



PROVINCIA DI FERRARA
COMUNE DI COMACCHIO

INTERVENTO DI RIPRISTINO DEL PONTILE DI VOLANO A
SEGUITO DEGLI ECCEZIONALI EVENTI METEOROLOGICI
VERIFICATISI NEI GIORNI DEL 22 NOVEMBRE 2022.
COD. INT. 17932

CUP: J52F230000030001

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

OGGETTO ELABORATO:

RELAZIONE GENERALE

DATA DI EMISSIONE:

FEBBRAIO 2024

AGGIORNAMENTI:

ELABORATO:

RG

COMMITTENTE: PROVINCIA DI FERRARA

SETTORE LAVORI PUBBLICI, PIANIFICAZIONE TERRITORIALE, MOBILITÀ, UO EDILIZIA SCOLASTICA, FABBRICATI
CORSO ISONZO, 26 - 44121 - FERRARA

RUP: ING. LEONARDO BOTTONI

PROGETTO: ING. STEFANO BELTRAMI

COLLABORATORI: ING. ENRICO RAVAGNANI, ARCH. MATTEO AGNELLITI

STUDIO DI INGEGNERIA ING. STEFANO BELTRAMI C.SO ISONZO, 107/E 44121 FERRARA TELFAX +39 0532 762992 E-MAIL ING.BELTRAMISTEFANO@LIBERO.IT

1.	DESCRIZIONE DELL'INCARICO	1
1.1	PREMESSA.....	1
2.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE E DELLO STATO DI CONSERVAZIONE.....	1
2.1	DESCRIZIONE SOMMARIA DELL'OPERA	1
2.2	QUADRO FESSURATIVO E DI DEGRADO.....	2
3.	SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE	2
3.1	FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICO DI RECUPERO DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	2
3.2	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE DI PROGETTO.....	6
4.	ANALISI SOLLECITAZIONE ONDOSA	1
4.1	DEFINIZIONE DEL MOTO ONDOSO	1
4.2	DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO.....	3
4.2.1	Vita utile e periodo di ritorno dell'onda	3
4.2.2	Altezza significativa onda al largo.....	5
4.2.3	Condizione ondosa al largo.....	9
4.2.4	Trasferimento onda dal largo alle acque basse	9
4.2.5	Altezza onda al piede dell'opera	10
4.2.6	Altezza onda al frangimento.....	12
4.2.7	Calcolo del wave set-up e del surf beat.....	12
4.2.8	Calcolo dell'elevazione massima della cresta dell'onda.....	14
4.2.9	Conclusioni.....	15

1. DESCRIZIONE DELL'INCARICO

1.1 PREMESSA

Oggetto e finalità incarico:

Ripristino, a seguito degli eventi meteorologici eccezionali verificatisi il giorno 22 novembre 2022, del pontile di Lido di Volano (FE), nel Comune di Comacchio.

Committente:

Provincia di Ferrara – P.O. Edilizia Scolastica Fabbricato e Castello

Soggetto incaricato:

Ing. Beltrami Stefano

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE E DELLO STATO DI CONSERVAZIONE

2.1 DESCRIZIONE SOMMARIA DELL'OPERA

Lo scrivente ing. Beltrami Stefano ha potuto visionare gli elaborati esecutivi delle carpenterie metalliche dell'impresa esecutrice F.lli Capuzzo srl via Strada Statale Romea,17 Lova di Campagna Lupia (VE) risalenti al 2001, con progettista ing. Cirillo Fontolan di Sottomarina (VE).

Non è stato possibile visionare la relazione di calcolo dello stato realizzato.

Pontile su pali metallici e struttura orizzontale in travi IPE con impalcato in legno lunghezza in mare di circa 200 mt oltre parte di collegamento a terra. Quota del piano di calpestio esistente +2,25 m sul livello medio (riferimento mare Genova 1942)

I carichi verticali sono trasferiti ai terreni di fondazione mediante pile realizzate in due tipologie differenti: a 2 pali o a 4 pali. Esse sono semplicemente costituite da tubi metallici aventi diametro 178 mm e spessore 10mm infissi nel sottofondo sabbioso e collegati da controventi saldati costituiti da profili tubolari aventi diametro 73 mm e spessore 5,16 mm.

L'impalcato è concepito con campate di luce costante aventi dimensione generale di 12 m di lunghezza per 4 m di larghezza, gestite con due travi principali longitudinali poste agli estremi del campo ed aventi sezione di IPE 360. Le travi sono connesse in continuità in corrispondenza degli appoggi sulle pile mediante piastre e bulloni M20, in numero di 6+6 per connessione.

Le travi principali IPE360 trasmettono il carico alle pile tubolari tramite una trave "pulvino" trasversale costituita da un IPE 180 saldato ai pali. Le travi IPE 180 presentano un allargamento di appoggio per ospitare le travi principali, costituito da una mensola in piatto s=10 mm saldato e sostenente una piastra orizzontale s=10 mm vincolata all'ala della trave principale mediante 6 bulloni M20. Completa l'impalcato un'orditura secondaria di travi trasversali IPE180 saldate all'anima delle principali IPE360 ed una serie di controventi di piano costituiti da croci in profilati L 50x50 disposti secondo maglie non regolari.

2.2 QUADRO FESSURATIVO E DI DEGRADO

Lo scrivente ha potuto visionare la relazione “Verifica dello stato di conservazione delle strutture principali del pontile del Lido di Volano” con data 01/06/2023 redatta dal Laboratorio LIFE srl incaricato dalla Provincia di Ferrara.

Le strutture evidenziano un diffuso stato di degrado, in generalmente via via più marcato man mano che ci si allontana dalla battigia. Delle ventidue campate della struttura, solamente le prime otto conservano il piano di calpestio, non più presente nelle campate successive.

Le principali fenomenologie di degrado incontrate sono relative alla riduzione della sezione resistente dei profili per il fenomeno dell’ossidazione, con conseguente interessamento degli elementi di connessione sia saldata che bullonata. Visto la tipologia strutturale iperstatica dei tralicci palo-traverso-controventi, si sono riscontrati stati di imbozzamento delle travi IPE 180 con fratture a fatica delle saldature del collegamento con i pali.

Il degrado della connessione fra la trave pulvino IPE180 e il palo è ampiamente diffuso. L’entità del danno è non trascurabile ed interessa la stabilità geometrica del nodo con presenza di imbozzamenti dell’ala del profilo.

Il fenomeno appare diffuso su tutte le campate con particolare attività nelle campate al largo

Il degrado della connessione bullonata che costituisce la continuità delle travi principali IPE360 e dovuta alla ossidazione delle piastre metalliche con interessamento dei bulloni M20 e loro occasionale rottura ed conseguentemente attuale mancanza. Il fenomeno è distribuito spazialmente su tutta la struttura ed interessa in maniera importante anche i nodi delle travi a riva. Il degrado delle travi principali IPE360 è costituito sostanzialmente dalla riduzione della sezione reagente efficace per via dell’ossidazione delle ali, sia inferiore che superiore.

I tubolari costituenti i controventamenti delle pile appaiono fortemente degradati per ossidazione localizzata con forte riduzione della sezione che in taluni casi, probabilmente incentivata dall’azione del moto ondoso, ha portato alla rottura dell’elemento. Il fenomeno è variamente diffuso e spesso di entità maggiore nelle sezioni di inserzione del controvento nel tubo d180mm costituente la pila

Anche le crociere disposte sul piano orizzontale dell’impalcato appaiono fortemente ammalorate sia nelle sezioni di connessione, a volte saldata altre bullonata, che nelle mezzerie delle aste. La riduzione è a volte importante, fino alla completa tranciatura del profilo. Il fenomeno è variamente distribuito su tutte le campate.

Non è stato possibile effettuare valutazioni circa la parte immersa dei pali.

Si riscontra inoltre la pericolosità dell’impianto elettrico di illuminazione.

SI rimanda alla relazione specialistica di LIFE srl per le immagini dei fenomeni di decadimento delle strutture.

3. SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE

3.1 FATTIBILITA’ TECNICO-ECONOMICO DI RECUPERO DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Si è innanzitutto valutata la fattibilità economica di recupero delle strutture esistenti.

Si premette che ad eccezione delle prime campate poste sulla spiaggia, la maggior parte delle strutture risultano non essere state sottoposte al trattamento di zincatura a caldo ma solamente ad un doppio strato di vernice poliuretanica.

