

IL "DELTA PLAN" E LO SBARRAMENTO DI TEMPESTA DELLA SCHELDA ORIENTALE

Adriano de Vito - Giovanni Osenga (*)

SOMMARIO — La memoria illustra il progetto olandese del Delta ultimato nel 1988, che completa il sistema delle opere di difesa dei Paesi Bassi contro gli eventi meteomarinari estremi. In particolare tratta le principali linee progettuali e le complesse fasi realizzative dello sbarramento di tempesta dello Schelda Orientale.

1. GENERALITÀ E CENNI STORICI

La difesa dalle acque rappresenta per gli Olandesi una necessità di vita che è andata sviluppandosi nei secoli al crescere delle esigenze del Paese e con l'evolversi delle tecniche di ingegneria idraulica. L'Olanda infatti si estende su un territorio di 41.160 kmq del quale il 40% ubicato al di sotto del livello medio marino ed il 65% soggiacente ai livelli di tempesta.

Così da una difesa puramente "passiva" che ebbe inizio intorno al IX sec. con la costruzione delle prime "dighe" in sabbia a difesa dei "polders" al di sopra del livello marino (ma non a quelli di marea o di tempesta), si passò, nel 1300, ad una fase di tipo "attiva" di conquista di terra ai laghi interni con l'uso dei celebri mulini a vento e, all'inizio dell'era industriale, spingendosi verso il mare con l'uso di idrovore; furono in tal modo "conquistati" terreni fino al livello di — 7,00 m s.m., riscattando complessivamente alle acque circa 5.500 kmq di terreno.

La realizzazione di un così complesso ed esteso sistema di "arginature", realizzate per lo più in sabbia sulla persistente duna costiera, non garantiva peraltro la sicurezza idraulica nei confronti di eventi meteomarinari estremi. Numerosi infatti risultano nella storia nazionale olandese le sciagure conseguenti a rotture delle dighe per eventi di tempesta.

All'indomani delle disastrose inondazioni del

1825 e del 1916, durante le quali perirono circa 100.000 persone e centinaia di migliaia di ettari andarono sommersi, fu dato l'avvio ad un terzo livello di difesa, quello cioè "esterno" nei confronti dei massimi sovralti di tempesta. Tra il 1927 ed il 1932 fu così portato a termine il progetto dello Zuiderzee: la realizzazione di una diga di terra dello sviluppo complessivo di 32 km chiudeva il mare interno dello Zuider a difesa del Markermeer, (utilizzato attualmente quale riserva idrica dolce), mentre la costruzione di circa 300 km di "arginature" interne permetteva un'ulteriore espansione delle colture su circa 160.000 ha in "polders" successivamente attrezzati.

Un successivo e definitivo impulso al completamento della difesa esterna conseguì all'inondazione del 1953 durante la quale persero la vita 1800 persone e 150.000 ha di terreno furono sommersi con ingenti danni economici. A seguito di tale disastroso evento fu posto allo studio il progetto "Delta Plan".

2. IL "DELTA PLAN"

La regione sconvolta dalla tempesta del 1953 era quella sulla costa meridionale, denominata Zeeland, interessata dalle foci di tre grandi fiumi europei, il Reno, lo Schelda e La Mosa.

Originariamente il progetto aveva il solo scopo della difesa idraulica contro gli eventi di tempesta mediante la realizzazione di undici dighe che sbarravano i principali estuari del Delta impedendo quindi,

(*) Dr. ing. Adriano de Vito, Ceseco International s.r.l. Roma;
Dr. Giovanni Osenga, professionista.

all'interno di questi, la propagazione dei livelli di tempesta.

Il progetto, approvato dal Parlamento nel 1958, avrebbe avuto termine nel 1978 se, sul finire degli anni '60, in piena fase realizzativa, alcune problematiche di natura ambientale non avessero determinato una radicale riconsiderazione nel completamento delle opere. Infatti fu obiettato al progetto originario che la realizzazione di sbarramenti fissi, determinando nei bacini interni una drastica riduzione del ricambio idrico con conseguente diminuzione della concentrazione salina ed aumento di quella dovuta alla presenza di elementi inquinanti provenienti dai fiumi europei sfociati nel delta, avrebbe presto compromesso il delicato ecosistema degli estuari, danneggiando in maniera irreversibile l'economia del comprensorio basata prevalentemente sull'allevamento ittico e di molluschi e sul turismo. Lo studio di impatto ambientale che determinò il cambiamento strutturale dello sbarramento scaturì da un vasto censimento ecologico nel quale vennero catalogate tutte le specie vegetali ed animali presenti nel Delta ed eseguiti prelievi ed analisi su oltre un milione di campioni di acqua al fine di permettere la migliore parametrizzazione dell'intero complesso idrico. Un ulteriore aspetto di natura ecologico-ambientale riguardava la necessità di salvaguardia delle riserve idriche dolci che dovevano essere tu-

telate sia dagli apporti inquinanti fluviali che da risalite saline.

Si dovette quindi procedere ad una nuova progettazione delle opere che ancora rimanevano da realizzare: in particolare fu previsto di adottare sbarramenti "mobili", provvisti cioè di paratoie regolabili, che, aperte in condizione normali, garantivano un regolare flusso di marea, mentre, chiudendosi all'innalzarsi dei livelli per eventi meteomarinari eccezionali, isolavano il retrostante bacino.

In ordine di realizzazione e con riferimento alla fig. 1 dove vengono ubicate le principali "dighe", si distinguono:

- lo sbarramento mobile sul fiume Hollandse IJssel (D):
a difesa di una delle zone topograficamente più depresse e più popolate dell'Olanda, ultimato nel 1958;
- il progetto delle "tre isole" con la realizzazione delle dighe di Zandkreek (E) e Veerse (F):
durante questi lavori fu sperimentato per la prima volta l'uso di cassoni prefabbricati autoaffondanti, secondo le tecniche messe a punto per la costruzione dei porti di sbarco in Normandia nel 1944. La prima diga più interna con 830 m di sviluppo, fu completata in poco più di un anno di lavoro nel 1960. La seconda, completata nel 1961, ha uno sviluppo di 320 m e fu realizzata adottan-

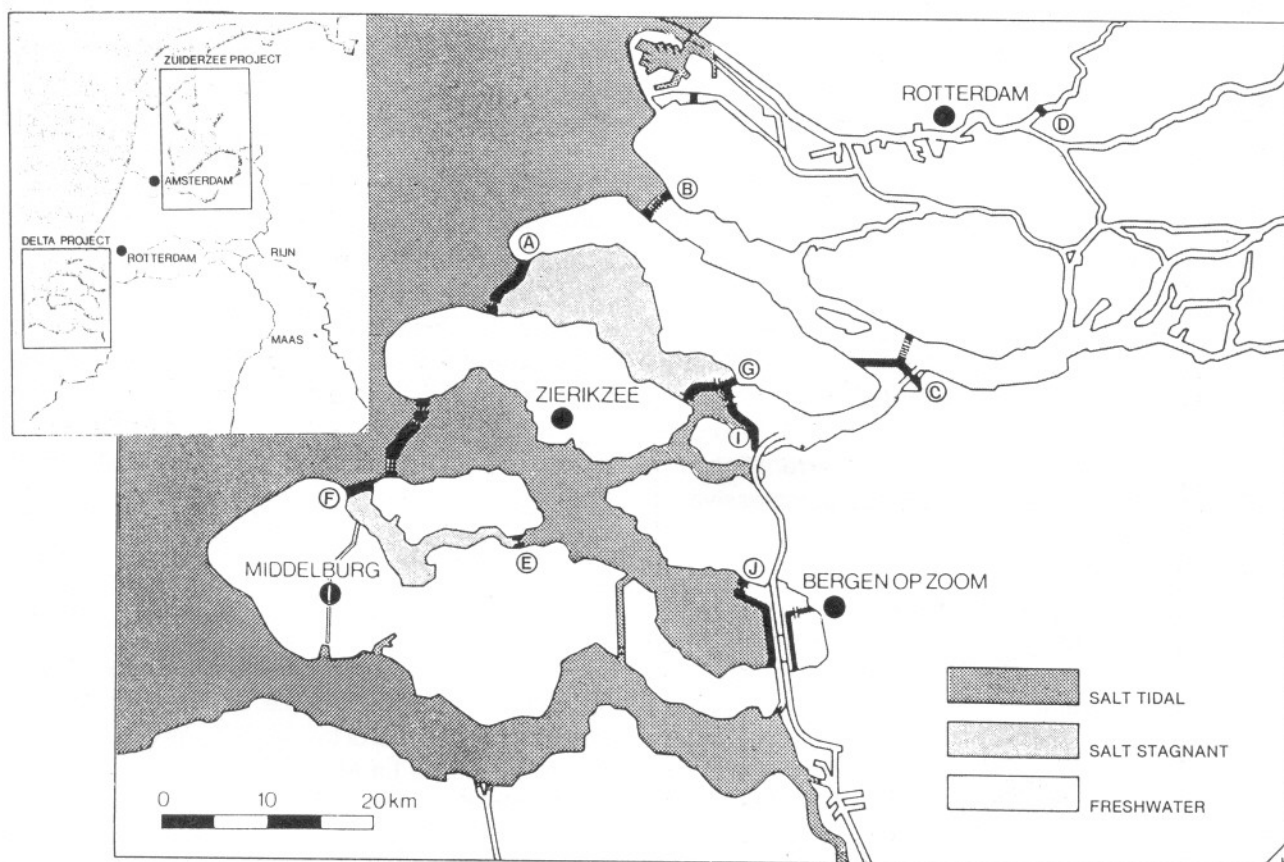


Fig. 1. Delta Plan: corografia generale e veduta aerea delle principali opere

do cassoni con paratoie che furono simultaneamente chiuse in fase di completamento dell'opera per evitare l'aumento di velocità della corrente al graduale restringimento del canale e le conseguenti difficoltà operative. A ridosso dello sbarramento di cassoni fu quindi realizzato un rilevato di protezione;

- la diga di Grevelingen (G) con uno sviluppo complessivo di 6 km che sbarrava l'omonimo canale. Durante i lavori di chiusura di uno dei canali principali fu sperimentato l'uso di una teleferica provvista di scaricatore per la formazione del rilevato di scogliera nella sezione di chiusura, con l'impiego di circa 170.000 t di pietrame approvvigionato all'estero (1965);

- le tre dighe interne di Volkerat (C), realizzate tra il 1957 e il 1969, studiate con lo scopo di migliorare sia la regolazione idraulica dell'omonimo fiume che la rete di idrovie del Delta.

