Communication
présentée au Comité Technique de la Société Hydrotechnique de France
le 19 mars 1964

FERMETURE DE LA RANCE DÉROULEMENT DES TRAVAUX ET ANALYSE DES OBSERVATIONS

PAR
L. DUHOUX *

I. — INTRODUCTION.

En cours de réalisation depuis janvier 1961, les travaux de construction de l'usine marémotrice de la Rance engagés par Electricité de France présentent, dans beaucoup de domaines, des aspects originaux et ils mettent en application des techniques variées qui justifient de longs et riches exposés techniques.

M. MAUBOUSSIN, directeur de la Région d'Équipement Marémotrice, a déjà présenté ces travaux en 1961 à une session de la S.H.F. et la revue *La Houille Blanche* (n° 7/1963) a consacré à la coupure de l'estuaire un « condensé » illustré. Aussi cet exposé est-il limité à des considérations complémentaires se rapportant à l'exécution proprement dite et au rôle du modèle réduit hydraulique de Saint-Malo.

II. — DONNÉES DU PROBLÈME.

L'estuaire de la Rance jusqu'à l'écluse du Châtelier est un bras de mer de 17 km de long et de 22 km² de surface à la cote des pleines mers.

L'onde positive de pleine mer remplissait cet estuaire en un peu plus de 5 h, alors que l'onde négative de basse mer le vidait en 7 h environ.

Le tableau ci-après donne l'ordre de grandeur des volumes transités dont l'importance est due au grand marnage dans la baie de Saint-Malo et à l'étendue de l'estuaire.

Le débit moyen calculé sur une année était de 5 000 m³/s environ.

Les débits maximaux et les courants correspondants étaient alors les suivants :

COEFFICIENT DE MARÉE	COTES APPROXIMATIVES		VOLUME TRANSITANT PAR MARÉE (en millions de m ³)
	B.M.	P.M.	
120	13,50	0	177
95	12,20	1,20	142
70	11,20	2,60	113
45	9,10	4,30	60
35	8,30	4,80	43

COEFFI- CIENT DE MARÉE	DÉBIT MAXIMAL (en m ³ /s)		COURANT MAXIMAL AU DROIT DU BARRAGE (en nœuds)	
	flot	jusant	mesuré	estimé
120	16 000	12 100	—	5,5
95	12 900	9 600	4	—
70	9 400	7 000	3	—
45	5 500	4 200	2,2	—
35	4 000	2 800	—	2

On compare souvent ces débits à ceux du Rhône. Rappelons alors qu'au droit de Donzère, son débit moyen est de 1 500 m³/s, sa crue annuelle : 5 200 m³/s, et la plus forte crue connue : 8 500 m³/s.

Précisons que le débit moyen de la rivière Rance est négligeable, de l'ordre de quelques mètres cubes seconde. (Crues de 100 m³/s.)

* Chef de la Division Génie civil, Aménagement de la Rance.

1/ Débits maximaux et courants au droit du barrage avant travaux, en fonction du coefficient de marée.
Maximum flows and currents for various tide coefficients at the dam, before the start of work on the site.

1 bis/ Marées, avril 1962 à mars 1963.
Tides from April 1962 to March 1963.

2/ Effet de la réduction de section sur la variation du plan d'eau (exemple : marée du 24 juin 1963).

Effect of a reduction in cross-sectional area on water levels (Example : the tide on June 24 th, 1963).

2 bis/ Coupe du terrain montrant la disposition d'un filon de diabase.
Ground cross-section showing the position of a diabase vein.

En réduisant la section d'écoulement au droit du barrage par établissement d'ouvrages provisoires ou définitifs, on perturbe évidemment le remplissage et la vidange de ce bassin.

Si on considère deux points situés immédiatement de part et d'autre des ouvrages, leurs courbes de variation de niveau sont décalées. A l'instant t , la dénivelée est Δh (fig. 2).

Δh est une fonction de l'amplitude de la marée et de la section d'écoulement $\Delta h = f(A.S.)$.

L'ouvrage est alors soumis à une charge alternative et le terrain de fondation, aux vitesses correspondantes qui provoquent une érosion tendant à saper les assises.

