

## RECONSTRUCTION DE LA DIGUE DE L'EST A DUNKERQUE

V. Le Gorgeu, Ingénieur en Chef des Ponts & Chaussées  
Directeur des Ports de Dunkerque & Gravelines.

R. Guitonneau, Ingénieur des Ponts & Chaussées  
chargé du 4ème Arrondissement du Service Maritime  
du Nord.

### 1 - HISTORIQUE



La digue de l'Est du Port de DUNKERQUE fut construite en 1876 : son but était initialement d'ordre militaire : elle devait permettre de protéger les ouvrages fortifiés constituant le "front de mer de l'Est" : un fossé de 45 m. de large à hauteur du plan d'eau maximum séparait la digue des ouvrages fortifiés. Elle venait se buter à l'Ouest sur la jetée de l'Est.

A l'époque où elle fut construite l'entrée du port de DUNKERQUE était constituée par un chenal protégé à l'Est par une jetée à claire-voie dite jetée de l'Est et à l'Ouest par une jetée pleine dite jetée Ouest (fig. n° 1).

L'ouvrage construit initialement était formé par un massif de sable revêtu partiellement (fig. n° 2).

Sa longueur était de 900 mètres environ.

Côté mer, on trouvait à la cote (+ 3,94 ) (1) un vannage de pieux et palplanches dans lequel les pieux étaient espacés de 2 m. et avaient 3 m. de longueur. Ce vannage servait d'appui à un perré de pente 20 % qui à l'origine avait été semble-t-il réalisé comme suit, de l'extérieur vers l'intérieur :

- maçonneries de pierres sèches de petit appareil de 0,25 à 0,30, m.
- couche de gravier de 0,25 à 0,30, m.
- fascinage avec piquet en chêne de 1,50 m. espacé de 0,50 m,
- couche de paille sur le sable.

---

(1) Toutes les cotes sont rapportées au zéro des cartes marines, zéro qui se trouve à la cote dans le système du nivellement général de la France (N.G.F.).

Par rapport au zéro des cartes marines, on a à DUNKERQUE:

BMVE	:	0,30
BMME	:	1,70
EMME	:	4,40
HMVE	:	6,10

Au sommet de la digue, aux environs de la cote + 11 on trouvait une chaussée de 3 m. de largeur réalisée en corroi d'argile

puis Côté canal on trouvait entre les cotes 11 et 8,80 un perré de pente 1/1 en briques non jointoyées reposant sur un corroi d'argile, à la cote 8,80 une chaussée de 7 m. de large avec deux trottoirs de 1,50 m. en corroi d'argile, un talus de pente 3/2 gazonné à la partie supérieure, en moellons maçonnés reposant sur une couche de gravier et un corroi d'argile à la partie inférieure.

Il semble que cette digue rudimentaire résista facilement aux tempêtes jusqu'en 1898, date de construction d'une nouvelle "jetée de l'Est" pleine (fig. n° 3) dont l'enracinement fut reporté à 140 m. vers l'Est. Cette construction eut sans doute pour résultat de modifier les mouvements de sable sur la plage dont le niveau s'abaissa (fig. n° 4).

Initialement les accidents n'entraînaient que la réparation de quelques mètres carrés de parement côté mer. Ils devinrent plus fréquents, et plus nombreux.

En particulier, le talus, côté fortification, fut plusieurs fois endommagé par ruissellement de l'eau apportée par les paquets de mer lors des tempêtes.

Aussi en 1927 fut-il décidé de renforcer la digue. Ce renforcement comportait :

1°) Le remplètement du pied de la digue de 15 à 20 m. Ce remplètement fut constitué par un vannage de palplanches en béton armé, l'espace compris entre ces palplanches et l'ancien vannage en bois fut rempli de blocailles et d'enrochements.

2°) La construction de caniveaux situés au pied du talus supérieur côté canal : dans l'esprit de l'auteur, ces caniveaux étaient destinés à évacuer les eaux apportées par les paquets de mer (fig. n° 5).

3°) Pour lutter contre le démaigrissement de la plage, un épi de 120 m. fut construit : (pieux en chêne de 25 m. de diamètre et enrochements de 150 à 400 kg).

0

0 0

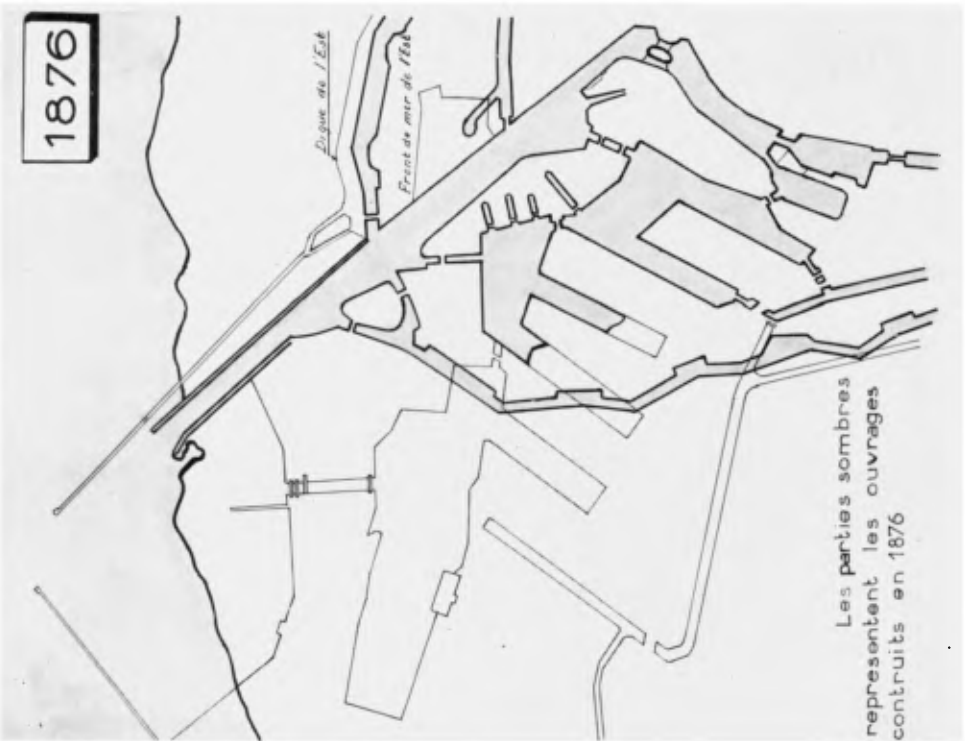
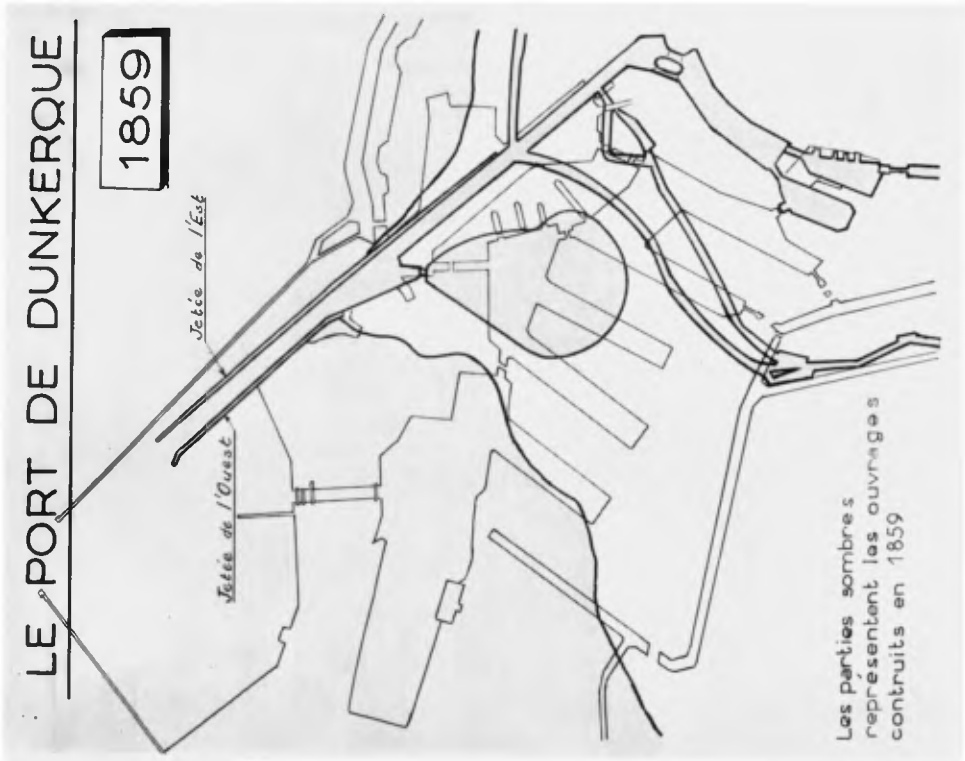


