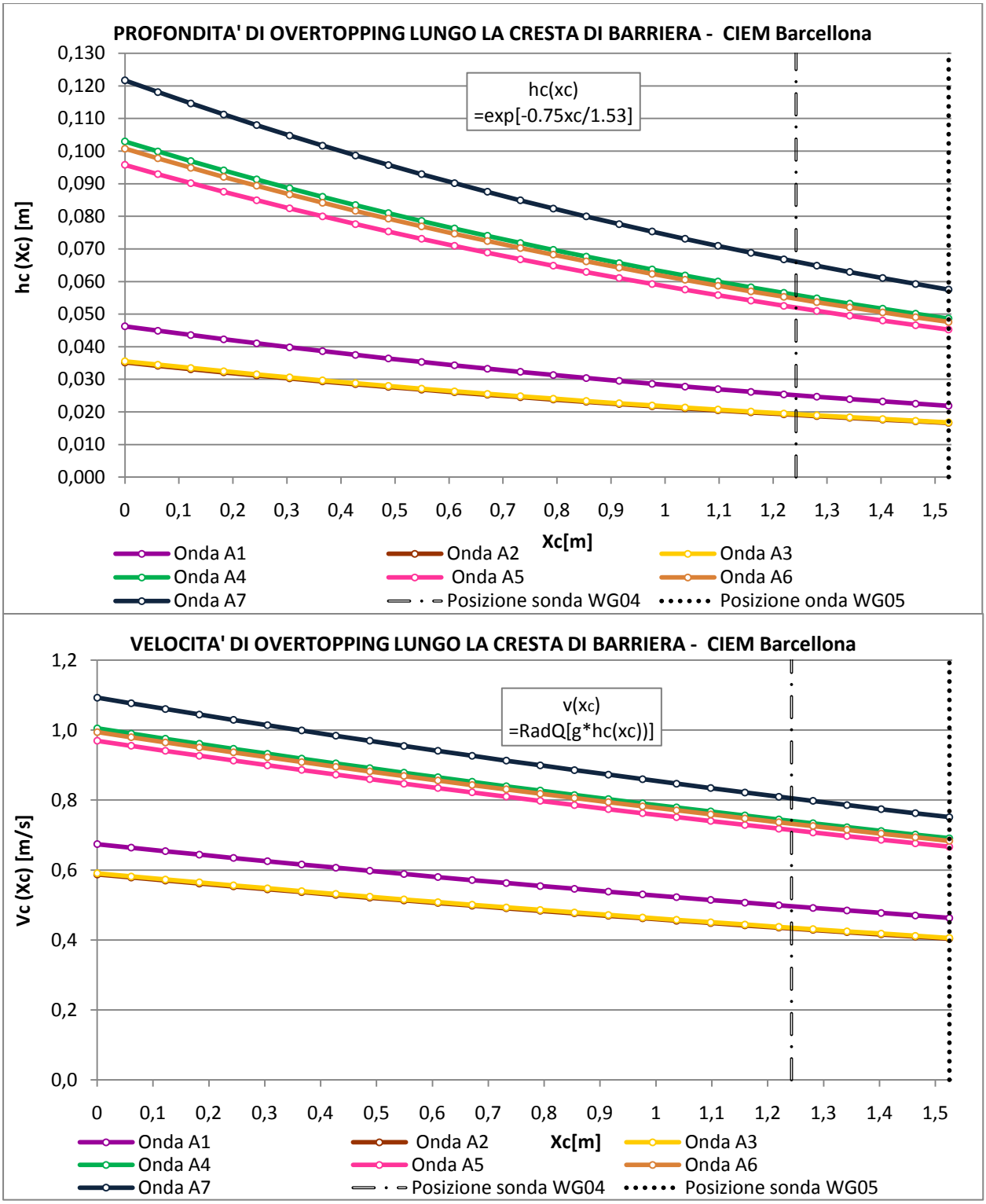
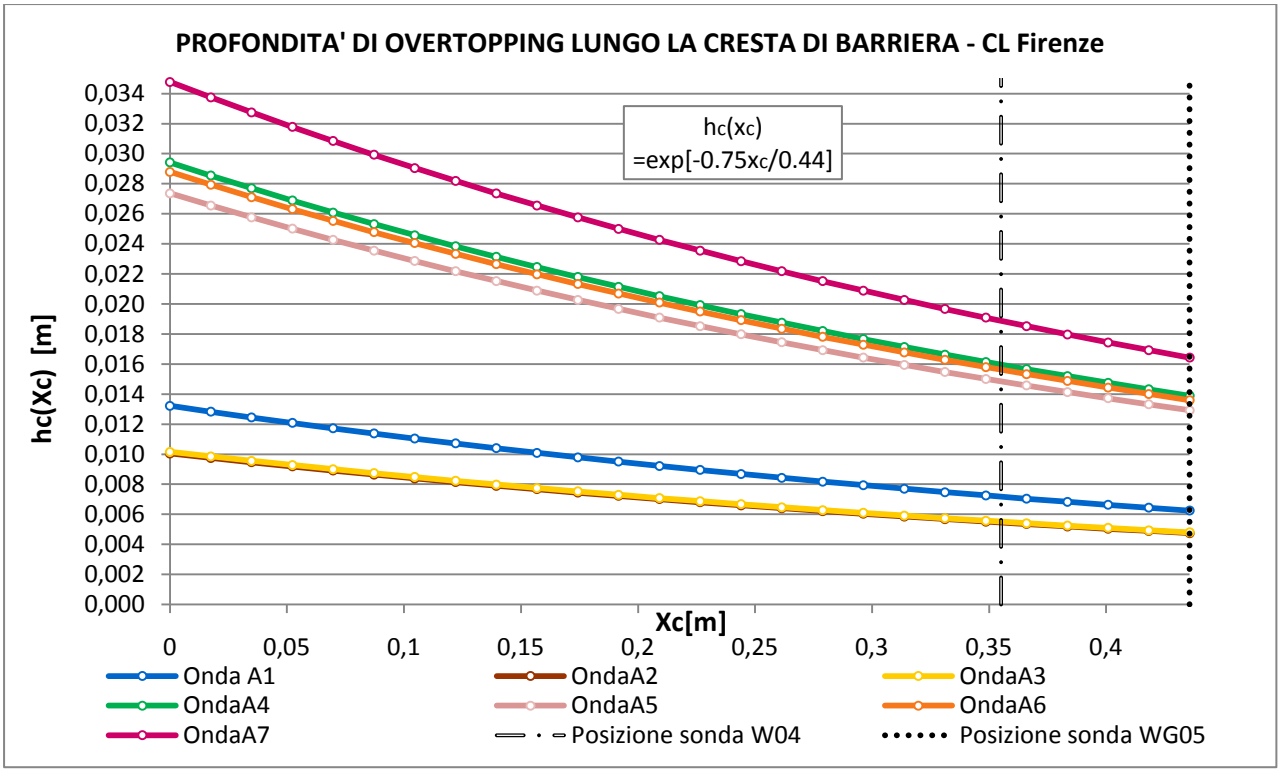


Figura 71: andamento delle profondità (sopra) e velocità(sotto) d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CIEM di Barcellona.

CL Firenze		λ = 14						
Codice onda		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Altezza d'onda significativa	H [m]	0.07	0.07	0.07	0.13	0.13	0.13	0.16
Periodo d'onda significativo	T [s]	1.51	1.07	0.87	1.51	1.35	1.23	1.28
Periodo d'onda medio	T m-1.0 [s]	1.38	0.97	0.79	1.38	1.23	1.12	1.16
Profondità d'acqua	d [m]	0.43						
Inclinazione paramenti	tan (alpha)	0.515						
Lunghezza d'onda con Tmedio in acque profonde	L m [m]	2.95	1.47	0.99	2.95	2.36	1.97	2.11
Surf similarity parameter	ξd [-]	3.452	2.428	1.946	2.441	2.191	1.999	1.851
Punto di transizione tra frangenti Surging e Plunging	ξgr [-]	2						
Tipo di frangimento		surging	surging	plunging	surging	surging	plunging	plunging
Scabrezza per mantellata in elementi cubici	γf [-]	0.5						
Freeboard	Rc [m]	0.06						
Distanza SWL dall' inizio della cresta di barriera	XA [m]	0.11						
Run-up superato dal 2% di tutte le onde incidenti	Ru 2% [m]	0.136	0.117	0.118	0.232	0.220	0.229	0.264
Proiezione orizzontale del run-up	γf surging[-]	0.601	0.538	0.509	0.539	0.524	0.512	0.503
Distanza SWL dal punto (ideale) di massima risalita	XZ [m]	0.26	0.23	0.23	0.45	0.43	0.44	0.51
Cost. di proporzionalità 2	c2 [-]	0.087						
Profondità acqua all'inizio della cresta di barriera	hA(XA)=hC(Xc=0)	0.013	0.010	0.010	0.029	0.027	0.029	0.035
Cost. di proporzionalità 3	c3 [-]	0.75						
Larghezza della cresta di barriera	B [m]	0.44						
Coefficiente adimensionale	a0* [-]	0.75						
Velocità raggiunta dal 50% di tutte le onde a inizio cresta	v0 [m/s]	0.826	0.720	0.724	1.232	1.188	1.219	1.340
Coefficiente d'attrito	f [-]	0.6						
Distanza tra sonde W04 e W05	Δ 4-5 [m]	0.08						
Posizione sonda WO4	Xc (W04) [m]	0.355						
Posizione sonda WO5	Xc (W05) [m]	0.436						
Errori tra le due registrazioni di altezza d'onda	εh4-5 [%]	12.96						
Altezza d'acqua alla sonda WO4	hC (W04) [m]	0.007	0.005	0.006	0.016	0.015	0.016	0.019
Altezza d'acqua alla sonda WO5	hC (W05) [m]	0.006	0.005	0.005	0.014	0.013	0.014	0.016
Velocità d'overtopping alla sonda WO4	vC (W04) [m/s]	0.265	0.231	0.232	0.396	0.382	0.392	0.430
Velocità d'overtopping alla sonda WO5	vC (W05) [m/s]	0.248	0.216	0.217	0.369	0.356	0.365	0.401
Tempo di percorrenza tra posizione 4 e 5	*t4-5 [s]*	***0.30***	***0.35***	***0.35***	***0.20***	***0.21***	***0.21***	***0.19***

Tabella 24: parametri necessari al calcolo dell'andamento delle profondità e velocità d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CL di Firenze.



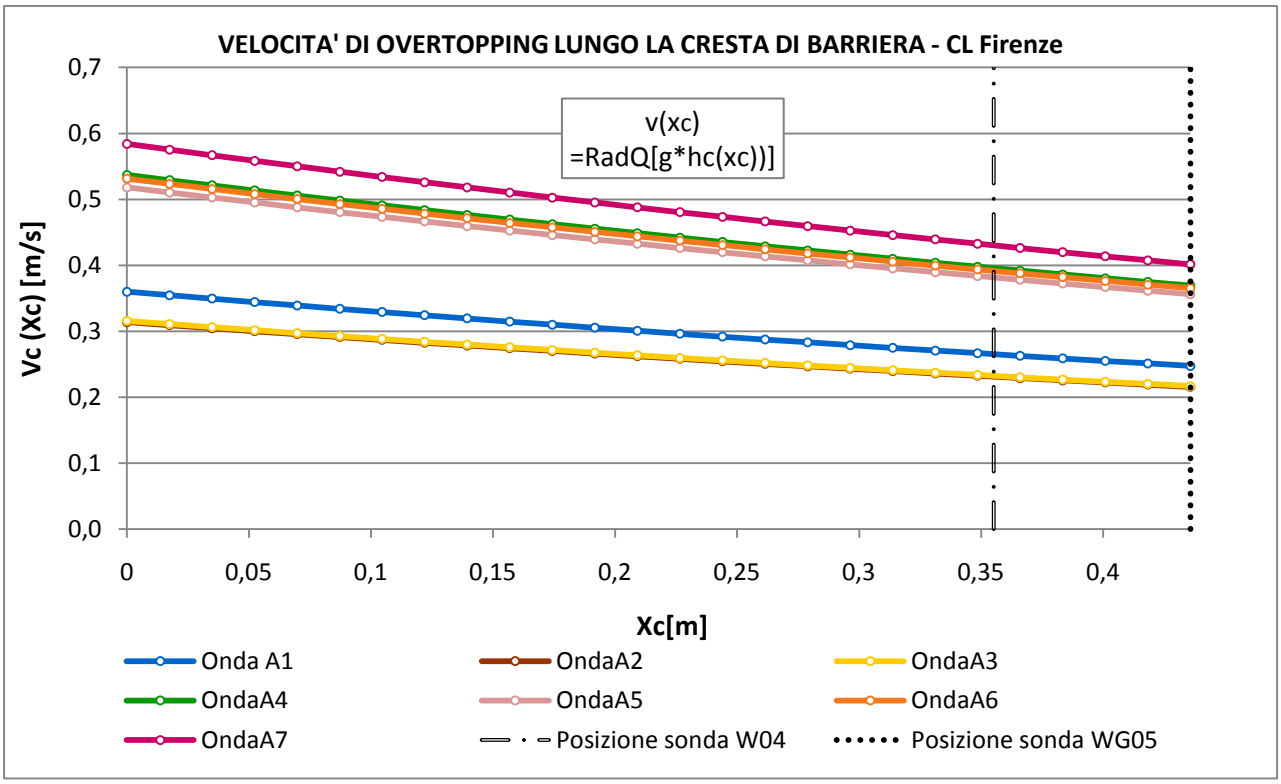


Figura 72: andamento delle profondità (sopra) e velocità(sotto) d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CL di Firenze.

CIEMito Barcellona		λ = 22.58						
Codice onda		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Altezza d'onda significativa	H [m]	0.04	0.04	0.04	0.08	0.08	0.08	0.10
Periodo d'onda significativo	T [s]	1.19	0.84	0.69	1.19	1.06	0.97	1.01
Periodo d'onda medio	T m-1.0 [s]	1.08	0.77	0.63	1.08	0.97	0.88	0.91
Profondità d'acqua	d [m]	0.27						
Inclinazione paramenti	tan (alpha)	0.515						
Lunghezza d'onda con Tmedio in acque profonde	L m [m]	1.83	0.91	0.61	1.83	1.46	1.22	1.31
Surf similarity parameter	ξd [-]	3.452	2.428	1.946	2.441	2.191	1.999	1.851
Punto di transizione tra frangenti Surging e Plunging	ξgr [-]	2						
Tipo di frangimento		surging	surging	plunging	surging	surging	plunging	plunging
Scabrezza per mantellata in elementi cubici	γf [-]	0.5						
Freeboard	Rc [m]	0.04						
Distanza SWL dall' inizio della cresta di barriera	XA [m]	0.07						
Run-up superato dal 2% di tutte le onde incidenti	Ru 2% [m]	0.084	0.073	0.073	0.144	0.136	0.142	0.164
Proiezione orizzontale del run-up	γf surging[-]	0.601	0.538	0.509	0.539	0.524	0.512	0.503
Distanza SWL dal punto (ideale) di massima risalita	XZ [m]	0.16	0.14	0.14	0.28	0.26	0.28	0.32
Cost. di proporzionalità 2	c2 [-]	0.087						
Profondità acqua all'inizio della cresta di barriera	hA(XA)=hC(Xc=0)	0.008	0.006	0.006	0.018	0.017	0.018	0.022
Cost. di proporzionalità 3	c3 [-]	0.75						
Larghezza della cresta di barriera	B [m]	0.27						
Coefficiente adimensionale	a0* [-]	0.75						
Velocità raggiunta dal 50% di tutte le onde a inizio cresta	v0 [m/s]	0.650	0.567	0.570	0.970	0.936	0.960	1.055
Coefficiente d'attrito	f [-]	0.6						
Distanza tra sonde W04 e W05	Δ 4-5 [m]	0.05						
Posizione sonda WO4	Xc (W04) [m]	0.220						
Posizione sonda WO5	Xc (W05) [m]	0.270						
Errori tra le due registrazioni di altezza d'onda	εh4-5 [%]	12.96						
Altezza d'acqua alla sonda WO4	hC (W04) [m]	0.004	0.003	0.003	0.010	0.009	0.010	0.012
Altezza d'acqua alla sonda WO5	hC (W05) [m]	0.004	0.003	0.003	0.009	0.008	0.008	0.010
Velocità d'overtopping alla sonda WO4	vC (W04) [m/s]	0.209	0.182	0.183	0.312	0.301	0.308	0.339
Velocità d'overtopping alla sonda WO5	vC (W05) [m/s]	0.195	0.170	0.171	0.291	0.280	0.288	0.316
Tempo di percorrenza tra posizione 4 e 5	*t4-5 [s]*	***0.24***	***0.27***	***0.27***	***0.16***	***0.17***	***0.16***	***0.15***

Tabella 25: parametri necessari al calcolo dell'andamento delle profondità e velocità d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CIEMito di Barcellona.

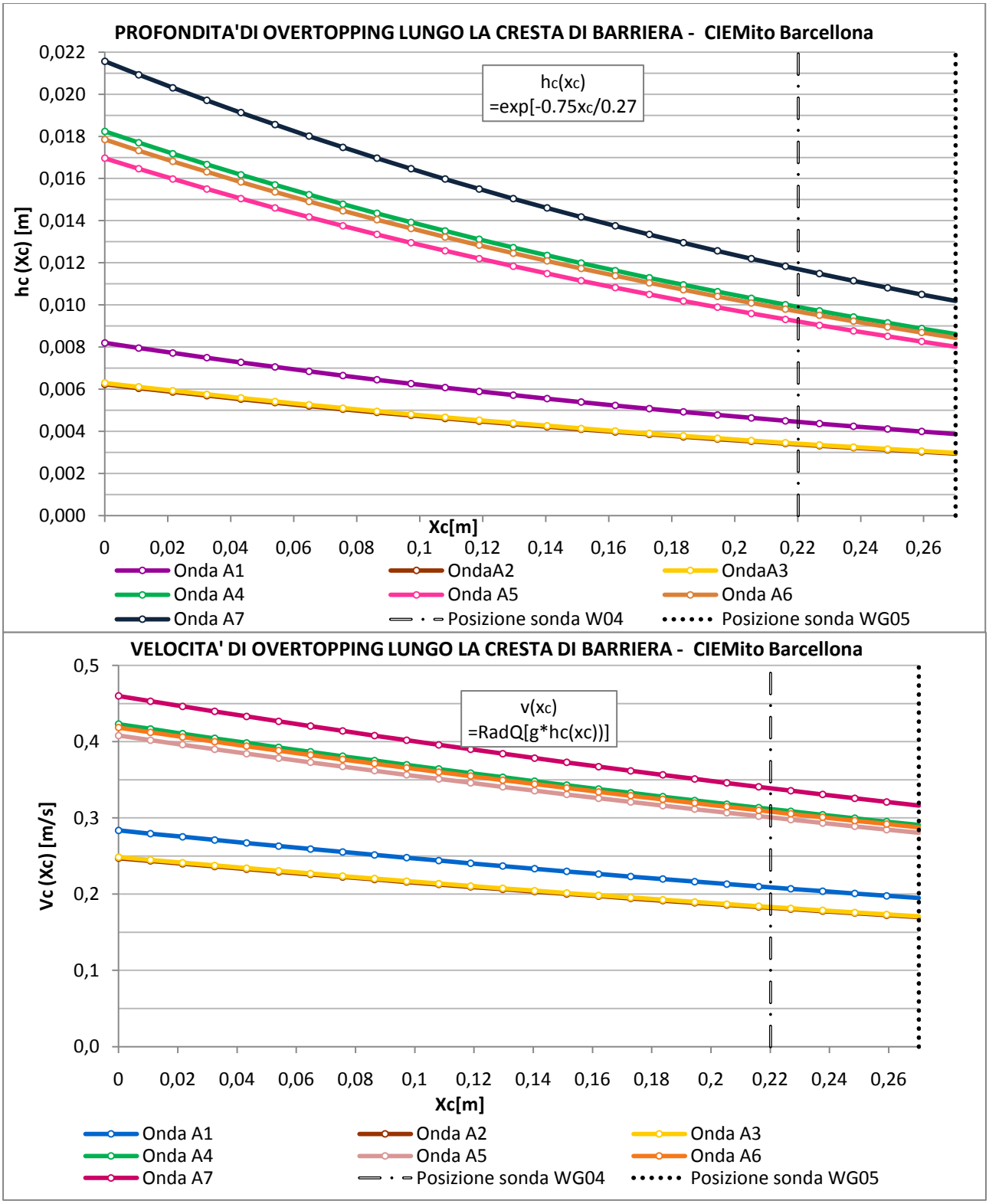


Figura 73: andamento delle profondità (sopra) e velocità(sotto) d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CIEMito di Barcellona.

Dall'insieme di tali grafici si possono evincere le seguenti conclusioni:

- ✓ Il limite minimo della distanza tra la sonda W04 e W05 vale 5cm, al fine di evitare, come si è già osservato, possibili disturbi d'interferenza tra i campi elettromagnetici generati dai due strumenti di misura. Utilizzando un passo di questo tipo l'errore tra le due registrazioni di altezza d'onda, dovuti al fatto che tra un punto di misura e l'altro sia il profilo che le velocità di overtopping decrescono, viene stimato su tutti canali a circa il 13%. Tale valore è stato ritenuto accettabile, per cui la sonda W05, sistemata alla fine della barriera, si troverà ad una distanza dalla sonda W04 pari 5cm / 8cm /28 cm nel canale CIEMito / CL / CIEM;

- ✓ E' importante verificare anche che il flusso di overtopping attraversi lo spazio esistente tra la sonda W04 e W05 in un tempo (legato alle velocità di tracimazione appena calcolate) abbastanza lungo rispetto alla frequenza di campionamento degli strumenti di misura, che si è stabilita a 20Hz.

Dal momento che la frequenza di campionamento resterà la stessa in tutti i 3 laboratori, è chiaro che i valori più critici si avranno nel canale più piccolo dove la distanza tra le sonde resistive presenta i valori più contenuti. Il tempo minore impiegato dal volume di overtopping a percorrere lo spazio tra WG04 e WG05 vale 0.15 secondi. Durante questo lasso di tempo ciascuno strumento di misura, con una frequenza di campionamento di 20Hz, riuscirà ad acquisire tre registrazioni $\left(20Hz = \frac{1}{20}s = 0.05s\right)$, che sono sufficienti a "fotografare" il passaggio della singola onda di overtopping oltre la cresta di barriera. La spaziatura scelta tra le due sonde risulta dunque verificata anche sotto questo punto di vista.

Per quanto riguarda le sonde di livello sulle barriere sommerse (configurazione B2 e B3) ,il loro posizionamento risulta essere molto meno problematico perché sotto tale configurazione la cresta delle strutture risulta essere costantemente sommersa durante tutto il corso degli attacchi ondosi simulati. Dunque di fatto, il distanziamento tra WG04 eWG05 trovato per B1, che ricordiamo essere 5cm / 8cm /28 cm nei canali CIEMito / CL / CIEM, può ritenersi valido anche per i frangiflutti di tipo B2 e B3. Per rispettare comunque la condizione vincolante di possibile percolazione dei flussi che attraversano la cresta all'interno della barriera, anche in questo caso la coppia di sonde verrà spostata alla fine della cresta di B2 e B3. Tale punto di posizionamento sta in entrambi i casi alla stessa distanza dal generatore, dal momento che B3 si ottiene da B2 semplicemente aggiungendo elementi cubici lato mare.

4.1.4. Posizionamento delle sonde dietro i frangiflutti

L'analisi dei segnali acquisiti alle sonde in posizione 6,7 e 8, nel seguito denominate WG06, WG07 e WG08, permetterà di calcolare il piling-up e la trasmissione del moto ondoso attraverso i frangiflutti. Come avvenuto per la scelta della posizione della barriera in canale, anche nel caso delle sonde resistive si è cercato di tenere la strumentazione sufficientemente lontana dalle bocche di presa e di immissione dell'acqua appartenenti al sistema di ricircolo. In tal modo si è cercato di confinare la misura dei livelli idrici in una zona del canale che risenta il meno possibile di tali elementi di disturbo, del tutto assenti nelle condizioni di prototipo, e in cui la corrente sia più uniformemente distribuita. Sempre conformemente a quanto riportato da indagini condotte sui profili di velocità nel canale CIEM di Barcellona (cfr. capitolo 3, paragrafo 3.4.5), il limite massimo oltre al quale ci si può spingere dietro le strutture è 65m dal battionde. Per cui, a partire da tale posizione, si sono collocate le tre sonde distanziandole l'una dall'altra di 2m. Una volta stabilita tale disposizione si è provveduto a scalarla adeguatamente anche sul CL e il CIEMito.

4.1.5. Posizionamento complessivo stabilito per le sonde di livello

Ricapitolando quanto detto nei paragrafi 2.1.2,2.1.3 e 2.1.4, la misura dei livelli d'acqua in canale durante la sessione di prove sperimentali sarà affidata a 8 sonde resistive disposte in ordine numerico crescente a partire dal generatore di moto ondoso come riportato nella seguente tabella.

POSIZIONAMENTO DELLE SONDE RESISTIVE DI LIVELLO										
Misura effettuata	**Posizione in canale**	**Codice sonda**		Distanza dal battionde [m]						
				Canale marittimo						
				CIEM Barcellona		**CL Firenze**		**CIEMito Barcellona**		
				λ = 4		λ =14		λ = 22.58		
				Gr. 1 A2-A3	Gr. 2 A1-A4-A5-A6-A7	Gr. 1 A2-A3	Gr.2 A1-A4-A5-A6-A7	Gr. 1 A2-A3	Gr.2 A1-A4-A5-A6-A7	
Calcolo dell'onda generata.	1	**WG01**	B1	44.21	39.22	12.63	11.21	7.83	6.95	
			B2	44.21	39.22	12.63	11.21	7.83	6.95	
Scomposizione del moto ondoso nella componente incidente e riflessa.			B3	34.31	29.32	9.80	8.38	6.08	5.19	
	2	**WG02**	B1	44.71	40.03	12.77	11.44	7.92	7.09	
			B2	44.71	40.03	12.77	11.44	7.92	7.09	
			B3	34.81	30.13	9.94	8.61	6.17	5.34	
	3	**WG03**	B1	45.21	41.21	12.92	11.78	8.01	7.30	
			B2	45.21	41.21	12.92	11.78	8.01	7.30	
			B3	35.31	31.31	10.09	8.95	6.26	5.55	
→Calcolo della profondità e velocità dei flussi che tracimano le strutture (Barriera B1); →Calcolo dello spessore di overtopping (Barriera B2 e B3).	4	**WG04**	B1	55.43		15.84		9.82		
			B2,B3	56.26		16.07		9.97		
	5	**WG05**	B1	55.71		15.92		9.87		
			B2,B3	56.54		16.15		10.02		
Stima del piling-up e della trasmissione.	6	**WG06**		61.00		17.43		10.81		
	7	**WG07**		63.00		18.00		11.16		
	8	**WG08**		65.00		18.57		11.51		

Tabella 26: posizionamento delle sonde resistive di livello rispetto al battionde nei tre differenti canali impiegati per le prove sperimentali.