I pali esistenti non possono essere recuperati per l’evidente stato di degrado delle parti sommitali degli stessi e per la mancanza di informazioni certe e prove sugli stessi lungo la profondità, non solo all’esterno ma anche all’interno della cavità dei pali tubolari.

I controventi dei pali, che definiscono il traliccio resistente palo-traverso-controvento, sono non recuperabili.

Anche i nodi di estremità delle travi principali IPE 360, in corrispondenza del nodo di appoggio sui pali, dovrebbero essere rimossi in quanto non recuperabili per lo stato di ossidazione.

Si è valutata comunque l'ipotesi di mantenere il resto delle strutture dell'impalcato, ossia il reticolo costituito dalle travi principali IPE 360, una volta tagliate le estremità, nonché le travi secondarie IPE 180.

Per quanto riguarda le parti lignee si ritiene possano essere recuperate a pieno, ma meriterebbero un trattamento di pulizia ed impregnazione, sia i parapetti laterali che il piano di calpestio. I telai portanti dell'assito ligneo del piano di calpestio, costituito da profili ad U 50x50x5 mm in acciaio zincato, di dimensioni 1900x917 e 2500x917 mm, risultano in buono stato di conservazione e riutilizzabili (ove ancora presenti).

Le strutture dell'impalcato oggetto di valutazione circa il possibile recupero, necessitano di smontaggio e trasporto in officina meccanica per poter essere sottoposte a trattamenti di sabbiatura (per rimuovere la verniciatura esistente rimasta e gli strati ossidati) e di successiva protezione anticorrosiva (zincatura + verniciatura) al fine di raggiungere un grado di protezione alla corrosione adeguato alla UNI EN ISO 12944. Inoltre tali elementi dovrebbero essere opportunamente e diffusamente integrati con parti nuove in modo da ristabilire quelle tagliate alle estremità, inserire nuovi elementi per l'unione con gli elementi nuovi (pali, controventi) ed integrare gli spessori resistenti corrosi ed eliminati con la sabbiatura.

L'integrazione delle sezione dei profili esistenti risulta particolarmente importante ma anche di difficile previsione prima delle operazioni di pulizia e sabbiatura. E' possibile ipotizzare che, ad esempio, le ali dei profili delle travi principali risulteranno più che dimezzate nello spessore dopo l'eliminazione degli strati deteriorati, alla luce dello stato conservativo:



Figura 14 report LIFE: spessore originario travi 13 mm



Figura 16 report LIFE: spessore rimanente travi 6 mm



Degrado diffuso alle travi

Per valutare la fattibilità economica di queste operazioni necessita specificare che la movimentazione di campate di struttura di dimensioni approssimative di 12 x 4 mt comporta il ricorso a trasporto eccezionale con scorta tecnica, il cui costo per singolo viaggio può essere valutato di circa 1.500 € avendo costi fissi prevalenti ai costi variabili del tragitto. I viaggi possono essere così divisi: dal loco allo stabilimento di sabbiatura, dallo stabilimento di sabbiatura all'officina meccanica, dall'officina allo stabilimento di zincatura e verniciatura, dallo stabilimento di verniciatura al cantiere. Si possono considerare pertanto n. 4 viaggi per ogni carico. Ma ipotizzando che sia possibile caricare n. 4 campate impilate per ogni viaggio, si può riportare alla singola campata di 12 m il costo di un singolo viaggio.

Per l'integrazione delle ali dei profili delle travi principali si può considerare l'aggiunta n. 1 piatto per ogni ala di dimensioni 11000x150x10 mm per un totale di kg 260 di materiale grezzo tagliato a circa 2,5 €/kg per la singola IPE 360 di lunghezza 12 m (ogni campata presenta però n. 2 travi IPE 360). L'applicazione di tali elementi al profilo esistente necessita però la saldatura continua di tutto il perimetro dei piatti, non potendo eseguire saldature a tratti per la necessità di garantire la sigillatura dell'interfaccia di contatto per non lasciare interstizi esposti all'aggressione salina, che renderebbe inutile ogni integrazione di materiale ed il suo successivo trattamento. Per eseguire saldature di questo tipo da parte di manodopera qualificata ai sensi ISO 9606 si possono considerare n. 2 operatori (costo orario circa 30 €/ora) per n. 8 ore giornaliere e n. 6 giorni lavorativi per ogni campata.

Alla luce dei costi esposti per il recupero del reticolo di travi IPE 360 e IPE 380 di impalcato, relativi alla singola campata di 12 m di lunghezza, sommando i costi dell'apporto del materiale integrativo, della manodopera necessaria per installarlo e del trasporto eccezionale (il quale non sarebbe necessario in caso di demolizione dell'esistente e di rifacimento con una struttura avente dimensioni modulari più contenute) e rapportandoli al costo di elementi nuovi equivalenti a quelli esistenti, si ottiene il costo al kg di struttura di pontile recuperata. Raffrontandola con il costo di equivalente fornitura di carpenteria nuova è possibile valutare la convenienza economica (rapporto costi/benefici) delle operazioni di recupero di parte dell'impalcato.

Si specifica che, nel valutare la convenienza economica tra il recupero della struttura esistente e la realizzazione di una equivalente struttura nuova, non hanno incidenza gli elementi da ricostruire (ipotizzati equivalenti), i quali hanno la stessa incidenza così come i trattamenti di sabbiatura e verniciatura.

Si riportano le valutazioni economiche nelle tabelle seguenti.

INTEGRAZIONI PER OGNI CAMPATA 12 m		
IPE 360 ricostruzione estremità		
P	kg/m	57,09
n	-	2,00
L	m/cad	2
W	kg	228
Piatti ripristino ali		
P	kg	129,53
n	-	2,00
W	kg	259
Wcarpenteria aggiuntiva		kg 487
costo fornitura carpenteria aggiuntiva		€/kg 2,50
Importo acciaio aggiuntivo per singola campata		€ 1.219
Manodopera		€/ora 30,00
Ore saldatura elementi aggiuntivi		ore 96,00
Importo manodopera installazione acciaio aggiuntivo per singola campata		€ 2.880
Costo trasporto eccezionale con scorta per singola campata di 12 m		€ 1.500
COSTO TOTALE ACCIAIO INTEGRATIVO SINGOLA CAMPATA		€ 5.599

PESO ELEMENTI RECUPERABILI STRUTTURA ESISTENTE CAMPATA 12 m		
IPE 360		
P	kg/m	57,09
n	-	2,00
L	m/cad	12
W	kg	1370
IPE 180		
P	kg/m	18,80
n	-	6,00
L	m/cad	4
W	kg	451
Wcarpenteria recuperabile		kg 1821

COSTO TOTALE ACCIAIO INTEGRATIVO SINGOLA CAMPATA / Wcarpenteria recuperabile	€/kg	3,07
---	-------------	-------------

Riassumendo, riportando i costi necessari al ripristino della parte di struttura recuperabile al peso degli elementi originari, si ottiene un costo unitario stimato di € 3,07 al kg per la sola fornitura di tali elementi di carpenteria, che risulta maggiore al costo di mercato di fornitura di acciaio lavorato nuovo stimabile per gli elementi in oggetto in 2,5 €/kg.

Di conseguenza, **il recupero di parte delle struttura esistenti, oltre alle minori garanzie tecniche e prestazioni ottenibili rispetto ad nuova struttura realizzata con materiali e processi qualificati e**

conformi alle normative in vigore attualmente, NON risulta economicamente conveniente rispetto alla realizzazione di una struttura nuova.

3.2 DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE DI PROGETTO

L'adeguamento tecnico del pontile, alla luce delle disponibilità economiche e delle valutazioni tecnico economiche riportate al punto precedente, prevede il mantenimento in opera delle prime n. 3 campate esistenti (e quindi dei primi 4 allineamenti di pali esistenti, fino all'allineamento n. 4 compreso) e l'esecuzione di un primo stralcio di lavori con la ricostruzione di n. 4 campate, ciascuna di lunghezza 12 m, con la demolizione di n. 5 campate della struttura esistente.

La parte ricostruita presenta struttura metallica analoga a quella esistente, con pali metallici in profili tubolari 177,8x10 posti ad interasse pari a 6 m e collegati nel piano verticale in entrambe le direzioni orizzontali da aste controventanti di sezione circolare con diametro 30 mm imbullonate ai pali. Le travi principali in profili UPN 260 hanno lunghezza pari a (11,98 m), sono imbullonate ai pali in corrispondenza di 1/3 e 2/3 della lunghezza e sono collegate longitudinalmente tra loro da giunti bullonati di continuità efficaci a flessione e a taglio. L'orditura secondaria dell'impalcato è costituita da arcarecci in profili a T 100x100x10 mm posti ad interasse 95 cm e di lunghezza 244 cm, saldati in officina alle travi principali.

