INDICE

1. Verifica delle condizioni di stazionarietà o di frangimento 2
2. Dimensionamento preliminare del cassone 4
3. Valutazione dei carichi idrodinamici agenti ortogonalmente alla struttura (modello di Goda, 1973) 6
4. Effetti impulsivi (modello di Goda generalizzato) 12
5. Valutazione dei carichi idrodinamici per effetto di onde oblique 15
6. Forze agenti 16
7. Calcolo delle spinte e dei momenti ribaltanti 17
8. Cause di danneggiamento delle dighe a parete e verifiche di stabilità 19
   8.1. Verifica allo scorrimento 21
   8.2. Verifica al ribaltamento 22
   8.3. Verifica allo schiacciamento 23

1. Verifica delle condizioni di stazionarietà o di frangimento

L'azione del moto ondoso su una diga a parete verticale dipende sia dalle caratteristiche idrodinamiche del moto ondoso incidente, sia dalle caratteristiche geometriche complessive della intera struttura, costituita dalla pendenza del fondale antistante l'opera, dalla berma di fondazione, dall'infrastruttura a cassoni, dalla sovrastruttura.

Le dighe possono essere distinte tra quelle che riflettono le onde incidenti (moto stazionario) e quelle che invece subiscono l'azione dei frangenti, e che subiscono forza di impatto maggiori.

Evidentemente, una stessa diga foranea può essere considerata come opera riflettente (moto stazionario) o soggetta ai frangenti a seconda delle caratteristiche delle onde incidenti.

Una diga a parete verticale può essere progettata con riferimento alle sole onde stazionarie soltanto se risultano verificate talune condizioni, che variano in funzione delle diverse teorie prese a riferimento.

Nella figura seguente sono riportati i principali parametri geometrici di una diga a parte.

In particolare, risultano:

- B_b=B= lunghezza della berma d'imbasamento;
- h_b= altezza della berma;
- h= h_s= profondità al piede dell'opera;
- d= h_s - h_b = tirante idrico sulla berma;

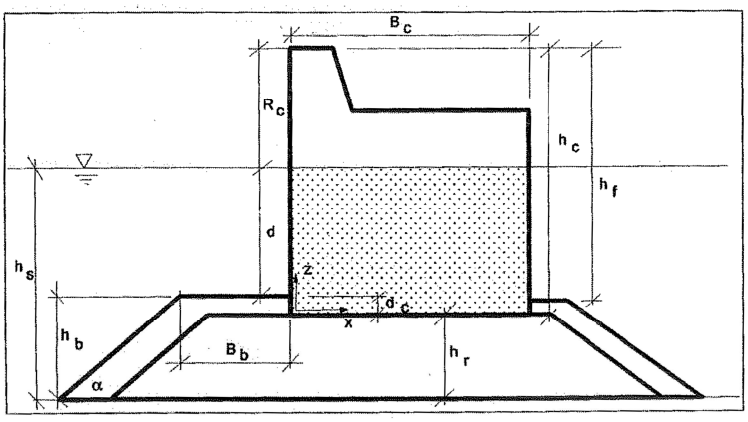

Fig. 1 – Parametri geometrici diga a parete

<u>Istruzioni Tecniche (1995)</u>

Le "Istruzioni italiane per la progettazione delle dighe marittime" redatte nel 1995 dal Consiglio Superiori dei Lavori Pubblici, suggeriscono di progettare una diga a parete con riferimento al processo di moto ondoso stazionario soltanto se la profondità d al piede della parete supera di una volta e mezza la media del centesimo delle onde più alte costituenti lo stato di mare di progetto, ovvero:

$$d \geq 1{,}5 \cdot H_{1/100} \qquad (1)$$

In realtà, recenti studi hanno dimostrato che la suddetta condizione non appare sufficiente a tale scopo in quanto non soltanto la predetta altezza libera ma anche la larghezza dell'imbasamento sul lato mare può condizionare il frangimento delle onde davanti alla parete.

Tuttavia, nel presente progetto preliminare si è fatto riferimento alla predetta condizione suggerita dal Consiglio Superiore dei LL.PP.

Il valore di $H_{1/100}$, esso è stato stimato con la nota relazione:

$$H_{1/100} = 1{,}67 \cdot H_{s,T} \qquad (2)$$

in cui $H_{s,T}$ = 6,5 m e, quindi, $H_{1/100}$=10,85 metri.

Per analogia rispetto all'ultimo tratto della diga foranea esistente, anche per il tratto da prolungare si è ipotizzato un tirante idrico sulla berma d=13,00 m, pertanto, risultando d < 1,5 $H_{1/100}$= 16,27 m, l'ipotesi di stazionarietà proposta da *Istruzioni Tecniche* non risulta verificata.

Pertanto, per il calcolo delle pressioni sull'infrastruttura a cassoni non è risultato possibile utilizzare un modello di tipo stazionario, e si è fatto riferimento ad un modello di calcolo di Goda (1973), che tiene conto della presenza dei frangenti.

2. Dimensionamento preliminare del cassone

In genere l'altezza del cassone viene scelta in modo da ridurre il costo di costruzione complessivo dell'opera, somma del costo della scogliera di imbasamento e di quello della struttura a parete. Tuttavia, come già anticipato nel precedente paragrafo, per analogia rispetto all'ultimo tratto della diga foranea esistente, anche per il tratto da prolungare si è ipotizzato:

- un tirante idrico sulla berma pari a 13,00 m;
- che i cassone poggino su una sottostruttura a scogliera imbasata a quota – 20,00 rispetto al l.m.m..

Si evidenzia, inoltre, che rispetto alla parte di diga esistente il prolungamento sarà caratterizzato da un muro paraonde più alto, ovvero, da un maggiore valore del parametro a riportato nella figura seguente. Infatti, la parte di diga foranea esistente è soggetta ad una rilevante tracimazione del moto ondoso con conseguenza trasmissione dell'agitazione ondosa all'interno del bacino portuale e ridotta operatività degli specchi acquei retrostanti la diga. La maggiore altezza del muro paraonde nel tratto da realizzare determinerebbe, quindi, un miglioramento delle condizioni di agibilità e sicurezza degli specchia acquei protetti dalla diga foranea.