4.2. Piezometri

4.2.1. Descrizione dello strumento

I piezometri sono dei tubi cavi in plexiglas di piccolo diametro (circa 5mm) che permettono di individuare il livello dell'acqua in canale filtrando naturalmente le oscillazioni del pelo libero dell'acqua indotte dal passaggio delle onde. Questa azione di smorzamento sarà tanto maggiore quanto più piccolo è il diametro dello strumento: in tal caso infatti aumentano le perdite di carico distribuite lungo il tubicino, che inducono una dissipazione viscosa della trasmissione delle variazioni di livello dell'acqua lungo il tubo stesso. Studi precedentemente condotti hanno tuttavia dimostrato che un diametro inferiore ai 5mm potrebbe portare all'ostruzione del condotto (dovute ad esempio a calcare o a bolle d'aria che non riescono a defluire), alterando fortemente la misura registrata. Questi strumenti vengono disposti in posizione verticale e, attraverso un tubicino fissato alle loro estremità inferiore, comunicano idraulicamente con un punto del fondo del canale. In tal modo il liquido risale nel piezometro fino a raggiungere il piano dei carichi idrostatici che corrisponde ad una pressione (relativa) nulla del fluido, ovviamente riferita alla sola sezione trasversale di canale in corrispondenza del piezometro.

4.2.2. Disposizione dei piezometri lungo i canali marittimi

Per l'attività di ricerca in progetto, si è scelto di collocare due terne di punti di rilievo del livello idrometrico , sia a monte che a valle delle barriere, in asse rispettivamente con le sonde WG01 WG02 WG03 e le sonde WG04 WG05 WG06. In tal modo sarà possibile disporre di misure ridondanti che ci permettano di confermare o meno la bontà dei livelli idrici ottenuti mediante l'uso di sonde resistive, per una valutazione più completa delle prove effettuate. Nel CIEM e CIEMito il collegamento idraulico al canale sarà effettuato mediante un sifone, ovvero una tubazione curva a forma di "U", in grado di scavalcare la parete laterale del canale stesso. Si dovrà porgere particolare attenzione al problema d'innesco del meccanismo, infatti il sifone potrebbe contenere delle bolle d'aria capaci di creare all'interno del piezometro un livello d'acqua differente da quello che effettivamente è presente nel canale, andando così a compromettere la misurazione effettuata.

Differentemente nel CL, la presenza del setto parzializzante permetterà di disporre i piezometri direttamente all'interno del canale, nella zona che rimarrà priva d'acqua, evitando la realizzazione del sifone per oltrepassare le pareti laterale del canale. I 6 tubi verticali verranno disposti in batteria (figura 74) su un supporto attaccato direttamente dietro il setto parzializzante.

In ciascuno dei tre casi comunque ciascun piezometro sarà corredato di metro metallico posizionato per un'immediata lettura dell'altezza d'acqua durante gli esperimenti.

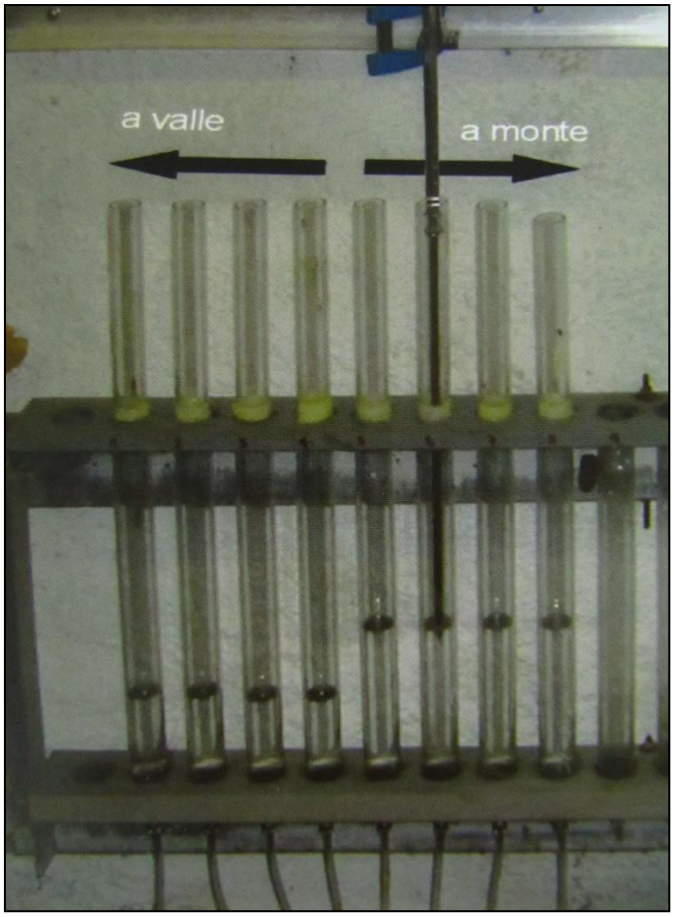


Figura 74: batteria di piezometri collegati idraulicamente con differenti punti del fondo del canale.

4.3. Velocimetro acustico doppler

Come già anticipato al paragrafo 4.1.3, anche nel caso delle barriere sommerse (B2 e B3), la portata d'overtopping verrà calcolata come prodotto tra l'area sella sezione bagnata al di sopra della berma e la velocità della lama d'acqua tracimante.

4.3.1. Descrizione dello strumento

Il velocimetro acustico doppler è uno strumento che misura la velocità dei liquidi sfruttando il principio fisico dell'effetto Doppler applicato agli ultrasuoni: un trasduttore-sorgente emette un piccolo impulso ultrasonico ad una frequenza conosciuta fe, che si propagherà nella massa liquida in movimento con una certa velocità d'onda pari a c e dipendente dalle caratteristiche fisiche del fluido stesso. Se questo segnale viene intercettato da un corpo in movimento, con caratteristiche diverse dal mezzo che lo circonda sarà riflesso in tutte le direzioni : è quello che succede quando l'energia acustica trasmessa all'acqua incontra le particelle in sospensione con essa, come sedimenti, piccoli organismi, sostanze colloidali, impurità, bolle,etc. Un'aliquota dell'onda riflessa va a sollecitare un ulteriore trasduttore-ricevente posto sul velocimetro,il segnale di ritorno registrato contiene tre informazioni:

1) la posizione dell'oggetto riflettente .

   Conoscendo il lasso di tempo Δt che passa tra l'emissione dell'impulso ultrasonico e la registrazione dell'onda acustica riflessa (eco) al ricevitore, la distanza di quest'ultimo dalla particella riflettente è data dalla relazione: $d = \frac{c \cdot \Delta t}{2}$;
2) la natura dell'oggetto riflettente (intensità dell'eco) ;
3) la sua velocità. A causa del movimento delle particelle rispetto alla sorgente sonora (lo strumento viene immerso e mantenuto immobile nel canale), la frequenza fr delle onde acustiche riflesse che arrivano al ricevitore varia rispetto alla frequenza emessa di una quantità fd = (fe –fr) proporzionale alla velocità v delle particelle stesse .Tale cambiamento nella frequenza è appunto detto effetto Doppler. Nell'ipotesi che la velocità V della particella sia molto inferiore rispetto alla celerità C di propagazione dell'onda, si dimostra che è valida la seguente relazione:

$$f_d = f_r - f_e = \pm 2 f_e \frac{v \cdot \cos(\vartheta)}{c} = doppler\ shift\ (frequenza\ doppler) \qquad (74)$$

Dove ϑ è l'angolo formato dalla direzione di propagazione dell'onda e dalla traiettoria della particella. Se il corpo è in movimento verso il trasduttore la frequenza ricevuta è maggiore della frequenza emessa (segno + nell'espressione) viceversa se l 'oggetto è in allontanamento dal trasduttore la frequenza ricevuta dal trasduttore è minore della frequenza emessa (segno – nell'espressione).Vari studi hanno dimostrato che le piccole particelle in sospensione nell'acqua si muovono con la stessa velocità media del fluido e quindi la velocità misurata dallo strumento può essere di fatto considerata la corrente.

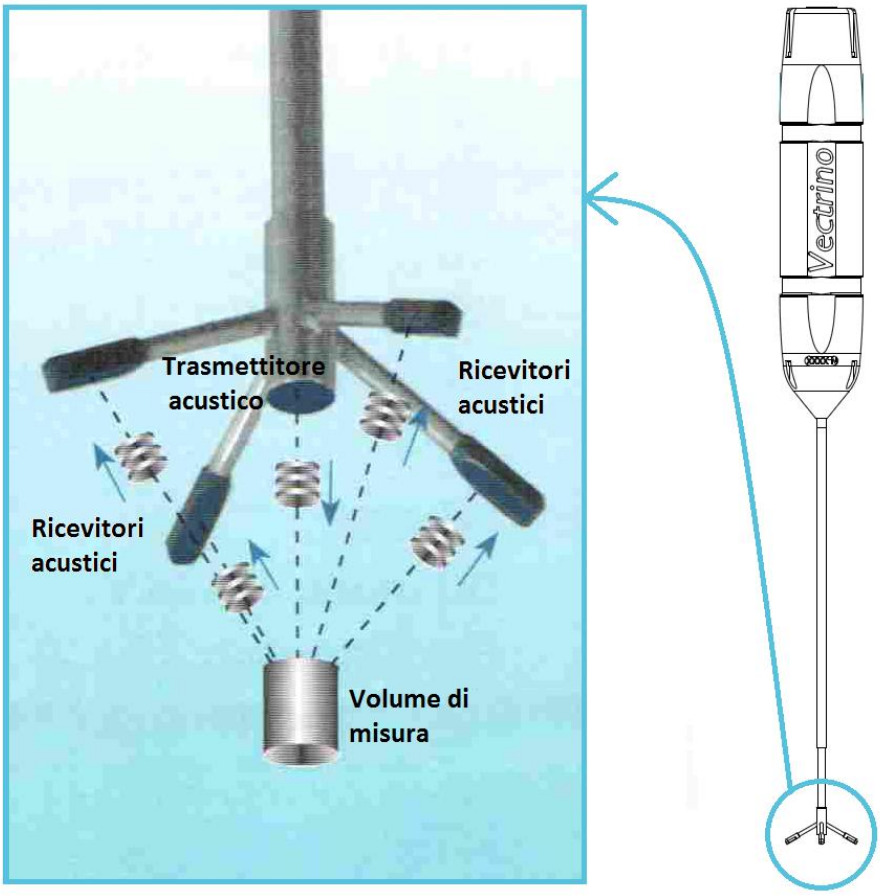


Figura 75:meccanismo di emissione e acquisizione del segnale acustico in un velocimetro acustico doppler di tipo bistatico.Fonte: Vectrino Velocimeter, user Guide Nortek As october 2004.

Nell'esperienza condotta si impiegherà un velocimetro ad ultrasuoni modello Vectrino della Nortek as. A differenza degli ADV standard, tale modello è bistatico (figura 75). Il termine bistatico si riferisce al fatto che l'ADV usa trasduttori acustici differenti per trasmettere e ricevere: lo strumento emette il segnale tramite un fascio d'onde centrale e registra la risposta tramite 4 ricevitori disposti lateralmente.

Entrambi, trasmettitori e ricevitori sono montati in modo tale da generare configurazioni di raggi con apertura angolare stretta, che intersechino un volume d'acqua localizzato poco distante, a circa 50 mm dal trasmettitore. Verrà captato pertanto il segnale di ritorno generato da particelle riflettenti che passano all'interno di tale volume di liquido, chiamato volume di misura. Esso è un cilindro con asse coincidente a quello dello strumento, un diametro di 6mm e un'altezza variabile tra i 3 e i 5mm (figura 76) .

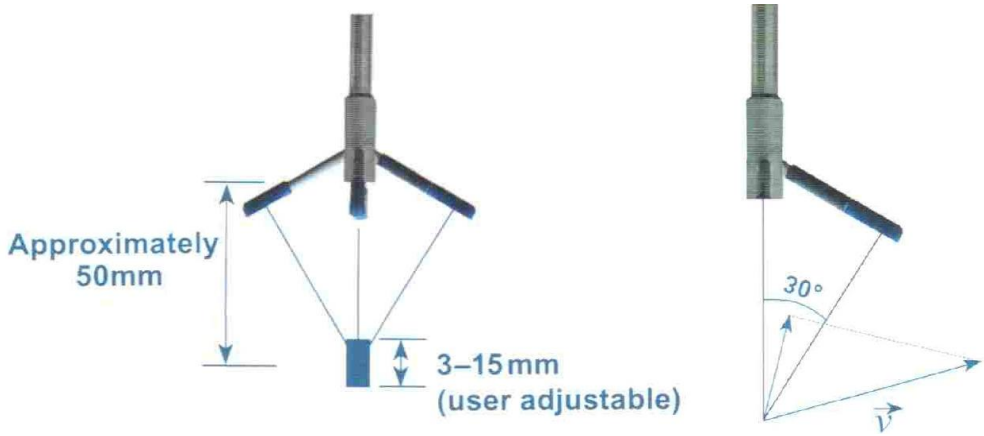


Figura 76: caratteristiche geometriche del volume di misura con cui lavora l' ADV di tipo Vectrino.
Fonte: Vectrino Velocimeter, user Guide Nortek As october 2004.

Ciascun ricevitore misura la componente della velocità delle particelle riflettenti lungo la bisettrice dell'angolo esistente tra il raggio emesso e quello riflesso che vale 30°: ciascuna velocità misurata sarà dunque traslata di 15° rispetto all'energia acustica trasmessa. Questo significa che, facendo riferimento al sistema di assi cordinati riportato nella seguente figura, l'ADV misurerà con maggior precisione la componente di velocità lungo l'asse Z, parallela alla direzione del raggio d'onda ultrasonica trasmessa, piuttosto che quella lungo gli assi X e Y.

Le registrazioni campionate sono convertite dall' ADV in velocità (cartesiane) lungo gli assi XYZ definiti come riportato nella figura 77.

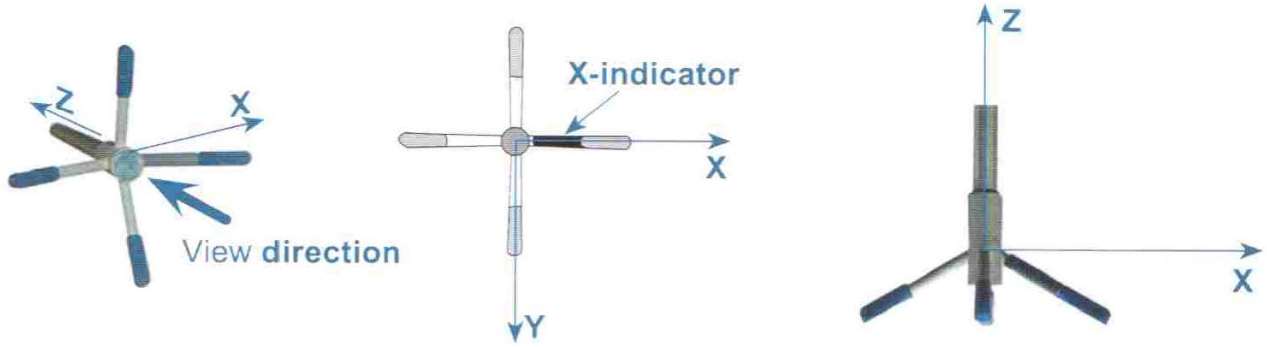


Figura 77: sistema di riferimento cartesiano dell' ADV di tipo Vectrino.
Fonte: Vectrino Velocimeter, user Guide Nortek As october 2004.

Uno dei parametri di utilizzazione più importanti di ADV è la regolazione della gamma di velocità. Ciò determina la velocità massima che può essere misurata dallo strumento; le regolazioni nominali sono ±0.01, ±0.1, ±0.3, ±1,±2, ±4 m/sec.

In figura 78 è riportata un'immagine dello strumento.

Figura 78: velocimetro ad ultrasuoni modello Vectrino della Nortek as.
Fonte: Vectrino Velocimeter, user Guide Nortek As october 2004.

Il rumore dello strumento dei dati di velocità cresce se il range di velocità impostato è troppo ampio, ad esempio con una frequenza di campionamento di 25Hz si ha un'incertezza nella misura pari all'1% della gamma di velocità scelta. Pertanto, andranno condotte una serie di prove preliminari per determinare la regolazione ottimale che consenta di effettuare misure di velocità di propagazione della corrente, sopra la cresta della barriera sommersa, il più precise possibile. In generale l'utente dovrebbe selezionare la regolazione della gamma di velocità più bassa che riguardi la velocità massima prevista in un dato esperimento.

La frequenza di campionamento, specificata dall'utente, può essere variata all'interno dell'intervallo compreso tra 0.1 – 25 hertz. Nel nostro caso si è scelta una frequenza di campionamento di 20 Hz, in modo da avere omogeneità con la frequenza di rilevazione delle sonde resistive.

4.3.2. Posizionamento dell'ADV in canale

Il velocimetro verrà posizionato parallelamente alla direzione di corrente, vicino alla sonda resistiva W05, capace di verificare che il tirante d'acqua sia sufficientemente grande per effettuare la misura (figura 27) . Infatti è importante notare che le profondità d'acqua sui frangiflutti in progetto non sono molto elevate, dunque c'è il rischio che in alcuni casi il volume di misura dello strumento (posto ad una distanza di circa 5cm dal trasduttore centrale del Vecrtino che emette il segnale) sia collocato al di sotto del fondo su cui scorre l'acqua e che in questo caso è rappresentato dalla cresta di barriera. Una simile problematica si presenta ovviamente nei canali che lavorano su piccola scala ovvero, il Cl di Firenze e il CIEMito di Barcellona.

Canale marittimo	**CIEM Barcellona**	**CL Firenze**	**CIEM Barcellona**
Scala delle lunghezze	λ = 4	λ =14	λ = 22.58
Freeboard B2-B3 [m]	-0.225	-0.064	-0.040

Tabella 27: livelli di sommergenza rispetto allo SWL delle barriere B2-B3 nei tre canali coinvolti nelle prove.

Con riferimento all figura 79sistono due tipi di ADV Vectrino: ADV downlooking (disponibile in entrambi i laboratori) e ADV sidelooking (disponibile solo nel laboratorio spagnolo).

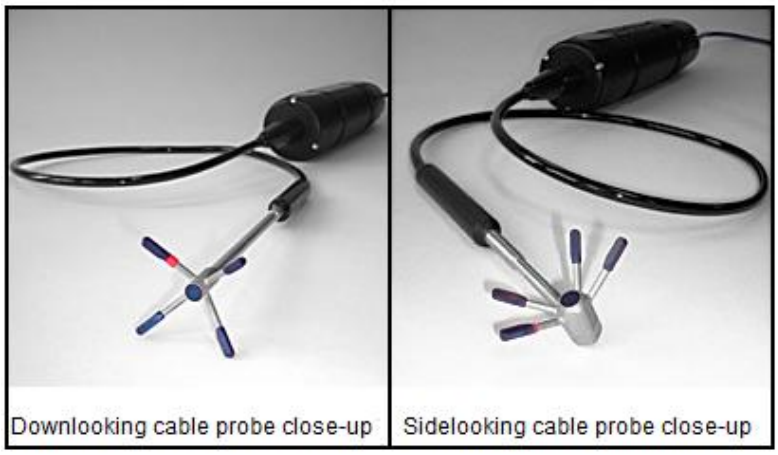


Figura 79: ADV downlooking (a sinistra) e ADV sidelooking (a destra).

In base alle disponibilità dei laboratori che verranno coinvolti nelle prove si disporrà quindi di:

- ✓ Un ADV sidelooking disposto normalmente alla direzione di corrente nel CIEMito. Secondo tale disposizione, lo strumento campionerà il segnale riflesso da un volume d'acqua che è posto parallelamente rispetto alla direzione di propagazione del moto ondoso, evitando così la possibilità di un'eventuale sovrapposizione di suddetto volume sulla cresta del frangiflutti sommerso;
- ✓ Un ADV downlooking disposto parallelamente alla direzione di corrente nel CL. Il laboratorio fiorentino infatti dispone di un ADV Vectrino di tipo downlooking, dunque, per evitare problematiche nella misurazione legate alla scarsa profondità dell'acqua, non si potrà fare altro che "sdraiare"il supporto che contiene riceventi e trasmettitore lungo il canale;
- ✓ Un ADV downlooking, disposto normalmente alla direzione di corrente nel CIEM. Diversamente dagli altri due canali, il modello fisico è riprodotto su grande scala, e quindi si dispone di freeboard sufficientemente elevati da permettere il regolare posizionamento del velocimetro acustico doppler.

La disposizione di tutta la strumentazione descritta all'interno del capitolo 4 è riportata in allegato II, sui vari canali coinvolti nell'indagine.

5. LA METODOLOGIA SPERIMENTALE ADOTTATA

Si procede adesso alla descrizione in dettaglio di come le prove dovranno essere condotte nei canali, riportando la modalità di acquisizione, organizzazione e gestione dei dati acquisiti durante le attività di laboratorio.

5.1. Le grandezze che si vogliono indagare

Come si è già accennato al capitolo 1 paragrafo 1.1.5 relativo all'idrodinamica e morfodinamica costiera generata durante l'attacco ondoso su un litorale protetto da frangiflutti emersi, una significativa quantità d'acqua riesce ad attraversare le barriere secondo due meccanismi differenti : la somma dei due contributi mediati nel periodo dell'onda viene denominata in queste note come *Wave-Pumped Flux*, WPF.

- ✓ **Wave Overtopping (WO)** ovvero il fenomeno della tracimazione d'onda che si verifica in casi relativamente estremi;
- ✓ **Wave Induced Filtration (WIF)** ovvero il processo di filtrazione dell'acqua attraverso la struttura porosa del frangiflutti. Tale fenomeno si concentra prevalentemente nella parte superiore della barriera ed è legato al trasporto di massa presente nella regione tra il cavo e la cresta delle onde al frangimento.

Mentre WO è un fenomeno relativamente estremo legato alle onde di altezza maggiore ed è responsabile di intensi flussi impulsivi, viceversa WIF può presentarsi sia congiuntamente al primo, durante le mareggiate di maggior violenza, che da solo, se in presenza di onde di altezza limitata, pertanto rappresenta sicuramente il fenomeno più frequente , pur dando luogo a trasmissioni di massa meno intense.

La somma dei due contributi, mediati nel periodo dell'onda, è chiamata **Wave Pumped Flux (WPF)** e induce un accumulo d'acqua a tergo del frangiflutti, fintanto che la sovrappressione generata diventa sufficiente a sostenere una corrente di ritorno verso il largo. Questo innalzamento idrico rispetto al livello medio del mare (Piling up) è strettamente dipendente dalle portate entranti e dalle resistenze associate ai flussi di

ritorno ed è definito come somma algebrica del'innalzamento del livello di medio mare a tergo della barriera e dell'abbassamento davanti ad essa indotto dalla tracimazione dell'onda incidente, ovvero :

$$\Delta\eta = \eta_{in} - \eta_{out} \qquad (75)$$

Dove:

- η_{in} variazione del livello d'acqua a tergo della struttura;
- η_{out}variazione del livello d'acqua davanti alla struttura.

Attenzione a non confondere il suddetto sovralzo con il sovralzo per frangimento, crescente sino a riva, che è dovuto unicamente alla spinta idrodinamica perpendicolare alla costa e che caratterizza la variazione del livello medio in assenza di strutture. La letteratura inglese distingue i due fenomeni indicandoli rispettivamente con i termini di piling up e set up. Nel seguito con il termine sovralzo ci si riferisce al primo di questi meccanismi.

In figura 80 si riporta uno schema complessivo dei flussi d'acqua finora descritti.

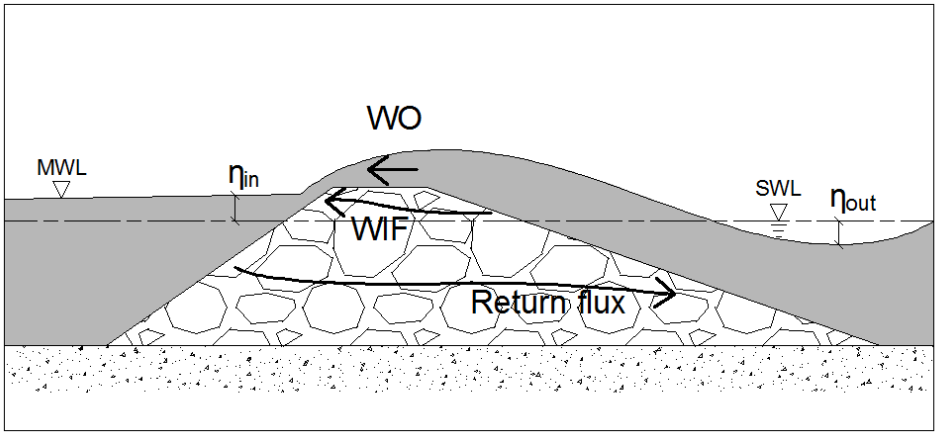


Figura 80: schema in sezione dei flussi che interessano un frangiflutti permeabile investito da un'onda.

L'aumento del livello idrico medio implica un incremento dei **flussi di ritorno** verso largo, che possono avvenire attraverso la matrice porosa delle strutture sia attraverso i varchi se presenti; l'effettiva portata dei due flussi è chiaramente legata alle relative resistenze idrauliche dei due percorsi. Nel caso di scogliere lunghe e permeabili con piccoli varchi (confinamento quasi completo) è ragionevole ritenere che il flusso di ritorno attraverso le scogliere sia significativo e viceversa.

