

Institut Royal Colonial Belge

Koninklijk Belgisch Koloniaal Instituut

SECTION
DES SCIENCES TECHNIQUES

SECTIE
VOOR TECHNISCHE WETENSCHAPPEN

Mémoires. — Collection in-8°.
Tome IX, fasc. 2.

Verhandelingen. — Verzameling
in-8°.— Boek IX, afl. 2.

Constructions cellulaires en palplanches plates

PAR

L. DESCANS

INGÉNIEUR PRINCIPAL HONORAIRE DES PONTS ET CHAUSSEES.
MEMBRE DE L'INSTITUT ROYAL COLONIAL BELGE.



Avenue Marnix, 25
BRUXELLES

Marnixlaan, 25
BRUSSEL

1953

PRIX :
PRIJS: F 70



Constructions cellulaires en palplanches plates

PAR

L. DESCANS

INGÉNIEUR PRINCIPAL HONORAIRE DES PONTS ET CHAUSSÉES.
MEMBRE DE L'INSTITUT ROYAL COLONIAL BELGE.

Mémoire présenté à la séance du 25 avril 1952.

Constructions cellulaires en palplanches plates.

CHAPITRE I

Cellules isolées.

Les constructions cellulaires en palplanches plates sont formées d'éléments qui comportent, chacun, un noyau de terre maintenu par une paroi en palplanches métalliques.

La cellule isolée la plus simple (fig. 1) se présente sous la forme d'un cylindre vertical, de section circulaire,

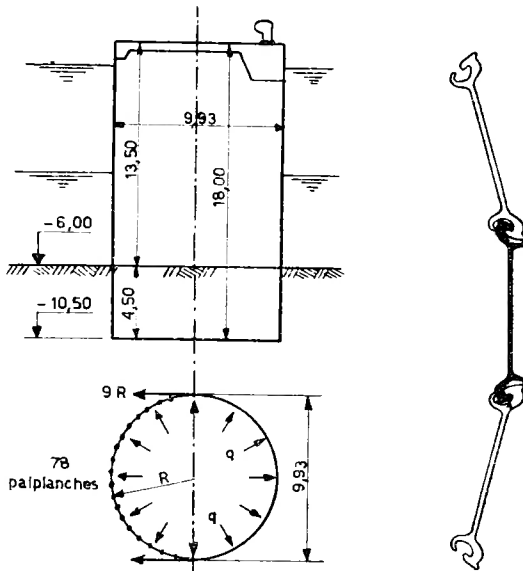


Fig. 1. — Cellule isolée.

réalisé à l'aide de palplanches plates, dressées sur un fond rocheux ou fichées dans le sol sur une certaine hauteur. Le poids du massif de remplissage et les charges verticales appliquées à sa surface provoquent des poussées dont les composantes horizontales q développent dans la paroi des efforts de traction (qR) de grandeur constante dans une section horizontale donnée.

Les éléments plats, de 0,40 m de largeur, dessinent un polygone inscrit dans un cercle dont le diamètre varie de 23 m à 3 m lorsque l'angle de deux côtés successifs varie lui-même de 2 à 15° (maximum pratique de l'inclinaison possible) (1). En plus de la traction (qR), chaque élément subit une flexion due aux charges horizontales qu'il reçoit sur la portée de 0,40 m.

L'étude de la sollicitation et des déformations des palplanches plates Belval par essais mécaniques et photo-élastiques, présentée par Monsieur le professeur BAES [24 et 25] (2), a montré que l'ensemble d'une palplanche de ce type, crochet et âme, était sensiblement d'égale résistance (3). La charge horizontale, de service, dans un rideau de ces palplanches, utilisé en ouvrage définitif, peut s'élever à 100 à 150 tonnes par mètre de hauteur. La charge de 150 tonnes correspond à un coefficient de sécurité à la rupture, légèrement supérieur à 2. Cette charge se réaliserait dans une cellule de 10 mètres de diamètre sous une poussée horizontale de 30 t/m².

En cylindre de diamètre réduit (de 3 à 6 m, p. ex.) une cellule isolée peut supporter des charges verticales considérables et remplacer, comme fondation de colonnes

(1) Par cintrage des palplanches ou par l'emploi d'éléments spéciaux de raccord, on peut réaliser des cylindres de diamètre plus réduit (1,93 m p. ex., pour les palplanches Belval P 9).

(2) Les n^{os} entre crochets renvoient à l'index bibliographique qui termine ce mémoire.

(3) Pour une épaisseur d'âme de 8 mm. Pour tenir compte des effets de corrosion, cette épaisseur a été portée à 9 mm dans le profil Belval B. P. 9. La charge horizontale du rideau est limitée par la résistance des crochets.

lourdement chargées, un puits à paroi de béton, foncé par havage. La paroi métallique ne pèse que 140 kg/m^2 environ ; le sable ou le gravier de remplissage est peu coûteux ; la construction est aussi économique que possible. La rapidité et la facilité d'exécution constituent d'autres avantages.

Les charges peuvent être transmises par un plateau en béton coulé sur le sable de remplissage. Les tassements de ce dernier sont réduits en importance et en durée par le fait qu'il n'occupe qu'un espace limité, fermé par une paroi étanche. La compacité initiale du remblai peut être améliorée par vibration.

Les figures 2 et 3 se rapportent à des fondations de colonnes d'une centrale électrique à Cincinnati, comportant des cellules circulaires de 2,55 m et de 3,06 m de diamètre, en palplanches Belval B. P. 9 de 18 m de longueur. Ces cellules ont été remplies de béton.

Dans d'autres cas [16], la construction est supportée par des pieux battus à l'intérieur de l'enceinte de palplanches. La question du chargement direct du remplissage de la cellule et de la suppression des pieux pourra être éclaircie définitivement quand on aura pu, en se basant notamment sur des essais, déterminer la sollicitation exacte de la paroi métallique sous l'effet du poids du remplissage et des surcharges qui seraient appliquées à sa surface.

Une cellule de diamètre suffisant (supérieur à 6 m, p. ex.) peut résister à des efforts horizontaux plus ou moins importants et servir de duc d'Albe ou de poste d'accostage. La photo de la fig. 4 se rapporte à des installations de ce genre, réalisées sur la Monongahela et l'Ohio dans la région de Pittsburg [13]. Chaque port comprend un certain nombre de cellules, de 10 à 12 m de diamètre, munies, chacune, des bollards, organeaux, fenders, échelles et passerelles d'accès nécessaires. L'ex-

trémité amont du complexe est protégée par un groupe de trois cellules contiguës formant brise-glace. D'autres groupes de cellules peuvent constituer des musoirs ou des jetées-guides. Certains de ces ouvrages sont en service, à Pittsburg, depuis 1930 (chantier naval de Neville Island).

Il est difficile d'imaginer des installations portuaires plus simples, plus économiques, plus faciles et plus rapides à exécuter. Elles peuvent même être déplacées sans grands frais car, après démolition des dalles en béton qui couronnent le sommet des cellules, il suffit de déblayer leurs intérieurs et d'arracher les palplanches, qui deviennent disponibles pour la reconstruction en un autre endroit. Ces avantages sont particulièrement intéressants aux Colonies et en tout pays en voie de développement.

Les cellules circulaires isolées, en palplanches plates peuvent constituer des ducs d'Albe pour l'accostage des navires de mer. Une cellule de 12 m de diamètre et 25 m de hauteur, construite en 1937 au port du Havre, en palplanches Senelle, servait à l'amarrage du Normandie. Elle pouvait résister à une traction horizontale de 300 tonnes [28]. Elle fut malheureusement éventrée et démolie par les bombardements de 1944.

Parmi les ouvrages en cours de construction au débouché du canal maritime de Bruxelles dans le Rupel, figure une cellule en palplanches plates, de 10 m de diamètre, capable de supporter, en toute sécurité, un effort horizontal de 100 tonnes, appliqué à 14 m au-dessus du niveau du fond du canal. Des ducs d'Albe de ce type sont à l'étude dans d'autres ports (1).

(1) Les ducs d'Albe en cellules circulaires de grand diamètre sont peu flexibles. Ils appartiennent donc à la catégorie des ducs d'Albe destinés surtout à l'amarrage, conçus et calculés pour présenter une résistance suffisante à d'importants efforts statiques. Ils doivent être munis de défenses et d'amortisseurs de choes pour absorber, sans avarie au navire ou à eux-mêmes, l'énergie libérée par un abordage plus ou moins rude [27].

Le calcul de la résistance à la flexion d'une cellule isolée présente quelques particularités, étudiées au chapitre IV ci-après.

L'ouvrage est formé de deux poutres, emboîtées l'une dans l'autre. L'enceinte des palplanches plates forme la poutre métallique extérieure ; le massif de remplissage constitue une poutre intérieure, en terre, capable d'équilibrer des efforts de flexion par ses réactions, tant qu'il ne se produit pas de glissements dans sa masse.

A première vue, la poutre métallique semble d'une rigidité telle par rapport à la poutre en terre, qu'elle doit recevoir la presque totalité des efforts extérieurs de flexion. En réalité, cette poutre comporte, tous les 0,40 m, des joints verticaux continus au droit des griffes d'assemblage des palplanches. Sous l'effet des efforts tranchants, des glissements tendent à se produire dans ces joints, glissements qui ne peuvent être enrayés ou freinés que par des frottements dans les griffes.

Les efforts horizontaux qui règnent dans la paroi de la cellule, serrent les griffes et provoquent des frottements au droit de leurs surfaces de contact. Ces frottements ont des valeurs limitées, fonctions des poussées horizontales que le noyau de terre exerce sur la paroi. Ces valeurs sont facilement dépassées, en service, par les efforts tranchants extérieurs.

Des glissements s'amorcent dans les très nombreux joints de la poutre métallique, dont les déformations deviennent relativement très grandes, ce qui reporte sur la poutre en terre une fraction importante (souvent de l'ordre de 60 à 80 %) des sollicitations extérieures.

Certaines précautions doivent être prises pour améliorer les conditions de travail de la poutre en terre.

Les eaux qui saturent le remblai sur une certaine hauteur diminuent le poids spécifique des terres immergées, ce qui réduit la résistance du massif au renverse-

ment et au glissement, et augmente l'importance relative des modifications de tensions, produites dans la masse par les efforts de flexion. Il faut donc, par des dispositifs convenables de drainage, tenir les eaux intérieures au niveau le plus bas possible. Dans un ouvrage soumis à l'action des marées ou des crues, on évitera que les eaux intérieures puissent se maintenir, même temporairement, à un niveau trop élevé par rapport aux eaux extérieures.

Le matériau de remplissage de la cellule devra être perméable et de bonne qualité. L'abondance des vases dans un port ne doit pas conduire à les déverser dans les cellules ⁽¹⁾. Le noyau de l'ouvrage doit être réalisé en sable, gravier, pierres cassées ou enrochements. Une amélioration de la compacité du sable ou du gravier, par vibration, ne peut être qu'utile.

Pour les ouvrages très importants, il peut être avantageux de remplacer le profil circulaire par un tracé en feuille de trèfle (fig. 5), comportant quatre arcs de cercle réunis par deux cloisons intérieures planes. Pour assurer une bonne répartition des tractions dans les divers éléments, les assemblages des parois et des cloisons se font partout sous des angles de 120°. Le rayon des arcs de cercle, qui régit la traction dans les parois (et les cloisons) est réduit à 0,73 fois la moitié de la longueur d'une cloison.

Suivant le même principe de l'assemblage à 120°, on peut réaliser une cellule à deux lobes (fig. 6). Des piliers de ce genre, de 20 m × 30 m constituent, au bassin

(1) L'emploi de remblais vaseux ou argileux est à l'origine de plusieurs des accidents qui ont affecté les ouvrages américains pendant les trente premières années de ce siècle. Il est notamment responsable des déversements constatés aux cellules du batardeau construit en 1911 à La Havane pour le renflouement du cuirassé américain Maine. Les cellules ont dû être épaulées par une digue intérieure d'enrochements et même par des étais appuyés sur l'épave du cuirassé [18].

pétrolier de Dunkerque, les massifs d'extrémité d'un poste d'accostage et supportent les bouts de la dalle en béton armé du quai, portée ailleurs par des pieux (fig. 6 et [10]).

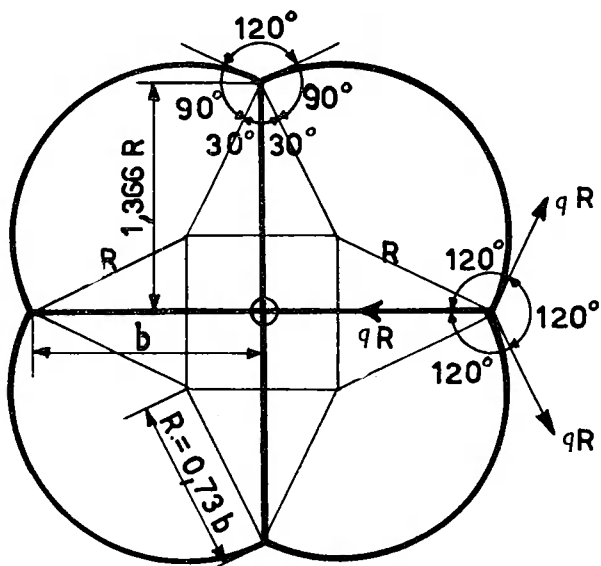


Fig. 5. — Cellule en feuille de trèfle.

Demi-plan.

Demi-coupe verticale.

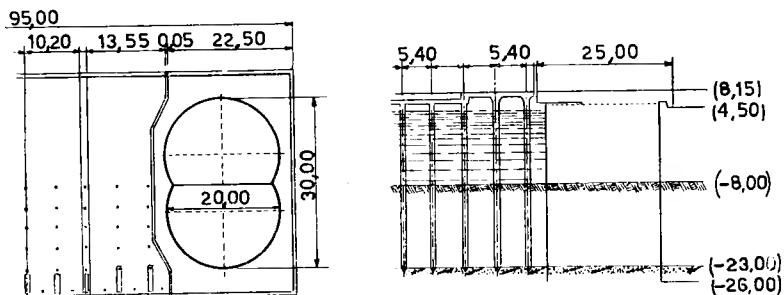


Fig. 6. — Poste d'accostage à Dunkerque.