Heureusement, ici nous construisons sur des fonds rocheux recouverts d'une faible épaisseur d'alluvions, mais ce gneiss granulitique est assez fracturé et décomposé en surface. Il est d'autre part, traversé par des failles de diabase orientées N-O/S-E et cette roche éruptive fragmentée est facilement affouillable.

La houle en Rance a une amplitude qui peut dépasser 2 m à la pleine mer et en tempête exceptionnelle de nord-nord-ouest. En 1962 par exemple, on a observé une quinzaine de jours de houle supérieure à 0,50 m, mais en 1963, ce nombre a été beaucoup plus réduit. Les récifs fermant la baie de Saint-Malo forment un amortisseur à la houle du large.

III. — RÉALISATION DE LA COUPURE DE LA RANCE.

a) Généralités :

Rappelons brièvement en quoi consiste la solution réalisée par l'entreprise TRAMARANCE sur des idées de M. Caquot.

C'est essentiellement une solution à deux enceintes — (plus une petite enceinte pour l'écluse), avec coupure « en souplesse » par obturation d'intervalles entre piles préfabriquées, posées préalablement sur le fond (fig. 6).

b) Description sommaire des ouvrages du batardeau nord de l'enceinte principale :

Le batardeau arasé (à + 14,00) est enraciné à l'ouest sur l'écluse, à l'est sur le rocher de Chali-bert. Sa longueur est un peu inférieure à 600 m; il a un tracé courbe avec un rayon de 500 m environ (flèche de 80 m environ). Il est destiné à supporter des charges d'eau allant de 18 à 26 mètres.

Il comprend :

- des gabions classiques de 19 m de diamètre, en palplanches métalliques plates, à ses deux extrémités,
 - 6 à l'ouest,
 - 4 à l'est,
- dans sa zone centrale, longue de 360 m et constituant la zone de coupure proprement dite : 18 cellules en palplanches et 19 caissons cylindriques en béton armé de 9 m de diamètre. L'espacement de ces caissons est de 21 m sur 11 intervalles et de 18 m sur 7 intervalles (fig. 7.1, 7.2, 8 et 9).

3/ Schéma de coupe à l'avancement par tranches verticales.

Progressive closure in vertical layers.

4/ Schéma de coupe à l'avancement par tranches horizontales.

Progressive cutoff in horizontal layers.

5/ Schéma de coupe par obturation rapide entre brèches.

Closure by rapid gap-plugging.

c) Limites de stabilité de la construction à divers stades :

Le déroulement des opérations devait être tel, que chaque ouvrage, ou ensemble établi, reste stable, avec un coefficient de sécurité suffisant, malgré l'aggravation progressive des conditions hydrauliques et la présence d'une houle de 160 m d'amplitude.

On s'était fixé les coefficients suivants (*).

- pour les caissons isolés..... 2
- pour les caissons reliés par des planches de coupe arasées à (0,00)..... 1,60
- pour les caissons reliés par des planches de coupe arasées à (+ 14,00)..... 1,00

Le moment de renversement dû au courant était déterminé expérimentalement sur modèle réduit, et le moment de renversement dû à la houle était déterminé théoriquement par la formule de Bénézit. Leur importance relative variait avec les conditions de chaque ensemble, mais il est cependant intéressant de signaler que l'effet de la houle représentait 30 à 35 % du moment total.

Le calcul des différents coefficients permettait ainsi de fixer le programme à réaliser au cours de chaque période de travaux.

(*) Rapport des moments des forces stabilisantes et des forces de renversement.

6/ Plan général des batardeaux.

General cofferdam plan.

d) Déroulement des opérations :

1. AMORCES EN GABIONS CIRCULAIRES.

Les amorces en gabions ont été exécutées à l'aide de gabarits métalliques lourds comme pour l'enceinte des pertuis. Elles constituaient la partie la plus économique du batardeau nord, (voir graphique 10.1 donnant la répartition des dépenses), mais les gabions extrêmes marquaient semble-t-il la limite du procédé. En effet, les courants devenaient très importants, car à cette époque on avait déjà réduit de 50 % la section d'écoulement au-dessous de la mi-marée (la dénivelée avait atteint 0,45 m à la marée de coefficient 107 de la mi-août (fig. 10.2).