Fig. 1. Le Port de Dunkerque

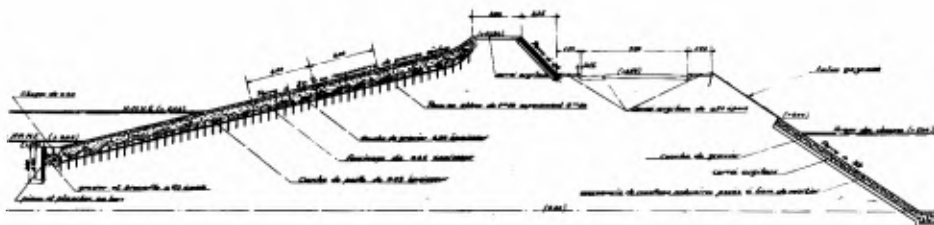


Fig. 2. Profil en travers type initial de la digue (1876).

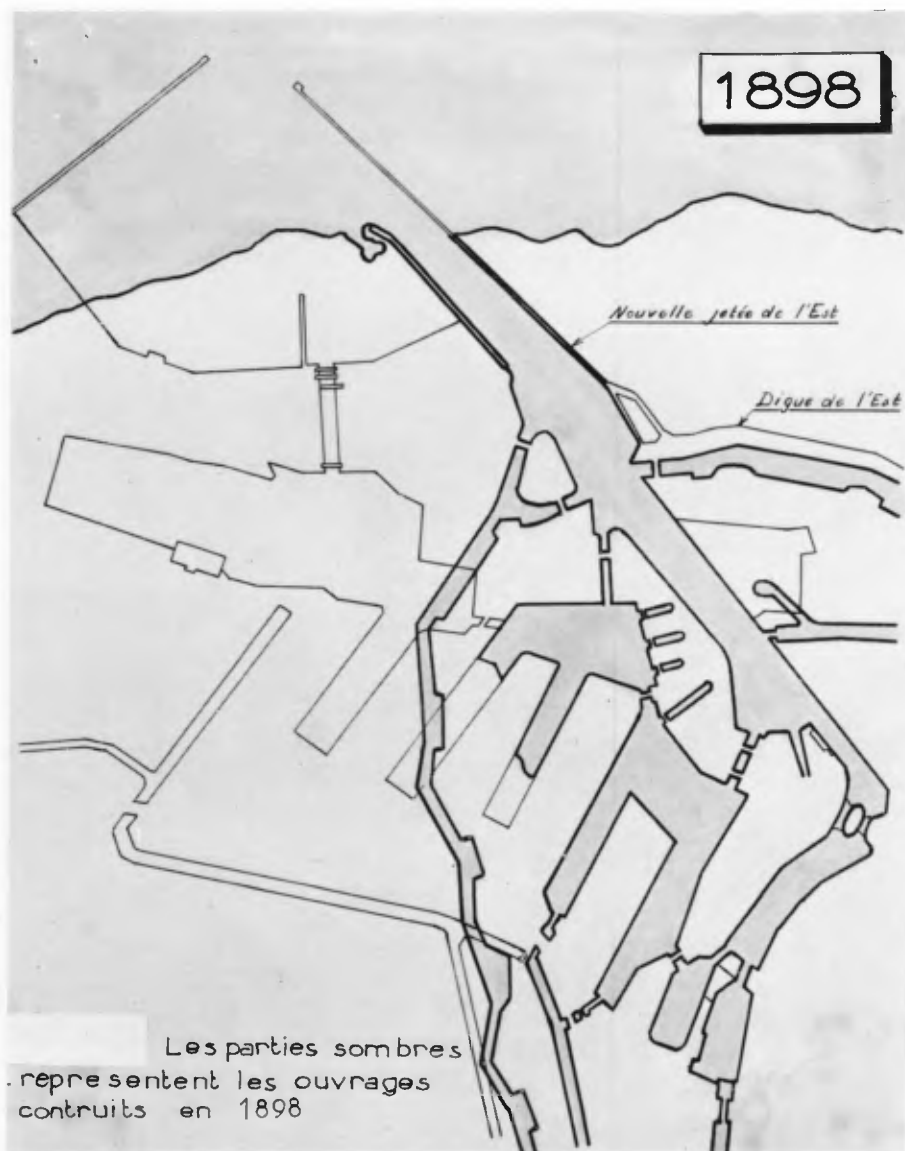


Fig. 3.



Entre les années 1930-1938 fut créé à DUNKERQUE un nouvel avant-port destiné à protéger la nouvelle entrée du port : l'écluse Watier.

Cet avant-port fut constitué par une nouvelle jetée de l'Ouest et la prolongation de la jetée de l'Est construite en 1898 : cette prolongation fut réalisée à l'aide de caissons arasés à la cote (2,15) et surmontés de charpente en béton armé.

Il semble que la construction de cet ensemble amena un nouvel amaigrissement de la plage situé devant la digue de l'Est (fig. n° 4). Pour tenter de lutter contre cet amaigrissement deux autres épis, analogues à celui décrit précédemment, furent construits.

D'autre part, progressivement le perré côté mer initialement en pierres sèches fut cimenté ; le fascinage fut abandonné.

La figure n° 5bis représente schématiquement le profil en travers type de la digue de l'Est avant les accidents dont nous allons parler.

0

0 0

Le rôle joué par la digue de l'Est changea après sa construction.

Elle devint la "berge nord" du canal exutoire des waterings de l'Est et en 1938 après la construction du nouvel avant-port (fig. 6), ce canal devint le canal exutoire unique des waterings.

