



Ministère de l'Équipement,
du Transport et du Tourisme

*Direction des Routes et
de la Circulation Routière*

Ouvrages de soutènement

MUR 73

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Ouvrages de soutènement

MUR 73

Réimpression partielle
Avril 1988

Réimpression Décembre 1993

Document réalisé et diffusé par :



le SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - France

Tél. : (1) 46 11 31 31 - Télécopie : (1) 46 11 31 69

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

- A V E R T I S S E M E N T -

La présente réimpression du dossier MUR 73 n'est que partielle. Elle ne concerne en effet que les pièces d'ordre général qui, en raison de leur caractère didactique et des renseignements pratiques qu'elles contiennent, et malgré l'évolution des textes réglementaires et de la technologie, peuvent être utiles aux projecteurs. Ces pièces sont les suivantes :

- 1.2. - Problèmes généraux de calcul et de dimensionnement.
- 2.1. - Méthodes de calcul des murs en béton armé.
- 2.2. - Problèmes d'exécution et dispositions constructives.
- 2.3. - Abaques de prédimensionnement.

Les pièces 2.4 à 2.6 relatives au programme de calcul électronique n'ont donc pas été réimprimées, en raison de l'abandon, à brève échéance, de ce programme de calcul au profit d'un programme exploitable sur micro ordinateur. La notice d'utilisation et la disquette de ce programme MUR peuvent être obtenues par demande auprès du C.I.T.D. du S.E.T.R.A.

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

SOUS - DOSSIER 1

PIECE 1.2
PROBLÈMES GÉNÉRAUX
DE
CALCUL ET DE DIMENSIONNEMENT

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

SOMMAIRE DE LA PIECE 1.2.

(Sous-dossier 1)

	Page
1. - GENERALITES	1
2. - ACTION D'UN SOL SUR UN ECRAN	
2.1. - Les théories classiques de la poussée et de la butée	2
2.2. - Poussée théorique et poussée réelle	9
2.3. - Choix d'une méthode de calcul	17
3. - FONDATIONS DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	23
3.1. - Généralités	
3.2. - La reconnaissance	24
3.3. - Force portante d'un sol de fondation	25
3.4. - Tassements	28
4. - DEFINITION DES ACTIONS	29
4.1. - Les actions permanentes	29
4.2. - Les actions fréquemment variables	31
4.3. - Les actions accidentelles	32
5. - VALEURS CARACTERISTIQUES DES ACTIONS	34
5.1. - Actions permanentes	34
5.2. - Actions fréquemment variables	38
5.3. - Actions accidentelles	39
6. - DEFINITION DES DIVERS ETATS-LIMITES	39
6.1. - Etats-limites ultimes	39
6.2. - Etats-limites d'utilisation	40
7. - COMBINAISONS D'ACTIONS, SOLLICITATIONS DE CALCUL ET RESISTANCES ...	41
7.1. - Rappels généraux	41
7.2. - Etat-limite de poinçonnement	42
7.3. - Etat-limite d'équilibre statique	43
7.4. - Etat-limite de tassement	45
7.5. - Etat-limite de glissement sous la base	45
7.6. - Etat-limite de résistance des matériaux de la structure	46

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

1. - GENERALITES.

Les ouvrages de soutènement constituent une classe particulière d'ouvrages enterrés; leur calcul et leur dimensionnement posent des problèmes spécifiques dont l'étude fait l'objet de ce chapitre.

Tout d'abord, il est indispensable d'avoir une bonne connaissance des efforts appliqués à la structure portante et de la qualité du sol de fondation lorsque ses propriétés sont mises en jeu.

La connaissance des efforts appliqués ne peut être acquise que par une analyse complète des actions auxquelles la structure est soumise. Ces actions sont définies et classées, au paragraphe 5, en actions permanentes, fréquemment variables et accidentelles.

Lors de la détermination des valeurs moyennes des actions, l'on se heurte toujours aux deux problèmes fondamentaux suivants : calcul des efforts de poussée des terres sur un écran et calcul de la force portante d'un sol de fondation.

Malgré les constants progrès de la Mécanique des Sols, aucune théorie n'apporte à ces problèmes de solution définitive ou même satisfaisante. On se contente donc, habituellement, d'approches imparfaites, sachant que les résultats obtenus par le calcul peuvent différer des valeurs réelles dans des proportions parfois importantes. De ceci résulte l'intérêt que présente le formalisme des théories semi-probabilistes de la sécurité, dont s'inspirent les Directives Communes relatives au Calcul des Constructions, en date du 13 Décembre 1971. Ne pouvant définir, par exemple, la valeur d'une poussée de terres de façon absolue, on conviendra de considérer les résultats fournis par une méthode théorique comme des valeurs moyennes attachées à des densités de probabilité.

Le premier problème consiste donc à bien connaître les méthodes théoriques de calcul afin de pouvoir déterminer les valeurs caractéristiques des actions selon les principes qui seront exposés au paragraphe 6. C'est pourquoi nous consacrons les paragraphes 2 et 3 au calcul des efforts de poussée sur un écran et au calcul de la force portante d'un sol de fondation.

Etant donné un sol, il est possible de le ranger dans une catégorie déterminée, à partir de caractéristiques géotechniques faisant l'objet d'essais d'identification. Ces essais sont clairement décrits au chapitre 3.3. du dossier FOND 72; ils permettent d'établir une classification morphologique renseignant qualitativement sur la nature des sols rencontrés. Mais leur but principal est d'orienter les campagnes de reconnaissance et d'apprécier les difficultés d'exécution en général; en aucun cas, ils ne permettent d'évaluer quantitativement les actions d'un sol sur une structure, ou la capacité portante d'un sol de fondation.

Mécaniquement, les sols sont définis par deux paramètres relatifs à la forme de leur courbe intrinsèque (voir pièce 3.1. du dossier FOND 72). Cette courbe est une droite dont la position, dans le plan des contraintes, est repérée par son ordonnée à l'origine et sa pente. Le premier paramètre est appelé cohésion (C) et est homogène à une pression, le second est appelé $\text{tg } \varphi$, ou φ est l'angle de frottement interne du sol. Ces deux paramètres sont mesurables par des essais de Laboratoire décrits au chapitre 3.6. du dossier FOND 72.

L'expérience a montré que ces essais sont insuffisants pour décrire le comportement mécanique des sols; c'est pourquoi se sont développées, parallèlement

aux méthodes de Laboratoire, des méthodes basées sur des résultats d'essais en place dont l'application la plus courante concerne le calcul des fondations.

Les deux paragraphes suivants font le point de ce que la Mécanique des Sols considère comme acquis en matière de poussée des sols et de force portante en fondations superficielles.

2. - ACTION D'UN SOL SUR UN ECRAN.

2.1. - Les théories classiques de la poussée et de la butée.

Un des problèmes fondamentaux en Mécanique des Sols est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci. Nous commençons par rappeler sommairement les méthodes de calcul classiques de ces actions, en précisant autant que possible leurs hypothèses de base et leur domaine de validité. Une discussion globale sera effectuée au paragraphe suivant (2.2.). Disons tout de suite qu'elles sont toutes fondées sur un même postulat de base, à savoir qu'une condition de rupture plastique est réalisée au sein du massif de sol ou le long de surfaces spécifiques. Pour faire apparaître cette rupture plastique, on est forcé d'admettre que l'écran est déplaçable ou déformable de façon à faire travailler le sol. Plutôt que de reprendre les classiques notions de poussée et butée, nous parlerons de poussée active et de poussée passive. La poussée active est la résultante des pressions exercées par le sol sur l'écran lorsque celui-ci se déplace dans le sens d'une expansion du massif et la poussée passive est la résultante de ces mêmes pressions lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif.

2.1.1. - La méthode de Coulomb (1773).

La théorie de Coulomb comme presque toutes les autres méthodes théoriques de calcul des poussées, s'intéresse à un massif de sol homogène, isotrope et pul-

vérulent limité par un talus semi-infini plan. Par suite d'un léger déplacement de l'écran, une partie du massif, contenue dans un prisme appelé prisme de glissement, se met en mouvement. Ce prisme est en équilibre sous l'effet de son poids, de la réaction de l'écran et de celle du sol le long de la surface de glissement.

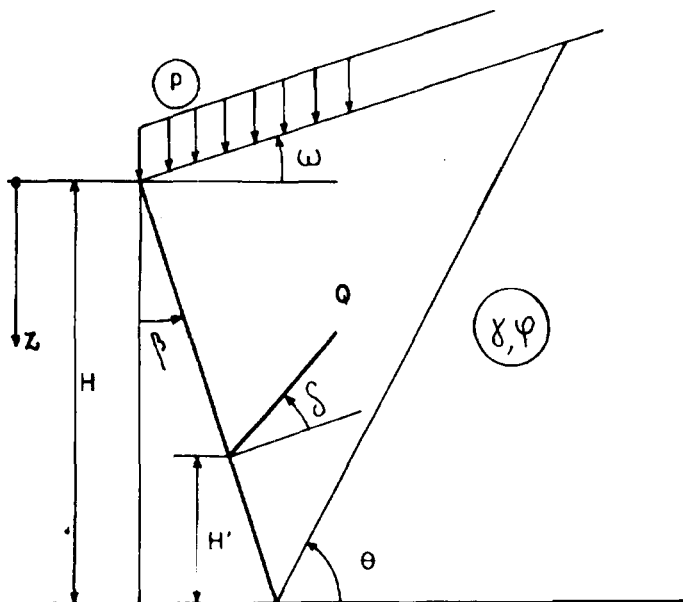


fig : 1

Pour permettre un calcul aisé, Coulomb a fait les hypothèses simplificatrices suivantes :

- 1°/ - La surface de glissement dans le sol est un plan.
- 2°/ - Le matériau contenu à l'intérieur du prisme de glissement se comporte comme un corps solide indéformable.
- 3°/ - Le prisme de glissement est en équilibre limite sur les faces en contact avec le massif et l'écran.

4°/ - Le massif considéré n'est pas le siège d'une nappe susceptible d'engendrer des pressions interstitielles.

La troisième hypothèse a pour conséquence que la direction des pressions sur l'écran est fixée par le coefficient de frottement, supposé connu du sol sur l'écran (soit $\tan \delta$).

Pour déterminer la poussée active Q agissant sur le parement, on appelle :

G_q la résultante du poids propre du prisme de glissement et d'une charge éventuelle sur le remblai,

R la résultante des actions du sol sur le plan de glissement. Connaissant la direction et le module de G_q , et les directions de Q et R , on construit le triangle des forces $a b c$ (voir figure 2).

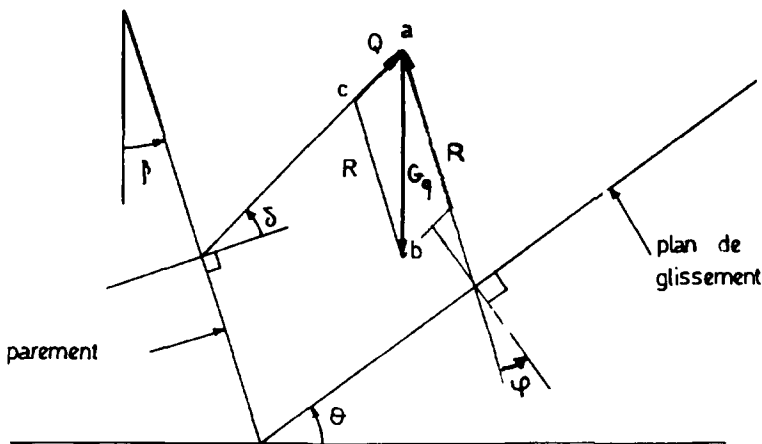


fig : 2

Pour un angle θ donné, les angles de ce triangle sont :

$$\widehat{a b c} = \theta - \varphi$$

$$\widehat{c a b} = \frac{\pi}{2} - \beta - \delta$$

$$\widehat{a c b} = \pi - (\widehat{a b c} + \widehat{c a b})$$

Pour calculer Q , on utilise les relations classiques dans le triangle $a b c$:

$$\frac{Q}{\sin (\theta - \varphi)} = \frac{G_q}{\sin (\widehat{a b c} + \widehat{c a b})}$$

Cette expression ne permet pas encore de déterminer Q car l'expression obtenue est une fonction de θ , cet angle intervenant aussi dans l'évaluation de G_q .

Il est facile de voir que pour $\theta = \varphi$, $Q = 0$ (car $\sin (\theta - \varphi) = 0$).

De même, pour $\theta = \frac{\pi}{2} + \beta$, la fonction $Q(\theta)$ s'annule encore car $G_q = 0$.

La fonction $Q(\theta)$ est donc une fonction positive qui s'annule par les deux valeurs $\theta = \varphi$ et $\theta = \frac{\pi}{2} + \beta$. Elle admet donc un maximum pour une valeur intermédiaire et ce maximum correspond à ce que l'on appelle généralement poussée de Coulomb sur le parement.

Dans le cas d'un massif pulvérulent infini pesant et chargé, les résultats de la théorie de Coulomb ont pu être mis sous forme analytique; nous les reproduisons ci-dessous. On note :

γ = densité du sol (poids spécifique),
 ω = angle du talus infini chargé avec l'horizontal,
 β = angle orienté du plan de l'écran avec le plan vertical,
 p = densité de la charge répartie sur le sol,
 H = hauteur de la projection verticale de l'écran,
 Z = ordonnée courante, comptée positivement vers le bas.

a) - Poussée active :

La poussée active du massif sur l'écran est la résultante d'une charge répartie linéairement, faisant l'angle δ sur la normale à l'écran tel que $\tan \delta$ représente le coefficient de frottement sol-écran, avec la densité linéaire, par mètre linéaire d'écran dans le sens perpendiculaire au plan de figure :

$$q_a(Z) = \gamma K_a (Z + H_0 K_q)$$

$$\text{avec : } H_0 = \frac{p}{\gamma} \quad K_q = \frac{\cos \beta}{\cos (\beta - \omega)}$$

$$K_a = \frac{\cos^2 (\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos (\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta)}{\cos (\delta + \beta)} \frac{\sin (\varphi - \omega)}{\cos (\omega - \beta)}} \right]^2}$$

$$\text{Posons } q_{a0} = q_a(0) = \gamma H_0 K_a K_q \text{ et } q_{a1} = q_a(H) = \gamma K_a (H + H_0 K_q)$$

On peut alors écrire :

$$\text{- résultante : } \dots Q_a = \frac{1}{2} (q_{a0} + q_{a1}) H$$

$$\text{- cote du point d'application : } H' = \frac{H}{3} \frac{2q_{a0} + q_{a1}}{q_{a0} + q_{a1}} \quad (1)$$

b) - Poussée passive (butée).

La mise en équation du problème montre que les calculs de poussée passive se ramènent à ceux de la poussée active si l'on change φ en $-\varphi$ et δ en $-\delta$. Les formules précédentes sont donc encore valables en substituant simplement à la fonction $K_a(\varphi, \beta, \omega, \delta)$, une fonction $K_p(\varphi, \beta, \omega, \delta)$ telle que :

$$K_p(\varphi, \beta, \omega, \delta) = K_a(-\varphi, \beta, \omega, -\delta)$$

c) - L'angle du plan de glissement avec l'horizontale n'admet d'expression analytique simple que dans le cas où l'écran est vertical et le massif non chargé. Sa valeur est donnée par :

$$\cotg \theta = \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi + \sqrt{\frac{\tan \varphi - \tan \delta}{\tan \varphi + \tan \delta}}} \text{ pour la poussée active}$$

(1) Le point d'application ne résulte pas directement du schéma de la page 3. Il faut y ajouter dans le cas d'espèce la loi de variation linéaire de q_a , associée avec un principe selon lequel des calculs par la méthode du prisme de COULOMB, pour des hauteurs partielles de mur, doivent admettre la même valeur de q_a à un niveau donné quelconque.

$$\cotg \theta = \frac{\cos \varphi}{\sqrt{\frac{\tg \varphi + \tg \beta}{\tg \varphi - \tg \delta}} - \sin \varphi} \quad \text{pour la poussée passive}$$

d) - Lorsque l'écran soutient des terres noyées, la poussée se déterminera comme la somme de la pression hydrostatique et de la poussée des terres calculée en déjàugeant le sol, c'est-à-dire en substituant à γ dans les formules précédentes la densité déjàugée $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ (γ_w = poids spécifique de l'eau).

Si l'écran soutient un massif de sol imperméable surmonté par une couche d'eau, on admet que la pression hydrostatique s'exerce sur la partie de l'écran située au dessus de la surface libre du sol, et que le reste est soumis à la poussée des terres sur lesquelles la couche d'eau agit comme une charge répartie.

e) - Dans le cas où le sol considéré présente une certaine cohésion, la plupart des utilisateurs de la méthode de Coulomb la négligent complètement dans la mesure où son rôle est encore très mal défini et où ce rôle agit toujours dans le sens d'une diminution de la poussée active et d'une augmentation de la poussée passive, calculées avec le seul angle de frottement interne. Des calculs plus fins peuvent être faits en utilisant le théorème des états correspondants; mais l'ajustement des valeurs que permet ce théorème semble souvent illusoire.

f) - Citons pour mémoire les méthodes de résolution graphique adaptées de cette théorie, dont les plus célèbres sont celles de CULMANN et PONCELET. Elles sont maintenant d'un emploi assez peu fréquent, mais peuvent être intéressantes lorsque le talus du remblai affecte une forme quelconque.

Sans entrer dans une critique détaillée de la théorie de Coulomb, disons simplement que si elle est d'une très grande simplicité d'application, elle reste dans bien des cas très insuffisante. Cela provient du fait que la surface de rupture du sol n'est pas plane. L'approximation est grossièrement valable pour le calcul de la poussée active, mais s'éloigne fortement de la réalité pour le calcul de la poussée passive. D'autre part, cette théorie suppose que l'on connaisse l'angle de frottement du sol sur l'écran; en fait, cet angle n'est pas connu et l'on doit toujours se contenter d'une valeur estimée qui laisse planer un doute sur la validité des résultats obtenus.

En conclusion, la méthode de Coulomb peut être utilisée :

- pour des calculs de poussée active lorsque l'angle que fait l'écran sur la verticale est relativement faible,

- pour des calculs de poussée active lorsque la forme du talus est compliquée ou que le chargement n'est pas simple (méthode graphique). Dans ce cas, c'est la seule méthode simple, mais les résultats doivent être utilisés avec précaution.

2.1.2. - La théorie de RANKINE (1856).

La théorie de RANKINE étudie l'équilibre, sous l'action de son seul poids, d'un massif pulvérulent indéfini (1) limité par un plan faisant l'angle ω sur l'horizontale. Le sol est encore supposé homogène et isotrope, mais Rankine fait l'hypothèse que l'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur. La présence de discontinuités (provoquées par exemple par des écrans placés

(1) pesant et non chargé; mais la méthode s'étend au cas d'un changement uniforme sur le massif.

au sein du massif) ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Cette théorie constitue le premier effort pour évaluer les contraintes au sein d'un massif de sol.

Nous n'allons pas développer cette théorie que l'on pourra trouver dans tous les manuels de Mécanique des Sols (par exemple dans le cours de Mécanique des Sols de MM. Costet et Sanglerat), mais en citer les principales conclusions.

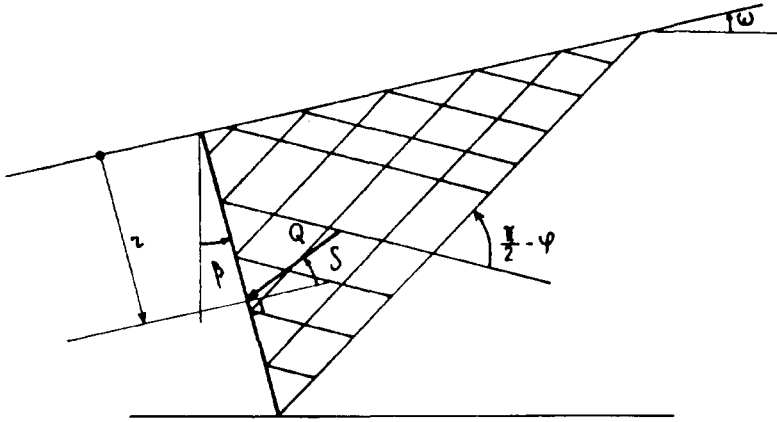


fig : 3

1°/ - A l'équilibre limite, la rupture se caractérise par un double réseau de lignes de glissement formant deux familles de droites parallèles se coupant sous l'angle $\frac{\pi}{2} - \varphi$.

2°/ - La distribution des contraintes le long d'une droite tracée dans le massif (la trace de l'écran par exemple) est triangulaire. L'orientation δ de ces contraintes est uniquement fonction de β et ω .

a) - Cas de la poussée active.

Numériquement, les actions du sol sur l'écran se traduisent par une densité $q_a(r)$ par ml d'écran, proportionnelle à r et donnée par la formule :

$$q_a(r) = \gamma K_a r$$

$$\text{avec } K_a = \frac{\sin \omega \cos(\beta - \omega)}{\cos \delta \sin \varphi \sin(\omega' + \omega)} \left[1 - \sin \varphi \cos(2\beta + \omega' - \omega) \right]$$

en introduisant l'angle ω' défini par : $\sin \omega' = \frac{\sin \omega}{\sin \varphi}$

L'angle δ est donné comme fonction implicite de ω , β et φ :

$$2\beta = \left[\text{Arc sin} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) - \delta \right] - \left[\text{Arc sin} \left(\frac{\sin \omega}{\sin \varphi} \right) - \omega \right]$$

Ces formules se simplifient dans quelques cas particuliers :

Si $\beta = 0$, il est facile de voir que $\delta = \omega$. Dans ces conditions, la densité de poussée active a pour expression :

$$q_a(r) = \gamma r K_a$$

$$\text{avec : } K_a = \cos \omega \frac{\cos \omega - \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}}{\cos \omega + \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}}$$

Si, de plus, $\omega = 0$, il est facile de voir que $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$, résultat identique à celui fourni par la théorie de Coulomb.

b) - Cas de la poussée passive.

Nous avons vu que, dans la théorie de Coulomb, les formules de poussée passive s'obtenaient à partir des formules de poussée active en changeant φ en $-\varphi$, et δ en $-\delta$. Ici, l'inclinaison des actions du sol est fixée par le schéma de calcul employé. Il résulte que les formules de poussée passive s'obtiennent simplement à partir des formules de poussée active en changeant φ en $-\varphi$. En particulier, lorsque β est nul, nous obtenons la formule :

$$q_p(r) = \gamma K_p r$$

$$\text{avec : } K_p = \cos \omega \frac{\cos \omega + \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}}{\cos \omega - \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}} = \frac{\cos^2 \omega}{K_a}$$

c) - Dans le cas des sols cohérents, on peut également faire intervenir la cohésion à l'aide du théorème des états correspondants, mais la validité du résultat obtenu reste assez illusoire.

d) - La théorie de Rankine telle qu'elle vient d'être rappelée ne permet pas de tenir compte d'une éventuelle charge sur le remblai. Cela peut se faire, mais par des méthodes d'approximation.