Inoltre, da una verifica preliminare effettuata sull'ultimo tratto della diga foranea esistente, avente larghezza pari a 14 metri, si è constatato che quest'ultimo è caratterizzato, in condizioni di onda frangente e per l'altezza d'onda di progetto corrispondente ad un periodo di ritorno di 250 anni, da coefficienti di sicurezza "allo scorrimento" e "al ribaltamento" minori dell'unità. Pertanto, il dimensionamento preliminare del cassone è stato effettuato ipotizzando una larghezza pari a 20 metri.

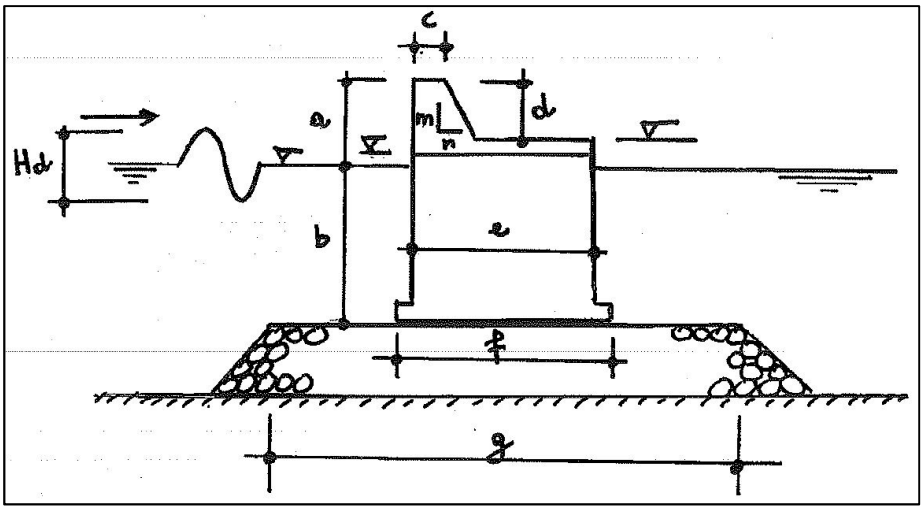

Fig. 2 – Parametri geometrici diga a parete

Facendo riferimento alla precedente fig. 2 , le dimensioni geometriche del cassone sono le seguenti:

a = 7,30 m

b = 15,00 m

c = 5,00 m

d = 4,30 m

e = 20,00 m

f = 23,00 m

g = 41,50 m

m/n = 2

Si precisa che l'altezza del cassone, unitamente alla sua lunghezza, è comunque condizionata anche dalle dimensioni (profondità) del bacino di costruzione.

Si evidenzia che una maggiore lunghezza assicura una migliore ripartizione delle punte di sollecitazione del moto ondoso.

Nel caso specifico le dimensioni complessive in pianta del singolo cassone sono 23,00 x 28,75 m, mentre l'altezza, comprensiva della platea di fondazione, esclusa la sovrastruttura, sarà pari a 16,00 metri.

La sommità del cassone è stata ipotizzata posta a circa 1 metro al di sopra del livello medio mare.

I cassoni saranno suddivisi, mediante setti interni, in 20 celle (4 in sezione trasversale e 5 in sezione longitudinale). Tali celle interne avranno lunghezza pari a 5,35 m e larghezza variabile (in sezione trasversale, pari a 4,50 m per le due celle esterne e 4,625 m per le atre due celle centrali)

Lo spessore delle pareti esterne sarà di 0,50 m, mentre per quelle interne sarà di 0,25 metri.

La fondazione è costituita da una platea in calcestruzzo armato avente una altezza di 0,70 m che si sviluppa per tutta la superficie del cassone.

Tali spessori andranno successivamente verificati con i metodi della Scienza delle Costruzioni.

Le celle esterne saranno riempite con calcestruzzo mentre quelle interne con pietrisco.

I cassoni saranno imbasati a quota -15,00 rispetto al l.m.m, su apposito scanno di pietrame, e saranno sormontati da una sovrastruttura fuori acqua realizzata in calcestruzzo, costituita da massiccio di sovraccarico di spessore pari a 2,00 metri e muro paraonde, quest'ultimo con sommità a quota +7,30 dal l.m.m. e larghezza variabile da 5,00 m a 7,15 metri.

La dimensioni del cassone sono state poi verificate imponendo le condizione di stabilità all'azione dell'onda di progetto.

3. Valutazione dei carichi idrodinamici agenti ortogonalmente alla struttura (modello di Goda, 1973)

Non essendo assicurata la condizione di stazionarietà del moto ondoso, per il dimensionamento e la verifica di stabilità del prolungamento della diga si è fatto riferimento al modello proposta da Goda (1973), con il quale è stato possibile valutare con un'unica formula sia le pressioni delle onde frangenti (di valore maggiore) che le pressioni delle onde stazionarie.

Com'è noto, tale modello non è adatto per la particolare condizione di violenti effetti impulsivi indotti dall'onda sulla diga, trasmessi dalle onde che frangono direttamente sulla struttura. Infatti, essendo molto elevati, gli effetti impulsivi renderebbero consigliabile modificare la sezione trasversale della diga e, quindi, non adottare la tipologia di diga a parete.

Il metodo proposto da Goda ipotizza l'esistenza di una distribuzioni di pressioni trapezoidale lungo la parete verticale della diga direttamente esposta all'azione delle mareggiate. Tale distribuzione è del tipo riportato nella seguente figura.