On sait que les "terrains wateringués" sont des terrains dont la cote est inférieure à celle des hautes mers. Toutes les eaux tombant sur les "terrains wateringués" de la région de DUNKERQUE, soit 40.000 ha de terres excellentes (parmi les meilleures de France) s'évacuent par l'intermédiaire d'un ouvrage à la mer dit "Ouvrage Tixier", situé à l'extrémité aval du "canal exutoire unique des waterings", ouvrage comportant cinq pertuis fermés par des portes busquées, ces portes sont ouvertes à basse mer pour permettre l'évacuation des eaux de ruissellement ; elles sont fermées à haute mer : les eaux de ruissellement s'accumulent alors dans le canal exutoire des waterings - fermé à son extrémité amont - qui fonctionne comme un réservoir : 2.000.000 de mètres cubes peuvent ainsi être évacués à chaque marée.



Fig. 7. La brèche ouverte par la tempête du 1er Mars 1949 - Vue prise à marée haute.



Fig. 8. La partie Ouest de la brèche ouverte par la tempête du 1er Mars 1949 - Vue prise à marée basse.

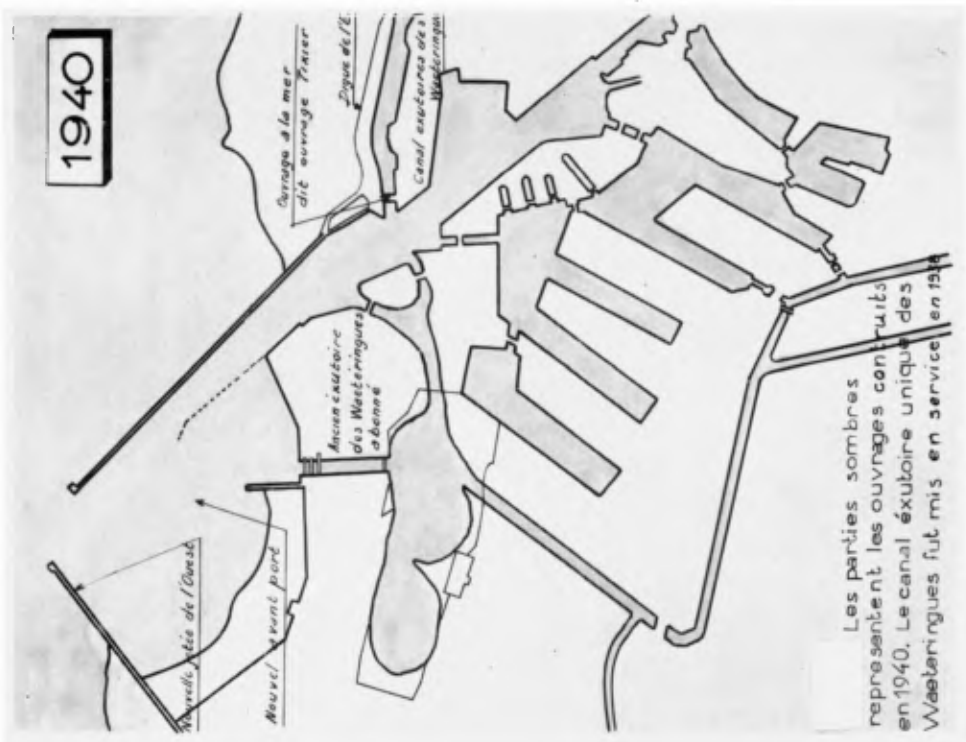


Fig. 6.

La digue de l'Est sépare donc de la mer ce canal à son extrémité aval : tout accident survenant à cette digue et mettant la mer en communication avec le canal empêche le fonctionnement normal du canal exutoire unique et contrarie le drainage de l'arrière-pays.

0

0 0

Un premier accident très grave survint en 1949, lors de la tempête du 1er Mars : une brèche de 190 mètres de long fut ouverte dans la partie centrale.

Un deuxième accident survint lors de la très violente tempête qui a soufflé sur les côtes de la mer du Nord le 31 Janvier et le 1er Février 1953 (cote de la marée prévue 5,50 ; cote atteinte par les eaux 7,90). Deux grandes brèches furent ouvertes dans la digue de part et d'autre de la partie reconstruite en 1949 : brèche Ouest : 120 m. - brèche Est : 200 m.

La zone reconstruite en 1949 s'est parfaitement comportée.

Il fut alors décidé non seulement de reconstruire la digue au droit des brèches, mais encore de consolider toutes les parties subsistantes de l'ancienne digue ; extrémité Est : 170 m. - extrémité Ouest : 120 m.

La digue entière a donc été reconstruite entièrement depuis 1949.

Ce sont les dispositions retenues lors de cette reconstruction que nous allons décrire.

## II - LES ETUDES DE LABORATOIRES

— — — — —

A la suite de l'accident survenu à la digue en 1949, le Service Maritime du Nord, demanda au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique de GRENOBLE (NEYRPIC) de rechercher les causes de l'accident et de proposer des





Fig. 9. La brèche est ouverte par la tempête du 1er Février 1953 - Vue prise à marée basse - A gauche les perrés côté canal de la partie de la digue reconstruite en 1949 - Au premier plan le canal exutoire des waterings.

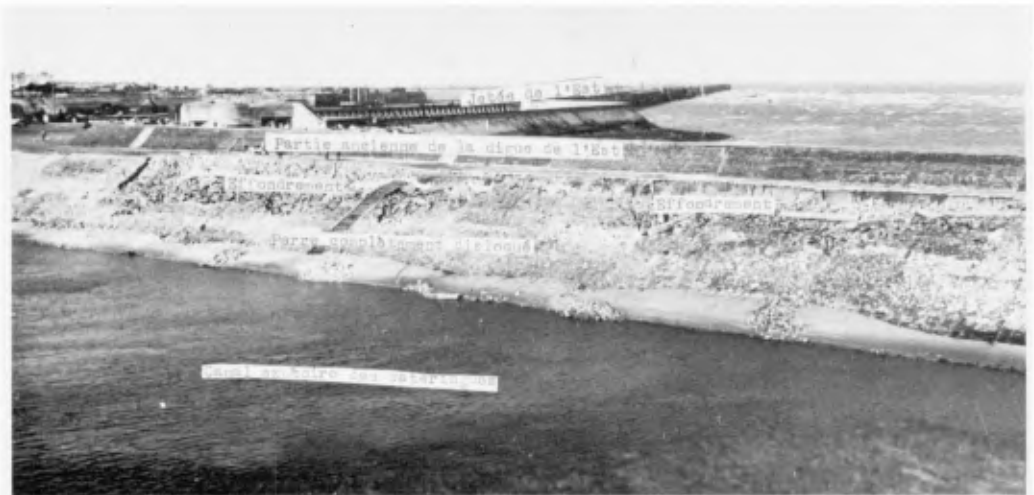


Fig. 9 bis. L'extrémité Ouest de la digue de l'Est après la tempête du 1er Février 1953 - A premier plan le canal exutoire des waterings. On distingue les perrés maçonnés, les perrés en briques et les buses démolies de l'ancienne digue.

solutions de nature à éviter le retour de tel désastre (1).