La critique essentielle que l'on peut faire à la méthode de Rankine est qu'elle impose l'orientation de la contrainte s'exerçant sur l'écran. Si, par exemple la surface du sol est horizontale, la poussée sur l'écran est elle-même horizontale; ce fait a été contredit par toutes les mesures et constatations effectuées à ce jour. L'inclinaison de la poussée dépend du frottement entre le sol et l'écran.

D'autre part, et l'on rejoint là une critique déjà formulée à l'encontre de la théorie de Coulomb, les lignes de glissement ne sont pas des droites. L'apparition de contraintes de cisaillement à la surface de séparation du sol sur l'écran tend à incurver les lignes de glissement au voisinage de cette surface. Le phénomène est assez peu prononcé en phase d'expansion du massif, mais très marqué en phase de compression. Malgré cela, la méthode de Rankine reste la plus employée pour les cas courants. Elle donne des résultats généralement pessimistes et, pour les calculs rapides, permet de fixer sans mal un ordre de grandeur. Nous pensons donc qu'elle peut être employée pour de petits ouvrages mais que la méthode de Caquot-Kerisel (voir ci-dessous) donne dans tous les cas des résultats plus fiables.

2.1.3. - La méthode de BOUSSINESQ-CAQUOT-KERISEL.

BOUSSINESQ a bâti un schéma en 1882 permettant de prendre en compte le frottement des terres sur l'écran, remédiant en cela au principal défaut de la théorie de Rankine. Ce schéma suppose encore un massif semi-infini pulvérulent homogène et isotrope limité par une surface plane, et introduit l'angle δ de la poussée avec la normale à l'écran. De plus, sur une droite passant par l'arête de l'écran, la contrainte est supposée croître linéairement à partir de cette arête.

En fait, Boussinesq n'a fait que poser les équations du problème. Caquot et Kerisel les ont développées jusqu'à une intégration numérique complète se traduisant par des tables de "poussée" et de "butée".

Plus précisément, Caquot et Kerisel ont considéré un massif pulvérulent limité par l'écran et la surface libre plane. Ce massif est décomposé en deux parties séparées par un plan de glissement (OC sur la figure) tel que dans la zone OAC le sol soit en équilibre de Rankine et dans la zone OBC en équilibre de Boussinesq.

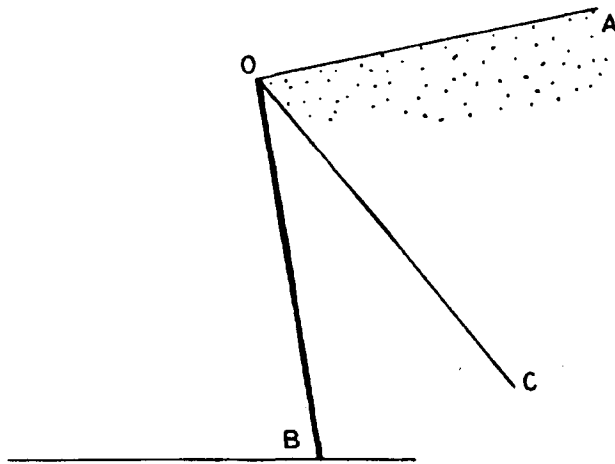


fig : 4

Mathématiquement, le problème revient à chercher une solution des équations différentielles d'équilibre de Boussinesq qui satisfasse aux conditions aux limites suivantes :

- raccordement sur OB aux conditions d'orientation de la contrainte,
- raccordement sur OC aux conditions de l'équilibre de Rankine.

Sauf dans le cas d'un massif surchargé non pesant, les équations différentielles de Boussinesq ne sont pas intégrables sous forme de fonctions usuelles. Caquot et Kerisel les ont résolues par approximations successives. Le résultat de leurs calculs figure dans leur Traité de Mécanique des Sols édité chez Gauthier-Villars.

Les Tables de poussée active et passive ont été revues et complétées (notamment pour les tables de poussée passive) par MM. L'HERMINIER et ABSI qui les ont publiées dans la collection des Cahiers de la Recherche (Eyrolles Editeur n° 16 et 28).

Elles représentent actuellement la méthode théorique la plus sûre de détermination des coefficients de poussée, dans la mesure où elle procède d'une solution mathématiquement exacte des équations d'équilibre du massif. Le seul problème réside encore dans la validité des hypothèses de base.

Lorsque le remblai est chargé, les calculs de poussée se font en superposant les actions du massif pesant réel, supposé non chargé, et d'un massif fictif non pesant, de même géométrie que le premier, et recevant la charge réelle.

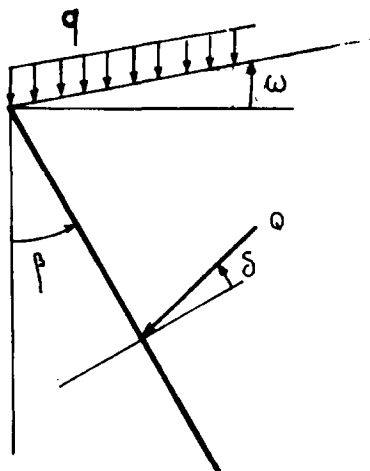


fig : 5

Dans le cas le plus général, la poussée Q à l'angle δ , engendrée par une charge q uniformément répartie sur le talus supposé infini, est la résultante d'une densité uniforme q_e appliquée sur toute la hauteur de l'écran, et qui vaut :

$$q_e = q K_q \text{ avec :}$$

q_e et q étant évalués au ml de leur surface d'application et :

$$1^{\circ}/ \quad K_q = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \gamma}{1 + \sin \varphi} e^{-2\theta \operatorname{tg} \varphi} \text{ pour la poussée active}$$

$$\sin \gamma = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}, \quad 2\theta = 2\omega - 2\beta + (\gamma - \delta)$$

$$2^{\circ}/ \quad K_q = \frac{\cos \delta + \sin \varphi \cos \gamma}{1 - \sin \varphi} e^{2\theta \operatorname{tg} \varphi} \text{ pour la poussée passive,}$$

$$2\theta = 2\omega - 2\beta - (\gamma + \delta)$$

2.1.4. - Méthode de Sokolovski

Nous venons de voir comment la méthode de Caquot-Kerisel traite le cas d'un massif pesant chargé. On notera toutefois que cette manière de procéder n'est pas satisfaisante sur le plan théorique; en effet, la superposition n'est possible que dans le cas de l'élasticité linéaire, ce qui n'est nullement le cas des problèmes de poussée d'un sol sur un écran où l'on se place à l'état limite plastique. D'autre part, les méthodes théoriques de calcul des poussées dues à des massifs chargés sont toutes très compliquées et nécessitent pratiquement l'emploi d'un programme de calcul électronique pour chaque cas particulier. Pour les ouvrages de soutènement, il suffira de se référer à des méthodes d'approximation en ayant bien soin de toujours savoir de quel côté de la sécurité se situe la solution approchée ainsi obtenue.

Nous signalons cependant que Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques permettant d'aborder de manière rigoureuse les problèmes en milieu pulvérulent ou cohérent. Cette méthode, également utilisée par M. Mandel, consiste simplement à résoudre le système d'équations différentielles d'équilibre du milieu considéré par la méthode des caractéristiques. Des résultats sont publiés dans la traduction anglaise de l'ouvrage de Sokolovski : "Statics of granular media" (1965 - Pergamon Press).

Mais cette méthode reste d'une utilisation limitée car elle nécessite des calculs longs et fastidieux qui ne peuvent être exécutés que par un ordinateur pour chaque cas particulier. De plus, la distribution des contraintes n'est pas linéaire, ce qui ne facilite pas l'exploitation des résultats. Son seul intérêt semble de permettre d'apprécier les erreurs induites par l'application des autres méthodes.

2.2. - Poussée théorique et poussée réelle.

Nous venons de voir que les méthodes traditionnelles de calcul des poussées, actives ou passives, s'appuient sur une condition de rupture plastique au sein du massif ou le long de surfaces spécifiques. Cette condition de rupture suppose elle-même un déplacement de l'écran dans le sens d'une expansion ou d'une compression du massif. Jusqu'ici, aucune référence n'a été faite au type de déplacement envisagé ou à la valeur de ce déplacement. Or les nombreuses expériences effectuées dans le monde ont montré que la poussée d'un sol sur un écran dépend non seulement des caractéristiques géotechniques du sol mais également de la nature et de la valeur du déplacement imposé.

Le schéma de la figure 6 illustre la différence entre la poussée des terres à l'équilibre et au voisinage de la rupture pour un type de déplacement particulier (rotation) de l'écran et un sol pulvérulent.

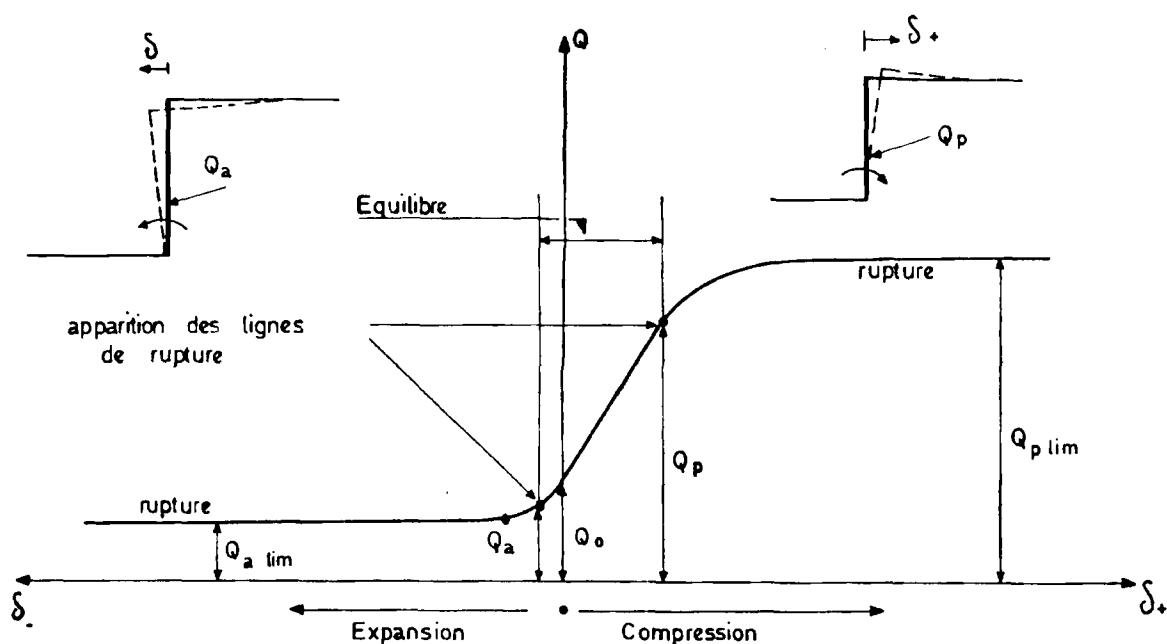


fig : 6

De la même façon, la forme du diagramme des pressions du sol sur l'écran dépend de la nature du déplacement imposé à l'écran. Les quatre dessins de la figure 7 montrent l'allure approximative des diagrammes de poussée pour quatre déplacements particuliers qui sont : la rotation inférieure (a) la translation parallèle (b), la rotation supérieure (c) et la déformation de flexion (d). Les dessins (c) et (d) correspondent d'ailleurs au cas des tranchées étayées et ancrées.

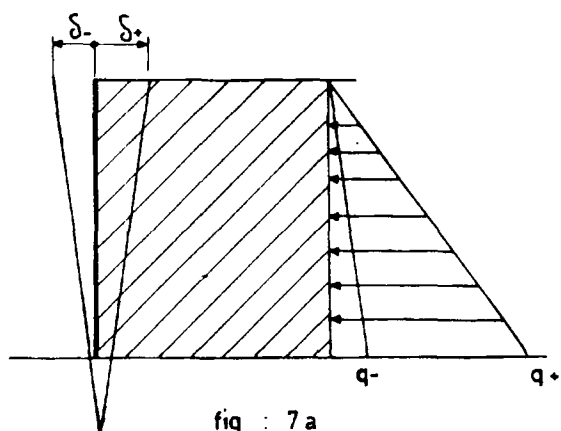


fig : 7 a

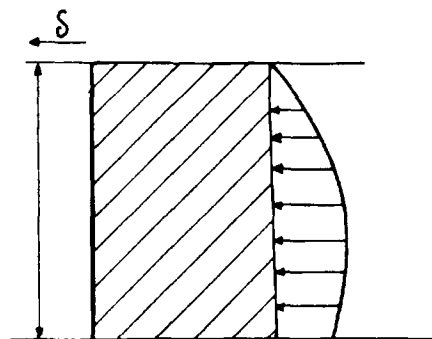


fig : 7 b

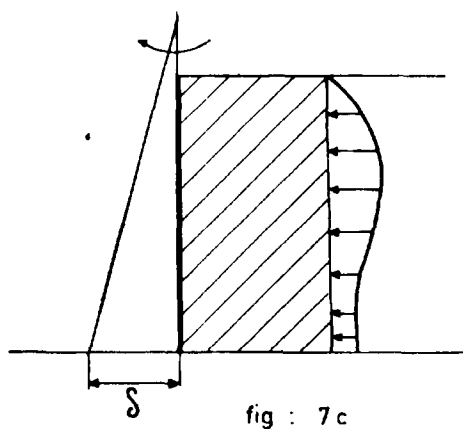


fig : 7 c

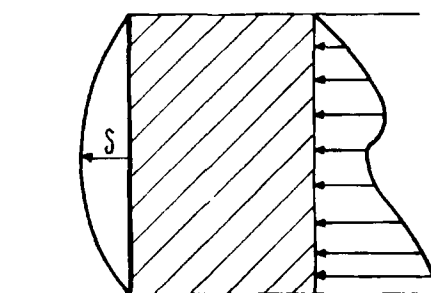


fig : 7 d

fig : 7

Ces quelques schémas permettent de comprendre que le problème de la poussée d'un sol sur un écran est loin d'être résolu par les méthodes théoriques précédemment rappelées.

Il serait intéressant de connaître l'ordre de grandeur des déplacements permettant de mobiliser la poussée, active ou passive, que l'on peut calculer à partir des méthodes traditionnelles. La littérature est abondante sur ce sujet (Terzaghi, Rinkert, Kézdi, Dufour, Brinch-Hansen etc ...) mais peu homogène. La dispersion des résultats d'essais n'est d'ailleurs pas surprenante étant donnée la grande quantité de paramètres influant sur les mesures : nature et densité du sol, caractéristiques géométriques et mécaniques du mur etc ...

De plus, le rôle de la cohésion est encore très mal connu. Et la présence d'eau dans le sol fait qu'un matériau pulvérulent légèrement humide peut donner, à court terme, une paroi de déblai verticale si sa hauteur n'est pas très importante. Disons, pour fixer les idées, que si H est la hauteur du massif soutenu, les déplacements nécessaires pour mobiliser les grandeurs Q_{alim} et Q_{plim} de la figure 6 sont respectivement de l'ordre de $H/1000$ et $H/100$.

En dehors des problèmes liés à la nature et à la valeur des déplacements nécessaires pour mettre un sol en état de rupture, nous constatons également que les méthodes classiques, ainsi d'ailleurs que les travaux les plus récents en Mécanique des Sols, s'intéressent essentiellement aux milieux pulvérulents ou purement cohérents. Cette simplification est avant tout liée au mode de rupture envisagé.

Cependant, dans la plupart des pays, les couches supérieures de l'écorce terrestre sont constituées par des sols de transition entre le sable et l'argile, c'est-à-dire par des silts, des graves silteuses et des graves argileuses. D'ailleurs le terme "sols de transition" ne concerne pratiquement que leur granularité dans la mesure où leurs propriétés mécaniques ne peuvent être considérées comme réalisant une transition entre les comportements des deux types extrêmes de sol.

Les méthodes traditionnelles présentent donc la faiblesse de ne s'adresser qu'à des milieux idéaux, dotés de propriétés physiques relativement simples, caractérisées par les valeurs vaguement définies d'un angle de frottement interne et d'une cohésion. Si l'on s'en tient à ces paramètres considérés comme de réelles constantes pour un matériau donné, la théorie est effectivement aisée, mais elle aboutit souvent à des schémas offrant des sécurités soit insuffisantes soit surabondantes.

Ainsi que nous l'avons dit au paragraphe 1, les valeurs calculées à partir des méthodes théoriques du § 2.1. doivent être considérées comme des valeurs moyennes; les valeurs réelles peuvent s'écarter notablement de ces valeurs moyennes du fait de l'influence de paramètres qui ne sont pas pris en compte dans les calculs. Les développements qui suivent ont pour but de recenser les phénomènes les plus importants susceptibles d'être pris en compte par le projeteur pour mieux apprécier le niveau de sécurité de la construction.

2.2.1. - Poussée des terres au repos.

La courbe de poussée totale reproduite sur la figure 6 montre qu'en l'absence de déplacements de l'écran, l'action du sol sur l'écran est égale à une valeur Q_0 intermédiaire entre les valeurs limites Q_{alim} et Q_{plim} . Cette valeur Q_0 est ce qu'on appelle la poussée des terres au repos.

Le récent congrès de MADRID (1972) a mis l'accent sur le problème que pose la détermination de la pression des terres au repos. Il semble de plus en plus nécessaire de connaître au moyen d'essais in-situ les contraintes réelles existant dans un sol donné. Les sols étant des matériaux tellement complexes, les erreurs induites par une mésestimation des contraintes initiales peuvent être très importantes.

Par exemple, le coefficient de poussée K_0 d'une argile normalement consolidée peut descendre jusqu'à 0,5, alors que pour une argile fortement surconsolidée, ce coefficient peut atteindre la valeur 2,5.

Les valeurs du coefficient de poussée des terres au repos ont fait l'objet, pour divers types de sols, de mesures en laboratoire et in-situ. Les expériences de Laboratoire ont surtout montré qu'il était très difficile de définir ce coefficient par un essai sur échantillon. Quant aux mesures in-situ, elles souffrent évidemment du fait que les appareillages existants remanient considérablement le sol soit avant soit pendant les mesures. Il faudrait théoriquement des appareils permettant d'effectuer des mesures sans aucune déformation du sol. Encore n'a-t-on a priori aucune raison de croire que la répartition des contraintes dans un sol au repos soit assez homogène, même en cherchant à connaître des moyennes sur d'assez grandes surfaces. Des auteurs ont proposé, pour leur part, des formules analytiques de ce coefficient K_0 en essayant de le rattacher à l'angle de frottement interne du sol.

La plus connue de ces formules est celle de Jaky (1944) :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

qui est en fait une simplification de l'expression théorique :

$$K_0 = (1 + \frac{2}{3} \sin \varphi) (1 - \sin \varphi) / (1 + \sin \varphi)$$

Des mesures effectuées par comparaison avec cette formule ont montré qu'elle semble donner des résultats à peu près valables pour un sol normalement consolidé en l'absence de contraintes spéciales. Parmi les méthodes les plus récentes de calcul, la méthode de SOWADA semble donner des résultats assez cohérents pour les sols normalement consolidés, mais nous ne détaillons aucun calcul car l'état actuel des connaissances ne permet pas d'opter pour une formule plutôt que pour une autre.

Il n'en reste pas moins que le problème subsiste et que des précautions de calcul spéciales doivent être prises pour certains ouvrages rigides, c'est-à-dire tels que le mouvement de l'écran ou sa déformation sont si petits qu'ils ne suffisent pas à mobiliser les poussées active ou passive limites. C'est en particulier le cas des bajoyers d'écluse en béton armé lorsqu'ils sont encastrés sur le radier, des portiques remblayés de part et d'autre, des cadres fermés noyés dans un remblai, des murs de soutènement très raides fondés sur du rocher, des doubles parois enserrant un massif et reliées par des tirants à travers ce massif.

Nous voyons donc qu'une distinction fondamentale doit être faite entre les ouvrages dits rigides et les ouvrages souples ou déplaçables. Nous allons examiner succinctement les particularités de chaque type.

2.2.2. - Cas des ouvrages rigides.

Nous venons de voir que pour les ouvrages rigides (et indéplaçables) il fallait tenir compte de la poussée des terres au repos. L'expérience montre que

que plusieurs effets, pouvant se produire dans des conditions courantes, peuvent modifier de façon significative la valeur des poussées.

a) - Effet du compactage.

Des constatations expérimentales ont montré que les pressions résiduelles dans un massif sableux après compactage pouvaient être supérieures de deux à trois fois à celles d'un massif sableux non compacté. Ce même phénomène a été observé dans le cas de massifs argileux.

De nombreux travaux ont abouti à la conclusion que les pressions latérales sur les structures rigides et indéplaçables dépendent du mode de mise en place du remblai, si celui-ci n'est pas le terrain naturel, du mode de compactage de ce matériau, tout autant que de ses paramètres géotechniques.

Plus précisément, la poussée au repos est une fonction de l'énergie de compactage. Il en résulte que dans le cas de remblais pulvérulents, peu de tassements sont à attendre, et un compactage intensif doit être évité s'il n'est pas nécessaire. Mais si le remblai est de qualité douteuse et qu'il doit porter une chaussée routière, il faut tenir compte dans les calculs :

- de l'effet du compactage réalisé au moment de l'exécution,
- du compactage naturel que réalise en permanence la circulation routière sur la chaussée,
- des modifications corrélatives affectant la densité et l'angle de frottement interne du matériau de remblai.

Cette prise en compte est à faire au moment du choix des actions de calcul pour un ouvrage donné. Les principes généraux sont examinés en détail au § 5 (valeurs caractéristiques des actions).

b) - Effet de variations de température.

Nous signalons cet effet à titre indicatif. Il n'affecte pas les ouvrages de soutènement à proprement parler, mais plutôt les murs de front des culées de ponts. Des mesures ont montré qu'en été, sous l'effet de la dilatation, le tablier d'un pont pousse les culées contre le remblai. Il s'ensuit une réaction du sol donnant lieu à des pressions nettement plus fortes que celles enregistrées en hiver lorsque le tablier se rétracte. La poussée du sol accomplit alors un cycle entre poussées active et passive, surtout dans le cas des remblais cohérents, montrant que ceux-ci doivent être considérés comme des matériaux vivants et évolutifs.

c) - Effets des variations de volume du remblai.

Lorsque l'on doit construire un ouvrage en déblai, il est rare que le sol naturel soit de bonne qualité; il est toujours plus ou moins cohérent et il ne faut pas oublier qu'une argile est toujours gonflante, dans des proportions variables suivant sa nature.

Lorsque l'eau s'infiltré dans le remblai, les argiles augmentent de volume et, lorsque la structure est rigide, exercent sur l'écran des poussées supplémentaires dont il faut tenir compte. Cependant, l'influence de ce phénomène est bien amoindrie si l'on a prévu un système de drainage efficace et durable entre le remblai et l'écran.