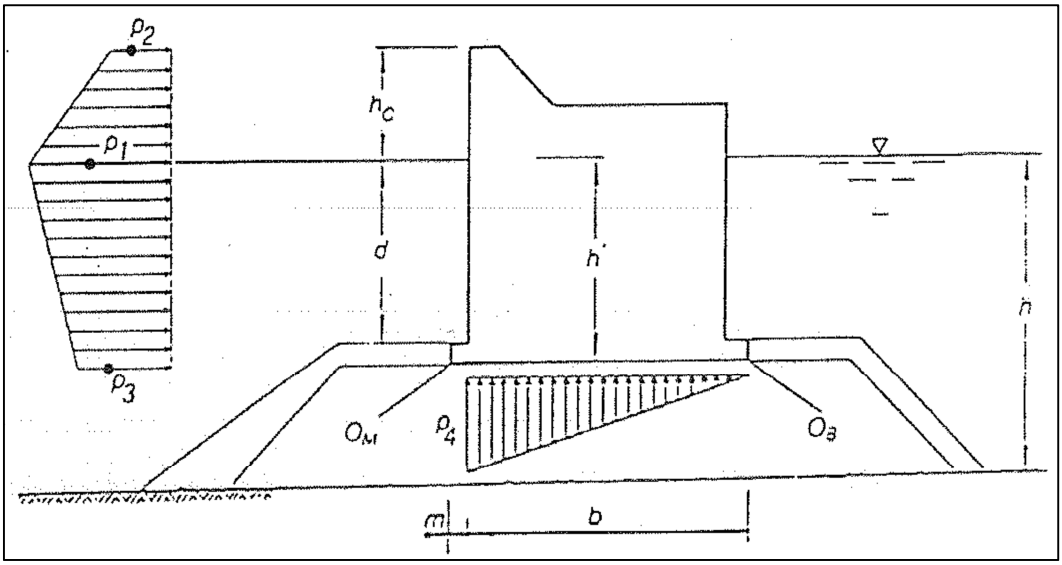

Fig. 3 – Distribuzione delle pressioni (Goda, 1973)

In tale figura h indica la profondità del fondale dinanzi alla diga, d la profondità al piede sull'imbasamento a scogliera, h' la distanza fra il livello di quiete e il fondo della diga, h_c e η^* le quote, rispetto al livello medio del mare, del coronamento e del punto in cui si annulla la pressione (ovvero, massima distanza dal livello di quiete sulla quale il moto ondoso esercita la sua azione), θ l'angolo che il fondale forma rispetto al piano orizzontale.

I valori delle pressioni sono forniti dalle seguenti espressioni:

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos\beta) \cdot \left(\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2\beta\right) \cdot \gamma \cdot H_D \qquad (3)$$

$$p_2 = p_1 \cdot \left(\frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}\right) \qquad (4)$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1 \qquad (5)$$

$$p_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_D \cdot (1 + \cos\beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \qquad (6)$$

Il coefficiente α_1 tiene conto tiene conto dell'influenza della profondità relativa h/L sulle azioni di tipo pulsating, ed ha la seguente espressione:

$$\alpha_1 = 0{,}6 + \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{(4\pi h / L)}{\sinh(4\pi h / L)}\right]^2 \qquad (7)$$

Le azioni di tipo impact causate dall'altezza dell'imbasamento sono stimate tramite il coefficiente α_2, avente la seguente espressione:

$$\alpha_2 = \min\left[\left(\frac{h_f - d}{3h_f}\right) \cdot \left(\frac{H_D}{d}\right)^2 ; \frac{2d}{H_D}\right] \qquad (8)$$

Il coefficiente α_3 tiene conto degli effetti congiunti dell'altezza relativa del cassone e della profondità relativa sulla berma, ed ha la seguente equazione:

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L}\right] \qquad (9)$$

$$\eta^* = 0{,}75 \cdot (1 + \cos\beta) \cdot H_D \qquad (10)$$

dove β indica l'angolo di inclinazione del fronte d'onda rispetto alla parete della diga, decurtato di 15°, a vantaggio di sicurezza, per tenere conto delle incertezze della direzione d'onda (al diminuire di β aumentano le pressioni).

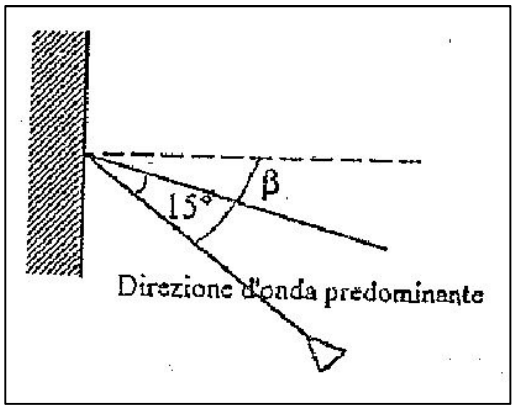

Fig. 4 – Inclinazione della direzione d'onda predominante rispetto all'ortogonale alla direzione della diga.

Le formule dei coefficienti α_1 e α_2, determinate empiricamente in base a prove di laboratorio, descrivono la tendenza media della pressione ad aumentare rispettivamente con il periodo d'onda e con l'altezza dell'imbasamento a scogliera.

Il coefficiente α_1 risulta minimo (pari a 0,6) per le onde in acque profonde ($h/L_0>0,4$), massimo (pari a 1,1) per le onde in acque molto basse.

Il coefficiente α_2 è quasi nullo per le dighe senza imbasamento, in questo caso la pressione adimensionale $p_1/\gamma H_D$ può considerarsi costante.

Il coefficiente α_3 è stato ottenuto ipotizzando una variazione lineare della pressione fra p_1 e p_2 lungo la parete verticale.

L'altezza d'onda di progetto H_D è stata assunta pari alla minore tra H_{max} e H_f:

$$H_D = \min\{H_{\max}; H_f\} \qquad (11)$$

L'altezza H_{max} rappresenta l'altezza d'onda massima dello stato di mare di progetto, che in funzione di $H_{1/3}$ vale:

$$H_{\max} = 1{,}8 \cdot H_{S,T=250anni} \qquad (12)$$

L'altezza H_f rappresenta il limite superiore fisicamente possibile delle onde progressive ad una certa profondità del fondale per un dato periodo d'onda. Il valore di H_f si ottiene dalla seguente espressione:

$$H_f = \frac{0{,}18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi}\left\{1 - \exp\left[\left(-3\frac{\pi^2 h_f}{gT^2}\right)\left(1 + 15(\tan\theta)^{4/3}\right)\right]\right\} \qquad (13)$$

La scelta di cui sopra si spiega considerando che nel caso in cui risulta $H_{max}<H_f$ l'onda più alta può svilupparsi completamente, raggiungendo il valore massimo, senza frangere. Nel caso in cui risulta $H_{max}>H_f$ l'onda più alta non può svilupparsi completamente in quanto giunta all'altezza H_f si verifica il frangimento per raggiunto limite di stabilità.