2. PRÉPARATION DES FONDATIONS DES CAISSONS.

La préparation du terrain et la construction des assises constituait le travail directeur préliminaire dans la zone de coupure, et c'était un travail diffi-

7-1/ Cellule de 21 m.
A 21 m cell.

8/ Ancrage du rideau de palplanches
de la cellule sur le caisson.
Method of anchoring the cell sheet
piling to the caisson.

cile en raison des courants, de l'irrégularité et de l'importance des fonds.

L'entreprise a tout d'abord procédé à un dragage et parfois même à un déroctage préalable. Puis elle a utilisé un caisson mobile à air comprimé, construit spécialement, et jaugeant 3 000 t (fig. 10.3).

Les 19 positions ont demandé douze mois de travail avec un effectif de 30 à 50 tubistes. Faible au début, le rendement s'est peu à peu amélioré et la préparation d'une fondation pouvait finalement être entièrement exécutée entre deux mortes-eaux. Le déhalage s'effectuait sur coffres, à l'étape de morte-eau.

Certaines positions ont présenté des sujétions particulières; notamment sur terrain en pente (fig. 15.4) dans la zone ouest, à l'aide d'une installation flottante de déroctage par explosif, il a fallu préparer des assises horizontales.

7-2/ Cellule de 18 m.
An 18 m cell.

9/ Plateforme d'assise d'un caisson à base circulaire.
Foundation platform for a circular-base caisson.

10/ Principe de construction du batardeau de coupure.
Principle of cutoff cofferdam construction.

3. POSE DES CAISSONS.

La pose des 19 caissons en béton armé était une opération délicate, puisqu'il fallait emboîter une masse de 9 m de diamètre dans une cuvette de 9,10 m de diamètre préparée sous l'eau pour le caisson.

Les opérations d'échouage se sont déroulées conformément aux dispositions du croquis n° 12.

Les caissons étaient lestés progressivement en eau et on leur appliquait à la base une tension constante de deux fois 20 t par des câbles passant

10-1/ Répartition des dépenses du batardeau.
Cofferdam cost breakdown.

10-2/ Construction des amorces en gabions de palplanches.
Initial steps in sheet piling gabion construction.

dans des chaumards fixés à la fondation et s'enroulant sur un treuil placé sur un ponton embossé sur deux corps morts de 50 t. La charge d'eau d'une centaine de tonnes et la traction des câbles avaient pour effet de faire basculer le caisson. Flottant verticalement avec un tirant d'eau qui atteignait 12 m en moyenne, il restait alors à le couler sur sa fondation.

Les opérations ont été effectuées à l'étable, en mortes-eaux de coefficients 36 à 58, la majeure partie ayant eu lieu en marée de coefficient inférieur

La construction des cellules a été précédée par la mise en place à l'étales de courant de planches

496

12/ Schéma montrant la méthode de mise en place d'un caisson.
Caisson positioning procedure.

13/ Le caisson est remorqué en flottaison horizontale sur le lieu de mise en place.
A caisson being towed to its final position.

13-1/ Le caisson bascule sous l'effet de lest et de la traction des câbles.
A caisson toppling over due to its ballast and the pull of the cables.

13-2/ Le caisson est échoué.
Il reçoit sa superstructure de 150 t.
A caisson in its final position on the bed and being given its 150-ton superstructure.

14/ Graphique montrant la réduction progressive de la période où les courants sont inférieurs à 1 et à 1,50 m/s.
Graph showing the gradual shortening of periods in which current strengths were less than 1 m/sec. and 1.5 m/sec.

de coupure en béton armé (*), ou en métal fermant les brèches entre caissons (fig. 15.3).

Des rainures latérales existant dans les caissons permettaient cette opération et faisaient encaisser à ceux-ci la pression subie par le rideau.

Un gabarit amené par flottaison était ensuite

(*) Hauteur : 1 à 4 m - Poids : 20 à 80 t.

15-1/ Exemple de pose de caisson légèrement décalé, nécessitant une remise en flottaison, puis une légère translation.

Example of a caisson positioned slightly out of line and having to be refloated and shifted slightly.

accroché sur des pièces métalliques solidaires du caisson et les palplanches étaient mises en fiche à la grue-tour à l'intérieur de ce gabarit et en marée de morte-eau. Ensuite, intervenait la mise en place du filtre annulaire intérieur et le remplissage hydraulique en sable (photo 16). Le graphique n° 18 donne un exemple de construction de cellule.