Les variations saisonnières dans un matériau cohérent peuvent engendrer d'importants dommages même pour des ouvrages de soutènement relativement modestes, si le processus suivant se développe : au cours d'un été chaud et sec, le remblai est asséché, et, sous l'effet du retrait, se décolle du parement de l'écran à la partie supérieure. L'interstice ainsi créé se comble assez rapidement par de petits fragments de sol et de matériaux organiques de sorte que lorsque la pluie revient, en automne, et que la partie supérieure se sature et se remet à gonfler, la pression de gonflement se transmet directement au mur. Le mur, n'étant pas calculé pour cette surpression, peut se briser dès que celle-ci devient trop importante. Ce phénomène a été signalé par M. KEZDI au congrès de MADRID en 1972. Il n'est pas inexorable mais demande d'apporter du soin aux dispositions constructives.

d) - Effet d'une translation parallèle de l'écran.

Ce phénomène peut se produire, par exemple dans le cas d'un mur classique en béton armé qui se met à glisser sur le sol de fondation. Des mesures ont été effectuées dans ce cas et ont montré que la poussée des terres décroît à peu près linéairement si l'écran se déplace à vitesse constante. Puis, lorsque le mouvement s'arrête, la poussée active se remet à croître pour atteindre une valeur voisine de la poussée au repos. Mais ce phénomène est relativement rare.

e) - Effets d'une dépression vers le bas.

Il peut arriver qu'une dépression, se produisant au sein d'un massif de terre, modifie complètement les conditions de l'équilibre. Une des conséquences les plus notables d'une dépression est la formation d'effets de voûte. Un exemple en est donné au paragraphe suivant destiné à expliquer les diagrammes de poussée réelle sur les écrans souples. Mais nous pouvons citer deux cas où l'effet de voûte semble devoir être considéré comme schéma de fonctionnement pour le calcul : il s'agit des silos et les ponts de type ISOSTAT.

Nous ne nous étendrons pas sur les effets de voûte, ou de couple, dans le silos, mais nous illustrerons le phénomène en question par l'exemple des ponts ISOSTAT.

Les ponts de ce type se présentent comme des portiques sur semelles,

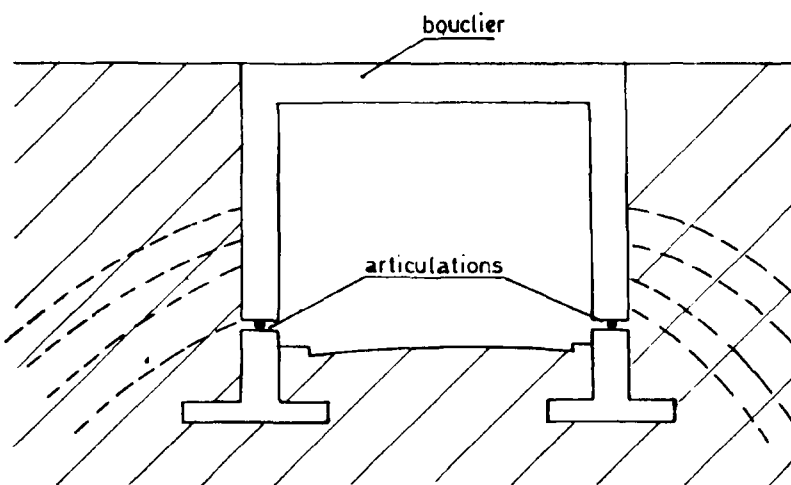


fig : 8

possédant deux articulations dans les piédroits (voir figure 8). Les constatations sur modèle réduit ont mis en évidence le phénomène suivant : sous l'effet des poussées dues aux terres sur les piédroits, la structure se déforme avec poussée vers l'intérieur des articulations. De cette déformation résulte une décompression des sols à partir de la cote des joints. La tendance à l'enfoncement du bouclier (c'est ainsi qu'on appelle la partie monolithique supérieure de l'ouvrage) est alors stoppée par un effet de voûte avec le terrain; les lignes de force de cette voûte sont schématisées en pointillé sur la figure 8.

Il résulte de ceci que le comportement des sols ne peut être étudié indépendamment de la structure en contact et que les schémas théoriques de calcul des poussées peuvent être insuffisants. En second lieu, l'attention doit être attirée sur le fait que les conditions d'exécution jouent un rôle capital dans ce genre de problème : le comportement réel doit, en effet, être celui qui a été prévu pour le calcul.

f) - Effets dynamiques.

Les effets dynamiques concernent essentiellement le comportement des ouvrages de soutènement construits en zone sismique. Le problème n'est d'ailleurs à considérer que dans les sites où la probabilité d'apparition de séisme est élevée. Pour des structures comme les murs-poids, le plus grand danger est alors le glissement sous la base, de sorte que la stabilité générale de la structure dépend essentiellement des contraintes dynamiques agissant entre la base et le sol de fondation. Cependant, comme ce problème est fort complexe, il est plus simple de considérer que les effets dynamiques d'un séisme se traduisent par une augmentation de poussée que l'on introduit dans les calculs de dimensionnement. Nous verrons plus loin une méthode empirique proposée par M. SEED (1969) permettant de tenir compte de ces phénomènes.

2.2.3. - Cas des ouvrages souples.

Par ouvrages souples, nous entendons essentiellement les rideaux de palplanches, les parois moulées et les fouilles étayées.

C'est dans ce domaine que la connaissance des poussées d'un sol sur un écran est la plus floue. En effet, lorsque l'écran étudié est souple, il existe un lien étroit entre le comportement du sol et la déformation de cet écran, de sorte que les phénomènes de poussée ne peuvent être abordés intrinsèquement à partir des caractéristiques du sol.

Mais alors, il devient inutile de considérer le problème général de la poussée sur un écran souple dans la mesure où il faudra faire intervenir les liaisons réelles de cet écran qui conditionnent sa déformation.

Dans la pratique, on utilise les écrans souples pour réaliser des rideaux qui peuvent être soit ancrés soit libres. Dans ce dernier cas, leur stabilité ne peut être assurée que par les réactions du sol sur la partie enterrée que l'on appelle la fiche. Les rideaux ancrés doivent, au contraire, leur stabilité à une ou plusieurs lignes de tirants qui sont reliés à des plaques d'ancrage enterrées dans le sol, ou bien par des tirants forés, injectés puis mis en tension comme des câbles de précontrainte (l'injection de scellement étant faite avant mise en tension).

Ce sont ces derniers dont le comportement fait actuellement l'objet du plus grand nombre d'études. On a, en fait, constaté relativement peu de dommages, sur de telles structures, dus à un mauvais dimensionnement; très généralement, les causes de dégâts sont liées à des défauts de reconnaissance ou d'exécution. Il en résulte que l'application (très courante) des méthodes classiques au calcul des poussées sur les écrans souples conduit généralement à des structures relativement surdimensionnées.

De nombreux expérimentateurs ont constaté que, par exemple dans le cas d'un rideau souple ancré en tête et fiché dans le sol, les poussées réelles du remblai sont réduites, entre les niveaux d'ancrage et de fichage, par rapport aux poussées déterminées par les méthodes théoriques. Pour expliquer ce phénomène les théoriciens de la mécanique des sols ont fait intervenir un mécanisme de voûte, défini pour la première fois par TERZAGHI dans son traité de Mécanique

des Sols Théorique. Selon la déformation de l'écran, les différentes parties du remblai tendent à se déplacer dans des proportions différentes; les mouvements relatifs des masses de sol font apparaître entre elles des contraintes de cisaillement qui tendent à retenir les masses susceptibles de subir les plus grandes déformations, ce qui diminue les pressions sur les parties les plus déformées de l'écran, tout en augmentant celles qui s'exercent sur les parties les moins déformées. Ce mécanisme de voûte est encore mal connu et semble devoir être nettement plus compliqué que celui correspondant à la définition de TERZAGHI. Le Pr. ROWE a donné un exemple simple de mécanisme reproduit sur les dessins de la figure 9.

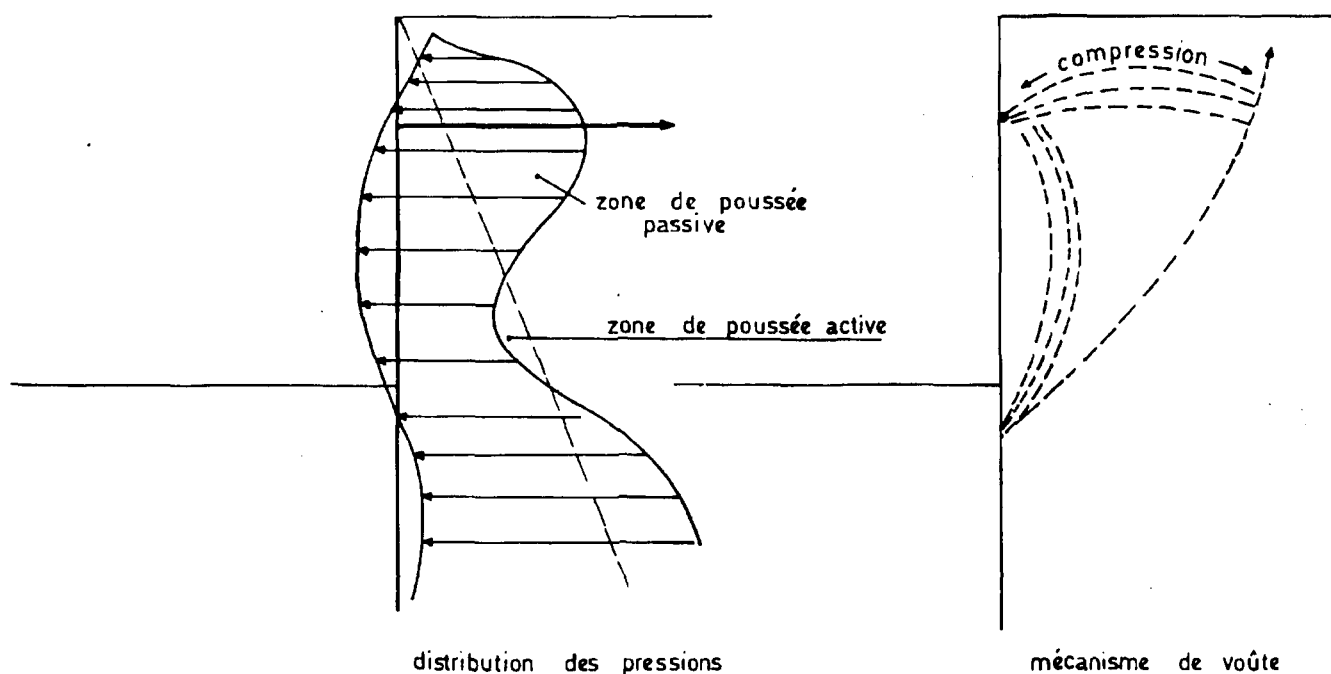


fig : 9

Nous n'entrerons pas dans de longs développements compte tenu que les Mécaniciens des sols n'ont pas encore fourni d'interprétation pleinement satisfaisante des phénomènes de poussées sur un écran souple.

Tout ce que l'on peut dire, c'est que les pressions sur un écran souple sont très différentes de celles que fournit un calcul par les méthodes classiques, d'où il résulte que les moments fléchissants dans l'écran sont généralement assez inférieurs à ceux que l'on peut calculer. La redistribution des poussées sur un écran doit être interprétée à partir de phénomènes de voûte qui diminuent les pressions à certains endroits pour les majorer à d'autres. Mais de nombreuses recherches restent à faire pour connaître la réaction du sol en cours de travaux lorsqu'on dispose successivement plusieurs files d'ancrages, pour connaître l'influence de la nature du sol de remblai ainsi que celle du déplacement d'ensemble des structures.

Parmi les méthodes de calcul les plus modernes et qui serrent de plus près la réalité, nous citerons celles qui attribuent au sol, pour le tronçon enterré, un comportement pseudo-élastique; elles supposent essentiellement que la déformation de l'écran est rigoureusement proportionnelle à la réaction horizontale du sol. Le coefficient de proportionnalité est différent si l'écran développe dans le

sol des poussées actives ou passives. Cette méthode sera reprise en détail dans les sous-dossiers traitant des ouvrages en palplanches et en parois moulées.

2.2.4. - Conclusion.

L'ensemble des développements qui précèdent tend à prouver qu'il n'existe pas un grand lien entre les poussées théoriques et les poussées réelles. Ceci provient du fait qu'un sol n'est jamais idéal ni homogène et que deux paramètres ne suffisent pas à décrire quantitativement son comportement. La cohésion a un rôle si complexe que, d'ailleurs, les projeteurs la négligent toujours.

L'interaction entre l'écran et le sol est tout aussi mal définie. Elle se résume, dans le cas des ouvrages rigides, à une méconnaissance totale des contraintes de cisaillement qui peuvent prendre naissance à la surface de séparation sol-écran, et, dans le cas des ouvrages souples, à la méconnaissance totale de phénomènes beaucoup plus importants d'interaction mécanique.

Cependant, comme il faut tout de même construire des ouvrages de soutènement aussi économiques que possible, il convient de savoir ce que l'on peut faire pour évaluer les poussées. Nous tentons d'y répondre dans ce qui suit.

Il doit, auparavant, être noté que ces moyens ne permettant que d'apprécier les résultantes des poussées, la répartition réelle des pressions risque d'être toute différente du schéma retenu. De ce fait il importe qu'un ouvrage ait toujours un certain pouvoir répartiteur vis-à-vis des "pics" des pressions. C'est cette nécessité qui souvent, conditionne sa résistance dans la direction où, théoriquement, il ne subit aucun effort interne.

2.3. - Choix d'une méthode de calcul.

2.3.1. - Détermination des paramètres caractéristiques du sol.

Dans la pratique, lorsque l'on veut évaluer une poussée d'un sol sur un écran, cet écran peut faire partie d'un ouvrage qui peut être construit soit en déblai, soit en remblai, soit dans un cas intermédiaire.

a) - Les ouvrages en déblai sont essentiellement les ouvrages en parois moulées ou en palplanches, ou toute autre technique dérivée ne remaniant pas le sol en place.

La connaissance du terrain peut être acquise au moyen de mesures in-situ ou en Laboratoire, à partir d'échantillons prélevés. On peut, en particulier, déterminer les paramètres C et φ par des essais sur ces échantillons intacts. Ces essais sont décrits dans le fascicule 3.6. du dossier FOND 72. Nous rappelons qu'il en existe trois types principaux : la compression simple, la boîte de cisaillement et la compression triaxiale, et que chaque type d'essai peut donner lieu à un ou plusieurs modes opératoires.

Pour les sols pulvérulents, il convient de déterminer les caractéristiques à long-terme C' et φ' que l'on peut mesurer soit à la boîte de cisaillement, soit au triaxial dans un essai CD (Consolidé Drainé).

Pour les sols cohérents, ou fins, la considération du court terme semble de plus en plus douteuse; les paramètres correspondant au court terme (C_u et $\varphi_{cu} = 0$) donnent généralement des calculs pessimistes qui ne correspondent guère à la réalité. Une légère cohésion suffit à maintenir, pendant un temps plus ou moins long un talus meuble quasi-verticalement. La mise en poussée est relativement progressive et il suffit donc de ne considérer que les caractéristiques intergranulaires à long terme, qui peuvent également se déterminer comme pour les sols pulvérulents.

La densité du sol doit également faire l'objet de mesures; pour les sols cohérents, il faut faire intervenir le poids spécifique total, et, pour les sols pulvérulents, ce même poids spécifique devra être déjaugé en présence d'une nappe aquifère.

b) - Lorsque l'ouvrage est construit en remblai, ou en déblai mais avec remplissage de l'intervalle le séparant du sol, le problème se pose différemment. Dans le cas d'un remblai exécuté après l'ouvrage, on ne connaît a priori, pas bien ou pas du tout le matériau de remblaiement qui sera utilisé, de sorte qu'il est assez difficile de déterminer des constantes quelconques. Dans le cas du remblai partiel, le projeteur doit d'abord se fixer l'écran de calcul. c'est-à-dire l'écran sur lequel il va calculer la poussée, et qui peut être différent de la surface de contact de l'ouvrage avec le sol (voir pièce 2.1. du sous-dossier 2). Ensuite, si l'écran de calcul est contenu dans le "cône de remplissage", il y a lieu de se demander si le terrain arrière est plus poussant ou non que le matériau contenu dans le cône. Dans l'affirmative, on est ramené au cas a) et dans le cas contraire on se trouve dans la même indétermination que précédemment.

Nous signalons d'ailleurs que la question de savoir si le terrain arrière est plus poussant peut être tranchée par une méthode du type de celle qui sera exposée au § 1.9 de la pièce 2.1; mais cette méthode nécessite une connaissance des caractéristiques du sol de remplissage.

Les errements traditionnels consistent à se donner un matériau pulvérulent d'angle de frottement interne égal à 30°. Ces errements devraient être abandonnés de façon à serrer la réalité de plus près.

En effet, la donnée d'un angle égal à 30° est relativement optimiste. D'autre part, les matériaux de remblai employés pour un ouvrage donné sont pris dans une zone contenant le lieu de l'ouvrage et assez réduite. Le projeteur peut donc avoir une idée des matériaux dont il peut disposer sans grands frais de transport.

Pour faciliter la tâche des projeteurs, nous donnons ci-après un tableau de valeurs moyennes des paramètres C et φ pour divers types de sols.

Les valeurs indiquées dans le tableau peuvent être exploitées pour un projet, mais en suivant les prescriptions et méthodes d'évaluation indiquées au § 5.1.2.

Nota : I_D = Indice de densité. On rappelle que l'indice de densité est défini; pour un milieu pulvérulent par le rapport :

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$e_{\max}$ = indice des vides maximum correspondant à la densité la plus faible.

$e_{\min}$ = indice des vides minimum correspondant à la densité la plus forte.

e = indice des vides du sol en place.

	Type de sol <i>Granulats légers ?</i>	Densité			φ°	Cohésion T/m ²
		Saturé	Humide	Déjaugé		
Sols non cohérents	Sables $\left\{ \begin{array}{l} I_D \leq 0,3 \\ 0,3 < I_D \leq 0,5 \\ 0,5 < I_D \end{array} \right.$	1,9 2,0 2,1	1,7 1,8 1,9	0,9 1,0 1,1	30 32 35	
	Graviers	2,0	1,7	1,0	35	
	Sable-gravier	2,1	1,9	1,0	35	
	Tout venant de carrière	-	1,7	1,0	35	
Sols cohérents	Argiles $\left\{ \begin{array}{l} \text{molles} \\ \text{compactes} \end{array} \right.$	1,8 2,1		0,8 1,1	15 15	0 2,5
	Argiles $\left\{ \begin{array}{l} \text{molles} \\ \text{sableuses} \end{array} \right.$	2,1 2,2		1,1 1,2	22 22	0 0,5
	Silts	2,0		1,0	22	0
	Argiles organiques (boues, vases, limons)	1,7		0,7	10	0
	Tourbe	1,1		0,1	15	0

Nous signalons, à titre indicatif, que les sables et graviers naturels ont un indice des vides variant entre 0,43 et 1 environ, suivant leur degré de compacité.

$e_{\max}$ et $e_{\min}$ sont mesurés dans des essais bien définis. Ainsi $e_{\min}$ se détermine en laissant le sol sédimenter dans l'eau ou en déversant le sol sec d'une faible hauteur dans un récipient; $e_{\max}$ s'obtient en passant ou serrant le sol par des chocs ou des vibrations.

Lorsque les sols du tableau précédent sont mélangés, une valeur intermédiaire judicieuse pourra être prise par le projeteur, en fonction de proportions relatives des divers constituants.

Nous rappelons que les angles de talus naturels des divers sols cités ne correspondent en rien aux angles de frottement interne : en effet l'angle que peut faire la surface libre d'un corps avec l'horizontale caractérise le frottement entre les particules du sol à sa surface, pour un milieu pulvérulent, le frottement et la cohésion pour un milieu cohérent. L'angle de frottement interne caractérise le frottement entre les particules à l'intérieur du massif; ce dernier est constant pour un sol homogène donné alors que le premier dépend essentiellement du degré d'humidité du sol. D'ailleurs il serait impensable d'attribuer à un sol cohérent un angle de frottement interne de 90° parce qu'une paroi de déblai peut tenir verticalement pendant quelques temps !

Nous signalons cependant que la différence n'est pas très grande pour les sols pulvérulents propres et secs, notamment pour les éboulis.

2.3.2. - Choix d'une méthode de calcul.

Le choix d'une méthode de calcul est lié au schéma simplificateur adopté pour le dimensionnement de la structure. On peut être amené à calculer des poussées sur des écrans réels ou des écrans fictifs. Un exemple de calcul de poussées sur un écran fictif est donné dans le sous-dossier 2 : c'est le cas des murs à semelle pour lesquels la surface de contact du sol avec le parement interne du voile n'est pas une surface de rupture.

Cette remarque étant faite, nous distinguerons les cas selon que l'on a affaire à des ouvrages rigides déplaçables, rigides non-déplaçables et souples.

a) - Cas des ouvrages rigides déplaçables.

C'est le cas de la plupart des ouvrages de soutènement classiques en maçonnerie ou en béton armé (murs-poids, murs de soutènement en béton armé). Sous l'effet des poussées appliquées par le sol de remblai, ces ouvrages peuvent subir généralement des déplacements qui peuvent être des rotations inférieures ou des translations. Dans ces deux cas, le remblai peut se mettre en état de rupture et développer des poussées actives.

La meilleure méthode consiste à recourir aux tables de Caquot-Kérisel en supposant la distribution des pressions triangulaires. Cependant, elle n'est directement applicable que pour un massif semi-infini plan. Lorsque le talus n'est pas plan, on peut généralement recourir à une méthode d'approximation comme il l'est fait dans le programme de calcul des murs en béton armé. Sinon, on peut recourir à la méthode de Coulomb avec détermination graphique du plan de rupture. Cette méthode un peu pessimiste suffit à fixer un ordre de grandeur dans la plupart des cas.

Selon que la poussée est calculée sur un écran fictif ou une surface de séparation sol-ouvrage, le choix d'un angle d'inclinaison des poussées sera différent (inclinaison δ par rapport à la normale à l'écran).

Lorsque l'écran est une surface de contact sol-mur, l'angle à choisir est un angle de frottement. Ce dernier dépend de nombreux facteurs qui sont : la rugosité du mur, la nature, le compactage et la teneur en eau du remblai, le déplacement relatif du mur par rapport au sol.

La surface intérieure d'un voile est rarement parfaitement lisse, surtout lorsqu'on interpose entre le sol et l'ouvrage un système drainant tel que des dalles drainantes ou du béton poreux coulé en place.