Nella espressione di H_f compare la profondità al frangimento, h_f. Questa grandezza varia in funzione delle condizioni dell'onda incidente e di altri fattori, ma Goda consiglia, per motivi di

praticità, di impiegare come h_f la profondità del fondale ad una distanza di cinque volte $H_{1/3}$ dalla diga.

Pertanto si è assunto:

$$h_f = h + (5 \cdot H_{S,T=250anni}) \cdot \tan\theta \qquad (14)$$

Il periodo d'onda di progetto è stato assunto pari a quello dell'onda più alta:

$$T_{\max} = T_{S,T=250anni} \qquad (15)$$

Inoltre si è ipotizzata una distribuzione triangolare delle sottopressioni, con una pressione al bordo interno nulla e una pressione al piede pari a p_4.

Si precisa che l'intensità della sottopressione p_4 risulta inferiore al valore teorico uguale alla pressione p_3 sulla parete, giudicato da Goda troppo elevato in base a prove su modello.

Lo stesso Goda suggerisce di limitare le verifiche di stabilità alle condizioni di cresta d'onda, durante le quali si manifestano i maggiori carichi idrodinamici.

CALCOLO DELLE AZIONI IDRODINAMICHE – MODELLO DI GODA

Si precisa che nello studio meteomarino preso a riferimento è stata effettuata un'analisi omnidirezionale degli eventi estremi pertanto non è stato possibile desumere direttamente il valore di β.

Quest'ultimo è stata quindi ricavato attraverso un'interpretazione dei settori direzionali degli eventi estremi riportati nello stesso studio meteomarino, che individuano nel settore 210°-240°N le direzioni di provenienza delle massime altezze d'onda (*mare dominante*).

Il prolungamento della diga avrà direzione 134°N (e l'ortogonale 224°N), quindi alle direzioni 210°-240°N sono associabili rispettivamente i valori β =14° e β =16°.

Considerato che al diminuire di β aumentano le pressioni esercitate dal moto ondoso sulla parete del cassone, l'altezza dell'onda di progetto è stata associata alla direzione 210°N e si è assunto β=14°N.

Il valore del peso specifico dell'acqua è stato posto pari a 1,03 t/m^3.

Il valore dell'altezza d'onda di progetto è $H_D=H_{mo,T=250}=6,50\ m$.

Di seguito vengono esplicitati i risultati del calcolo delle azioni idrodinamiche effettuato con il suddetto modello di Goda.

CARATTERISTICHE FONDALE		
h=	18,00	m

θ=	1	°
h_f=	18,57	m

CARATTERISTICHE ONDA PROGETTO		
$H_{s,T=250}$ =	6,50	m
β=	14	°
α=	76	°
γ=	1,03	t/m^3
g=	9,81	m/s^2
H_{max}=	11,70	m
H_f=	12,54	m
H_D=	11,70	m
L=	282,04	m
Ts=	9,84	s

GEOMETRIA STRUTTURA		
h_b=	5,00	m
d=	13,00	m
h_c=	7,30	m
η^*=	17,29	m
h'=	15,00	m
B_b=	12,00	m
h^*=	7,30	m
m=	1,50	m
b=	21,50	m

COEFFICIENTI MODELLO DI GODA	
α_1=	1,01
α_2=	0,08
α_3=	0,94

PRESSIONI MODELLO DI GODA

p_1=	12,84	t/m^2
p_2=	7,42	t/m^2
p_3=	12,04	t/m^2
p_4=	11,19	t/m^2

4. Effetti impulsivi (modello di Goda generalizzato)

Le principali critiche mosse al modello di Goda sono le seguenti:

- non tiene conto di eventuali pressioni di natura impulsiva, pertanto non è adeguato nei casi in cui sono prevedibili azioni fortemente impulsive sull'opera;
- è stato calibrato sperimentalmente soltanto su una particolare tipologia strutturale realizzata in Giappone, ovvero cassoni di tipo tradizionale ad alto imbasamento;
- non tiene conto dell'influenza di tutti i parametri geometrici dell'imbasamento, ovvero, dell'altezza della berma $h_b=h_s-d$, dell'angolo di scarpa $cotg\alpha$, e della lunghezza della berma B_b.

Tali deficienze sono state in parte colmate da *Tanimoto (1982)*, che ha proposto una generalizzazione del modello di Goda per varie strutture a cassoni. La formula generalizzata proposta da *Tanimoto* introduce dei fattori correttivi λ_1, λ_2, e λ_3, per il calcolo delle pressioni p_1 e p_4 proposto da Goda. Per le dighe a cassoni di tipo tradizionale, come quelle di progetto, tali fattori di correzione assumono valore unitario.

Recentemente, *Takahashi ed altri (1994)* rielaborando le esperienze di *Tanimoto* hanno modifica il modello di Goda per tenere conto sia di azioni impulsive di elevata intensità, sia dell'influenza della larghezza della berma B_b. In particolare, gli autori sostituiscono il coefficiente α_2 con un coefficiente di pressione dinamica α^* cui si considera l'effetto della larghezza B_b dello scanno di imbasamento:

$$\alpha^* = \max\{\alpha_2;\alpha_1\} \qquad (16)$$

L'espressione della pressione p_1 risulta così modificata:

$$p_1 = \frac{1}{2}\cdot(1+\cos\beta)\cdot\left(\alpha_1+\alpha^*\cdot\cos^2\beta\right)\cdot\gamma\cdot H \qquad (17)$$

Il coefficiente α_2 è quello già proposta da Goda, ovvero:

$$\alpha_2 = \min\left[\left(\frac{h_f-d}{3h_f}\right)\cdot\left(\frac{H_D}{d}\right)^2;\frac{2d}{H}\right] \qquad (18)$$