Cellules de première phase :

— 5 cellules de première phase ont été construites d'octobre 1962 à février 1963. C'étaient, dans l'ordre de construction, les CL 8, 6, 10, 12, 4. Heureusement, en novembre 1962, l'écluse avait pu être mise en service. Pendant cette période, la dénivelée n'avait pas dépassé 150 m en marée $C = 110$ et 1,00 m en marée $C = 90$.

— Pour la grande vive-eau de mars, coefficient 117, les 6 pertuis étaient mis en service conformément au programme établi; la dénivelée était alors réduite de plus de 50 % et atteignait seulement 0,75 m en marée 117 (photos 24.1 et 24.2) on pouvait alors reprendre la suite des cellules de première phase qui s'achevait en mai sans incidents notables, dans l'ordre suivant : CL 20, 16, 18, 14 (toutes cellules de 18 m en zone profonde).

15-2/ Marée du 25 février 1963, de coefficient 109. La dénivelée a été de 1,50 m au flot.

The tide on February 25th, 1963. Tide coefficient 109; flood tide water level rise 1.5 m.

15-3/ Mise en place d'une planche de coupure en béton armé.
Positioning of a reinforced-concrete cutoff board.

15-4/

Dispositions spéciales sur la rive ouest. Le profil du terrain était le profil A B E. Un déroctage l'a porté en A D E pour permettre d'établir la fondation du caisson C 20 bis. La fermeture est faite par les planches spéciales 1, 2, 3, 4 s'emboîtant les unes dans les autres. Pour la construction de la cellule CL 20 bis, on a réalisé un massif en béton immergé à (-6,00) pour que le rideau soit fondé sur une assise à peu près horizontale.

Special arrangements on the west bank. The original ground profile was A B E, but was converted to A D E by rock clearance to enable foundations to be laid for caisson «C 20 bis». Special board 1, 2, 3 and 4 fitting into each other were used for the final closure. For cell «CL 20 bis», a concrete block was built under water at the -6 m level to provide roughly level foundations for the curtain.

Cellules de deuxième phase :

La construction des 9 cellules de deuxième phase ne posait pas de problème de stabilité d'ouvrage comme les cellules de première phase, mais elle a posé des problèmes délicats de tenue des palplanches et d'érosion du terrain de fondation.

Les gabarits ont encaissé des pressions obliques considérables et les rideaux de palplanches subi des déformations impressionnantes, mais heureusement réversibles. En effet, la phase critique se situait avant la fermeture d'un rideau (fig. 25.1).

Le niveau de la mer montante étant par exemple plus haut que le niveau dans l'estuaire, si le débit passant au travers des planches était supérieur au débit de la fenêtre S, la chambre A devenait à un niveau inférieur à celui de la mer. Les palplanches étaient alors prises à revers et ne tenaient plus sur

16/ Mise en place d'un gabarit d'une cellule.
Amené par flottaison, le gabarit est ensuite accroché sur des crocs métalliques solidaires du caisson.
Positioning a cell "template", which was floated into position and then hooked to special metal fittings incorporated in the caisson.

17/ Mise en fiche des palplanches Senelle d'une cellule.
Positioning of "Senelle" sheet pilings for a caisson.

18/ Exemple de planning de construction d'une cellule de première phase.
Typical construction schedule for a first-phase cell.

- 19/
20/ Etats d'avancement du chantier.
21/
22/ Work progress stages.
23/

le gabarit. Pour éviter cet inconvénient, il fallait alors pomper dans la chambre A.

L'avancement a cependant été régulier et l'entrepreneur a pu construire par exemple 4 cellules en juin, malgré l'aggravation des courants, car les dénivelées ont atteint :

- 2,78 m le 8 juin en marée 79;
- 2,86 m le 24 juin en marée 84;
- 3,32 m (record) le 9 juillet en marée 82 (graphique 25.2).

L'érosion du rocher sous l'action du courant a été générale dans les dernières brèches, mais elle a été particulièrement importante dans les brèches des cellules CL 13, 15, 17 et 19. Une faille de dia-

base s'est débouchée au droit du caisson n° 17, faisant une cavité de 3 m au pied du caisson. Cette érosion générale a cependant été combattue en réalisant un seuil à la cote (— 3,00) avec les planches de coupure (fig. 26 et 27).