La larghezza dell'impalcato e del piano di calpestio della parte ricostruita viene ridotta rispetto al pontile esistente e consente di evitare il ricorso al trasporto eccezionale.

Per la parte ricostruita, si prevede il riutilizzo delle plote in profili metallici zincati ad U 50x50x5 e listelli in legno azobè spessore 21 mm da porre nella parte centrale del piano di calpestio, di larghezza circa 92 mm, mentre le porzioni laterali di larghezza circa 75 cm sono costituite da pannelli di grigliato in resina poliestere con fibre di vetro.

Si prevede il recupero per intero dei parapetti laterali esistenti in legno azobè.

Sulla base delle calcolazioni di seguito riportate relative alle condizioni eccezionali di mareggiata e alla luce della profondità del fondale in corrispondenza dei pali della configurazione di progetto limitata a n. 7 campate complessive, **si prevede l'innalzamento dell'attuale quota del piano di calpestio da +2,25 m a +2,85 m s.l.m. (rif. Genova 1942) per la parte di pontile ricostruita con il primo stralcio dei lavori.** Tale quote risulta coerente con le indicazioni riportate nel documento "Strategia di Gestione Integrata per la Difesa e l'Adattamento della Costa ai cambiamenti climatici (GIDAC)" della Regione Emilia Romagna dicembre 2022, in cui si prescrive di assumere la quota di +2,5 m s.l.m. per eventi rari relativamente a fronti mare e banchine interne.

Se, in base a future nuove disponibilità economiche, la Committenza deciderà di proseguire ed allungare il pontile con ulteriori stralci di lavori, si ritiene opportuno l'innalzamento del piano di calpestio della restante parte in mare fino a quota +3,45 m s.l.m. (rif. Genova 1942) nonché l'aumento della lunghezza di infissione dei pali.

Oltre alle giustificazioni numeriche riportate nel seguito circa la necessità di innalzare l'impalcato del pontile, si riporta la seguente immagine in cui risulta evidente la spinta dell'onda dal basso verso l'alto in caso di mareggiata nel caso non venisse innalzato il pontile.



Immagine libera disponibile in rete, estremità pontile Volano (fonte Tripadvisor)

4. ANALISI SOLLECITAZIONE ONDOSA

4.1 DEFINIZIONE DEL MOTO ONDOSO

La generazione delle onde sotto l'azione del vento avviene in conseguenza del trasferimento di energia dal vento al mare, operato sia dalle pressioni normali che dalle azioni tangenziali al profilo d'onda. Naturalmente non si verifica quasi mai il caso di un vento costante che spiri su una superficie marina assolutamente calma: di solito vi sono onde generate dal vento in precedenza, a distanza anche notevoli, chiamate "onde di mare morto" o swell. Se il vento che agisce successivamente e le onde già generate hanno la medesima direzione, le onde aumentano rapidamente di dimensione; se invece hanno direzioni opposte, il vento tende ad appiattire la superficie del mare e le onde nuove eliminano quelle preesistenti. All'area di mare su cui il vento, spirando, genera il moto ondoso, si dà il nome di fetch.

Dato che i venti spirano in generale, irregolarmente e a raffiche, si verificano variazioni locali nella velocità e nella pressione esercitata dal vento sulla superficie dell'acqua.

Inizialmente, si creano contemporaneamente onde di modeste dimensioni con periodi diversi.

A mano a mano che le onde continuano a crescere, la superficie d'acqua sottoposta all'azione del vento diventa sempre più increspata e ripida, cosicché il processo di formazione delle onde risulta sempre più efficiente, fino a quando le onde hanno raggiunto una determinata ripidità. Essa è dato dal rapporto tra l'altezza d'onda e la lunghezza d'onda e il suo valore massimo è di circa $1/7$. Per esempio, un'onda lunga 7 metri non può essere alta più di 1 metro.

Quando le onde piccole e ripide superano il predetto limite, si rompono formando creste di spuma bianca, i frangenti (Tomasicchio U., 2001).

A parità di velocità del vento, le onde lunghe sono in grado di ricevere più energia e di acquistare maggiore altezza che non le onde più corte. Quindi, mentre la superficie del mare acquista energia dal vento, le onde più piccole vengono sostituite da onde maggiori, che sono in grado di utilizzare meglio l'energia accumulata. Ad ogni modo, sui fianchi compresi fra cavi e creste delle onde maggiori continuano a formarsi nuove increspature e piccole onde, cosicché, nella zona in cui la velocità del vento è superiore a quella delle onde, è presente una vasta gamma di lunghezze d'onda.

Le dimensioni delle onde generate dal vento dipendono da:

- velocità del vento;
- durata nel tempo dell'azione del vento;
- estensione di mare aperto su cui spirava il vento (fetch).

All'inizio del fetch, nella direzione da cui spirava il vento, le onde si mantengono di modeste dimensioni, poi, all'aumentare della distanza, diventano via via più importanti, aumentando in periodo e in altezza fino a raggiungere le massime dimensioni con il vento che le genera.

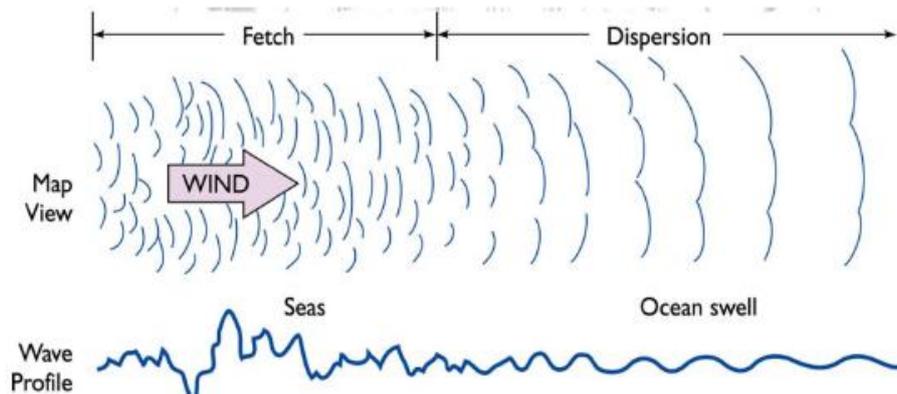


Figura 4.1 Sviluppo delle onde (Zanuttigh 2008)

Una volta uscite dalla zona di generazione le onde riducono gradualmente l'energia posseduta, soprattutto per effetto dell'attrito con l'aria, mentre è di scarso rilievo l'intervento della viscosità e della turbolenza. In acque profonde si ha quindi una progressiva attenuazione dell'altezza d'onda, mentre il periodo e la lunghezza (quindi la celerità) possono aumentare.

Avvicinandosi alla costa l'onda procede su fondali di profondità decrescente e, quindi, le caratteristiche del moto ondoso risultano modificate rispetto a quelle possedute al largo.

L'attrito al fondo e la riduzione di profondità riducono la lunghezza d'onda; sicché in definitiva, l'onda diventa più ripida (aumento di H/L). In prossimità della battigia (acque basse), l'onda diventa instabile, frange e dissipa in tal modo l'energia trasferita dal largo a riva (Tomasicchio U. et al., 2001).