L'exécution d'une cellule isolée exige l'emploi d'un gabarit muni de deux guides circulaires au moins sur lesquels s'appuient les palplanches pour la mise en

place et le battage. Le gabarit est fixé à un support érigé au centre de la cellule (voir aussi le chapitre II ci-après).

Au Havre, le montage du duc d'Albe, dont question ci-dessus, s'est fait dans une des formes de radoub du port, attendu que l'emplacement de l'ouvrage était exposé aux coups de vent de Noroit et qu'une trop forte houle survenant au cours du montage eût pu disloquer le cercle des palplanches avant sa fermeture. L'ensemble formé par le gabarit et les palplanches, consolidé par des cadres de contreventement, d'un poids total de 122 tonnes, a été transporté, d'une pièce, à son emplacement définitif par une grue flottante. La photo fig. 7 montre le duc d'Albe déposé sur le fond du bassin, peu de temps avant le début du battage des palplanches.

La photo de la fig. 8 montre l'important gabarit érigé, sur place, à Dunkerque, pour le montage de la paroi des palplanches métalliques, qui doit précéder leur battage.

CHAPITRE II

Ouvrages compartimentés.

Des ouvrages de longueur quelconque, pour le soutènement des terres ou la retenue des eaux, peuvent être réalisés par la juxtaposition d'éléments cellulaires en palplanches plates.

Le croquis de la fig. 9 montre :

— Dans sa partie centrale, la juxtaposition de cellules de section circulaire, raccordées par des arcs de cercle, sous des angles variables, à l'aide d'éléments d'assemblage des types *b* et *c* ⁽¹⁾. Des variantes s'obtiennent en changeant l'espacement des cellules ou la position et le rayon des arcs de raccordement ;

— Dans sa partie droite, une série de gabions, dont les parois extérieures sont formées de deux suites d'arcs de cercle, réunies par des cloisons transversales planes en palplanches plates. Les assemblages se font par des pièces du type *a*, raccordant les divers éléments sous des angles de 120 degrés ;

— A l'extrémité droite une tête de mur, dont la paroi circulaire, de 240° de développement, se raccorde par des pièces *a* à la première cloison transversale des gabions ;

— A l'extrémité gauche une tête de mur formée par une cellule en feuille de trèfle. L'assemblage des deux

⁽¹⁾ Les raccords dessinés se rapportent aux palplanches Belval. Les raccords des profils Senelle et Lackawanna sont représentés à la fig. 22 ci-après.

cloisons transversales au centre de la cellule se fait par une pièce *d*.

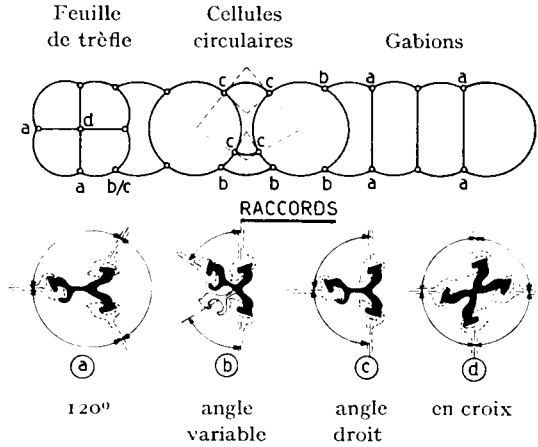


Fig. 9. — Ouvrages compartimentés.

Le tracé en gabions s'adapte peut-être le plus facilement aux conditions diverses des ouvrages à réaliser. La largeur moyenne *B* (fig. 10) se déduit des conditions

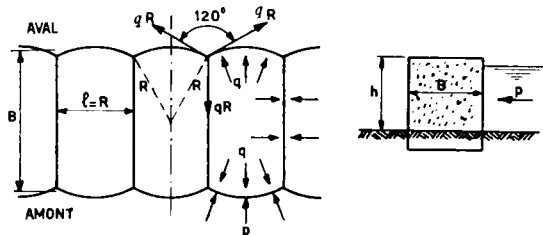


Fig. 10. — Gabions.

d'équilibre du mur et des conditions de stabilité interne du noyau en terre. Le rayon *R* des parois se détermine en limitant au taux admissible la traction horizontale que développe la plus grande poussée à considérer. Par le choix d'un assemblage à 120° , on assure la transmission aux cloisons transversales d'un effort de traction, égal à celui qui règne dans les parois extérieures. Du fait de

cet assemblage aussi, l'écartement des cloisons intérieures est égal au rayon R des éléments circulaires extérieurs.

Les gabions se prêtent également à des tracés économiques de la section transversale du mur. Il est possible, comme l'indique le schéma de la fig. 11, donnant le profil d'un quai construit en 1949 à Curaçao [5], de réduire sensiblement la hauteur de la paroi arrière. L'ensemble des poussées appliquées sur la paroi avant se transmet intégralement à la paroi arrière, qui provoque ainsi dans le sol une butée accrue. Le passage des tractions dans les cloisons transversales donne lieu à quelques effets de flexion dans les palplanches qui assurent le raccordement des deux étages de la construction. Ces modifications de la sollicitation ne nuisent pas à l'économie de l'ensemble.

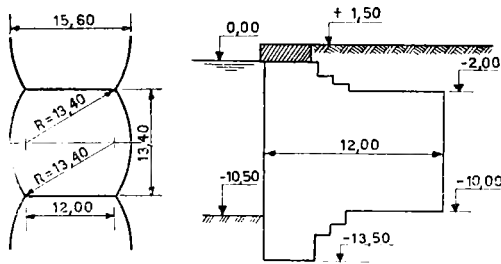
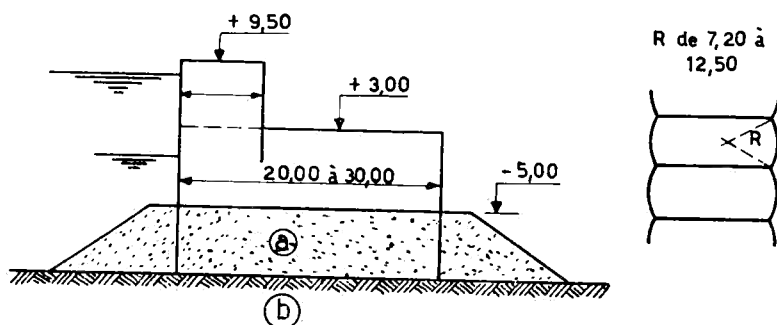


Fig. 11. — Quai de Curaçao.

Le batardeau construit à Brest pour la reconstruction des cales de Laninon [8] devait, par marée haute de vives eaux exceptionnelles, résister à une pression d'eau de 23 mètres, ce qui conduisit à une largeur d'ouvrage de l'ordre de 20 à 30 mètres. On a adopté (fig. 12) une construction gabionnée à deux étages, de largeur réduite dans sa partie supérieure.

Les palplanches de la partie inférieure du batardeau ont été battues jusqu'à la cote (4) au droit de l'étage supérieur. Des découpages au chalumeau d'une palplanche sur deux ont permis de réaliser des encoches

verticales de 1 m de hauteur et d'imbriquer ainsi les palplanches de trois des côtés de la partie supérieure dans celles de la partie inférieure. La base du batardeau a été remblayée ensuite par des concassés de carrière, après quoi les parois arrière, courbes, de l'étage supérieur, ont été mises en place et battues dans ce remplissage sur une faible hauteur. Le joint horizontal entre les deux étages, au niveau de mi-marée environ, a dû être soudé électriquement après qu'une première fermeture de ciment prompt et de calfatage en coins de bois étouffés par chiffons eut été emportée par les vagues.



- a. — Banquettes de battages (pierres cassées).
 b. — Rocher de (- 9) à (- 14).

Fig. 12. — Batardeau de Brest.

C'est dans le domaine des batardeaux que les constructions cellulaires ont été appliquées le plus souvent. Leurs avantages s'accusent nettement dès que la hauteur d'eau à retenir dépasse 6 mètres environ.

Dans ces cas, on avait, en général, recours à des batardeaux à double paroi de palplanches métalliques, ce qui exigeait l'emploi de profils ondulés, relativement lourds, d'une résistance suffisante à la flexion.

Les deux parois parallèles doivent être réunies par des ancrages attelés à des poutres horizontales fixées aux palplanches. Ces ancrages et ces assemblages multiples, qui ne peuvent être montés qu'au-dessus du niveau de

l'eau, sont remplacés, dans les ouvrages cellulaires, par des cloisons en palplanches, battues en même temps que les parois, sans aucune sujétion relative au niveau de l'eau, et reliant les deux parois extérieures sur toute leur hauteur.

Trop souvent, les batardeaux du type normal doivent être étançonnés, ce qui encombre la feuille à épuiser d'un grand nombre de poutres, dont plusieurs présentent des dangers de flambement. La construction cellulaire, au contraire, est autostable et ne nécessite aucun étançonnement.

Dans les cas très difficiles, par exemple pour la mise à sec d'un bassin de port, on a parfois dû recourir à des batardeaux en béton. Les frais de construction et de démolition de tels ouvrages sont hors de proportion avec ceux qu'entraînent l'érection et l'enlèvement d'un ouvrage cellulaire, dont les seuls matériaux coûteux, les palplanches, peuvent être récupérés et réutilisés.

La construction de batardeaux en palplanches ondulées est impossible sur fond rocheux à nu. Celle des batardeaux cellulaires y est au contraire facile. Sur un rocher très irrégulier, les principales dénivellations doivent être comblées par des sacs de béton posés sous eau au scaphandrier et les joints horizontaux encore ouverts après battage, être fermés par le même procédé, avant le remblai des cellules.

La paroi aval (vers la fouille) d'un batardeau est mise en traction par les poussées du remblai de la cellule et ces tractions se transmettent à la paroi amont. Les joints entre palplanches sont serrés et étanches. Lors de la mise en service, les palplanches de la paroi amont sont pressées contre le noyau de terre par la pression des eaux extérieures à retenir. Les joints entre palplanches se relâchent et perdent plus ou moins leur étanchéité. Il faut donc toujours compter sur certaines

venues d'eau dans le remplissage des cellules. Il est indispensable, pour la bonne tenue de l'ouvrage, d'abaisser le niveau de ces eaux intérieures par de bons dispositifs de drainage.

Le percement de quelques trous à la base de la paroi aval ne suffit pas. Il faut que les eaux souterraines soient conduites vers ces orifices de décharge par des couches de gravier intercalées dans la cellule, à la base du remblai. On peut, par exemple, établir au fond de la cellule un lit de gravier d'épaisseur minima à la paroi amont, et de la hauteur égale à $1/5$ de la hauteur des eaux extérieures contre la paroi aval.

Le matériau de remplissage doit être perméable pour faciliter son assèchement. Si cette qualité n'est pas assez prononcée, il peut devenir nécessaire d'établir dans le remblai des cellules, à divers niveaux, des lits de gravier réunis par quelques puits verticaux remplis de graviers d'un dosage granulométrique approprié à leur fonction de drains [16].

Les résultats de dispositifs plus ou moins heureux de drainage peuvent différer notablement d'un chantier à l'autre. Dans la discussion qui a suivi l'exposé de TERZAGHI à l'American Society of Civil Engineers [32], deux ingénieurs de la Tennessee Valley Authority ont signalé que, dans des cellules de batardeaux de 15 à 18 m de diamètre, malgré le drainage du remblai, la nappe aquifère se tenait, à l'amont, sensiblement au niveau des eaux extérieures et descendait vers l'aval, suivant une pente de $1/2$ à $1/1$, soit régulièrement, soit avec une chute rapide suivie d'un plan horizontal sur les $2/3$ aval de la cellule. Dans d'autres cas pourtant, les soins apportés au remplissage et au drainage des cellules ont permis de maintenir les eaux à l'intérieur du batardeau, partout, sensiblement au niveau réalisé par les épaissements dans la fouille.

Les fiches données aux palplanches des parois extérieures d'un batardeau cellulaire établi sur terrain sablonneux, doivent être suffisantes pour éviter, des deux côtés, le refoulement des terres sous les pieds des palplanches par les charges verticales que transmet le remblai. Il peut être utile d'augmenter la fiche à la paroi aval pour combattre le débouché de renards dans la fouille. Dans les cas difficiles, le recours à des filtres horizontaux de gravier chargés d'enrochements, sur le fond de la fouille, au pied du batardeau, peut devenir nécessaire.

Le danger d'affouillements possibles au pied de la paroi amont d'un batardeau, baigné par les eaux d'une rivière au courant violent, peut aussi conduire à augmenter la fiche des palplanches de ce côté et à couvrir les fonds affouillables par des coulées d'enrochements.

Comme tous les ouvrages établis en rivière, le batardeau cellulaire doit être protégé efficacement contre les effets des crues, des embâcles et des débâcles. Pour les ouvrages à la mer, l'action des vagues ne peut être perdue de vue, qu'il s'agisse de poussées sur l'ouvrage ou d'affouillements à son pied. Il y eut aussi des exemples de palplanches plates brisées dans des cellules qui avaient reçu l'assaut d'une tempête avant d'avoir été remblayées [14].

L'exécution des cellules successives d'un batardeau peut se faire facilement, à l'avancement, en partant d'une des rives de la voie d'eau à barrer.

Les palplanches plates de chaque cellule doivent être enfilées, puis battues, soutenues et guidées par un gabarit.

La photo de la fig. 13 se rapporte à un gabarit de 17,50 m de diamètre, en cours de montage [2]. Une charpente métallique légère est munie de deux guides circulaires, superposés à quelques mètres de différence de niveau.

La photo de la fig. 14 montre le gabarit en place, à l'extrémité gauche du batardeau en construction. Il est fixé à quatre montants circulaires verticaux, de hauteur réglable (spuds) appuyés sur le fond rocheux ou fichés dans le sol.

Les palplanches sont posées contre le gabarit et enfilées en position correcte suivant les repères tracés sur les guides. La pose se fait suivant un diamètre un peu plus petit que celui de la cellule. En écartant légèrement les palplanches du gabarit, on rétablit l'ouverture nécessaire pour l'enfilage de la dernière palplanche du cercle. Celle-ci est formée en réalité de deux éléments légèrement inclinés l'un par rapport à l'autre. Après sa pose, on réalise le cylindre définitif de la paroi, avec un serrage initial régulier des éléments, en chassant des coins en bois entre le gabarit et les palplanches.