#### A - RECHERCHES DES CAUSES DE L'ACCIDENT.-

Comme nous l'avons vu la digue de l'Est était essentiellement constituée par un massif de sable de faible granulométrie (50 % entre 1/10 et 3/10 de millimètres), partiellement recouverte par les perrés. Sous cette digue le terrain est constitué par le même sable jusqu'aux environs de la cote (- 25,00) où se trouve une argile imperméable. Cette digue était particulièrement vulnérable à une houle du Nord. Elle présentait, en effet, un parement amont lisse et à faible pente vers le large. Dans les conditions de niveau des tempêtes du 1er Mars 1949 (cote 7,30) et de la tempête du 1er Février 1953 (cote 7,90) elle pouvait être facilement "franchie" par le "jet de rive" de la houle.

L'explication de la ruine de l'ouvrage a tout de suite été la suivante : "les paquets de mer" ayant franchi la crête retombaient sur le parement aval ~~causant~~ causant des dégâts par érosion.

D'autre part, l'eau ne pouvait être évacuée par les exutoires du caniveau, construit en 1927; celui-ci s'est mis en charge et un déversement a suivi sur l'ensemble de l'ouvrage; parallèlement un écoulement par infiltration s'est produit dans la masse de la digue de la partie supérieure de l'ouvrage vers le canal des wateringues. Le parement aval de résistance insuffisante a cédé alors sous l'effet des sous-pressions particulièrement fortes à sa base.

Les essais sur modèle confirmèrent ces vues et les précisèrent.

Les photographies du modèle, ci-jointes, (fig. n°s 10 à 19 ) sont très parlantes.

---

(1) Pour la rédaction de ce chapitre nous avons fait largement appel au rapport établi par le "Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique", à la suite de l'étude que lui avait confiée le Service Maritime du Nord. Nous tenons ici à remercier le "Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique" de nous avoir autorisé à le faire.



Fig. 10. 1ère phase - La houle couronne l'ouvrage et met en charge le caniveau, ce qui produit des infiltrations dans la partie haute de la digue.



Fig. 11. 2ème phase - Les fortes sous-pressions sur le parement aval ont produit sa rupture.



Fig. 12. 3ème phase - Le perré détruit, le sable flue rapidement et s'éboule dans le canal des waterings.



Fig. 13. 4ème phase - Lorsque la destruction atteint la crête de l'ouvrage, le jet d'eau déferle de la houle se déverse directement sur le sable du massif.

PHASES SUCCESSIVES DE LA DESTRUCTION, ETUDE EXPERIMENTALE AU 1/30 DANS  
LES CONDITIONS DE L'ACCIDENT DU 1er MARS 1949.

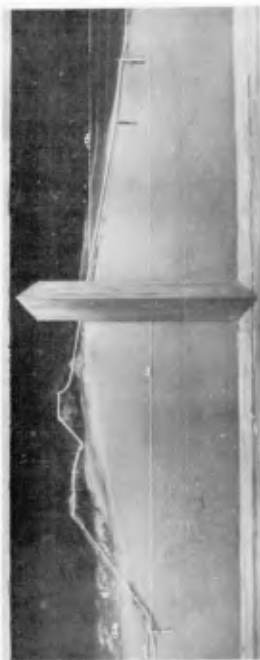


Fig. 14. 5ème phase - La destruction s'accroît sous l'effet direct de la houle - Le parement amont est partiellement détruit.



Fig. 15. 6ème phase - Lorsque le niveau du perré amont atteint un niveau voisin du niveau moyen de la mer (+7,50 environ) un courant permanent s'établit entre celle-ci et le canal des Wateringues, disloquant l'ouvrage et créant les inondations qui ont été observées.

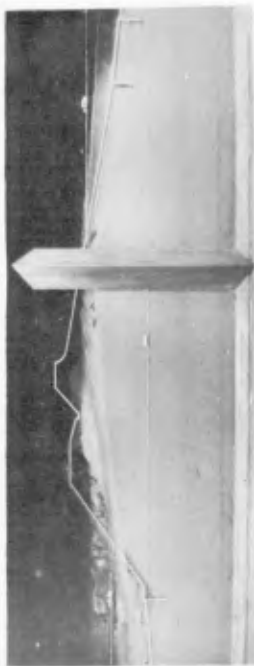


Fig. 16. 7ème phase - Le parement amont est détruit progressivement et la brèche se forme sous l'effet du courant.

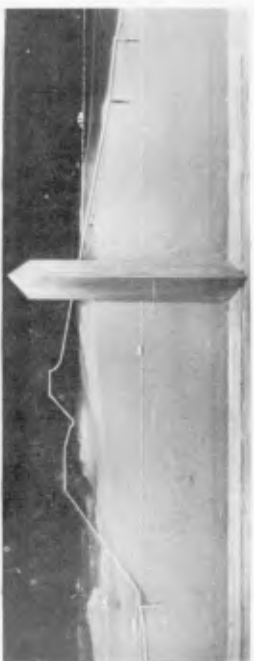


Fig. 17. 8ème phase - Le niveau dans le canal des wateringues monte, ce qui diminue la violence du courant qui balaye le massif.

PHASES SUCCESSIVES DE LA DESTRUCTION, ETUDE EXPERIMENTALE AU 1/30  
DANS LES CONDITIONS DE L'ACCIDENT DU 1er MARS 1949.



Fig. 18. 9ème phase - Le niveau dans le canal des waterings atteint le niveau moyen de la mer; l'ouvrage est alors équilibré. Le déferlement de la houle commence à se produire directement sur les fonds de sable, le perré amont ayant été détruit suffisamment.

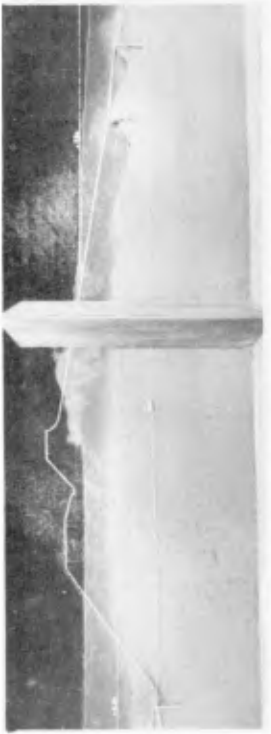


Fig. 19. 10ème phase - Ce déferlement érode violemment le pied amont de la digue, termine la destruction du perré et déchausse les vannages amont. La brèche alors totale. Les marées ultérieures ne la modifieront plus.

PHASES SUCCESSIVES DE LA DESTRUCTION, ETUDE EXPERIMENTALE AU 1/30  
DANS LES CONDITIONS DE L'ACCIDENT DU 1er MARS 1949.



Fig. 20. Modèle au 1/30ème - Essai d'infiltration dans l'ancien profil. (Niveau amont + 7,30; niveau aval + 0,40; caniveau plan d'eau a + 9,40. Parements amont et aval imperméables.)



Fig. 21. Modèle au 1/30ème - Essai d'infiltration dans l'ancien profil - le parement amont est perméable; le caniveau est en charge.

Les premières études du laboratoire avaient pour but de préciser comment se produisaient les infiltrations dans le corps de l'ouvrage.