La Figura 81 presenta, per un grado di confinamento intermedio, la circolazione sul piano orizzontale evidenziando tutti i flussi in gioco, diretti verso l'area protetta ed uscenti da questa. La particolare

circolazione idrodinamica innescata può dunque causare un' inaspettato arretramento della linea di riva, nonché scavi localizzati alle testate e allo stesso tempo costituisce un serio pericolo per i nuotatori (*Sumer and Fredsoe*, 2002; *Ilic et al.*, 2005; *Aminti and Cappietti,* 2003).

Inoltre la stessa trasmissione di moto ondoso può essere messa in relazione sia alla componente del WIF, per esempio nei modelli proposti da *Muttray and Oumeraci* (2005) o *Losada et al.* (1995), che alla componente di WO, come nel modello proposto da *Lamberti et al.* (2006).

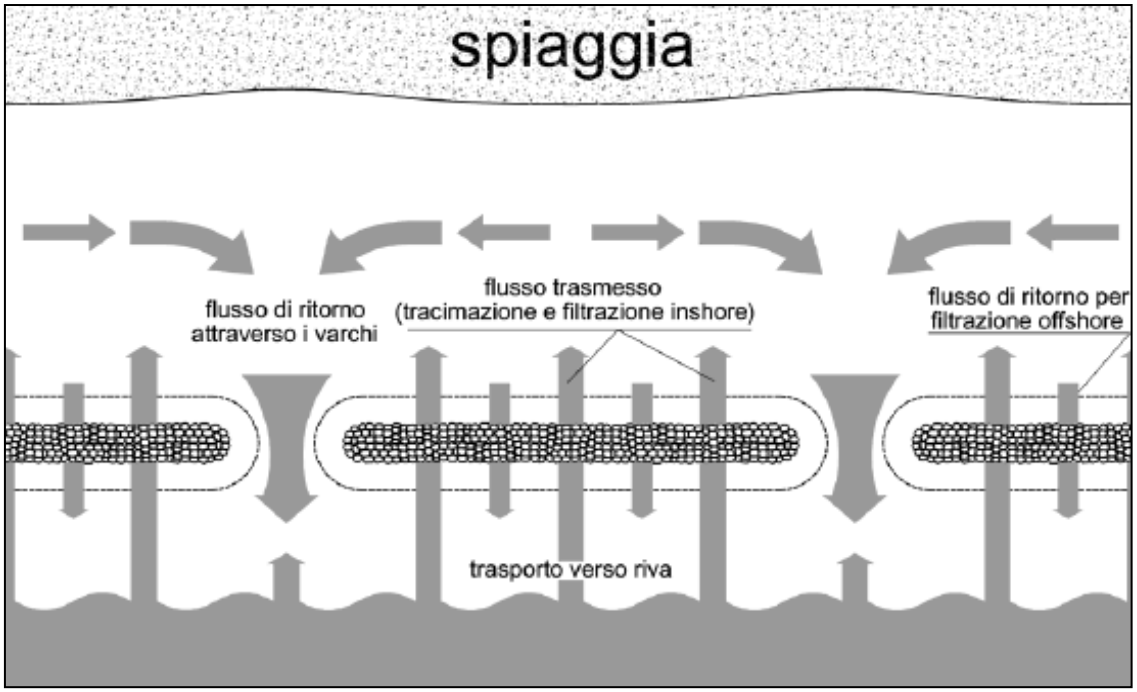


Figura 81: schema in pianta dei flussi che interessano un frangiflutti permeabile investito da un'onda.Fonte: Ruol P., Martinelli L., Zanuttigh B. , Cappietti L. , Vicinanza D. , Faedo A. - Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e sovralzo per opere di difesa longitudinale a cresta bassa - Studi costieri (2006),9.

L'importanza quindi che ha la trasmissione di massa sia nella formazione della circolazione che del moto ondoso a tergo delle scogliere, giustifica la necessità di una maggiore conoscenza del fenomeno al fine di contribuire alla progettazione ottimale dell'opera.

Le prove che si condurranno sono volte a quantificare questi flussi e le altezze d'onda generate a fronte e a tergo della struttura, al fine di approfondire la conoscenza dei meccanismi che legano tracimazione filtrazione e piling-up sottoflutto a barriere a cresta bassa e sommerse.

5.2. LE PROVE PRELIMINARI

5.2.1. Descrizione delle prove preliminari

Innanzitutto verranno effettuate delle prove preliminari in assenza di barriere in canale, con lo scopo di valutare l'andamento delle onde prescelte e il loro comportamento, e al fine di individuare eventuali migliorie da apportare al modello oggetto di studio.

Gli obiettivi più importanti di questa serie di prove sono:

- controllare il corretto funzionamento di tutte le attrezzature predisposte e gli intervalli di confidenza delle variabili scelti;
- misurare i parametri delle onde di progetto (H, T) in assenza di frangiflutti in canale per effettuare così un dovuto confronto tra valori di target progettati con quelli effettivamente generati. In particolare il primo laboratorio che effettuerà la serie di prove, alla dovuta scala di riduzione scelta, si impegnerà a trovare i corretti parametri d'onda da impostare al generatore per poter ottenere e quindi registrare al piede delle strutture i valori target di altezza e periodo d'onda degli attacchi ondosi che si sono progettati al capitolo 3 paragrafo 3.3 (cfr. tabella 4). Successivamente, sugli altri due canali per onde e per correnti coinvolti nelle prove si dovrà scalare, secondo i fattori di riduzione scelti, il segnale di movimento della pala generatrice che è stato appunto settato nel primo canale testato. Sarà infatti essenziale controllare ancora una volta che lo stato di mare effettivamente generato continui ad essere dinamicamente simile sui tre canali marittimi, a meno del fattori di riduzione impiegati.

In questa sessione di lavoro verranno riprodotte in canale i 7 attacchi ondosi ondoso irregolari con spettro Jonswap e fattore di elevazione di picco pari a $\gamma = 3.3$.descritti al capitolo 3 paragrafo 3.3.
Le prove preliminari avranno una durata tale da garantire la generazione di almeno 500 onde: se gli attacchi ondosi lanciati fossero regolari la durata sarebbe facilmente calcolabile in base all'attacco ondoso con seconda periodo di picco massimo, come riportato in tabella. Tuttavia nel nostro caso verranno simulate onde random e per un attacco irregolare i programmi di generazione richiedono come valori d'ingresso non tanto una durata della simulazione bensì i parametri d'altezza d'onda significativa H_s e periodo di picco T_p e un numero d'onde da riprodurre. Pertanto si possono prendere gli intervalli di tempo riportati in tabella 28

come una stima molto grossolana e del tutto approssimativa delle reali durate delle prove preliminari, riservandosi solo al momento delle prove stesse di conoscerne l'effettiva entità.

Canali	Scala	Codice onda con periodo più lungo	Periodo d'onda massimo [s]	Tempo necessario a generare almeno 500 onde regolari [min]
CIEM	$\lambda_L = 1/4$	A1 e A4	2.83	23.58
CL	$\lambda_L = 1/14$		1.51	12.61
CIEMito	$\lambda_L = 1/22.58$		1.19	9.93

Tabella 28: Durata delle prove preliminari (calcolata in via approssimativa per attacchi ondosi regolari).

Il lancio di ciascuna simulazione sarà in ogni caso preceduto da acquisizioni di pochi secondi con generatore inattivo per la stima del livello nei canali, nella situazione di calma prima di ogni prova. Come già descritto al capitolo 3 paragrafo 3.3 i parametri target dei moti ondosi adottati sono riportati nella tabella 29.

Canali	Livello nei canali in situazione di calma	Parametri d'onda	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
CIEM $\lambda_L = 1/4$	$h = 1.5m$	H_s [m]	0.23	0.23	0.24	0.46	0.46	0.46	0.57
		T_p [s]	2.83	2	1.64	2.83	2.53	2.31	2.39
CL $\lambda_L = 1/14$	$h = 0.43m$	H_s [m]	0.07	0.07	0.07	0.13	0.13	0.13	0.16
		T_p [s]	1.51	1.07	0.87	1.51	1.35	1.23	1.28
CIEMito $\lambda_L = 1/22.58$	$h = 0.27m$	H_s [m]	0.04	0.04	0.04	0.08	0.08	0.08	0.10
		T_p[s]	1.19	0.84	0.69	1.19	1.06	0.96	1.01
Ripidità	H_s/L [m]		0.02	0.04	0.06	0.05	0.06	0.06	0.08

Tabella 29: parametri target degli attacchi ondosi simulati.

Durante la sessione sperimentale preliminare si utilizzeranno tutte le otto sonde resistive e i piezometri descritti al capitolo 4 paragrafi 4.1.5 e 4.2.2 (tabella 30). In questo caso tali strumenti di misura serviranno semplicemente per ottenere dei livelli d'acqua in punti diversi del canale e verificare così che il profilo d'onda generato sia uguale in tutti i laboratori, a meno del fattore di scala. Anche se i suddetti punti di misura in questo caso potrebbero essere disposti grossolanamente lungo il canale, si sceglieranno alcune delle posizioni calcolate per le prove definitive al capitolo 4 paragrafo 4.1.5, in modo da allestire, già in questa fase, la configurazione di canale della successiva sessione di lavoro . Pertanto le sonde di livello montate nelle prove preliminari saranno quelle prescelte per la misurazione della prima configurazione di barriera che verrà analizzata, ovvero il frangiflutti B1. Infatti le barriere verranno allestite secondo il seguente ordine: costruzione B1, costruzione B2 semplicemente levando lo strato di elementi cubici superiore della B1 e infine costruzione di B3 aggiungendo elementi di barriera in direzione lato mare.

DISPOSIZIONE DELLE SONDE PER LE PROVE PRELIMINARI				
Posizione in canale	**Codice sonda**	Distanza dal battionde [m]		
		Canale marittimo		
		CIEM Barcellona	**CL Firenze**	**CIEMito Barcellona**
		λ = 4	λ =14	λ = 22.58
		Gr. 2 A1-A4-A5-A6-A7	Gr.2 A1-A4-A5-A6-A7	Gr.2 A1-A4-A5-A6-A7
1	**WG01**	39.22	11.21	6.95
2	**WG02**	40.03	11.44	7.09
3	**WG03**	41.21	11.78	7.30
4	**WG04**	55.43	15.84	9.82
5	**WG05**	55.71	15.92	9.87
6	**WG06**	61.00	17.43	10.81
7	**WG07**	63.00	18.00	11.16
8	**WG08**	65.00	18.57	11.51

Tabella 30: posizionamento delle sonde resistive di livello rispetto al battionde nei tre differenti canali impiegati per le prove sperimentali preliminari.

I livelli verranno continuamente monitorati per tutta la sessione sperimentale prima e dopo il lancio di ogni prova, con l'obiettivo di verificare il livello di coerenza nei confronti dei target imposti.

E' comunque importante tenere conto del fatto che, nel corso delle prove preliminari, gli esperimenti verranno svolti con sostanziali differenze rispetto alle prove definitive, in particolare:

- le prove avranno una durata inferiore rispetto a quelle definitive;
- tra un esperimento e il successivo, e dopo l'accensione della pala battionde non verrà rispettata una pausa di 20 minuti, per stabilizzare il livello in canale;
- in canale non saranno presenti le configurazioni di barriera progettate;
- il sistema di ricircolo non verrà azionato.

5.2.2. Parametri caratteristici registrati durante le prove preliminari

I dati raccolti durante le prove preliminari, relativi ad ogni attacco ondoso, saranno in particolare:

- ✓ H_{m0i} : altezze d'onda misurate dalla i-esima sonda con i=1,2,3,4,5,6,7,8;
- ✓ T_{p0i}: periodo di picco registrato davanti alla i-esima sonda con i=1,2,3,4,5,6,7,8;
- ✓ T_{m0i}: periodo medio registrato davanti alla i-esima sonda con i=1,2,3,4,5,6,7,8.

5.3. LE PROVE DEFINITIVE

5.3.1. La misura del WPF e del Piling-up

5.3.1.1. Contributi sperimentali per la misura del WPF e Piling-up

Negli anni si sono accumulati notevoli esperienze di laboratorio per lo studio e l'analisi del piling-up (Longuet-Higgins (1967), Diskin (1970) , Loveless (1998), Ruol (2002), Cappietti(2004), e in anni recenti sono stati addirittura sviluppati progetti volti ad approfondire la conoscenza di questo tipo di strutture, sia a livello nazionale come PRIN2001 ("Idrodinamica e Morfodinamica di Strutture a Cresta bassa"), sia a livello comunitario come DELOS ("Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures").
Tuttavia non si dispone assolutamente di esperienze di campo che abbiano monitorato il sovralzo idrico indotto da un frangiflutti a cresta bassa. I risultati attuali sono quindi tutti basati sull'analisi di dati acquisiti sui modelli di laboratorio su piccola scala. Proprio per questo, uno degli obiettivi del presente lavoro è quello di effettuare l'indagine sperimentale secondo una modellazione composita tra più laboratori che lavorino con diverse scale di riduzione tra modello e prototipo. I risultati evinti dagli esperimenti condotti a grande scala permetteranno di descrivere in modo più veritiero le dinamiche reali del fenomeno naturale studiato, perché privi delle aberrazioni dovute agli effetti di scala (come si è già precedentemente spiegato al cap2) . Inoltre un successivo confronto di suddetti risultati con quelli ottenuti sui modelli realizzati in piccola scala, permetterà di misurare queste distorsioni e quindi migliorare l' interpretazione delle soluzioni sperimentali finora acquisite nell'ambito della ricerca sui frangiflutti permeabili a bassa cresta e sommersi.

Per una barriera sommersa, ove non sia considerato il frangimento, la prima soluzione analitica per il calcolo del piling-up è stata data da *Longuet-Higgins* (1967).La seguente espressione , ottenuta impostando il bilancio del flusso della quantità di moto sotto il pelo libero idraulico, rappresenta la somma algebrica tra il sovralzo atteso a tergo della barriera e l'abbassamento e l livello idrico atteso a fronte:

$$\Delta\eta = \frac{{H_t}^2}{8\cdot\sinh\,(2\cdot k_1\cdot d_1)} - \frac{{H_t}^2\cdot k_2}{8\cdot\sinh\,(2\cdot k_2\cdot d_2)} \qquad (76)$$

dove : H_t è l'altezza d'onda trasmessa, ${H_t}^2$è la somma quadrata delle altezze dell'onda incidente e di quella trasmessa,dè la profondità dell'acqua, kè il numero d'onda e i pedici numerici 1 e 2 indicano valori dei parametri valutati rispettivamente davanti o dietro la struttura.

In una serie di risultati sperimentali del Set-up per una scogliera rettangolare impermeabile, *Dick* (1968) verificò che l'equazione di Longuet-Higgins sottostimava fortemente i valori ottenuti sul modello.

Diskin et al. (1970) ha proposto la seguente formulazione semplificata del valore assunto dal sovralzo idrico nella zona protetta da un frangiflutti, basandosi sui risultati di uno studio condotto su modello fisico bidimensionale di una barriera trapezoidale a bassa permeabilità e in condizioni confinate, testata con un set di onde regolari:

$$\frac{\Delta\eta}{H_i} = 0.6 \cdot exp\left[-\left(0.7\frac{R_c}{H_i}\right)^2\right] \qquad (77)$$

Dove il piling- up $\Delta\eta$ e l'emergenza R_c sono stati adimensionalizzati rispetto all'altezza dell'onda incidente H_i.La suddetta equazione, il cui andamento grafico in funzione di $\Delta\eta/H_i$ è riportato in figura 82, ha trovato riscontro sperimentale in un range di sommergente relative compreso nell'intervallo : $-2 < \frac{R_c}{H_i} < 1.5$.

La formula mostra come il set-up aumenti all'aumentare dell'onda incidente e come, per una data altezza d'onda, raggiunga il valore massimo in corrispondenza di una altezza del pelo libero dell'acqua, appena sotto la cresta del frangiflutti, ovvero per $R_c = 0.7H_i$.

Per valori del livello del mare inferiori o superiori a questo discriminante, si osserva una diminuzione degli effetti del piling-up, che tende alla diminuzione fino all'annullamento totale.

Quanto emerge dalla formula di Diskin è chiaramente verificabile dalla valenza che la sommergenza di una struttura ha per i fenomeni di tracimazione e filtrazione: è evidente che strutture molto emerse non consentendo all'onda di tracimare impediscono la formazione di un sovralzo idrico. Analogamente barriere molto sommerse non costituendo un valido ostacolo al flusso di ritorno dell'acqua verso il largo (offshore), non consentono anch'esse la formazione di un

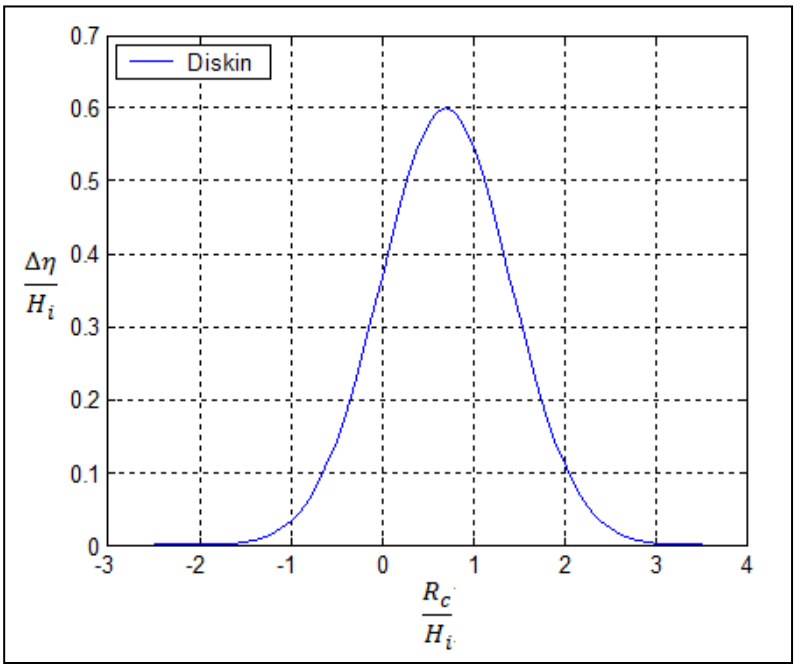


Figura 82:andamento del Piling-up in funzione della sommergenza relativa secondo la soluzione analitica di Diskin.

sovralzo idrico. In entrambi i casi quindi la portata di filtrazione attraverso la barriera può essere considerata nulla e di conseguenza la sua permeabilità ininfluente.
La formula proposta da Diskin, tuttavia, non tiene di conto dell'influenza di parametri quali la larghezza di cresta della struttura (B_c) ed il periodo dell'onda (T_p). Inoltre non è presente alcuna considerazione sulla dipendenza dalla permeabilità della scogliera, dal momento che Diskin svolse i suoi esperimenti con massi aventi tutti la medesima dimensione.

Un più esteso programma di esperimenti è stato condotto in seguito da *Loveless e Debski(1998)* nel canale del Laboratorio di Idraulica dell'Università di Ingegneria Civile di Bristol. Nel complesso sono stati effettuati una serie di test su otto differenti tipologie di scogliere variando dei parametri quali la larghezza della cresta, l'angolo di inclinazione della struttura rivolta verso il mare e modificando in nome della permeabilità le dimensioni dei massi costituenti i modelli studiati. Sebbene la maggior parte degli esperimenti è stata eseguita con onde regolari, alcuni treni d'onda random sono stati comunque inclusi nei test, dimostrando che per adattare le informazioni ottenute con onde monocromatiche a onde con spettro più ampio, è necessario caratterizzare l'attacco ondoso irregolare non tanto con l'altezza d'onda significativa bensì con quella media.
Secondo i due ricercatori, in metà periodo di un'onda progressiva il volume di flusso di andata e di ritorno al di sopra e per filtrazione attraverso la barriera è pari a $H \cdot L/\pi \cdot T$.
La struttura oppone una maggiore resistenza al flusso di ritorno più che al flusso sopra di essa. Quindi c'è un flusso in entrata netto che deve essere bilanciato (in 2D) da un innalzamento del livello dell'acqua dietro la barriera. Se la resistenza è prevalentemente turbolenta,come in effetti accade per le barriere, allora il piling-up, $\Delta\eta$, può essere messo in relazione di proporzionalità con un parametro che esprime la velocità media di smaltimento del sovralzo in direzione offshore, indotta dal gradiente idraulico che si instaura nella zona sopraflutto e sottoflutto: $u_0 = \frac{H_i \cdot L_i}{h \cdot T}$.
Dunque si avrà:

$$\Delta\eta \propto \left[0.7\frac{H_i \cdot L_i}{h \cdot T}\right]^2$$

La resistenza sul flusso è drasticamente ridotta quando la barriera è sommersa, quindi la sommergenza relativa $\mathrm{R_c/h}$, sarà un'importante variabile e poiché la resistenza del flusso dentro la scogliera è funzione del D50, la dimensione dei massi (e quindi la permeabilità della struttura) influenzerà il sovralzo.

Se il piling-up è adimensionalizzato tramite la larghezza della berma, B_c, si ha un gradiente idraulico $\Delta\eta/B_c$ che è correlato ad u_0 dalle medie dell'equazione di Forcheimer :

$$\frac{\Delta\eta}{B_c} = f\left(u_0{}^2, \frac{R_c}{H_c}, Dn_{50}\right) \qquad (78)$$

Da tutte le considerazione fatte, Loveless ha proposto la seguente formula:

$$\frac{\Delta\eta}{B_c} = \frac{\left[\frac{H_i \cdot L_i}{h \cdot T}\right]^2}{8 \cdot g \cdot D_{50}} \cdot \exp\left[-20 \cdot \left(\frac{R_c}{h_s}\right)^2\right] \qquad (79)$$

dove:

- $\Delta\eta$ è il piling-up;H_i è l'altezza dell'onda incidente;
- L_i è la lunghezza d'onda incidente;
- T è il periodo d'onda;
- R_c è la sommergenza del frangiflutti;
- h è la profondità d'acqua al piede della struttura;
- h_s è la altezza della struttura;
- D_{50} è il diametro nominale degli elementi della struttura;
- B_c è la larghezza della berma;
- g è l'accelerazione di gravità.

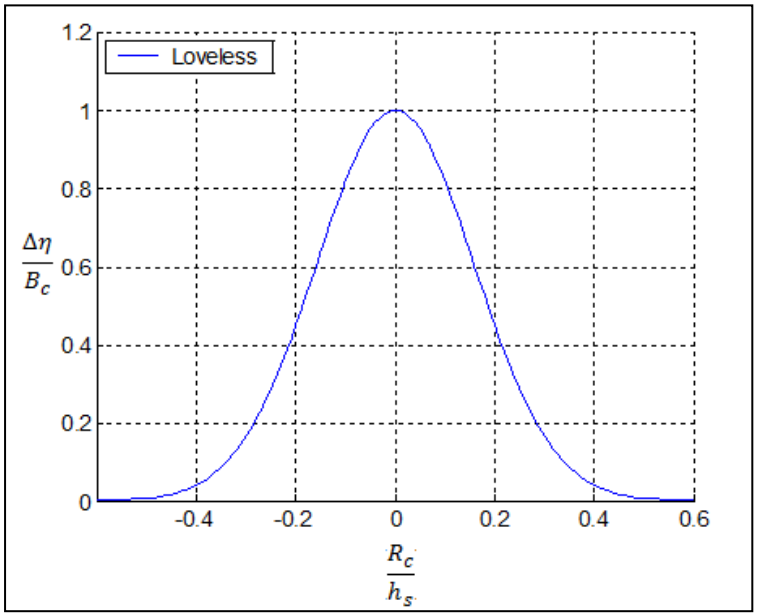


Figura 83: Andamento del Piling-up in funzione della sommergenza relativa secondo la soluzione analitica di Loveless.

In figura 83 è rappresentato l'andamento del piling-up proposto da Loveless, adimensionalizzato con la larghezza di berma, in funzione della sommergenza relativa: Dai risultati dei test è stato ricavato un grafico

del livello di piling-up rispetto alle altezze d'onda incidenti, per vari livelli dell'acqua (e quindi di sommergenza della barriera).

A differenza di quanto ottenuto nell'esperienza di DIskin, il massimo piling-up stavolta viene rilevato per un livello di acqua appena al di sotto della berma della scogliera. Per un'onda regolare di 3.0 m il set-up massimo (a pompa spenta) è di 1.0 m (scala prototipo). Gli autori hanno dimostrato che il sovralzo è influenzato dalla larghezza della berma e generalmente è maggiore quando questa è più larga.

Inoltre Loveles et al. hanno appurato come la formula di Diskin fosse in grado di stimare con una certa accuratezza il valore del piling-up nel caso di scogliere sommerse $(R_c < 0)$ mentre sovrastima abbondantemente i dati sperimentali nel caso di scogliere emerse $(R_c > 0)$ (vedi figura 84). Questo aspetto è stato attribuito alla diversa permeabilità utilizzata in quanto il modello proposto da Diskin era caratterizzato da un diametro medio minore del 40% del più piccolo dei modelli di Loveless, un fattore che si presume non abbia influenza nel caso di strutture sommerse, ma che costituisca invece un vincolo sul comportamento di quelle emerse.