La bonne tenue de la paroi sur le fond, ayant été assurée par une première fiche des palplanches dans le sol, le gabarit est suspendu par quatre câbles au cylindre des palplanches et détaché du support métallique. Ce dernier est soulevé par un derrick et déposé à l'emplacement de la cellule suivante ⁽¹⁾.

Après dévasement éventuel de l'intérieur de la cellule

(1) Pour la construction de batardeaux gabionnés à cellules de largeur relativement faible entre deux cloisons successives, la tour de support du gabarit a parfois été remplacée [8] par un poutrellage métallique horizontale posé et ancré sur les compartiments déjà construits, et prolongé par un porte-à-faux auquel on suspendait les gabarits de la cloison transversale droite et des parois extérieures courbes du gabion suivant.

Dans certains cas spéciaux [15 et 17], on a eu recours à des couples de gabarits flottants comprenant un radeau en bois à l'intérieur de la cellule et un échafaudage extérieur, sur pontons, muni de deux guides, l'un au-dessus et l'autre au-dessous de l'eau. Le gabarit extérieur, formé de deux pièces, est accroché à la dernière cellule terminée.

Après la pose des palplanches entre les deux gabarits, l'extérieur est éloigné, tandis que l'intérieur, accroché à la paroi, est maintenu pour le battage des palplanches et jusqu'à la fin du remplissage de la cellule.

Enfin, pour des ouvrages peu importants [7], on peut envisager la construction d'une estacade sur pieux en bois, servant de guide aux palplanches, et portant les chemins de roulement des grues de levage et des sonnettes de battage.

et pose d'une première couche de gravier dans le fond, les palplanches sont battues à la fiche définitive prévue. Le faible moment d'inertie des palplanches plates exige l'emploi d'un marteau trépideur qui, attaquant deux éléments à la fois par des coups bien centrés, se déplace régulièrement au sommet des parois en provoquant des enfoncements successifs de hauteur limitée (1 à 3 m d'après la nature du sol) jusqu'à réalisation progressive de la fiche prévue.

Au lieu de suspendre le marteau à l'extrémité d'un câble de grue, on peut le faire coulisser sur les jumelles d'une sonnette, ce qui permet, en reliant quelques points de la partie libre d'une palplanche à ces jumelles, de réduire le danger de flambement de l'âme [4].

Le battage est immédiatement suivi du remplissage de la cellule ; le gabarit, toujours accroché aux palplanches, s'opposant à toute ovalisation ou autre déformation de la paroi. L'amenée du sable ou des matériaux pierreux de remblai à la cellule se fait de diverses manières : par wagonnets, par courroies transporteuses [8] ou, s'il s'agit de sable, par un tuyau de refoulement. Le gabarit est enlevé et monté sur le support qui l'attend à la cellule suivante lorsque le remblai atteint le niveau de sa face inférieure. Le remplissage s'achève ensuite.

Les raccordements entre deux cellules circulaires successives se font après remblai de celles-ci. Le battage des arcs de raccordement entre leurs deux pièces d'assemblage se ferme d'autant plus facilement, au milieu du raccord, que la longueur des arcs est plus grande.

Pour un batardeau formé de cellules circulaires juxtaposées, le remblai peut être élevé sans interruption sur toute la hauteur de la cellule en cours de remplissage. Dans une construction gabionnée, il est nécessaire de remplir progressivement les compartiments en évitant qu'une dénivellation trop grande (supérieure à 3 m, p. ex.) entre les remblais de deux compartiments voi-

sins provoque des flexions inadmissibles dans les cloisons transversales. Cette condition complique un peu le remblai des gabions et exige, notamment, l'emploi de deux gabarits au lieu d'un.

Il est désirable de pousser les remblais aussi rapidement que possible car une cellule vide ou insuffisamment remplie peut être endommagée ou même culbutée par une crue subite de la rivière ou sous le choc des vagues d'une tempête inattendue.

Les applications des constructions cellulaires aux batardeaux ont déjà été fort nombreuses en Europe, surtout en France. Nous citerons comme premier exemple parmi les ouvrages les plus récents, le batardeau de 300 m de longueur construit à Brest en 1948, pour la reconstruction des cales de Laninon [8]. Les imperfections des joints des palplanches américaines utilisées (voir le chapitre III) ont provoqué des fuites importantes au début de l'épuisement. Leur étanchement n'a été obtenu qu'après un travail de cinq mois (en partie au scaphandrier) de bourrage et de calfatage des joints qui s'étaient déformés irrégulièrement. Le débit des fuites a été abaissé de 9.000 à 800 m³ par heure.

Pour la reconstruction des quais de Dunkerque en 1950 [10], les darses III et IV ont été mises à sec à l'abri de batardeaux cellulaires mesurant l'un 160 et l'autre 96 m de longueur (fig. 15 et photo fig. 16). Ils étaient formés de gabions de 11,10 m de largeur, avec parois courbes aux rayons de 9,40 m ou de 10 m. Sous une hauteur de retenue de 11,20 m, les ouvrages, exécutés en palplanches françaises du profil Senelle, se sont parfaitement comportés, ne donnant lieu qu'à des fuites d'un débit normal, de l'ordre de 300 m³ par heure.

Divers batardeaux cellulaires ont été utilisés en 1951 pour la construction du barrage du Rhône à Donzère-Mondragon. De plus, pour l'exécution des piles centrales

du barrage [14], une cellule circulaire isolée, battue dans le fleuve, a servi de point de départ et d'appui à la construction d'une digue en terre, faisant partie de l'ensemble des clôtures de la fouille.

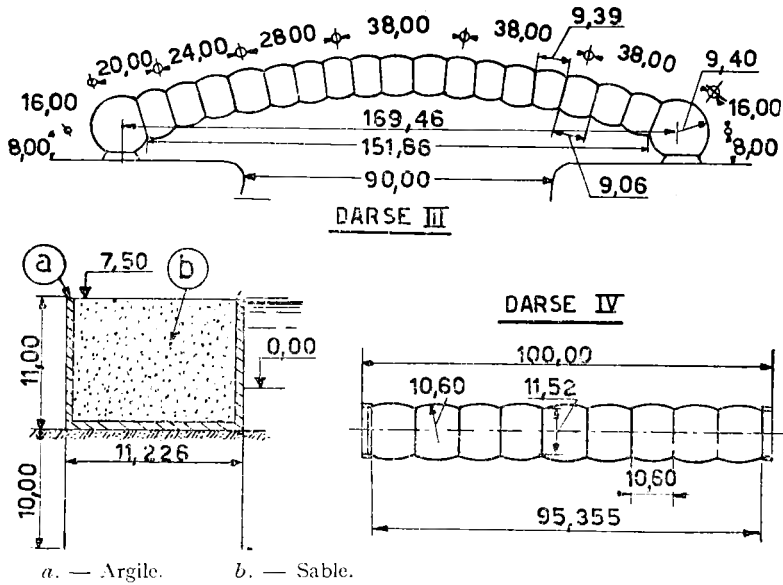


Fig. 15. — Batardeaux de Dunkerque.

Les batardeaux utilisés pour la mise à sec d'un bassin de port doivent se raccorder par joints étanches à des murs existants. Un corroi d'argile peut être bourré entre le mur et la dernière cloison rectiligne des gabions, retenu latéralement par des panneaux de palplanches en bois [10]. Des panneaux spéciaux de palplanches métalliques doivent, de plus, relier au mur les extrémités de la cloison métallique droite pour éviter la flexion de cette dernière, en équilibrant les tractions normales que les parois circulaires transmettent à ses abouts.

On a préconisé le remplacement de la dernière cloison rectiligne des gabions par une dalle en béton armé résis-

tant à la flexion et portant, scellés à ses deux bouts, deux tronçons de palplanches avec griffes, qui s'accrochent aux derniers éléments circulaires des parois [12].

Au batardeau de Brest [8], la dernière cloison plane a été contrebutée par un empilage de poutres en béton armé préfabriquées et posées à la grue flottante, d'un poids individuel de 100 tonnes.

Les cellules, ayant servi de batardeau pour la mise à sec de la fouille, peuvent être incorporées à titre définitif dans l'ouvrage à construire. C'est ce qui a été réalisé notamment à la dernière cale de construction des Ateliers et Chantiers de la Loire, à Saint-Nazaire [6]. Les bajoyers de la cale (fig. 17 et 18) sont formés par les cellules du batardeau, surmontées par un muret en béton armé, qui repose sur les chapeaux en béton couvrant les palplanches.

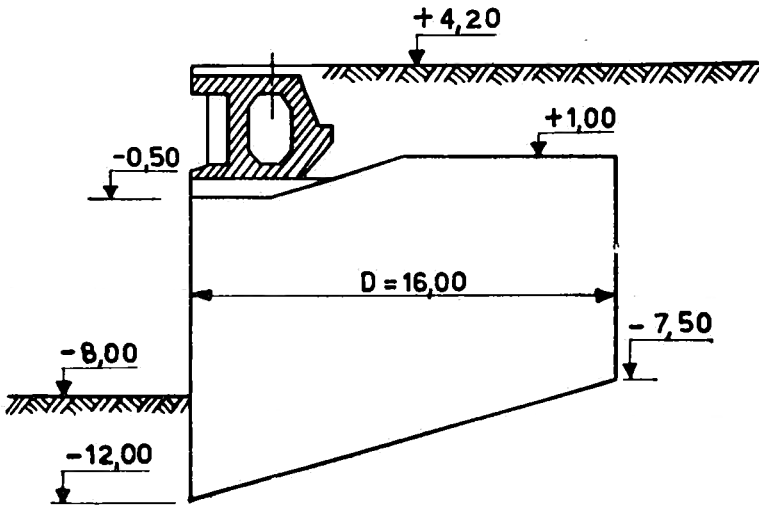


Fig. 18. — Cale de Saint-Nazaire.

Dans son étude sur les projets modernes de formes de radoub et d'écluses maritimes [3], AGATZ présente (fig. 19) l'emploi de batardeaux cellulaires combiné avec l'exécu-

tion d'une partie du radier en béton coulé sous eau ⁽¹⁾. Le batardeau sert de bajoyer ou est masqué par une maçonnerie exécutée à sec, donnant un parement de meilleur aspect, mieux adapté aux conditions d'exploitation de la cale.

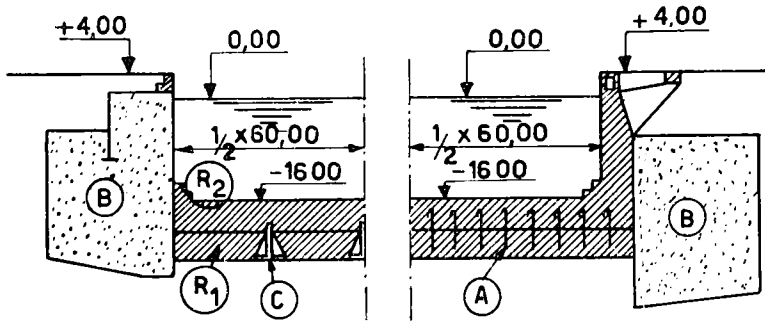


Fig. 19. — Fondations de cales sèches.

- B : Batardeau cellulaire.
- R₁ : Radier en béton coulé sous eau.
- R₂ : Radier bétonné à sec.
- C : Pièces en liaison en béton armé.
- A : Armatures.

La construction, en eau profonde, d'un quai en cellules de palplanches plates est plus facile, plus rapide et moins coûteuse que sa réalisation à l'aide de blocs préfabriqués, empilés sur une fondation d'enrochements, ou par le havage de caissons jointifs en béton armé. A partir de 10 mètres de hauteur environ, la construction cellulaire peut aussi remplacer avantageusement les murs sur fondations hautes, comportant à l'avant un rideau, ancré, de palplanches ondulées, travaillant par flexion. Cela ressort d'une étude comparative détaillée de murs de quais à Curaçao et à Amsterdam, faite par l'ingénieur néerlandais BOONSTRA.

(1) Cette partie inférieure du radier est reliée à la couche supérieure bétonnée à sec, soit par des armatures verticales, soit par des éléments préfabriqués de béton armé qui servent en même temps de coffrages pour la coulée du béton sous eau suivant le procédé Contractor.

Le bétonnage de la partie supérieure du mur et son appui sur les palplanches ou, mieux, sur les remblais de remplissage (en tronçons indépendants) ne présentent aucune difficulté spéciale.

Parmi les quais en constructions cellulaires, nous citerons à titre d'exemples, les ouvrages suivants, réalisés en palplanches Senelle :

— Des appontements sur gabions isolés, reliés par un platelage, à Papeete, Biscarosse et Dunkerque ;

— Un quai de 435 m de longueur, commencé à Djibouti en 1938, interrompu par la guerre, et terminé en 1948 ;

— Un quai de 186 m de longueur et 8 m de tirant d'eau à Doniombo (Nouvelle-Calédonie, 1939) (photo fig. 20) établi pour une charge de minerais de nickel de 3,5 t/m² et ayant servi, sans aucun dommage, au déchargement du matériel lourd américain, pendant la guerre. La partie arrière des gabions est moins haute que la partie avant. On a utilisé des palplanches de 17 m de long et de 12 mm d'épaisseur à l'avant ; des pièces de 14,75 m de long et 10 mm d'épaisseur à l'arrière ;

— Deux quais à Curaçao (1949) dont déjà question ci-dessus, l'un pour le compte du gouvernement néerlandais, l'autre pour celui de la Shell.

Des rangées de cellules à couronnement approprié peuvent encore constituer des postes d'accostage détachés de la rive, des musoirs, des fermetures de brèches dans des digues, des jetées à la mer, etc. Le domaine d'application des constructions cellulaires s'étend à tous les ouvrages massifs, isolés ou continus, à construire en eau libre, sur fond quelconque. On peut aussi, comme à Curaçao, battre les cellules dans le terrain vierge, non encore déblayé, et dégager ensuite l'avant du mur par le dragage du bassin qu'il borde.

CHAPITRE III

Caractéristiques des palplanches plates.