Quelques études théoriques furent entreprises, basées sur l'hydrodynamique graphique : On sait que dans les milieux poreux homogènes, on admet que l'écoulement suit la loi de Darcy (vitesse proportionnelle à la charge).

Il s'ensuit que le mouvement peut être considéré comme admettant un "potentiel des vitesses". On sait qu'alors dans un plan les lignes de courant et leurs trajectoires orthogonales (lignes équipotentielles) sont des fonctions harmoniques (fonction à Laplacien nulle).

Nous n'insisterons pas sur ces études dont les résultats ont du reste été confirmés par les essais sur modèle réduit dont nous allons maintenant parler.

Le laboratoire construisit un modèle au 1/50ème, reproduisant le profil courant (fig. 5). Des circuits d'eau furent installés qui permettaient d'alimenter ensemble ou indépendamment les différentes zones d'infiltration.

Par des dispositions expérimentales appropriées les niveaux à l'amont (côté mer) et à l'aval (côté canal exutoire) étaient maintenus constants.

Chaque ligne de courant fut matérialisée par la trajectoire issue d'un grain de permanganate de potassium disposé à volonté à son origine. (fig. nos - 20 - 21).

Les lignes de l'écoulement furent enregistrées par photographies.

Les sous-pressions sur les parements furent mesurées par enregistrement de la hauteur de la colonne d'eau s'élevant dans une série de tubes piézométriques piqués directement au travers de la carapace imperméable du parement ; les sous-pressions effectives sur le parement sont mesurées contre la face interne de celui-ci. Bien entendu, la force qui tend effectivement à soulever le parement est égale à cette sous-pression diminuée du poids du parement.

Plusieurs cas ont été étudiés.

des

On a fait hypothèses sur le caractère "perméable" ou "imperméable" des diverses parties du revêtement de la digue.

d'abord

Le niveau amont fut pris égal à 7,30, niveau moyen atteint par les eaux à pleine mer lors de la tempête du 1er Mars 1949.

Le niveau dans le caniveau fut pris égal à 9,40. Enfin, comme on pouvait penser que la charge qui crée l'écoulement poreux à travers l'ouvrage n'est pas le niveau moyen de la mer mais un niveau supérieur et probablement voisin du niveau le plus haut atteint par la houle, des essais ont été faits avec un niveau statique de + 9,40, côté amont.

D'autre part, le niveau dans le canal exutoire des wtaeringues peut varier entre 0,45 et 4,00 m.

Les hypothèses et résultats essentiels sont consignés dans le tableau suivant :

CONDITIONS & RESULTATS COMPOSES  
DES ETUDES THEORIQUES & EXPERIMENTALES  
D'INFILTRATION

(voir fig. n° 9)

-----

Essai n°	NIVEAUX.			PERMEABLES.				IMPERMEABLES.				PRESSION MAXI- MUM.	
	Amont	caniveau	Aval	AB.	DE.	FG.	Vanne ge G	AB	DE	FG	Vanne ge G	Essais	Epreuves
1	7,30	9,40	0,40		X			X		X	X	2,50	2,70
2	7,30	9,40	0,40		X		X	X		X		2,20	2,40
3	7,30	sec	0,40	X					X	X	X	1,60	
4	9,40	sec	0,40	X					X	X	X	2,40	
5	X	9,40	0,40	X	X					X	X	3,00	
6	0	9,40	4,20		X		X	X		X		0,00	
												(pare- ment amont)	

Comme on le voit les conditions les plus défavorables correspondent au cas où le parement amont (perré côté mer) est réputé perméable et où le caniveau se met en charge. La sous-pression peut atteindre alors 3 m. ce qui est suffisant pour expliquer le claquage du perré côté canal.

Le dernier essai prouve qu'à basse mer (0,00) lorsque le canal est à sa plus haute cote (+ 4,20) et les caniveaux bouchés la sous-pression au pied du parement amont reste nulle : il n'y a donc pratiquement pas d'eau qui s'écoule du canal ou du caniveau à la mer dans ces conditions.

## B - RECHERCHE DES SOLUTIONS CAPABLES D'EVITER LE RETOUR D'ACCIDENTS.

Cette recherche comporte deux aspects :

1°) Etude des moyens propres à diminuer les sous-pressions sur le parement aval.

2°) Etude d'un profil infranchissable par la houle (les paquets de mer qui franchissaient l'ancienne digue de l'Est pourraient amener la ruine de l'ouvrage de deux façons d'une part, en favorisant les infiltrations et augmentant la charge de l'eau incluse dans le massif de sable, d'autre part par érosion).

### 1°) - ETUDES DU MOYEN PROPRE A DIMINUER LES SOUS-PRESSIONS SUR LE PAREMENT AVAL -

Deux procédés peuvent, à priori, être envisagés : la constitution d'un voile étanche, le drainage du massif.

#### a) - Voile étanche -

L'installation d'un voile étanche dans le coeur de l'ouvrage peut permettre soit de détourner l'ensemble des lignes de l'écoulement, soit d'augmenter la perte de charge dans le massif lui-même en diminuant ainsi la sous-pression.

L'expérience a montré que ce procédé ne permettrait de réduire complètement les sous-pressions que si le voile étanche était descendu à des profondeurs de l'ordre de (- 15,00) à (- 20,00).

Toutefois, il est apparu qu'un rideau descendu jusqu'à la cote (- 8,00) permettait de réduire de 3 m,00 à 1 m,40 les sous-pressions dans les hypothèses de l'essai n° 5 ci-dessus; (niveaux amont : 9,40 - caniveau : 9,40 - aval : 0,40 - parement : AB et DE perméables).



b) - Drainage -

Les essais ont montré qu'on pouvait obtenir des résultats intéressants en installant un drain au centre du massif. Ces essais ne paraissent pas pouvoir donner lieu à des réalisations pratiques intéressantes (la construction de la galerie drainante aurait été très délicate) nous n'y insisterons pas. (fig. n° 22)

Plus intéressants sont les essais qui ont été réalisés par le laboratoire NEYRPIC sur le drainage du parement aval de la digue. Du point de vue expérimental le filtre fut constitué sur le modèle par une couche de graviers de petite dimension ~~rép~~ sur du sable par une grille fine destinée à éviter les entraînements. Le filtre était recouvert d'une couche imperméable destinée à le protéger. (fig 23)

Le résultat a été concluant : la sous-pression a été complètement annulée sous le parement aval ; de plus, comme on pouvait s'y attendre du reste, il est apparu que le filtre est particulièrement efficace à la base et jusqu'à la cote (+ 4,50).

Si ce drainage par filtre continue à donner sur le modèle d'excellents résultats les essais de drainage par puits isolés débouchant sous le parement aval ont donné des résultats décevants : le rayon d'influence de chaque puits s'est révélé trop faible pour que le procédé puisse être utilisé.

2°) - ETUDE D'UN PROFIL INFRANCHISSABLE PAR LA HOULE -

Le but des études poursuivies par le laboratoire NEYRPIC sur cette question était double :

a) définir une houle type satisfaisant à la double condition d'être comprise dans la gamme des houles du Nord possibles à Dunkerque et franchissant la crête de l'ouvrage dans les conditions de niveau du 1er Mars.

b) déterminer ensuite - avec la houle ainsi trouvée - un nouveau profil de l'ouvrage infranchissable à la houle.

a) - DISPOSITIONS EXPERIMENTALES. -

Les essais ont été effectués sur une tranche type de l'ouvrage, dans un canal de 30 mètres de longueur, 0 m,60 de largeur et 0 m,80 de hauteur utile.