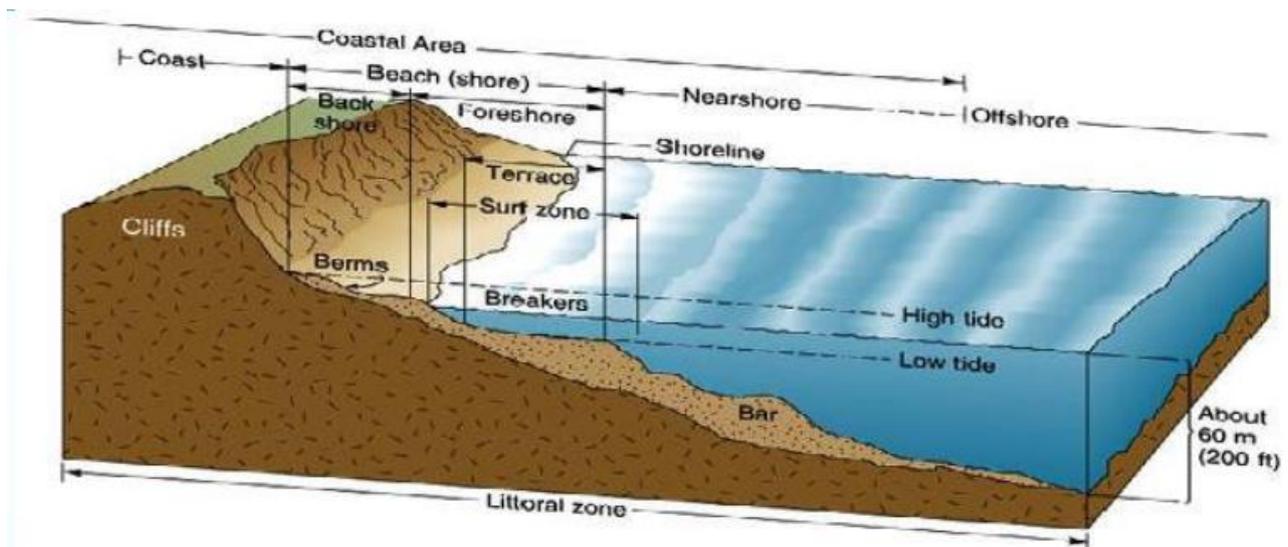


Figura 4.2 Idrodinamica della zona di riva

Per poter valutare gli effetti dell'azione dell'onda su un elemento esposto alla sua azione, quali ad esempio i pali costituenti il pontile o l'impalcato stesso, dobbiamo preventivamente fornire la definizione di frangimento in quanto esso causa un trasferimento di energia dall'onda all'elemento su cui essa impatta. Per frangimento si intende quel fenomeno in cui la cresta percorre l'onda e cade nel cavo che segue; questo si ha quando la velocità delle particelle d'acqua costituenti la cresta (comunemente indicata con u), supera la celerità di propagazione dell'onda (c).

Come si può notare dalla figura sotto riportata la dinamica delle onde dipende fortemente dall'interazione tra l'onda e il fondale su cui essa agisce, in quanto, l'attrito al fondo, altera sia la forma dell'onda (L diminuisce, H aumenta), sia la celerità, che diminuisce (Zanuttigh, 2008).

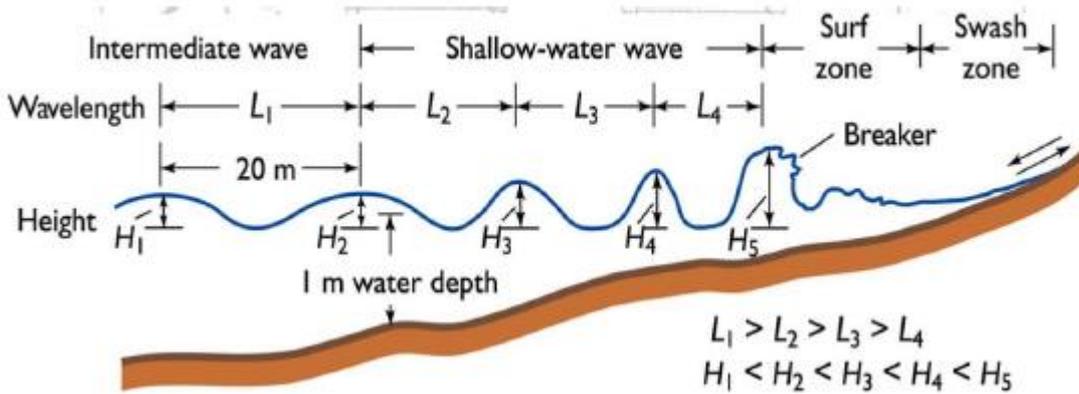


Figura 4.3 Trasformazione onde in acque basse

Nella propagazione verso riva la ripidità delle onde cresce al diminuire del fondale; quando essa raggiunge un valore limite, l'onda frange, dissipando energia e inducendo correnti a riva ed un incremento del livello del mare. L'onda inoltre frange su un fondale approssimativamente pari all'altezza d'onda. Ecco perché, per poter valutare l'impatto delle onde sul pontile in oggetto, bisogna conoscere l'altezza d'onda in corrispondenza dell'opera.

La surf-zone, si estende al largo dalla condizione limite di frangimento fino a riva alla condizione limite di risalita dell'onda sulla spiaggia. In questa zona il fenomeno prevalente è appunto il frangimento.

Molto importante ai fini del calcolo della forza dell'onda impattante è appunto la valutazione dell'altezza d'onda e della sua forma, di quando essa frange e come dissipa l'energia accumulata.

4.2 DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO

4.2.1 Vita utile e periodo di ritorno dell'onda

Per poter effettuare una previsione ed una valutazione della probabilità di accadimento degli eventi estremi che agiscono nella zona oggetto di studio, si può fare riferimento alla teoria della probabilità e all'analisi statistica, mediante la quale, partendo da dati e registrazioni riferiti al passato, è possibile, attraverso leggi matematiche, fornire una previsione degli eventi nel futuro.

La vita nominale è definita come il "numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata".

Con riferimento alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996), la durata minima di vita per le opere è definita come segue.

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita utile di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale

dell'opera. Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc.

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee ecc.).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere e installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc.).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione o di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali, ecc.).

Per l'opera in esame si assume un livello di sicurezza richiesto pari a 1 da cui una vita utile di progetto pari a 25 anni.

Il periodo di ritorno dell'onda di progetto dipende dalla vita tecnica dell'opera e dalla massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera.

Le "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" stabiliscono che è possibile assumere le probabilità corrispondenti al rischio incipiente o alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento ed alle difficoltà di riparare al danno subito.

Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare al danno, si assume la probabilità di distruzione totale.

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione.

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui a seguito del danneggiamento, non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili il rischio è elevato.

Per ripercussione economica bassa, media ed alta si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed il costo totale della realizzazione dell'opera è minore di 5, compreso tra 5 e 20 o è maggiore di 20.

Danneggiamento incipiente		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15
Distruzione totale		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.20	0.15
Media	0.15	0.10
Alta	0.10	0.05

Per l'opera in esame si assume il criterio del danneggiamento incipiente, si considera un rischio per la vita umana limitato in quanto in il pontile marino è una struttura agibile e usufruibile solamente in condizioni di mare tali per cui non è contemplabile il collasso o danneggiamento strutturale (condizioni segnalate dalle autorità). Si considera inoltre una ripercussione economica medio-bassa.

Si ottiene pertanto che nel periodo di vita utile 25 anni la massima probabilità di danneggiamento ammissibile sia pari a:

$$P_f = 0,40$$

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp} :

$$T_{rp} = \frac{T_v}{(-\ln(1 - P_f))}$$

da cui si ottiene $T_{rp} = 50$ anni.

4.2.2 Altezza significativa onda al largo

I venti che caratterizzano le condizioni dell'Alto Adriatico sono quelli provenienti dai settori di ENE (Bora) e da SSE (Scirocco). I primi sono quelli che soffiano con maggiore forza e con più frequenza ma, rispetto ai litorali veneziani e al Delta del Po, insistono su un tratto di mare poco esteso, con un fetch mediamente di circa 100 km. I secondi invece, pur soffiando in genere con intensità meno elevate, risultano allineati con l'asse longitudinale dell'Adriatico e quindi scaricano la loro forza su un tratto di mare molto più lungo, pari a circa 800 km. Ne consegue che, in condizioni di particolare persistenza, i venti di Scirocco possono generare onde al largo dei litorali Nord Adriatici di altezza assai considerevole.



Figura 4.4 Sintesi caratteri meteo-marini Mare Adriatico (fonte: ISPRA. Tratto da "Litorali_e_Lagune_del_Nord_Est" di Ferla, Crostato, Ragazzo da Il Novantesimo dell'Associazione Idrotecnica Italiana)

Il pontile del Lido di Volano inoltre è protetto dal Delta del Po nei confronti dei venti di Bora.