Le noyau de terre, qui constitue l'élément essentiel de la résistance d'une cellule, est tenu en place par la paroi de palplanches. Celle-ci reçoit d'importantes tractions qui passent d'un élément à l'autre par l'intermédiaire des griffes. Il est indispensable que cette transmission des efforts se fasse d'une manière uniforme, sans que se produisent, même localement, des déformations exagérées.

Le tracé des griffes doit être minutieusement précisé et soigneusement exécuté pour assurer une mise en place correcte à l'enfilage et des conditions de travail régulières en service. Un déboîtement de joint ou une rupture d'agrafe peut avoir de graves conséquences, non seulement pour l'étanchéité, mais aussi pour la bonne tenue de l'ouvrage. Par suite des troubles qui en résultent dans la répartition des forces et de l'exagération locale des déformations qui en sont la suite, des glissements peuvent compromettre la stabilité interne du noyau en des régions plus ou moins étendues. Des accidents de ce genre ont parfois nécessité la mise en œuvre d'importants dispositifs de sauvegarde, tels que l'établissement, coûteux et encombrant, de fortes bermes en enrochements, contreboutant le batardeau du côté de la fouille [9].

Les premières palplanches plates ont été laminées en Amérique (profil Lackawanna). Les aciéries de la Bethlehem Steel Company et de la Carnegie Illinois Corporation fournissent des profils (fig. 21a) dérivés du Lackawan-

na. Il en est de même, en Europe, pour la Dortmund Union et la Société lorraine des Aciéries de Rombas.

Les usines de Longwy de la Société métallurgique Senelle-Maubeuge ont créé le profil Senelle (fig. 21*b*), caractérisé par la réalisation des griffes à l'aide de profils spéciaux intercalés entre deux éléments plats successifs. Les usines Belval du groupe belgo-luxembourgeois Arbed fournissent des palplanches plates (fig. 21*c*), dont les griffes ont un profil tel que l'accrochage se fait par un contact unique, sur la fibre moyenne des éléments assemblés.

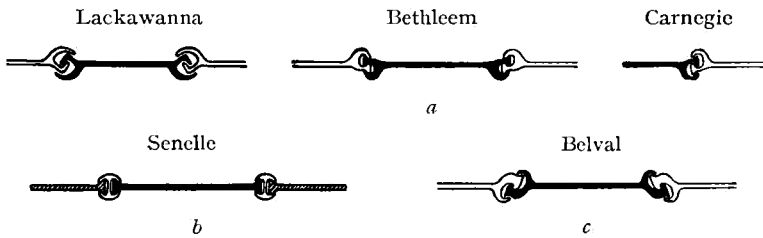


Fig. 21. — Profils de palplanches plates.

D'autres profils comportent, au contraire, des agra-

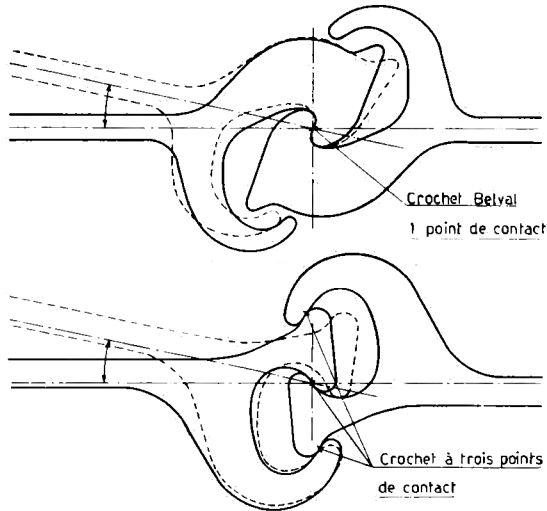


Fig. 21 bis. — Tracés de crochets.

fages à trois points de contact. Les deux croquis de la fig. 21 *bis*, qui reproduisent les agrafages d'une palplanche Belval et d'une palplanche à trois points de contact, permettent de se rendre compte des différences de fonctionnement des deux dispositifs. La griffe Belval n'a qu'un contact, par le nez, sur la fibre moyenne de la palplanche ; le doigt courbe ne sert que de guide au battage et de garde empêchant le dégrafage. L'autre griffe travaille par trois contacts, dont deux, en dehors de la fibre moyenne sur les doigts courbes des griffes, qui sont plus déformables et moins résistants que les nez.

La pression de contact est parfaitement localisée dans la Belval ; elle se répartit d'une manière incertaine dans le système hyperstatique que forme la griffe à trois contacts. La répartition peut y être troublée par suite de légères erreurs de laminage, de l'ordre des tolérances admises dans le tracé des doigts ; — par suite d'un coincement dans le battage ; — ou même par suite d'une flexion de la palplanche dans le sens vertical ⁽¹⁾. Toute exagération relative de la pression sur un des contacts extrêmes, à cause de ces troubles ou à cause de l'inclinaison de la palplanche voisine, augmente la déformation du crochet. On peut donc prévoir que la déformabilité de la paroi sera souvent irrégulière et relativement grande, avec chances de déboîtements ou de rupture d'agrafes.

Le joint Belval a été étudié et contrôlé par des essais minutieux de photo-élasticité complétant les essais mécaniques usuels [24 et 25]. Il a été ainsi établi que l'emboîtement se maintenait sans aucun risque de dégrafage jusqu'à rupture et que, jusqu'à une traction de 200

⁽¹⁾ Les flexions verticales se produisent dans un rideau (chapitre IV) au niveau de son encastrement dans le sol et, parfois, au niveau de l'eau. Les allongements ou les raccourcissements dans le sens vertical, des points de la griffe éloignés de la fibre moyenne, s'accompagnent de déformations horizontales sur les doigts, susceptibles de troubler la répartition des efforts dans une agrafe à contacts multiples.

tonnes par mètre de longueur, perpendiculairement à la griffe, la déformation de la palplanche, dans le sens perpendiculaire au laminage, restait négligeable.

Les pièces spéciales (fig. 9 et 22) pour le raccordement des parois circulaires extérieures à des parties planes ou courbes sont, en général, des pièces laminées d'un seul tenant ou des pièces formées par soudure de deux profils laminés. On trouve dans les ouvrages américains (fig. 22) des joints d'assemblage formés de demi-palplanches réunies par rivures à des plats pliés. Ces dispositifs sont fort déformables. L'envoi des palplanches de la Bethlehem Steel Co, au batardeau de Brest était accompagné de joints de ce type. Ils présentaient, sous la charge de service, de 100 à 120 tonnes par mètre, des déformations permanentes inacceptables. Ils ont dû être remplacés par des éléments plus résistants, laminés en France par Senelle.

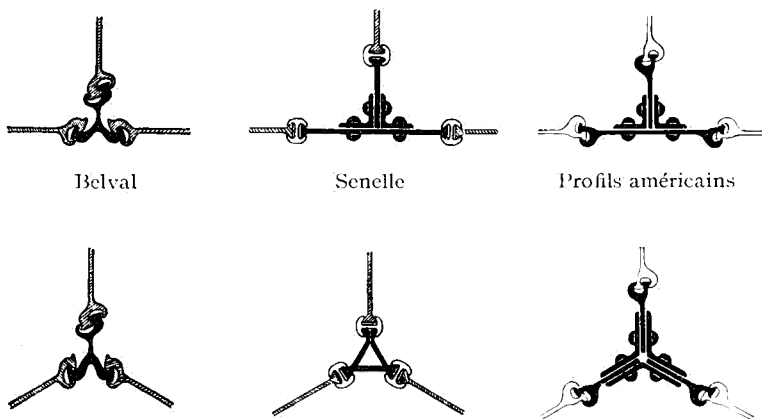


Fig. 22. --- Raccords divers.

Les palplanches plates ont, en général, une âme de 400 mm de largeur et 9 mm d'épaisseur. Le poids par m² de paroi de l'ordre de 140 kg, correspond sensiblement à

celui des palplanches ondulées du profil II renforcé. Le module de flexion par rapport au plan moyen de l'âme n'est que de 100 cm³ environ ; le moment d'inertie correspondant, de l'ordre de 400 cent⁴ seulement.

Certains profils américains ont des moments d'inertie plus forts. Le profil 400 G de Rombas et le profil allégé de Senelle ont, au contraire, des caractéristiques plus faibles.

CHAPITRE IV

Méthodes de calcul.

Le calcul des constructions cellulaires soulève bien des problèmes du domaine de la mécanique des sols, dont la solution rigoureuse doit encore être recherchée par des essais guidés par des considérations théoriques.

L'exposé de la question par TERZAGHI, suivi d'une discussion très étendue par les membres de la société des ingénieurs civils américains [32], donne une idée de la confusion et des divergences de vues qui peuvent régner dans l'étude des problèmes posés. Cet exposé et d'autres mémoires américains [31] montrent que, en pratique, les projets de constructions cellulaires sont établis aux États-Unis suivant des règles empiriques, basées seulement sur les conditions d'équilibre de l'ensemble du massif de l'ouvrage.

Il n'existe, à notre connaissance, que relativement peu de mémoires d'ingénieurs européens s'occupant spécialement du calcul des constructions cellulaires. Nous citons, entre autres, des études de l'ingénieur français COUARD [29 et 30]; le mémoire du professeur VERDEGEN [26] qui détaille, suivant HOMBERG [20] et KREY [19], les tracés des diagrammes de poussée et de butée des terres; — et les importantes études des ingénieurs allemands HOMBERG [22] et BLUM [23] qui donnent les principes et les détails d'application d'une méthode rationnelle d'analyse des conditions de stabilité interne du noyau de terre d'une cellule. Certaines

des hypothèses adoptées sont sujettes à caution. Le problème n'est pas définitivement résolu.

Nous passerons en revue ci-après quelques-unes des

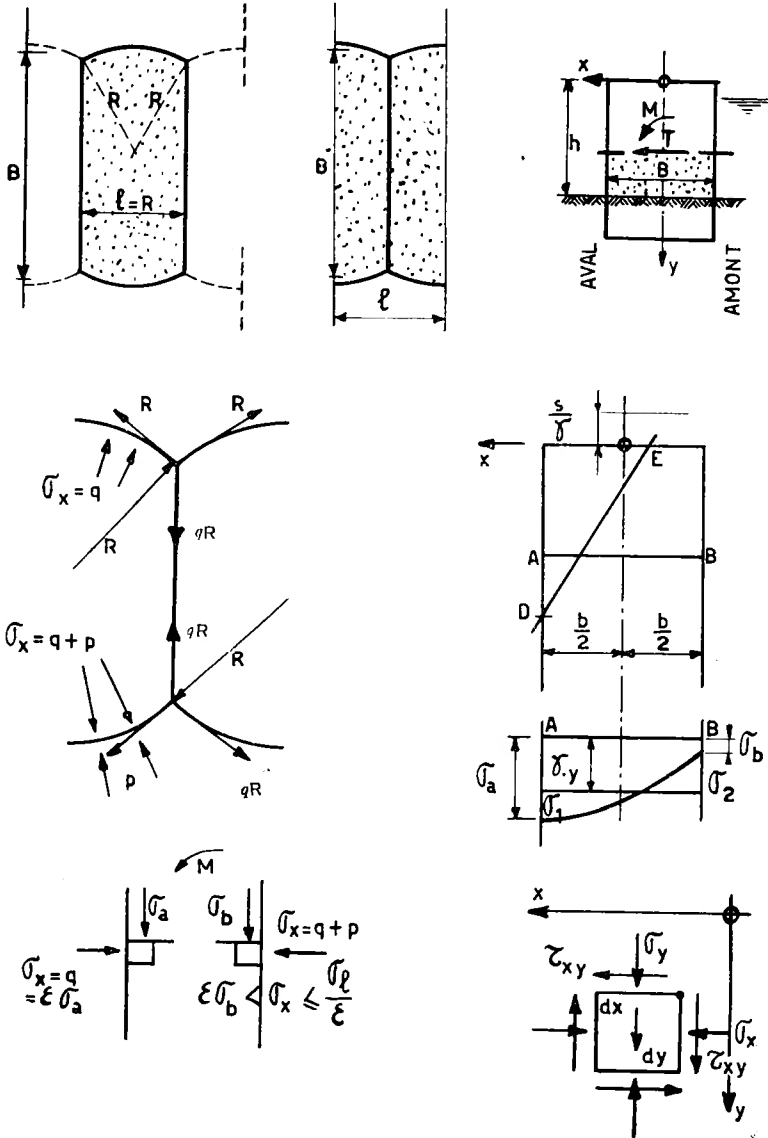


Fig. 23.

méthodes présentées ou concevables pour l'étude de la stabilité des constructions cellulaires.

Nous prendrons comme base de l'exposé le cas du compartiment d'une cellule gabionnée, limité par deux arcs de cercle de rayon R réunis par deux cloisons transversales planes (fig. 23). La largeur moyenne B introduite dans les calculs est celle d'un rectangle de même surface que la section du compartiment.

A. — Sollicitation de la paroi de palplanches.

Dans une cellule soumise à flexion par une sollicitation extérieure quelconque (poussée des terres, pression d'eau, traction sur un bolard, etc...), les terres s'éboulent au contact de la paroi aval qui se dérobe. En cet endroit, elles sont en état d'équilibre limite inférieur et la poussée horizontale q sur la paroi est égale à la tension normale σ_y appliquée à la section horizontale, multipliée par le coefficient ϵ de la poussée active (fig. 23).

La tension normale σ_y comprend deux termes : l'un, égal à (γ_y) résulte du poids des terres et des charges verticales au-dessus de la section considérée AB. L'autre (σ_1) est la réaction normale provoquée en A par les moments fléchissants des forces extérieures au-dessus de AB. Faute de données plus précises, cette tension σ_1 se calcule souvent en appliquant à la poutre en terre les lois usuelles de la flexion plane d'une poutre homogène (voir le littéra D ci-après).

La poussée horizontale

$$q = \epsilon \cdot \sigma_y = \epsilon(\gamma_y + \sigma_1)$$

provoque dans la paroi circulaire aval une traction horizontale (qR). Lorsque les assemblages des gabions se font à 120° , la même traction (qR) règne d'une extrémité

à l'autre des cloisons transversales ⁽¹⁾ et se transmet intégralement à la paroi circulaire amont.