L'une des parois du canal était vitrée sur une longueur de 4 m. pour permettre les observations. Le canal étant équipé en tête d'un générateur de houle composé d'un volet oscillant autour d'un axe horizontal à sa base. Un moteur couplé à variateur de vitesse commandait le volet par l'intermédiaire d'un système bielle-manivelle à excentricité réglable.

Les caractéristiques de la houle pour un niveau moyen déterminé étaient définies d'une part par la fréquence de battement du volet qui donnait la période de la houle et par l'amplitude des battements d'autre part qui définissait l'amplitude de la houle.

Un jeu de filtres placé entre le volet générateur et la maquette était destiné à absorber les réflexions qui n'auraient pas manqué de se produire entre système batteur-maquette dans la mesure où celle-ci n'était pas totalement absorbante.

L'amplitude de la houle était mesurée à l'aide d'une pointe de mesure à détection cathodique.

Le modèle était à l'échelle du 1/30ème. Il fut prolongé jusqu'à la cote - 10 pour représenter une grande partie de la plage s'étendant devant la digue.

Le corps de la digue ainsi que la plage à l'amont furent construits entièrement en sable.

La masse de sable constituant le cœur de l'ouvrage fut recouverte d'une couche de mortier de faible épaisseur dont la **rugosité** pour la houle-modèle était très faible et comparable à celle offerte à la propagation de la houle-nature par le perré amont relativement très lisse.

Deux rugosités très différentes ont été réalisées l'une obtenue avec un parement en ciment lissé à la truelle, l'autre obtenue en disposant sur le premier parement une couche de graviers de diamètre moyen 5 mm. agglomérés dans un lait de ciment.



Fig. 22. Drainage de la digue par drain longitudinal - Les infiltrations se font à partir de l'amont de du caniveau vers le canal des wateringues.



Fig. 23. On a disposé un filtre sur le parement aval de la digue, les lignes pointillées figurent les lignes de l'écoulement d'infiltration, les lignes continues sont représentatives des vitesses d'infiltration. On remarquera que la partie inférieure du filtre absorbe la plus grande partie du débit infiltré.



Fig. 24. Modèle au 1/30ème - Etude du franchissement de l'ouvrage - pour les houles courtes l'énergie du jet de rive n'est pas suffisante pour que celui-ci atteigne la crête de la digue.

Le niveau de la mer ayant atteint 7,30 le 1er Mars 1949 soit 1,60 m. plus haut que le niveau de pleine mer en absence de perturbations (5,70 prévu au carnet de marée), le niveau de 7,90 s'avèrait possible un jour de vive eau exceptionnelle c'est avec ce niveau que les essais de franchissement ont été réalisés pour l'étude d'un nouveau profil.

A noter qu'en 1953 la cote atteinte fut effectivement 7,90 ce qui correspond à une surélévation de 2,40 m., la même surélévation un jour de vive eau aurait conduit à une cote de 8,70.

b) - RECHERCHE DES CARACTERISTIQUES DE LA HOULE QUI A FRANCHI LE PROFIL DE L'OUVRAGE EXISTANT LORS DE LA TEMPETE DU 1er Mars 1949.-

Les essais ont montré que la houle d'amplitude de 2,50 m. et de période 7 secondes estimée lors de la tempête apparaît bien faible car le "jet de rive" approche à peine la crête de l'ouvrage. (fig. n° 20).

Le problème consistait à trouver en agissant sur les deux paramètres période et amplitude les houles pouvant franchir l'ouvrage et restant dans la gamme des houles du Nord possibles à Dunkerque, gamme que l'on peut estimer ainsi :

- période de 7 à 10 secondes
- amplitude 2,50 à 3 m.

Les essais ont montré, comme il fallait du reste s'y attendre, que, à amplitude égale, les houles de faible longueur d'onde déferlent trop au large pour franchir l'ouvrage ancien : l'énergie résiduelle du jet de rive est alors insuffisante.

Les houles longues déferlent beaucoup plus haut sur le parement, ce sont celles qui passent le mieux. Il convient du reste de remarquer que pour un niveau donné la houle déferlera sur l'ouvrage d'autant plus au large que son amplitude est plus importante. Il existe donc un maximum d'énergie du jet de rive correspondant à un nombre assez réduit de houle de certaines caractéristiques dont les limites sont imposées par les facteurs ci-dessus cités.

Finalement il a été trouvé qu'une houle de 2,75 m. d'amplitude et de 8,9 secondes de période est la plus petite houle qui franchit l'ancien profil de la digue pour le niveau de 7,30 m.

La période de 8,9 secondes correspond à un fetch de 600 km environ.

Comme on pouvait s'y attendre les essais ont montré que pour l'ancienne digue de Dunkerque dont le parement face à la mer avait une pente légèrement inférieure à 20 %, la houle "passait" plus difficilement avec un parement "rugueux" qu'avec un parement "lisse".

### c) - ETUDE DES MODIFICATIONS DE PROFIL.-

Les essais ont été faits avec les hypothèses suivantes :

- niveau de la mer .....	7,90 m.
- amplitude de la houle ..	2,75 m.
- période de la houle ....	8,9 secondes

Lorsque pour un ouvrage de protection la laisse de haute mer est suffisamment éloignée de la crête comme c'est le cas pour la digue de l'Est au niveau 7,90, le déferlement sur le parement côté large donne naissance au "jet de rive" possédant à l'origine une partie de l'énergie de déferlement. Le "jet de rive", qui se traduit par un écoulement en lame mince sur le parement est précisément la part active de la houle qui franchit la crête de la digue.

Deux possibilités s'offrent pour supprimer le franchissement : diminuer l'ascension du jet de rive soit en déplaçant au large le déferlement, soit en freinant l'écoulement lui-même, ou guider cet écoulement pour lui interdire le franchissement de l'ouvrage.

## - ETUDE DU COURONNEMENT DE L'OUVRAGE -



Fig 25. Avec un couronnement qui dérive directement de l'ancien profil la houle ne franchit plus l'ouvrage - Première phase

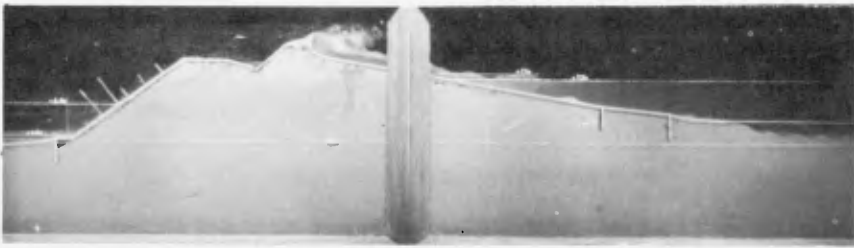


Fig. 26. Etude du couronnement de l'ouvrage - deuxième phase

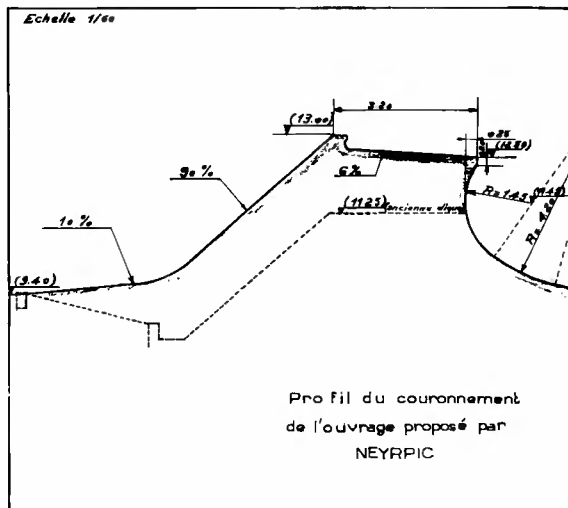


Fig. 27.