Les errements habituels veulent que l'on prenne un angle δ égal à :

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi$$

Dans l'impossibilité de mieux connaître la valeur probable de cet angle δ , nous convenons de lui attribuer les valeurs suivantes qui seront considérées comme fixes :

- $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ dans tous les cas sauf les suivants,
- $\delta = 0$ lorsque le remblai est instable (par exemple remblai cohérent à forte teneur en eau)

./...

ou en présence de couches plastiques imperméables dans le terrain arrière
ou lorsque l'ouvrage est soumis à une poussée des terres au repos.

Ces prescriptions sont reprises au § 5.1.b).

Lorsque l'écran de calcul est un écran fictif la méthode ci-dessus ne peut être appliquée. Or ce cas ne se présente pratiquement que pour les murs en béton armé à semelle. On se reportera donc au sous-dossier concerné pour voir comment nous avons résolu le problème (§ 1.2. de la pièce 2.1.).

En ce qui concerne la poussée passive susceptible d'être mobilisée par un déplacement de l'écran, nous déconseillons de la calculer par l'une des méthodes théoriques du § 2. Une valeur de poussée passive peut être prise en compte mais elle doit faire l'objet d'une appréciation dans chaque cas.

La valeur à prendre en compte est, en effet, liée au déplacement naturel que l'on est en droit d'attendre et à divers éléments d'appréciation liés à la vie de l'ouvrage, comme la possibilité d'une fouille ultérieure non étayée à l'avant du mur (passage de câbles ou de canalisations).

C'est pourquoi nous ne définissons qu'une valeur caractéristique minimale de poussée passive, indépendante de la nature du sol. Pour les valeurs de calcul on se reportera à ce qui est dit au § 5.1.b).

b) - Ouvrages rigides déplaçables en zone sismique.

Pour les ouvrages en zone sismique, où on exécute la plupart du temps des ouvrages relativement rigides, la littérature est assez succincte en la matière. Nous retiendrons la méthode de M. SEED (1969) qui ajoute à la poussée statique une poussée dynamique dont il a donné l'expression dans le cas d'un écran vertical retenant un talus horizontal pulvérulent. Avec les notations de la figure 10, il donne la formule suivante :

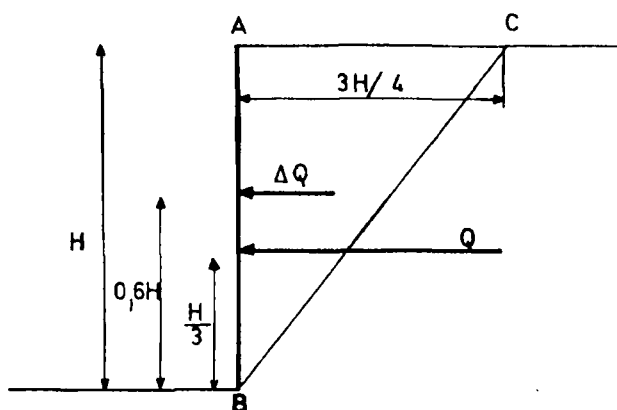


fig : 10

$$Q_T = Q + \Delta Q = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_a + \frac{3}{4} K_h)$$

où K_h est l'accélération horizontale du sol divisée par g ($= 10 \text{ m/s/s}$).

Cette méthode revient à ajouter la force d'inertie du coin ABC dont la largeur en tête vaut $0,75 H$.

Le supplément de poussée ΔQ est appliqué sur l'écran à une hauteur $0,6 H$ comptée à partir du bas.

Cette règle n'est pas absolue mais présente l'avantage d'admettre une interprétation simple dans la mesure où le supplément de poussée que l'on prend en compte correspond sensiblement à la force d'inertie du coin de glissement de Coulomb.

c) - Cas des ouvrages rigides non-déplaçables.

Les prescriptions suivantes sont applicables aux divers types d'ouvrages suivants;

- murs de soutènement fondés sur du rocher, des pieux en partie inclinés non flottants, ou éventuellement sur puits,
- culées dotées de murs en retour solidaires et longs,
- portiques rigides et cadres fermés,
- passages inférieurs munis de murs en retour suspendus,
- bajoyers d'écluses en béton armé, encastrés sur le radier.

Nous avons vu que dans le cas des ouvrages rigides non déplaçables, il n'est pas possible d'atteindre un état de rupture plastique au sein du matériau, et que la poussée réelle était supérieure à celle que l'on peut calculer par les méthodes théoriques traditionnelles. Nous avons également vu que l'expérimentation ne permet pas encore de fixer une valeur par des mesures in-situ du coefficient de poussée.

Les valeurs de calcul doivent donc tenir compte des imprécisions attachées aux valeurs des poussées au repos. Dans l'état actuel des choses, les valeurs caractéristiques de la poussée des terres au repos se déterminent forfaitairement à partir de la poussée active ainsi qu'il l'est indiqué plus loin au § 5.1.

Pour un massif semi-infini plan, le diagramme des pressions est toujours supposé triangulaire et l'angle de frottement sol-écran est pris égal à 0 dans tous les cas.

d) Cas des ouvrages souples.

Le cas des ouvrages souples est beaucoup trop complexe pour pouvoir être traité de façon générale. Habituellement, les projeteurs calculent les poussées active et passive par l'une des méthodes théoriques traditionnelles (Rankine ou Caquot), c'est-à-dire en supposant que le sol peut se mettre en état de rupture plastique. En général, les ouvrages calculés par cette méthode se sont bien comportés car le dimensionnement est généralement pessimiste. Cependant, les diverses hypothèses simplificatrices que l'on s'impose contiennent des contradictions et sont souvent incompatibles. A l'heure actuelle, il ne fait aucun doute que le comportement du sol ne peut être étudié indépendamment de celui de l'écran. Sol et écran doivent faire l'objet d'une étude globale.

C'est pourquoi se sont développées, depuis quelque temps, plusieurs méthodes de calcul attribuant au sol un comportement élastoplastique. Les résultats obtenus par ces méthodes semblent cadrer assez bien avec la réalité mais l'emploi de l'ordinateur est indispensable pour résoudre le problème.

Dans le cas des écrans autostables, les résultats fournis par les méthodes traditionnelles sont généralement convenables. On peut, dans ce cas, effectuer les calculs à partir des tables de Caquot-Kérisel. Ici encore, on se reportera à ce qui est dit au § 5.1. de ce même chapitre.

Dans le cas des rideaux ancrés, il convient de faire les calculs en supposant le sol en régime élasto-plastique, à la fois pour le massif derrière l'écran et pour le sol en partie fichée. Des développements plus précis se trouvent dans les sous-dossiers correspondants.

3. - FONDATEMENTS DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT.

3.1. - Généralités.

Le problème des fondations se pose essentiellement pour les murs-poids et les murs en béton armé à semelle, c'est-à-dire pour les constructions dont la stabilité fait intervenir une réaction verticale du sol. Nous rappelons que dans la catégorie des murs-poids il faut ranger également les ouvrages en terre armée.

Ce que nous venons de dire est volontairement limitatif car une réaction verticale du sol est toujours mobilisée sur un ouvrage enterré. Dans le cas des rideaux de parois moulées, par exemple, la réaction verticale du sol sur l'épaisseur de l'écran contribue à équilibrer la composante verticale des efforts appliqués par les tirants qui sont généralement inclinés. Mais il s'agit là d'un effet secondaire ne pouvant correspondre à aucun mode de ruine réel.

Le problème se pose donc de savoir sur quelle réaction verticale du sol le projeteur peut compter pour asseoir son ouvrage. La question a déjà été traitée en détail dans le dossier FOND 72, (pièce 5.2.), et nous nous contenterons ici de quelques aspects particuliers concernant les ouvrages de soutènement.

Le problème de la force portante d'un sol a fait l'objet de nombreuses recherches académiques, mais la bibliographie rapporte peu de ruptures réelles, hormis les ruptures en zones sismiques. Les principaux exemples de rupture du sol de fondation concernent le silo de Transcona (1913), quelques réservoirs à hydrocarbures, et des ruptures par grand glissement ou par affouillement. En ce qui concerne les murs, ils sont généralement d'assez faible hauteur pour qu'on cherche à les fonder très superficiellement (par exemple 60 à 80 centimètres de profondeur), de sorte qu'on n'atteint pas un banc porteur homogène.

Par contre, les problèmes de tassements sont, ou devraient être, davantage pris en considération par les projeteurs, car ce sont eux qui provoquent le plus grand nombre de désordres, les dommages causés étant plus ou moins graves suivant leur valeur.

Ces dommages se traduisent tout d'abord par des désordres architecturaux liés à l'apparition de fissures et surtout d'un déversement qui n'est recommandé ni sur le plan esthétique, ni sur le plan psychologique pour les passants qui côtoient l'ouvrage. C'est pourquoi, il est toujours bon de donner un fruit aux parements vus des murs de soutènement.

Plus graves sont les désordres qui correspondent à des ruptures locales nécessitant des réparations et un entretien coûteux. Lorsque ces désordres deviennent très importants, on aboutit à des désordres fonctionnels tels que le mur considéré n'est plus apte à jouer son rôle.

Les effets des tassements sur les murs résultent de deux phénomènes distincts :

- tout d'abord, dans une même section, les contraintes appliquées par la semelle sur le sol de fondation ne sont pas uniformes : elles croissent de l'arête amont à l'arête aval et une telle distribution peut engendrer des tassements différentiels se traduisant par un basculement vers l'avant de l'ouvrage,

- d'autre part, il peut y avoir des tassements différentiels entre deux sections, dûs à l'hétérogénéité du sol, à la présence éventuelle de couches compressibles d'épaisseur variable, parfois à des irrégularités artificielles locales (anciennes fouilles ou tranchées par exemple). Eu égard à la raideur d'un mur en béton armé, celui-ci doit nécessairement régulariser un certain taux de tassements au prix :

- d'efforts internes supplémentaires, généralement longitudinaux, qui peuvent nécessiter des chaînages et obliger à limiter les espacements entre joints,

- de déplacements d'ensemble soit longitudinaux qui peuvent conditionner l'ouverture des joints, soit transversaux qui conduisent à donner aux murs un léger fruit de manière que le mur ne présente pas de surplomb après tassement.

De tout ceci il résulte que l'une des premières opérations à effectuer avant tout projet est une reconnaissance suffisante : il est évident que la construction d'un ouvrage très long ne peut s'appuyer sur une reconnaissance ponctuelle en un endroit arbitraire.

3.2. - La reconnaissance.

La reconnaissance des sols de fondation d'un ouvrage ou d'une série d'ouvrages fait l'objet du fascicule 2 du dossier FOND 72. Pour les ouvrages de soutènement faisant intervenir les propriétés d'un sol de fondation, un certain nombre de principes énoncés dans ce document restent valables, mais la reconnaissance doit tenir compte de la spécificité des problèmes posés, à savoir que les ouvrages concernés sont essentiellement longs et transmettent les charges continument sur toute leur longueur.

D'une façon générale, le coût de la reconnaissance doit être proportionné à celui de l'ouvrage projeté. Cette reconnaissance a essentiellement pour but de mesurer le degré d'homogénéité du sol et sa capacité portante.

On peut distinguer deux étapes comme pour les reconnaissances d'ouvrages d'art, à savoir l'enquête préalable et la reconnaissance normale.

La première de ces étapes peut être très succincte pour un ouvrage courant dans un site ne posant aucun problème particulier. Mais elle est fondamentale pour un ouvrage important lorsque des difficultés de natures diverses peuvent être rencontrées. Citons l'exemple de la tranchée en déblai de l'autoroute H 6, percée dans un sous-sol à dominante rocheuse qui, vers le milieu du siècle dernier, a été l'objet d'une exploitation intensive de la pierre à bâtir. Les bouleversements ainsi apportés aux masses rocheuses existantes ont été à l'origine des difficultés essentielles de la construction des ouvrages projetés.

La reconnaissance normale, dans les cas courants, doit être limitée à de faibles profondeurs. Dans la pièce 2 du dossier FOND 72, il est recommandé de descendre la reconnaissance à trois largeurs de semelle dans le cas de fondations superficielles d'ouvrages d'art. Nous pensons que pour les ouvrages de soutènement à semelle, la reconnaissance peut être descendue entre un et un diamètre et demi (ou largeur) de la semelle.

Pour cette reconnaissance assez limitée, il faut un appareillage léger, donc peu coûteux. L'homogénéité d'un site peut donc être appréciée à l'aide du pénétromètre dynamique : il permet de déceler les hétérogénéités et de positionner les couches dures. Pour un ouvrage courant, le nombre des essais peut être fixé à 2 pour 100 m. (ce n'est qu'un ordre de grandeur) si les courbes de battage obtenues donnent des résultats compatibles. Dans le cas contraire, des essais complémentaires peuvent être envisagés pour déterminer la position d'éventuels points mous.

Lorsque l'ouvrage est important ou que le sol n'est pas très résistant, les essais pénétrométriques doivent être étalonnés par un essai pressiométrique qui, seul, permet d'évaluer la capacité portante du sol.

Cette méthode de reconnaissance tient compte du fait que les essais pressiométriques coûtent environ deux à deux fois et demie plus cher que les essais pénétrométriques; il est donc déconseillé de réaliser, sauf cas très particulier, toute une série de sondages pressiométriques le long du tracé de l'ouvrage.

3.3. - Force portante d'un sol de fondation.

Pour calculer la force portante des sols de fondation, deux méthodes sont actuellement à la disposition des projeteurs : à partir des essais in situ, et à partir des essais de Laboratoire. Les essais in-situ ont pris, à l'heure actuelle, une extension prépondérante; ils présentent, en effet des avantages non négligeables. Tout d'abord ils permettent de connaître de façon plus réaliste la qualité mécanique du sol donné et de tenir compte de la présence éventuelle de couches correspondant à des caractéristiques différentes. De plus, la surface concernée par une fondation d'ouvrage de soutènement est toujours considérable. Il est plus facile de réaliser une série d'essais in-situ que d'essais en Laboratoire.

La méthode des essais en Laboratoire n'est cependant pas à rejeter dans tous les cas. En effet, lorsqu'une étude en un point donné est nécessaire, elle fournit des résultats très acceptables.

3.1.1. - Les essais in-situ.

a) - La détermination des pressions admissibles d'une fondation superficielle dans l'essai au pénétromètre dynamique se fait en fonction de la courbe de pénétration dynamique. Des abaques sont établis pour un matériel donné, en se référant à des essais plus élaborés (voir § 5.2.3., pièce 5.2. - dossier FOND 72)

On rappelle que pour les fondations établies sur sol pulvérulent, on peut avoir une évaluation grossière de la force portante en utilisant les résultats du S.P.T. (Standard Penetration Test).

b) - Dans le cas des essais pressiométriques, leur interprétation est largement détaillée dans la pièce 5.2. du FOND 72.

Ces essais permettent de calculer la pression de rupture verticale q_r (sous la base de fondation) par la formule :

$$q_r - q_0 = K (p_l - p_0)$$

où p_0 est la pression horizontale totale (sur un plan vertical) des terres au moment de l'essai.

q_0 est la pression verticale totale (sur un plan vertical) des terres au niveau de la fondation envisagée, après remblaiement.

p_l est la pression limitée du sol déduite de la courbe d'essai pressiométrique.

K est un facteur de portance dépendant de la catégorie du terrain de la profondeur d'encastrement de la fondation par rapport à la profondeur d'encastrement critique et de la forme de la fondation. Ce facteur se détermine au moyen d'abaques généraux reproduits à la figure 7 de la pièce 5.2. précitée.

Dans le cas de terrains hétérogènes, la pression limite à prendre en compte, p_l , est une pression limite équivalente, p_{le} , calculée comme une moyenne géométrique des pressions limites mesurées à divers niveaux.

(
{ Les semelles des ouvrages de soutènement étant généralement faiblement
{ encastrées, la pression limite équivalente se calculera par la formule :

$$p_{le} = \sqrt{p_l (OR) \times p_l (-2R)}$$

(
{ en appelant R la demi-largeur de la semelle, OR la cote de la face intérieure de
{ celle-ci et $-2R$, la cote $-2R$ comptée à partir de la base de la semelle.

On définit également une profondeur d'encastrement équivalente h_e , calculable par la formule :

$$h_e = \frac{1}{p_{le}} \int_0^h p_l(r) dr$$

C'est cette grandeur qui permet de calculer le facteur de portance K à partir des abaques.

(
{ Pour les ouvrages de soutènement fondés sur semelle, la charge transmise
{ au sol de fondation admet une résultante inclinée à l'angle α sur la verticale,
{ de sorte que la pression de rupture du sol doit être corrigée. Cette correction doit
{ aller dans le sens d'une diminution de la pression de rupture verticale, mais aucune
{ théorie n'a encore été développée pour tenir compte de ce fait dans l'interprétation
{ des essais in-situ. MEYERHOF a proposé des facteurs correctifs dans la
{ formule interprétant les essais en Laboratoire sur échantillons intacts (cf. § 3.1.2).
{ Une étude portant sur plusieurs cas de figure et de sols de fondations nous a permis
{ de dégager une loi de réduction empirique que l'on peut appliquer à la valeur
{ de q_r précédente. Le coefficient de réduction de cette charge de rupture est ρ ,
{ tel que : $\rho = e^{-(1 - 0,156 C)^\alpha}$ où α est exprimé en radian et C , la cohésion, en
{ t/m².

3.1.2. - Les essais en Laboratoire sur échantillons intacts.

Dans le cas où la portance d'un sol de fondation est calculée par l'interprétation des essais de Laboratoire, on conseille d'utiliser la méthode de Meyerhof. Elle consiste à supposer que les contraintes sont appliquées au sol sur une largeur équivalente B_e égale à $B - 2e$, où e est l'excentrement éventuel de la charge.

La formule donnant théoriquement la force portante du sol est la suivante :

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma B_e N_\gamma + q_0 N_q + C N_c$$

où q_0 est la pression verticale des terres

N_γ est un coefficient appelé terme de surface

N_c est un coefficient appelé terme de cohésion

N_q est un coefficient appelé terme de profondeur.

En fait, nous verrons que cette formule n'est pas appliquée exactement telle que nous venons de l'écrire. En effet, le projeteur cherche à évaluer une pression admissible, c'est-à-dire la pression de rupture pondérée par un coefficient de sécurité. Ce coefficient ne peut être appliqué globalement à l'ensemble des termes de q_r dans la mesure où il ne leur correspond pas la même incertitude dans leur détermination. Nous reverrons le calcul pratique aux § 7.2. et 7.3.

Pour tenir compte de l'inclinaison de la résultante des charges appliquées à la semelle, Meyerhof a proposé d'appliquer les coefficients de réduction suivants :

$(1 - \frac{2\alpha}{\pi})^2$ pour les termes de profondeur et de cohésion

$(1 - \frac{\alpha}{\varphi})^2$ pour le terme de surface.

α représente toujours l'inclinaison de la résultante des actions transmises au sol sur la verticale et φ l'angle de frottement interne du sol de fondation. Ces coefficients réducteurs se trouvent sous forme d'abaques dans le dossier FOND 72.

Ci-dessous, nous reproduisons le tableau donnant les valeurs de N_γ , N_q et N_c en fonction de l'angle de frottement interne.

φ°	N_γ	N_q	N_c	φ°	N_γ	N_q	N_c
1	0	1,09	5,38	23	5,85	8,66	18,05
2	0	1,20	5,63	24	6,89	9,60	19,32
3	0,03	1,31	5,90	25	8,10	10,66	20,72
4	0,05	1,43	6,19	26	9,53	11,85	22,25
5	0,09	1,57	6,49	27	11,20	13,20	23,94
6	0,14	1,72	6,81	28	13,14	14,72	25,80
7	0,19	1,88	7,16	29	15,40	16,44	27,86
8	0,27	2,06	7,53	30	18,07	18,40	30,14
9	0,36	2,25	7,92	31	21,24	20,63	32,67
10	0,47	2,47	8,34	32	24,95	23,18	35,49
11	0,60	2,71	8,80	33	30,44	26,09	38,63
12	0,76	2,97	9,28	34	34,50	29,44	42,16
13	0,94	3,26	9,81	35	40,70	33,30	46,12
14	1,16	3,59	10,37	36	48,09	37,75	50,59
15	1,42	3,94	10,98	37	56,89	42,92	55,63
16	1,72	4,34	11,63	38	67,38	48,93	61,35
17	2,08	4,77	12,34	39	80,12	55,95	67,87
18	2,49	5,26	13,10	40	95,49	64,20	75,31
19	2,97	5,80	13,94	41	114,03	73,90	83,86
20	3,54	6,40	14,83	42	136,68	85,37	93,71
21	4,20	7,07	15,81	43	164,42	99,01	105,11
22	4,96	7,82	16,88	44	198,76	115,31	118,37

Un mur en béton armé est généralement un ouvrage léger et n'applique sur le sol de fondation que des contraintes modérées. Pour le calcul, il n'est pas nécessaire de faire un calcul de la force portante à court et à long terme. Seul le calcul à long terme sera retenu, que le sol soit cohésif ou non. Il s'ensuit que les paramètres φ et C à prendre en compte sont les grandeurs effectives mesurées au cours d'un essai long à l'appareil triaxial par exemple.

Mais nous rappelons une fois de plus que le calcul des fondations d'ouvrages de soutènement à partir des essais de Laboratoire sur échantillons intacts doit être exceptionnel : les essais in-situ, précédés d'une bonne reconnaissance, sont les plus adéquats pour renseigner sur le comportement réel du sol étudié.

3.4. - Tassements

Il n'y a pas généralement lieu d'effectuer un calcul de tassement pour les fondations des ouvrages de soutènement. Seuls les ouvrages importants nécessitent une telle étude lorsque l'on a des doutes sur la tenue du sol de fondation.

Le tassement d'un mur est la somme :

- du tassement général dû au remblai éventuel mis en place derrière l'ouvrage (remblai sur la semelle et remblai arrière),
- du tassement provoqué par le poids de l'ouvrage proprement dit.

La pièce 5.2. du FOND 72 donne deux méthodes d'évaluation des tassements à partir des essais pressiométriques et des essais en Laboratoire.

Les mouvements préjudiciables pour un ouvrage de soutènement sont les mouvements résultant de tassements différentiels. Ces derniers peuvent conduire à deux types de mouvements pour l'ouvrage.

Tout d'abord, les tassements différentiels peuvent avoir lieu dans le sens longitudinal de l'ouvrage. Leur évaluation peut être intéressante, voire nécessaire car de telles déformations peuvent conditionner l'ouverture des joints, leur disposition et même leur nombre. Si une forte discontinuité apparaît entre deux points de mesure, au cours de la reconnaissance, une étude plus précise sera nécessaire d'où découleront les dispositions constructives adéquates.

Dans le second cas, l'effet des tassements différentiels peut être une rotation dans la section droite, conduisant à un déversement. Il doit être tenu compte d'une éventuelle rotation variable des sections, de façon à disposer un ferrailage horizontal de répartition suffisant dans le cas de murs en béton armé.