Il coefficiente α_1 è espresso dalla seguente relazione:

$$\alpha_1 = \alpha_{10}\cdot\alpha_{11} \qquad (19)$$

- α_{10} rappresenta l'effetto dell'altezza d'onda sull'imbasamento ed è stato valutato nel seguente modo:

$$se\,\frac{H}{d}\le 2 \qquad \alpha_{10}=\frac{H}{d} \qquad (20)$$

$$se\frac{H}{d} > 2 \qquad \alpha_{10} = 2 \qquad (21)$$

- α_{11} rappresenta l'effetto della geometria dell'imbasamento ed è stato valutato nel seguente modo:

$$\text{se } \delta_2 \le 0 \qquad \alpha_{11} = \frac{\cos\delta_2}{\cosh\delta_1} \qquad (22)$$

$$\text{se } \delta_2 > 0 \qquad \alpha_{11} = \frac{1}{\cosh\delta_1 \cdot (\cosh\delta_2)^{1/2}} \qquad (23)$$

$$\text{se } \delta_{11} \le 0 \qquad \delta_1 = 20{,}0 \cdot \delta_{11} \qquad (24)$$

$$\text{se } \delta_{11} > 0 \qquad \delta_1 = 15{,}0 \cdot \delta_{11} \qquad (25)$$

$$\text{se } \delta_{22} \le 0 \qquad \delta_2 = 4{,}9 \cdot \delta_{22} \qquad (26)$$

$$\text{se } \delta_{22} > 0 \qquad \delta_2 = 3{,}0 \cdot \delta_{22} \qquad (27)$$

$$\delta_{11} = 0{,}93 \cdot \left(\frac{B_b}{L} - 0{,}12\right) + 0{,}36 \cdot \left(\frac{h-d}{h} - 0{,}6\right) \qquad (28)$$

$$\delta_{22} = -0{,}36 \cdot \left(\frac{B_b}{L} - 0{,}12\right) + 0{,}93 \cdot \left(\frac{h-d}{h} - 0{,}6\right) \qquad (29)$$

Il valore di α_{11} raggiunge il valore massimo pari a 2 per B/L=0,12, d/h=0,4 e H/d>2.

Quando d/h>0,7, α_1 sempre prossimo allo 0 e più piccolo di α_2.

L'espressione di Takahashi non modifica la forma della distribuzione delle pressioni di Goda sul paramento verticale della diga, ma ne incrementa semplicemente i valori mediante un coefficiente di amplificazione costante.

Gli andamenti ed i valori delle sottopressioni rimangono, invece, inalterati in entrambi i modelli.

Con riferimento alla configurazione di progetto ipotizzata, risulta $\alpha_2 > \alpha_1$ e quindi $\alpha^* = \alpha_2$, pertanto non si verificano pressioni impulsive.

CALCOLO DELLE AZIONI IDRODINAMICHE – MODELLO DI GODA GENERALIZZATO

Di seguito vengono esplicitati i risultati del calcolo delle azioni idrodinamiche effettuato con il suddetto modello di Goda generalizzato.

COEFFICIENTI TAKAHASHI	
α_{10}=	0,90
α_{11}=	0,01
α_{1}=	0,01
α_{2}=	0,08
α^{*}=	0,08
δ_{11}=	-0,1880
δ_{22}=	-0,2718
δ_{1}=	-3,7606
δ_{2}=	-1,3317

PRESSIONI TAKAHASHI		
p_1=	12,84	t/m^2
p_2=	7,42	t/m^2
p_3=	12,04	t/m^2
p_4=	11,19	t/m^2

5. Valutazione dei carichi idrodinamici per effetto di onde oblique

Indicati con F_o la risultante delle pressioni sulla parete della struttura, calcolata con il modello di Goda e riferita ad un fronte d'onda unitario, nelle verifiche di stabilità si è fatto riferimento alla sua componente F'_{0n} ortogonale alla parete, agente per unità di lunghezza l di diga.

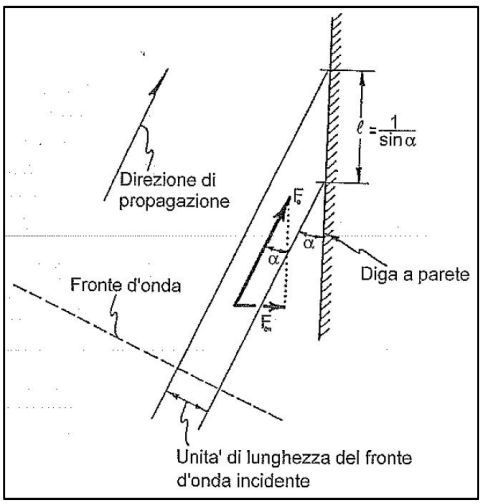

Fig. 5 – Carichi idrodinamici per effetto di onde oblique

In particolare, indicando con l la lunghezza di diga interessata dall'unità di fronte d'onda incidente, si ottengono le seguenti relazioni:

$$F_{0n} = F_0 \cdot \sin\alpha \qquad (30)$$

$$l = \frac{1}{\sin\alpha} \qquad (31)$$

$$F'_{0n} = \frac{F_{0n}}{l} = F_0 \sin^2\alpha \qquad (31)$$

6. Forze agenti

Le forze agenti sull'opera (infrastruttura più sovrastruttura) sono state distinte in forze di massa e forze al contorno, come segue:

- P peso proprio dell'opera;
- W spinta di galleggiamento esercitata sull'opera in condizioni di quiete;
- F_o componente orizzontale della forza d'onda, ovvero, variazione della spinta di galleggiamento dovuta all'onda;
- F_v componente verticale della forza d'onda;

Le forze P e W sono state algebricamente sommate, definendo il "peso in acqua" P*=P-W, calcolato assumendo per la porzione di opera al di sotto del livello dell'acqua in quiete, un peso specifico fittizio uguale alla differenza tra il peso specifico del manufatto ed il peso specifico dell'acqua.