La recherche de la diminution de l'énergie ascensionnelle du jet de rive qu'on avait envisagé de réaliser en disposant à l'extrémité côté large du parement d'une rangée de gros blocs artificiels non jointifs de 4 m. x 3 m. x 3 m., a donné des résultats décevants, non à la mesure des difficultés d'exécution.

Les essais ont alors été orientés particulièrement vers l'étude du profil de la crête de la digue. L'étude systématique entreprise a montré que les meilleurs résultats étaient obtenus en donnant au profil une courbure progressive. (fig. nos 25 et 26).

Le profil nouveau, infranchissable à la houle, proposé par le laboratoire, conservait jusqu'à la crête de l'ouvrage ancien la courbure existante, la courbure était ensuite accentuée vers le sommet pour renvoyer le jet vers le large : la surélévation moyenne était de l'ordre de 1,50 m. (cote du couronnement : 12,50) le porte à faux de la partie concave restant faible (0,25 m.). (fig. n° 27).

Au sommet de l'ouvrage une circulation est possible sur une chaussée analogue à la chaussée ancienne mais une pente de 6 % vers le large et une bordure de 30 cm. côté canal destinée à arrêter en partie les embruns ainsi qu'à renvoyer vers la mer les eaux de pluie.

a Ce profil une fois établi, le laboratoire NEYRPIG a cherché quel "coefficient de sécurité" il comportait.

Les essais montrèrent que le profil se comporte encore très bien pour la houle étudiée (8,90 secondes et 2,75 m. d'amplitude pour une cote moyenne de la mer de (+ 8,60)).

Il était à craindre que dans de telles conditions la crête de la digue n'ait à subir des efforts importants. Des mesures de pressions étaient indispensables.

La mesure de la pression instantanée en un point déterminé de la crête fut faite à l'aide d'une capsule à variation de champ électrique, cette variation produite par la pression est enregistrée à l'oscillographe cathodique.

On a pu ainsi constater que ces pressions sont relativement faibles.

Dans les conditions de niveau extrême (8,60) avec la houle-type des essais l'effort moyen dans la région à forte courbure reste inférieur à 1,5 T/m<sup>2</sup>.

### III - LA RECONSTRUCTION DE LA DIGUE DE L'EST -

-----

Le profil adopté pour la reconstruction de la digue de l'Est tant en 1949 qu'en 1953 tient largement compte des résultats obtenus par le Laboratoire NEYRPIG.

Nous allons d'abord décrire la solution adoptée, nous expliquerons ensuite les raisons qui ont dicté le choix, nous exposerons ensuite les diverses "sécurités" que comportent la solution retenue. Enfin nous donnerons très rapidement quelques précisions sur les travaux exécutés en 1953 - 54.

#### A - LE PROFIL ADOPTE -

Le profil-type adopté est représenté sur les figures n<sup>os</sup> 28 - 29 - 30.

Ce profil comporte un "noyau central" appelé "batardeau". Ce batardeau est constitué par deux rideaux de palplanches métalliques LARJSEN IV battues parallèlement à l'axe de la digue à 4 mètres de distance. Le rideau amont à 12 mètres, les palplanches sont battues entre les cotes ( - 5,00 ) et ( + 7,00 ). Le rideau aval à 11,00 mètres, les palplanches sont battues entre les cotes ( - 4,00 ) et ( + 7,00 ). Ces deux rideaux sont reliés tous les 15 mètres par des rideaux transversaux qui forment des "cellules". Entre ces rideaux de la cote (+ 1,00) à la cote (+ 7,00) on trouve un massif de béton. Ce massif est surmonté d'un mur en béton de 2,00 mètres de large jusqu'à la cote (+ 9,00).

Ce mur supporte la partie supérieure du perré côté mer "profil à courbure variable" réalisé en béton massif légèrement armé (épaisseur minimum 0,40m).

La chaussée supérieure est constituée par une dalle en béton armé reposant d'une part sur la partie supérieure du profil à courbure variable, d'autre part sur une poutre massive ( 0,70 m. x 1,50 m. ). Cette poutre arrière repose elle-même sur des murettes de 0,35 m. d'épaisseur qui s'appuie sur le massif du béton enserré dans les palplanches. Ces murettes sont distantes alternativement de 5,00 m. et de 2,50 m. Elles sont en béton armé.

Des joints de dilatation et de retrait ont été ménagés dans toute la superstructure tous les 7,50 m.





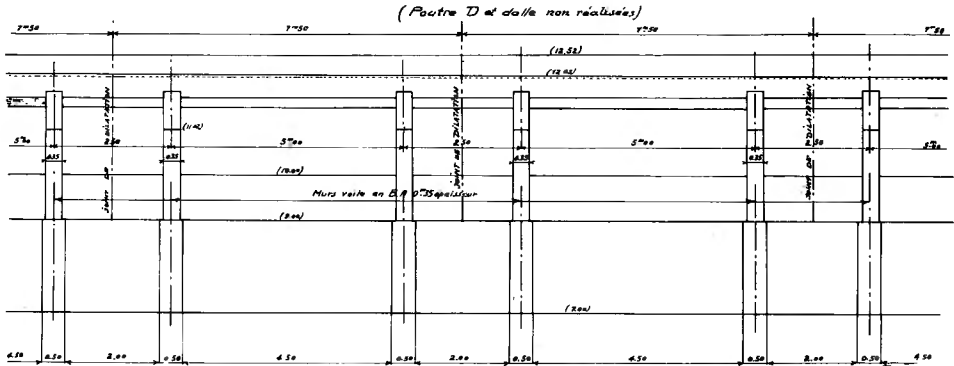


Fig. 30. Elevation arriere de la superstructure.



Fig. 31. Le chantier de reconstruction de la digue de l'Est en Juillet 1953 - Au centre de la digue, la partie reconstruite en 1949.



Fig. 32. Battage des palplanches du batardeau.



Fig. 33. Les rideaux de palplanches du batardeau.



Fig. 34. Réalisation du mur entre les cotes (7,00) et (9,00).



Fig. 35. Le Ferrailage de la superstructure.



Fig. 36. Exécution du couronnement.

(à mi-distance des murettes éloignées de 2,50 m. ).

Tout cet ensemble a été calculé pour résister seul aux tempêtes dans l'hypothèse où les perrés côté mer et côté aval auraient été enlevés.

La digue proprement dite est constituée par un massif de sable entourant le noyau central. Ce sable est recouvert par un système de perré.