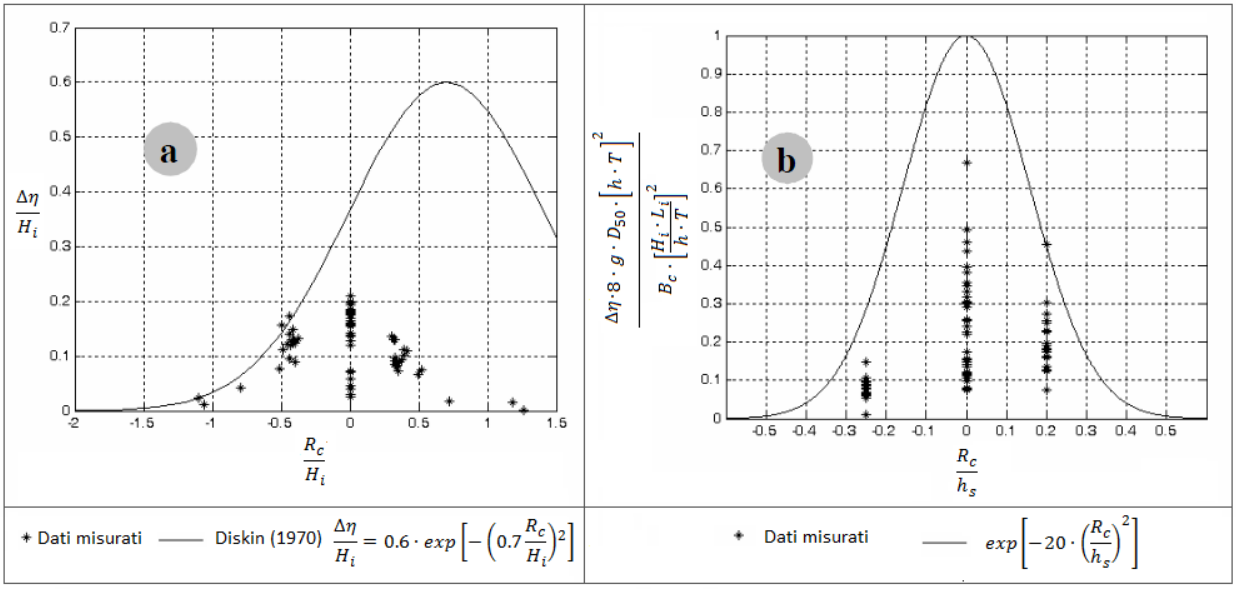


Figura 84: confronto tra i dati di piling up adimensionalizzati ottenuti da indagini sperimentali svolte da Clementi, Cappietti e Martinelli (2006)e le formulazioni per il calcolo del sovralzo idrico : a) secondo Diskin(1970) b) secondo Loveless (1998). Fonte: Clementi E., Cappietti L. and Martinelli L. - Wave flume experiments and results on piling-up and overtopping for low crested structures - Proc. of the 1st International Conference on the Application of Physical Modeling to Port and Coastal Protection. In press, 2006.

Successivi studi riguardo al piling-up sono stati effettuati su di un modello rappresentativo della barriera sommersa presente al lido di Dante (Ravenna,Italia). Le prove hanno avuto luogo nel canale del laboratorio

di Idraulica Marittima del Dipartimento di Ingegneria Civile di Firenze (*Lamberti e Aminti 2001*). Sono stati riprodotti 7 diversi treni d'onda regolari e sono state analizzate 5 differenti configurazioni di barriera, riportando in output il livello medio acquisito dalle sonde disposte lungo la canaletta. Dalle conclusioni espresse dagli autori emerge come le entità del piling-up siano fortemente legate all'altezza d'onda incidente e non al periodo, parametro invece presente nella formula proposta da Loveless et al. I risultati sperimentali ottenuti sono comunque in sostanziale accordo con le formule già citate presenti in letteratura. In ogni caso è possibile affermare che la verificabilità dei livelli di sovralzo, ipotizzati da entrambe le due formulazioni di Diskin e Loveless, sia osservabile solo in una situazione bidimensionale pura, e non possa riscontrarsi su strutture modellizzate in canali marittimi tridimensionali , poiché il piling -up è decrementato dalla corrente di ricircolo attraverso i varchi.
In altre parole in un canale ad onde chiuso (situazione 2D), le masse di acqua che passano sopra la barriera possono ritornare indietro verso il largo o riversandosi sopra la struttura oppure filtrando attraverso di essa; ciò necessita l'istaurarsi di una consistente differenza di altezza d'acqua tra la zona posta di fronte e a tergo della barriera. Invece in un sistema aperto, dove l'acqua può ritornare al mare piuttosto liberamente, anche attraverso i varchi tra un frangiflutti e l'altro, questo non accade.

A tal proposito, in successivi studi proposti negli ultimi anni, tra i quali possiamo ricordare quelli di Ruol et al (2003 e 2006), Cappietti et al. (2004 e 2006), Clementi et al.,(2005) (gli estremi sono riportati nei riferimenti bibliografici), si è introdotto un nuovo approccio per la determinazione del piling-up in cui è prevista l'installazione di un sistema di ricircolo costituito da una pompa dietro la struttura nel canale che smaltisca via via il volume d'acqua accumulatosi dietro il frangiflutti, reimmettendolo al battionde. Entrando più nel dettaglio delle indagine condotte, più tipologie di barriere di varia geometria e permeabilità, disposte su fondale lievemente inclinato, sono state sottoposte a differenti attacchi ondosi sia regolari che irregolari in diversi laboratori marittimi delle Università degli Studi di Padova , Firenze, di Bologna e Napoli.
Nelle figure 87 e 88 si esplicitano i flussi di tracimazione, filtrazione e ritorno attraverso le barriere emerse sottoposte a prove in un canale marittimo dotato di sistema di ricircolo.
Il bilancio di massa nella zona protetta impone che la portata entrante netta Q_{WPF} , pari alla differenza fra la tracimazione e la filtrazione, uguagli la portata di ricircolo che riproduce il ritorno verso il largo attraverso i varchi nel prototipo.

$$Q_{WPF} = Q_{WO} + Q_{WIFin} - Q_{WIFout} = Q_r \qquad (80)$$

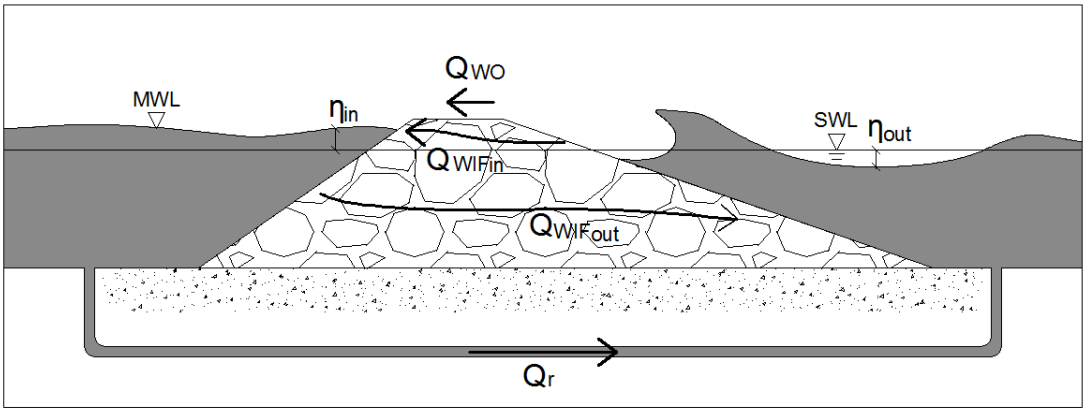


Figura 85: simbologia adottata per caratterizzare le portate entranti e uscenti nello specchio d'acqua protetto da un frangiflutti emerso a cresta bassa.

Nel caso di barriere a freeboard nullo e sommerse , nel bilancio di massa appare anche il contributo della portata che ritorna a largo sopra la cresta della struttura (Q_{WOout}). La tracimazione in questo caso è data dalla somma algebrica della portata netta entrante nell'area protetta e l'eventuale ritorno sopra la barriera.

$$Q_r = Q_{WO} + Q_{WIFin} - Q_{WIFout} = Q_{WOin} - Q_{WOout} + Q_{WIFin} - Q_{WIFout} \qquad (81)$$

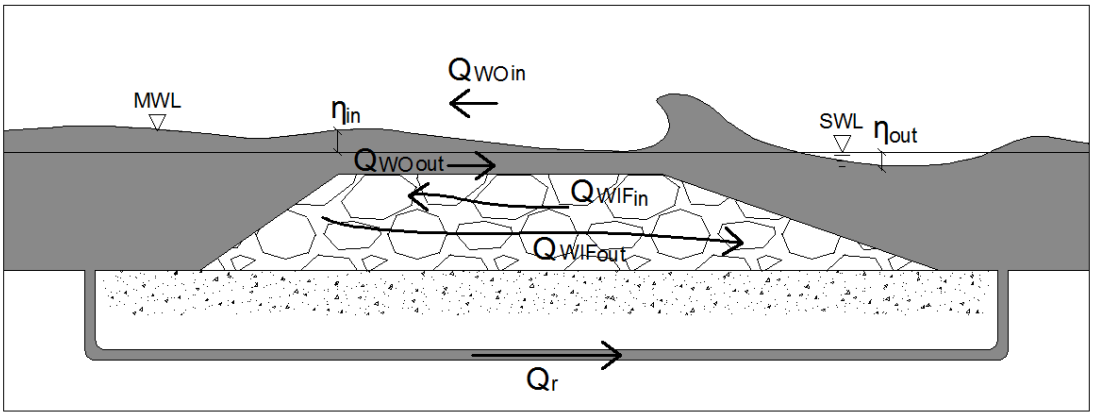


Figura 86: simbologia adottata per caratterizzare le portate entranti e uscenti nello specchio d'acqua protetto da una barriera sommersa.

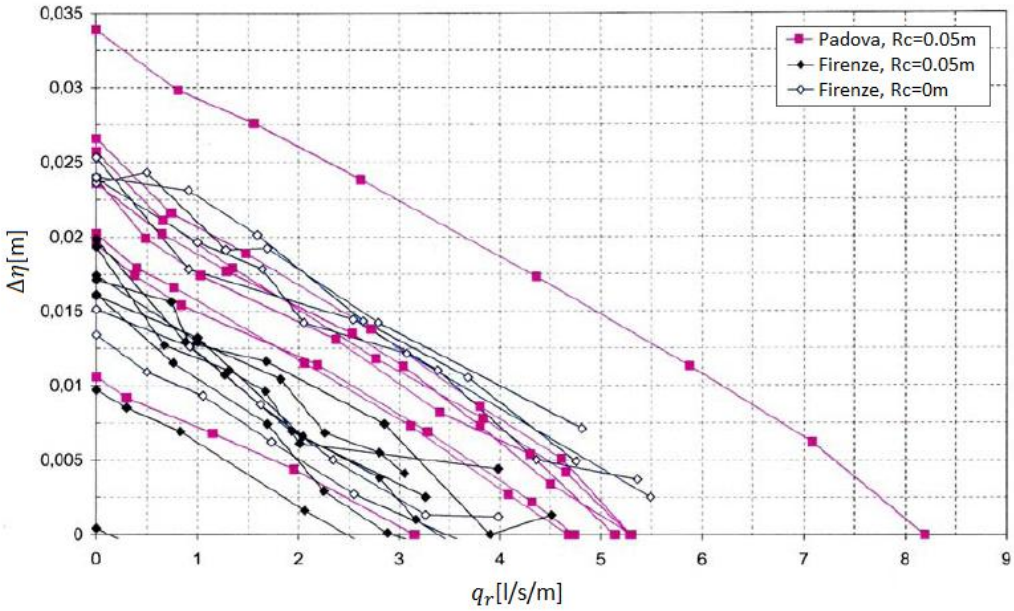
I tests consistono nella misura del sovralzo che si determina al variare della portata di ricircolo. Durante il transitorio iniziale, la differenza tra i flussi entranti e uscenti genera un certo valore di piling- up nella zona protetta: tale valore si stabilizza nel momento in cui si raggiungono le condizioni stazionarie: la portata entrante e uguale a quella uscente.

Tutte le prove cominciano con sistema di ricircolo chiuso, in modo tale da raggiungere i massimi livello di piling-up: infatti, a pompe disattivate (condizione che corrisponde ad un frangiflutti con lunghezza infinita e

quindi privo di spazi tra una struttura e quella successiva), la portata d'acqua che riesce ad entrare nello specchio protetto dalle struttura protetto può tornare verso largo solo filtrando attraverso la struttura, meccanismo che necessita l'istaurarsi di una consistente differenza di altezza d'acqua tra la zona sottoflutto e sopraflutto per cui il sovralzo indotto sarà massimo..Successivamente, per ogni attacco ondoso, la portata di ricircolo viene via via aumentata(condizione che rappresenta varchi sempre più ampi tra le barriere), pertanto la frazione della tracimazione che deve tornare al largo attraverso la struttura diminuisce, e così diminuisce il sovralzo che si produce. Al limite, quando la portata di tracimazione corrisponde alla portata ricircolata, il sovralzo ed il ritorno per filtrazione sono nulli.

Per ogni esperimento ciascuna portata di ricircolo viene fatta fluire per un periodo di tempo abbastanza lungo da permettere al livello $\Delta\eta$ di stabilizzarsi: tali intervalli di tempo vengono regolati sulla base di indagini preliminari.

Gli esperimenti eseguiti nei diversi laboratori hanno confermato un'evidenza sperimentale di notevole interesse: il sovralzo ha un andamento decrescente in funzione della portata di ricircolo, secondo una legge sensibilmente lineare. A titolo d'esempio si riportano in figura 87 i diagrammi ottenuti riportando i valori di $\Delta\eta$ misurati in funzione delle portate di ricircolo fatte defluire durante gli esperimenti condotti sui canali marittimi di Padova e Firenze " Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e sovralzo per opere di difesa longitudinale a cresta bassa" da Ruol, Martinelli, Zanuttigh e Cappietti.



.

Figura 87: esempio di relazione lineare esistente tra i valori di piling –up $\Delta\eta$ e portata di ricircolo Q_r misurati. Fonte: Ruol P., Martinelli L., Zanuttigh B. , Cappietti L. , Vicinanza D. , Faedo A. - Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e sovralzo per opere di difesa longitudinale a cresta bassa - Studi costieri (2006),9.

Il grafico mostra una relazione lineare tra piling – up e portata di ricircolo; la suddetta legge lineare è stata verificata per tutti gli attacchi ondosi e le configurazioni nella geometria della barriera e della pezzatura dei massi di cui essa è costituita e può essere espressa con le seguenti equazioni:

$$\Delta\eta = -\frac{\Delta\eta}{q_{r0}} \cdot \Delta\eta_0 \qquad (82)$$

$$\frac{\Delta\eta_0}{q_{r0}} = K \qquad (83)$$

Dove:

- $\Delta\eta_0 = [\Delta\eta]_{q_r=0}$ è il massimo piling-up potenzialmente raggiungibile cosa che si verifica nel caso di prove in assenza di ricircolo;questa situazione è vicina al modello di barriera di lunghezza infinita oppure in condizioni confinate. Si osservi che in assenza di ricircolo il WPF (vale a dire q_{r0} è equilibrato da un flusso medio che filtra attraverso il frangiflutti ed è mantenuto dalla variazione del carico idraulico tra le due facciate della barriera (vale a dire $\Delta\eta_0$).

- $q_{r0} = [q_r]_{\Delta\eta=0}$ è la portata di ricircolo che deve fluire nella canaletta per riportare a zero l'innalzamento d'acqua $\Delta\eta$. Si osservi che in assenza di piling-up non c'è flusso di ritorno attraverso la struttura difensiva e dunque per continuità si assume $q_{r(\Delta\eta=0)}$ pari al WPF.

$$\text{Se } q_r = q_{r0} \Rightarrow \begin{cases} q_{WIFout} = 0 = retourn\ flux \\ q_{r0} = q_{WPF} = q_{WO} + q_{WIF} = q_{WO} + (q_{WIF} - q_{WIFout}) = q_{WO} + q_{WIFin} \end{cases} \qquad (84)$$

Per definire la retta di equazione 83, è allora sufficiente conoscere due coppie di valori: per esempio il sovralzo a portata di ricircolo nulla (e conseguente sovralzo $\Delta\eta$ massimo), corrispondente alla situazione di scogliera infinitamente lunghe, e la portata di ricircolo che fornisce il valore nullo del sovralzo, corrispondente alla portata di tracimazione netta che si realizza nel caso di una scogliera isolata (100% del flusso di ritorno attraverso i varchi). Il flusso rimandato dalla zona protetta dal frangiflutti al battionde viene misurato mediante un misuratore di portata magnetico di cui è dotato il sistema di ricircolo stesso. Tutti i valori intermedi per le diverse configurazioni di confinamento possono essere ottenuti attraverso una semplice legge di interpolazione lineare della coppie sperimentali ($\Delta\eta; qr$).

Nell'indagine di ricerca "Wave flume experiments and results on piling-up and overtopping for low crested structures " condotta da *Clementi, Cappietti e Martinelli* nel 2006 sono stati indicati per la prima volta dei

valori misurati di portata totale entrante nella zona protetta per barriera sommersa a piling-up nullo, ovvero in assenza di flussi di ritorno da quest'ultimo indotti, ed è emerso inoltre che la pendenza delle curve diminuisce nel caso delle barriere sommerse ed aumenta all'aumentare dell'emergenza, come mostrato in figura 88.

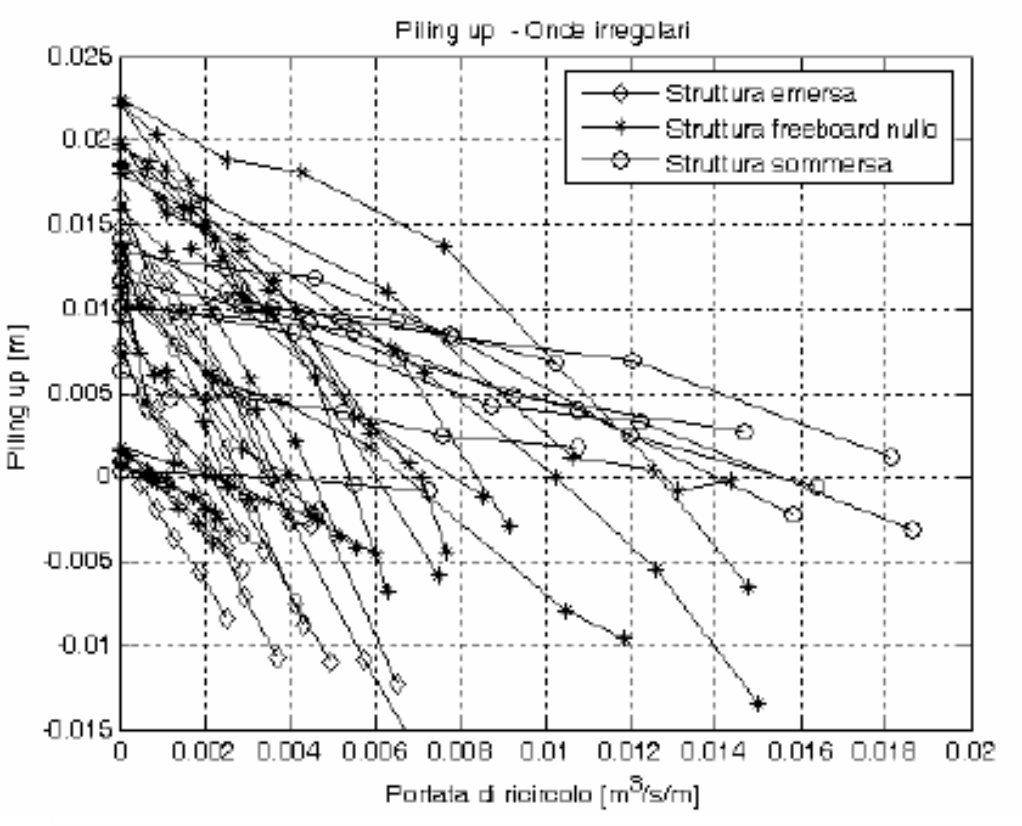


Figura 88: piling-up vs portata di ricircolo per prove con onde irregolari (6 variazioni della portata di ricircolo defluita per ogni prova)ottenuti nell'indagine sperimentale condotta da Clementi et al (2006). Fonte: Clementi E., Cappietti L. and Martinelli L. - Wave flume experiments and results on piling-up and overtopping for low crested structures - Proc. of the 1st International Conference on the Application of Physical Modeling to Port and Coastal Protection. In press, 2006.

5.3.1.2. Tecnica di misurazione del WPF e Piling-up adottata

Al precedente paragrafo si è descritto come la possibilità di effettuare le prove utilizzando il sistema di ricircolo fornisce di fatto un metodo per effettuare misurazioni accurate del WPF, somma dei contributi di tracimazione d'acqua (WO) oltre la barriera e filtrazione attraverso la sua struttura (WIF).

Sarà questa la metodologia che si adotterà per effettuare le prove sperimentali che si stanno progettando: la possibilità di servirsi di laboratori che lavorano su scale diverse fornirà inoltre uno strumento per

verificare che questa procedura sperimentale di calcolo del WPF, ottenuta esclusivamente su indagini condotte a piccola scala, sia valida anche su grande scala, dove i processi di filtrazione sono molto più vicini alle condizioni di prototipo.

Durante ogni attacco ondoso si farà dunque variare la portata di ricircolo da zero fino al valore che approssimativamente annullerà il sovralzo, che sarà misurato come incremento del livello medio dell'acqua dietro al frangiflutti registrato alle sonde WG06-07 e 08, rispetto all'analogo livello di fronte alla barriera , registrato dalle sonde WG03-WG02 e WG01. La ridondanza di acquisizione dello stesso fenomeno anche con i piezometri permetterà una migliore valutazione di piling-up.

Come si è già accennato, il valore di piling-up che va ad instaurarsi a tergo del frangiflutti inizialmente è caratterizzato da una fase transitoria, ma dopo un certo periodo di tempo si stabilizza poiché si raggiungono le condizioni di stazionarietà, per le quali la portata entrante nello specchio d'acqua protetto dalla struttura é uguale a quella uscente. Effettuando prove che abbiano una durata 3-4 volte maggiore di questo intervallo di tempo si assicura il completo raggiungimento della stazionarietà, necessario per un'adeguata misurazione del sovralzo idrico indotto dalla barriera. Sulla base delle numerose indagini sperimentali già svolte nei laboratori italiano e spagnolo si è stimato che una prova di 15 minuti è sicuramente sufficiente.

Pertanto, tenendo conto delle scale di riduzione utilizzate nei vari canali, per ciascuna portata di ricircolo che si sceglie volta volta di far defluire, si è stabilito che un attacco ondoso debba durare circa 37 minuti nel CIEM, 20 minuti nel CL e 16 minuti nel CIEMito (tabella 31).

Per ogni esperimento inoltre , la regolazione della portata di ricircolo verrà effettuata 6 volte, dunque ogni attacco ondoso irregolare avrà una durata totale di 224.5 minuti nel CIEM, 120 minuti nel CL e 94.5 minuti nel CIEMito: tutti i tests cominceranno con sistema di ricircolo spento (in modo da raggiungere la massima altezza di piling-up) e successivamente la portata di ricircolo verrà incrementata via via incrementata, agli istanti di tempo riportati in tabella seguente, fino a raggiungere un valore nullo di piling-up o anche leggermente negativo.

Canali	**Lunghezza attacco ondoso**	**N° intervalli**	**Lunghezza intervallo**	**Tempo in cui si incrementa la portata di ricircolo**	**Dati analizzati**
CIEM	224.5 minuti	6	37.4	39.3°-76.7°-114.1°-189° minuto	Negli ultimi 9.4 minuti di ogni intervallo
CL	120 minuti	6	20	21°-41°-61°-101° minuto	Negli ultimi 5 minuti di ogni intervallo
CIEMito	94.5 minuti	6	15.8	16.5°-32.3°-48°-79.5° minuto	Negli ultimi 3.9 minuti di ogni intervallo

Tabella 31: descrizione degli intervalli in cui si è scelto di suddividere le prove e analizzare i dati.

I valori di $\Delta\eta$ mediati in intervalli di pochi minuti, risulteranno stazionari dopo un breve transitorio dovuto al cambio di portata ed è a quel punto che verranno prese in considerazione le letture degli indicatori di livello. Per ogni attacco ondoso e per ogni configurazione di barriera scelta, si troveranno quindi i grafici che riportano l'andamento del piling-up in funzione delle portate ricircolate e si verificherà che tale andamento sia decrescente secondo una legge sensibilmente lineare.

5.3.2. La misura dell'overtopping

Un fenomeno rilevante che interessa principalmente le opere a cresta bassa è l'overtopping, termine che in italiano può essere tradotto come tracimazione dell'onda, con la quale s'intende genericamente la portata che transita sopra la cresta della struttura; essa andrebbe meglio definita, indicando se si considera la sezione verticale che passa per lo spigolo lato terra o lato mare: la differenza, che consiste nella percolazione che avviene sulla cresta, può essere rilevante specie se la berma è larga. E' discutibile se questa parte debba essere inclusa nella portata media di tracimazione: essa usualmente non è neppure misurata. Nel seguito, la stima della tracimazione è relativa al ciglio lato mare.

Questo fenomeno, a lungo erroneamente trascurato nella progettazione delle strutture di protezione, sta assumendo sempre maggiore importanza a causa dell'intensificazione delle mareggiate e dell'innalzamento del livello marino. Negli ultimi anni, infatti, sono sempre più frequenti i danni alle imbarcazioni all'interno dei porti, alle strade, ferrovie e abitazioni costruite lungo i litorali, a causa dei processi di tracimazione delle onde al di là dell'opere di protezione.

La stima della portata di tracimazione per un'opera a cresta bassa è pertanto un obiettivo di primario interesse per una esaustiva interpretazione e per una possibile previsione del comportamento (e dunque per la progettazione) di tali sistemi di difesa dei litorali. Nel seguito, vengono pertanto presentati i più significativi approcci analitici e sperimentali, atti a valutare tali fenomeni, che non sono affatto interpretabili con le formule tradizionali.

5.3.2.1. Analisi statistica del processo di tracimazione

La stima dell'overtopping è accurata solo nel caso di opere emerse. In condizioni di elevata sommergenza, le formule attualmente note che derivano la tracimazione sulla base delle onde incidenti non interpretano il processo in modo corretto.