Comme les problèmes de tassements différentiels intéressent essentiellement les murs classiques, les méthodes de calcul pouvant être employées pour évaluer les tassements différentiels seront indiquées dans la pièce 2.1.

Ajoutons que les tassements globaux peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur les ouvrages formés de rideaux ancrés et que nous examinerons ces problèmes dans les sous-dossiers concernés.

4. - DEFINITION DES ACTIONS

Aux termes des Directives Communes relatives au calcul des Constructions (D.C.C.) en date du 13 Décembre 1971, les actions sont définies comme les forces ou les couples dûs aux charges (charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques etc ...) et aux déformations (effets thermo-hygroscopiques, déplacements d'appuis etc ...) imposées à la construction. Le commentaire de l'article 1.1.1 de ces D.C.C. précise en outre que l'on peut employer le mot "action" pour désigner l'origine des actions ainsi définies.

En fait, les ouvrages de soutènement posent des problèmes spécifiques et il n'est guère possible de se contenter, sans autre précision, d'une définition aussi générale. Un classement des actions est donc nécessaire, non pas pour répondre à un souci d'ordre purement intellectuel, mais parce que de ce classement résulteront les combinaisons d'actions nécessaires à la justification de l'ouvrage.

Nous conviendrons d'admettre que la construction étudiée se réduit à la seule structure proprement dite (écran et semelle), à l'exclusion du sol ou de dispositifs spéciaux permettant à la structure de remplir son rôle de soutènement, comme, par exemple les tirants, précontraints ou non, les dalles de frottement etc ...

Cette convention est évidemment arbitraire car il est très artificiel d'envisager séparément la structure et le sol : la classique justification au grand glissement envisage la stabilité d'un ensemble sol + structure sans faire de distinctions; en présence d'une butée, de tirants ou de dalles de frottement, le remblai n'a pas qu'un rôle purement "agissant", mais également "résistant". Cependant, pour la commodité de l'exposé, nous ne nous intéresserons essentiellement qu'aux actions s'exerçant sur la structure propre. La définition individuelle des actions ne correspond dans beaucoup de cas à aucune réalité intrinsèque, comme on le verra : on est en effet souvent amené à les définir simplement comme les ensembles de pressions, forces ou couples qu'on peut le mieux - ou le moins mal - étudier statistiquement de façon globale.

Les actions que l'on définit se voient reconnaître un certain nombre de propriétés qualitatives, qui servent à les classer et à choisir la manière appropriée de les représenter et prendre en compte. Plusieurs modes de classification sont possibles, sans qu'aucun d'eux ne corresponde à une réalité absolue. Dans ce qui suit, on se basera en premier lieu sur le partage en actions permanentes, actions fréquemment variables, actions accidentelles, qui joue un rôle essentiel dans la formation des combinaisons. Le mode d'évaluation de leurs valeurs représentatives sera précisé au § 5.

41. - Les actions permanentes.

D'une façon générale, les actions permanentes sont celles qui admettent des variations lentes ou rares par rapport à celles des autres actions.

41.1 - Le poids propre des divers éléments.

A la différence de la plupart des autres constructions, les soutènements ont à cet égard la particularité que dans de très nombreux cas on est amené à prendre en compte, avec le poids propre des maçonneries, le poids de volumes importants de terres de remblai servant de remplissage ou associés à la stabilité d'ensemble, qui doit intervenir dans les calculs de la même manière que le poids des maçonneries.

Règlementairement, le poids spécifique du béton armé est fixé à 2,5 t/m³ sauf circonstances spéciales; cette valeur doit être considérée comme une valeur moyenne. De même, le poids spécifique du remblai éventuel aura une valeur moyenne que l'on peut tirer du tableau de la page 19 (valeur saturée, humide ou déjàugée selon le cas).

41.2 - L'action de poussée des terres (poussée active et passive).

Ainsi que nous l'avons vu, la poussée des terres dépend de multiples paramètres, alors que les méthodes de calcul théoriques n'en prennent en compte que trois ou quatre : la densité γ , l'angle de frottement interne φ , l'angle de la direction de la résultante avec le parement du mur δ , et éventuellement la cohésion C . L'ensemble des causes d'incertitude sur la grandeur, la direction et le point de passage de la résultante a été examiné précédemment et nous avons vu qu'il est très difficile d'apprécier les erreurs commises.

De plus, la poussée des terres peut avoir de multiples causes en dehors de l'effet du poids propre des terres, comme la présence de charges mobiles situées au dessus des terres (entraînant un supplément de poussée) ou la poussée d'Archimède sur les terres noyées. Or les effets de ces diverses causes ne sont, le plus souvent, pas indépendants les uns des autres.

Enfin, on distingue traditionnellement les actions de poussée active et passive (poussée et butée); pour notre part, nous considérons que ce sont deux aspects du même phénomène et nous réserverons dans ce qui suit le nom d'action de poussée des terres aux efforts effectivement appliqués à la structure par les terres à l'avant ou à l'arrière de l'ouvrage sous l'effet de leur poids propre uniquement.

En se référant à ce qui a été dit au paragraphe 23.2, nous conviendrons que les valeurs calculées par les méthodes classiques dans les cas où elles s'appliquent, à partir des caractéristiques probables du sol, fournissent des valeurs moyennes de poussée active ou passive.

41.3 - L'action d'éléments stabilisateurs (ancrages, dalles de frottement).

Le corps d'épreuve étant la structure proprement dite, les efforts engendrés par les ancrages doivent être considérés comme des actions permanentes.(1) Il serait possible de considérer ces ancrages individuellement mais on a avantage, au moins à partir d'un certain nombre de ces ancrages, à étudier la somme de leurs actions élémentaires de façon globale.

41.4 - Remarque.

En cas de changements importants du profil du sol aux abords de l'ouvrage ou des charges appliquées au sol, les diverses configurations doivent être considérées successivement.

Il est des situations pour lesquelles les variations d'actions permanentes sont de courte durée (exemple d'une tranchée non étayée ouverte à l'avant du mur). En ce cas, il peut y avoir lieu de réduire les valeurs de calcul des autres actions :

(1) Dans le cas où ces efforts sont nettement variables, la variation est généralement la conséquence d'autres actions variables, et est à considérer comme faisant partie des réactions d'appui correspondantes ou de la résistance.

- soit parce que la probabilité de leur occurrence au même moment sera jugée négligeable,

- soit parce que le fait sera considéré comme accidentel (voir § 51).

42. - Les actions fréquemment variables

Les actions fréquemment variables peuvent se définir comme celles qui présentent des variations de grandeur significatives, soit en cours d'exécution de l'ouvrage, soit en service. On les répartit généralement en "actions cycliques" et en actions "intermittentes".

42.1 - Les actions cycliques.

Elles sont rarement à prendre en compte dans les ouvrages de soutènement. Leur origine peut être uniquement une variation du niveau de la nappe d'eau. Les effets d'une telle variation peuvent être multiples : sous-pression (cas des cuvelages), pressions hydrostatiques horizontale ou de direction voisine, variation de poussée des terres par suite de déjaugage.

Sauf dans le cas des cuvelages, ces effets sont rarement bien importants. En effet les simples soutènements classiques doivent toujours être munis d'un système drainant aussi efficace et durable que possible, et les écrans souples sont toujours exécutés de sorte que les actions cycliques ne soient pratiquement jamais à prendre en compte. Néanmoins, dans la mesure où ces effets ne sont pas négligeables, il convient dans la formation des combinaisons de respecter le principe de cohérence, en les faisant intervenir de façon simultanée.

42.2 - Les actions intermittentes.

Ces actions se réduisent essentiellement aux charges sur remblai et aux charges climatiques.

Charges sur remblai.

La présence de charges sur remblai peut, de même qu'une variation de niveau d'eau, avoir plusieurs effets, car elles peuvent agir en tant que poids ou en tant que génératrices de poussée. En fait, leur présence ne se traduit généralement que par ce dernier phénomène. Aucune méthode de calcul théorique, à part la méthode de Coulomb, ne permet de prendre en compte la présence de charges de remblai non uniformes; il est nécessaire de recourir à des méthodes semi-empiriques qui traduisent leur effet par un supplément de poussée. C'est ce supplément de poussée que nous convenons d'appeler action des charges sur remblai.

La valeur de ces charges est fixée à 1 Tf/m² (valeur de courte durée) lorsque le remblai constitue une plateforme routière (voir § 2.1.4 de la pièce 1 du Dossier-pilote SURCH 71). Cependant, cette charge ne couvre pas les effets résultant du passage d'engins lourds de terrassement ou de compactage. Ces engins sont à considérer séparément s'il y a lieu, et il appartient, en outre, à l'Ingénieur, de fixer les charges à prendre en compte sur toute surface autre qu'une plateforme routière. En général les actions résultant des charges sur remblai ont seulement un caractère de courte durée, mais l'opportunité de considérer aussi des valeurs de longue durée est laissée à l'appréciation de l'Ingénieur.

Charges climatiques.

Les seules charges climatiques à considérer sont celles résultant de l'effet du vent sur la structure en phase provisoire (de construction). Des précautions élémentaires permettent généralement de s'affranchir de tout risque dû au vent; mais l'importance de ce risque n'est pas à minimiser lorsqu'un mur doit rester seul sans remblai pendant quelque temps. Si un calcul est nécessaire en phase provisoire, on pourra se reporter à l'article 14.2 du fascicule 61 II qui prescrit de prendre en compte une pression égale à :

- 1000 N/m² (102 kgf/m²) s'il s'agit de phases de chantier dont la durée n'excède pas un mois,

- 1250 N/m² (127,5 kgf/m²) s'il s'agit de phases de chantier dont la durée excède 1 mois.

{ Il faut attribuer à ces charges climatiques un caractère de courte
{ durée, et ceci doit généralement suffire dans le cas d'ouvrages de soutènement.
{ Il n'est toutefois pas exclu que dans des cas spéciaux, à déceler et apprécier
{ par le projeteur, l'action du vent en cours d'exécution puisse être simultanée
{ avec une autre action fréquemment variable. En un tel cas, par analogie avec
{ les batiments définitifs, il conviendra de définir une combinaison supplémentaire
{ dont on choisira le coefficient γ_Q , plutôt que de chercher à déterminer une
{ valeur caractéristique de longue durée à multiplier par $\gamma_Q = 1,1$.

43. - Les actions accidentelles.

Sont considérées comme actions accidentelles des actions dont les effets peuvent être très importants, mais mal connus et correspondant à des phénomènes de faible probabilité d'occurrence. Parmi les actions accidentelles pouvant affecter les ouvrages de soutènement, nous retiendrons les chocs sur dispositifs de sécurité éventuels solidaires de la structure, les séismes, les affaissements miniers, et certains accidents qui peuvent être spécifiques du site de l'ouvrage considéré, comme la rupture d'une canalisation dans un remblai entraînant un gonflement non prévu du sol, ou des éboulements de terre ou d'avalanches en site montagneux. On peut également considérer comme accidentel le passage, sur un remblai, d'un véhicule très lourd en infraction. Deux telles actions seulement sont à considérer souvent dans les projets :

43.1 - Les chocs sur les dispositifs de sécurité.

Les actions des chocs sur des dispositifs de sécurité doivent obligatoirement être considérées chaque fois qu'on envisagerait de tels dispositifs en tête des soutènements. Une étude particulière sera développée pour chaque type d'ouvrage, mais nous pouvons d'ores et déjà dire qu'il se pose ici un problème de conception.

Rappelons qu'actuellement, les dispositifs de sécurité se divisent par leur objet en deux classes :

1°/ - Les barrières dites normales, dont le but est d'empêcher la chute d'un autocar de 12 T lancé à 60 km/h sous une incidence de 20°. Les principaux types sont le Muret Californien, le Muret General Motors, la barrière métallique à 3 lisses et la barrière de type Bagnolet. (Voir le dossier-pilote GC 67).

2°/ - Les barrières dites légères, et les glissières souples, adaptées aux seuls véhicules légers.

Les barrières lourdes, destinées à empêcher la chute d'un véhicule lourd, n'existent pas encore en France.

En règle générale, il importe qu'en cas d'accident sérieux, l'ouvrage de soutènement considéré soit le moins endommagé possible. Par conséquent, il est nécessaire de le dimensionner pour des efforts qui, dans le cas des barrières normales, peuvent être très importants. Le problème de conception se pose alors de la façon suivante : il s'agit de trouver un juste milieu entre le risque encouru et le supplément de coût engendré par la mise en place d'un dispositif de sécurité efficace. Mais en aucun cas il ne faut prévoir de dispositif plus résistant que la structure car, non seulement il ne peut jouer son rôle mais, de plus, entraîner des dégâts sur celle-ci nécessitant une réparation onéreuse. Il est préférable de ne mettre qu'un dispositif assez léger pour être compatible avec les possibilités pratiques de résistance et éventuellement de renforcement du mur (pouvant descendre jusqu'à un garde-corps simple ou légèrement renforcé par exemple). Le choix du dispositif peut en outre être fonction de la place disponible. Dans le cas où le problème se posera, la consultation des gestionnaires du présent dossier ou de ceux du dossier G.C. est recommandée, dès le stade des études préliminaires.

Il reste ensuite à déterminer les efforts à prendre en compte pour le calcul proprement dit. Le C.P.S. type fixe actuellement, à l'article 3.05,25, les efforts à prendre en compte pour les calculs de structure dans le cas d'une barrière normale de type Californien; ces efforts se réduisent à une charge horizontale uniforme de 10 t/ml sur une longueur de 5 m. placée de façon quelconque le long de son encastrement et à un moment transversal de 5 tm/m correspondant à cette force. Pour les barrières métalliques à 3 lisses, aucune valeur normalisée n'a encore été définie, les efforts engendrés dans la structure ne peuvent être que concentrés au droit des montants et dépendent de la résistance à l'arrachement du système de fixation. Ceci présente l'avantage que l'on peut se fixer à l'avance la valeur des efforts auxquels le dispositif devra résister, et prévoir les fixations en conséquence. Quant aux efforts engendrés par les glissières souples, ils sont également donnés dans le C.P.S.-type : un moment transversal de 0,5 tm et un moment longitudinal de 3 tm au pied d'un seul poteau correspondant à une force appliquée au niveau de l'accrochage de l'élément de glissement.(1) Voir également le futur dossier G.C.

En résumé, les problèmes soulevés par les dispositifs de sécurité sont loin d'être négligeables et doivent être envisagés au stade de la conception de l'ouvrage. Pour plus de détails, il conviendra de se reporter aux pièces concernées dans les divers sous-dossiers et consulter éventuellement les gestionnaires du dossier G.C.

43.2 - Les séismes et affaissements miniers.

Nous avons vu, au paragraphe 23.2, que l'effet d'un séisme sur un ouvrage de soutènement est assez mal connu. Le plus simple, ainsi qu'il l'est fait dans la méthode de SEED, est de considérer que l'effet d'un séisme se traduit par un accroissement de poussée que l'on définira comme l'action résultant du séisme. Lorsque cela est nécessaire, la valeur issue de la formule semi-empirique de SEED sera considérée comme la valeur moyenne de cette action.

En ce qui concerne les affaissements miniers, peu de choses peuvent être dites et pour connaître les précédents, on pourra s'adresser au S.E.T.R.A.

(1) L'attention est dès à présent attirée sur le fait que toute valeur d'un effort accidentel est à rattacher à un état-limite (généralement état-limite ultime) et à une valeur donnée du coefficient γ_s (généralement légèrement supérieure ou égale à 1).

En conclusion, la prise en compte d'actions accidentelles doit faire l'objet, plus que toutes autres, d'une appréciation raisonnable de la part de l'Ingénieur à la fois de leur valeur et du risque qu'elles représentent.

44. - Cas spéciaux : pour certaines configurations des ouvrages de soutènement ou de leur environnement, d'autres actions sont à considérer. Ainsi, par exemple, un mur de soutènement portant un encorbellement ou une dalle d'ancrage en tête peut supporter des charges roulantes ou des charges de trottoirs; et pour certains murs en déblai, des gradients hydrauliques dans le déblai sont à considérer. Il appartient, dans chacun des cas qui peuvent se présenter, à l'Ingénieur d'en établir la liste et de les reconnaître ou les définir, dans l'esprit des D.C.C. et de la présente pièce.

5. - VALEURS CARACTERISTIQUES DES ACTIONS

D'une façon très générale, les D.C.C. définissent la valeur caractéristique d'une action (ou action caractéristique) comme celle qui présente une probabilité acceptée a priori d'être atteinte ou dépassée du côté des valeurs les plus défavorables au cours d'une durée définie, dite durée de référence.

En l'absence de textes réglementaires précis, nous nous conformerons aux principes généraux développés dans le dossier FOND 72 (chapitre 5.1) : dans le cas des actions de courte durée ou accidentelles, on évaluera leurs valeurs caractéristiques comme étant celles des actions qui correspondent à une durée moyenne de retour de 50 ans au minimum dans tous les cas, et de 120 ans chaque fois que le coût de l'ouvrage n'en serait pas augmenté de façon prohibitive. Pour l'évaluation des valeurs caractéristiques de longue durée, on appréciera les valeurs dont la probabilité de concomitance avec les actions les plus importantes de courte durée n'est pas négligeable.

Nous allons reprendre les divers types d'actions précédemment énumérées pour en définir les valeurs caractéristiques.

51. - Les actions permanentes.

51.1 - Cas du poids propre.

Les incertitudes régnant sur les poids spécifiques du béton armé et des sols sont assez différentes. Selon l'article 4.1.1 des D.C.C, les valeurs caractéristiques extrémales du poids propre sont évaluées en ajoutant ou retranchant aux poids calculés à partir de ces poids spécifiques et des volumes prévus dans le projet des fractions forfaitaires estimées en fonction de la construction et du degré d'approximation du calcul des volumes.

En ce qui concerne le poids total de béton, ces fractions sont prises égales à + 6 % et - 4 %.

En ce qui concerne le poids de la fraction de remblai éventuelle supposée agir comme une action de poids propre (cas notamment des murs en T renversés), le volume de cette fraction est assez difficile à estimer, et, compte tenu des incertitudes relatives aux seules valeurs de la masse volumique du sol, les valeurs caractéristiques extrémales seront calculées en ajoutant ou retranchant 20 % au poids calculé.

En règle générale, pour les ouvrages de soutènement, on considérera que les actions des différentes parties du poids propre sont globalement représentées en service par une seule valeur caractéristique maximale et une seule valeur caractéristique minimale : eu égard au rôle que le poids propre joue dans les justifications, et aux corrélations qui peuvent exister entre les densités des différentes parties, il est en effet inutile d'étudier des combinaisons des valeurs caractéristiques maximales et minimales des différentes parties.

51.2 - Cas des actions de poussée des terres.

Ce sont les actions dont il est le plus difficile d'évaluer les valeurs caractéristiques. Les incertitudes résultent du grand nombre de paramètres qui représentent ces actions ou dont elles dépendent. En effet, celles-ci sont caractérisées par trois valeurs : grandeur, direction et point de passage de la résultante. D'autre part, les méthodes de calcul théoriques sont également basées sur des valeurs expérimentales et des hypothèses qui ne reflètent pas toujours bien le comportement réel du sol. Force nous est de fixer les valeurs caractéristiques des actions de poussée arbitrairement, mais de façon à :

- rendre les calculs praticables sans complication excessive,
- envelopper raisonnablement la plus grande partie des dispersions réelles, les valeurs très exceptionnelles des actions étant seules à couvrir par un appel aux coefficients de sécurité.

Les problèmes posés par la poussée active et la poussée passive étant relativement différents, nous allons les envisager séparément.

1°/ - Poussée active.

Les calculs sont faits à partir d'une méthode théorique selon les principes énoncés au § 23.2. Faute de savoir traiter le problème de façon rigoureuse, nous conseillons de calculer, pour la poussée active totale due au poids de remblai arrière, deux valeurs caractéristiques respectivement minimale et maximale. Généralement, seule la valeur caractéristique maximale sera à considérer mais il n'est pas exclu que pour la justification de certaines parties d'ouvrage, la valeur caractéristique minimale soit la plus défavorable. Le calcul des valeurs caractéristiques se fait de la façon qui suit.

D'une façon générale, on fixera le point de passage de la résultante au tiers inférieur de l'écran pour un talus semi-infini non chargé (et, par analogie, mais à un autre niveau, pour un talus fini - voir sous dossier 2, pièce 2.1, § 1).

L'effet de la cohésion sera généralement négligé, de sorte que les actions de poussée calculées par la méthode théorique adéquate dépendent de la densité γ et de l'angle de frottement interne φ .

Les mesures de φ en Laboratoire fournissent des résultats de précision variable avec la nature du sol considéré. En moyenne, nous pouvons dire que φ est déterminé à un ou deux degrés près à l'appareil triaxial, et 2 ou 3 degrés près à la boîte de cisaillement. Compte tenu, en sus, de l'hétérogénéité des sols de remblai, nous conviendrons que la valeur de φ est déterminée par :

- $\pm 2^\circ$ pour un essai à l'appareil triaxial
- $\pm 3^\circ$ pour un essai à la boîte de cisaillement.

Si la valeur de φ est tirée du tableau en 23.1, on considérera que sa valeur est déterminée à $\pm 5^\circ$ près, ce qui donne une variation du coefficient de poussée de l'ordre de $\pm 20\%$.

En ce qui concerne la densité γ , on considérera qu'elle est connue à 10 % pour un sol homogène si elle fait l'objet de mesures, et à 20 % près si elle est déduite du tableau en 2.31.

La direction de la résultante est fort mal connue. Nous considérons qu'elle est définie par un angle avec la normale au plan de glissement (lorsqu'il s'agit de la surface de séparation sol-mur) égal à :

$\delta = 2/3 \varphi$ dans tous les cas sauf les suivants,

$\delta = 0$ en cas de remblai instable (par exemple remblai cohérent à forte teneur en eau) ou en présence de couches très plastiques dans le terrain derrière l'écran, ou lorsque l'ouvrage est soumis à l'effet d'une poussée au repos.

A l'aide de ces données, on peut calculer les deux valeurs caractéristiques de la poussée active, respectivement maximale et minimale pour un remblai normal soutenu par un ouvrage souple ou déplaçable.

Dans le cas d'un ouvrage rigide, sur lequel s'exerce une poussée au repos (voir 22.1), la valeur caractéristique maximale de la poussée s'obtiendra en majorant de 25 % la valeur précédemment calculée pour un remblai normal.

Il convient, en outre, de tenir compte de l'influence du compactage sur la valeur de la poussée active. Ceci se traduit par une majoration globale ne pouvant excéder de plus de 25 %, la valeur calculée pour un remblai normal. Le coefficient de majoration, compris entre 1 et 1,25 doit faire l'objet d'un choix de la part de l'Ingénieur, qui tiendra compte du mode d'exécution du remblai et du compactage naturel que peut engendrer le passage de charges roulantes sur une chaussée. En particulier, si le remblai est méthodiquement compacté par tranches, avec des engins de terrassement semi-lourds, le coefficient peut être pris égal à 1,25. Si le compactage a lieu après remplissage total de la fouille, ou avec des engins plus légers, son influence est moindre, du moins ne se fait sentir que sur les premiers mètres, et on peut alors adopter un coefficient plus faible.