L'opera infatti evita il deflusso delle acque inquinate dei fiumi Volkerat e Reno verso gli estuari ed i laghi dolci meridionali, mentre, con la realizzazione di un complesso sistema di chiuse e di una serie di canali, fu avviato il progetto dell'idrovia tra la Schelda ed il Reno;

- la diga di Haringvliet (B), denominata "il rubinetto dei Paesi Bassi", avente lo scopo di regolare i flussi di marea in concomitanza con i deflussi del fiume Reno in modo da evitare risalite saline e la conseguente possibilità di contaminare le riserve idriche.

L'opera, realizzata tra il 1958 ed il 1971, fu la prima di quelle "regolabili", con uno sviluppo complessivo di 4,5 km e munita di 17 paratoie piane;

- la diga di Brouwers (A), che chiude, con 6,5 km di sviluppo, il mare interno di Grevelingen con destinazione prevalentemente turistica. Iniziata nel 1962 e completata nel 1971. Per garantire il necessario ricambio di marea nel bacino, solo dieci anni più tardi fu realizzato un sistema di paratoie regolabili.

L'opera fu realizzata utilizzando tutte le tecniche precedentemente sviluppate quali la realizzazione dei rilevati con sabbia pompata, l'uso di cassoni e quello della teleferica;

- lo sbarramento sull'estuario orientale dello Schelda (H): opera più rilevante del sistema cui è dedicata la specifica esposizione successiva;

- le due dighe interne di Oester (J) e Philips (I), realizzate allo scopo di compensare la variazione di livello all'interno del vasto estuario dello Schelda in seguito al restringimento della foce ed a realizzare bacini strategici per approvvigionamenti d'acqua dolce, oltre a garantire bacini interni di navigazione a livello pressoché costante per il completamento della idrovia che dal Reno raggiunge il porto fluviale di Antwerp in Belgio

(quest'ultimo tratto in progettazione). Le due dighe furono ultimate tra il 1986 ed il 1988.

Il costo complessivo per la realizzazione del progetto Delta fu di 12 miliardi di fiorini olandesi pari a circa 8000 miliardi di lire, valore quest'ultimo al cambio attuale e non attualizzato, di cui lo sbarramento della Schelda ha impegnato quasi il 65%.

L'entità dei lavori, il completamento di essi in meno di trent'anni, nonostante le modifiche introdotte al progetto originario, e l'applicazione sistematica ed in grande scala di tecniche innovative segnalano il Piano Delta fra le maggiori opere d'ingegneria del secolo.

Nel fabbricato del centro operativo di controllo nei pressi della diga principale, un ospedale e vasta struttura espositiva, con ingresso a pagamento, documenta in ogni particolare le tecniche adottate in tutti i lavori precedenti e per il progetto Delta fra il 1957 ed il 1988, ed illustra i risultati conseguiti ai visitatori, sempre numerosissimi.

3. LO SBARRAMENTO DI TEMPESTA DELLO SCHELDA ORIENTALE

3.1. Generalità e dati iniziali di progetto

La realizzazione di questa opera fu certamente la più impegnativa di tutto il progetto considerando l'imponenza delle strutture e le particolari condizioni meteomarine e geomorfologiche del sedime.

L'estuario dello Schelda nella sua sezione di progetto ha una larghezza di 9 km ed è costituito da tre canali di marea: l'Hammen, lo Schaar Van de Roggeplaat e il Roompot, in comunicazione con il mare del Nord per una larghezza complessiva di circa 4 km, separati tra loro da banchi alluvionali sommergibili in condizioni estreme di marea. I canali, particolarmente incisi nel letto sabbio-limoso del fondo, avevano una profondità massima di 40 m con una sezione idraulica di circa 80.000 mq, attraverso la quale defluiva un volume di marea di circa 1,1 miliardi di metri cubi con velocità della corrente di $2,5 \div 3$ m/s.

Come precedentemente richiamato la necessità di garantire il ricambio di acqua nell'estuario portò ad un radicale cambiamento in corso d'opera della struttura originale. Fu infatti previsto di realizzare anziché l'originaria opera fissa, una struttura regolabile, prevedendo l'esecuzione, secondo progetto e con tecniche già sperimentate, di isole artificiali sugli esistenti banchi alluvionali, quali sedimenti per dighe di sabbia, e di costruire invece sbarramenti mobili sui canali di marea in modo da assicurare il movimento di flusso e riflusso all'interno dell'estuario.

La prima scelta progettuale di natura tecnico-

economica fu quindi quella di individuare la sezione minima di deflusso da presidiare con paratoie mobili, sbarrando i restanti tratti di canali con dighe permeabili in scogliera, poiché, rispetto allo sbarramento fisso, il costo della soluzione regolabile risultava cinque volte superiore per metro quadro di sezione sbarrata.

In particolare sulla base delle disponibilità finanziarie e di uno studio idraulico, atto ad individuare le variazioni del profilo di marea in funzione del restringimento delle bocche, fu identificata una superficie ottimale regolabile di 15.000 mq: tale scelta comportava una riduzione del livello all'interno dell'estuario del 30% rispetto agli originari $\pm 2,00$ m di escursione. In una fase successiva al fine anche di compensare la diminuzione del volume complessivo di marea transitante in conseguenza del restringimento determinato dallo sbarramento sulla bocca dell'estuario e ristabilire così le escursioni di livello all'interno del bacino su valori prossimi a quelli naturali, furono realizzate le dighe di Oester e Philips.

Dei complessivi 4425 m di ampiezza dei canali di marea, lo sbarramento mobile ha interessato 2835 m, come evidenziato nella sezione di fig. 2.

Sulla scorta di una valutazione di costo-beneficio fu individuata l'elevazione progettuale della sommità della struttura atta a fronteggiare un livello del sovrizzo di tempesta di A.O.D. + 5,3 m ⁽¹⁾, corrispondente ad un evento estremo con frequenza di superamento probabilistico di $2,4 \times 10^4$ /anni (2.4 volte in 10.000 anni) cioè del tutto evanescente.

3.2. Criteri progettuali.

Nella scelta della tipologia della struttura dello sbarramento mobile (fig. 3) furono inizialmente considerate tre soluzioni:

- cassoni su fondazioni superficiali
- cassoni fondati su pali
- pile fondate su cassoni aperti

In ultima analisi la preferenza fu data al terzo tipo di struttura anche se, dopo l'approvazione del progetto da parte del Parlamento nel 1976, si procedette ad una serie di modifiche per migliorare la stabilità di insieme della struttura soprattutto sotto l'azione delle condizioni meteomarine estreme.

Fu evidenziato infatti come, per le deficienti caratteristiche geotecniche del sedime (formato da una alternanza di strati di sabbia poco addensate misti a sottili lenti di argilla limosa e depositi di residui calcarei di molluschi di potenza complessiva variabile tra 10 e 20 m), approfondendo il piano di fondazione diminuivano i coefficienti di sicurezza al ribaltamento della struttura, mentre per piani di posa superfi-