Se la struttura non è sommersa con continuità, il processo si può interpretare come una successione di diversi eventi (il passaggio delle creste delle onde), caratterizzati da una certa massa e quantità di moto (o volume e velocità). La distribuzione statistica del processo è, generalmente, caratterizzata attraverso vari frattili, rappresentativi di effetti differenti: ad esempio la massima quantità di moto di una singola cresta che tracima è responsabile del danno alla struttura mentre il volume medio d'acqua che tracima per unità di tempo (o portata media di tracimazione) è importante per definire l'idrodinamica in condizioni di regime. L'intensità media della tracimazione è anche il valore più semplice da misurare. La durata complessiva del fenomeno e il volume totale di acqua tracimata sono semplicemente la somma della durata e del volume tracimato per ogni singola onda. Questa banale osservazione è la base della relazione tra la portata media di tracimazione q, il volume medio di tracimazione V_{WO}, il periodo medio delle onde T_m (a meno delle onde più basse, ossia degli spruzzi d'acqua) e la probabilità di tracimazione P_{WO}, data dal rapporto tra il numero delle onde che tracimano N_{WO} e il numero di onde riconoscibili N_0:

$$q = \frac{\sum_{onde} Volumi}{\sum_{onde} Periodi} = \frac{N_{WO}}{N_0} \cdot \frac{V_{WO}}{T_m} = P_{Out} \cdot \frac{V_{WO}}{T_m} \qquad (85)$$

Dal momento che ogni onda che supera la cresta della struttura produce overtopping, la probabilità di tracimazione allo spigolo della struttura lato mare è pari alla probabilità che l'onda provochi una risalita superiore alla cresta.

Per onde regolari: $P_{Out} = \begin{cases} 0 & \text{se } R_u \leq R_c \\ 1 & \text{se } R_u > R_c \end{cases}$, dove R_u indica la risalita dell'onda e R_c il bordo libero della struttura, cioè l'altezza della cresta rispetto al livello medio del mare.

Per onde irregolari, Van der Meer (1992) ha suggerito di adottare, per il calcolo della risalita dell'onda in presenza di strutture permeabili in massi, una distribuzione di probabilità di Weibull, con parametri k_1e k_2, dipendenti dalle caratteristiche delle onde incidenti e dalla pendenza del paramento:

$$prob(R_u \leq z) = 1 - exp\left[-\left(\frac{z}{k_1}\right)^{k_2}\right] \Leftrightarrow P_{Out} = \left(-\frac{R_c}{k_1}\right)^{k_2} \qquad (86)$$

dove :

- $k_1 = 0.4H_s \cdot s^{-0.25} \cdot cotg\alpha^{-0.2}$;
- s è la ripidità media dell'onda;
- α è la pendenza del paramento lato mare;
- $k_2 = \begin{cases} 3.0 \cdot \xi_m^{-0.75} \text{per onde di tipo "plunging"} \ (\xi_m < 2.5) \\ k_2 = 0.0.52 \cdot p^{-0.3} \cdot \xi_m^{p} \cdot \sqrt{cotg\alpha} \text{per onde di tipo "surging"} \ (\xi_m > 2.5) \end{cases}$;
- ξ_mè il numero di Ibarren basato sul periodo medio dell'onda;
- p è la permeabilità della struttura.

Più recentemente *Van der Meer & Janssen (1995)* hanno fornito una più semplice espressione della distribuzione della risalita in presenza di pareti verticali: il parametro di forma k_2 è costante e vale $k_2 = 2$ (i.e. distribuzione Rayleighiana) mentre il parametro di posizione è proporzionale all'altezza d'onda incidente. La distribuzione di Rayleigh approssima, in ogni caso, piuttosto bene la distribuzione della risalita ondosa.

5.3.2.2. Contributi sperimentali per la misura dell'overtopping

I dati sperimentali descrittivi della tracimazione di strutture a cresta bassa non sono ad ora sufficienti per mettere a punto una nuova formula per la tracimazione ondosa. La maggior parte delle formulazioni presentate in questa sezione si applica a strutture emerse o a scogliere che sono raramente tracimate, e si fonda su approssimazioni empiriche di dati sperimentali che riguardano diverse tipologie di strutture; si riportano nel seguito quelle inerenti a barriere impermeabili, a massi verticali e con berma inclinata. Queste formule sono dunque soggette ad effetti scala (De Rouck et al., 2001) ed il loro campo di validità è limitato alle condizioni ondose ed alle configurazioni sottoposte a prova. In generale l'overtopping medio per unità di ampiezza della struttura è espresso come funzione dei seguenti parametri standard:

- ✓ Altezza della cresta rispetto al livello medio del mare R_c;
- ✓ Altezza significativa dell'onda H_s;
- ✓ Periodo d'onda caratteristica T_m;
- ✓ Propagazione delle onde corte σ;
- ✓ Direzione dell'attacco ondoso rispetto all'asse della struttura β;
- ✓ Profondità dell'acqua di fronte alla struttura h;
- ✓ Geometria della struttura.

La prima formulazione risale *ad Owen (1980)* ed è valida per dighe:

$$\frac{q_{WO}}{g \cdot H_s \cdot T} = A \cdot exp\left[-\frac{B \cdot R_c}{T_m \cdot \sqrt{g \cdot H_s}} \cdot \frac{1}{\gamma_r}\right] \qquad (87)$$

dove:

- A e B sono coefficienti sperimentali che tengono conto degli effetti della scabrezza e della pendenza della struttura;
- γ_r è il coefficiente riduttivo dipendente dalla rugosità della struttura.

Questa formula è valida per un range di: $0.05 < \frac{R_c}{T_m \cdot \sqrt{g \cdot H_s}} < 0.30$.

Assumendo una formulazione del tipo "a stramazzo", *Hedges & Reis (1998)* hanno analizzato di nuovo i dati di Owen (1980), allo scopo di migliorare la stima della portata per valori grandi di R_c e per R_c prossimo a zero, ottenendo la relazione:

$$\frac{q_{WO}}{\sqrt{g \cdot (C \cdot H_s)^3}} = A_2\left[1 - \frac{R_c}{C \cdot H_s}\right]^{B_2} \qquad (88)$$

dove:

- A_2 e B_2 sono coefficienti di regressione ;
- C collega la massima risalita dell'onda all'altezza incidente significativa ($C \cdot H_s = Ru_{max}$);
- per $R_c > C \cdot H_s$ l'overtopping è nullo.

Se il run-up ha una distribuzione di tipo Rayleighiana, il massimo valore osservato può esprimersi come funzione della probabilità di non superamento p e del numero di onde nella registrazione:

$$(R_{umax})_{p\%} = R_u\left\{\frac{1}{2} \cdot [lnN - \ln(-lnp)]\right\}^{0.5} \qquad (89)$$

Hedges & Reis (1998) (tabella 32) calcolano i coefficienti A e B per il valore modale ($p = 37\%$) e per quello estremo ($p = 99\%$) .L'espressione di riferimento per la valutazione del run-up significativo è:

$$R_{uWO} = \begin{cases} 1.35 \cdot \xi_m & \text{se } \xi_m < 2 \\ R_{uWO} = 3.00 - 0.15 \cdot \xi_m & \text{se} 2 < \xi_m < 12 \end{cases} \qquad (90)$$

α		$C = (R_{max})_{37\%}/H_s$ (tracimazione frequente)	$C = (R_{max})_{99\%}/H_s$ (tracimazione rara)
1:1	A_2 B_2	0.00703 3.42	0.00515 6.06
1:3	A_2 B_2	0.00753 4.17	0.00542 7.16
1:4	A_2 B_2	0.0104 6.27	0.00922 10.96

Tabella 32: coefficienti per il modello di Hedges & Reis (1998).

Van der Meer and Janssen (1995) forniscono due diverse formule per il calcolo della stima della portata di tracimazione per le onde di tipo plunging (equazione 91) e surfing (equazione 92); la portata di overtopping si ottiene come minimo delle due equazioni:

$$\frac{q_{WO}}{\sqrt{g \cdot H_{m0}{}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{tg\alpha}} \cdot \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot exp\left[-(5.2 \div 4.7) \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v}\right] \qquad (91)$$

$$\frac{q_{WO}}{\sqrt{g \cdot H_{m0}{}^3}} = 0.2 \cdot exp\left[-(2.6 \div 2.3) \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right] \qquad (92)$$

dove:

- H_{m0} è l'altezza d'onda significativa al piede della diga marittima, calcolata in via spettrale $H_{m0} = \sqrt{4m_0}$ con m_0 momento d'ordine zero dello spettro d'energia d'onda;
- $tg\alpha$ indica la pendenza della struttura;
- ξ_0 è l'indice di frangimento al piede della diga;
- I vari γ sono i fattori di riduzione della risalita dell'onda: γ_b per la larghezza della berma, γ_f per la rugosità della struttura, γ_β per l'obliquità dell'attacco ondoso e γ_v in presenza di un muro paraonde;
- I due coefficienti moltiplicativi riportati tra parentesi corrispondono, rispettivamente, a valori medi e cautelativi.

L'equazione 92 rappresenta l'attuale formulazione per il calcolo dell'overtopping su frangiflutti a nucleo impermeabile con mantellata in massi proposta nel *manuale dell'Overtopping*[v] . I valori di γ_f proposti sono gli stessi che si sono applicati per il calcolo del run-up al capitolo 4, paragrafo 4.1.3.2, e riportati in tabella 21.

Nel passato lo studio sulla portata di tracimazione era concentrato solo su strutture impermeabili, per questo motivo è facile intuire come per strutture permeabili, gran parte delle formulazioni esistenti sovrastimino la portata di overtopping (*Lamberti et al., 2003*), come si può vedere dal confronto in figura 89.

Ricerche in corso mirano ad una maggiore accuratezza nella stima della portata d'overtopping q_{WO} e ad una più precisa identificazione del legame con i fattori che la controllano; quanto emerso da osservazioni sperimentali indica che sia possibile stimare un progressione esponenziale della portata di overtopping Q_{WO} in funzione dell'aumento dell'altezza d'onda incidente H_i così come un aumento esponenziale di Q_{WO}

[v] Eurotop Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual

sia verificabile al diminuire della larghezza di cresta (anche se ridotto di un ordine di grandezza rispetto alla dipendenza che questo parametro ha nei confronti di H_i).

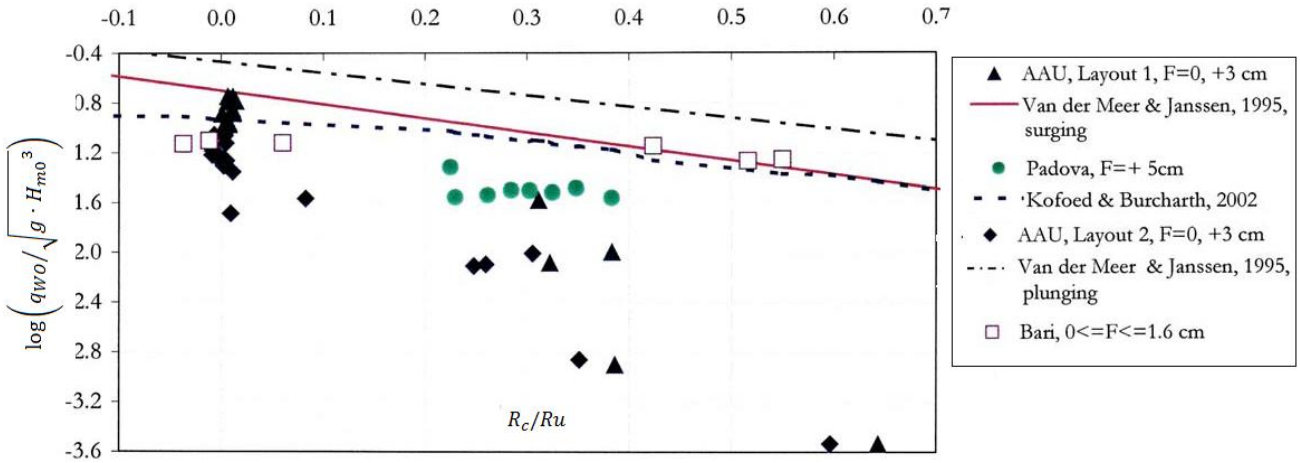


Figura 89: portata di tracimazione q_{WO} in funzione dell'altezza della cresta sul medio mare R_c e del runup significativo R_u. Confronto tra dati sperimentali e formulazioni presenti in letteratura. Fonte Ruol P., Martinelli L., Zanuttigh B. , Cappietti L. , Vicinanza D. , Faedo A. - Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e sovralzo per opere di difesa longitudinale a cresta bassa - Studi costieri (2006),9.

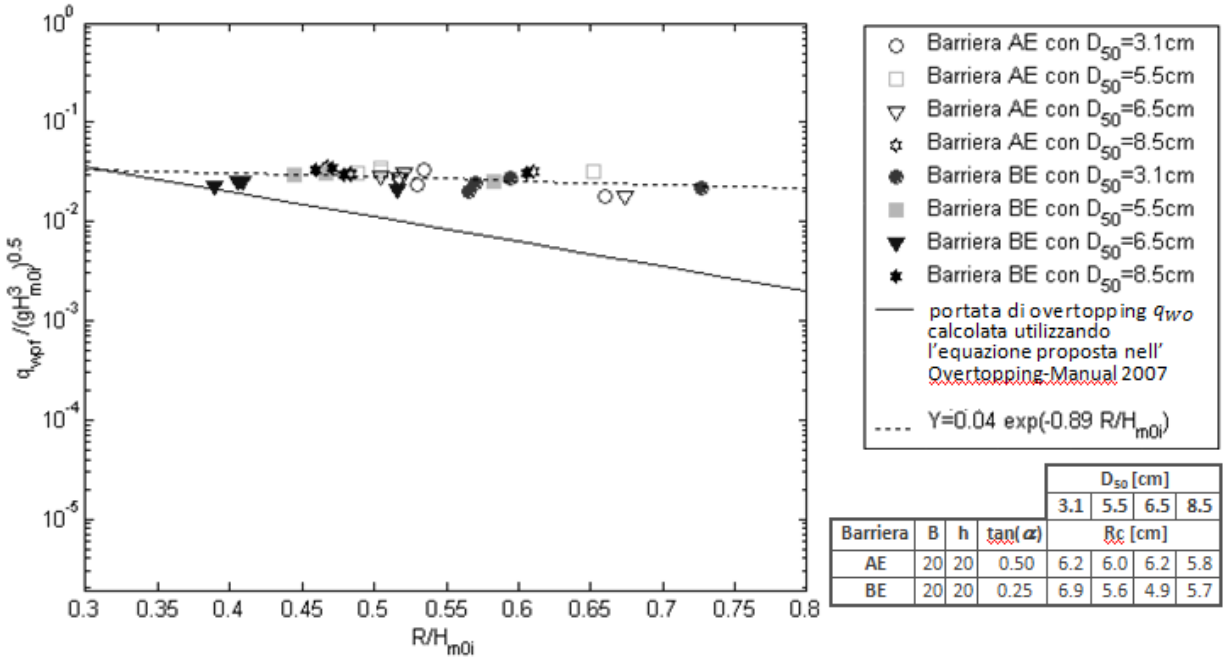
Negli esperimenti di *Ruol et al. 2003* è stata testata una scogliera emersa con nucleo in materiale di pezzatura minore rispetto a quello dello strato di armatura. Come già anticipato al paragrafo 5.3.1.1 le prove sperimentali hanno sottolineato la linearità esistente tra portata di ricircolo e piling-up, così come l'affinità tra il fenomeno di overtopping e la portata di filtrazione verso il largo. Più in particolare Q_{WO} è stata misurata utilizzando contenitori di raccolta posti dietro la struttura e la componente di filtrazione Q_{WIF} , presente attraverso lo strato di armatura, si è rivelata essere maggiore di quella di tracimazione Q_{WO}. La presenza di grosse componenti di filtrazione, se pur non quantificate esplicitamente, è messa in luce anche in Cappietti et al. 2006.

Nel 2008, *Cappietti e Aminti* hanno condotto una serie di esperimenti su 2 modelli di scogliere per la difesa costiera emergenti, di forma trapezoidale, costruite con 4 categorie di massi omogenei caratterizzati da differente D50 , sottoposte ad attacchi ondosi irregolari .

Le portate totali indotte a tergo delle scogliere dal moto ondoso incidente, misurate facendo variare il flusso di ricircolo fino a valori in grado di dar luogo a piling-up (Δη) circa nullo o leggermente negativo, con la metodologia descritta nel paragrafo 5.3.2, sono riportate a sinistra in figura 90.

Dal grafico si può osservare che la portata totale q_{WPF} misurata, è maggiore della portata di overtopping stimata con l'equazione 92 proposta nel manuale dell'overtopping (linea continua nel grafico), e la differenza aumenta all'aumentare della quota della cresta della scogliera. E' stata quindi ricavata una legge a potenza simile all'equazione 92 ma con i coefficienti determinati tramite regressione lineare ai minimi quadrati su queste misure sperimentali di q_{WPF} (linea tratteggiata nel grafico di figura 90):

$$\frac{q_{WPF}}{\sqrt{g \cdot {H_{m0}}^3}} = 0.04 \cdot \exp\left(-0.89 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \qquad (93)$$



				D_{50} [cm]			
				3.1	5.5	6.5	8.5
Barriera	B	h	tan(α)	Rc [cm]			
AE	20	20	0.50	6.2	6.0	6.2	5.8
BE	20	20	0.25	6.9	5.6	4.9	5.7

Figura 90: portate totali indotte a tergo delle scogliere dal moto ondoso incidente in funzione della quota della cresta ottenute nell'indagine sperimentale condotta da Cappietti et al (2008). In basso a destra si riportano le caratteristiche geometriche delle due tipologie di barriere e la quota della cresta misurata per tutte le barriere studiate Rc. B è la larghezza della cresta emersa, h è la profondità del fondale ai piedi delle barriere e Tan(α) è la pendenza del paramento lato mare. Il paramento lato terra ha pendenza 1/2. Fonte: Cappietti L., Aminti P.L. - Misure della portata trasmessa a tergo di modelli di scogliere emergenti frangiflutti - 31° Convegno nazionale di idraulica e costruzioni idrauliche, perugia, 9-12 settembre 2008.

L'apporto della componente di filtrazione alla formazione della portata totale è stato dunque calcolato come differenza tra la misura di portata totaleq_{WPF} e la componente q_{WO} , calcolato utilizzando l'equazione 6.6 proposta nell'Overtopping-Manual 2007. I risultati sono riportati in figura 91 e confermano in accordo con Ruol et al. (2003) che la portata di filtrazione q_{WIF} è responsabile della maggior parte della portata totale.

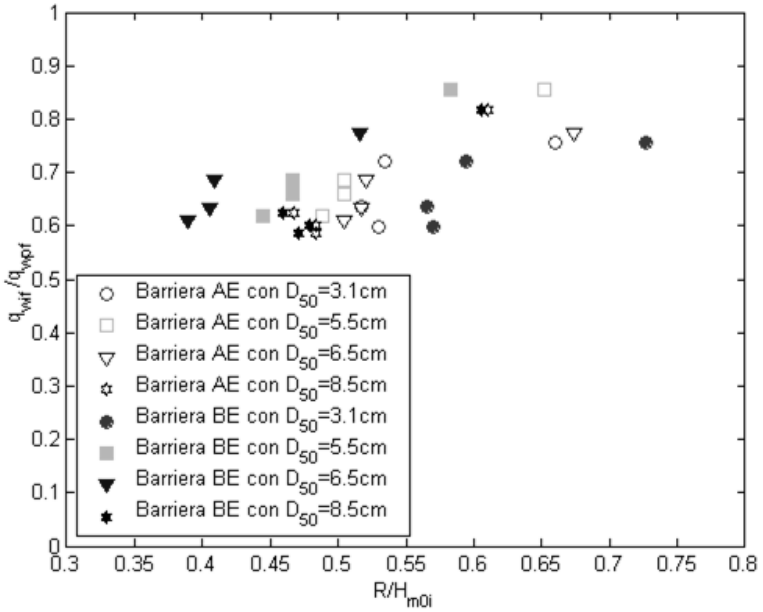


Figura 91: portata di filtrazione in funzione della quota della cresta. Fonte: Cappietti L., Aminti P.L. - Misure della portata trasmessa a tergo di modelli di scogliere emergenti frangiflutti - 31° Convegno nazionale di idraulica e costruzioni idrauliche, perugia, 2008.

In particolare si quantifica che la q_{WIF} in percentuale sul totale varia tra il 60% e l'85% all'aumentare della quota della cresta e in funzione del diametro dei massi costituenti la scogliera. La dipendenza dal diametro dei massi per bassi valori di quota relativa della cresta non è molto chiara mentre per valori relativamente alti (maggiori di 0.5-0.6) si osserva che il contributo della portata di filtrazione aumenta all'aumentare del diametro dei massi.

Il risultato suggerisce che il campo medio di circolazione a tergo delle scogliere sia determinato principalmente dalla portata di filtrazione attraverso l'opera piuttosto che dalla portata di overtopping.

Si riportano le due principali tecniche sperimentali finora proposte per la misurazione del WO che viene effettuata in termini di volume d'onda, picco di volume di tracimazione al disopra del frangiflutti e periodo medio del flusso.

Secondo il primo metodo proposto da *Lamberti et al.(2004),* le onde di tracimazione sono identificate con una procedura di zero-crossing applicata ai livelli d'acqua acquisiti da due sonde posizionate al di sopra o all'interno della barriera. Le informazioni acquisite dalle prime sonde di livello vengono messe in relazione

così da poter calcolare celerità e volume di ciascuna onda: la portata di tracimazione al di sopra della cresta sarà infatti data dal prodotto tra velocità dell'onda passante sulla cresta moltiplicata per il livello che supera la quota di cresta. Questa tecnica è stata successivamente applicata sui dati sperimentali ottenuti da *Cappietti et al. (2006)*, da *Lamberti et al. (2006)*, al fine di verificarne la sua validità come modello di trasformazione della forma dello spettro d'onda nella trasmissione attraverso un frangiflutti in massi a cresta bassa. Una variante a tale procedura di calcolo consiste nell'affiancare le misurazioni acquisiste dalle sonde resistive, alle registrazioni della velocità della lama tracimante effettuate da strumenti come velocimetri acustici o micro mulinelli, sempre posizionate al di sopra (sidelooking) o all'interno della barriera (downlooking).

Nel secondo metodo, proposto da *Schüttrumpf and Oumeraci (2005)* nella stessa indagine di studio citata al paragrafo 4.1.3.1 (" Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes") la tracimazione d'onda sulla struttura è misurato ricorrendo a tre differenti tipologie di strumentazione:

- serbatoio di raccolta montato su 3 celle di carico (trasduttori capaci di convertire una forza peso in un segnale elettrico) in modo da determinare ciascun singolo volume d'overtopping di volta in volta intercettato;
- sonde di livello di tipo resistivo per la misura dell'altezza d'acqua che riesce a superare la barriera;
- micro-mulinelli direttamente montati sulla cresta della barriera per determinare la velocità dell'onda di tracimazione. Ovviamente a causa delle irregolarità di quest'ultima, le misure effettuate dai micro mulinelli potranno essere affette da errori legati alla posizione in cui si trovano, con conseguente perdita di accuratezza nella misurazione.

5.3.2.3. Tecnica di misurazione del WO adottata per i frangiflutti emersi

Per la barriera emersa (configurazione B1) la stima dei volumi di overtopping avverrà attraverso l'utilizzo di entrambe le tecniche descritte, al fine di poter metterne a confronto i risultati e poter meglio stimare il grado d'incertezza relativo a ciascuna tecnica di misurazione.

Per quanto riguarda la progettazione di un adeguato serbatoio in grado di campionare ciascun singolo volume di overtopping, non possiamo conoscere a priori, ancor prima che le prove vengano avviate, i volumi

di tracimazione che interesseranno le strutture che si vogliono testare. Pertanto l'unico strumento in nostro possesso, per poter effettuare un corretto dimensionamento del campionatore, non può che basarsi su una stima preliminare dei flussi di overtopping che ci si aspettano per il particolare caso in studio.

Tra le tante formulazioni proposte in letteratura, descritte al precedente paragrafo, si è scelto di prendere in considerazione, per il calcolo di una stima preventiva della portata q_{WO} , l'equazione proposta nell'Overtopping-Manual 2007 che viene di seguito riportata :

$$\frac{q_{WO}}{\sqrt{g \cdot {H_{m0}}^3}} = 0.2 \cdot exp\left[-(2.6 \div 2.3) \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right] \qquad (94)$$

dove:

- H_{m0} è l'altezza d'onda significativa al piede della diga marittima, calcolata in via spettrale $H_{m0} = \sqrt{4m_0}$ con m_0 momento d'ordine zero dello spettro d'energia d'onda;
- $tg\alpha$ indica la pendenza della struttura;
- ξ_0 è l'indice di frangimento al piede della diga;
- I vari γ sono i fattori di riduzione della risalita dell'onda: γ_b per la larghezza della berma, γ_f per la rugosità della struttura, γ_β per l'obliquità dell'attacco ondoso e γ_v in presenza di un muro paraonde;nel nostro caso $\gamma_\beta = \gamma_v = 1$, mentre valori di γ_f proposti sono gli stessi che si sono applicati per il calcolo del run-up al capitolo 4, paragrafo 4.1.3.2, e riportati in tabella 21.
- I due coefficienti moltiplicativi riportati tra parentesi corrispondono, rispettivamente, a valori medi e cautelativi., dunque in questo caso si prenderà in considerazione quello maggiore pari a 2.6.

Tuttavia l'equazione 94, come la maggior parte delle formulazioni presenti in letteratura, si fondano su approssimazioni empiriche di dati sperimentali ottenuti su opere a nucleo impermeabile ed emerse, che sono raramente tracimate. Pertanto il loro campo di validità non è propriamente adeguato per le configurazioni sottoposte a prova scarsamente tracimabili o sommerse e del tutto permeabili.

Si è quindi effettuato un confronto delle stime di q_{WO} ottenute con la legge per il calcolo dell'intero flusso entrante nello specchio d'acqua protetto da una barriera, determinata in base ai risultati sperimentali ottenuti da *Cappietti e Aminti(2008)* su frangiflutti in massi a bassa cresta con nucleo permeabile:

$$\frac{q_{WPF}}{\sqrt{g \cdot {H_{m0}}^3}} = 0.04 \cdot \exp\left(-0.89 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \qquad (95)$$

Lo studio è gia stato descritto in dettaglio sempre al paragrafo 5.3.2.2.

Valutare l'apporto della sola componente tracimazione con un'espressione analitica che invece calcola tutta la portata entrante netta Q_{WPF} nella zona protetta dalla struttura e che quindi prende in conto anche il contributo dato dal processo di filtrazione dell'acqua attraverso la struttura porosa del frangiflutti, sicuramente porterà a delle sovrastimazioni dell'overtopping. Tuttavia l'equazione 95 sarà sicuramente più adatta a rappresentare il fenomeno in studio, e comunque in tutta sicurezza, dal momento che va a sovradimensionare il flusso di overtopping e dunque il serbatoio che si vuole progettare.