Cette dernière reçoit les poussées extérieures p qui viennent du remblai ou de la masse d'eau que soutient la construction. Le noyau de terre subit donc, à l'aval, des tensions horizontales (σ_x) égales à $\epsilon(\gamma_y + \sigma_1)$ et, à l'amont, des tensions horizontales :

$$\sigma_x = \epsilon(\gamma_y + \sigma_1) + p,$$

tandis que, dans toute l'étendue des parois, circulaires et droites, règne la traction horizontale uniforme :

$$qR = R \times \epsilon(\gamma_y + \sigma_1).$$

Au contact de la paroi amont, les terres sont dans un état d'équilibre, inconnu a priori, compris entre les limites inférieure et supérieure. La tension horizontale amont σ_x est supérieure à ϵ fois la tension verticale ($\gamma_y - \sigma_2$) mais, jusqu'à rupture d'équilibre, inférieure à la valeur qui provoquerait le refoulement :

$$\epsilon(\gamma_y - \sigma_2) < \sigma_x < \frac{1}{\epsilon} (\gamma_y - \sigma_2).$$

A notre avis, le coefficient ϵ de la poussée active doit être calculé sans tenir compte d'un frottement éventuel des terres sur les parois. Tant que le noyau de terre de la cellule n'est pas disloqué par des glissements internes, il travaille comme une poutre qui, emboîtée dans la poutre métallique des palplanches, subit les mêmes déformations horizontales. Les glissements relatifs de ces deux poutres sont de l'ordre de quelques millimètres (littéra C ci-après) c'est-à-dire insuffisants pour provo-

⁽¹⁾ Les noyaux de terre et les cloisons transversales, entraînés dans le même mouvement de flexion d'ensemble de l'ouvrage, subissent les mêmes translations horizontales. Il n'y a pas de déplacement relatif d'une masse par rapport à une paroi, pas de glissement, donc pas de frottements qui reporteraient sur les terres une partie des efforts transmis à la cloison.

quer l'apparition de frottements appréciables des terres sur les parois (1).

Dans le cas de cellules relativement étroites (ou de batardeaux à deux parois de palplanches ondulées, assez rapprochées), le massif de terre qui, par son glissement sur la surface d'éboulement DE, pèse sur la paroi aval, est coupé et limité par la paroi amont sans pouvoir se développer jusqu'au terre-plein du remblai. De ce chef, la poussée active est réduite par un effet analogue à celui qui diminue les poussées sur les parois d'un silo. Cet effet est peu probable dans les constructions cellulaires normales, dont la largeur égale 0,75 à 1 fois la hauteur.

Il peut peut-être se manifester temporairement au cours du remplissage de la cellule si, en l'absence de toute tendance à déversement de l'ouvrage dans un sens déterminé, les terres consentent à s'ébouler symétriquement vers les deux parois. Les volumes en mouvement vers les parois sont alors coupés par le plan de symétrie de la cellule.

Sous l'action de la poussée q , le rayon R d'une paroi d'épaisseur e augmente de

$$\frac{qR^2}{E_h \cdot e} = \frac{q}{k}$$

si on appelle k le coefficient de raideur défini par :

$$k = \frac{E_h \cdot e}{R^2}.$$

(1) Nous avons admis également une loi rectiligne de variation de la poussée active en fonction de la hauteur du remblai. Cette loi peut être modifiée par suite des déformations de la paroi.

Ces modifications de la loi des poussées sont aussi parfois attribuées à la formation de voûtes dans le remblai, mais la stabilité de l'appui de ces voûtes sur une paroi verticale ne peut être assurée que par des frottements des terres sur la paroi.

Des essais peuvent, seuls, établir l'allure exacte de la loi des poussées et fournir les bases de l'analyse des conditions de sa naissance.

Le module (E_h) est le module d'élasticité applicable à une traction de la paroi, perpendiculaire aux griffes. Il doit tenir compte de la déformation des crochets ; il est, par conséquent, plus faible que le module d'élasticité (E_m) applicable normalement à l'acier laminé et égal à 2.100 tonnes par cm^2 . Nous croyons pouvoir déduire des essais du professeur BAES [24] que le module E_h peut être pris égal à $\left(\frac{1}{3} E_m\right)$ pour les palplanches plates Belval P. 9. Pour les autres profils, à crochets plus déformables, le rapport doit être plus faible et, sans doute, moins constant (chapitre III).

Les palplanches d'une cellule peuvent être considérées comme parfaitement encastrées au niveau du sol. A ce niveau, où règne la plus grande poussée, le rayon de la cellule ne peut subir aucune modification. Chaque palplanche se comporte donc comme une poutre encastrée à un bout, libre à l'autre, posée sur un sol identique dont la raideur est caractérisée par le coefficient k ci-dessus. Les palplanches fléchissent dans le sens vertical, suivant le schéma de la fig. 24a.

La sollicitation d'une poutre sur sol élastique se définit en fonction de la longueur caractéristique :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E}{k} \times \frac{I}{b}}$$

Le rapport $\frac{I}{b}$ est le moment d'inertie de la poutre

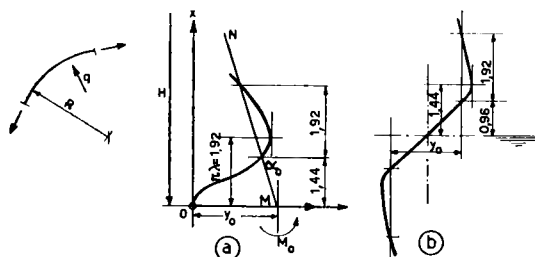


Fig. 24.

par unité de largeur. Avec la valeur de k ci-dessus, on a encore :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m}{E_h} \times \frac{R^2}{e} \times \frac{I}{b}}.$$

On trouve aisément pour équation de la déformée de la paroi :

$$y = y_0 + x \cdot \operatorname{tg} \alpha_0 - \\ - (Ch\varphi - Sh\varphi) [y_0 \cos \varphi + (y_0 + \lambda \operatorname{tg} \alpha_0) \sin \varphi].$$

expression dans laquelle :

y_0 représente l'augmentation de rayon $\frac{q_0}{k}$ que produirait la poussée maxima q_0 sur un anneau libre de la paroi ;

$\operatorname{tg} \alpha_0$ est l'inclinaison sur la verticale de la droite MN, représentant les déformations libres de la paroi, la loi de variation de q (et de y) étant supposée rectiligne dans la partie inférieure de la cellule. (Cette valeur, relativement faible, intervient dans l'équation avec le signe —) ;

φ est la variable indépendante, égale au rapport $\left(\frac{x}{\lambda}\right)$.

On trouve que (très sensiblement) la déformée de la paroi coupe la déformée rectiligne libre MN à la distance $\left(\frac{3\pi}{4} \lambda\right)$ du sol et qu'elle présente un maximum à la hauteur $(\pi \lambda)$ au-dessus du pied des palplanches.

Le gonflement maximum (y_m) de la paroi, la réaction horizontale correspondante de la palplanche (ky_m) et la traction maxima sur les griffes (Rky_m) se produisent donc à une certaine hauteur au-dessus du pied de la cellule.

Pour une palplanche plate Belval, on trouve, avec :

$$\frac{E_m}{E_h} = 3 \quad R = 500 \text{ cent} \quad e = 0,9 \text{ cent} \quad \frac{I}{b} = \frac{428}{100} \text{ cent}^3$$

une longueur caractéristique λ égale à 0,615 m, ce qui fixe le gonflement maximum à 1,92 m au-dessus du pied de la palplanche. Cette distance augmente proportionnellement à la racine carrée du rayon de courbure R. Elle croît aussi avec la déformabilité des palplanches sous les tractions perpendiculaires aux griffes et avec le moment d'inertie I.

En général, la réaction maxima (ky_m) diffère peu de la poussée maxima q_0 au pied. Le moment maximum à l'encastrement, donné par $\left(q_0 \times \frac{\lambda^2}{2}\right)$ peut produire dans la palplanche des tensions verticales qui sont loin d'être négligeables (1).

Dans une construction cellulaire en contact avec l'eau, les parties métalliques à découvert, exposées aux rayons du soleil, peuvent être portées à une température plus élevée que les tôles immergées. La partie émergée de la construction se déforme et les palplanches subissent une certaine flexion verticale, de part et d'autre du niveau de l'eau.

Dans le cas théorique d'une cellule circulaire isolée (duc d'Albe au milieu d'un plan d'eau) dont la partie émergée serait portée, uniformément, à une température supérieure de (Δt) degrés à celle de la partie immergée, on trouve une déformée ayant l'allure indiquée à la fig. 24b, dans laquelle y_0 représente l'augmentation de rayon $[R \cdot \Delta t \times 10^{-5}]$ due à la dilatation thermique.

Avec les données numériques ci-dessus, pour λ , on note un gonflement de 3,5 % de y_0 environ, et un moment maximum de flexion verticale égal à $[0,068kb\lambda^2y_0]$, dont les effets restent négligeables pour des variations de température de 10 à 20 degrés centigrades.

(1) Contrairement à l'hypothèse de départ des calculs ci-dessus, l'encastrement des palplanches n'est pas absolument parfait au niveau du sol. En conséquence, les tensions maxima, réelles, de flexion verticale, seront plus faibles que celles qui résultent des formules ci-dessus.

B. — Équilibre statique de l'ensemble de l'ouvrage.

Les conditions d'équilibre statique d'une cellule se vérifient comme celles d'un monolithe quelconque.

La résultante des efforts sur la base ne peut sortir du noyau central de la section pour éviter tout trouble au pied amont par suite de la disparition de toute tension de compression. De plus, l'ouvrage doit présenter une sécurité de 1,2 à 1,5 au glissement d'ensemble sur le plan de fondation.

Le poids de l'ouvrage, qui est le facteur principal des calculs, dépend de la compacité du remblai et, surtout, de la hauteur des eaux dans le remblai de remplissage. Pour un remblai de sable parfaitement drainé, au poids spécifique de $1,8 \text{ t/m}^3$ et une sollicitation extérieure produite par la pression d'une retenue d'eau de hauteur égale à celle de l'ouvrage, on trouve par la condition du noyau central, une largeur moyenne égale à 0,75 fois la hauteur. La plupart des ouvrages américains sont établis avec une largeur égale à 0,85 à 1 fois la hauteur.

Ces conditions d'équilibre en monolithe doivent être vérifiées, mais elles ne garantissent nullement la bonne tenue de l'ouvrage. Il n'y a peut-être pas d'exemples de renversements ou de glissements de batardeaux cellulaires qui ne doivent être attribués à des affouillements ou à des renards au pied de la construction. Par contre, des déversements qui ont dû être arrêtés par des bancs d'enrochements à l'aval, ont pu résulter de glissements à l'intérieur du remplissage des cellules (1). La vérification des conditions de stabilité interne du noyau de terre doit être faite soigneusement.

(1) C'est à des glissements internes qu'il faut attribuer les déformations horizontales importantes relevées à de nombreux ouvrages américains, insuffisamment étudiés. On a noté des déformations de l'ordre de 1/10 de la hauteur et parfois même des mouvements horizontaux de l'ordre de 2 mètres.

C. — Répartition des efforts entre les palplanches et le noyau de terre.

La première question à élucider est celle de la répartition des efforts entre la poutre métallique des palplanches et la poutre en terre du remplissage de la cellule.

Ces deux poutres sont emboîtées l'une dans l'autre, de sorte qu'il semble, à première vue, que la répartition des moments fléchissants doive se faire proportionnellement aux valeurs du produit (EI), pour chaque poutre, du module d'élasticité par le moment d'inertie.

Le module d'élasticité de l'acier est de 2.100 tonnes par cm^2 . Celui d'un massif de terre en équilibre interne, travaillant par flexion est mal connu mais semble, d'après certains auteurs (TERZAGHI notamment) voisin de 200 kg/cm^2 , valeur 10.000 fois plus petite que celle du module de l'acier.

Par contre, le moment d'inertie de la poutre des palplanches est notablement plus petit que celui de la section pleine du noyau en terre. Pour une cellule du type de la fig. 25, on peut admettre que la section « terre » est celle d'un rectangle de $10 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ tandis que la cloison transversale représente une poutre à section rectangulaire de $10 \text{ m} \times 0,017 \text{ m}$ (la largeur de 1,7 cm correspondant à l'épaisseur moyenne d'une palplanche, compte tenu des crochets). Le rapport des moments

d'inertie est égal à $\frac{0,017}{5} = \frac{1}{340}$, de sorte que le rapport

des EI s'établit à $\frac{10.000}{340} = 30$ en faveur du métal.

Une poutre métallique, non disloquée, absorberait donc à 3 % près, la totalité des efforts extérieurs.

En réalité, comme nous l'avons déjà signalé au chapitre I, les palplanches des cloisons transversales glissent l'une par rapport à l'autre et se transforment en un

groupe de poutres de très faible raideur, travaillant en parallèle, et accouplées seulement par les frottements qui se développent au contact des griffes d'assemblage.

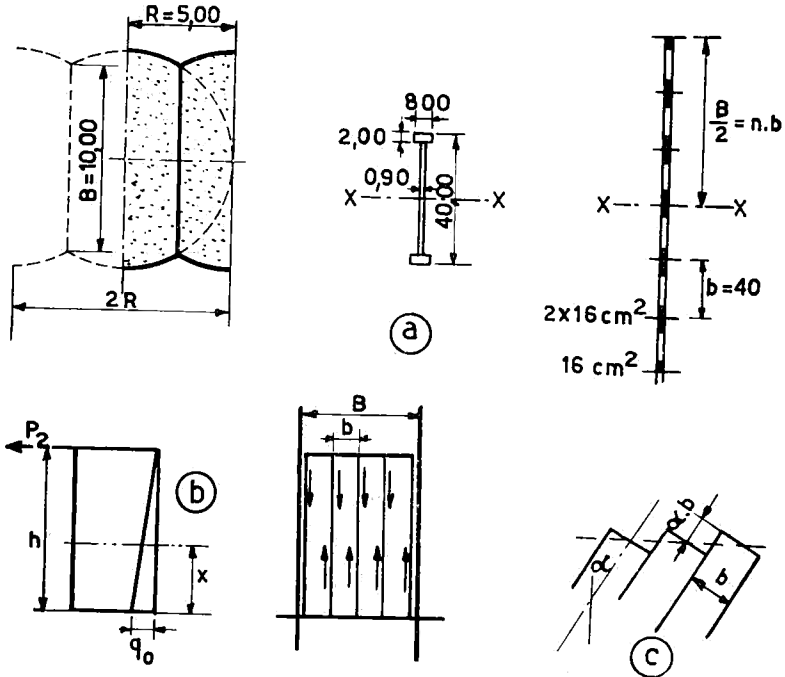


Fig. 25.