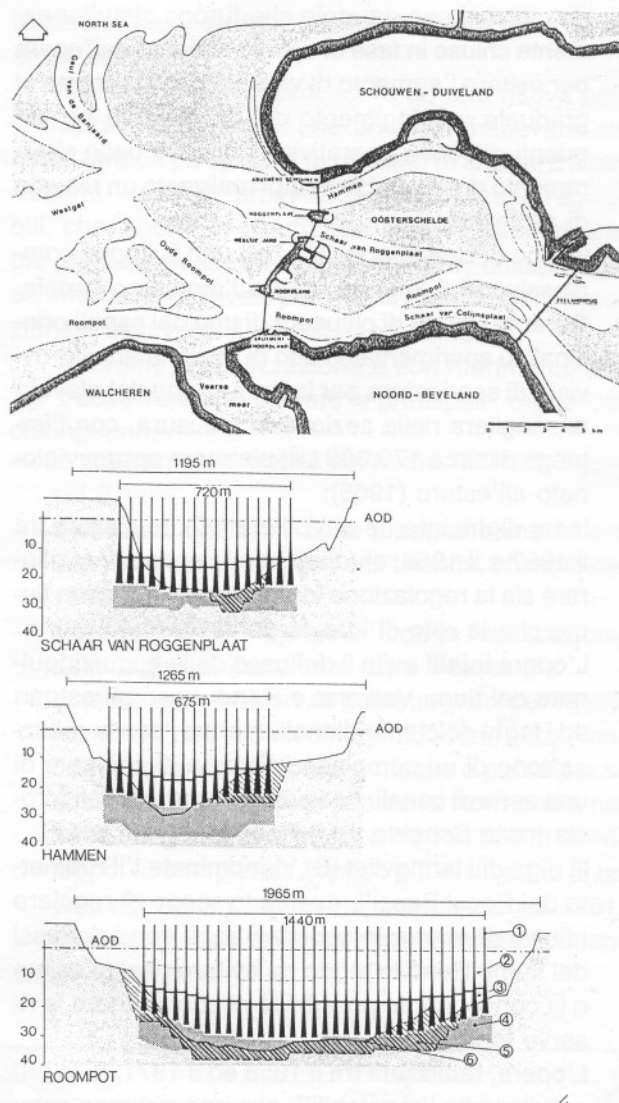


Fig. 2. Planimetria della bocca dell'estuario orientale dello Schelda sezione dei tre canali di marea con le opere di sbarramento

ciali si determinavano problemi di slittamento. Fu necessario procedere quindi ad una modifica progettuale della struttura riducendo la profondità di fondazione del cassone, aumentandone la base e variandone la sezione trasversale — inizialmente cilindrica — con lo scopo di abbassare il baricentro dell'opera.

In tale definizione progettuale della pila-cassone influi in maniera determinante la decisione di realizzare, anziché due elementi separati, una struttura monolitica prefabbricata in modo da eliminare i rischi di una realizzazione in situ e le incertezze di programma dovute alla variabilità delle condizioni meteorologiche.

Mentre si procedeva alla complessa pianificazione delle operazioni costruttive e di varo delle pile, particolare attenzione fu posta al problema del miglioramento strutturale del piano di fondazione, secondo le seguenti fasi:

⁽¹⁾ A.O.D. Amsterdam Ordnance Datum: livello marino di riferimento ad Amsterdam.

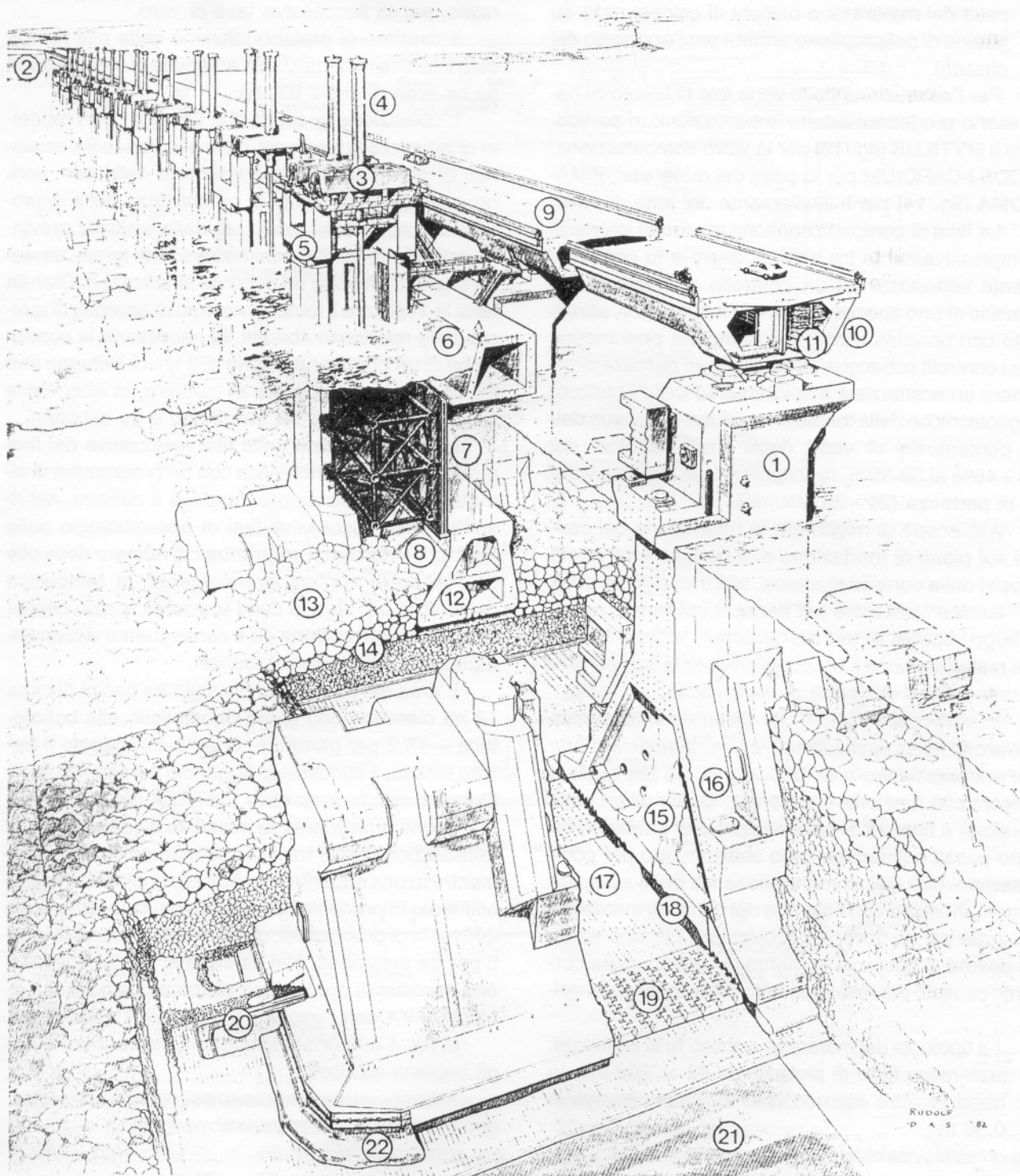


Fig. 3. Lo sbarramento di tempesta - Particolari costruttivi.

The storm surge barrier in detail

- | | | |
|---|---|--|
| 1 pier | 8 sill beam | 16 sill beam stops/bearings |
| 2 quarry stone dam for land abutment construction | 9 road | 17 upper mattress |
| 3 beam supporting operating equipment | 10 road box girder and machinery for gate operation | 18 grout filling |
| 4 hydraulic cylinders | 11 power supply duct | 19 block mattress |
| 5 capping unit | 12 sand filling of sill beam | 20 bottom mattress |
| 6 upper beam | 13 top layer of sill | 21 compacted sand under the bed of the Eastern Scheldt |
| 7 gate | 14 core of sill | 22 gravel bag |
| | 15 sand filling of pier base slab | |
-
- regolarizzazione del profilo del canale a quota fondazione di A.O.D. - 32.5 m;
 - vibrocompattazione del piano di fondazione per una potenza di 15 ÷ 18 m sulle aree di appoggio dei cassoni (6 × 25 mq);
 - asportazione e successiva ricarica con materiale granulare vagliato dello strato superficiale;
 - posa di un primo "materasso" filtro a protezione del sottostante strato di materiale sottile;
 - posa di un secondo "materasso" di fondazione;

- posa dei materassi a blocchi di calcestruzzo su guaina di polipropilene armata per l'appoggio dei cassoni.

Per l'esecuzione delle varie fasi di lavoro fu necessario progettare adatte imbarcazioni: in particolare il MYTILUS (fig. 13) per la vibro-compattazione, il DOS I-CARDIUM per la posa dei materassi, il MACOMA (fig. 14) per il livellamento del letto di posa.

La fase di compattazione sui tre canali impegnò complessivamente tre anni di lavoro e fu costantemente sottoposta ad un controllo geotecnico con l'ausilio di uno speciale pontone, il JOHAN V, attrezzato con carotieri e con una campana pneumatica per i controlli subacquei. L'operazione permise di ottenere un sostanziale miglioramento delle condizioni geotecniche della fondazione riducendo i valori della percentuale di vuoti degli strati sabbiosi dal $45 \div 40\%$ al $38-35\%$, raddoppiando in media il valore di portanza ($20 \div 30$ MN/mq).

Allo scopo di migliorare la ripartizione dei carichi sul piano di fondazione e di annullare gli effetti erosivi delle correnti di marea, alla tradizionale posa di "fascine" utilizzate per decenni in Olanda, fu dato largo impulso all'uso dei geotessili, utilizzando come materiale base il polipropilene per le sue elevate caratteristiche di durata e di atossicità.

In particolare i geotessili generalmente armati, trovarono larga applicazione sia per la realizzazione dei materassi filtro e di fondazione, sia per quelli a blocchi con funzione antierosiva. Quest'ultimi nella versione a blocchi di calcestruzzo o di gabbioni, furono posati sul sedime dello sbarramento per complessivi 5.000.000 di mq a difesa sia delle scarpate sottomarine che delle sponde dei canali di marea soprattutto con lo scopo di contrastare l'azione erosiva dovuta al notevole aumento di velocità della corrente causato dal restringimento delle bocche del delta.

La tipologia dei materassi adottati fu la seguente:

- materasso filtro di protezione: 42×200 mq, in tre strati filtro per uno spessore complessivo di 0,36 m:
 - 1° strato: sabbia $0.3 \div 2.5$ mm
 - 2° strato: sabbia e misto $2 \div 8$ mm
 - 3° strato: misto $8 \div 40$ mm
- materasso di fondazione: 31×60 mq, in tre strati di protezione per uno spessore complessivo di 0,36 m
 - 1° $\div$ 3 strato: misto $8 \div 40$ mm;
- materasso di blocchetti di cls di appoggio: $48 \times 5,65$ mq e spessore variabile tra $0,25 \div 0,60$ m.