D'altronde sempre nell'indagine di Cappietti e Aminti è risultato che la portata totale q_{WPF} misurata fosse maggiore della portata di overtopping stimata con l'eq. 92 proposta nel manuale dell'overtopping (cfr. figura 90), a favore ancora di sicurezza.Dal momento che un incremento dell'altezza d'onda significativa incidente Hs comporta una crescita esponenziale della tracimazione, le due espressioni analitiche appena descritte sono state applicate all'onda più alta che nel nostro caso di studio è la numero A7 (cfr. tabella 7). Il parametro γ_f assume differenti valori in funzione della scabrezza e della permeabilità della struttura e nel caso in esame è stato utilizzato il valore 0. 5 suggerito per strutture in massi con nucleo permeabile e 2 strati di armatura (cfr. tabella 21). I risultati ottenuti sono riportati in tabella 33.

		Canali		
Scala di riduzione	$\boldsymbol{\lambda_L}$	**CIEM**	**CL**	**CIEMito**
Altezza d'onda al piede della struttura	$\boldsymbol{H_{m0}}$**[m]**	0.57	0.16	0.10
Periodo di picco	$\boldsymbol{T_p}$ **[s]**	2.39	1.28	1.01
Freeboard	$\boldsymbol{R_c}$**[m]**	0.200	0.057	0.035
Coeff. di rugosità	$\boldsymbol{\gamma_f}$ **[-]**	0.5		
Portata di overtopping, per unità di sezione del canale (Overtopping Manual)	$\mathbf{q}_{WO}$ **[m^3/s/m]**	0.0437	0.0067	0.0033
Portata di overtopping, per unità di sezione del canale (Cappietti et al.2008)	$\boldsymbol{q_{WPF}}$ **[m^3/s/m]**	0.0396	0.0060	0.0029
Tempo della prova	**d [min]**	37.4	20	15.7
Tempo della prova	**d [s]**	2245	1200	945
Larghezza del campionatore	**l [m]**	0.700	0.200	0.124
Portata di overtopping (Cappietti et al.2008)	$\boldsymbol{q_{WPF}}$ **[m^3/s]**	0.0277	0.0012	0.0004
Volume di overtopping sull'intera prova	$\boldsymbol{q_{WPF}}$ **[m^3]**	62.160	1.450	0.346
Profondità al piede della berma	$\boldsymbol{h}$ **[m]**	1.5	0.43	0.27
Lunghezza del canale [m]		87	24.86	15.41
Abbassamento del livello d'acqua in canale [m]	$\boldsymbol{\Delta h}$ **[m]**	0.48	0.14	0.08
Abbassamento del livello d'acqua in canale [%]	$\boldsymbol{\Delta h}$ **[%]**	31.75		

Tabella 33: stime preliminari dei volumi di overtopping attesi sulla barriera B1 durante l'attacco ondoso con altezza significativa massima (A7).

La stima preliminare dei volumi di overtopping mette in evidenza che, raccogliendo i flussi di tracimazione che interessano anche solo meno di 1/3 di tutta l'intera lunghezza della sezione trasversale dei canali, si vanno già a prelevare volumi d'acqua tali da abbassare i livelli idrici del 30% rispetto alla profondità del canale in condizioni statiche, un valore sicuramente troppo grande che potrebbe andare a compromettere la validità delle misurazioni complessive.

A tal proposito è' importante notare che gli esperimenti di Schüttrumpf e Oumeraci, sono stati comunque condotti su opere di difesa marittima con paramenti piani a bassa scabrezza (smooth slopes seadikes), impermeabili e raramente tracimabili, mentre nei modelli in progetto si vuole indagare il comportamento di frangiflutti permeabili in massi cubici (armoured rubble slopes and mounds) con bassi valori si emergenza .Queste due tipologie di strutture per la difesa costiera hanno oppongono una resistenza al passaggio dell'onda che non può essere paragonabile. Questo spiega perché mentre nello studio di Schüttrumpf e Oumeraci il prelievo dal canale dei volumi di overtopping non ha creato grosse problematiche,nel caso in analisi queste prime stime di overtopping fanno già intuire quanto i volumi di tracimazione che interessano una struttura "low crested" siano estremamente grandi, proprio perché questo tipo di strutture può essere tracimato con una notevole frequenza. Pertanto il prelievo dal canale di ciascun volume di overtopping che via via oltrepassa la barriera risulta inattuabile.

Si è pensato allora di poter reimmettere i volumi man mano misurati, sfruttando il sistema di ricircolo e il misuratore di portata di cui esso è dotato, che è già presente nei canali, e che di fatto svolge la stessa funzione per l'intera portata netta entrante nella zona protetta dalla barriera, al fine di simulare il ritorno della corrente verso il largo attraverso i varchi posti tra un frangiflutti e l'altro.

L'idea originale di un serbatoio si è allora convertita nella costruzione di un campionatore che permetta di separare e ricircolare solo l'acqua che tracima la struttura escludendo in qualche modo quella che ne attraversa il corpo permeabile attraverso la filtrazione.

L'apparato di raccolta sarà costituito da una "bocca" appoggiata sulla ciglio lato riva della cresta delle barriere, collegata direttamente all'opera di presa del sistema di ricircolo, mediante un collettore. Il collegamento idraulico tra campionatore e sistema di ricircolo verrà effettuato in modo opportuno al fine di ricircolare esclusivamente il volume di acqua tracimato impedendo il passaggio al restante volume d'acqua che si accumula a tergo della struttura (ovvero quello dovuto ai processi di filtrazione attraverso la struttura porosa del frangiflutti).

In tal modo, con una procedura del tutto analoga a quella utilizzata per il calcolo del WPF (cfr. capitolo 5, paragrafo 5.3.1) , durante l' attacco ondoso l'impianto di ricircolo preleverà soltanto la portata di tracimazione (che è possibile conoscere mediante misuratore di portata elettromagnetico proprio del sistema di ricircolo) q_{WO} raccolta dal campionatore e la reimmetterà davanti al battionda. Se la portata ricircolata q_{WO} è tale da riportare a zero l'innalzamento d'acqua $\Delta\eta$ a tergo della barriera, i flussi di ritorno per filtrazione verso il largo attraverso il corpo della barriera saranno nulli poiché essi sono causati da uno squilibrio del livello idrico tra lo specchio d'acqua antistante e retrostante il frangiflutti stesso. Il bilancio di massa impone allora che in questo caso che:

$$q_{r0} = [q_r]_{\Delta\eta=0} = q_{WO} \qquad (96)$$

Questa tecnica di misurazione sperimentale del tutto innovativa dovrà essere ovviamente accompagnata da ulteriori procedure di misurazione, con la quale dovrà essere confrontata.

Per ottenere una simile ridondanza di misurazione, si è progettata un'ulteriore procedura di stima dei flussi di overtopping basata sull'applicazione di un setto impermeabile lungo la scarpata interna della struttura B1. Tale ostruzione, realizzando la completa impermeabilizzazione dell'opera e impedendo di conseguenza il moto di filtrazione attraverso il corpo della barriera, permetterà di valutare direttamente la portata q_{WO} che transita al di sopra della cresta del frangiflutti, infatti in tal caso:

$$q_{WIF} = 0 \Longrightarrow q_{WPF} = q_{WIF} + q_{WO} = q_{WO} \qquad (97)$$

5.3.2.4. Tecnica di misurazione del WO adottata per le barriere sommerse

Nel caso delle barriere sommerse (per le quali l'utilizzo di un serbatoio sarebbe inutile e sconveniente) si farà invece ricorso esclusivamente al metodo di Lamberti et al.(2004) basato sulla misura di in base al ritardo tra i segnali acquisiti dalle due sonde e alla loro distanza reciproca,oppure alla lettura di due sonde resistive combinatamente con la registrazione di velocità dell'onda tracimante effettuata a mezzo di un velocimetro acustico, come già descritto al capitolo 4, paragrafi 4.3.1 e 4.3.2.

Inoltre le suddette misurazioni verranno riprese con una videocamera al fine di poter meglio validare l'algoritmo (sviluppato da *Archetti e Lamberti 2006*) per stimare il numero di onde tracimanti, la velocità delle onde e poter così sviluppare uno strumento di misura del volume d'acqua tracimante a partire dall'elaborazione d'immagine.

5.3.3. La misura del WIF

5.3.3.1. Contributi sperimentali per la misura del WIF

L'indagine di ricerca "Wave flume experiments and results on piling-up and overtopping for low crested structures " condotta da *Cappietti et al 2006 (ICCE2006)* già citata al paragrafo 5.3.1.1 ha permesso, non solo di misurare per la prima volta la portata totale entrante nella zona protetta per barriera sommersa, ma anche di scindere i contributi di filtrazione e del flusso di ritorno sopra la barriera .
Lo studio condotto nel canale per onde e correnti del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'università di Firenze, ovvero il CL, si è basato sul confronto comparato di due strutture emerse, 4 con bordo libero nullo e due sommerse (tutte di geometria e/o porosità differente) costituite con massi relativamente omogenei.

La filtrazione è suddivisa nella componente profonda ed in quella che interessa lo strato formato dal primo masso. Come suggerito dalla figura 88, a parità di condizioni ondose incidenti e di struttura esaminata (modificando solo la portata di ricircolo), sia la filtrazione che il flusso di ritorno sopra la barriera sono (circa) proporzionali a $\Delta\eta$ (a parità di Hi).

L'equazione 83 rappresenta il coefficiente di proporzionalità delle legge di proporzionalità esistente tra piling-up e portata di ricircolo, ovvero il rapporto fra le intercette degli assi: il ricircolo per il piling-up nullo (ovvero la massima portata ricircolata q_{r0}) ed il piling-up per portata di ricircolo nulla(ovvero il massimo sovralzo potenziale $\Delta\eta_0$), che a sua volta corrisponde al WPF .In assenza di ricircolo quindi, WPF deve essere necessariamente bilanciato da un stesso quantitativo di flusso di ritorno, che filtra attraverso il corpo della barriera q_{WIFout}. Pertanto la suddetta equazione descrive la resistenza K a questo flusso di ritorno: essa dipende dell'altezza d'onda incidente H_i e dalle caratteristiche geometriche della barriera.
Clementi et al. per ogni prova hanno analizzato le due condizioni estreme di piling-up per portata di ricircolo nulla e di portata di ricircolo per piling-up nullo. In figura seguente si evidenzia la corrispondenza lineare tra i due valori anzidetti, sia nel caso di barriere emerse che, pur con maggiore dispersione dei dati rispetto alla retta interpolante, per barriere a freeboard nullo e sommerse. Essi confermano l'equazione 83. I valori del coefficiente , che esprime la proporzionalità esistente tra i valori estremi misurati nella sperimentazione, sono riportati nella tabella 34.

R_c[cm]	k
+5	4.3
0	2.9
-5	0.90

Tabella 34: pendenze delle rette interpolanti di figura 100 per diverse emergenze ottenute nell'indagine sperimentale condotta da Clementi et al (2006). Fonte: Clementi E., Cappietti L. and Martinelli L. - Wave flume experiments and results on piling-up and overtopping for low crested structures - Proc. of the 1st International Conference on the Application of Physical Modeling to Port and Coastal Protection. In press, 2006.

Suddetti valori di k rappresentano le pendenze delle rette di figura 93, che forniscono la portata di ritorno per diversa altezza d'onda e quindi e per diverso piling-up massimo.

Le strutture emerse sono associate alla portata inferiore, ovvero la sola filtrazione nella parte di barriera che va dal fondo a 5 cm dalla cresta; nel caso delle strutture a freeboard zero, la portata di ritorno comprende anche il flusso che avviene nello strato di barriera più elevato ovvero i primi 5cm. In quest'area la porosità è diversa perché il grado di compattamente è necessariamente inferiore. Nel caso delle barriere sommerse, la portata di ritorno è molto più elevata perché comprende anche il ritorno sopra la struttura: i dati sono apparentemente dispersi, in quanto il solo piling-up non spiega a sufficienza la formula (vi è una forte pendenza da H_i).

In definitiva dunque appare chiaro che K cresce all'aumentare di H_i, della larghezza della cresta di barriera B_c, della quota del coronamento R_c e della pezzatura dei materiali che formano la barriera.

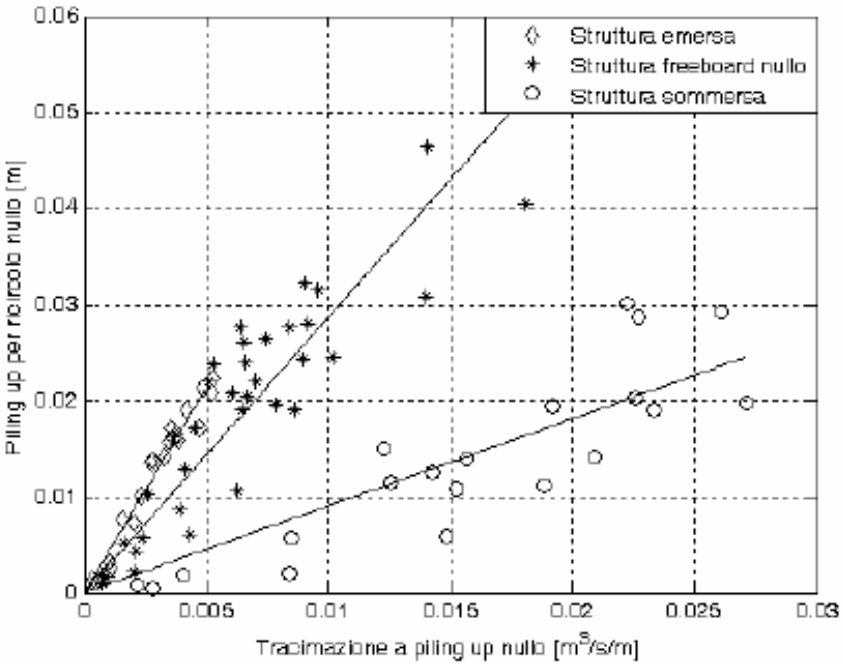


Figura 92: piling-up per ricircolo nullo vs tracimazione a piling-up nullo (portata di ricircolo per piling up nullo). *Fonte: Clementi E., Cappietti L. and Martinelli L. - Wave flume experiments and results on piling-up and overtopping for low crested structures - Proc. of the 1st International Conference on the Application of Physical Modeling to Port and Coastal Protection. In press, 2006.*

La tracimazione è funzione delle condizioni ondose incidenti. Per analizzare nel dettaglio la dipendenza del flusso di ritorno, della filtrazione profonda e quella sopra la barriera dall'altezza d'onda, è stato considerato l'andamento del rapporto anzidetto in funzione dell'altezza d'onda incidente. La figura 93a presenta tale andamento in forma schematizzata, la figura 93b supporta tale rappresentazione attraverso i dati sperimentali.

La conducibilità della filtrazione cala all'aumentare dell'altezza d'onda, in quanto il movimento oscillatorio nell'ammasso poroso funge da resistenza aggiuntiva. Tale variazione è però modesta.

La conducibilità del flusso di ritorno è molto influenzata dalla presenza dell'onda. Di fatto la spinta dell'onda controbilancia in parte il piling-up e, quindi, l'altezza d'onda incide in misura essenziale nella definizione della effettiva portata di ritorno. In questo caso è opportuno impostare, oltre al bilancio di massa, anche il bilancio della quantità di moto. Per valori di altezza d'onda estremi, il flusso di ritorno è talmente ostacolato dalla spinta dell'onda che si riduce in misura sostanziale. Pertanto la differenza di comportamento delle strutture a diverso bordo libero è ridotta e in generale risulta funzione del rapporto H_i/R_c .

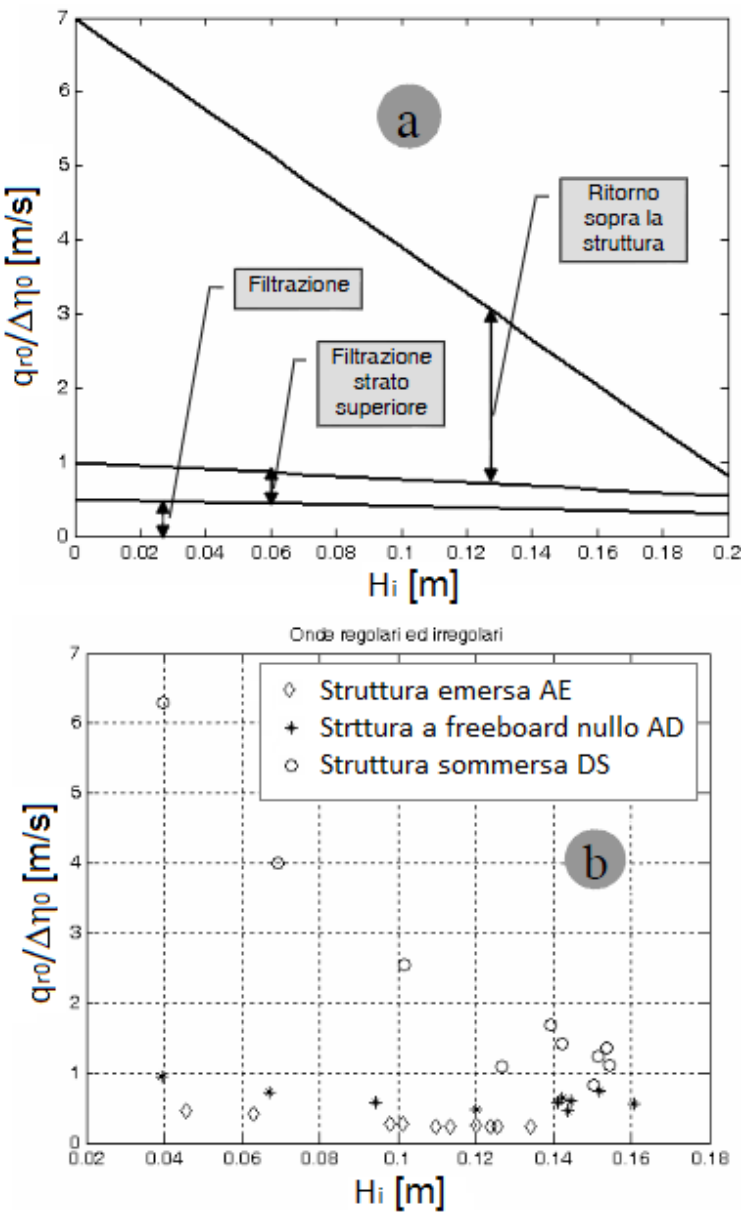


Figura 93: Andamento della filtrazione e del ritorno sopra la barriera al variare dell'altezza d'onda incidente: a) schematizzazione dei processi, b) dati sperimentali. Fonte: Clementi E., Cappietti L. and Martinelli L. - Wave flume experiments and results on piling-up and overtopping for low crested structures - Proc. of the 1st International Conference on the Application of Physical Modeling to Port and Coastal Protection. In press, 2006.

L'insieme di prove svolte consente anche di stimare il flusso di ritorno che avviene nel primo strato di massi (5 cm), prossimo al bordo libero. Come si nota dalle Figure 102, la filtrazione attribuibile a questo strato è quantitativamente molto significativa, quasi pari all'intera portata sottostante (relativa ad una altezza di 15 cm). Ciò è dovuto alla evidente minore compattazione dello strato stesso.

5.3.3.2. Tecnica di misurazione della portata entrante per filtrazione WPFin

Nota la misura della portata totale q_{WPF} (pari a $q_{WO} + q_{WIFin}$) e stimata la componente q_{Wo} il valore della componente di filtrazione rispetto alla portata totale viene calcolato come differenza trai due, ovvero con la seguente equazione:

$$q_{WPF} = q_{WO} + q_{WIFin} \Longrightarrow \frac{q_{WIFin}}{q_{WPF}} = 1 - \frac{q_{WO}}{q_{WPF}} \qquad (98)$$

Nel caso della barriera emersa B1, una seconda alternativa consiste nella misurazione della portata di ricircolo necessaria a azzerare l'innalzamento del livello medio d'acqua a tergo della struttura in assenza di WO, che viene raccolto in un serbatoio. Tale ipotesi è stata però abbandonata nel momento in cui si sono stimati preliminarmente i flussi di tracimazione, come spiegato in dettaglio al paragrafo 5.3.2.3 (tabella 33). La portata di overtopping risulterebbe infatti elevata al punto tale che un possibile prelievo di tale contributo, andrebbe a compromettere decisamente i livelli idrici in canale, andando così ad inficiare i risultati della prova.

5.3.4. La misura del flusso di ritorno

Si consideri in prima approssimazione che WPF non dipende dal piling-up, a parità di condizioni d'onda incidente : tale ipotesi è ragionevolmente vera per frangiflutti emersi ed è stato finanche dimostrata da *Clementi et al. 2006*. Sul grafico di figura seguente, che riporta un tipico esempio di relazione lineare tra portate ricircolate e livelli di piling-up instauratesi a tergo del frangiflutti, per il punto di coordinate $(q_{r0}\,, 0)$ può essere condotta una linea retta verticale. La differenza tra q_{WPF} e q_r rappresenta il flusso di ritorno (il sovralzo idrico induce il flusso di ritorno verso il largo) che è proporzionale al piling-up stesso e può essere descritto dal coefficiente K. Pertanto il flusso medio di ritorno potrà essere calcolato mediante la seguente equazione :

$$WPF - q_r = q_{r0} - q_r \qquad (99)$$

Anche in questo caso, si osserva come l'utilizzo di un sistema di ricircolo sia in grado di fornire un metodo semplice per misurare il flusso di ritorno.

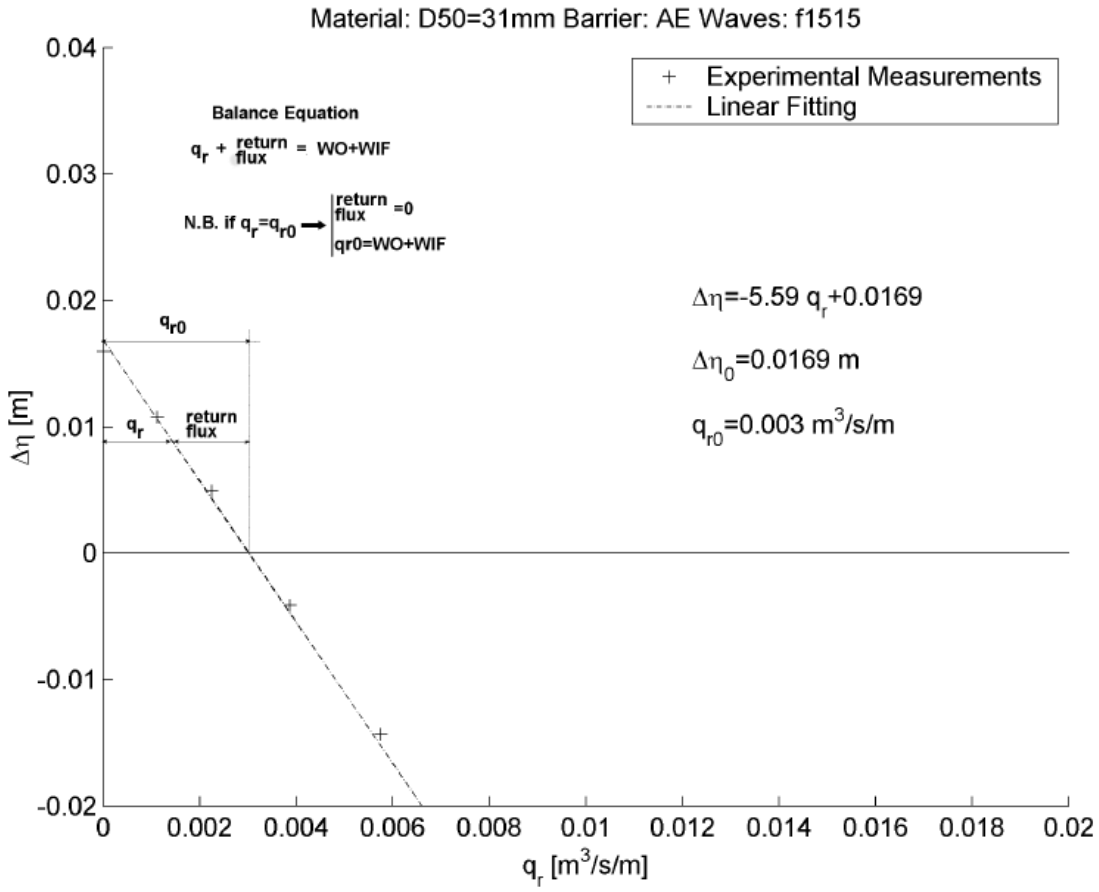


Figura 94: esempio della relazione misurata tra piling –up $\Delta\eta$ e portata di ricircolo q_r (attacco ondoso con Hsi=120mm, Tp=1.5s,spettro di tipo JONSWAP (fonte: Cappietti et al. 2006).

5.3.5. Descrizione delle prove finali

1) <u>COSTRUZIONE DELLA BARRIERA B1</u>:

Dopo aver eseguito la prima sessione di prove preliminari, si procederà con la costruzione del primo frangiflutti B1 conservando la predisposizione della strumentazione già allestita in canale che è appunto quella connessa a questa configurazione di barriera.

2) <u>ACQUISIZIONE DEI LIVELLI D'ACQUA CON GENERATORE DI MOTO ONDOSO SPENTO</u>

Anche nella fase definitiva degli esperimenti, prima del lancio dell'attacco ondoso vero e proprio verranno acquisiti i livelli d'acqua con generatore di moto ondoso spento, per la stima del livello nei canali in condizioni statiche; In sede di prove definitive tuttavia questa misurazione durerà un periodo di tempo maggiore rispetto alle prove preliminari: si registreranno i primi 3.5, 2 e 1.5 minuti rispettivamente nel CIEM, CL e CIEMito .

Questa procedura permette di registrare il sovralzo rispetto allo "zero" della calibrazione, dovuto all'accensione della pompa di retropala e all'eventuale accensione della pompa di ricircolo.