Ces deux dernières majorations sont cumulables (la somme étant limitée à 50 % de majoration) pour un ouvrage rigide recevant une forte charge routière. La seconde majoration est, le cas échéant, appliquée pour un ouvrage souple ou déplaçable.

La valeur caractéristique minimale de la poussée active se calcule toujours comme étant celle d'un remblai supposé normal.

2°/ - Poussée passive.

Les choses ne se présentent pas aussi "simplement" dans le cas des poussées passives. Nous avons vu en 22 que :

- les méthodes de calcul théoriques donnent des résultats encore moins fiables que ceux relatifs aux poussées actives car les hypothèses de base sont souvent très éloignées de la réalité,

- la mobilisation de la poussée passive totale nécessite des déplacements de l'écran beaucoup plus grands que ceux nécessaires pour mobiliser la totalité de la poussée active,

- les schémas classiques tendent à être abandonnés dans l'étude des écrans souples, les auteurs préférant attribuer au sol un comportement élasto-plastique plutôt que de se référer à la traditionnelle notion de butée. Dans ce cas, nous renvoyons le lecteur au sous-dossier 4.

Donc, la prise en compte d'une poussée passive devant un ouvrage rigide est liée aux possibilités de déplacement de l'écran, et à certains éléments d'appréciation concernant la vie de l'ouvrage (voir 41.4). Il s'ensuit qu'il faut rester prudent dans le choix d'une valeur caractéristique. Disons tout de suite qu'il convient de calculer seulement la valeur caractéristique minimale pour la poussée passive totale due au poids du remblai avant, la valeur caractéristique maximale n'étant généralement d'aucune utilité.

Nous conseillons d'adopter :

- une valeur caractéristique minimale nulle lorsque les travaux ultérieurs sont susceptibles de modifier les conditions de butée à l'avant de l'ouvrage (par exemple ouverture d'une tranchée non blindée),

- une valeur caractéristique minimale égale à une pression hydrostatique (c'est-à-dire correspondant à un coefficient de poussée passive égal à 1), s'appliquant sur une hauteur comprise entre le niveau des terres aval et la face inférieure de la semelle, ou la cote inférieure de la bêche d'ancrage si un tel dispositif est prévu. Naturellement, la poussée passive se calcule en considérant que sa direction est horizontale.

En ce qui concerne les écrans souples, nous avons dit que le fonctionnement en butée du sol tendait de plus en plus à être remplacé par un fonctionnement en milieu élasto-plastique; nous verrons, dans les sous-dossiers concernés, comment l'on pourra définir des valeurs caractéristiques du module d'élasticité du sol.

Cependant, un certain nombre de rideaux de palplanches sont encore calculés par les méthodes traditionnelles de poussée et butée. On admet dans ce cas que les déplacements sont suffisants pour mobiliser les poussées active et passive dans leur totalité. Il convient alors de calculer la valeur caractéristique minimale de la poussée passive à partir des tables et en appliquant les mêmes prescriptions que pour calculer la poussée active, mais en conservant un angle d'inclinaison nul pour la première.

Enfin, lorsque le remblai aval d'un ouvrage rigide porte une chaussée routière soumise à un trafic intense, et que la valeur caractéristique minimale de la poussée passive a été calculée comme une poussée hydrostatique, on pourra majorer cette valeur de 25 % pour tenir compte de l'effet favorable du compactage naturel dû au passage des véhicules et de la rigidité des couches de chaussée.

c) Actions des éléments stabilisateurs.

L'action des éléments stabilisateurs est variable dans le temps. Prenons l'exemple des tirants précontraints; ils sont, initialement, mis en tension à une certaine valeur issue de la note de calcul. Dès la mise en tension interviennent des pertes essentiellement dues à la relaxation de l'acier et au fluage du sol. Le premier phénomène pourrait être chiffré à partir des caractéristiques fournies par les fabricants, mais le second ne peut l'être car les connaissances en matière de fluage des sols sont pratiquement inexistantes; de plus un remblai est évolutif, et il suffit de légers phénomènes de gonflement ou de dessiccation (essentiellement pour les matériaux cohérents) pour modifier notablement la tension dans les tirants. En l'absence de toute expérimentation, nous considérons que lors de la mise en tension : (1)

- dans le cas des remblais pulvérulents, les valeurs caractéristiques extrémales de la tension sont égales à la valeur probable définie par la force de mise en tension,

- dans le cas des remblais cohérents, les valeurs caractéristiques maximale et minimale s'obtiennent en ajoutant ou retranchant 10 % à la valeur de mise en tension initiale.

Ces dispositions seront également applicables au cas des tirants passifs, liés à une poutre fixe ou à une dalle de frottement.

52. - Les actions fréquemment variables.

a) - Les actions cycliques.

Ces actions étant essentiellement dues à une variation du niveau d'eau, on se référera à ce qui est dit dans le dossier FOND 72; cette action est prise en compte dans les calculs en considérant (sauf simplification), dans le sol, quatre niveaux caractéristiques de déjaugage, respectivement maximal et minimal, de courte et de longue durée en règle générale et en appliquant simultanément à la structure tous les efforts de toute nature dus à l'eau atteignant l'un quelconque de ces quatre niveaux : sous-pression, pression horizontale, variations de poussée des terres dues à leur déjaugage, dans toute la mesure où de tels effets existent. Dans ce dernier calcul on pourra en pratique, au choix, adopter soit les caractéristiques du terrain (angle de frottement interne, variation de poids volumique) ayant servi au calcul de la poussée des terres caractéristique associée dans la même combinaison, soit plus simplement ses caractéristiques moyennes (adopter en ce cas 0,8 tf/m³ pour la variation de poids volumique dans les cas courants) : en effet la dispersion des caractéristiques du sol n'est généralement pas le facteur principal de dispersion de la variation de poussée. On notera de plus, s'il y a lieu, l'influence du niveau d'eau sur la résistance du terrain pour en tenir compte dans les justifications correspondant aux mêmes combinaisons.

b) - Les actions intermittentes.

Il n'y a lieu, pour toute action intermittente, de calculer que sa valeur caractéristique maximale positive et, s'il y a lieu, sa valeur caractéristique maximale négative; il n'y a d'exceptions, très rares, que pour des actions à effets multiples.

(1) Il convient évidemment de tenir compte aussi, aux stades ultérieurs, des pertes différées de précontrainte.

Nous avons vu que les charges sur remblai n'agissent pas directement sur la structure, mais par l'intermédiaire du sol. D'autre part, nous avons convenu de considérer en règle générale comme action résultant des charges sur remblai, le supplément de poussée qu'elles provoquent. Compte tenu de ce que l'on connaît très mal le mode de transmission des charges sur un écran, on calculera les valeurs caractéristiques maximales en ajoutant 20 % à la valeur de la poussée moyenne déduite des diagrammes que l'on établit traditionnellement par des méthodes semi-empiriques (Se reporter aux divers sous-dossiers).

En ce qui concerne les actions du vent, nous rappelons que leur prise en compte ne doit être faite qu'en phase de construction; les valeurs réglementaires du § 42 seront prises comme valeurs caractéristiques maximales de courte durée.

53. - Actions accidentelles.

D'une façon générale, les lois de probabilités des actions accidentelles ne sont pas connues, même approximativement. On ne peut donc pas définir de valeurs caractéristiques mais seulement nominales.

Pour les chocs de véhicules sur dispositifs de sécurité, se reporter en 43.1.

- Pour les séismes, la valeur nominale de leur influence se calcule par la méthode de SEED, en considérant l'intensité du séisme dont la période moyenne de retour est de 50 ans.

6. - DEFINITION DES DIVERS ETATS-LIMITES.

Les D.C.C. définissent un état-limite comme celui dans lequel une condition requise d'une construction, ou l'un de ses éléments, est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue, au prix d'une certaine schématisation, les états-limites ultimes et les états-limites d'utilisation.

61. - Etats-limites ultimes.

Les états-limites ultimes correspondent essentiellement, dans le cas des ouvrages de soutènement, à des états-limites de rupture du sol ou de la structure proprement dite, et à des états-limites d'équilibre statique.

61.1 - Etat-limite d'équilibre statique

Cet état-limite n'est à envisager que pour les ouvrages de soutènement à semelle ou à fondation superficielle large (murs - poids). Il correspond à la classique justification du tiers central, qui équivaut à un état-limite de basculement autour de l'arête, avec un coefficient de sécurité de 3. Mais il a été montré, dans le dossier FOND, que les errements traditionnels ne procurent pas une sécurité homogène. Ceux-ci ont été remplacés par un critère différent, qui s'attache à limiter la contrainte appliquée à la fondation avec des combinaisons d'actions définies dans l'esprit des D.C.C., et des coefficients de sécurité adaptés à partir de ceux qui sont usuels dans les justifications classiques vis-à-vis du critère de poinçonnement. Cependant,

le traditionnel état-limite d'équilibre statique peut encore être utilisé moyennant adaptations, dans le cas des ouvrages fondés sur le rocher, et doit l'être dans celui d'une fondation sur pieux sans résistance à la traction.

61.2 - Etats-limites de résistance de la structure.

Ces états-limites correspondent à la rupture des sections critiques de la structure. Il ne faut pas oublier que l'étude des sections critiques doit se faire à la fois pour le soutènement proprement dit et pour les éventuels systèmes stabilisateurs comme les tirants d'ancrage, dalles de frottement etc

61.3 - Etats-limites correspondant au critère de stabilité d'ensemble.

Il s'agit d'un état-limite de rupture mettant en jeu la résistance du sol au cisaillement le long d'un cercle de glissement. Cet état n'est à considérer que rarement, essentiellement lorsque :

- la fondation n'est pas horizontale,
- le profil du sol devant le mur, ou le terrain d'assise, est en forte pente,
- le terrain d'assise est très peu consistant (argiles molles),
- l'ouvrage retient une passe de remblais exceptionnelle.

61.4 - Etat-limite de glissement sous la base.

Cet état-limite n'intéresse que les ouvrages à semelle et en terre armée. Il correspond encore à un phénomène de rupture du sol de fondation, et se trouve plus ou moins lié à un état limite de déplacement horizontal. On sait qu'un petit déplacement d'un ouvrage de soutènement n'est pas incompatible avec le fonctionnement de la structure; mais dans la plupart des cas, ce déplacement doit être très limité et c'est pourquoi une justification de cet état-limite est nécessaire.

62. - Etats-limites d'utilisation.

La considération de ces états a pour objet d'assurer la durabilité de la construction. En fait un certain nombre d'entre eux ne sont qu'une adaptation provisoire des critères classiques de contraintes admissibles, dans l'attente d'une connaissance plus précise de ces états-limites ou des coefficients de sécurité à appliquer aux états-limites ultimes. Les principaux états à considérer sont actuellement les suivants :

62.1 - Etat-limite de poinçonnement du sol de fondation.

On s'attache à vérifier que les contraintes appliquées au sol, calculées à partir des combinaisons d'actions en service, sont inférieures à la contrainte admissible de poinçonnement de la fondation calculée suivant les méthodes habituelles.

62.2 - Etat-limite de tassement.

Le tassement proprement dit est bien rarement, en soi, un critère valable; les critères utilisables se réfèrent aux conséquences du tassement. Le plus souvent la justification de cet état-limite consiste à s'assurer que,

en service, sous le seul effet des actions permanentes, le tassement susceptible de se produire n'engendre pas d'excentrement supplémentaire notable de la résultante. C'est en fait un critère assez sommaire de stabilité et d'aspect. D'autres critères concernant les mouvements des joints sont aussi parfois à utiliser.

62.3 - Etat-limite d'utilisation de la structure proprement dite (fissuration, ou application d'un règlement de calcul aux contraintes admissibles - Fascicule 61 VI du C.P.C. notamment).

Cet état-limite sera justifié selon les critères habituels de non-dépassement de la contrainte admissible au sein du matériau constitutif.

7. - COMBINAISONS D'ACTIONS, SOLLICITATIONS DE CALCUL ET RESISTANCES.

71. - Rappels généraux

A partir des actions caractéristiques définies au § 5, on définit des actions de calcul obtenues à partir des précédentes en les multipliant par des coefficients de la famille γ_Q . Conformément aux D.C.C. ces coefficients se présentent eux-mêmes sous la forme de produits du type $\gamma_Q =$

$\gamma_{S1} \times \gamma_{S2}$; γ_{S1} tient compte principalement du dépassement possible, dans le sens défavorable de l'action caractéristique Q et γ_{S2} tient compte principalement de la probabilité réduite de simultanéité de deux ou plusieurs actions caractéristiques.

Les actions de calcul permettent de calculer des sollicitations, notion qu'on utilisera dans le sens le plus général du terme. En effet, en calcul des structures, le terme de sollicitation est principalement réservé aux efforts internes (forces ou moments) engendrés par les actions au sein d'une poutre par exemple. Dans le cas des ouvrages de soutènement, on attribuera au mot sollicitation aussi bien le sens précédent (pour la structure proprement dite) que pour désigner les contraintes appliquées par la structure sur un sol de fondation.

La justification vis-à-vis des états-limites se fait en considérant d'une part des sollicitations de calcul, d'autre part des résistances de calcul obtenues à partir des résistances caractéristiques (ou, à défaut, des résistances moyennes) en les divisant par des coefficients de la famille γ_m .

Les sollicitations de calcul à envisager se prêtent à la formulation générale suivante :

$$\gamma_{S3} \left[S (\gamma_{QL1} Q_{L1}) + S (\gamma_{QL2} Q_{L2}) + S (\gamma_{Qci} Q_{ci}) \right] \quad (1)$$

où Q_{L1} désigne l'ensemble des actions de longue durée agissant dans le même sens que les actions de courte durée ou les actions accidentelles, intervenant dans la même combinaison; en l'absence d'actions de courte durée ou accidentelles, ce sont les actions dont le sens tend vers le dépassement de l'état-limite considéré. Q_{L2} est l'ensemble des actions de longue durée agissant en sens inverse. Q_{ci} sont les actions de courte durée ou accidentelles.

(1) A adapter légèrement en cas de non-proportionnalité.

D'une façon générale $S (\gamma_Q Q)$ est la sollicitation due à une action de calcul (ou à un ensemble d'actions de calcul) et γ_{S3} est un coefficient de sécurité général.

Nous allons maintenant passer en revue les divers états-limites précédemment énumérés et définir dans chaque cas les combinaisons d'actions à considérer ainsi que les résistances de calcul à prendre éventuellement en compte.

72 - Etat limite de poinçonnement (Etat limite d'utilisation)

72.1 - En phase de service.

Une seule combinaison d'actions est à considérer faisant intervenir les actions permanentes et la charge sur remblai. Eventuellement, on pourra prendre en compte une action cyclique de courte ou de longue durée.

La sollicitation de calcul à envisager est :

$$S (Q_{L1}) + S (Q_{L2}) (+ S (\gamma_{QC} Q_C))$$

Les contraintes induites dans le sol de fondation sont à comparer à la contrainte admissible de poinçonnement $\bar{q}_{ut}$. Plus précisément (on le reverra dans le sous-dossier 2), on compare la contrainte de référence, calculée aux trois quarts de la largeur comprimée, à la contrainte $\bar{q}_{ut}$ déduite de q_r pression de rupture.

On rappelle que dans le cas des essais pressiométriques

$$\bar{q}_{ut} = q_0 + \frac{K}{3} (p_1 - p_0)$$

et que dans le cas des essais en Laboratoire.

$$\bar{q}_{ut} = q_0 + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} \gamma N_\gamma B_e + q_0 (N_q - 1) + CN_c \right)$$

Le cas échéant, il est appliqué à ces formules des coefficients correctifs tenant compte de l'inclinaison de la résultante et du niveau de l'eau.

Conformément à la méthode générale, on définit autant de combinaisons d'actions et de sollicitations de calcul qu'il y a d'actions fréquemment variables agissant dans le sens d'une augmentation de la contrainte maximale exercée sur le sol de fondation, une seule action entrant habituellement dans la sollicitation de calcul avec sa valeur caractéristique de courte durée. Pour cette action $\gamma_{QC} = 1$ sauf lorsqu'il s'agit du supplément de poussée active engendrée par les éventuelles charges routières réglementaires sans caractère particulier (A, B et Tr) auquel cas on prend $\gamma_{QC} = 1,2$. Beaucoup de murs ne sont soumis à aucune action fréquemment variable et, en ce cas, la sollicitation de calcul se réduit à ses deux premiers termes. Inversement,

dans des cas exceptionnels, il y a lieu d'envisager en sus une "combinaison supplémentaire" comportant deux actions de courte durée, avec des coefficients γ_{Qc} réduits.

Dans tous les cas, on range dans Q_{L1} et Q_{L2} toutes les valeurs caractéristiques de longue durée des autres actions :

- dans Q_{L1} les valeurs caractéristiques maximales des actions agissant globalement dans le sens d'une augmentation de contrainte,
- dans Q_{L2} les valeurs caractéristiques minimales des actions permanentes ou cycliques agissant dans le sens d'une diminution de contrainte.

Le mot "globalement" rappelle qu'on considère simultanément les différents effets d'une même cause, s'il y a lieu.

Q_{L1} comprend généralement au moins le poids propre et la poussée des terres à l'arrière, Q_{L2} la poussée à l'avant. Cependant l'attention est attirée sur le fait que la contrainte peut n'être pas une fonction linéaire des actions, ce qui nécessite un examen très attentif des différentes éventualités quant à la répartition des actions entre Q_{L1} et Q_{L2} . Il peut aussi y avoir lieu de considérer la contrainte de chaque côté de la semelle et, éventuellement, pour plusieurs configurations de l'environnement.

72.2 - La justification du critère de poinçonnement en cours d'exécution ou sous charges accidentelles est en règle générale superflue compte tenu de la vérification à l'état limite d'équilibre statique; c'est pourquoi nous n'en tiendrons pas compte.

73. - Etat-limite d'équilibre statique (Etat limite ultime)

La justification de cet état-limite doit se faire selon les principes énoncés dans la pièce 5,1 du FOND 72.

73.1 - Justification en service.

La justification consiste à vérifier que, sous sollicitation de calcul, la contrainte appliquée au sol de fondation, calculée aux trois quarts de la largeur comprimée, est inférieure à la pression de calcul $\bar{q}_{u1}$ déduite de q_r , soit :

$$\bar{q}_{u1} = q_0 + \frac{K}{2} (p_1 - p_0) \text{ pour les essais in-situ}$$

$$\bar{q}_{u1} = q_0 + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \gamma N_\gamma B_e + q_0 (N_q - 1) + CN_c \right) \text{ pour les essais en laboratoire.}$$

La justification de l'état-limite d'équilibre statique complète donc la justification de l'état limite de poinçonnement à l'état ultime.

La sollicitation de calcul est en principe la suivante :

$$1,2 \left[S(1,1 Q_{L1}) + S(0,90 Q_{L2}) + S(\gamma_{Qc} Q_c) \right]$$

où Q_c , Q_{L1} et Q_{L2} sont déterminées comme au § 72; $\gamma_{Qc} = 1,25$ sauf dans le cas du supplément de poussée dû aux charges routières réglementaires sans caractère particulier (auquel cas $\gamma_{Qc} = 1,33$). Cependant :

- de même que dans le FOND 72, pièce 5,1, nous conseillons provisoirement de prendre une certaine sécurité supplémentaire vis-à-vis d'une diminution des actions entrant dans Q_{L2} ; le moyen envisagé à cet effet dans le FOND 72 consiste à ne pas multiplier par 1,2 le terme $0,9 S(Q_{L2})$; il doit être considéré comme la mesure extrême de précaution à envisager, à utiliser seulement lorsqu'elle est reconnue assez peu coûteuse,

- de même que pour l'état limite d'utilisation, il se présente des cas où il n'y a pas d'action de courte durée et, exceptionnellement des cas où une combinaison supplémentaire est à envisager,

- il est plus fréquent qu'à l'état limite d'utilisation que la contrainte étudiée ne soit pas fonction linéaire des actions : le diagramme des pressions sous semelle est en effet beaucoup plus souvent triangulaire; il en résulte que les combinaisons d'actions à considérer peuvent n'être pas les mêmes; cette différence est d'ailleurs une des raisons pour lesquelles la justification à l'état limite ultime est essentielle.

73.2 - Prise en compte des actions accidentelles : par référence au FOND 72 § 514,2c3 nous conseillons de considérer la sollicitation de calcul :

$$1,1 \left[S(Q_{L1}) + S(Q_{L2}) + S(\gamma_{QAC} Q_{AC}) \right]$$

où Q_{L1} et Q_{L2} représentent exclusivement des actions permanentes ou cycliques (valeurs caractéristiques respectivement maximale et minimale, ou tout simplement valeurs moyennes si les valeurs caractéristiques diffèrent par l'une et l'autre et que l'action accidentelle est très mal connue ou très improbable).

Q_{AC} est la charge accidentelle considérée, pondérée par γ_{QAC} qui doit être évalué selon le cas en fonction du niveau de probabilité correspondant à l'évaluation de Q_{AC} .

Ici encore, la justification du critère consiste à s'assurer que la contrainte appliquée au sol de fondation et calculée aux trois quarts de la largeur comprimée est inférieure à la pression admissible définie en a). Toutefois il peut éventuellement être fait appel, en ces cas, à un supplément passif de poussée à l'avant du mur.

73.3 - Justification en cours d'exécution

Cette justification est relativement exceptionnelle; elle correspond au cas où l'on peut avoir une structure non remblayée pouvant être soumise à l'action du vent. Généralement, on peut se dispenser de cette vérification si, au niveau de la conception, les dispositions constructives appro-

priées ont été prises. Si ce n'est pas le cas, on s'assurera que les conditions de stabilité sont assurées en prenant pour sollicitation de calcul :

$$0,9 S (Q_L) + 1,5 S (Q_C)$$

où Q_L est l'action permanente du seul poids effectivement appliqué au stade considéré, et Q_C l'action due au vent dont les valeurs caractéristiques ont été rappelées en 42. La contrainte appliquée devra être inférieure à la pression admissible définie en 42.1. (La contrainte est toujours calculée aux trois quarts de la largeur comprimée).

74. - Etat-limite de tassement

La justification de cet état-limite doit se faire à vide sous les seules actions permanentes sous la sollicitation de calcul d'utilisation $S (Q_{L1}) + S (Q_{L2})$. On s'assure simplement que l'effet d'un tassement calculable par les méthodes décrites dans la pièce 5,2 du FOND n'entraîne pas d'excentrement supplémentaire notable de la résultante sous ces charges.