I materassi, realizzati in un apposito cantiere di prefabbricazione, erano avvolti su grandi rulli galleggianti che, trasportati nella zona delle operazioni con l'ausilio di rimorchiatori, venivano agganciati ai vetori DOS I o CARDIUM a seconda del tipo di mate-

rasso, per la successiva fase di varo.

Il cantiere di prefabbricazione delle pile fu ubicato in prossimità dell'isola artificiale di Neeltje Jans su un'area di circa 100 ha.

L'ubicazione fu scelta con l'ausilio di un modello di ottimizzazione dove, oltre alle variabili decisionali di movimentazione e trasporto delle pile, vennero considerati i tempi di percorrenza della manodopera, provenienti per lo più dalle limitrofe province dello Zeeland. Per minimizzare detti tempi, tenendo anche conto che un accordo sindacale in Olanda fissa in 11,25 ore il tempo massimo di assenza di questa dalle residenze abituali, fu necessaria la costruzione di un ponte provvisorio di 3 km di sviluppo che collegasse la terra ferma al cantiere, in alternativa a spostamenti collettivi su natanti e su elicotteri.

La pianificazione delle fasi realizzative dei manufatti, affrontata anch'essa con un programma di simulazione su calcolatore, tendeva a definire, nel rispetto delle successive fasi di assemblaggio della struttura e dei tempi contrattuali: il numero delle pile da realizzare contemporaneamente, la tempistica delle forniture, l'entità delle scorte, lo spazio necessario alla realizzazione ed il conseguente dimensionamento degli impianti ausiliari.

L'area del cantiere fu divisa in tre bacini di circa 12 ha ciascuno con piano di calpestio alla batimetrica — 15,2 per garantire, dopo aver allagato il bacino stesso, il successivo aggancio e trasporto degli elementi con la motonave OSTREA (fig. 15).

In una quarta area fu installato il cantiere per la realizzazione delle travi di collegamento fra le pile, mentre in una superficie limitrofa fu impiantato lo stabilimento di preconfezionamento dei calcestruzzi da 200 mc/h di produzione, con le relative scorte di inerti per tre settimane. Nel cantiere fu anche costruita una centrale di produzione elettrica con capacità di 12.000 kVA con l'uso di 15 generatori a gasolio.

In fig. 4 è riportato lo schema del cantiere e degli impianti ausiliari.

Alcuni numeri possono dare un'idea dell'imponenza dei manufatti:

- numero delle pile: 66
- base del cassone: 50×25 mq
- spessore del fondo del cassone: 2,00 m
- altezza massima: 40 m
- peso della struttura: 18.000 t
- cubatura Cls: 7.334 mc/cad
- armatura precompressa: 40 kg/mc
- tempo orientativo di realizzazione: 290 gg.

L'esecuzione delle pile fu suddivisa in sette fasi come evidenziato nella fig. 5 e su quattro linee di produzione, con un totale di circa 30 pile in realizzazione contemporanea. La necessità di garantire la continuità dei getti sulle 24 ore determinò una modifica agli accordi sindacali per i turni delle squadre impiegate generalmente per 40 ore nei 5 giorni setti-

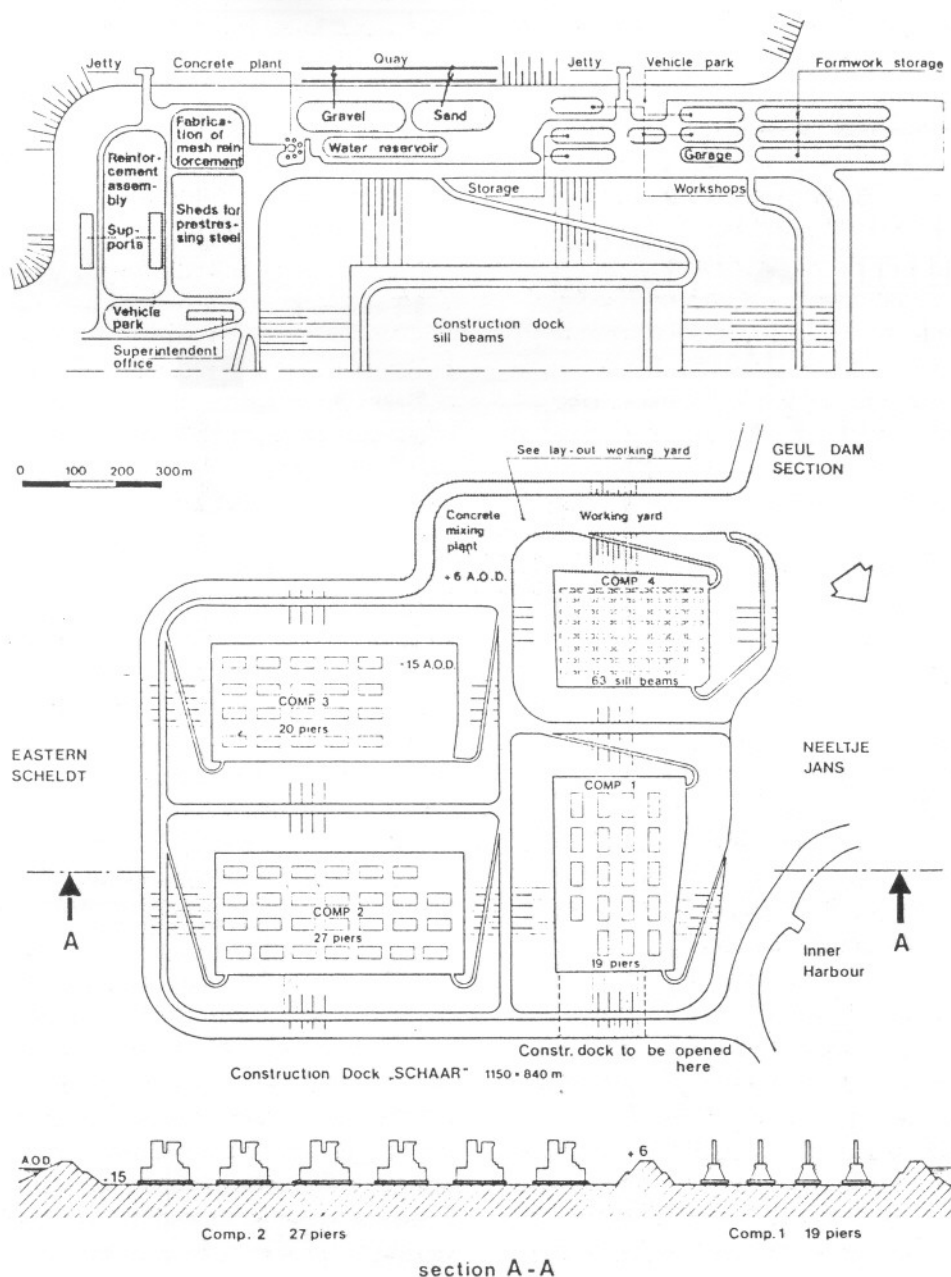


Fig. 4. Cantiere di prefabbricazione delle pile.

manali, con un doppio turno bisettimanale: diurno da $2 \times 8 + 3 \times 12$ ore e notturno da 3×12 ore, opportunamente distribuiti in modo da ridurre il lavoro straordinario, mantenendo la piena occupazione degli operai (circa 650) in anni (1980-82) caratterizzati da una drastica impennata dei tassi di disoccupazione nel paese.

Nelle figg. 6 e 7 sono riportati il programma di esecuzione delle singole fasi e quello generale di realizzazione delle 66 pile.

La vita dell'opera, fissata in 200 anni, comportò l'avvio di specifici studi e di ricerche sperimentali al fine di individuare la tipologia dei calcestruzzi da impiegare, nonché le necessarie protezioni da adottare per le armature, onde garantire la durezza dell'opera in particolare nei confronti dell'abrasione sotto l'azione di correnti ad alta velocità con elevato

trasporto solido di fondo e della corrosione in ambiente marino aggressivo.

Per risolvere i problemi del primo tipo furono eseguite prove su 15 tipi di calcestruzzo utilizzando cementi d'altoforno. Le prove evidenziarono miglioramenti della resistenza alla abrasione con l'aumentare della resistenza alla compressione; con l'uso di idonei trattamenti di indurimento; con il miglioramento delle condizioni di idratazione; con la diminuzione del rapporto a/c, mentre più incerta è apparsa l'efficacia di additivi particolari.

Un adeguato valore del copriferro è apparso il provvedimento atto a salvaguardare le armature dalle azioni corrosive dovute ai cloruri in presenza di ossigeno.