Le componenti F_o ed F_v sono rispettivamente uguali alla risultante dei diagrammi di carico orizzontale e verticale, con i quali si esplica l'azione dell'onda.

Il valore e la direzione della risultante R della forze agenti sono stati calcolati con riferimento alle forze d'onda (F_0 e F_V) e al peso in acqua P*.

A tale forza risultante R si oppone la reazione R′ dell'imbasamento di appoggio, le cui componenti sono:

- R'_O componente orizzontale della reazione dell'imbasamento di appoggio;
- R'_V componente verticale della reazione dell'imbasamento di appoggio.

Per l'equilibrio alla traslazione dovrà risultare:

$$R'_O = F_O \qquad (32)$$

$$R'_V = P^* - F_V \qquad (33)$$

Dove la forza F_V è intesa positiva se orientata verso l'alto.

7. Calcolo delle spinte e dei momenti ribaltanti

Le onde incidenti su dighe a parete danno luogo ad una spinta F_0 sul paramento verticale e ad una sottospinta F_V sul fondo in fase di cresta d'onda, come rappresentato nella seguente figura.

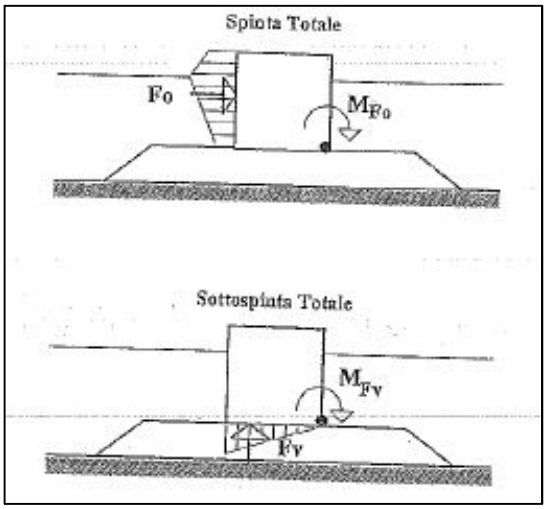

Fig. 6 – Spinte e momenti ribaltanti

Sia la spinta che la sottospinta contribuiscono a generare un momento ribaltante (M_{F0} e M_{FV}) rispetto al bordo interno della diga.

Nell'ipotesi in cui le distribuzioni delle pressioni sul paramento verticale e sul fondo del cassone siano quelle ipotizzata da Goda, rispettivamente di tipo trapezoidale e triangolare, le spinte ed i relativi momenti ribaltanti sono stati valutati con le seguenti espressioni:

$$F_0 = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)\cdot h' + \frac{1}{2}(p_1 + p_2)\cdot h^* \qquad (34)$$

in cui:

$$h^* = \min\{\eta^*; h_c\} \qquad (35)$$

$$M_{F0} = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)\cdot(h')^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_2)\cdot h'\cdot h^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_2)\cdot(h^*)^2 \qquad (36)$$

nelle quali:

se $\eta^* > h_c$ $\qquad p_2 = p_1 \cdot \left(\frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}\right) \qquad (37)$

se $\eta^* \leq h_c$ $\qquad p_2 = 0 \qquad (38)$

La sottopressione totale ed il suo momento ribaltante sono state valutate con le seguenti relazioni:

$$F_V = \frac{1}{2} p_4 (b + m') \qquad (39)$$

$$M_{FV} = \frac{2}{3} F_V (b + m') \qquad (40)$$

dove b ed m′ indicano rispettivamente la larghezza della diga e la larghezza del piede interno (lato terra) del cassone.

Di seguito si riportano i valori della spinta sul paramento verticale, della sottospinta sul fondo del cassone e del momento ribaltante calcolati. I valori di seguito riportati sono riferiti sia ad un metro lineare di cassone che all'intero cassone.

SPINTA PARAMENTO VERTICALE		
F_O=	245,20	t/m
F_O=	7.049,37	t

SOTTOSPINTA FONDO CASSONE		
F_V=	120,27	t/m
F_V=	3.457,62	t

MOMENTI RIBALTANTI		
M_{FO}=	2.606,55	t
M_{Fv}=	1.723,80	t
$M_{Tot,Ribalt}$=	4.330,35	t
$M_{Tot,Ribalt}$=	124.497,50	t m

8. Cause di danneggiamento delle dighe a parete e verifiche di stabilità

Le dighe a parete sono suscettibili di dissesti sia per il cedimento della diga di imbasamento o del terreno di fondazione (fondale marino), sia per lo spostamento dell'intera struttura o di singoli cassoni.

Al crescere della sollecitazione ondosa, tali dissesti non determinano un progresso graduale del danneggiamento, dall'inizio fino al collasso della struttura. Si verifica, invece, un improvviso spostamenti dei singoli cassoni o dell'intera struttura, i cui danni sono difficilmente riparabili.

Le diverse cause di danneggiamento di una diga a parete verticale posso derivare da forme di instabilità globali, che coinvolgono l'intera struttura monolitica, oppure locali. Esse sono sinteticamente riportate nella seguente figura.