75. - Etat-limite de glissement sous la base

En l'état actuel des connaissances, cette justification sera faite sous sollicitations d'utilisation. Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul seront donc généralement les mêmes qu'en 72.1.

En ce qui concerne la résistance, deux critères sont possibles conformément au FOND 72 § 514,2e :

a) - On compare l'angle d'inclinaison de la résultante à l'angle de frottement sol-semelle en prenant un coefficient de sécurité variant entre 1,2 et 1,5 sur les tangentes selon la sévérité des hypothèses de calcul faites sur les poussées active et passive.

b) - On considère que la sollicitation de calcul provoque une rupture du sol de fondation par cisaillement. L'effort total résistant du sol au cisaillement $\gamma_m R_h$ par mètre de mur s'exprime comme suit :

$$\gamma_m R_h = CB' + R_v \operatorname{tg} \psi \text{ d'où } R_h \leq R_h$$

où B' est la largeur comprimée de la semelle, R_v est l'effort vertical au m.l. appliqué à la fondation (valeur de calcul). ψ est l'angle de frottement interne du sol non remanié; il est lié à l'angle de frottement interne du sol, mesurable par un essai de laboratoire, par la relation empirique $\psi = \frac{\pi}{2} \varphi$. Enfin, R_h est la composante horizontale de la résultante des forces appliquées.

La résistance caractéristique du sol pourra être calculée en supposant que ψ est déterminé à $\pm 5^\circ$ près et que C est déterminée à $\pm 0,2 \text{ t/m}^2$ près. En fait, ce qui importera sera la seule résistance caractéristique minimale. Quand il est ainsi fait appel à la cohésion, il est recommandé de ne pas prendre pour γ_m une valeur inférieure à 1,5.

Ce second critère est en principe le plus correct. En pratique, le premier est le plus simple et le plus souvent suffisant.

Dans certains cas des actions accidentelles sont à considérer également pour cette justification. On adoptera alors une sollicitation de calcul semblable à celle de 73.2 et on ne prendra en compte aucun coefficient de sécurité sur la résistance. Il peut même, éventuellement, être fait appel à un supplément passif de poussée des terres à l'avant.

76. - Etat-limite de résistance des matériaux de la structure

76.1 - Justification en service

La justification de la résistance des matériaux concerne essentiellement la structure et, s'il y a lieu, les éléments stabilisateurs comme les tirants d'ancrages.

Pour les structures en béton armé, on doit appliquer le fascicule 61 VI du C.P.C. en date du 27 Octobre 1970. Il ne s'agit pas en fait de calculs relatifs à un état limite; toutefois la sollicitation de calcul est semblable à une sollicitation de calcul d'utilisation. Celle-ci est la même qu'en 72.

En ce qui concerne le métal (profilés ARMCO, palplanches etc ...), on se référera au fascicule 61 V et, par conséquent, on adoptera la même sollicitation qu'en 73.1.

76.2 - Justification sous charges accidentelles

La justification sous charges accidentelles doit être faite aux états limites ultimes.

En ce qui concerne le béton armé, on comparera la sollicitation de calcul ultime (cf. 73.2) à la sollicitation résistante pondérée du 2ème genre.

En ce qui concerne le métal, il pourra en outre être fait appel à certaines possibilités de redistribution des efforts entre sections (palplanches sur étais multiples).

Par contre, dans l'un et l'autre cas, il sera généralement contre-indiqué de faire appel à un supplément passif de poussée des terres à l'avant.

76.3 - Remarque

Au nombre des efforts appliqués à la structure, il faut compter les actions du sol de fondation, égales et directement opposées aux efforts appliqués par la structure sur ce sol. Pour calculer les sollicitations en toute section de la structure, il faut faire une hypothèse sur la répartition des contraintes et cette hypothèse sera la même que pour la vérification de l'état-limite d'équilibre statique : diagramme triangulaire. Ces efforts sont introduits, sans nouvelle pondération, dans les sollicitations de calcul des parties intéressées.

SOUS - DOSSIER 2

PIECE 21
MÉTHODES DE CALCUL
DES
MURS EN BÉTON ARMÉ

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

SOMMAIRE DE LA PIECE 2.1.

(Sous-dossier 2)

	Page
<u>INTRODUCTION</u>	1
1. - CALCUL PHYSIQUE DES POUSSEES	1
1.1. - Mur en T avec talus infini. Particularités de calcul ..	2
1.2. - Méthodes d'approximation	2
1.3. - Prise en compte d'un talus fini	5
1.4. - Prise en compte d'une charge uniforme indéfinie sur le terre-plein	6
1.5. - Prise en compte d'une charge uniforme sur une partie finie du terre-plein	1
1.6. - Prise en compte d'une charge uniforme locale sur le terre-plein	9
1.7. - Cas de la charge ponctuelle	10
1.8. - Cas des remblais contenant une nappe aquifère.....	12
1.9. - Prise en compte d'un perré sur le talus	13
1.9.0. - Cas des remblais hétérogènes	17
1.9.1. - Prise en compte des poussées passives	19
2. - JUSTIFICATIONS AUX ETATS-LIMITES DES MURS DE SOUTÈNEMENT	20
2.1. - Etat-limite de poinçonnement du sol de fondation	20
2.2. - Etat-limite d'équilibre statique	23
2.3. - Etat-limite de glissement sous la base	24
2.4. - Etat-limite de tassement	25
3. - CALCUL DES EFFORTS DANS LA STRUCTURE ET DIMENSIONNEMENT	28
3.1. - Sections de calcul	29
3.2. - Calcul pratique des sollicitations	29
3.3. - Ferrailage du mur	31

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

INTRODUCTION

L'objet de cette pièce est de détailler les procédés de calcul et de dimensionnement des murs de soutènement en béton armé en adaptant, pour ces ouvrages, les principes généraux énoncés dans le sous-dossier 1, pièce 1.2.

Le plan adopté s'articule sur trois paragraphes abordant successivement les problèmes physiques spécifiques de calcul des poussées des terres, la justification des ouvrages vis-à-vis des états-limites et le calcul des efforts internes dans la structure.

Toutes ces questions sont envisagées dans l'optique d'un projeteur qui aurait à établir les plans d'un ouvrage, mais également comme une introduction au programme de calcul électronique.

Pour des raisons matérielles, le programme a été élaboré antérieurement à la rédaction du présent dossier, de sorte que cette pièce va plus loin, dans une certaine mesure, que le programme lui-même. Mais chaque fois qu'un calcul, détaillé dans une des pages suivantes, est exécuté par celui-ci, la chose sera mentionnée explicitement au début de l'alinéa correspondant.

Cette pièce 2.1. n'est donc pas la notice du programme, mais plutôt un résumé des méthodes de calcul et de dimensionnement des murs de soutènement en béton armé. Son usage est avant tout celui d'un manuel, mais contient les explications sur les procédés de calcul qui seront mentionnés dans la pièce 2.4. (Notice du Programme de calcul électronique).

1. - CALCUL PHYSIQUE DES POUSSEES.

Tous les développements qui suivent supposent que l'on a affaire à des massifs de sols pulvérulents. Ceci provient du fait que toutes les théories ont été élaborées pour ce type de sol. Lorsque l'on veut tenir compte d'une certaine cohésion, les Mécaniciens des Sols préconisent de calculer les poussées à l'aide du théorème des états correspondants.

Ce théorème permet effectivement de corriger les formules de poussée établies pour un sol pulvérulent admettant même angle de frottement interne que le sol cohérent donné. Mais l'expérience a montré que le rôle de la cohésion est encore très mal connu, difficilement mesurable, et que de toutes façons le fait de la négliger va dans le sens de la sécurité puisqu'elle réduit les poussées par rapport à un massif pulvérulent de mêmes dimensions et de même φ .

Ainsi donc, nous considérons que tous les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement en béton armé doivent être faits avec un sol pulvérulent.

1.1. - Mur en T avec talus infini. Particularités de calcul.

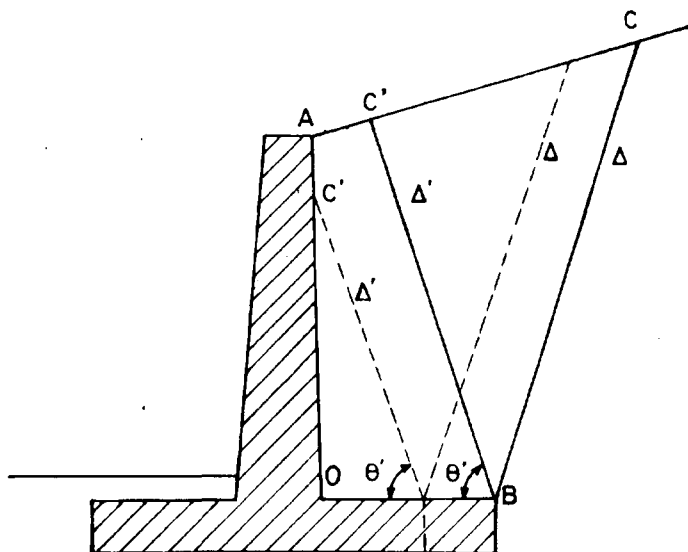


fig : 1

publié par la VSS - Verlag Editeur, Zürich.

Deux cas peuvent se présenter ensuite selon que la droite Δ' coupe le plan du talus ou celui de la face intérieure du voile (cas d'un talon long ou d'un talon court). Suivant que l'on se trouve dans l'un ou l'autre de ces deux cas, la méthode théorique de calcul de la poussée est différente.

a) - Cas où Δ' rencontre la ligne de talus.

On admet dans ce cas que la zone AOBC' est une zone morte, c'est-à-dire que la masse de terre qu'elle contient n'agit que par son poids propre comme élément stabilisateur de l'ouvrage. La poussée doit donc se calculer, par la méthode du prisme d'éboulement ou celle de Rankine, sur le plan de trace Δ' avec une inclinaison sur la normale à ce plan égale à φ , angle de frottement interne du sol.

b) - Cas où Δ' rencontre la face interne du voile.

Ici encore, on considère que la zone C'OB est une zone morte, donc que l'effet des terres qu'elle contient est purement pondéral. La poussée doit théoriquement se calculer d'une part sur le plan de trace Δ' avec une inclinaison sur la normale à ce plan égale à φ , d'autre part sur la portion AC' du voile avec une inclinaison sur la normale au voile égale à $2\varphi/3$.

Ces deux méthodes sont un peu lourdes et c'est pourquoi on a cherché à établir des schémas simplificateurs donnant des résultats proches des résultats théoriques.

1.2. - Méthodes d'approximation. (massif pesant non chargé)

Nous sommes toujours dans l'hypothèse d'un remblai homogène limité par un talus infini plan. La méthode d'approximation consiste à calculer la poussée due au poids du remblai, qui s'exerce sur un plan fictif vertical, (P), passant

Dans le cas des murs en T renversé, un déplacement dans le sens de l'expansion du remblai fait apparaître deux surfaces de glissement passant par l'arête B du talon. Par simplification, on admet généralement que ces surfaces sont des plans dont les traces sur une section droite sont les droites Δ et Δ' . (Voir figure 1).

L'angle θ' que fait la droite avec l'horizontale peut se calculer à partir des formules de la théorie de Rankine ou, plus simplement, à partir des abaques, établis à partir de cette même théorie et reproduits en annexe à la présente pièce. Des renseignements complémentaires peuvent être trouvés dans l'ouvrage: "Murs de Soutènement"

par l'arête du talon, et à considérer que la masse de terre comprise entre la face interne du voile et ce plan donne uniquement un effet pondéral. (Voir figure 2).

Cette approximation pose un certain nombre de problèmes; le premier est que ce plan ne correspond à aucune ligne de rupture réelle. Le schéma considéré ne peut donc être physiquement justifié.

En second lieu, il convient de savoir quelle inclinaison il convient de donner à la résultante pour que le résultat soit aussi proche que possible de celui donné par les méthodes théoriques classiques.

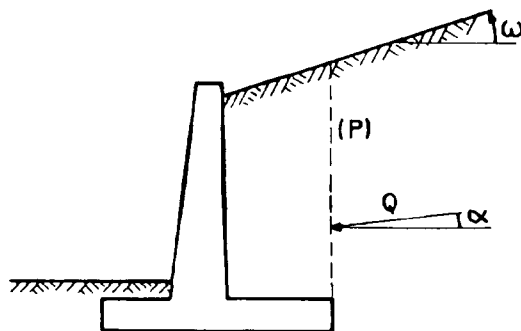


fig 2

Des calculs effectués sur divers types de configurations nous ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

a) - Lorsque la ligne de glissement Δ' rencontre le talus infini, la méthode d'approximation donne des résultats identiques à la méthode de Rankine à 5 % près, en choisissant une inclinaison de la poussée sur le plan fictif égale à ω , angle du talus sur l'horizontale.

b) - Lorsque la ligne de glissement rencontre le plan du voile, la méthode d'approximation donne des résultats un peu moins bons que précédemment puisque les valeurs trouvées diffèrent de 10 % environ des valeurs théoriques, dans le sens d'une diminution, et pour une inclinaison toujours prise égale à ω .

Les tests effectués pour ces comparaisons ont porté essentiellement sur le calcul des contraintes appliquées sur le sol de fondation en supposant le diagramme linéaire. Pour chaque schéma utilisé, on a fait intervenir la masse des terres au dessus du talon.

Ceci montre qu'en utilisant cette approximation, on commet une erreur qui est compatible avec celle liée à la nature même des méthodes théoriques.

Le programme de calcul électronique adopte un modèle de calcul un peu plus élaboré que le précédent et qui tend à serrer la réalité de plus près. Il se rapporte à la théorie de Boussinesq qui envisage deux zones dans le remblai, séparées par un plan passant par l'arête supérieure du voile, respectivement en équilibre de Rankine et de Boussinesq.

Pratiquement, on calcule l'angle de la poussée sur le plan fictif vertical passant par l'arrière du talon, de la façon suivante. On trace une droite issue de A faisant avec la verticale un angle β donné par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \frac{\omega}{2} - \frac{\gamma}{2} \\ \sin \gamma = \frac{\sin \omega}{\sin \varphi} \end{array} \right.$$

- on calcule γ par : $\sin \gamma = \frac{\sin \omega}{\sin \varphi}$ (2)

- on calcule β_0 par : $\beta_0 = \frac{\delta + \omega - \gamma}{2}$ (3)

- on calcule λ par : $\lambda = - \frac{\beta_0}{\beta_0 + \pi - 2\varphi}$ (4)

- on calcule ρ par : $\ln \rho = -(2 - \frac{\tan^2 \omega + \tan^2 \alpha}{\tan^2 \varphi}) \sqrt{\sin \varphi} \ln \left[(1 - 0,9\lambda^2 - 0,1\lambda^4)(1 - 0,3\lambda^3) \right]$ (5)

- on calcule K_{ao} par : $K_{ao} = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha) \sin(\varphi - \omega)}{\cos \alpha \cos \omega}} \right]^2}$ (6)

- on calcule enfin : $K_a = \rho K_{ao}$ (7).

Remarque : Les logarithmes (ln) de la relation (5) sont des logarithmes népériens. Les formules (1) à (6) sont celles de Caquot-Kerisel appliquées à un parement vertical.

Connaissant la poussée résultante Q , on peut en déduire des composantes verticale et horizontale :

$$Q_H = Q \cos \alpha \quad \text{et} \quad Q_V = Q \sin \alpha$$

1.3. - Prise en compte d'un talus fini.

Ce calcul est fait par le programme.

Un schéma de remblai très fréquent se compose d'une plate-forme horizontale et d'un talus fini à l'angle ω sur l'horizontale.

Le problème est de construire l'épure des pressions unitaires sur le plan vertical (P) passant par l'arête arrière du talon. Dans la pratique on sépare les constructions relatives aux composantes horizontale et verticale de la poussée active. La figure (4) montre un exemple de construction de l'épure des poussées horizontales, et nous en commentons ci-dessous le mode opératoire.

Normalement la poussée réelle est à la fois bornée par la poussée due à un remblai horizontal infini venant jusqu'au bord du plan (P), et par celle due à un massif limité par un talus infini incliné à l'angle ω sur l'horizontale. Pour tenir compte de la présence du talus fini, et sachant que ce dernier est en pente d'angle plus faible que l'angle de frottement interne φ , on admet que l'effet du remblai plan infini se diffuse à l'intérieur du massif limité à un plan d'angle passant par le sommet du talus.

La construction de l'épure se fait alors comme suit :

- on trace l'épure enveloppante AA' correspondant à un remblai plan infini limité par le plan (P),

- on trace l'épure enveloppante CC' correspondant à un massif infini dont le talus fait un angle ω sur l'horizontale.

Lorsque l'on étudie le comportement d'un remblai chargé par la méthode de Coulomb, on constate que l'action d'une charge uniforme est la même que celle d'une couche de sol supplémentaire de hauteur :

$$h' = q/\gamma \text{ où } q \text{ est la densité de la charge.}$$

Partant de ce fait, on le généralise à tous les cas, ce qui permet de construire l'épure des poussées suivant les mêmes principes que précédemment, en cherchant une épure enveloppante des pressions qui soit la plus proche possible de la réalité. La figure 5 donne un exemple d'une telle construction.

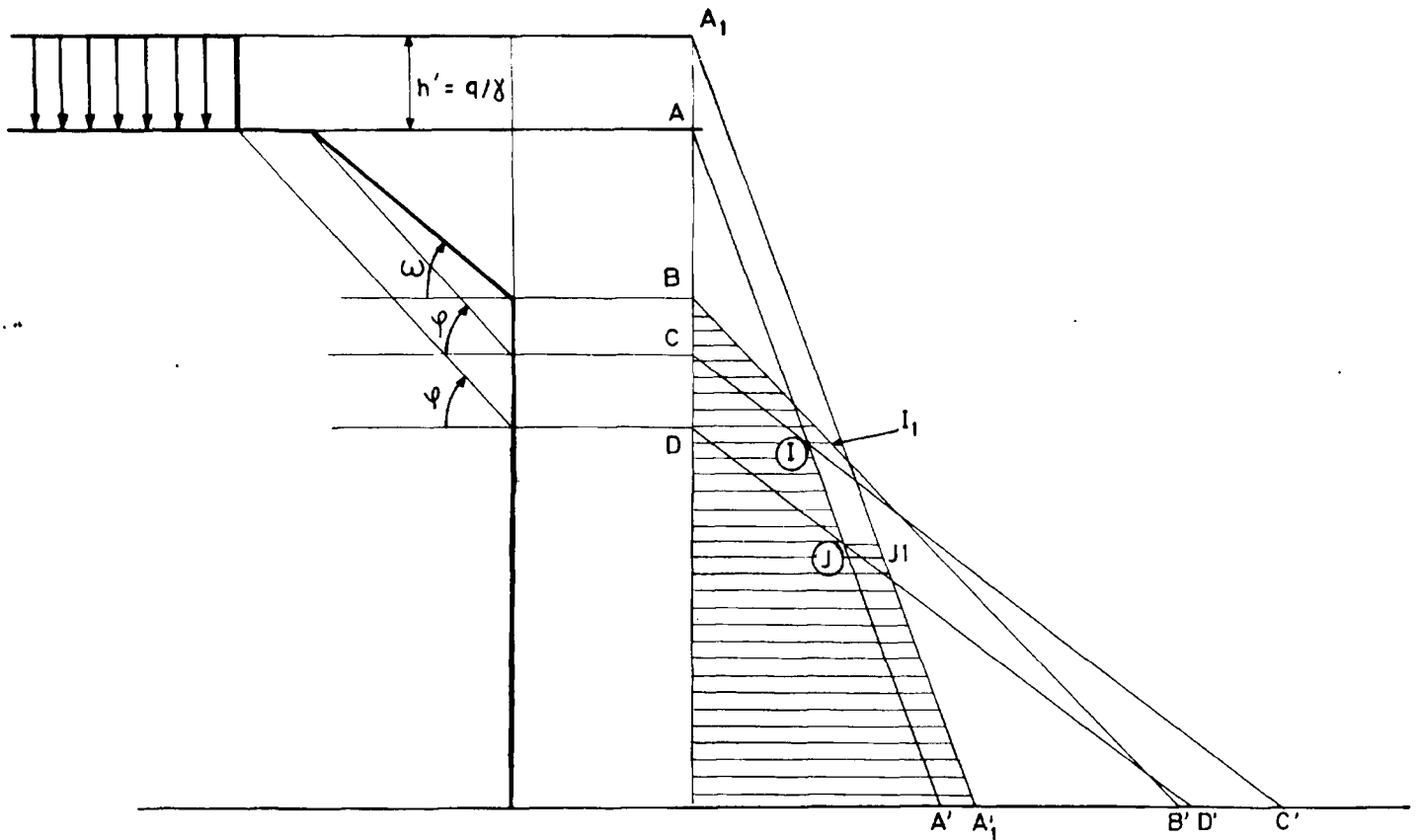


fig : 5

On construit la droite $A_1 A'_1$ correspondant à un massif horizontal infini de hauteur $H + h'$. On trace ensuite les épures BB' , CC' et DD' correspondant respectivement à des massifs infinis :

- à l'angle ω
- à l'angle φ passant par le sommet du talus
- à l'angle φ passant par le point d'application limite de la charge uniforme.

Les droites CC' et DD' sont parallèles. On pose :

$$I = AA' \cap CC' \quad J = AA' \cap DD'$$

$I_1 = BB' \cap$ Horizontale passant par I
 $J_1 = A_1A'_1 \cap$ Horizontale passant par J.

L'épure des poussées est contenue dans le polygone $BOA_1J_1JII_1B$. La poussée réelle présente, là encore, les décrochements II_1 et JJ_1 mais la construction faite permet de réduire un peu la poussée entre les points I et J par rapport à ce qu'elle serait si on considérait simplement l'intersection des triangles $A_1OA'_1$ et BOB' .

1.5. - Prise en compte d'une charge uniforme sur une partie finie du terre-plein.