Per la definizione dell'altezza di onda significativa al largo $H_{s,o} = H_{1/3,o}$ (media delle altezze delle N/3 onde più alte) si fa riferimento ai dati riportati nel documento elaborato dalla Convenzione di ricerca tra ENI SpA e DICAM (Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Chimica e dei Materiali dell'Università di Bologna) "Valutazione mediante modellazione numerica della idrodinamica dello stato di fatto di un tratto di costa in prossimità della foce del Gobbino e proposta di verifica di opere di difesa dell'erosione" a cura Prof. Ing. Renata

Archetti del febbraio 2023. Il fiume Gobbino si trova poco a sud del Lido di Spina per cui i caratteri del moto del sito sono del tutto analoghi a quelli attesi al Lido di Volano.

Nel documento citato, Per conoscere il clima che interessa la zona oggetto di studio si è deciso di utilizzare due tipi di dati:

- 1) dati registrati dalla Boa Ondametrica NAUSICAA che si trova al largo della costa di Cesenatico. La stazione di rilevamento NAUSICAA è stata installata dall'Agenzia Regionale Prevenzione e Ambiente "ARPA" dell'Emilia - Romagna il 23 maggio 2007 ed è collocata al largo della costa di Cesenatico a circa 8 km dalla banchina della darsena su un fondale di circa 10 m di profondità. L'analisi dei dati è stata eseguita per il periodo 2007 -2019 nel corso dello REP. 13/2017- PROT. 226-02/02/17- COMUNE DI RAVENNA per il paraggio di Lido di Dante;
- 2) Dati del modello hindcast CMEMS-MED Waves Dataset (Korres, G., Ravdas, M., e Zacharioudaki, A., 2019). Mediterraneo Sea Waves Hindcast (CMEMS MED-Waves). Copernicus Monitoring Environment Marine Service (CMEMS) [https://doi.org/10.25423/CMCC/MEDSEA_HINDCAST_WAV_006_012] della piattaforma europea Copernicus, alle coordinate (44.645828°, 12.333333°) ad una profondità di circa 8 m, al largo della foce del Gobbino.



Figura 4.5 Posizione della Boa Nausicaa e del nodo del modello hindcast CMEMS, davanti alla foce del Fiume Gobbino (tratta da "Valutazione mediante modellazione numerica dello stato di fatto di un tratto di costa in prossimità della foce del Gobbino e proposta di verifica di opere di difesa dell'erosione" a cura Prof. Ing. Renata Archetti del febbraio 2023)

La analisi dei dati è stata effettuata per il periodo 2007 -2019, e dopo un controllo preliminare di qualità dei dati, è stato possibile elaborare la rosa del clima ondoso, cioè la rosa di frequenza degli eventi distribuiti per classi di intensità e di direzione.

Il criterio di elaborazione adottato è stato quello di considerare "calma" le onde con altezza inferiore a 0.20 m e suddividere le altre all'interno di 10 classi, da 0.20 m a 5.00 m. I settori angolari considerati per la direzione sono 12 rispettivamente ampi 30°.

In dettaglio, si è osservato dai dati CMEMS che:

- il settore caratterizzato da condizioni di moto ondoso dominante, ossia il settore caratterizzato dalla presenza di altezze d'onda massime superiori a 3 m, e quello compreso tra 45 - 75°N, con una frequenza pari allo 0.1%;
- gli stati di mare regnanti, ossia gli stati di mare caratterizzati da frequenze di apparizione massime, si presentano nei settori di direzioni comprese tra 90 - 110°N. Le condizioni ondose che provengono da questo settore hanno una frequenza media pari al 30.40%;

- i settori prevalenti, ossia i settori caratterizzati da altezze e frequenze di accadimento massime, sono due: quelli da 50 – 70°N e da 90 – 100°N;
- la condizione di calma, definita dalla classificazione adottata in fase di elaborazione della rosa delle onde, per eventi ondosi caratterizzati da altezze d'onda inferiori a 0.10 m, ha frequenza di apparizione pari al 30.5%.

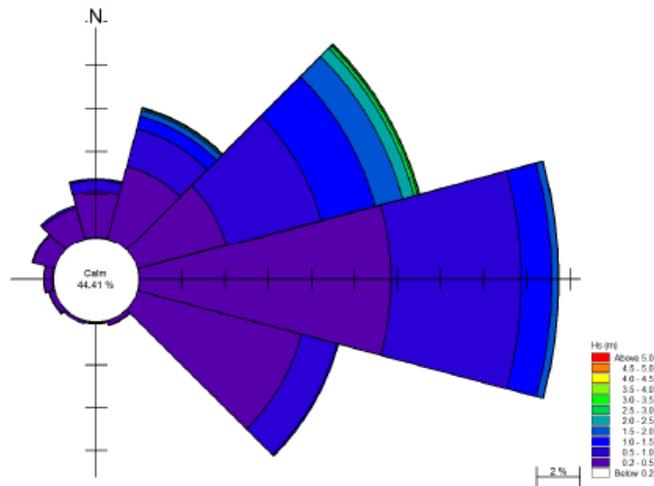


Figura 4.6 Rosa delle onde dai dati della boa Nausicaa (2007-2019; tratta da "Valutazione mediante modellazione numerica della idrodinamica dello stato di fatto di un tratto di costa in prossimità della foce del Gobbino e proposta di verifica di opere di difesa dell'erosione" a cura Prof. Ing. Renata Archetti del febbraio 2023)

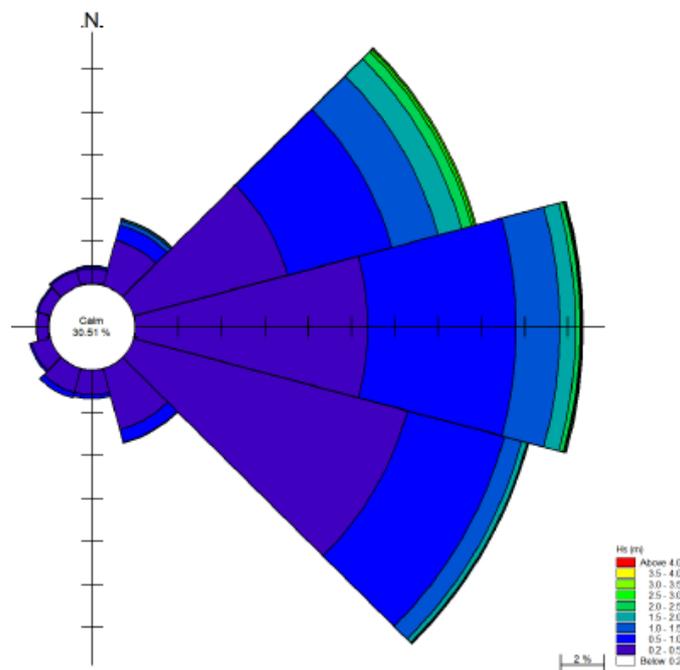


Figura 4.7 Rosa delle onde dal nodo estratto dal modello hindcast CMEMS Med Wave (2009-2019; tratta da "Valutazione mediante modellazione numerica della idrodinamica dello stato di fatto di un tratto di costa in prossimità della foce del Gobbino e proposta di verifica di opere di difesa dell'erosione" a cura Prof. Ing. Renata Archetti del febbraio 2023)

Nel documento citato, per eseguire l'analisi statistica delle altezze d'onda si utilizza il metodo POT (Peaks Over Threshold), comunemente anche chiamato "della serie di durata parziale sopra soglia", che consiste nel prendere in esame il solo valore massimo di altezza d'onda (valore di picco) che si verifica nell'ambito di una singola mareggiata. L'individuazione di ciascuna mareggiata nell'ambito della serie storica viene effettuata introducendo

una soglia di altezza d'onda e considerando che il singolo evento (mareggiata) abbia inizio quando l'altezza d'onda significativa supera per la prima volta il valore della soglia prestabilito. Conseguentemente si ipotizza che l'evento termini quando l'altezza d'onda significativa assume per la prima volta un valore inferiore a quello di soglia oppure quando si verifica un forte scarto della direzione del moto ondoso.

Per l'individuazione degli eventi ondosi, è stata definita una soglia critica di 2 volte l'onda media, cioè circa 1 m. Per poter essere considerato "mareggiata", l'evento ondoso deve presentare una persistenza minima, sopra la soglia indicata, pari ad almeno 6 ore consecutive. Due eventi sono considerati separati se Hs si mantiene al di sotto del valore soglia per più di 3 ore successive. Si considera che l'evento abbia inizio quando l'altezza d'onda significativa supera la soglia per almeno 6 ore. L'evento termina quando l'altezza d'onda scende sotto la soglia prefissata per almeno 3 ore consecutive.