Pour fixer les idées, considérons (fig. 25) le cas simple d'une sollicitation extérieure par une force horizontale P (traction sur le bolard d'un duc d'Albe). L'effort tranchant tend à provoquer le glissement dans les joints verticaux de la poutre sous une force élastique tangentielle égale à $\left[\frac{3}{2} \frac{T}{Be} \right]$. Les frottements qui s'opposent aux glissements sont égaux à $\left[fq_0 \frac{R}{e} \left(1 - \frac{x}{h} \right) \right]$ si on appelle f le coefficient de frottement acier sur acier au contact des griffes et $\left[q_0 \left(1 - \frac{x}{h} \right) \right]$ la poussée des terres agissant sur la paroi.

Lorsque la partie P_2 de la force P qui s'applique à la poutre métallique atteint la valeur :

$$P_a = \frac{2}{3} f q_0 RB$$

que nous appellerons « charge de dislocation », les palplanches de la cloison ne travaillent plus qu'en parallèle sur toute leur hauteur.

Si M_2 est la partie du moment fléchissant total M , appliquée à la poutre métallique et si $(2n)$ est le nombre des palplanches accouplées sur la hauteur B de la cloison, chaque palplanche subit l'action d'un moment $\left(\frac{M_2}{2n}\right)$ combattue par les couples $\left[f q_0 \frac{Rbh}{2} \left(1 - \frac{x}{h}\right)^2 \right]$ résultant des frottements dans les joints. Le contre-moment des frottements à la hauteur x est encore égal à

$$\frac{3}{8n} \times P_a h \times \left(1 - \frac{x}{h}\right)^2.$$

Le moment $\left(\frac{M_2}{2n}\right)$ produit à chaque tête de palplanche, une flèche horizontale :

$$\frac{1}{E_m J} \times \frac{\mathcal{M}_2 h^2}{2n} \times k_2$$

si nous appelons \mathcal{M}_2 la valeur maxima du moment au pied de la cellule, et k_2 un coefficient dépendant de la loi de variation de M en fonction de x , égal à $\frac{1}{3}$ si (solicitation par force isolée) :

$$M_2 = P_2 h \left(1 - \frac{x}{h}\right).$$

Le module d'élasticité est E_m ; le moment d'inertie de chaque palplanche est J .

Les frottements donnent une contre-flèche égale à

$$\frac{1}{E_m \cdot J} \times \frac{3}{32n} \times P_a h^3$$

de sorte que la flèche y_m de la poutre métallique disloquée est finalement donnée par :

$$E_m \cdot J y_m = \frac{k_2}{2n} \times \mathcal{M}_2 h^2 \times \left[1 - \frac{3}{16k_2} \times \frac{P_a h}{\mathcal{M}_2} \right].$$

La cloison transversale, de hauteur B , est formée de $(2n)$ éléments de hauteur b (égale à 0,40 m). Le moment d'inertie I_m de la section totale de la cloison peut être pris égal à $\left[\frac{1}{12} \times (2nb) \cdot^3 e \right]$ si on appelle e l'épaisseur moyenne de la palplanche, compte tenu des griffes (1,7 cm pour le profil B. P. 9). Un élément isolé de palplanche présente un moment d'inertie J supérieur à $\left[\frac{1}{12} b^3 e \right]$ à cause de l'accumulation de matières des griffes aux fibres extrêmes du profil. On peut prendre, approximativement :

$$J = 1,6 \times \frac{1}{12} b^3 e \text{ ce qui donne } I_m = 5n^3 \cdot J.$$

En introduisant cette valeur de I_m dans l'équation en y_m , on trouve :

$$\frac{E_m I_m}{h^3} \times y_m = \frac{5}{2} k_2 n^2 \times \left[\mathcal{M}_2 - \frac{3}{16k_2} P_a h \right].$$

La loi de variation du moment du 1^{er} membre en fonction de \mathcal{M}_2 est représentée (fig. 26) par une droite A'AB, d'ordonnée nulle à l'abscisse

$$M = \frac{3}{16k_2} P_a h \text{ soit } \frac{9}{16} P_a h$$

en cas de sollicitation extérieure par une force isolée au sommet de la cellule. Le coefficient angulaire de la droite,

pour $k_2 = \frac{1}{3}$, vaut $\left(\frac{5n^3}{6}\right)$. Pour une largeur B de 10 mètres, $n = 12,5$ et le coefficient angulaire est égal à 132.

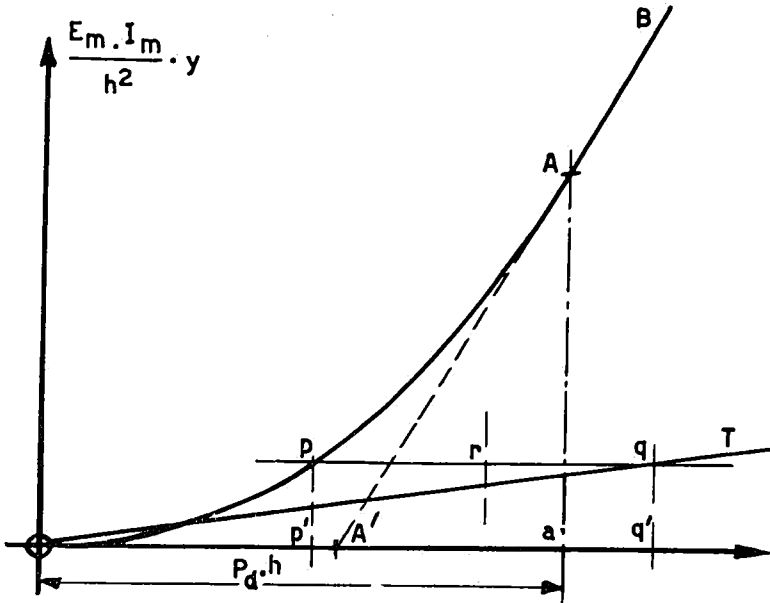


Fig. 26.

Cette loi de la déformation de la poutre métallique ne s'applique qu'après dislocation complète des joints, c'est-à-dire seulement pour des valeurs du moment M_2 supérieures à $(P_d \cdot h)$.

Pour la poutre formée d'éléments parfaitement solidaires, on aurait :

$$\frac{E_m I_m}{h_2} y_o = k_2 M_2$$

loi représentée par une droite de coefficient angulaire $\frac{1}{3}$, se confondant sur le diagramme de la fig. 26 avec l'axe des abscisses.

Pendant la dislocation progressive des joints, c'est-à-dire pour des valeurs de \mathcal{M}_2 comprises entre σ et $(P_a h)$, la loi des déformations peut, vraisemblablement, être représentée par une parabole du 3^e degré $O\phi A$, tangente à l'horizontale en O et à la droite AB en A.

Le noyau de terre, sollicité par des moments :

$$M_1 = M - M_2$$

prend, s'il travaille comme une poutre homogène, une flèche y_t donnée par :

$$E_t \cdot I_t y_t = \mathcal{M}_1 h^2 \cdot k_2$$

relation qui s'écrit encore :

$$\frac{E_m I_m}{h_2} \times y_t = k_2 \times \frac{E_m I_m}{E_t I_t} \times \mathcal{M}_1$$

et se représente par la droite OT de coefficient angulaire :

$$k_2 \times \frac{E_m I_m}{E_t I_t}$$

soit, d'après le rapport des EI calculé ci-dessus $\frac{1}{3} \times 30 = 10$.

Appelons μ le moment :

$$\mu = \frac{3}{16k_2} P_a h = \frac{9}{16} P_a h \text{ pour } k_2 = \frac{1}{3}.$$

et posons :

$$\eta = \frac{5n^2}{2} \times \frac{E_t I_t}{E_m I_m} = (3 \times 132) \times \frac{1}{30} = 13.$$

La condition d'égalité des flèches des deux poutres conduit à :

$$\eta(\mathcal{M}_2 - \mu) = \mathcal{M}_1 = \mathcal{M} - \mathcal{M}_2$$

d'où :

$$\frac{\mathcal{M}_1}{\mathcal{M}} = \frac{\eta \left(1 - \frac{\mu}{\mathcal{M}}\right)}{1 + \eta} \quad \text{et} \quad \frac{\mathcal{M}_2}{\mathcal{M}} = \frac{1 + \eta \cdot \frac{\mu}{\mathcal{M}}}{1 + \eta}$$

relations applicables seulement pour $M_2 \geq P_d h$ et qui donnant :

— pour $M_2 = P_d h$ $\frac{M_1}{M} = 0,84$ $M = \frac{M_2}{0,16} = 6,25 \cdot P_d h$

— et pour $M = \infty$ $\frac{M_1}{M} = \frac{\eta}{1 + \eta} = 0,92$.

Après dislocation complète des joints, dans le cas étudié ici, la poutre en terre subit donc les effets de 84 à 92 % de la sollicitation extérieure totale.

Le diagramme de la fig. 26 permet de tracer la loi complète de variation de la quote-part $\frac{M_1}{M}$ de la poutre en terre, en fonction du moment total M de la manière suivante : une horizontale quelconque (pq) donne, par les abscisses de ses intersections avec OA et OT deux valeurs correspondantes de M_2 et de M_1 ; tandis que l'abscisse du milieu r de (pq) représente la moitié du

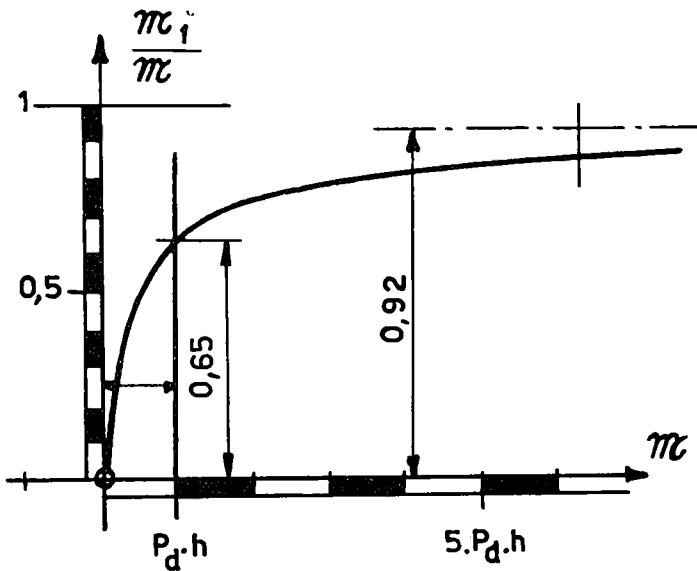


Fig. 26 bis.

moment total M . Avec les données numériques ci-dessus, on obtient la courbe de la fig 26^{bis}.

La charge de dislocation P_d est relativement grande. Elle est proportionnelle au coefficient de frottement f acier sur acier, dans les griffes, dont la valeur, mal connue, est sans doute comprise entre 0,2 et 0,3.

Pour une poussée q_0 de $6_t/m^2$ (poussée à la base d'un remblai de sable sec, de 10 m de hauteur) on trouve, avec $R = 5$ m et $B = 10$ m

$$P_d = \frac{2}{3} \times (0,2 \text{ à } 0,3) \times 6 \times 5 \times 10 = 40 \text{ à } 60 \text{ tonnes,}$$

alors que la charge de service d'une cellule de ces dimensions est de l'ordre de 50 à 60 tonnes en force isolée au sommet ⁽¹⁾. Un moment sollicitant total de l'ordre de $(P_d h)$ conduit, d'après le diagramme de la fig. 26^{bis} à l'application au noyau de terre de 65 % environ de la sollicitation totale.

L'étude esquissée ci-dessus ne pourra donner une image exacte de la répartition des efforts entre la poutre en terre et la poutre métallique que lorsque des essais, tant au laboratoire que sur les ouvrages existants, auront permis de fixer la valeur du coefficient de frottement f et de déterminer des lois suffisamment approchées de la déformation de la poutre métallique en cours de dislocation, ainsi que de la déformation du noyau en terre sous l'effet des moments qui lui reviennent.

En l'absence de ces précisions, on peut retenir que, vraisemblablement, sous les charges de service, le noyau en terre supportera 60 à 75 % de la sollicitation. Si donc, nous vérifions les conditions de sa stabilité interne avec le coefficient de sécurité 1, sous la totalité des

⁽¹⁾ La cellule étudiée correspond en effet, approximativement, à la moitié d'un duc d'Albe de 10 m de diamètre, destiné à supporter une traction d'amarre de 100 à 120 tonnes (correspondant à des navires de 15 à 20.000 tonnes).

charges extérieures, nous assurerons en réalité à l'ouvrage un coefficient de sécurité de $\frac{1}{0,75}$ à $\frac{1}{0,60}$ soit de 1,33 à 1,7.

Ceci justifie, en l'amplifiant un peu, la proposition de BLUM [23] de calculer une cellule en vérifiant la stabilité interne de son noyau de terre pour une charge ne dépassant pas 1,1 à 1,2 fois la charge de service. Nous estimons que cette vérification est suffisante pour la charge de service elle-même, sans aucune majoration.

Pour étudier la répartition des effets des charges extérieures entre les deux poutres — métal et terre — nous avons supposé que ces poutres glissaient librement l'une par rapport à l'autre.

Les frottements qui se développeraient éventuellement entre le remplissage et les parois de la cellule s'opposeraient à ces glissements. Nous ne croyons pas à une action sensible de leur part, attendu que, suivant les hypothèses adoptées ci-dessus, on ne trouve que des déplacements relatifs très faibles (de l'ordre de quelques millimètres au sommet de la cellule) entre terre et parois. Ces déplacements sont trop peu importants pour provoquer des frottements appréciables (voir le littéra A ci-dessus).