Des planches spéciales en béton ont d'autre part été fabriquées, avec un dispositif-herse en palplanches Larssen coulissantes s'adaptant sur un fond en évolution constante (photo 28).

Certaines cavités ont dû être remplies de béton immergé dont le comportement a été satisfaisant et, de part et d'autre de certains rideaux, il a fallu déverser des blocs artificiels de 4 t constitués par des gabions palvis remplis de béton (croquis 29).

Les plongeurs sous-marins de TRAMARANCE et de SOGETRAM ont été dans cette période d'une aide particulièrement efficace.

Il s'est agi-là d'une course de vitesse contre l'élément en furie, car il est bien certain qu'un écoulement prolongé aurait sapé les assises et ruiné l'ouvrage.

Mais le 4 juillet 1963, par marée de coefficient 60, les deux dernières brèches CL 15 et CL 17 étaient hâtivement fermées à l'étable. Ces deux cellules étaient achevées le 20 juillet et on pouvait alors faire procéder à la fermeture des 6 vannes des pertuis par M. Caquot en présence de tout le personnel en liesse. La coupure était alors effective (fig. 30, 30.1 et 30.2).

Signalons enfin que pendant la construction du batardeau sud, le pied de 4 cellules profondes a dû être renforcé par un massif de 1 900 m³ de béton coulé sous l'eau avec surcharge de 5 000 m³ de sable. Le rôle de ce massif est de former une butée générale en épaulant la partie inférieure des palplanches constituant des arcs non fermés.

L'ouvrage a nécessité au total :

- 32 000 m³ de dragages;
- 1 800 m³ de déblais à l'air comprimé;
- 1 200 m³ de béton à l'air comprimé;
- 10 000 m³ de béton armé;
- 2 000 m³ de béton immergé;
- 6 500 t de palplanches;
- 240 000 m³ de sable.

4. ANALYSE DES OBSERVATIONS :

a) *Variation des dénivelées.* — Les dénivelées ont été systématiquement mesurées sur une base comprenant deux points situés à 20 m de part et d'autre du gabion UN 2 A (avec un sondeur à ultrasons).

1. En portant en graphique l'ensemble des différentes mesures, on ne trouve pas de loi parfaitement définie, mais on peut cependant tracer quelques courbes dont quelques points seulement s'écartent de façon aberrante (graphique 31).
2. Quand la section restait constante, on a constaté que la dénivelée variait à peu près linéairement avec le coefficient de marée (graphique 32). Très sommairement on peut dire que :

$$\Delta h = \frac{K.A.}{S^{3/2}}$$

3. La dénivelée maximale de flot a toujours été supérieure à celle de jusant. Les différences ont cependant diminué relativement avec la progression de la fermeture.

24-1/ Pertuis en service le 25 mars 1963 en marée de $C = 109$.
Sluiceway in service on March 25th, 1963 (Tide coefficient 109).

24-2/ Ecoulement entre caissons et cellules.
Marée du 25 mars 1963.
Tide flow between caissons and cells
on March 25th, 1963.

25-1/ Schéma montrant la possibilité
d'une grande déformation du rideau
au moment de la fermeture.
High strain liable to affect the curtain
at the moment of closure.

25-2/ Marée du 9 juillet 1963. The tide on July 9th, 1963.

26/ Erosion sur la cellule n° 19. Le fond ayant été érodé de 1 en 2, on avait fabriqué une planche spéciale; à la pose, le fond était en 3. Erosion affecting cell No. 19. The bed was eroded from 1 to 2, and a special board was made and positioned on the bed at level 3.

27/ Erosion près du caisson n° 17. Une faille de diabase a été débarrassée sur une longueur de 9 m environ. Elle sera remplie de sacs de béton et de béton coulé sous l'eau. Erosion near caisson No. 17. A diabase fault was dug out clean over a length about 9 m prior to filling with concrete bags and grout run under water.

28/ Planche de coupure en béton équipée de palplanches Larsen couissant dans un cadre et s'adaptant sur le fond. A concrete cutoff board with sliding Larsen sheet piling in a frame designed, to closely fit the bed.