L'azione aggressiva del Cl^- sull'armatura ha inizio quando questo, penetrato il copriferro, raggiun-

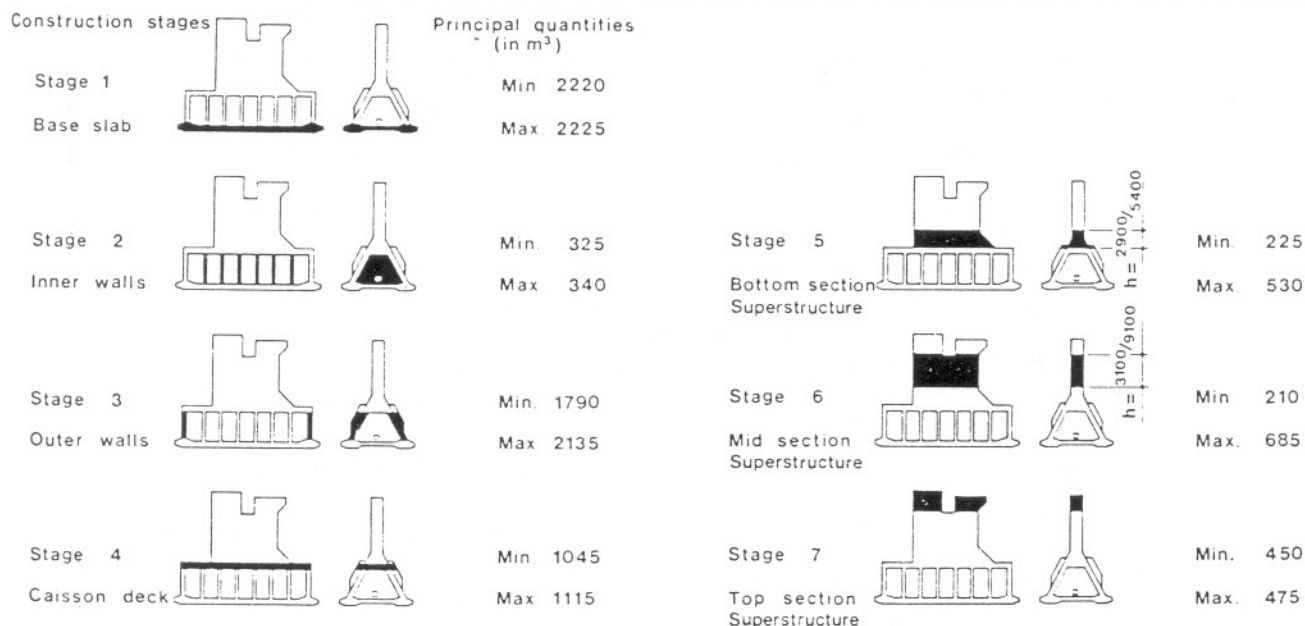


Fig. 5. Fasi costruttive delle pile.

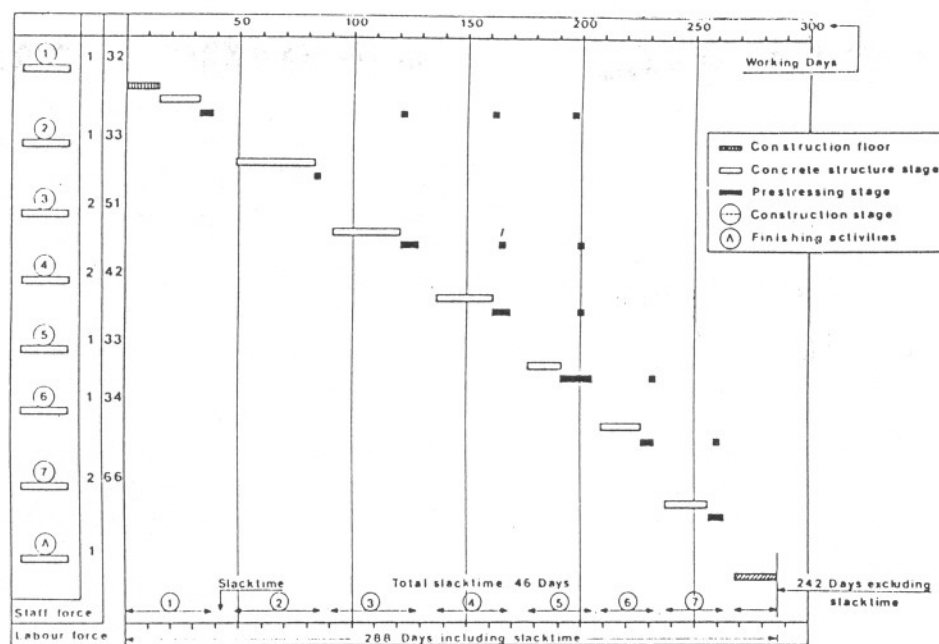


Fig. 6. Programma di esecuzione della singola pila.

ge nel calcestruzzo una concentrazione minima dello 0,5%; la presenza di ossigeno e la conseguente ossidazione della superficie delle armature, determina rigonfiamenti con rottura e distacco del copriferro, ed una successiva corrosione libera delle barre dell'ordine di 0,1 mm/anno.

La parte emergente (splash zone) della struttura apparve subito come la zona di maggiore vulnerabilità per l'elevata concentrazione di ossigeno che accelerava il processo ossidativo, peraltro con una più lenta penetrazione del Cl⁻. In condizione opposta si trovava la struttura immersa (immersed zone), per le alte concentrazioni di Cl⁻ e la limitata presen-

za di ossigeno disciolto, mentre in condizioni intermedie si veniva a trovare la zona soggetta alla marea (tidal zone).

L'impossibilità di procedere a manutenzioni nella zona immersa determinò la scelta di uno spessore di copriferro di 7 cm, tale da garantirne tempi previsti di distacco pari alla durata dell'opera, cioè 200 anni, ridotti a 95 ed 80 per le altre due zone passibili di manutenzione.

Le caratteristiche del calcestruzzo adottato risultarono le seguenti:

- cemento Portland di altoforno Classe A.
- dosaggio = 350 kg/mc

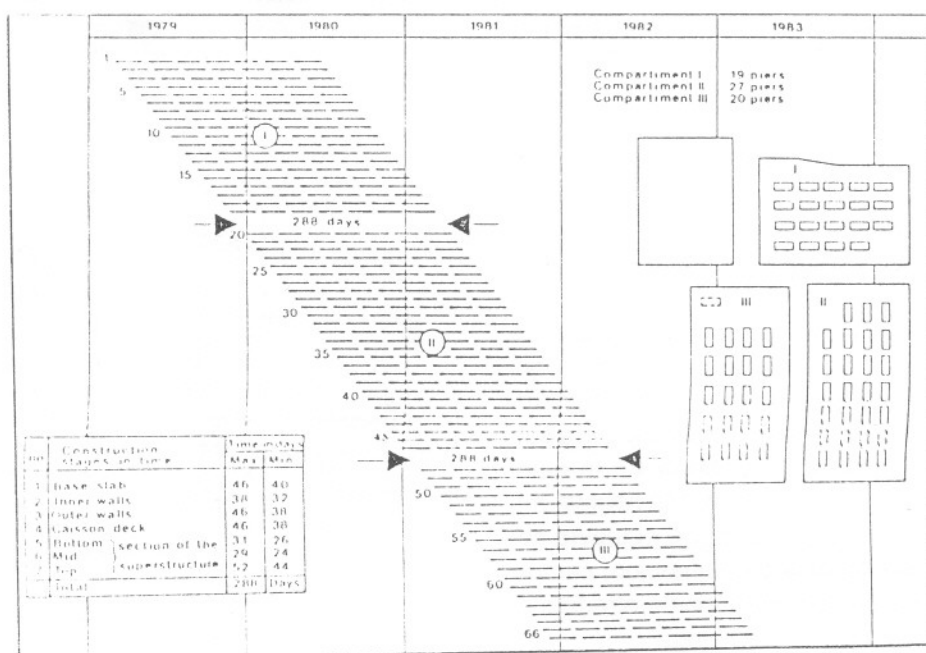


Fig. 7. Programma di realizzazione delle 66 pile.

- rapporto $a/c = 0.45$
- quantità di fluidificante 0.75 l/ql
- inerte: 10% Sabbia (0 ÷ 4 mm)
25% Sabbia (0 ÷ 7 mm)
65% misto (5 ÷ 30 mm)
- resistenza a 28 gg: 46,6 N/mm²
- resistenza ad un anno: 56,5 N/mm²

Inoltre allo scopo di minimizzare i fenomeni di fessurazione del calcestruzzo che avrebbero facilitato l'aggressione dell'armatura, fu prevista la precompressione escludendo nel calcolo statico della struttura la possibilità del calcestruzzo di lavorare a trazione per effetto dei carichi permanenti, mentre furono imposti limiti all'ampiezza di fessurazione di 0.3 mm e di 0.15 mm in corrispondenza delle armature. La protezione degli ancoraggi delle armature pretese fu realizzata con la stesa di uno strato di 0.15 mm di resine epossidiche, l'incappucciamento degli estremi dei cavi con guarnizione in polietilene ed il successivo riempimento delle cavità di ancoraggio con spritz-beton.

Per garantire la necessaria solidarietà fra le pile e la ripartizione dei carichi idraulici trasmessi dalle paratoie, fu previsto il posizionamento di una trave di fondo con cavità di incastro nella struttura del cascone. La trave scatolare, di sezione 8 x 8 mq, con lunghezza media di 39 m, definita sull'effettivo interasse delle pile dopo la loro posa, e con un peso complessivo di circa 2500 t, fu successivamente riempita con sabbia pompata.