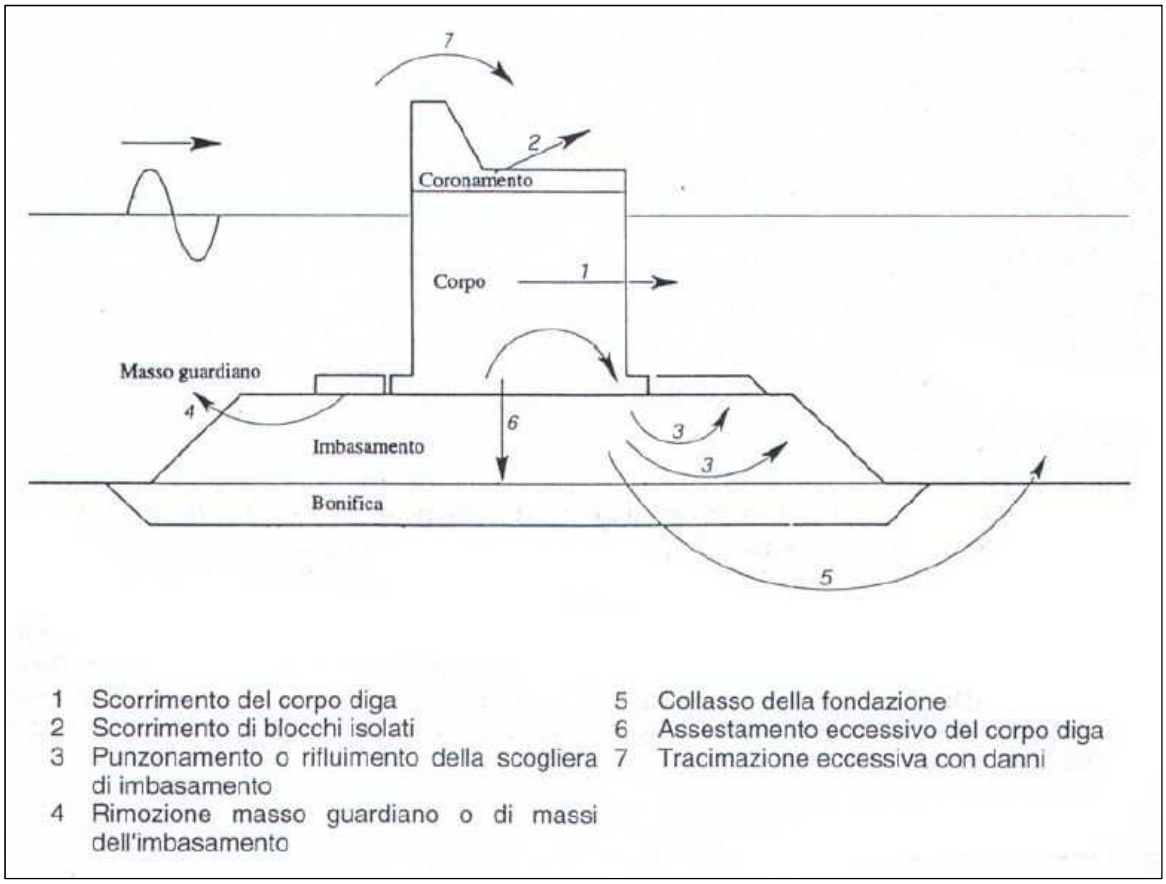

Fig. 7 – Danneggiamento opere a parete verticale

Per l'instabilità globale dell'opera risultano significativi i valori medi, nel tempo e nello spazio, del carico d'onda, mentre forme di instabilità locale possono essere determinate da carichi impulsivi agenti su zone limitate della struttura.

In generale, le verifiche di stabilità vanno eseguita analizzando:

1) la stabilità dell'intera sovrastruttura (parte superiore alla scogliera di imbasamento) allo scorrimento ed al ribaltamento;
2) la resistenza allo schiacciamento locale dell'imbasamento a scogliera;
3) la stabilità all'onda della scogliera di imbasamento e del masso guardiano;
4) la resistenza della fondazione al refluimento del sedime di appoggio;
5) la compatibilità degli assestamenti della fondazione e dell'opera con la funzionalità a questa richiesta;
6) la resistenza del cassone e delle connessioni.

In zona sismica occorrerà considerare anche l'azione del sisma.

In accordo con quanto detto, le verifiche di stabilità convenzionali suggerite dalle Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sono:

- verifica allo scorrimento dell'opera sull'imbasamento;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a schiacciamento dell'imbasamento a scogliera;
- verifica di stabilità globale del complesso opera-fondale (ovvero, verifica a rottura per slittamento di zolle comprendenti l'imbasamento a scogliera ed il terreno naturale sottostante);
- verifica a carico limite in fondazione;
- verificata della stabilità del terreno del fondale, tenendo conto sia degli effetti erosivi provocati dai moti riflessi dalla parete, sia della capacità portante, sia dei cedimenti prevedibili.

Gli effetti erosivi provocati dai moti riflessi dalla parete saranno evitati con una opportuna protezione del fondale, per una distanza pari a L/2.

Nel presente progetto preliminare le verifiche di stabilità sono state effettuate con un *approccio di tipo pseudo-statico*, considerando le forze idrodinamiche massime applicate staticamente alla struttura.

In questa prima fase ci si è limitati ad effettuare le verifiche di stabilità globale del corpo della diga, ovvero le verifiche a scorrimento, a schiacciamento e a ribaltamento.

Nei successivi livelli di progettazione saranno effettuate anche le altre verifiche, necessarie per garantire la stabilità d'assieme dell'opera.

Di seguito sono sintetizzati i criteri di verifica applicati e sono indicati i valori adottati nella scelta dei coefficienti di sicurezza.

Tali coefficienti sono stati scelti in considerazione:

- dell'elevato periodo di ritorno;

- dell'altezza d'onda H_D utilizzata per il calcolo dell'azione idrodinamica;
- della condizione in cui sono effettuate le verifiche, che è quella di cresta d'onda;
- dell'assenza di ormeggi sul lato della diga rivolto verso l'interno del porto;
- della considerevole lunghezza del cassone.

Infatti, le onde più alte rispetto alla media si concentrano generalmente verso la zona centrale del fronte, di estensione piuttosto limitata, con una forte riduzione di altezza dal centro verso la periferia.

Pertanto, le onde generano carichi non uniformi rispetto all'asse longitudinale della diga, e quindi forze minori di quelle prodotte da onde cilindriche di uguale altezza.

8.1. Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento della struttura sull'imbasamento è stata condotta verificando che il modulo della forza F_O non superi il livello critico della forza d'attrito $R_o = \mu R_v$.

I valori del coefficiente di attrito μ riscontrati in prove a trazione quasi statica, nelle quali la forza orizzontale viene incrementata gradualmente fino a produrre lo scorrimento, sono variabili di norma nell'intervallo 0,60 ± 0,06. In letteratura sono indicati anche valori maggiori, che tengono conto delle reali condizioni di carico sulla diga, caratterizzate da cicli di forze orizzontali di segno alterno, che determinano negli anni un graduale assestamento e, quindi, un incremento di μ.