29/ Schéma montrant la disposition de blocs en béton de 4,5 t de part et d'autre de planches de coupure pour réduire l'érosion. 4.5 ton concrete blocks to either side of cutoff boards as a means of reducing erosion.

30/ Planning général d'exécution du batardeau nord. General work schedule for the north cofferdam.

30-1/ Vue générale du chantier le 22 juin.
General view of the site on June 22nd.

30-2/ Depuis le 4 juillet, les 2 dernières brèches sont fermées (CL 15 et CL 17).
The final gaps were closed on July 4th (CL 15 and CL 17).

30-3/ Marée du 7 juillet. Seules les vannes restent en service. Elles seront fermées le 20 juillet.

The tide on July 7th, with only the gates still in operation. They were finally closed on July 20th.

4. Le retard de la pleine mer et de la basse mer dans l'estuaire sont passés de 32 et 12 mn en décembre 1962 à 72 et 52 mn en juillet, en subissant une loi qu'illustre le graphique n° 33.

5. Les relevés de ligne d'eau autour des caissons limitant les brèches ont montré que la différence entre parement amont et parement aval H' était supérieure de 20 à 60 cm à la dénivelée mesurée sur la base habituelle.

6. La dénivelée maximale s'est située au flot à un temps $\Delta t = 1 \text{ h } 20$ à 2 h avant la pleine mer et au jusant de $1 \text{ h } 30$ à $3 \text{ h } 45$ avant la basse mer (graphique 36).

La réduction de section diminue peu ce temps Δt au flot, mais elle le diminue beaucoup au jusant.

7. La débitance des brèches peut être appréciée grossièrement en analysant la loi du débit (voir le tableau à la page suivante).

Les débits ont donc dépassé $1\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ par brèche de 8 m de largeur, ce qui correspond approximativement au débit module-moyen du Rhin à Strasbourg (photo 37).

b) *Erosion*. — L'érosion a commencé à se manifester surtout à partir de mai 1963 quand la section d'écoulement au-dessous de (+ 6,60) a été infé-

rieure à $2\,000 \text{ m}^2$ et que la dénivelée a atteint 2,00 m, donnant en principe des vitesses supérieures à 5 m/s.

A ces vitesses supérieures à 5 m/s, la limite inférieure du poids des enrochements stables doit être en principe de 160 kg (formule d'Isbash), ce qui donne une idée de la cohésion du terrain et ce qui justifie la tenue des blocs de 4,500 t à la vitesse maximale de 8 m/s (graphique 38).

IV. — ROLE ET VALIDITÉ DU MODÈLE RÉDUIT.

Le modèle réduit hydraulique à l'échelle de 1/150^e a fonctionné depuis 1955 pour étudier les diverses solutions de réalisation des batardeaux. Il est resté au service du chantier pendant toute la période de travaux et il a constitué un outil extrêmement précieux.

Dans la période précédant la coupure, son rôle essentiel a été de prévoir, sur la base d'un programme précis établi par l'entrepreneur, les efforts exercés sur les ouvrages, les dénivelées, les champs de courant et l'importance de l'érosion.

a) Efforts sur ouvrages :

Prenons par exemple le cas du caisson isolé n° 18 (fig. 39).

31/ Graphique donnant la relation entre les dénivelées maximales de flot pour diverses marées en fonction de la section d'écoulement au-dessous de (+ 6,60).
Maximum flood tide level differences at various tides for the flow cross-section below the + 6.6 m level.

32/ La dénivellée maximale a varié à peu près linéairement avec le coefficient de marée.
Near-linear relationship between maximum water level difference and tide coefficient.

33/ Les niveaux maximaux et minimaux dans l'estuaire sont atteints avec des retards Δt et $\Delta t'$ sur l'heure de P.M. et de B.M. Ces retards varient avec la section d'écoulement et le coefficient de marée.
Maximum and minimum water levels occurred at times Δt and $\Delta t'$ after high low tide respectively. The actual lag depended on flow cross-section dimensions and tide coefficient.

34/ Schéma montrant la forme de la ligne d'eau sur le caisson 12 et la ligne de charge théorique qui en résulte sur le maître-couple.
Water levels and theoretical "midships section" load line for caisson No. 12.

35/ Photo d'écoulement entre caissons le 26 février 1963.
Flow between caissons on February 26 th, 1963.