A ridosso di tale trave di fondo, per garantire una maggiore stabilità alla struttura e per permettere un graduale restringimento della sezione di deflusso dell'estuario con regolarizzazione del flusso di marea, fu realizzata una berma in scogliera con pen-

denza dei paramenti 4 su 1, utilizzando 5 milioni di tonnellate di rocce basaltiche di elevato peso specifico (2.8 ÷ 3 t/mc), provenienti da cave in Germania, Svezia e Finlandia, con pezzatura variabile da 1 a 10 t, che impegnarono quattro anni di attività di trasporto via mare ed idrovia. I blocchi furono liberamente versati, per evitare danni alle strutture, al disopra di uno strato di massi di peso superiore alle 6 t posati da una gru su pontone (fig. 8). Lo stesso materiale da scogliera fu impiegato, versato su materassi di fondazione, per chiudere i varchi fra le pile spalle e le dighe e le isole, realizzando una struttura permeabile.

Il posizionamento di una trave scatolare superiore con quote di intradosso A.O.D. + 1.00 m e di estradosso + 5.8, coincidente ad un "franco" di 0.5 m sul massimo livello di tempesta, permise di ottenere una riduzione del 50% della superficie libera re-

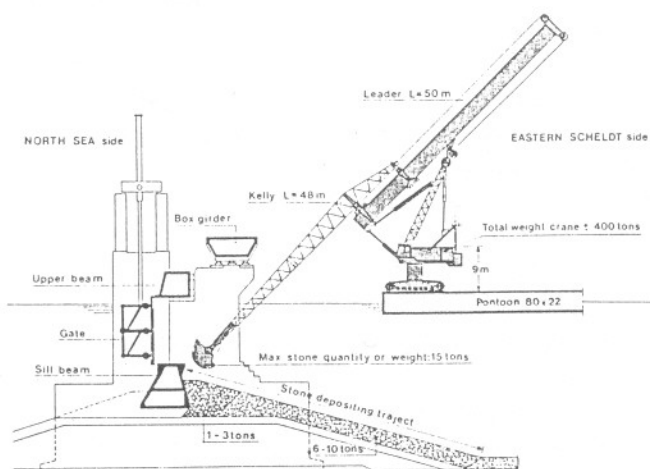


Fig. 8. Posa in opera della scogliera.

sidua; questa è chiusa da sessantatre paratoie piane a strisciamento di larghezza media 41,3 m ed altezza variabile tra 5,9 e 11,9 m, per una superficie complessiva di circa 14.000 mq.

La trave superiore, di sezione 4,8x4 mq e del peso di 1100 t, risulta ubicata lato terra, mentre lato mare è rivolta l'ossatura della paratoia, il cui paramento è allineato con quello delle due travi, di fondo e superiore.

L'ossatura della paratoia, formata da due o tre travi reticolari orizzontali e da una intelaiatura tubolare verticale saldata sul paramento, garantisce la rigidità della struttura anche in fase di manovra sotto carichi dinamici (onda di progetto di 4,5 m e periodo 12 sec.) e idrostatici massimi di 140 KN/mq, minimizzandone il peso complessivo. Le manovre sono assicurate da un sistema oleodinamico, centralizzato nella galleria sottostante il ponte stradale di coronamento. Per ridurre gli attriti lungo la via di corsa dovuti alla movimentazione a strisciamento, si sono interposti particolari materiali antifrizione, come evidenziato nella fig. 9.

Nella progettazione di una struttura prefabbricata così complessa fu svolto uno studio particolare per individuare i limiti di tolleranza per il corretto assemblaggio dei vari componenti, tenendo conto delle inevitabili deviazioni dimensionali dovute sia a possibili errori di posa che a successivi cedimenti differenziali.

In particolare, per il dimensionamento degli elementi interposti fra le pile, fu individuato un campo di tolleranze accettabili relativo alle diverse fasi di lavorazione, da cumularsi secondo leggi probabilistiche, in termini di traslazioni Δ (mm) e di rotazioni ϕ (mm/m), campo che viene evidenziato nella fig. 10 con riferimento ad una terna cartesiana che ha "z" come asse verticale, "y" longitudinale e "x" trasversale alla struttura.

Nella pratica tali valori risultarono più contenuti e meno influenti, grazie ai controlli periodici e continui durante tutte le fasi di lavorazione, e permisero quindi di dimensionare in modo realistico i componenti della struttura da realizzare successivamente: così, ad esempio, la lunghezza delle travi fu definita sulla base di misure di interasse e perpendicolarità delle pile già varate: delle paratoie fu realizzata una parte centrale di dimensioni costanti, alla quale, sulla base dei rilievi eseguiti, si saldarono parti terminali dimensionate sulle reali misure di interasse.

Analoghi accorgimenti furono adottati per posizionare le vie di corsa delle paratoie, la cui movimentazione risultò in tal modo correlato più a problemi di imperfetta simultaneità di funzionamento dei due pistoni oleodinamici che non a problemi di perpendicolarità ed allineamento non perfetti delle pile.

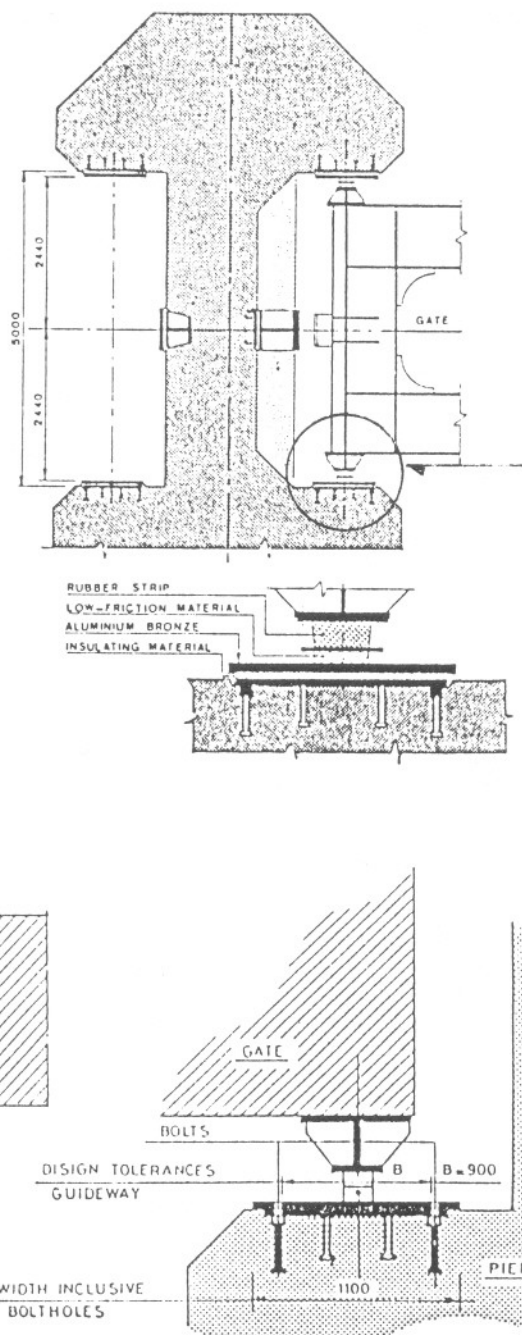


Fig. 9. Particolari della via di corsa della paratoia.

	traslazioni(mm)			rotazioni(mm/m)		
	Δ_x	Δ_y	Δ_z	$\Delta\phi_x$	$\Delta\phi_y$	$\Delta\phi_z$
implementation phase	± 25	± 25	± 25	$\pm .6$	$\pm .3$	—
construction of piers	—	± 20	± 20	$\pm .4$	—	—
construction of gates	± 1000	± 1000	± 95	± 9.3	± 3.7	± 20
placing upper mattresses	± 1000	± 650	± 200	± 5.2	± 2.6	± 14
placing block mattresses	± 300	± 300	—	—	—	± 4.2
placing piers	—	—	—	—	—	—
operational phase	—	—	—	—	—	—
soil deformations	0	± 45	± 58	± 1.2	± 2.9	$\pm .3$
washing out of sand layers	± 92	—	± 95	± 2.8	± 1.4	—
unequal movement of a gate	—	—	± 50	± 3.7	—	—

Fig. 10. Valori delle tolleranze di dimensionamento.

3.3. Costruzione dell'opera.

La costruzione dell'opera si è risolta — in sostanza — nell'assemblaggio degli elementi prefabbricati già descritti comportando le seguenti fasi:

- preparazione del piano di fondazione;
- varo delle pile;
- montaggio della trave di fondo e di quella superiore;
- realizzazione della scogliera di protezione;
- chiusura delle spalle dello sbarramento;
- montaggio delle paratoie;
- montaggio delle infrastrutture ausiliarie.

La pianificazione delle varie fasi di lavoro, di per sé già abbastanza complessa, era ulteriormente aggravata sia dalla limitata larghezza dei canali che ostacolava la manovrabilità dei mezzi navali particolarmente ingombranti, sia dalle elevate velocità di marea, che in fase di restringimento finale raggiunsero i 6,0 m/s.