In figura 95 è riportato il segnale registrato da una sonda resistiva durante un attacco ondoso; nella parte iniziale della curva, è possibile notare l'andamento del livello idrico durante i primi minuti antecedenti la simulazione dello stato di mare, che rappresenta il livello di "zero", da cui sono stati calcolati i successivi livelli nel corso dell'attacco ondoso.Questi dati rilevano, sia il corretto funzionamento delle sonde, che l'effettivo stato di calma nel canale, necessario per effettuare accuratamente le misure relative agli attacchi ondosi.

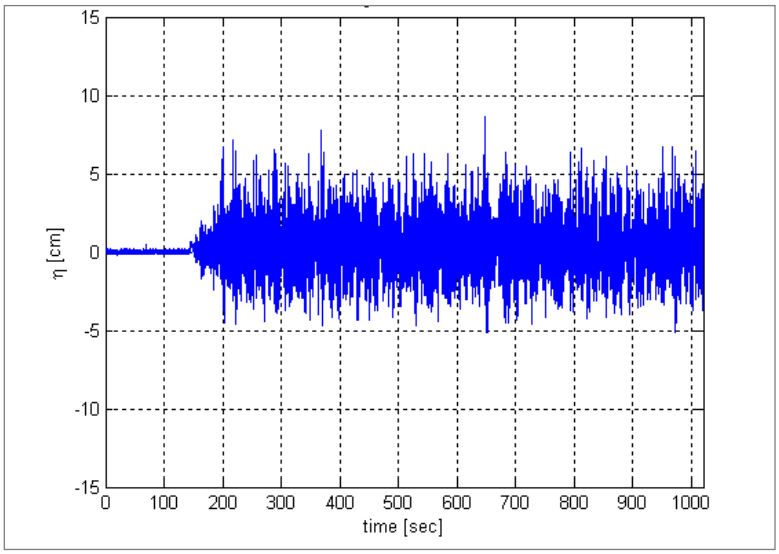


Figura 95: esempio di segnale acquisito da una sonda di livello durante un prova sperimentale con pompa di ricircolo accesa.

3) LANCIO DELL'ATTACCO ONDOSO SPECIFICO

La struttura verrà testata 3 volte per ciascun attacco ondoso irregolare, secondo il seguente ordine nel seguente ordine:

a) *Misurazione del piling-up con ricircolo proprio:*

Il primo attacco ondoso irregolare avrà una durata totale di 224.5 minuti nel CIEM, 120 minuti nel CL e 94.5 minuti nel CIEMito, durante i quali la portata di ricircolo verrà fatta variare 6 volte a partire da zero fino al valore che approssimativamente annulla il piling up (registrato alle sonde WG06-07 e 08 e dai piezometri).

b) *Misurazione dell' overtoppping con setto impermeabilizzante e ricircolo proprio*:

La stessa prova descritta al punto a) verrà ripetuta disponendo un setto impermeabile lungo la scarpata interna della struttura B1. Tale ostruzione, realizzando la completa impermeabilizzazione dell'opera e impedendo di conseguenza il moto di filtrazione attraverso il corpo della barriera, permetterà di valutare direttamente la portata q_{WO}. L'analisi dei segnali acquisiti alle sonde WG03-WG02 e WG01, fornirà i valori di altezza d'onda incidente mentre le sonde WG04, WG05 e l'ADV misureranno i singoli volumi di overtopping.

c) *Misurazione dellovertoppping con ricircolo delle portate di overtopping:*

Lo stesso attacco ondoso simulato al punto 1 e 2 verrà testato nuovamente sulla struttura per una durata di circa 37 minuti nel CIEM, 20 minuti nel CL e 16 minuti nel CIEMito. Il flusso d'acqua che tracima la struttura, preventivamente raccolto mediante un apposito campionatore (descritto al paragrafo 5.3.2.3) collegato idraulicamente al sistema di ricircolo del canale verrà fatto confluire nuovamente al battionde, in modo da annullare il sovralzo idrico alle spalle del frangiflutti. In tal caso la portata ricircolata, misurata nel tempo dal misuratore di portata proprio del sistema di ricircolo corrisponderà al volume di overtopping cercato.

Tra un esperimento e il successivo, e dopo l'accensione della pala battionde dovrà essere rispettata una pausa di 20 minuti, per stabilizzare il livello in canale.

4) CONTROLLO E ARCHIVIAZIONE DEI DATI RELATIVI

In ciascuna di suddette fasi si provvederà a raccogliere le misurazioni effettuate da tutti gli strumenti e alla loro corretta archiviazione su supporto informatico.

5) RIPETIZIONE DELLE PROVE PER TUTTI GLI ATTACCHI ONDOSI SCELTI

I punti 1), 2) , 3) e 4) verranno ripetuti per tutti gli attacchi ondosi da A1 a a7, preoccupandoci volta volta di risistemare adeguatamente la strumentazione di misura in base al gruppo di appartenenza di suddetti attacchi (cfr. tabella 27).

6) COSTRUZIONE E SIMULAZIONI SULLA BARRIERA B2:

Successivamente si costruiranno il secondo frangiflutti (configurazione B2), levando il primo strato di elementi cubici che costituisce il coronamento di B1, e l'intera procedura da 1) A 5) verrà reiterata in maniera analoga, preoccupandosi di spostare adeguatamente la strumentazione di acquisizione secondo quanto descritto nel capitolo 4. Si ricorda che il posizionamento complessivo degli strumenti e delle barriere in canale, inerente alle diverse configurazioni è riportato rispettivamente alle figure 27 e nelle 13-14-15-16- e 17.

7) COSTRUZIONE E SIMULAZIONI SULLA BARRIERA B3:

Infine, verrà realizzato il terzo frangiflutti (configurazione B3), aumentando la larghezza della berma della seconda struttura costituita, ovvero la barriera B2 e si rieseguirà la procedura da 1) a 5) per una terza volta.

I punti da 1) a 7) verranno condotti su ciascuno dei canali per onde e correnti coinvolti: CIEM, CL e CIEMito.

In ogni caso, all'inizio di ogni giornata di esperimenti sarà necessario effettuare l'analisi dei coefficienti di calibrazione, procedura che permette di verificare sia l'accuratezza della calibrazione, sia l'esistenza di qualche eventuale anomalia nell'apparato strumentale.

5.3.6. Parametri caratteristici registrati durante le prove preliminari

- H_{m0i}: altezza d'onda incidente al piede della scogliera filtrata dall'onda riflessa (ottenuta mediante l'analisi dei segnali acquisiti alle sonde WG03-WG02 e WG01);
- Kr : coefficiente di riflessione dell'onda incidente al piede della scogliera (ottenuta mediante l'analisi dei segnali acquisiti alle sonde WG03-WG02 e WG01);
- Tp_i: periodo di picco registrato davanti alla scogliera (media dei Tp misurati dalle sonde WG03-WG02 e WG01);
- T_{m0-1i}: periodo medio registrato davanti alla scogliera (media dei T_{m0-1i} misurati dalle sonde in posizione WG03-WG02 e WG01);
- media del livello idrico misurato dalle sonde WG03-WG02 e WG01;
- Singoli volumi di overtopping come prodotto tra l'altezza d'acqua rilevata e la velocità della lama tracimante stimata in base al ritardo tra i segnali acquisiti dalle due sonde e alla loro distanza reciproca oppure attraverso l'ADV e/o micromulinelli .
- H_{m0t}: altezza d'onda trasmessa dietro la scogliera (ottenuta mediante l'analisi dei segnali acquisiti alle sonde WG06- WG07 e WG08);
- $Tp_{t:}$ periodo di picco registrato dietro la scogliera (Tp misurato dalla sonda in posizione 6);
- T_{m0-1t} :periodo medio registrato dietro la scogliera (Tm misurato dalla sonda in posizione 6);
- media del livello idrico misurato dalle sonde WG06- WG07 e WG08;
- Freeboard: differenza fra la lettura del livello idrico perfettamente tangente alla cresta della scogliera e la lettura, effettuata con medesimo strumento prima del lancio di ogni prova.

L'obiettivo principale dell' analisi detta "di primo livello" è quello di calcolare i parametri caratteristici del moto ondoso (altezze e periodi) e i volumi di tracimazione, mediante l'analisi dei dati acquisiti dagli strumenti utilizzati. Questa analisi viene effettuata subito dopo l'esecuzione di ogni singola prova e permette anche di verificare il corretto funzionamento della strumentazione.

A seguito di questa analisi, i parametri ottenuti vengono utilizzati nell'analisi detta "di secondo livello" finalizzata allo studio delle relazioni tra i fenomeni caratteristici del modello in esame e le grandezze progettuali dell'opera.

L'elaborazione di suddette misure verrà condotta con il programma "Matlab" nel laboratorio fiorentino e WaveLab nel laboratorio barcellonese e permetterà di calcolare la variazione del livello idrico in canale e di effettuare l'analisi spettrale delle onde.

In particolare, dal momento che le strutture saranno testate con attacchi ondosi irregolari,al fine di migliorare l'affidabilità della stime entro una certa banda di frequenza, si suddivideranno le registrazioni delle altezze d'onda nel tempo in più intervalli (almeno 15-20), i cosiddetti "data windows". In tal modo si otterranno differenti ampiezze per lo stesso campo di frequenze, e quindi differenti spettri di energia d'onda. Infatti secondo l'analisi spettrale, l'ampiezza a_i dell'i-esima onda elementare di frequenza f_i , in cui è possibile scomporre il moto ondoso simulato, è una variabile statistica e quindi si presenterà con una distribuzione di probabilità, in buona approssimazione simile a quella di Reyleigh. Pertanto per ottenere lo spettro d'onda rappresentativo di tutta la simulazione, si medieranno per ciascuna frequenza f_i le i-esime ampiezze d'onda corrispondenti, ottenute nei diversi spettri analizzati in ciascuna delle serie temporali in cui è verrà suddivisa la durata della prova (*smoothing of spectra* nel dominio delle frequenze).

Le variabili misurate, quali il volume di overtopping, il flusso di filtrazione attraverso il corpo della barriera, l'innalzamento del livello dell'acqua nello specchio protetto dal frangiflutti (piling-up) dovranno essere analizzate. I risultati ottenuti su piccola e grande scala verranno messi in relazione l'uno con l'altro per verificare l'entità delle distorsioni di scala eventualmente presenti e per approfondire la conoscenza dei flussi che interessano un frangiflutti permeabile a debole emergenza o sommerso.

Si controllerà inoltre che le leggi di conversione tra una scala e l'altra disponibili in letteratura possano essere usate per prevedere in modo accurato la distorsione di scala riguardante il caso in studio.

Si convaliderà il modello concettuale di infiltrazione d'onda attraverso un frangiflutti in massi a bassa cresta anche su grande scala.

Le misure sperimentali ottenute verranno analizzate dettagliate in modo da individuare un modello numerico che possa interpretare i risultati di simulazione. I risultati ottenuti in laboratorio e dall'analisi numerica saranno quindi messi a confronto con misure di campo.

6. CONCLUSIONI

In questa tesi è stata condotta la progettazione di un'attività sperimentale su modello fisico bidimensionale, da condurre su tre laboratori marittimi, che impiegano diverse scale di riduzione.

L'obiettivo del lavoro è stato quello di progettare una serie di prove che permettano di indagare i fenomeni d'interazione tra onde e strutture tracimabili permeabili, sia caratterizzate da bassi livelli di emergenza che completamente sommerse. In particolare deve essere analizzata la portata entrante netta, nelle sue componenti di tracimazione e filtrazione al variare del sovralzo idrico, che si instaura a tergo della struttura, con particolare attenzione al ruolo della filtrazione della corrente attraverso la struttura stessa. Per poter effettuare un adeguato confronto tra i risultati che si otterranno nei tre differenti laboratori a conclusione delle prove, è stato necessario garantire univocità di metodologie sperimentali , di analisi dati , di materiali e di strumentazioni.

E' stato quindi necessario stabilire accuratamente, per ciascun canale marittimo coinvolto nello studio: le scale di riduzione da impiegare, le caratteristiche degli attacchi ondosi, la configurazione geometrica delle barriere da simulare (il dimensionamento dei massi e la disposizione degli elementi di barriera), nonché la disposizione della strumentazione di misura (sonde resistive di livello, piezometri, misuratori della celerità d'onda). Tutto questo cercando di attenuare il più possibile gli effetti di laboratorio, che possono derivare non solo dalle attrezzature di laboratorio stesse, non sempre in grado di riprodurre esattamente le condizioni presenti in natura (ad esempio la riflessione generata dalle pareti laterali di un canale bidimensionale), ma anche dall'errore umano dell'operatore e dall'utilizzo di differenti tipologie di strumentazione di misura e di programmi di analisi dati.

D'altronde le tre strutture che verranno impiegate nelle prove hanno caratteristiche fisiche diverse e per questo si è dovuto cercare di uniformare il più possibile l'apparato sperimentale progettato, al fine di garantire che ciascuna configurazione riprodotta fosse dinamicamente simile alle altre, a meno del fattore di scala scelto. Solo in questo caso infatti la conoscenza acquisita in generale su un fenomeno riprodotto in laboratorio può essere trasferita a quello reale in modo diretto e rigoroso: tale assunto diventa tanto più importante nel caso in cui si vada a rappresentare un processo reale non su uno, ma su più modelli fisici in scale differenti.

Il passo successivo a questo lavoro sarà quello di poter realizzare un protocollo sperimentale condiviso (in materia di esecuzione degli esperimenti e analisi dei dati), eseguibile da chiunque e per qualsiasi scala di lavoro da adottare.

Effettuando il limitato numero di esperimenti descritti in questo studio e seguendo con precisione tutte le istruzioni indicate, sarà possibile quantificare gli effetti di scala che intervengono nel fenomeno studiato, così da poter ricalibrare correttamente i parametri caratteristici impiegati sul modello a piccola scala ed estendere su di esso il range degli esperimenti .

Infatti la modellazione fisica su scale ridotte richiede costi di realizzazione molto più contenuti e permette pertanto di realizzare molte più simulazioni indagando con dettaglio un ampio numero di variabili che influiscono sul fenomeno.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: schema planimetrico di una serie di barriere parallele alla linea di costa. 8
Figura 2: scogliere di protezione di tipo tradizionale (Marina di Pisa) 9
Figura 3: molo frangiflutti non tracimabile. 10
Figura 4: frangiflutti emergenti tracimabili (località Arizza, Scicli, RG). 10
Figura 5:barriera parallela sommersa (costa ligure). 11
Figura 6: sezioni tipiche di un molo frangiflutti non tracimabile (in alto), di un frangiflutti emerso a bassa cresta (al centro) e di una barriera sommersa (in basso). 12
Figura 7: forme speciali di massi frangiflutti in calcestruzzo. 13
Figura 8: schema illustrativo delle correnti indotte dal moto ondoso frangente sul un tratto di costa protetto da opere distaccate emergenti in assenza di trasmissione ondosa attraverso le barriere. 15
Figura 9: formazione di un tombolo 15
Figura 10: meccanismi di formazione di salienti e tomboli a tergo di frangiflutti emersi. 16
Figura 11: schema illustrativo delle correnti indotte dal moto ondoso frangente su un tratto di costa protetto da opere distaccate emergenti o sommerse in presenza di trasmissione ondosa attraverso la struttura. 17
Figura 12: frangiflutti a cresta bassa con varchi protetti. 17
Figura 13: principali parametri geometrici che caratterizzano le barriere parallele (o distaccate) a bassa cresta e a debole sommergenza. 19
Figura 14: il canale per onde e correnti del CIEM 32
Figura 15: il generatore di moto ondoso del CIEM 32
Figura 17: il canale per onde e correnti del CL. 33
Figura 16: le dimensioni del CIEM 33
Figura 18: il generatore di moto ondoso del CL 34
Figura 19: sistema di ricircolo bidirezionale del CL in schema (in alto) e nella realtà (in basso). 35
Figura 20: misuratore di portata elettromagnetico 36
Figura 22: I Canals d'Investigació i Experimentació Marítima su grande (CIEM) e piccola scala (CIEMito) del laboratorio d'Enginyeria Marítima (LIM-UPC) dell' Universitat Politècnica de Catalunya. 37
Figura 21: il canale per onde e per correnti del CIEMito 37
Figura 23: curva di riproducibilità per il CIEM di Barcellona con h=1.5m. 42
Figura 24:curva di riproducibilità per il CL di Firenze con h=0.43m. 43
Figura 25 : curva di riproducibilità per il CIEMito di Barcellona con h=0.27m. 44
Figura 26: costruzione di un frangiflutti in elementi cubici lungo il CIEM, in occasione delle sessioni sperimentali relative al progetto di ricerca "Composite Modelling of the Interactions Between Beaches and Structures" (CoMIBBS). 45
Figura 27: schema della disposizione geometrica dei blocchi che costituiscono le barriere. 49

Figura 28: sezioni delle diverse tipologie di barriere studiate. 50
Figura 29: variazione reciproca tra i rapporti adimensionali Rc/H e H/L. 52
Figura 30: variazione reciproca tra i rapporti adimensionali Rc/H e Bc/L. 53
Figura 31 : variazione reciproca tra i rapporti adimensionali Rc/H e Bc/L. 53
Figura 32: risultati di prove condotte sulla distribuzione di velocità all'interno del CIEM di Barcellona. 55
Figura 33: struttura schematica della batimetria del canale proposta da HydralabIII.. 56
Figura 34 : tipologie di assorbitore passivo 58
Figura 35: esempio di assorbitore parabolico montato all'interno del CIEM 59
Figura 36: schema elettrico di una sonda resistiva 61
Figura 37: sonda resistiva e schema elettrico equivalente 61
Figura 38: esempio di segnale "tagliato". 62
Figura 39: posizionamento delle sonde di livello in canale per il calcolo del coefficiente di riflessione col metodo Goda & Suzuki. 64
Figura 40: distinzione tra componente spettrale alle alte e alle basse frequenze.. 64
Figura 41: scomposizione dell'elevazione della superficie libera in onde sinusoidali monocromatiche. 65
Figura 42: schema del posizionamento reciproco tra le due sonde di livello. 66
Figura 43: range di frequenze entro le quali il metodo di Goda & Suzuki è efficace 68
Figura 44:spettro d'energia d'onda per un generico stato di mare 69
Figura 45:oscillazioni dell'altezza d'onda significativa davanti ad una struttura sommersa (linea tratteggiata – cerchi neri) e una parete verticale (linea continua - cerchi bianchi) 71
Figura 46: schema di riferimento per la definizione dei parametri caratterizzanti l'onda. 73
Figura 47: posizionamento delle sonde di livello in canale per il calcolo del coefficiente di riflessione col metodo Mansard & Funke. 74
Figura 48: confronto tra l'andamento dell'errore εH *ed* εK *al variare della distanza fra le sonde nel caso di stessa spaziatura uguale (x12=x13) e coefficiente di riflessione pari a* $kR = 0.1$ *(a sinistra) e* $kR = 0.5$ *(a destra).* 79
Figura 49: procedura sperimentale impiegata per calcolare il flusso di overtoppin. 84
Figura 50: percolazione della lama tracimante sulla cresta di un frangiflutti emerso. 85
Figura 51: meccanismo di rottura di una diga marittima permeabile. 86
Figura 52:parametri determinati nello studio di Schüttrumpf e Oumeraci. 87
Figura 53: parametri caratteristici impiegati nella costruzione del modello studiato da Schüttrumpf e Oumeraci 87
Figura 54: definizione del run-up come innalzamento massimo locale sul livello medio del mare. 88
Figura 55: frangenti d'onda di tipo Surging. 89
Figura 56: frangenti d'onda di tipo Plunging. 90
Figura 57: frangenti d'onda di tipo spilling 90

Figura 58 : schema geometrico su cui si basa il calcolo delle profondità d'acqua sul paramento lato mare di una struttura nel caso di frangenti di tipo Plunging.. 91
Figura 59: schema geometrico su cui si basa il calcolo delle profondità d'acqua sul paramento lato mare di una struttura nel caso di frangenti di tipo Surging.. 91
Figura 60:livello di Run-up relativo in funzione del parametro di frangimento per strutture con paramenti lato mare e lato spiaggia lisci e piani.. 92
Figura 62: spessori di run-up in funzione della lunghezza $\boldsymbol{x} *$ *ottenuti nelle prove effettuate e successiva interpolazione lineare con regressione ai minimi quadrati..* 93
Figura 63: stima del coefficiente $a0 *$ *in base ai valori di velocità* $vA, 50\%$*, misurati nelle corso delle prove condotte da Schüttrumpf e Oumeraci..* 94
Figura 63: andamento della velocità di risalita dell'onda lungo il paramento lato mare della diga marittima. 95
Figura 64: wave run-up, wave run-down e wave overtopping. 96
Figura 65: valori di $c2(xc)c2(xc = 0)$ *ottenuti al variare del parametro adimensionale* xcB *, per onde irregolari e regolari. Fonte: Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.* 97
Figura 66: livelli idrici e velocità dell'acqua che tracima la barriera.. 97
Figura 67: strato limite di spessore $\delta(x)$ *su una lastra piana sottile, nel caso di moto laminare e turbolento di un fluido.* 99
Figura 68: influenza dello spessore d'acqua all'inizio della cresta (a sinistra) e del coefficiente d'attrito (a destra) sulle velocità di overtopping. 101
Figura 69: esempi di smooth slopes seadike (a sinistra) e armoured rubble slopes and mounds (a destra). 102
Figura 71: confronto tra i livelle di run-up relativi a frangiflutti con paramenti lisci e impermeabili e frangiflutti con paramenti in massi rocciosi a nucleo permeabile e impermeabile 103
Figura 71: andamento delle profondità (sopra) e velocità(sotto) d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CIEM di Barcellona. 109
Figura 72: andamento delle profondità (sopra) e velocità(sotto) d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CL di Firenze. 111
Figura 73: andamento delle profondità (sopra) e velocità(sotto) d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CIEMito di Barcellona. 113
Figura 74: batteria di piezometri collegati idraulicamente con differenti punti del fondo del canale. 118
Figura 75:meccanismo di emissione e acquisizione del segnale acustico in un velocimetro acustico doppler di tipo bistatico.Fonte: Vectrino Velocimeter, user Guide Nortek As october 2004. 120
Figura 76: caratteristiche geometriche del volume di misura con cui lavora l' ADV di tipo Vectrino. 121
Figura 77: sistema di riferimento cartesiano dell' ADV di tipo Vectrino. 121

Figura 78: velocimetro ad ultrasuoni modello Vectrino della Nortek as. 122
Figura 79: ADV downlooking (a sinistra) e ADV sidelooking (a destra)......123
Figura 80: schema in sezione dei flussi che interessano un frangiflutti permeabile investito da un'onda......126
Figura 81: schema in pianta dei flussi che interessano un frangiflutti permeabile investito da un'onda. 127
Figura 82:andamento del Piling-up in funzione della sommergenza 132
Figura 83: Andamento del Piling-up in funzione della sommergenza relativa secondo la soluzione analitica di Loveless. 134
Figura 84: confronto tra i dati di piling up adimensionalizzati ottenuti da indagini sperimentali svolte da Clementi, Cappietti e Martinelli (2006)e le formulazioni per il calcolo del sovralzo idrico : a) secondo Diskin(1970) b) secondo Loveless (1998)......135
Figura 85: simbologia adottata per caratterizzare le portate entranti e uscenti nello specchio d'acqua protetto da un frangiflutti emerso a cresta bassa......137
Figura 88: simbologia adottata per caratterizzare le portate entranti e uscenti nello specchio d'acqua protetto da una barriera sommersa......137
Figura 87: esempio di relazione lineare esistente tra i valori di piling –up $\Delta\eta$ *e portata di ricircolo* Qr *misurati..*.....138
Figura 88: piling-up vs portata di ricircolo per prove con onde irregolari (6 variazioni della portata di ricircolo defluita per ogni prova)ottenuti nell'indagine sperimentale condotta da Clementi et al (2006)......140
Figura 89: portata di tracimazione qWO *in funzione dell'altezza della cresta sul medio mare* Rc *e del runup significativo* Ru*. Confronto tra dati sperimentali e formulazioni presenti in letteratura..*.....147
Figura 90: portate totali indotte a tergo delle scogliere dal moto ondoso incidente in funzione della quota della cresta ottenute nell'indagine sperimentale condotta da Cappietti et al (2008).......148
Figura 91: portata di filtrazione in funzione della quota della cresta.. 149
Figura 92: piling-up per ricircolo nullo vs tracimazione a piling-up nullo (portata di ricircolo per piling up nullo). 156
Figura 93: Andamento della filtrazione e del ritorno sopra la barriera al variare dell'altezza d'onda incidente: a) schematizzazione dei processi, b) dati sperimentali. 157
Figura 102: esempio della relazione misurata tra piling –up $\Delta\eta$ *e portata di ricircolo* qr *(attacco ondoso con Hsi=120mm, Tp=1.5s,spettro di tipo JONSWAP.* 159
Figura 95: esempio di segnale acquisito da una sonda di livello durante un prova sperimentale con pompa di ricircolo accesa. 160

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: parametri caratteristici di frangiflutti tracimabili e a debole sommergenza con un'influenza diretta idrodinamica litoranea e corrispondenti campi di variabilità caratteristici 18

Tabella 2:parametri caratteristici di frangiflutti tracimabili e a debole sommergenza riguardanti le caratteristiche strutturali dell'opera e corrispondenti campi di variabilità caratteristici.. 18

Tabella 3:scale di riduzione delle grandezze fondamentali in base al principio di Froude. 30

Tabella 4: valori target di prototipo per altezze e periodi d'onda in acque alte scelti per gli attacchi ondosi. 39

Tabella 5: valori target di prototipo per altezze, periodi d'onda e coefficienti di shoaling su profondità di 6m. 40

Tabella 6: scale di riduzione impiegate nei tre canali coinvolti nell'indagine sperimentale. 41

Tabella 7: parametri target degli attacchi ondosi simulati 41

Tabella 8: valori target delle caratteristiche geometriche dei prototipi di barriera scelti. 45

Tabella 9:valori consigliati del coefficiente k_D per $1.5 \leq cotg\alpha \leq 3 \;\; eH = H110$ 46

Tabella 10: valori del coefficiente k_D per elementi di barriera cubici in cemento armato 47

Tabella 11: scelta del lato degli elementi di barriera per i canali a disposizione 47

Tabella 12: parametri geometrici caratteristici delle barriere nel prototipo. 51

Tabella 13: parametri geometrici caratteristici delle barriere modellate nel CIEM di Barcellona. 51