DATES	COEFFICIENT DE LA MARÉE	DÉBIT TOTAL MAXIMAL (en m³/s)	DÉBIT APPROXIMATIF DES VANNES	DÉBIT APPROXIMATIF DES BRÈCHES	NOMBRE	DÉBIT MOYEN PAR BRÈCHE (en m³/s)
11 mars. . . .	90	11 300	0	11 300	13	870
27 mars. . . .	117	14 600	4 200	12 400	13	950
23 mai. . . .	107	11 600	6 600	5 000	4,70	1 060
21 juin. . . .	96	9 300	7 200	2 100	4	525

- 36/ Les dénivelées maximales au flot et au jusant ont été mesurées à un temps t_2 avant la P.M. et à un temps t_1 avant la B.M., qui sont une fonction de la section d'écoulement. Maximum flood and ebb water levels were measured at times t_2 before high tide and t_1 before low tide. They depend on the flow cross-section dimensions.

- 37/ Photo montrant l'écoulement dans les brèches de deuxième phase à la marée du 21 mai 1963 (C = 95). Tide flow through second-phase gaps on May 21st, 1963 (Tide coefficient 95).

Pour une section de $2\,224\text{ m}^2$ à la marée du 11 mars, de $C = 90$, le modèle a mesuré une poussée et un moment fluctuant dont les maximums étaient au flot : 1 h 20' avant P.M. :

$$P = 295\text{ t}$$

$$MR = 3\,150\text{ t/m}$$

la dénivelée Δh étant de 1,10 m sur la base et de 1,30 m à 10 m de part et d'autre du caisson. Pour avoir un coefficient de sécurité de 2, il fallait donc avoir un caisson pesant :

$$\frac{3\,150 \times 2}{5} = 1\,260\text{ t déjaugé.}$$

- 38/ Graphique montrant l'évolution de l'érosion en fonction de la vitesse théorique. Development of erosion with theoretical velocity.

Le modèle a également fait apparaître que la poussée et le moment de renversement variaient approximativement comme le carré du coefficient de marée :

$$P = K A^2$$

$$MR = K' A^2$$

Pour la construction des cellules, l'entrepreneur désirait que l'arc constituant la demi-cellule ne supporte pas une pression supérieure à 450 kg/m^2 et une poussée supérieure à 80 t en marée $C = 95$.

Le modèle a permis de mettre en évidence l'importance d'un ordre préférentiel de construction et donné toutes les valeurs et les directions des poussées en tous états, avec et sans déflecteurs.

b) Dénivelées :

Dans la dernière période de construction du batardeau cette prévision a été faite pour chaque vive-eau (graphique 40).

On constate que les différences sont minimales et que les essais du modèle sont excellents. En général, les dénivelées de flot modèle sont plus faibles que les dénivelées nature pour des sections de passage inférieures à $1\,500\text{ m}^2$. Par contre, elles sont plus fortes de 10 à 25 % quand la section est supérieure à $1\,500\text{ m}^2$. Cela provient sans doute de la débitance des vannes.

Pour les dénivelées de jusant, les écarts dans cette période de décembre 1962 à avril 1963 sont sensiblement du même ordre; il faut cependant expliquer un désaccord en considérant l'étude de janvier 1960 sur le projet initial, où le modèle avait mesuré en différents points des dénivelées pour 5 états du batardeau nord (13, 10, 5, 2, 0, brèches).

Dans ces essais, la dénivelée de jusant était égale à celle de flot jusqu'à 5 brèches, mais à 2 et 0 brèches (vannes ouvertes) la dénivelée de jusant devenait supérieure à celle de flot de 20 et 55 cm.

En fait, elle a toujours été inférieure dans la nature, mais le modèle n'est sans doute pas en cause, car la différence tient uniquement aux vannes, dont la définition était assez mal faite à cette époque.

39/ Stabilité du caisson n° 18 à la marée du 11 mars 1963. Mesures sur modèle réduit.
Stability of caisson No. 18 during the tide on March 11th, 1963 (Model data).

40/ Graphique comparant les mesures de $\Delta h = f$ (A.S.) du modèle et de la nature, pour les marées entre décembre 1962 et juillet 1963.
Comparison between model and prototype $\Delta h = f$ (flow cross-section) relationships for tides between December 1962 and July 1963.