Certains auteurs évaluent les frottements entre terre et parois au produit des poussées horizontales par un coefficient de frottement plus ou moins rapproché de $(tg.\varphi)$. Ces frottements prennent des valeurs telles qu'ils sont souvent capables d'équilibrer, seuls, les moments des charges extérieures. Dans cette hypothèse, les déformations de la cellule deviendraient négligeables. Les constructions cellulaires ont toujours montré, au contraire, des déformations horizontales très sensibles lors de la mise en charge (de l'ordre de plusieurs centimètres pour des ouvrages bien conçus et bien exécutés).

On remarquera encore, incidemment, que des frottements importants de terres ne peuvent se produire sur des palplanches dont la surface est assez lisse par elle-même et souvent goudronnée, et dont le profil ne présente que des saillies de l'ordre de 3 à 4 cm, au droit des crochets.

D. — Conditions de stabilité interne du noyau de terre.

Il est facile de vérifier si, en un point quelconque du noyau, la tension sur une facette quelconque fait avec la normale un angle inférieur à l'angle φ du frottement interne, lorsqu'on connaît les tensions, normales et tangentielles, en tous points du massif (¹).

Ces dernières peuvent se déduire, par les conditions d'équilibre élastique, des tensions verticales appliquées aux divers points des sections horizontales. On peut admettre que ces tensions verticales sont celles qui se produisent dans une poutre soumise à flexion par des efforts connus (fig. 23).

Le procédé est le même que celui du calcul des barrages en maçonnerie ou de tout ouvrage (nœuds de portiques, etc...) dans lesquels on connaît ou on se donne a priori la loi des pressions sur un groupe déterminé de sections. Les calculs correspondants sont simples [23].

Dans la partie supérieure du massif, de grande largeur par rapport à sa hauteur (fig. 27), le remblai peut être divisé en deux zones. La partie aval I, en état d'équilibre limite inférieur, se comporte comme un massif de terre poussant sur un mur de soutènement. La partie amont II, en état compris entre la poussée active et la butée franche, réagit aux actions que lui transmet la paroi amont (qu'elles proviennent des charges extérieures ou

(¹) Il serait facile, dans cette vérification, de tenir compte d'une cohésion éventuelle du matériau de remplissage. La question ne se pose pas pour le remblai normal des cellules en sable, gravier ou matériaux pierreux concassés.

des efforts transmis par les cloisons transversales, en provenance de la paroi aval).

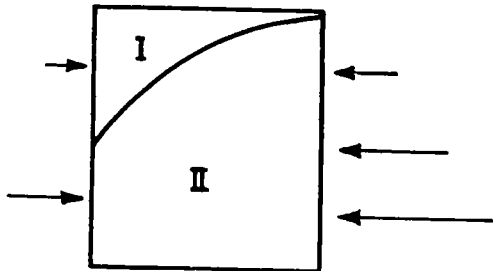


Fig. 27.

La région II s'étend en largeur à mesure qu'on descend dans le massif et finit par atteindre la paroi aval. Sous ce niveau, l'ensemble du noyau travaille comme une poutre fléchie. Cette région inférieure, que nous pouvons, seule, soumettre aux calculs ci-après est aussi la seule qui nous intéresse pour la bonne tenue de l'ouvrage, car elle contient les sections les plus sollicitées.

On ne peut appliquer, sans modifications, les lois de flexion d'une poutre homogène. Même si on conserve l'hypothèse de NAVIER de la déformation plane, on ne peut admettre la constance du module d'élasticité (loi

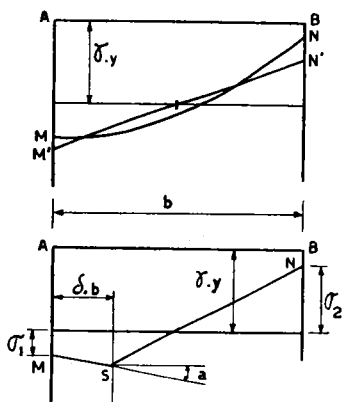


Fig. 28.

de HOOKE). Plus encore que dans le béton, ce module doit diminuer quand la compression augmente. La loi des tensions verticales n'est pas une droite $M'N'$ (fig. 28) mais une courbe MN concave vers l'axe des abscisses.

Pour l'établissement d'une méthode de calcul, on peut la remplacer par un arc de parabole du 2^e degré, ou par une ligne brisée, ou par tout tracé plus ou moins adéquat, à trois paramètres variables. Les équations d'équilibre de translation et de moment avec les charges extérieures donnent deux conditions. Une troisième peut se déduire de l'étude des conditions d'équilibre limite inférieur des terres au contact de la paroi aval (¹).

En attendant que ce point soit élucidé, on peut, à titre de première approximation, adopter pour les tensions verticales (σ_y) dans une section horizontale quelconque, la loi rectiligne $M'N'$ convenant à la flexion d'une poutre homogène [22 et 23].

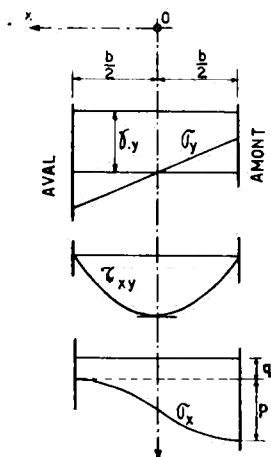


Fig. 29.

(¹) Condition que nous comptons présenter ultérieurement, suivant les résultats d'essais sur un ouvrage existant, dont la réalisation est envisagée à bref délai. On remarquera que la mesure, au cours d'un essai, de la traction (q R) dans les sections horizontales de la paroi de palplanches, donne la poussée q et la tension vertical $\left(\frac{q}{\epsilon}\right)$ à l'extrémité aval de la section.

A la profondeur y (fig. 29) dans un massif de section rectangulaire de longueur unité, les tensions σ_y suivent la loi suivante, si on appelle b la largeur du massif :

$$\sigma_y = \gamma \cdot y + \frac{12Mx}{b^3}.$$

Pour un effort tranchant T et une charge horizontale extérieure p au niveau de la section, on trouve, en appelant ϵ le coefficient de poussée active :

$$\sigma_x = 8 \left[\gamma y + \frac{6M}{b^2} \right] + \frac{1}{2} p \left(1 + \frac{x}{b} \right) \left(1 - 2 \frac{x}{b} \right)^2.$$

$$\epsilon_{xy} = \frac{3T}{2b} \left(1 - 4 \frac{x_2}{b_2} \right).$$

Connaissant par ces calculs ⁽¹⁾ les tensions σ_y , σ_x et τ en un point quelconque du massif, la représentation de l'état d'équilibre interne peut se faire par des formules analytiques plus ou moins compliquées [23] ou, graphiquement, par l'emploi de l'une ou l'autre méthode classique, cercle de MOHR [22] ou cercle de WEYRAUCH, par exemple.

On sait que, si, dans le cercle de WEYRAUCH (fig. 30a), on trace à partir d'un pôle P les vecteurs PA et PB,

⁽¹⁾ Dans son étude sur les batardeaux à double paroi [21] FRÖHLICH calcule les tensions τ et σ en trois étapes :

1° Les effets du remblai de remplissage sont évalués par les lois d'équilibre d'un milieu isotrope et élastique, telles qu'elles sont employées pour établir les formules de BOUSSINESQ, ce qui conduit à des poussées horizontales supérieures aux poussées actives ;

2° Les effets des charges extérieures sont évalués en appliquant les lois de NAVIER et de HOOKE de la flexion plane à E constant et en assimilant la section de l'ouvrage à une section de béton armé dont les palplanches forment l'armature. Les résultats de ce calcul ne paraissent acceptables que si on adopte pour le module d'élasticité de la terre une valeur de 1.000 à 2.000 kg cm² qui, suivant d'autres auteurs, est peut être dix fois trop forte ;

3° La superposition des tensions obtenues par ces deux calculs donne les valeurs que FRÖHLICH emploie pour la vérification des conditions de stabilité interne à l'aide du cercle de MOHR.

La méthode semble très discutable.

respectivement parallèles à une facette quelconque et à la tension qui la sollicite, la droite AB passe par un point fixe K (foyer). La longueur du segment AK représente la grandeur de la tension sur la facette ; la projection AN de AK sur le diamètre AO donne la grandeur de la composante normale de cette tension. L'équilibre interne est assuré au point considéré dans le massif si le foyer K se trouve sur le cercle de rayon OK égal à $[OP \cdot \sin \varphi]$ ou à son intérieur.

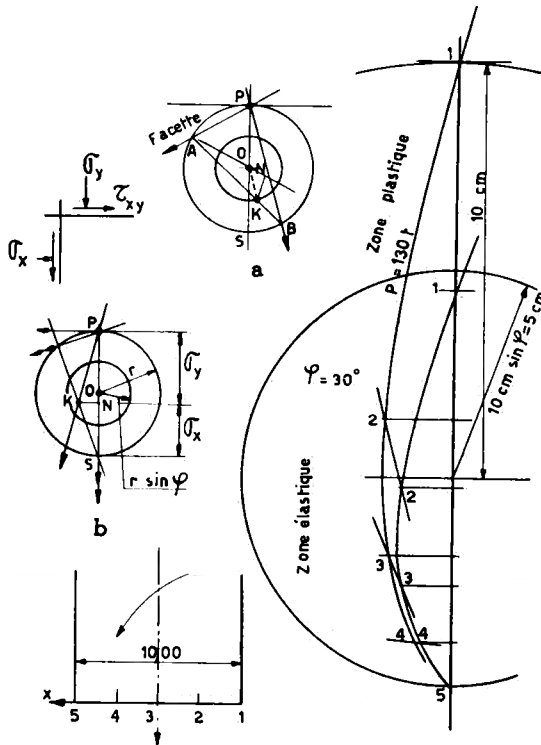


Fig. 30.

Si la facette considérée est horizontale, les tracés prennent la forme simple de la fig. 30b. Sur le diamètre vertical d'un cercle de rayon OP choisi arbitrairement, on porte :

$$PN = SP \times \frac{\sigma_y}{\sigma_x + \sigma_y} \text{ et } NK = SP \times \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x + \sigma_y}$$

pour obtenir la position du foyer K. La limite de la zone élastique (d'équilibre interne) est donnée par le cercle de rayon égal à $(OP \cdot \sin \varphi)$.

Ces tracés ont été faits à titre d'exemple, à la fig. 30c, pour les points 1 à 5 de la section de base d'une cellule circulaire de 10 m de diamètre, sollicitée à 14 m de hauteur au-dessus de sa base par une force horizontale, soit de 100, soit de 130 tonnes. La courbe des foyers K est tout entière dans la zone élastique pour la traction de 100 tonnes, tandis que, sous l'effort de 130 tonnes, une partie de la section de base, voisine de la paroi amont, ne satisfait plus aux conditions de stabilité interne.

L'étude des sections au-dessus de la base montre que l'étendue de la zone à l'état plastique diminue assez rapidement, de sorte que, sous la force de 130 tonnes, une partie seulement du talon de la cellule (fig. 31a) n'est plus en état d'équilibre. Cela peut être l'origine de troubles dans le remblai, qu'il vaut mieux éviter. Cela n'implique pas la ruine de l'ouvrage.

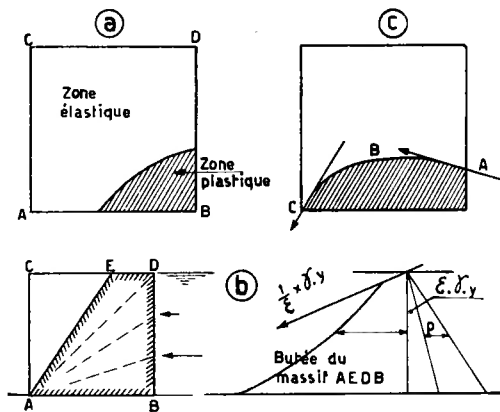


Fig. 31.

Celle-ci ne peut se produire que s'il se forme, à la partie inférieure du massif, une surface de glissement, continue, assez étendue pour permettre le déplacement en bloc de tout ou partie du noyau, entraînant la paroi de palplanches.

La recherche d'une telle surface de glissement est intéressante car elle permettrait de se rendre compte des conditions de rupture de l'ouvrage, contre lesquelles on doit se garantir par un coefficient de sécurité suffisant.

L'hypothèse de COULOMB (talus plans de glissement) a été appliquée notamment par HOMBERG [20 et 22] à l'étude de ce problème. Elle conduit à une surface correspondant à la section de base et à des conditions de rupture qui ne sont que celles du glissement de l'ensemble monolithique de l'ouvrage sur son plan de fondation (fig. 31*b*).

A notre avis, l'hypothèse de COULOMB n'est pas applicable à cette étude. On ne peut pas assimiler à un plan la surface de glissement de terres qui, à partir de la paroi amont, doivent remonter une pente assez douce, par refoulement, pour plonger ensuite en pente assez raide vers la paroi aval. L'allure de la surface ABC de glissement (fig. 31*c*) peut se préciser par le tracé de la limite de la zone plastique et le dessin des lignes de glissement à l'intérieur du massif [22]. L'analyse exacte des conditions de rupture ne peut toutefois être faite avec succès que si on connaît la loi de variation des tensions verticales dans le massif. Supposer une loi rectiligne de ces variations [22] ne constitue qu'une première approximation. De nouvelles recherches, contrôlées par des essais, doivent permettre de mieux approcher la réalité.

On pourra alors déterminer le coefficient réel de sécurité à la rupture d'un ouvrage donné. Les méthodes actuelles de calcul ne permettent pas cette évaluation d'une manière précise. Elles donnent, avec une approximation satisfaisante, la limite des charges extérieures à

partir de laquelle certains troubles peuvent apparaître dans le remblai de remplissage des cellules sans conduire à la ruine de la construction.

Bruxelles, 2 avril 1952.

Les clichés des figures 1 à 4, 9 à 11, 13 et 16, 20 à 22, 24, 28 à 31 nous ont été obligeamment prêtés par la revue *L'Ossature métallique* (n° d'octobre 1952).