Le leggi adottate di distribuzione di probabilità cumulata di non superamento (funzione di ripartizione) sono quelle di Gumbel:

$$P_{x_{\max}}(x) = 1 - e^{-e^{\frac{x-b}{a}}}$$

I parametri a e b della legge di Gumbel sono riportati nella tabella seguente, sia considerando tutti i dati (omnidirezionale), sia suddividendoli per settori di provenienza.

Dir	λ	a	b	R ²
omni	25	0.54	1.38	0.984
0-75	15	0.51	1.55	0.977
75-105	16	0.48	1.32	0.946
105-180	13	0.39	0.94	0.951

Figura 4.8 Parametri della distribuzione Gumbel (tratta da "Valutazione mediante modellazione numerica della idrodinamica dello stato di fatto di un tratto di costa in prossimità della foce del Gobbino e proposta di verifica di opere di difesa dell'erosione" a cura Prof. Ing. Renata Archetti del febbraio 2023)

Tenendo conto che la probabilità cumulata di non superamento è legata al tempo di ritorno dell'evento dalla relazione:

$$T_R(X \leq x) = \frac{1}{1 - P(X \leq x)}$$

si sono stimate le altezze d'onda relative ai diversi tempi di ritorno per diversi settori di provenienza e i valori mostrati in tabella seguente.

Dir	H _s (m)					
	Mean	TR= 1 anno	TR= 5 anni	TR= 10 anni	TR= 50 anni	TR= 100 anni
omni	0.44	3.07	3.93	4.30	5.14	5.51
0-75	0.54	2.92	3.76	4.11	4.94	5.29
75-105	0.49	2.64	3.42	3.76	4.54	4.87
105-180	0.35	1.94	2.58	2.85	3.48	3.75

Figura 4.9 Valori delle altezze d'onda per i periodi di ritorno di 1, 5, 10, 50 e 100 anni (tratta da "Valutazione mediante modellazione numerica della idrodinamica dello stato di fatto di un tratto di costa in prossimità della foce del Gobbino e proposta di verifica di opere di difesa dell'erosione" a cura Prof. Ing. Renata Archetti del febbraio 2023)

4.2.3 Condizione ondosa al largo

Si assume come altezza di onda significativa al largo $H_{s,o} = H_{1/3,o}$ (media delle altezze delle N/3 onde più alte) per un periodo di ritorno di 50 anni il valore di 5,406 m (fonte "Manuale dell'Ingegnere Civile e Ambientale", Riva – Guadagni, Hoepli 2014), coerente con quanto sopra riportato.

Ipotizzando una ripidità dell'onda al largo (sop) pari al 3.5% si ricava il periodo dell'onda al largo (Tso), la lunghezza d'onda corrispondente (Lso), la celerità dell'onda al largo (co) e la celerità di gruppo (cgo) mediante le seguenti relazioni:

$$T_{so} = \sqrt{\frac{H_{so}}{\frac{g}{2\pi} \cdot s_{op}}}$$

$$L_{so} = \frac{g}{2\pi} \cdot (T_{so})^2$$

$$c_0 = \frac{L_{so}}{T_{so}}$$

$$c_{g0} = \frac{c_0}{2}$$

Si ottengono i seguenti valori caratteristici dell'onda al largo:

Valori caratteristici onda al largo			
altezza onda significativa	Hso	m	5,40
ripidità onda al largo	sop	-	0,035
periodo significativo onda	Tso	s	9,94
lunghezza onda significativa	Lso	m	154,29
celerità onda al largo	co	m/s	15,52
celerità di gruppo	cgo	m/s	7,76

Si riportano i calcoli relativamente agli allineamenti n. 18* e n. 44* dei pali del pontile di progetto. Il palo n. 18* rappresenta l'ultimo palo in mare della parte del pontile di progetto con quota di calpestio posta +2,85 m s.l.m. (rif. Genova 1942) ed il palo n. 44* rappresenta l'estremità al largo del pontile di progetto nella configurazione ipotetica di completa realizzazione. Si comprende come la verifica della quota del piano di calpestio nei confronti della massima elevazione della cresta dell'onda con tempo di ritorno pari a 50 anni sarà automaticamente soddisfatta man mano che ci si avvicina a riva e quindi anche per l'allineamento di progetto n. 13*, il quale costituisce il punto di arrivo del primo stralcio di lavori.

4.2.4 Trasferimento onda dal largo alle acque basse

Per valutare la trasformazione delle onde da largo a riva si utilizza la teoria di Goda (2000) basata sul concetto di altezza d'onda equivalente in acque profonde; questa è un'onda ipotetica, concepita con l'intenzione di aggiustare le altezze di quelle onde che subiscono processi di rifrazione, diffrazione e altre trasformazioni, in modo che la stima della deformazione e della trasformazione delle onde possa essere facilmente eseguita quando si trattano situazioni complesse. L'altezza di questa tipologia di onda è definita dalla seguente relazione:

$$H'_0 = K_r \cdot K_s \cdot K_d \cdot H_{s0}$$

dove H_{s0} è stata definita in precedenza, K_r è il coefficiente di rifrazione basato sulla legge di Snell ossia $K_r = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha_1}}$ dove α_0 è l'angolo di provenienza dell'onda al largo e α_1 è l'angolo dell'onda in acque basse

determinato con la relazione $\sin \alpha_1 = \frac{L \cdot \sin \alpha_0}{L_{s0}}$ con $L = L_{s0} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$ ed h altezza del fondale, K_d è il coefficiente di diffrazione di valore unitario in quanto non presenti fenomeni di diffrazione, $K_s = \sqrt{c_{g0}/c_{g1}}$ è il coefficiente di Shoaling con:

$$c_1 = \frac{gT_{s0}}{2\pi} \tanh(kh)$$

$$c_{g1} = \frac{c_1}{2} \left(1 + \frac{(4\pi h/L)}{\sinh(4\pi h/L)} \right)$$

Considerando sette ipotetiche direzioni di onda si riportano i calcoli relativamente agli allineamenti n. 18* e n° 44* dei pali del pontile di progetto.

Valori caratteristici onda in acque basse - PALO 18* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
altezza fondale	h	m	1,00						
lunghezza onda acque basse	L	m	30,92						
equazione equilibrio L	equ	-	0,000						
celerità onda acque basse	c1	m/s	3,11						
celerità di gruppo acque basse	cg1	m/s	3,07						
angolo onda al largo	α_0	°	60	50	40	30	20	10	0
angolo onda acque basse	α_1	°	10	9	7	6	4	2	0
coefficiente di rifrazione	Kr	-	0,71	0,81	0,88	0,93	0,97	0,99	1,00
coefficiente di shoaling	Ks	-	1,59						
coefficiente di diffrazione	Kd	-	1,00						
altezza onda acque basse	H'0	m	3,85	4,36	4,75	5,04	5,24	5,36	5,40

Valori caratteristici onda in acque basse - PALO 44* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
altezza fondale	h	m	2,55						
lunghezza onda acque basse	L	m	48,85						
equazione equilibrio L	equ	-	0,000						
celerità onda acque basse	c1	m/s	4,91						
celerità di gruppo acque basse	cg1	m/s	4,75						
angolo onda al largo	α_0	°	60	50	40	30	20	10	0
angolo onda acque basse	α_1	°	16	14	12	9	6	3	0
coefficiente di rifrazione	Kr	-	0,72	0,81	0,88	0,94	0,97	0,99	1,00
coefficiente di shoaling	Ks	-	1,28						
coefficiente di diffrazione	Kd	-	1,00						
altezza onda acque basse	H'0	m	3,89	4,40	4,78	5,06	5,25	5,36	5,40

Prima di poter definire a quale di queste onde corrisponde la condizione più gravosa si deve procedere con il calcolo delle altezze d'onda all'interno della surf-zone, in quanto, la nostra struttura, è esposta al frangimento delle onde; pertanto risulta d'obbligo valutare l'altezza massima al piede dell'opera (H_{max}) e l'altezza d'onda al frangimento (H_b) e confrontarle tra loro, in modo da stabilire quale sia l'altezza d'onda di progetto necessaria per valutare la stabilità dell'opera.