41/ Mesures de courant à l'emplacement des caissons C-12. Comparaison modèle nature pour la marée du 28-4-62. Currents measured at the C12 caisson site. Comparison between model and prototype data for the tide on April 28th, 1962.

42/ Mesures de courant à l'emplacement de la cellule n° 15. Comparaison modèle nature pour la marée du 4-5-62. Currents measured at the cell No. 15 site. Comparison between model and prototype data for the tide on May 4th, 1962.

43/

c) Erosions :

Il était difficile d'étudier l'érosion sur le modèle de Saint-Malo. Pourtant, des renseignements pratiques de chantier ont pu être obtenus notamment en ce qui concerne la détermination de la cote optimale des seuils à — 3,00.

Le modèle avait montré également qu'en marée 95 l'érosion entraînait des matériaux de 350 à 750 kg sur une distance de 40 m quand il restait 5 brèches batardées à (0,00).

d) Courants :

Les mesures de courant ont été effectuées sur modèle au micromoulinet ou par chronophotographie.

Nous donnons ci-après une comparaison des résultats modèle-nature à la marée 45 du 28 avril 1962 (emplacement C 12) et à la marée 110 du 4 mai 1962 (fig. 41 et 42).

Les travaux de construction du batardeau de coupure de la Rance ont été réalisés avec plein suc-

cès grâce à l'effort de tous : ingénieurs et techniciens d'études, de chantier, de modèle réduit et de laboratoire, cadres marins et ouvriers.

Une collaboration active entre le maître d'œuvre et l'entreprise TRAMARANCE comprenant les entreprises :

- CAMPENON-BERNARD,
- FOUGEROLLES,
- ENTREPRISE DES GRANDS TRAVAUX HYDRAULIQUES,
- SOCIÉTÉ FRANÇAISE D'ENTREPRISES DE DRAGAGES DE TRAVAUX PUBLICS,
- SOCIÉTÉ GÉNÉRALE D'ENTREPRISES;

a permis de faire face à l'évolution permanente du chantier.

Aucun relâchement n'était permis devant la puissance et la tenacité de la mer, et le succès dans cette grande œuvre est venu récompenser l'effort de tous (fig. 43).

Abstract

**Damming the Rance
Progress of the work and analysis of observed results**

by L. Duhoux *

1. Leading particulars of the problem.

The main characteristics considered for the selected tidal power project site were 1) the area and volume of the estuary 2) maximum and minimum flood and ebb tide discharge and 3) estuary bed features. These showed that the damming of the Rance would be a particularly difficult major operation.

2. Progress of the work.

The damming scheme basically involved the creation of two areas protected by cofferdams (one, of medium size, being designed to enable the gate sluices to be built and put into service by the earliest possible date), and the gradual damming of the estuary by closing successive gaps between prefabricated piers positioned on the estuary bed.

The damming zone was originally 360 m long and required nineteen reinforced concrete caissons and eighteen metal sheet piling cells. Structural stability has to be checked to within an adequate safety margin at each construction stage.

2.1. CAISSONS :

The caisson foundations were laid under water with the aid of a pneumatic caisson, the features of which and associated working conditions are briefly described in the article.

The nineteen caissons were placed on their foundations at neap tide by tipping them over into position with the aid of special equipment, sketches of which are included in the article.

2.2 CELLS :

After closing the gaps between caissons with special "cut-off boards," the sheet piling cells were built up around the special jigs shown on the photographs. Various difficulties arose during the construction work, especially due to rapidly increasing erosion during the final phase.

3. Analysis of observed results.

LEVEL DIFFERENCES. — The maximum level differences depended fairly closely on the size of the flow passage and the tide coefficient (see graph 31). They were greater at flood tide than at the ebb and occurred at varying time intervals.

The flow capacity of the 8m wide openings due to differences in level exceeded 1,000 cu.m/sec.

EROSION. — This became marked at velocities of 6 m/sec. Its development is discussed in the light of Isbah's formula.

4. Purpose and reliability of the scale model.

A 1:50 undistorted scale model was used to predict the progress of the damming work and to ascertain the loads acting on the temporary structures. A comparison between conditions predicted experimentally and those observed at the site confirmed the model's complete reliability.

* In charge of the Civil Engineering Division of the Rance Project.