Tabella 14: parametri geometrici caratteristici delle barriere modellate nel CL di Firenze. 51

Tabella 15: parametri geometrici caratteristici delle barriere modellate nel CIEMito di Barcellona. 51

Tabella 16: distanza delle barriere dal battionda per ciascuno dei laboratori coinvolti nelle prove. 57

Tabella 17 : caratteristiche del profilo di assorbimento a fondo canale per ciascun laboratorio impiegato... 60

Tabella 18: valori critici della spaziatura tra le tre sonde per i quali l'analisi di riflessione di Mansard & Funke non può essere applicato, sul canale marittimo CIEM. 81

Tabella 19: valori critici della spaziatura tra le tre sonde per i quali l'analisi di riflessione di Mansard & Funke non può essere applicato, sul canale marittimo CL. 82

Tabella 20: valori critici della spaziatura tra le tre sonde per i quali l'analisi di riflessione di Mansard & Funke non può essere applicato, sul canale marittimo CIEMito. 83

Tabella 21: valori del coefficiente di scabrezza per un frangiflutti in massi permeabile con inclinazione dei paramenti pari a a:1.5.I valori in corsivo sono stati estrapolati in via approssimativa 105

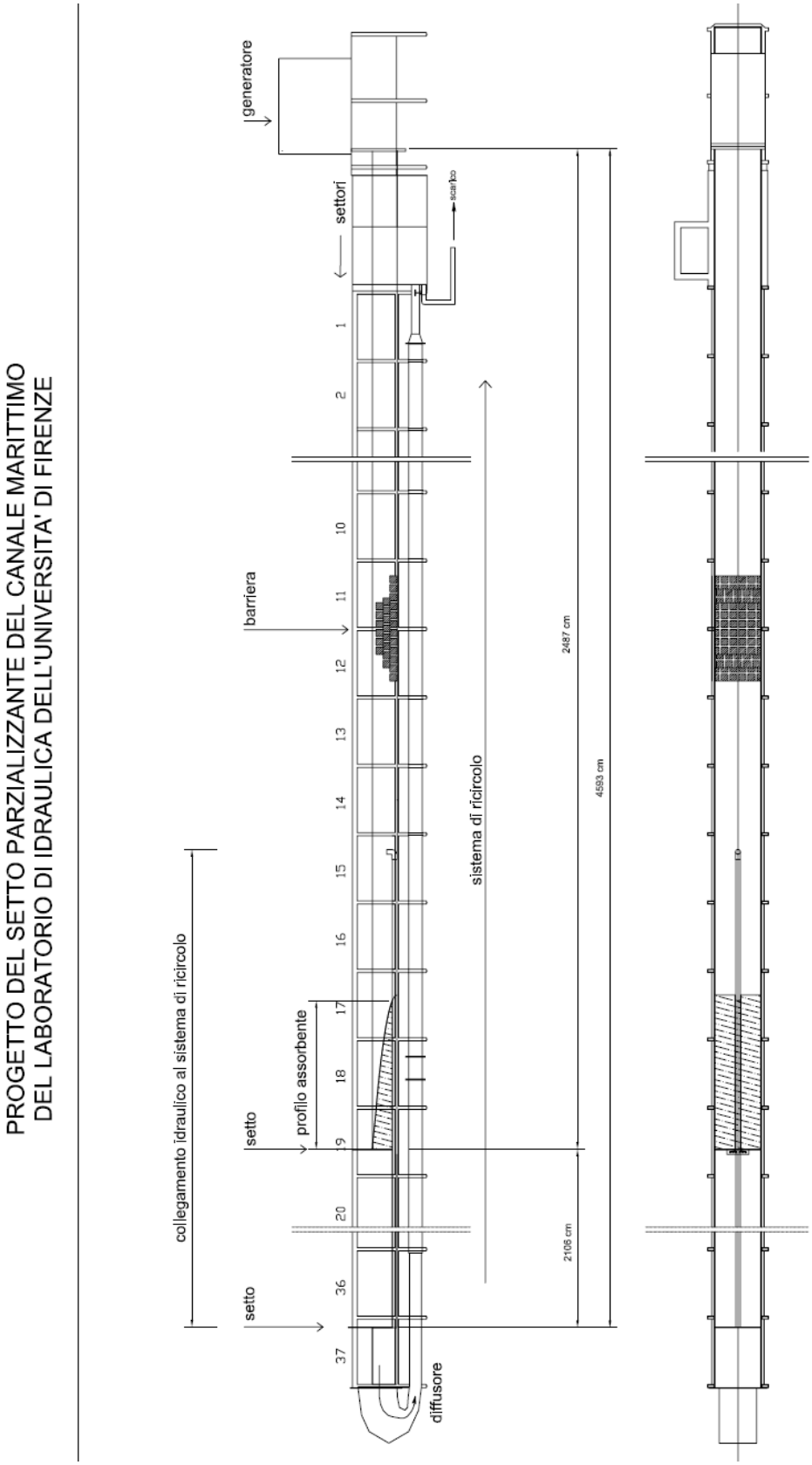
Tabella 22: calcolo del coefficiente adimensionale $c2$. 107

Tabella 23: parametri necessari al calcolo dell'andamento delle profondità e velocità d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CIEM di Barcellona. 108
Tabella 24: parametri necessari al calcolo dell'andamento delle profondità e velocità d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CL di Firenze. 110
Tabella 25: parametri necessari al calcolo dell'andamento delle profondità e velocità d'overtopping lungo la cresta di barriera B1 secondo il modello di Schüttrumpf e Oumeraci, nel canale CIEMito di Barcellona. 112
Tabella 27: posizionamento delle sonde resistive di livello rispetto al battionde nei tre differenti canali impiegati per le prove sperimentali. 116
Tabella 27: livelli di sommergenza rispetto allo SWL delle barriere B2-B3 nei tre canali coinvolti nelle prove. 123
Tabella 28: Durata delle prove preliminari (calcolata in via approssimativa per attacchi ondosi regolari). . 129
Tabella 29: parametri target degli attacchi ondosi simulati. 129
Tabella 30: posizionamento delle sonde resistive di livello rispetto al battionde nei tre differenti canali impiegati per le prove sperimentali preliminari. 130
Tabella 31: descrizione degli intervalli in cui si è scelto di suddividere le prove e analizzare i dati. 141
Tabella 32: coefficienti per il modello di Hedges & Reis (1998). 145
Tabella 33: stime preliminari dei volumi di overtopping attesi sulla barriera B1 durante l'attacco ondoso con altezza significativa massima (A7). 152
Tabella 34: pendenze delle rette interpolanti di figura 100 per diverse emergenze ottenute nell'indagine sperimentale condotta da Clementi et al (2006) 156

ALLEGATI

ALLEGATO I

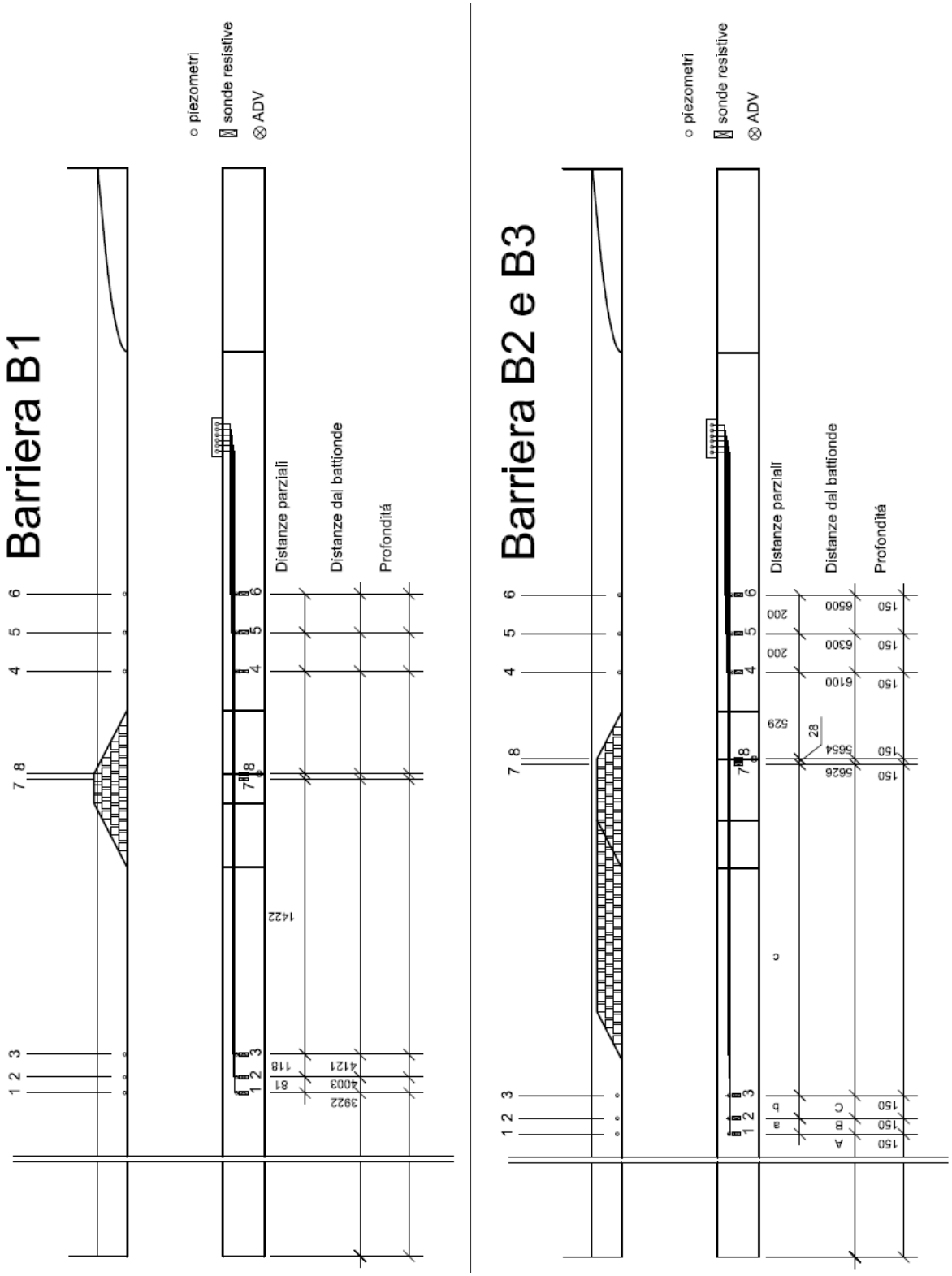
Schema del setto parzializzatore progettato nel canale marittimo del Laboratorio di Idraulica dell'università di Firenze.


PROGETTO DEL SETTO PARZIALIZZANTE DEL CANALE MARITTIMO
DEL LABORATORIO DI IDRAULICA DELL'UNIVERSITA' DI FIRENZE
generatore
settori
scarico
barriera
sistema di ricircolo
collegamento idraulico al sistema di ricircolo
setto
profilo assorbente
setto
diffusore
1
2
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
36
37
2487 cm
4593 cm
2106 cm

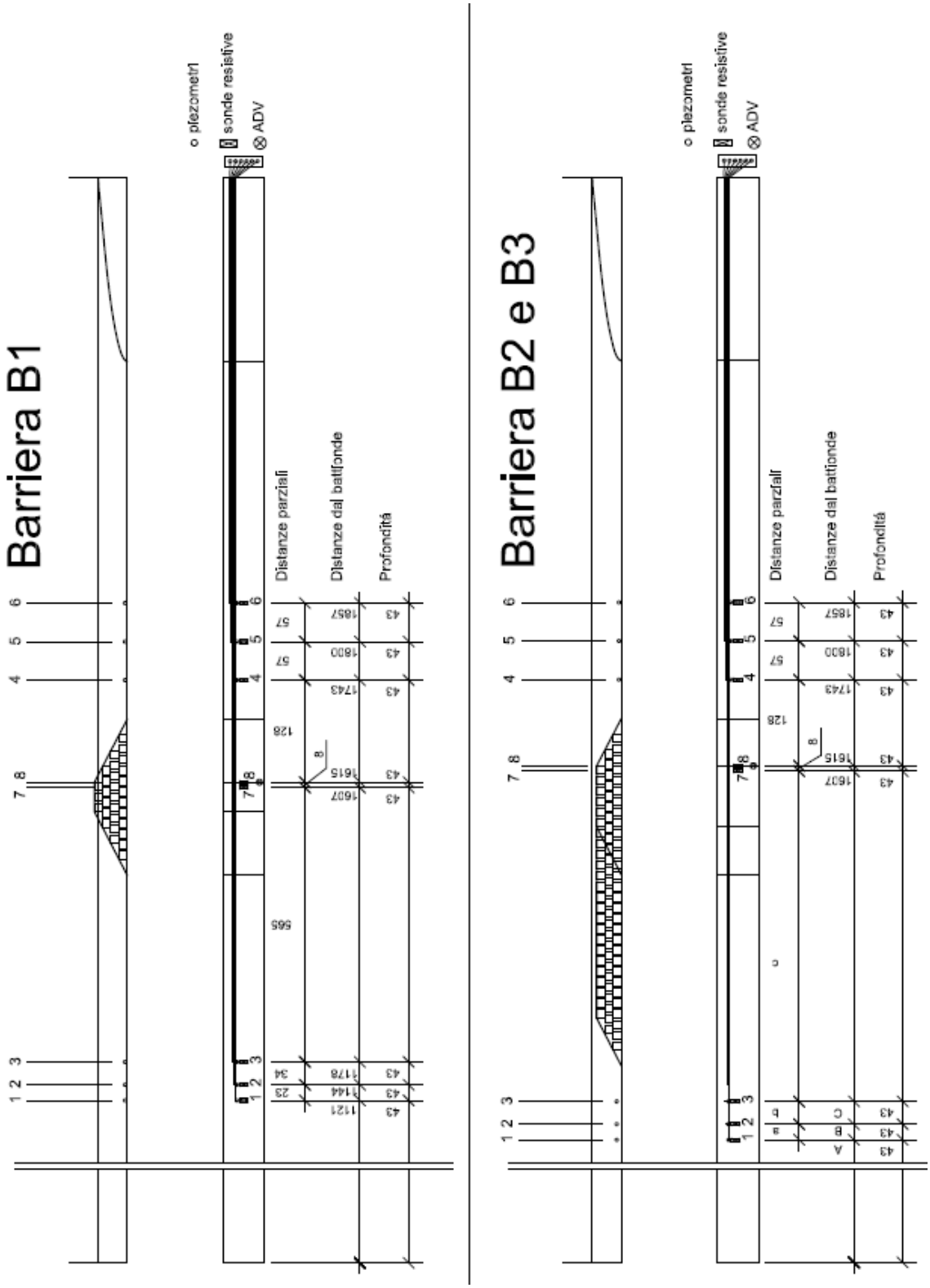
ALLEGATO II

Schema dei tre canali coinvolti nell'indagine, delle configurazioni di barriera progettate e della disposizione degli strumenti di misura.
(NB: Distanze in cm)

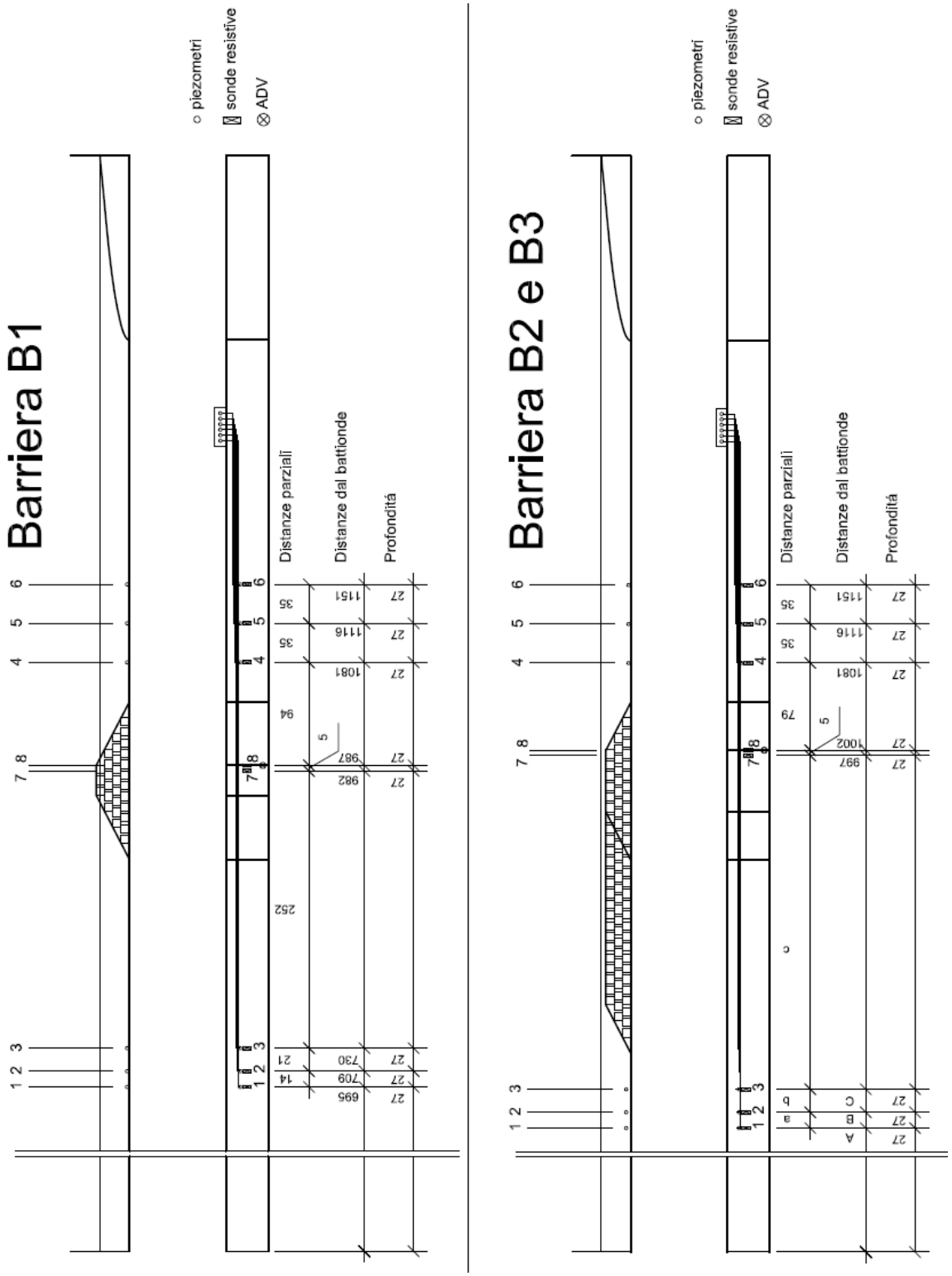
Schema dei canale marittimo CIEM, delle configurazioni di barriera progettate e della disposizione degli strumenti di misura (NB: Distanze in cm)



Schema dei canale marittimo CL, delle configurazioni di barriera progettate e della disposizione degli strumenti di misura (NB: Distanze in cm)



Schema dei canale marittimo CIEMito, delle configurazioni di barriera progettate e della disposizione degli strumenti di misura (NB: Distanze in cm)



7. BIBLIOGRAFIA

Cappietti L., Aminti P.L. - *Misure della portata trasmessa a tergo di modelli di scogliere emergenti frangiflutti* - 31° Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Perugia, 9-12 Settembre 2008.

Cappietti L., Aminti P.L., Sánchez-Arcilla A., Gironella X. - *Toward A Composite Hydraulic Model For Wave-Flume Experiments* - Coastal Structures 2007 International Conference, 2007.

Cappietti, L., Clementi E., Aminti P.L. and A. Lamberti - *Piling-up and filtration at low crested breakwaters of different permeability* - Proc. of the 30th International Conference on Coastal Engineering, 2006.

Cappietti L., Martinelli L., Zanuttigh B. - *Experimental analysis of filtration and set-up in presence of low-crested structures* - XXIX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 3, 713-720, 2004.

Cappietti L., Mori E., Aminti P.L. - *Studio sperimentale dell'influenza della larghezza di berma sulla trasmissione di moto ondoso sottoflutto a scogliere sommerse* - XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche - IDRA 2006.

Clementi E., Cappietti L. and Martinelli L. - *Wave flume experiments and results on piling-up and overtopping for low crested structures* - Proc. of the 1st International Conference on the Application of Physical Modeling to Port and Coastal Protection. In press, 2006.

C.E.R.C. Coastal Engineering Research Center - *Coastal and Hydraulic Laboratory*, U.S. Army Corps of Engineers. Coastal Engineering Manual, 1998.

Cornett, A., Mansard, E.P.D. - *Wave stresses on rubble mound armour* - Proc. 24th Int. Conference on Coastal Engineering. ASCE, Kobe, pp. 986–1000, 1994.

Crema I. - *Studio sperimentale su modello fisico di ipotesi progettuali per la riqualificazione del sistema di difesa costiera di marina di Pisa* - Tesi di laurea, Firenze 2006/2007.

D.Citrini , G.Noseda - *Idraulica 2a ed.* - Casa editrice ambrosiana, 1987.

P. De Bonis, G. Fattoruso, F. Onori, A. Pagano, F. Pasanisi, A. Peloso, P.Regina, C. Tebano & F. Zarlenga (ENEA; CAT) - *La dinamica costiera.Modellistica fisico-matematica, analisi del territorio, il supporto g.i.s. e la strumentazione in uso. Lo stato dell'arte.* - Febbraio 2001

Di Pace P., *Riflessione di onde regolari in presenza di opere a gettata* – Tesi di dottorato,Napoli 2006.

Diskin, M.H., M.L. Vajda, and I. Amir - *Piling-up behind low and submerged permeable breakwaters, Journal of Waterways and Harbour division* - ASCE, 359-371, 1970.

EurOTop2007 Manual – Wave *overtopping of sea defences and related structures: assessment*, August 2007.

Goda, Y., and Y. Suzuki - *Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments, Proceedings of 15th Conference on Costal Engineering* - ASCE, 828-845, 1976.

H.F. Burcharth, Stephen Hawkins, Barbara Zanuttigh, A. Lamberti - *Environmental design guidelines for low crested coastal structures* – Delos

Hunt, A. - *Design of seawalls and breakwaters* - Journal of the Waterways and Harbors Division. ASCE, pp. 123– 152, 1959.

Hydralab III - *Guidelines for physical model testing of breakwaters Roubble mound breakwaters*, August 2007.

Kramer, M., Zanuttigh, B., Van der Meer J. W., Vidal, C., Gironella X. - *2D and 3D experiments on Low Crested Structures* - Coastal Engineering, DELOS Special Issue, accettato, 2005.

Lamberti A., B. Zanuttigh, and L. Martinelli - *Overtopping and wave transmission: an interpretation of spectral change at low crested rubble mound structures* - Proceedings of 30th Conference on Costal Engineering, this issue, 2006.

Loveless, J.H., D. Debski, and A.B. MacLeod - *Sea level set-up behind detached breakwaters* - Proceedings of 26th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 1665-1678, 1998.

Leopoldo Franco - *Dispense del corso di Ingegneria Costiera* – Università degli studi Roma 3.

M. Selim Yalin- Macmillan - *Theory of hydraulic models*, 1971.

Mansard, E.P.D., Funke, E.R. - *The measurement of incident and reflected spectra using a least square method* - Proc. 17th Int. Conference on Coastal Engineering. ASCE, Sydney, 1980.

Marchi E., Rubatta A. - *Meccanica dei fluidi: principi ed applicazioni idrauliche* - UTET, Torino, 1981.

Martinelli L., Zanuttigh B., Clementi E., Guerrero M. & A. Lamberti - *Experimental analysis and 2DH numerical simulations of morphodynamics around Low-Crested Structures* - Proc. Proc. 28th Int. Conf. on Coastal Engineering, Lisbona, 2004.

Nortek As - *Vectrino Velocimeter, user Guide* - October 2004.

P. Ruol, A. Faedo and A. Paris. - *Prove sperimentali sul comportamento di una scogliera a cresta bassa e sul fenomeno del piling-up a tergo di essa* - Studi Costieri, n. 6, 2004.

Ruol P., Martinelli L., Zanuttigh B. , Cappietti L. , Vicinanza D. , Faedo A. - *Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e sovralzo per opere di difesa longitudinale a cresta bassa* - Studi costieri (2006),9.

Schüttrumpf, H. and H. Oumeraci - *Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at seadikes* - Coastal Engineering, Elsevier, Vol 52, pp 473-495, 2005.

Shore Protection Manual, CERC, 1984.

Tomasicchio - *Manuale di ingegneria portuale e costiera* - Bios.

Van Gent, M. R. A. - *Wave interaction with permeable coastal structures* - Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report No. 95-5 - Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology (PhD Thesis), 1995.

Van Gent, M.R.A. - Wave interaction *with permeable coastal structures* - Dissertation Delft Hydraulics Press, 1995.

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare il Prof. Ing. Lorenzo Cappietti, per avermi guidato durante tutto il percorso con grande pazienza e per avermi dato l'opportunità di conoscere un ambiente di lavoro cosi stimolante.
Ringrazio inoltre il Prof. Pier Luigi Aminti per la sua estrema saggezza e per la fiducia che ha riposto in me .

Un grazie enorme va ad Andrea Marzeddu, che dal laboratorio di Barcellona si è dimostrato un insostituibile compagno d'avventura con cui condividere tutta l'attività svolta, specie nel riuscire a mettere d'accordo due ambienti di ricerca così distanti tra di loro, sia per luoghi che per metodologia di lavoro.

Un sincero grazie va anche ai miei compagni di Laboratorio di Idraulica, Ilaria Crema e Costanza Saccomani, Andrea Ruggiero e Valentina Vannucchi per la compagnia, il supporto psicologico che mi hanno sempre dimostrato specie , durante i momenti più faticosi e stressanti e per tutti i caffè che mi hanno portato pazientemente direttamente al tavolo di lavoro!
Un grazie alla mia famiglia che mi ha sempre sostenuto durante il mio percorso universitario e per aver creduto i me.

Infine un grazie di cuore a Luigi Russo, il mio "compagnetto" di facoltà che fino all'ultima sera prima della consegna mi ha sostenuto e aiutato.