Per la programmazione delle diverse fasi fu realizzato un modello matematico simile a quelli comunemente adottati per regolare i traffici aerei o ferroviari, introducendo come dati di ingresso i raggi di manovra e di ancoraggio delle imbarcazioni addette alle varie fasi di lavoro ed i tempi di programma, sulle scorta di indagini statistiche delle condizioni meteomarine che risultavano piuttosto vincolanti alla navigazione. Infatti, per esempio, la possibilità di varo delle pile era limitata alle sole due ore di cambio della marea, condizione che si ripete dieci volte la settimana, con ulteriori limiti dovuti alle condizioni cli-

matiche del momento; mentre il trasporto delle pile lungo l'estuario era condizionato sia dalle condizioni di marea per il pescaggio massimo di 15 m dell'OSTREA sotto carico, sia dal moto ondoso ($H_s < 0,75$ m; $T = 4$ sec), dalla velocità della corrente ($V < 2$ m/s), del vento ($V_m < 15$ m/s) e dalla visibilità ($V < 500$ m); per la misura continua di tali parametri meteomarine fu predisposta una stazione meteorologica in modo da poter programmare realisticamente le varie fasi di lavoro.

La soluzione ottimale fu ottenuta su modello nell'aprile del 1982 (Plan 600) ed è evidenziata nella figura 11: essa permise di programmare con anticipo le fasi realizzative ed il termine di ultimazione dei lavori con una probabilità cumulata dell'80%.

Per il posizionamento delle pile si preferì adottare un pontone opportunamente ancorato piuttosto che pontoni a "gambe" telescopiche, per la maggiore vulnerabilità di quest'ultimo in eventuali condizioni meteomarine estreme; l'ancoraggio era assicurato sia per mezzo di ancore proprie che per mezzo di pali del diametro di 1,40 m infissi nel letto marino ad una profondità di 15 m, che assicuravano un carico operativo di circa 200 t.

Per garantire la livellazione del piano di fondazione, sia durante le fasi di posa dei materassi che in quella successiva delle pile, alle due imbarcazioni specifiche, DOS I e OSTREA, fu aggiunto il MACOMA con lo scopo di dragare il fondo dagli ingenti trasporti solidi di fondo che si andavano accumulando durante gli intervalli di lavorazione.

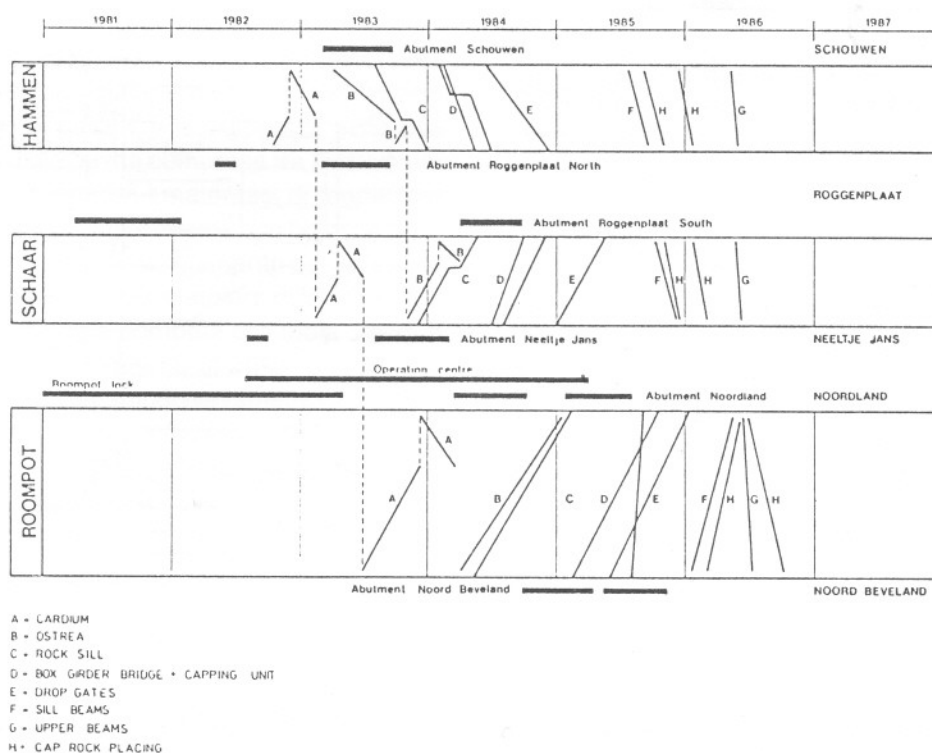


Fig. 11. Programmazione delle fasi di lavoro.

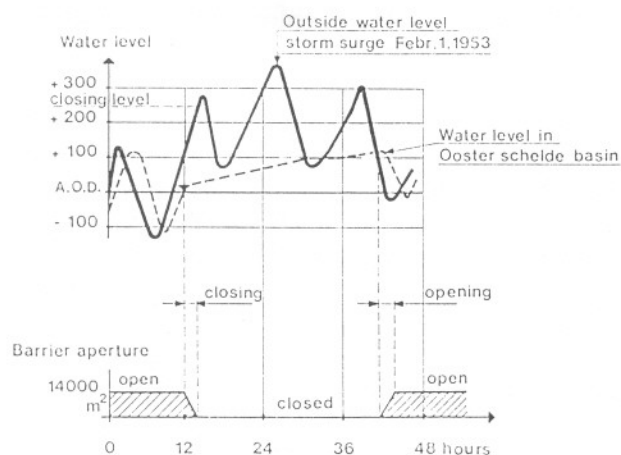


Fig. 12. Esempio di regolazione delle paratoie sull'evento di tempesta del 1953.

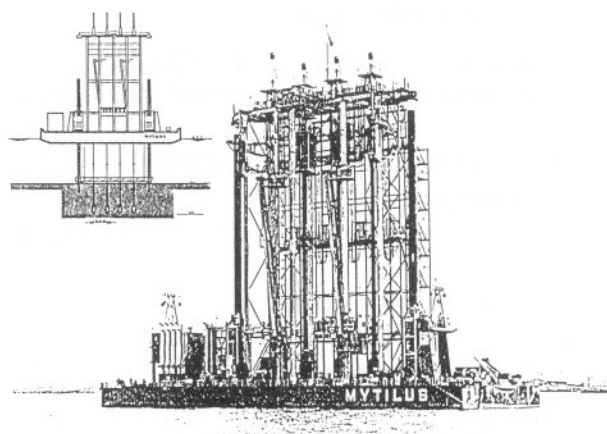
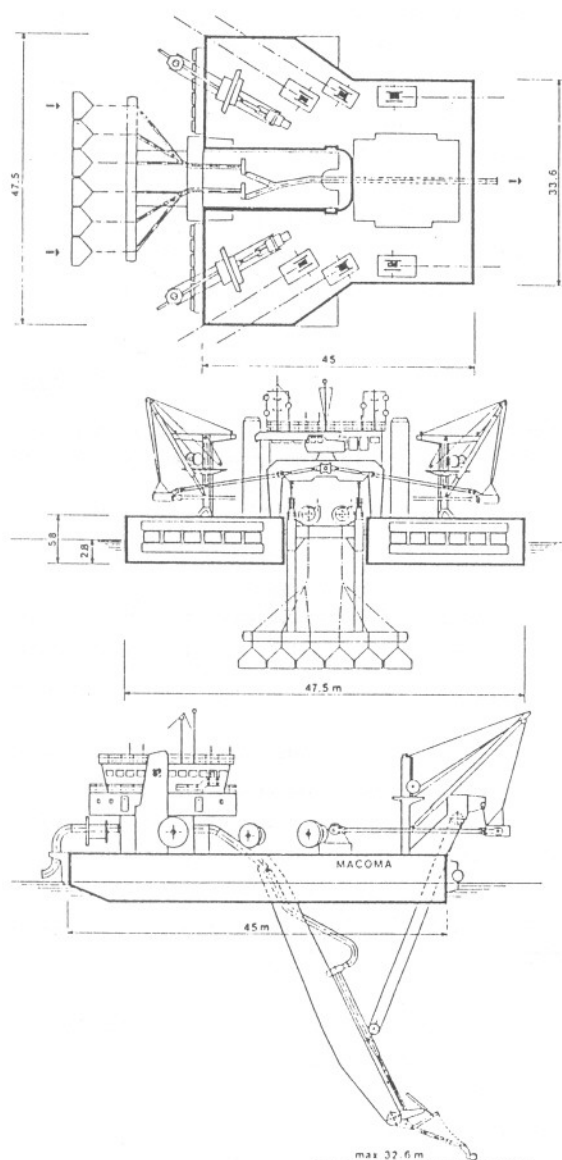


Fig. 13. Il Mytilus: è un pontone da 68,5 m di lunghezza, 32,9 m di larghezza e 5,50 m di altezza, sul quale è montato un telaio a portale di 55 m per il supporto di quattro vibrocompattatori da 42,50 m di sviluppo verticale posti ad un interasse di 6,5 m, ed equipaggiati con motori elettrici alimentati da generatori diesel da 900 KVA a 1000 r/min, che sviluppano una forza di 1200 KN ad una frequenza di 25 HZ. La vibrazione è assicurata da tre pompe idrauliche da 300 mc/h con pressione di 10 bars.