Côté mer le perré dont la pente est de 22 % s'appuie sur un vannage en palplanches métalliques LARSSEN II coiffé par un linc en béton armé arasé à la cote (4,25). Ce perré est constitué par des moëllons assisés en calcaire dur de longueur variable (de l'ordre de 1 m.) de 30 cm. de largeur moyenne et de 40 cm. de queue. Tous les vingt rangs en moyenne des boutisses de 60 cm. de queue ont été disposées. Ces moëllons posés à bain de mortier reposeront sur une couche de 30 cm. d'un calcaire argileux appelé localement marne, cette marne qui repose elle-même sur une couche de 30 cm. de graviers argileux.

A la partie supérieure ce perré maçonné se raccorde à la partie inférieure du profil à courbure variable en béton armé.

Côté canal le perré est constitué par un système de poutres inclinées et horizontales et de dalles en béton armé. Les dalles qui reposent sur les poutres ont 2 m,30 x 0,90 m. x 0,08 m. Elles s'enfilent les unes sur les autres comme des tubes. Les poutres sont fondées sur des petits pieux en béton armé de 1,50 m. x 0,15 m; x 0,15 m. distants de 2,50 m. Les dalles sont posées sur une couche de 30 cm. de marne.

De la cote (+ 12,50) (cote du couronnement de la digue) à la cote (9,50) le perré à une pente de 5/2.

On trouve à la cote (+ 9,50) une route de 4,50 m. de large rendue imperméable par un revêtement en produit bitumineux.

Cette route a une pente de 5 % vers le canal exutoire.

De la cote (+ 9,30) à la cote (+ 2,20)  
 le perré a une pente de 3 de basé pour 2 de hauteur il s'appuie sur un vannage en palplanches métalliques LARSEN I de 4 mètres de longueur couronné par une lierne en béton armé.

#### B - LES RAISONS QUI ONT DICTE LE CHOIX DU PROFIL -

Le lecteur aura remarqué que le profil de la digue adopté ne comporte pas du côté aval (côté canal) de massif drainant alors que ce procédé avait été reconnu le meilleur par le Laboratoire pour diminuer les sous-pressions sous le perré aval. Par contre, il comporte un (et même deux) socle étanche alors que les essais ont montré que ce voile en ce qui concerne les sous-pressions était moins efficace que le massif drainant.

La raison essentielle qui a amené cette modification dont la conception de la digue est ce qu'on pourrait appeler le "facteur temps".

Quand la digue de l'est eut crevé le drainage de tout l'arrière pays se fit dans de très mauvaises conditions. Il fallait donc le plus vite possible isoler de la mer le canal exutoire des wateringues de façon durable.

La réalisation d'un perré en pierre est toujours une opération longue (les délais de livraison des moellons sont déjà très longs). C'est ainsi qu'après les dégâts causés par la tempête du 1er Février 1953 le canal exutoire des wateringues put être isolé de la mer au moyen de rideaux de palplanches métalliques le alors que les perrés ne ~~seront~~ pas achevés avant la fin Août 1954.

Le "noyau central" a donc été au premier chef un "batardeau" d'où le nom qui lui a été donné.

ayant été construit  
 Ce batardeau pour une question de temps, l'idée est venue d'en faire un élément important de la construction : il supporte la superstructure et peut à lui seul résister aux tempêtes.

Par contre, ce batardeau étant construit il n'a pas paru utile de constituer sous le parement aval, le massif drainant étudié par NEYRPIC. En effet la réalisation de ce massif aurait été fort coûteuse : il n'existe pas en effet dans la région de DUNKERQUE de matériaux (gros sable et gravier) pouvant servir à la construction d'un filtre; ces matériaux doivent être acheminés depuis les carrières du Boulonnais distantes de près de 100 Kms. Du reste les essais réalisés par NEYRPIC/avait montré que la  
 en





Fig. 37. Le perré côté mer.

#### D - QUELQUES INDICATIONS SUR LES TRAVAUX -

Les travaux n'ont pas donné lieu à des difficultés particulières.

Les palplanches LARSSSEN IV du batardeau et LARSSSEN II et I de vannage furent mises en place par lançage et battage suivant la méthode habituelle .

Le béton de remplissage est un béton à 300 kg de ciment en prise mer réalisé avec du sable de Seine et des gravillons 25/60 de CALAIS.

Le béton par béton armé (superstructure, plaque et poutre du perré côté canal) a été dosé à 350 kg au m<sup>3</sup>.

Le mortier pour le perré côté mer a été dosé à raison de 450 Kgs. de ciment par mètre cube de sable.

Les moëllons sont en calcaire dur. En 1949, ils ont été fournis par les Carrières du Boulonnais (calcaire d'Hydrequent). En 1953, ils ont été fournis moitié par les Carrières du Boulonnais, moitié par les Carrières de Villebois - Montalieu (Ain).

Le prix de revient de la digue de l'Est est de l'ordre de 2.000.000 de Frs au mètre linéaire.

## CONCLUSION

La solution adoptée pour la reconstruction de la digue de l'Est doit donner toute satisfaction dans les années qui viennent. Le lecteur pourra trouver que le "nombre des sécurités" est trop important. Il ne devra pas oublier l'importance de la digue de l'Est.

Cet ouvrage protège de l'inondation 40.000 ha d'excellentes terres. Il a d'autre part l'avantage d'être relativement court.

Une solution très sûre pouvait donc être employée sans que les dépenses engagées soient hors de proportion avec le but poursuivi.

## RESUME

## THE REBUILDING OF THE EASTERN DIKE OF THE HARBOR OF DUNKIRK

V. Le Gorgeu and R. Guitonneau

The eastern dike, 900 meters long, separates the sea from the "Canal Exutoire des Wateringues". This canal evacuates the water from inland grounds to the sea through a lock, called "Ouvrage Tixier", comprised of five passes closed by dock gates. Any accident to the eastern dike which connects the sea with the canal prevents the normal working of the Tixier lock and thwarts the drainage of the inland grounds. An accident occurred in 1949 during the storm of March 1st. In 1953 the storm of February 1st destroyed the part of the dike which had not been damaged in 1949. It was then decided not only to repair the gaps, but also to reinforce all that remained of the old dike.

The design adopted in 1953 was the same as that used in 1949. The problem had at that time been studied by the Neyrpic Laboratory on a reduced-scale model.

Design of the new dike. The new dike on the side of the sea has a slope of 22 percent and rests against a wall made of steel-sheet piles 4 meters long. The facing is made of stones fixed with mortar, lying upon two layers, thirty centimeters thick, of coarse gravel and clay. The upper part of the dike has a cylindrical surface with a variable curve in order to prevent any overtopping by the swell. On the side of the canal, the facing is made of reinforced concrete slabs and beams.

Cofferdam. The dike comprises a central cofferdam. This cofferdam consists essentially of two steel sheet-pile walls enclosing a concrete wall 4 meters wide. The upper part of the dike rests against the cofferdam through the medium of a continuous longitudinal wall and small reinforced concrete transversal walls set alternately every  $2\frac{1}{2}$  meters.

The rebuilding of the eastern dike began just after the storm of February 1, 1953. It will be completed in July or August 1954.