4.2.5 Altezza onda al piede dell'opera

La variazione delle altezze d'onda viene descritta in modo dettagliato attraverso le seguenti formule, fornite da Goda (2000):

$$H_{1/3} = H_s = \begin{cases} k_s H'_0 \rightarrow \text{se } h/L \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{\max} H'_0, k_s H'_0\} \rightarrow \text{se } h/L < 0.2 \end{cases}$$

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 k_s H'_0 \rightarrow \text{se } h/L \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H'_0, 1.8 k_s H'_0\} \rightarrow \text{se } h/L < 0.2 \end{cases}$$

dove:

$$\beta_0 = 0.028(H'_0/L)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \theta]$$

$$\beta_{\max} = \max\{0.92, 0.32(H'_0/L)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\}$$

$$\beta_0^* = 0.052(H'_0/L)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta]$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan \theta]$$

$$\beta_{\max}^* = \max\{1.65, 0.53(H'_0/L)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\}$$

Si ottengono i seguenti valori di H_s e H_{\max} al piede dell'opera; in queste formule, molto importante è il parametro $\tan \theta$ che rappresenta la pendenza del fondale.

Valori caratteristici onda al piede dell'opera - PALO 18* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
rapporto	h/L	-	0,03						
verifica per formule Goda	h/L	-	0,20						
angolo fondale	θ	$^\circ$	0,73						
coefficiente	β_0	-	0,0636	0,0607	0,0587	0,0574	0,0566	0,0561	0,0559
coefficiente	β_1	-	0,549						
coefficiente	β_{\max}	-	0,9200	0,9200	0,9200	0,9200	0,9200	0,9200	0,9200
coefficiente	β_0^*	-	0,1181	0,1127	0,1091	0,1066	0,1050	0,1042	0,1039
coefficiente	β_1^*	-	0,661						
coefficiente	β_{\max}^*	-	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
altezza onda significativa al piede opera	H1/3 = Hs	m	0,79	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,85
altezza onda massima al piede opera	Hmax	m	1,12	1,15	1,18	1,20	1,21	1,22	1,22

Valori caratteristici onda al piede dell'opera - PALO 44* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
rapporto	h/L	-	0,05						
verifica per formule Goda	h/L	-	0,20						
angolo fondale	θ	$^\circ$	0,73						
coefficiente	β_0	-	0,0753	0,0720	0,0697	0,0682	0,0673	0,0667	0,0665
coefficiente	β_1	-	0,549						
coefficiente	β_{\max}	-	0,9200	0,9200	0,9200	0,9200	0,9200	0,9200	0,9200
coefficiente	β_0^*	-	0,1399	0,1336	0,1295	0,1267	0,1249	0,1239	0,1236
coefficiente	β_1^*	-	0,661						
coefficiente	β_{\max}^*	-	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
altezza onda significativa al piede opera	H1/3 = Hs	m	1,69	1,72	1,73	1,74	1,75	1,76	1,76
altezza onda massima al piede opera	Hmax	m	2,23	2,27	2,30	2,33	2,34	2,35	2,35

4.2.6 Altezza onda al frangimento

Nelle zone costiere, tuttavia, il frangimento avviene in una zona relativamente ampia caratterizzata da una profondità variabile, chiamata breaking-zone o surf-zone (Goda, 2000).

Il meccanismo di attenuazione delle onde all'interno della surf-zone è molto difficile da capire, a causa della complicata natura dei processi che avvengono al suo interno; tuttavia è possibile analizzare le caratteristiche macroscopiche della distribuzione delle altezze d'onda attraverso modelli e teorie sviluppati da diversi studiosi.

Pertanto, per calcolare l'altezza dell'onda al frangimento utilizziamo una formula empirica fornita da Goda (2000):

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

Il coefficiente A varia a seconda che le onde siano regolari o irregolari; nel primo caso vale 0,17 mentre nel secondo varia tra 0,12 ÷ 0,18 a seconda delle caratteristiche del frangimento. In via semplificativa, dato che il calcolo esatto di A richiede passaggi complessi, si pone $A = 0,17$.

Il valore di H_b non dipende dalla direzione dell'onda ma solamente dal fondale, dalla pendenza del fondo e dalla lunghezza d'onda al largo; pertanto il valore di H_b risulta lo stesso per le diverse classi d'onda.

Valori caratteristici onda al frangimento - PALO 18* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
equazione equilibrio	equ	-	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
altezza onda al frangimento	Hb	m	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
coefficiente	A	-	0,17						

Valori caratteristici onda al frangimento - PALO 44* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
equazione equilibrio	equ	-	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
altezza onda al frangimento	Hb	m	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97
coefficiente	A	-	0,17						

A causa del basso fondale a cui è posizionata l'opera, il clima ondoso e le onde estreme in particolare sono condizionate dal basso fondale stesso; calcolando l'altezza d'onda dovuta al frangimento, H_b , la si deve confrontare con H_{max} . Questo perché le condizioni ondose di progetto derivano dalla limitazione per frangimento per cui ogni maggior profondità sia derivante da un'erosione del fondale che da una maggior elevazione del mare, si traduce in una quasi uguale maggior altezza dell'onda.

Pertanto se $H_{max} > H_b$ nei calcoli si deve utilizzare H_b .

4.2.7 Calcolo del wave set-up e del surf beat

Risulta ora necessario prendere in considerazione la variazione del livello del medio mare; un fattore è caratterizzato dal fenomeno del wave set-up che causa un aumento quasi lineare del livello del medio mare verso riva. Questo fenomeno è associato all'esistenza di uno sforzo agente sull'acqua dovuto alla presenza del moto ondoso: esso prende il nome di radiation stress (sforzo di radiazione) e dipende dalla pressione dell'onda e dal flusso di energia lungo la direzione di propagazione dell'onda.

Quando l'altezza d'onda varia a causa dei fenomeni di shoaling e di frangimento durante la sua propagazione da largo verso riva, anche l'intensità del radiation stress varia; questa variazione spaziale nel radiation stress determina un'inclinazione del livello del medio mare, nota appunto con il nome di wave set-up (Goda, Y., 2000).

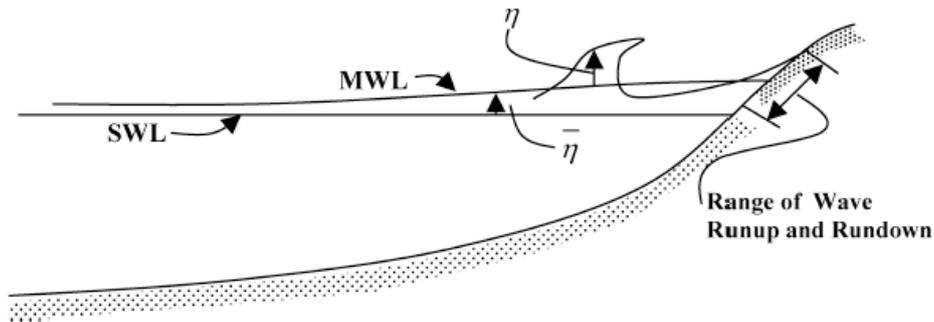


Figura 4.10 Illustrazione del fenomeno del wave set-up (Dean and Walton)

Questo fenomeno è rappresentato dal termine η e può essere stimato integrando numericamente da largo a riva la seguente equazione differenziale:

$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = -\frac{1}{(\bar{\eta} + h)} \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{8} \bar{H}^2 \left(\frac{1}{2} + \frac{(4\pi h/L)}{\sinh(4\pi h/L)} \right) \right]$$

dove H rappresenta l'altezza media delle onde irregolari, x l'estensione dell'opera dalla linea di riva, h il fondale marino e L la lunghezza d'onda alla struttura m. Come si nota l'espressione precedente rappresenta un'equazione differenziale complessa, nella quale compaiono due variabili e costituisce dunque una situazione difficile da definire, in quanto richiede passaggi matematici molto complessi. Pertanto per il calcolo di η si fa riferimento al diagramma seguente, che rappresenta il risultato del calcolo del wave set-up su un fondale con pendenza uniforme.