La verifica è stata considerata soddisfatta se risulta verificata la disuguaglianza:

$$\frac{\mu \cdot R_V}{F_O} > C_S \qquad (41)$$

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento C_S è generalmente assunto pari 1,30, tuttavia, nelle le particolari condizioni in cui è stata effettuata la verifica, si ritengono accettabili anche coefficienti di sicurezza minori, sebbene maggiori dell'unità.

Nel caso specifico la verifica è stata effettuata preliminarmente ipotizzando μ=0,60, per il quale il rapporto (μR_v)/ F_0 risulta pari a 1,14, quindi minore del coefficiente di sicurezza generalmente assunto pari a Cs=1,3, tuttavia maggiore dell'unità.

F_0 =	7.049,37	t		R_V =	13.362,04	t		(R_0/ F_0)=1,14
F_V =	3.457,62	t		R_0 =	8.017,22	t		
P* =	16.819,66	t		μ =	0,60			C_S=1,30

Anche in considerazione dell'esito favorevole delle altre verifiche effettuate, invece di incrementare la stabilità contro lo slittamento aumentando larghezza del cassone (con conseguente

notevole aumento del costo complessivo del progetto), si è ritenuto preferibile prevedere, fin dall'attuale livello di progettazione preliminare, i seguenti due accorgimenti poco dispendiosi:

- attribuire una capacità di trasferimento dei carichi ai giunti, disposti fra i cassoni adiacenti;
- rendere irregolare il sottofondo del casone in modo da non far avvenire lo slittamento direttamente su una superficie piana di contatto con lo scanno di imbasamento, ma piuttosto in strati inferiore dello stesso scanno (con conseguente duplice effetto positivo dovuto all'incremento sia del coefficiente μ che della superficie di scorrimento).

Pertanto la verifica è stata ripetuta assumendo μ=0,69, per il quale il rapporto (μ R_v)/ F_0 risulta pari a 1,31, quindi maggiore del coefficiente di sicurezza convenzionale Cs=1,3.

F_0 =	7.049,37	t		R_V =	13.362,04	t		(R_0/ F_0)=1,31
F_V =	3.457,62	t		R_0 =	9.219,81	t		
P* =	16.819,66	t		μ =	0,69			C_S=1,30

8.2. Verifica al ribaltamento

La verifica è stata effettuata analizzando la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_S}{M_R} > C_R \qquad (42)$$

dove M_S è il momento stabilizzante, M_R è il momento ribaltante e C_R è il coefficiente di sicurezza al ribaltamento.

Per *momento stabilizzante* si è inteso il momento della forza P*=P-W rispetto all'asse di ribaltamento. Per *momento ribaltante* si è inteso il momento delle forze F_O e F_V rispetto allo stesso asse di ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento C_R è stato assunto pari 1,3.

Per la valutazione dei momenti M_S e M_R è stato considerato l'asse di ribaltamento O_b, al piede della parete lato terra.

Di seguito si riporta l'esito della verifica, che è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza è pari a 1,65, quindi maggiore di 1,30.

$M_{Stab.}$ =	205.986,44	t m
$M_{Rib.}$ =	124.497,50	t m

$(M_{Stab.} / M_{Rib.})=$	1,65	
$C_R=$	1,30	

8.3. Verifica allo schiacciamento

La verifica allo schiacciamento è stata effettuata considerando una pressione ammissibile sulla scogliera (σ_{amm}) pari a 50 t/m^2 (5 Kg/cm^2).

Il calcolo della σ_{max} agente sulla scogliera è stato effettuato con le seguenti relazioni:

$$N = P^* - F_V \qquad\qquad M = M_S - M_R$$

in cui N è la risultante delle forze verticali agenti ed M è il momento di tutte le forze agenti rispetto al punto più interno della base di appoggio dei cassoni.

È stata valutata la distanza (u) fra il punto di applicazione della risultante delle forze agenti ed il predetto punto di appoggio ed è stata calcolata l'eccentricità (e).

$$u = \frac{(M_S - M_R)}{N} \qquad\qquad e = \frac{b}{2} - u$$

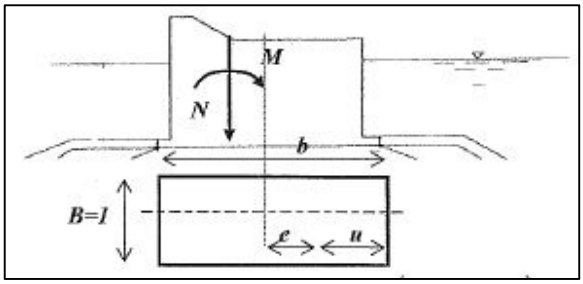

Fig. 8 – Verifica a schiacciamento

Il valore dell'eccentricità è stato poi confrontato con la distanza (b/6) che individua il nocciolo centrale d'inerzia. Se la risultante è applicata all'interno di tale nocciolo la sezione di appoggio è tutta compressa, viceversa, è parzializzata.

A seconda dei casi i valori delle massime sollecitazioni indotte sul materiale di imbasamento sono calcolati con le seguenti espressioni:

- se $e \le \frac{b}{6}$ $\qquad \sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{W} = \frac{N}{A} + \frac{6 \cdot N \cdot e}{b^2}$

- se $e > \frac{b}{6}$ $\qquad \sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot u}$

La verifica è soddisfatta se risulta σ_{max} = 40,65 t/mq < σ_{amm} = 50,00 t/mq.

I risultati della verifica, eseguita per metro di cassone, sono sintetizzati nella tabella seguente.

F_V =	120,27	t/m		u	=	7,62	m
P*=	585,03	t/m		e	=	3,88	m
N =	464,77	t/m					
$M_{Stab.}$=	7.164,75	t		σ_{max}	=	40,65	t/m^2
$M_{Rib.}$=	4.330,35	t					
M =	3.543,00	t		σ_{amm}	=	50,00	t/m^2