INDEX BIBLIOGRAPHIQUE

I. ÉTUDES GÉNÉRALES ET DESCRIPTIONS D'OUVRAGES.

1. En dehors des études spécialement indiquées ci-après, de nombreuses descriptions d'ouvrages cellulaires se rencontrent dans les revues américaines, notamment : *Civil Engineering* (juin 1934, juillet 1943, septembre 1950, etc...) ; *Engineering News Record* (1 juillet 1935, 24 août 1950, 1 novembre 1951, etc...).
2. A. J. ACKERMAN et C. H. LOCKER (*Tennessee Valley Authority*), Planning and plant for heavy constructions. Principles and practices of job layout and selection and use of equipment for large dams and appurtenans works (*Construction Methods*, juillet 1935).
Le 8^e article de la série (juillet 1935) se rapporte plus spécialement aux batardeaux cellulaires.
3. AGATZ, Berechnung und konstruktive Gestaltung von Trockendocken und Seeschlensen (*Jahrbuch der Hafenbautechnische Gesellschaft*, 19^e Band, 1941-49).
4. BOONSTRA, Celvormige Damwandconstructies (*De Ingenieur*, 1939, n^o 48).
5. DE GROOTE EN DUDOK, De nieuwe havens van Aruba en Curaçao (*De Ingenieur*, 1949, n^o 19).
6. La nouvelle cale de construction des Chantiers de la Loire, à Saint-Nazaire (*Travaux*, décembre 1937).
7. CHARY, La base d'hydravions de Biscarosse-Hourtiquet (*Travaux*, avril 1939).
8. CAYOTTE et CROQUET, CUISNIER et DENIZON, Le batardeau de Laninon à Brest (*Travaux*, décembre 1948 et mai 1949).
9. MONSEMERQUE et GERVY, Quais d'armement et cales de lancement des Chantiers de la Méditerranée à La Seyne (*Travaux*, mars 1951).
10. LE GORGEU, Le port de Dunkerque (*Bulletin de l'Association des Congrès de navigation*, 1951, n^o 35).
11. GRÈS, Les travaux de la chute de Donzère-Mondragon (*Génie civil*, 15 mars 1952).
12. COUARD, Perfectionnement aux gabions en palplanches métalliques (*Travaux*, janvier 1947).
13. LARKIN, Cellular Dockconstruction in U. S. A. (*Dock and Harbour Authority*, mars 1952).
14. COUDRON, Cellular steel Breakwater for Calumet Harbcour (*Engineering News Record*, 18 juillet 1935).

15. LAZARUS WHITE AND PRENTIS, Cofferdams (Columbia University Press, 1940).
16. TERZAGHI, Slipways with cellular walls on a marl foundation (*Proceedings of the American Society of Civil Engineers (A. S. C. E.)*, 1946).
17. NEWMAN, Huston's money saving wharf design (*Engineering News Record*, 20 août 1950).
18. FALZIN, General features of construction of cellular structures (*Proceedings A. S. C. E.*, 22 février 1951).

II. ÉTUDES GÉNÉRALES ET CALCULS.

19. KREY, Erddruck und Erdwiderstand.
20. HOMBERG, Graphische Untersuchung von Fangedämmen und Ankerwänden (Berlin, W. Ernst und Sohn, 1938).
21. FRÖHLICH, Bodenmechanische Gesichtspunkte für die Berechnung von Fangedämmen (*Bautechnik*, 1940, n° 47/48).
22. HOMBERG, Gleitflächenbildung und Sicherheitsgrad von Fangedämmen (*Bautechnik*, 1941, n° 50/51).
23. BLUM, Beitrag zur Berechnung von Spundwandfangedämmen (Berlin, W. Ernst und Sohn, 1944).
24. L. BAES, Les palplanches plates Belval P. Présentation des essais photo-élastiques et des essais sur acier qu'a comportés cette étude (*Ossature métallique*, février 1948).
25. L. BAES, Les palplanches plates Belval P. Commentaires des résultats obtenus par les palplanches laminées en régime de production industrielle (*Ossature métallique*, novembre 1949).
26. J. VERDEYEN, Méthodes de calcul des constructions cellulaires en palplanches plates (*Ossature métallique*, février 1948).
27. L. DESCANS et L. VAN RYSSELBERGHE, Ducs d'Albe en palplanches métalliques (*Annales des Travaux publics*, juin 1951, et *Ossature métallique*, novembre 1951).
28. BEAU, Note sur trois essais sur modèles réduits au laboratoire du Havre (*Annales des Ponts et Chaussées*, mars 1938).
29. COUARD, Les différentes conceptions des gabions circulaires (*Génie civil*, 15 octobre 1948).
30. COUARD, La stabilité élastique des fondations circulaires (*Génie civil*, 15 juillet 1949).
31. EPSTEIN, Design of a cellular cofferdam (17^e annual meeting of the highway research board, 1937).
32. TERZAGHI, Stability and stiffness of cellular cofferdams (*Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 1945, paper 2253 with discussion).
33. L. DESCANS, Constructions cellulaires en palplanches plates (*L'Ossature métallique*, octobre 1952). Résumé du présent mémoire.

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE I. — Cellules isolées	3
CHAPITRE II. — Ouvrages compartimentés	11
CHAPITRE III. — Caractéristiques des palplanches plates	25
CHAPITRE IV. — Méthodes de calcul	30
A. Sollicitation de la paroi de palplanches	32
B. Équilibre statique de l'ensemble de l'ouvrage	38
C. Répartition des efforts entre les palplanches et le noyau de terre	39
D. Conditions de stabilité interne du noyau de terre	48
INDEX BIBLIOGRAPHIQUE	56





Fig. 2. — Cellule de 3 m de diamètre pour fondation de colonne.



Fig. 3. — Fondations de la Centrale de Cincinnati.



Fig. 4. — Postes d'accostage sur la Monanghahela.

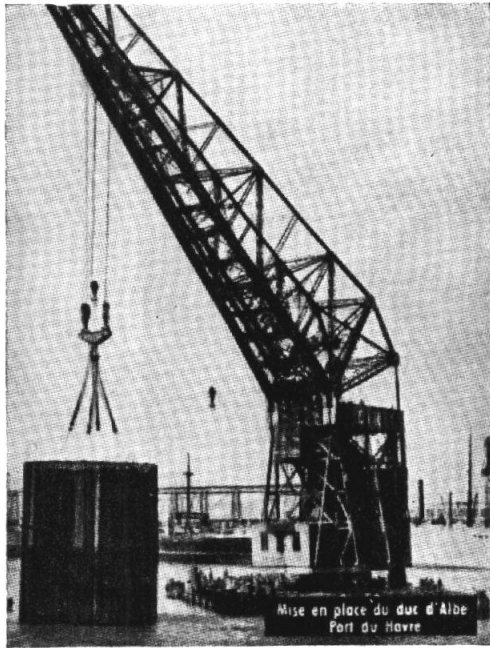


Fig. 7. — Duc d'Albe du Havre (*Document Senelle*).

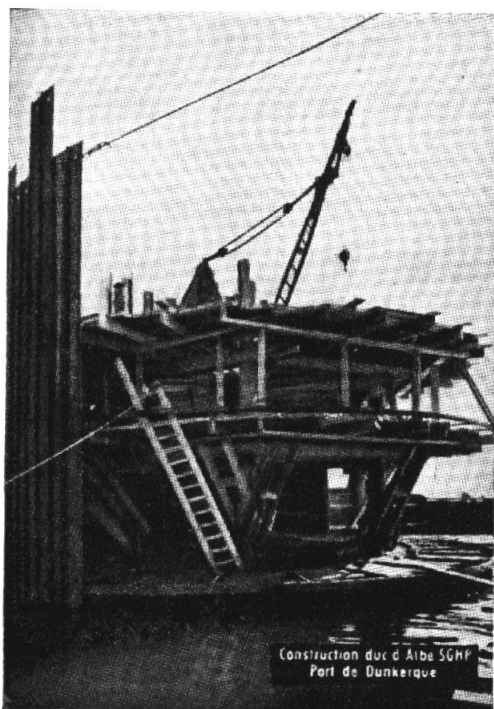


Fig. 8. — Gabarit d'une cellule au port pétrolier de Dunkerque
(Document *Senelle*).

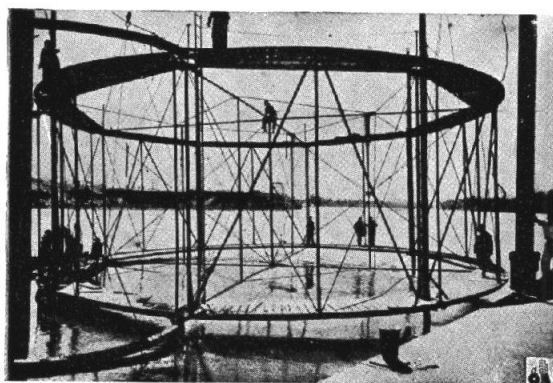


Fig. 13. — Gabarit.

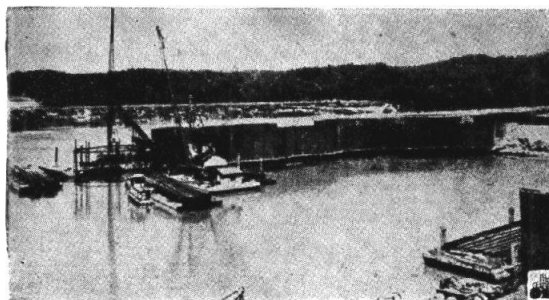


Fig. 14. — Batardeau en cours d'exécution.

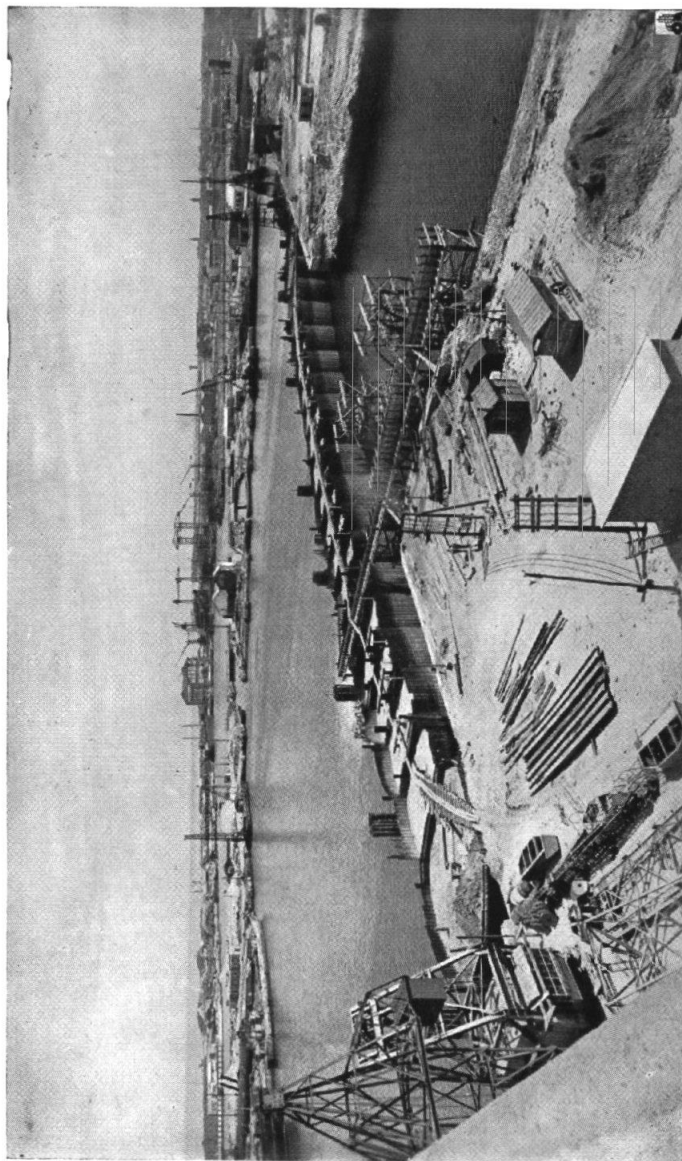


Fig. 16. — Batardeau de Dunkerque. Darse III. (Cliché Senelle).

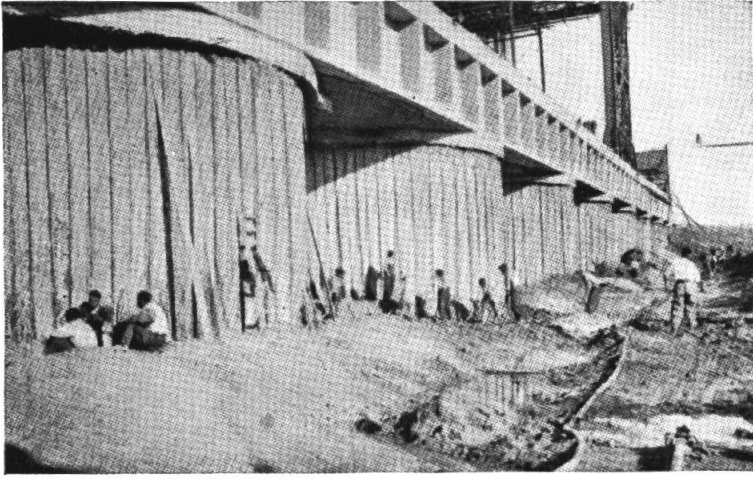


Fig. 17. — Bajoyer de la Cale de Saint-Nazaire (*Cliché « Travaux »*).

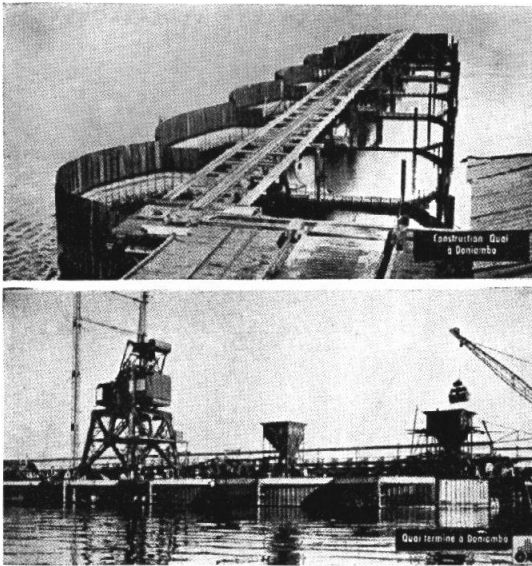


Fig. 20. — Quai de Doniombo (Nouvelle-Calédonie).
(*Cliché Senelle.*)