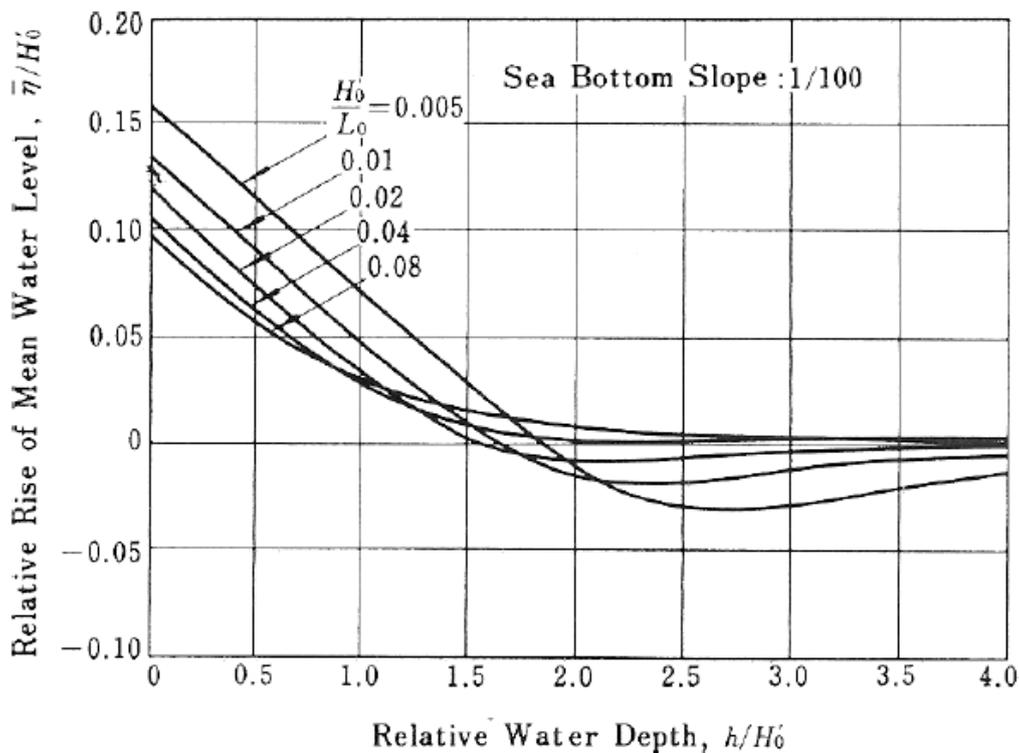


Figura 4.11 Variazione del livello medio del mare dovuto a rifrazione e shoaling e al frangimento delle onde irregolari del mare (Goda, 2000)

Pertanto, in riferimento al diagramma precedentemente esposto, per poter definire η si deve entrare nel grafico con due valori: il rapporto H'_0/L_0 che rappresenta la ripidità dell'onda equivalente e indica quale curva si deve considerare e il rapporto h/H'_0 che costituisce la profondità relativa e indica il valore dell'ascissa da cui si parte. Intersecando quindi i due valori si trova il punto sull'ordinata cui corrisponde un certo valore del rapporto η/H'_0 ; pertanto moltiplicando questo rapporto per il valore per H'_0 si trova il valore di η per le diverse onde.

Un altro contributo alla variazione del livello del mare medio è fornito dal fenomeno del surf-beat. Questo avviene quando arrivano delle onde più basse della media, per cui la spinta idrodinamica non bilancia il gradiente delle pressioni e le masse tornano verso largo; nascono dunque delle oscillazioni di lungo periodo (pari a circa 5-6 volte il periodo d'onda) legate ai gruppi d'onda (Zanuttigh, 2008).

Per calcolare l'entità del surf-beat si utilizza la seguente formula empirica:

$$\zeta_{rms} = \frac{0.01 \cdot H'_0}{\sqrt{\frac{H'_0}{L_0} \left(1 + \frac{h}{H'_0}\right)}}$$

Si riportano i calcoli in tabella:

Contributi wave set up e surf beat e elevaz - PALO 18* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
	h/H'0	-	0,26	0,23	0,21	0,20	0,19	0,19	0,19
	H'0/L	-	0,12	0,14	0,15	0,16	0,17	0,17	0,17
	η/H'_0	-	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
altezza wave set up	w,s,u = η	m	0,27	0,30	0,33	0,35	0,37	0,38	0,38
altezza surf beat	ζ_{rms}	m	0,22	0,23	0,25	0,25	0,26	0,26	0,27

Contributi wave set up e surf beat e elevaz - PALO 44* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
	h/H'0	-	0,65	0,58	0,53	0,50	0,49	0,48	0,47
	H'0/L	-	0,08	0,09	0,10	0,10	0,11	0,11	0,11
	η/H'_0	-	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
altezza wave set up	w,s,u = η	m	0,16	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27
altezza surf beat	ζ_{rms}	m	0,19	0,21	0,22	0,23	0,23	0,24	0,24

La variazione del livello del medio mare dovuta al set-up ed al surf-beat agisce per incrementare il limite superiore della distribuzione dell'altezza d'onda verso i suoi valori maggiori.

4.2.8 Calcolo dell'elevazione massima della cresta dell'onda

L'elevazione della cresta dell'onda può essere ottenuta conoscendo H_{max} attraverso varie teorie non lineari (per approfondimenti vedi Allsop and Cuomo, 2004). Stansberg (1991) fornisce un'approssimazione abbastanza semplice per l'elevazione delle creste d'onda η_{max} in acque profonde:

$$\eta_{max} = \frac{H_{max}}{2} \exp\left(\frac{2\pi}{L} \cdot \frac{H_{max}}{2}\right)$$

dove L è la lunghezza d'onda in corrispondenza della testata del pontile mentre H_{max} è la massima altezza d'onda di progetto, che noi dobbiamo considerare pari ad H_b , pertanto l'espressione si traduce in:

$$\eta_{max} = \frac{H_b}{2} \exp\left(\frac{2\pi}{L} \cdot \frac{H_b}{2}\right)$$

Ora ci si deve portare nelle condizioni di progetto in modo da valutare l'elevazione della massima cresta dell'onda e per riferire questa quota al medio mare la si deve incrementare del livello di alta marea, dell'elevazione dovuta al wave set-up e al surf-beat; inoltre, dato che quest'ultimo termine è una funzione oscillatoria, lo si deve moltiplicare per un coefficiente cautelativo (posto pari a 3 da letteratura) che tiene conto della contemporaneità di tutti gli elementi caratterizzanti l'elevazione del livello del medio mare.

Pertanto si avrà:

$$\eta_{TOT} = \eta_{max} + \bar{\eta} + 3\zeta_{rms} + high\ tide$$

Calcolo elevazione massima cresta onda - PALO 18* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
elevazione cresta onda	η_{max}	m	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43
altezza wave set up	$w,s,u = \eta$	m	0,27	0,30	0,33	0,35	0,37	0,38	0,38
altezza surf beat	ξ_{rms}	m	0,22	0,23	0,25	0,25	0,26	0,26	0,27
altezza alta marea	alta marea	m	0,90						
massima elevazione cresta onda	η_{TOT}	m	2,25	2,33	2,40	2,44	2,48	2,49	2,50

Calcolo elevazione massima cresta onda - PALO 44* nuovo									
			Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
elevazione cresta onda	η_{max}	m	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11
altezza wave set up	$w,s,u = \eta$	m	0,16	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27
altezza surf beat	ξ_{rms}	m	0,19	0,21	0,22	0,23	0,23	0,24	0,24
altezza alta marea	alta marea	m	0,90						
massima elevazione cresta onda	η_{TOT}	m	2,74	2,86	2,91	2,95	2,98	2,99	3,00

4.2.9 Conclusioni

Si ottiene dunque una stima dell'elevazione massima della cresta dell'onda con tempo di ritorno pari a 50 anni pari a:

- **$\eta_{TOT} = 2,50\ m$** in corrispondenza dell'allineamento di pali di progetto n. 18*, che rappresenta l'ultimo palo in mare della parte del pontile di progetto con quota di calpestio posta +2,85 m s.l.m. (rif. Genova 1942) e quota di intradosso della struttura dell'impalcato posta a +2,67 m s.l.m.;
- **$\eta_{TOT} = 3,00\ m$** in corrispondenza dell'allineamento di pali di progetto n. 44*, che rappresenta l'ultimo palo al largo dello sviluppo futuro del pontile di progetto della parte del pontile di progetto con quota di calpestio posta +3,45 m s.l.m. (rif. Genova 1942) e quota di intradosso della struttura dell'impalcato posta a +3,27 m s.l.m.;

Pertanto le quote di progetto consentono di preservare la struttura dall'azione diretta dell'onda in caso di mareggiata, oltre che rispettare le disposizioni della "Strategia di Gestione Integrata per la Difesa e l'Adattamento della Costa ai cambiamenti climatici (GIDAC)" della Regione Emilia Romagna.

L'innalzamento della quota di calpestio avverrà impostando una pendenza del 5% nelle campate "D" (posta nel primo stralcio di progetti) e "L" (posta nella porzione di sviluppo futuro).