Laying the block mattress with the Dos I and Macoma

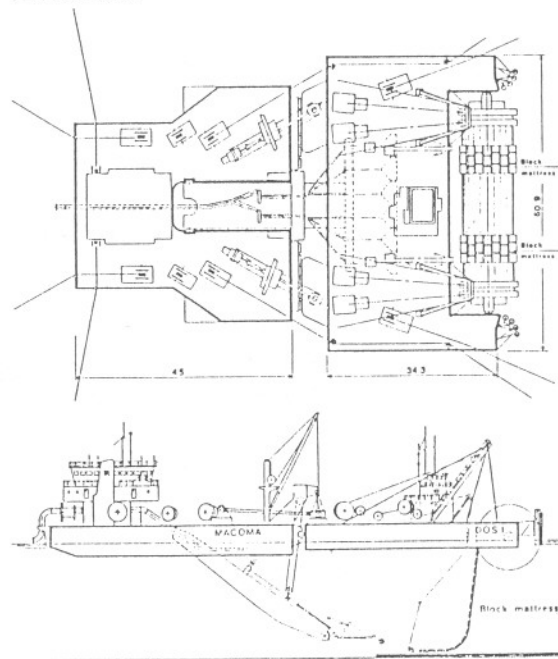
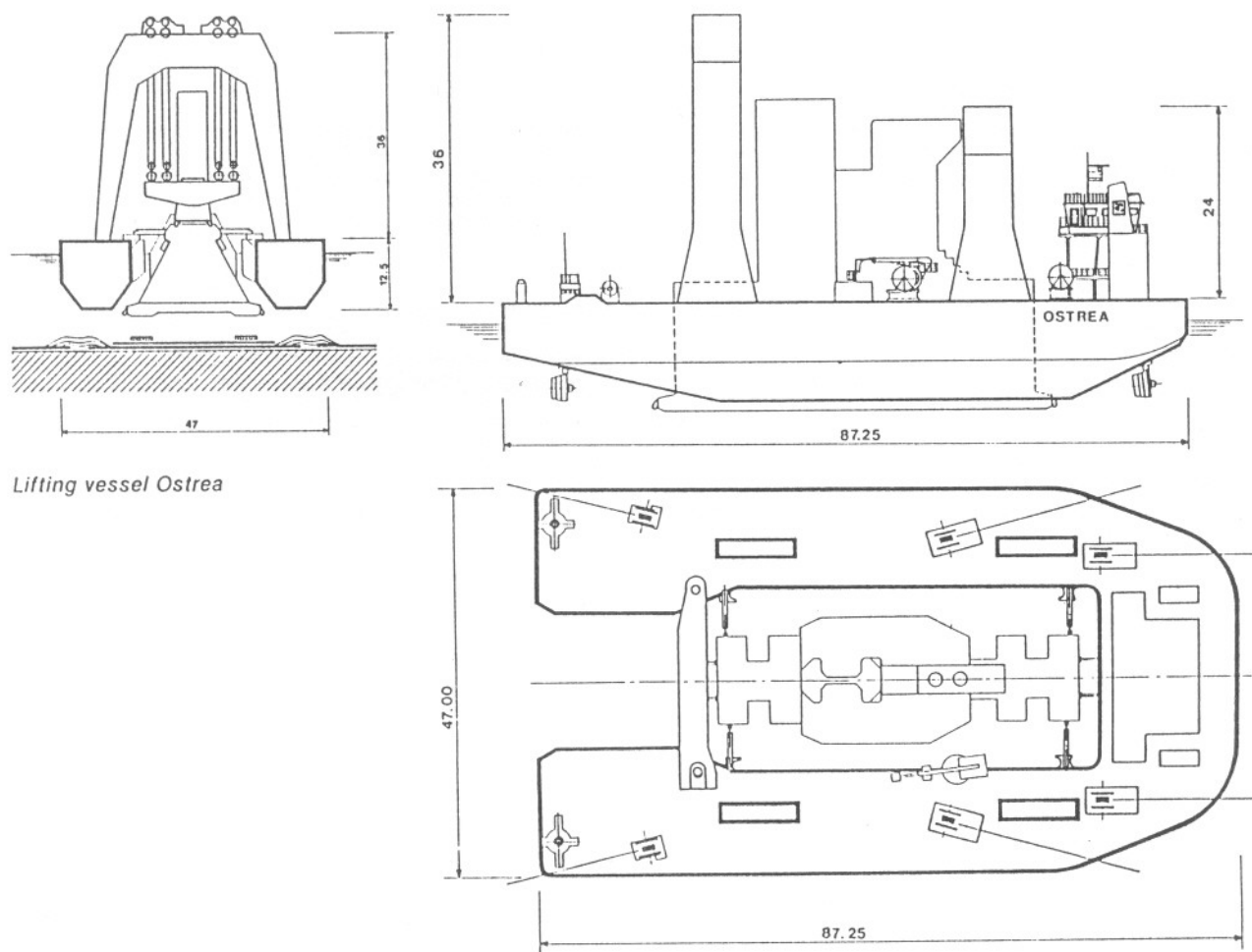


Fig. 14. Il Macoma: è l'imbarcazione addetta alla livellazione della fondazione le cui dimensioni principali vengono riportate nella figura. Essa viene collegata alle imbarcazioni operative (DOS I; CARDIUM, OSTREA) per mezzo di otto argani che sviluppano una forza complessiva di 800 KN. L'asportazione dei depositi sabbiosi avviene per mezzo di un sistema soffiante ad aria compressa da 0,04 mc/s m, di 28,50 m di larghezza complessiva ad una pressione di 4 bars.



Lifting vessel Ostrea

Fig. 15. L'Ostrea: è l'imbarcazione addetta al trasporto ed al posizionamento delle pile le cui dimensioni principali sono riportate nella figura. Essa è provvista di due gru a cavaliere di 36 e 24 m di altezza con una capacità di 10.000 t./cad. alimentate da un motore diesel da 6848 KW (9.300 hp). La navigazione è assicurata da quattro motori da 1335 KW (1800 hp) posti sulle estremità (in carico coadiuvata da rimorchiatori).

La stesa dei materassi a blocchi, realizzati di spessore variabile dopo un accurato rilievo batimetrico, aveva lo scopo di garantire la verticalità della pila. Il riempimento della cavità compresa tra l'intradosso del fondo del cassone ed i materassi di fondazione venne realizzato successivamente con boiacca di cemento iniettata, mentre il riempimento dei vani interni del cassone e della trave scatolare di fondo fu realizzata con una miscela pompata di sabbia e acqua, che assicurò un riempimento al 90%.

Un complesso sistema di rilevamento a terra per mezzo di strumenti a raggi infrarossi assicurava il corretto posizionamento della varie strutture con una tolleranza di 5 cm su 2 km di distanza.

3.4. Gestione e regolazione

La mobilitazione delle paratoie per limitare la propagazione entro l'estuario di livelli marini troppo

elevati è prevista di media una volta all'anno, in maniera completa o parzializzata a seconda delle condizioni meteomarine di alta marea eccezionale o di tempesta.

La regolazione è affidata ad un ufficio speciale del Ministero dei Lavori Pubblici (Rijkswaterstaat) sulla scorta di strategie messe a punto con un programma implementato su elaboratore, studiato appositamente tenendo conto degli effetti delle varie operazioni sul complesso sistema idraulico dell'estuario.

Con l'ausilio di elaborazioni statistiche dei dati meteorologici e climatici è così possibile individuare e predisporre delle idonee strategie di intervento nel rispetto delle diverse realtà di salvaguardia idraulica, ambientale e di navigazione interna.

Nella fig. 12 è riportato un esempio di regolazione con chiusura totale delle paratoie, tarato sulla condizione estrema dell'evento di tempesta del febbraio 1953.

BIBLIOGRAFIA

- ANTONISSE R., *De kroon op het deltaplan*, Elsevier 1986
- DAVIS P.M., *execution of a soil improvement in the Oosterschelde*: 8th eur.conf.on soil mech.and found engineering: Helsinki, 1983.
- DAVIS P. M. et al., *Mytilus: a soil compaction vessel*: XII JSSMFE congress: Stockholm, 1982
- DE GROOT M. et al., *Prediction of mattress stability in turbulent flow*. Symposium on "scale effects in mod.Hydr.Structures": Esslingen: Kebs Germany, 1984.
- DORR H.C.-DE HAAN, D.W., *The Oosterschelde filter mattress and gravel bag*: Proc 2nd int.conf.on geotextiles: Las Vegas, 1982.
- Dosbouw v.o.f. Oosterschelde-project - Ostem v.o.f. *The storm surge barrier in the eastern Scheldt* — Holland 1983
- NELISSEND H.A.M., *deep compaction under water near slopes: a method to ensure slope stability during compaction*: 8th eur.conf. on soil mech. and found enegineering: Helsinki, 1983.
- OSENGA G., *la tecnologia del materasso a blocchi* — Milano: 1990.
- ROBUSTA B.V. — Technical informations: The Neetherlands.
- VAN HARTEN K., *Analysis and experimental testing of load distribution in the foundation mattres* Proc. 2nd int. conf.on geotextiles: Las Vegas, 1982.
- VELDHUIJEN VAN ZATEN R., *geotextiles and geomembranes in civil engineering* Balkema The Netherlands, 1986.
- VISSER T. et al, *the development and application of geotextiles in the Oosterschelde project*: Proc 2nd int. conf.on geotextiles: Las Vegas, 1982.
- VRIJLING J.K., *Are models of arry use for the designer of civil structures*. — Proceeding of the international symposium on modelling soil-water structure interaction SOWAS 88: Balkema Nederland Delft, 2/8 — 2/9/1988.
- WISSE J.D.M., *the long thermo-oxidation stability of polypropylene geotextiles in the Oosterscelde project*: Proc.2nd int.conf.on geotextiles: Las Vegas, 1982.
- WISSE J.D.M. et al., *Life expectancy of polypropylene geotextiles used in botton protection structures*: Proc 4th int.conf.on geothextiles: Den Haag, 1990.