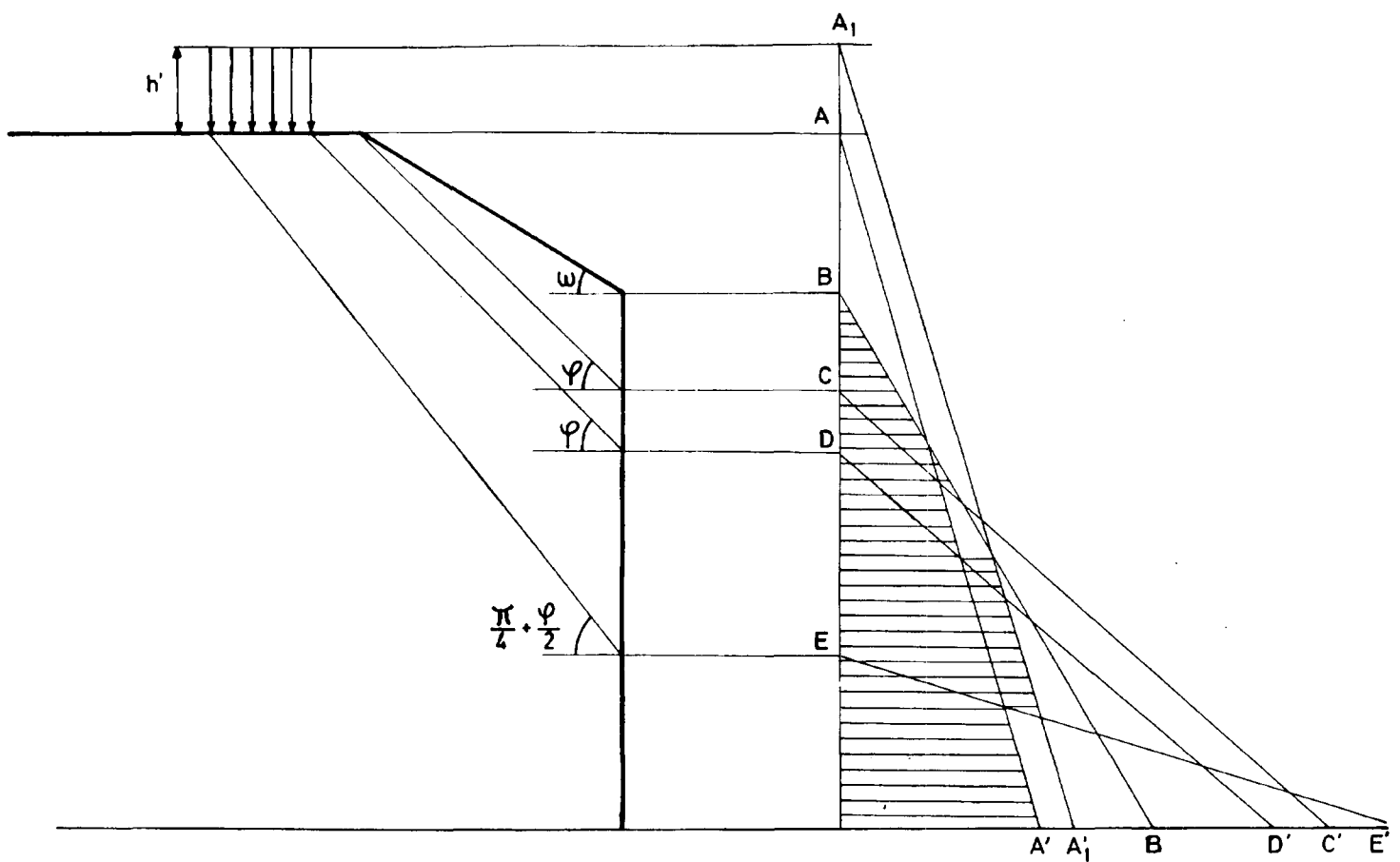


fig : 6

Ce calcul n'est pas pris en compte par le programme actuel.

La différence avec le cas précédent réside dans le fait que l'influence de la charge sur remblai se transmet à l'écran fictif entre deux plans dont les traces passent par les limites de la zone chargée, et faisant sur l'horizontale des angles égaux à φ et $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$. La construction se complique alors un peu : on trace toujours les épures enveloppantes AA', A₁A₁' et BB' correspondant aux pressions engendrées par un massif plan indéfini, le même massif uniformément chargé, et un massif indéfini à l'angle ω sur l'horizontale. Les épures CC', DD' et EE' correspondent aux pressions des massifs inclinés à l'angle φ pour les deux premiers, $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ pour le troisième.

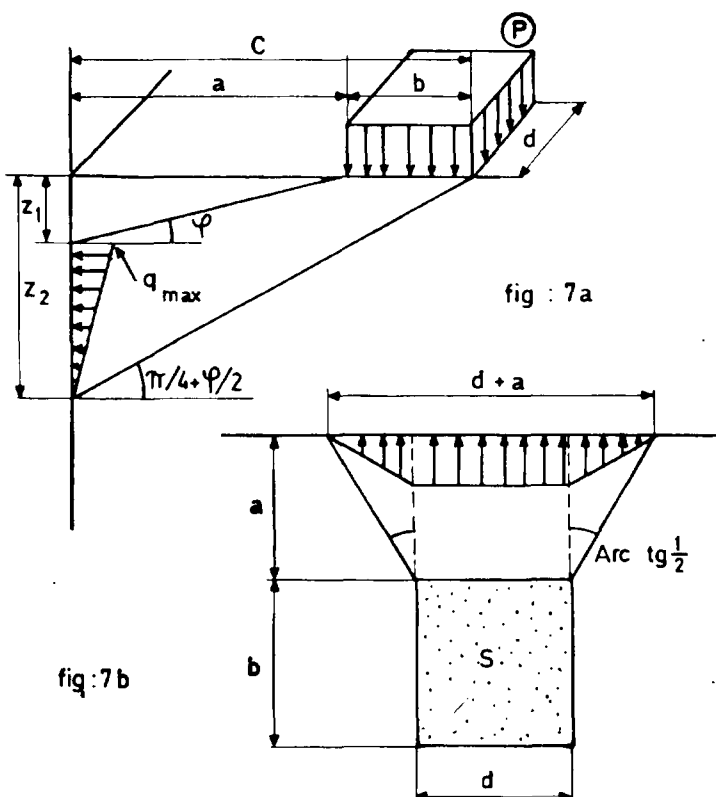
Entre les points CC' $\cap$ AA' et DD' $\cap$ AA', se situe la zone d'influence d'un massif illimité non chargé. Entre les points DD' $\cap$ AA' et EE' $\cap$ AA', se situe la zone d'influence de la charge. En dessous du point EE' $\cap$ AA' nous retrouvons la zone d'influence du remblai horizontal infini non chargé.

La construction que nous venons de faire nous place maintenant nettement dans l'approximation. Il est évident que la surpression due à la charge en tête s'étale et s'amointrit en fait progressivement en descendant. La méthode que nous indiquons est critiquable, mais, faute de mieux, nous la proposons.

1.6. - Prise en compte d'une charge uniforme locale sur le terre-plein.

Ce calcul n'est pas effectué par le programme actuel.

Aucune charge sur remblai n'est véritablement ponctuelle; on peut toujours



lui attribuer une surface d'impact rectangulaire et c'est pourquoi nous nous intéressons au supplément de poussée engendré par une densité uniforme de charge, p , répartie sur un rectangle de côtés b et d à la distance a de l'écran (voir figure 7a). De nombreuses méthodes de calcul peuvent être imaginées, en particulier à partir de la formule de Boussinesq donnant l'effet d'une charge rigoureusement ponctuelle. Mais toutes les méthodes théoriques reposent sur l'hypothèse d'un solide élastique semi-infini dont l'expansion est possible au contact de l'écran. Les expériences de Spangler ont montré que les résultats expérimentaux sont fort différents de ceux donnés par le calcul car les hypothèses de base ne sont jamais vérifiées.

La méthode que nous conseillons est due à M. Krey; elle est très approximative mais semble fournir des résultats assez cohérents tant que la charge ne s'ap-

proche pas trop près de l'écran. Elle consiste à remplacer le diagramme réel par

une distribution triangulaire dans le plan d'une section droite et trapézoïdale dans un plan horizontal. Cette distribution se développe sur une zone délimitée; dans le sens vertical, par deux plans passant par les bords de la surface d'impact aux angles φ et $\pi/4 + \varphi/2$. Les figures 7a et 7b indiquent le mode de construction de l'épure.

Posons : $z_1 = a \operatorname{tg} \varphi$ $z_2 = c \operatorname{tg} (\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ ($c = a + b$)

Alors, on a : $q_{\max} = \frac{4P}{(2d + a)(z_2 - z_1)}$

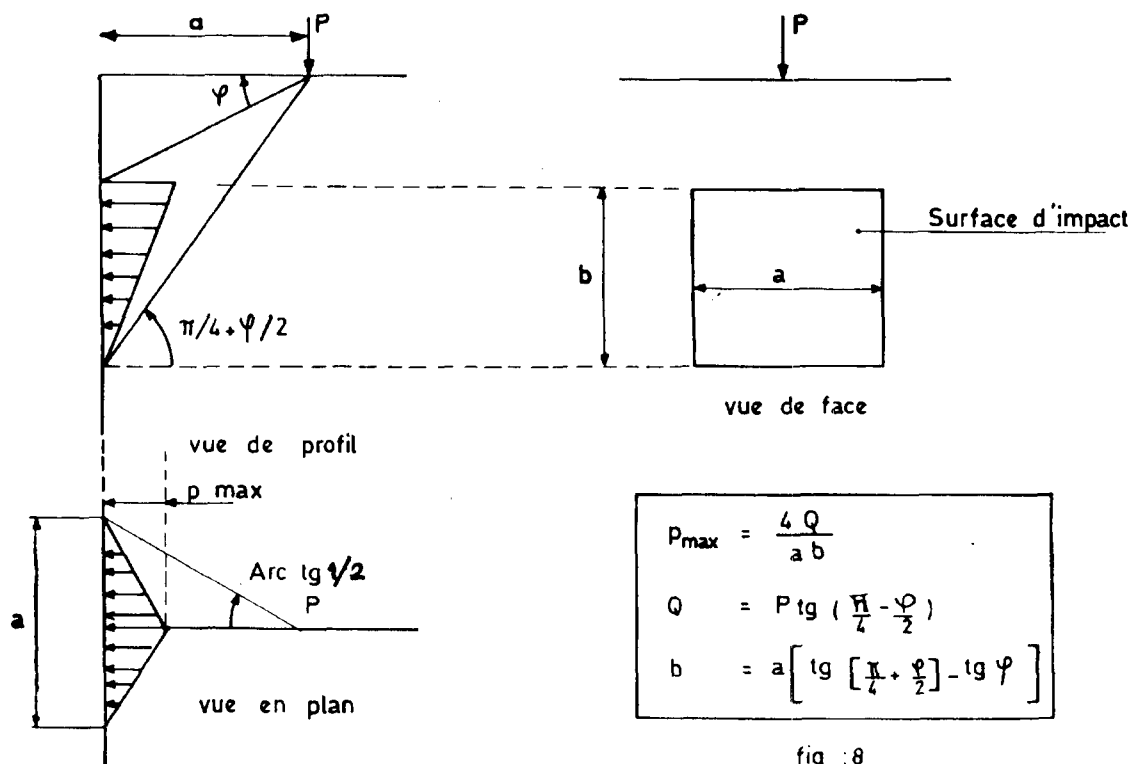
avec $P = p \times bd \times \operatorname{tg} (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Ainsi que l'indique M. GRAUX dans son ouvrage (Fondations et Excavations profondes - Ed. Eyrolles) cette méthode est limitée dans la mesure où cette formule ne conduit à aucune réduction lorsque les charges sont contigües à l'écran; on peut alors adopter une diffusion horizontale légèrement différente, en faisant passer les plans verticaux à $\operatorname{Arctg} \frac{1}{2}$ ($\simeq 27^\circ$) par l'arrière de la surface de charge, ce qui revient à remplacer a par c dans la formule donnant $q_{\max}$.

Le programme ne fait pas ce calcul; il ne doit être envisagé que lorsque le remblai de l'ouvrage peut recevoir une charge exceptionnelle relativement concentrée (chenille du char). Mais il permet surtout d'introduire le calcul du paragraphe suivant qui, lui est exécuté par le programme.

1.7. - Cas de la charge ponctuelle.

Ce cas est naturellement très idéal mais peut être envisagé lorsque la surface d'impact d'une charge (roue de véhicule par exemple) est très petite par rapport aux dimensions de l'ouvrage. Les formules s'obtiennent par passage à la limite des précédentes. Les dessins de la figure 8 donnent les caractéristiques de la surface d'impact sur l'écran.



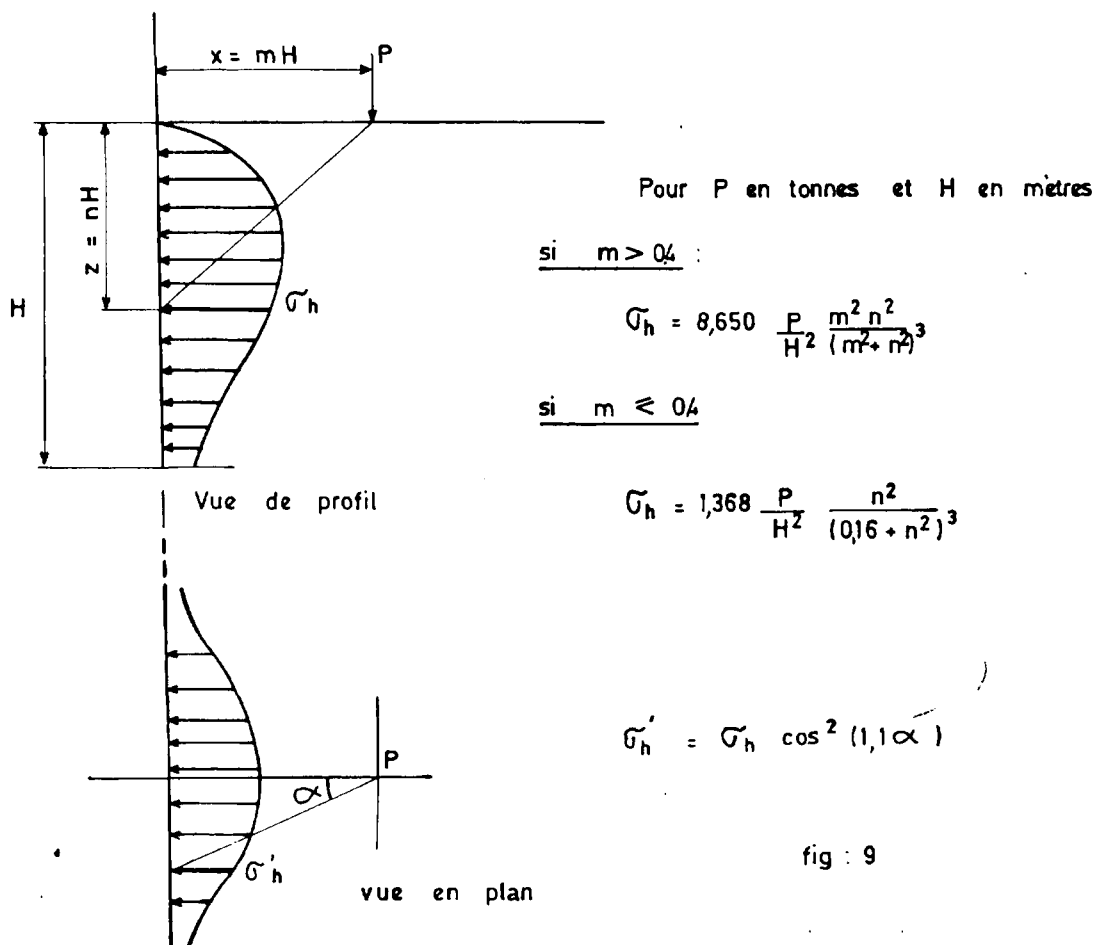
L'écran peut être fictif, comme le plan de calcul (P) défini au paragraphe 1.2. Dans ce cas, l'influence de P est prise en compte dans les problèmes de stabilité. Cependant, lorsqu'on veut faire le calcul du voile, nous conseillons d'étaler le diagramme des poussées supplémentaires jusqu'au mur, ce qui est quand même moins sévère que précédemment.

La méthode de Krey appliquée au cas des charges ponctuelles, dont nous venons de donner les résultats, est très approximative; elle est néanmoins généralement suffisante sauf lorsque se posent certains problèmes spécifiques.

C'est, par exemple, le cas d'une forte charge concentrée au voisinage d'un joint. Les différentes dimensions et cotes peuvent être choisies de façon, que par la méthode de calcul, un seul plot* soit sollicité, alors qu'en réalité le plot adjacent subit aussi une poussée supplémentaire.

La transmission de la charge par le sol est très complexe : même la formulation théorique de Boussinesq, qui suppose un massif élastique et un écran se déformant de la même façon que le sol, est éloignée de la réalité.

Les meilleurs résultats semblent être ceux que fournissent Spangler et Gerber, et qui sont d'origine semi-empirique. Les formules à employer pour un calcul manuel serrant de près la réalité sont indiquées sur les dessins de la figure 9.



* Pour un mur de soutènement en béton armé, on appelle plot toute séquence de mur comprise entre deux joints.

Nous constatons bien que l'assimilation du diagramme des poussées en plan à un triangle est une approximation assez grossière; mais, comme nous l'avons dit, elle est suffisante dans bien des cas.

Pour la diffusion dans le mur proprement dit, on se reportera à ce qui est dit au § 3.2.

1.8. - Cas des remblais contenant une nappe aquifère.

Cette prise en compte est faite par le programme.

Nous rappelons que dans un massif partiellement immergé, la poussée du sol seul est égale à celle du massif stratifié dont la couche située au dessous du niveau de la nappe n'a qu'un poids spécifique apparent égal au poids spécifique déjaugé γ' (cf. § 2.3.1. de la pièce 1.2.). La poussée du sol seul présente donc une différence de gradient au niveau de la nappe. Pour évaluer la poussée totale, lorsqu'il y a lieu (c'est-à-dire lorsque les poussées dues à l'eau à l'avant et à l'arrière ne s'équilibrent pas) il convient d'ajouter à la poussée du sol seul ainsi réduite la poussée hydrostatique, de gradient 1. Les dessins de la figure 10 donnent un exemple de calcul de la poussée pour un sol partiellement immergé.

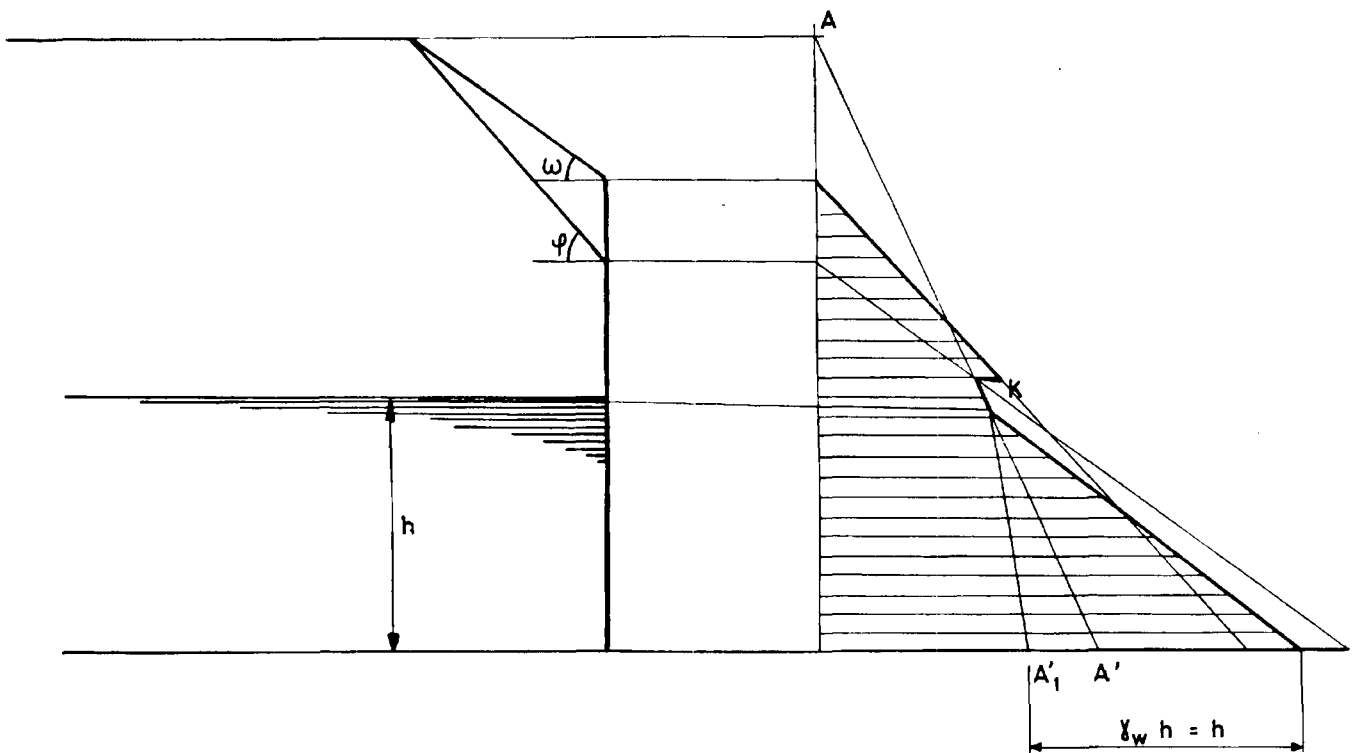


fig : 10

Sur ce dessin, on a tracé la droite AA' correspondant à un remblai infini plan et la droite KA₁' représente la poussée calculée avec la densité déjàugée γ' . Après avoir construit l'épure relative au talus incliné, nous avons rajouté l'effet de la pression hydrostatique sur la hauteur h comptée à partir du bas.

Nous signalons que la poussée de l'eau est horizontale alors que celle du sol, même dans la partie déjàugée, est toujours supposée inclinée à l'angle déterminé comme au paragraphe 1.2. Le diagramme des composantes verticales de la poussée ne fait donc pas intervenir de poussée hydrostatique.

1.9. - Prise en compte d'un perré sur le talus.

La mise en place d'un perré sur un talus de remblai retenu par un ouvrage de soutènement peut correspondre soit à la nécessité de protéger celui-ci soit à des considérations d'ordre esthétique. Lorsque son rôle est de protéger le talus, il s'agit soit d'empêcher le développement de l'érosion (due aux pluies notamment) soit, s'il est de pente trop forte, de le retenir tout simplement. Du point de vue des calculs, deux cas sont donc à considérer selon que l'angle ω du talus avec le plan horizontal est inférieur ou supérieur à l'angle φ de frottement interne du sol. Les principes de calcul exposés ci-après correspondent à ceux du programme de calcul électronique.

Tout d'abord, l'action mécanique du perré est double; d'une part, il y a une action directe en crête du mur, et d'autre part le perré agit, par son poids, sur la poussée des terres. Conformément à la méthode générale de calcul employée, l'action de poussée due au perré est calculée sur le plan fictif (P) passant par l'arrière du talon. N'intervient donc, pour cet effet, que la partie de perré éventuelle située à l'arrière de (P). Naturellement, pour l'action directe sur le mur, tout le perré intervient.

a) - Cas où $\omega < \varphi$

L'action directe du perré en tête du mur se calcule en considérant que celui-ci est en état-limite de glissement sur le talus, avec un coefficient de frottement sol-perré égal, dans tous les cas, à :

$$f = \operatorname{tg}(\varphi / 2)$$

Compte tenu de cette hypothèse, on notera que si l'angle de talus est inférieur à $\varphi / 2$, l'action directe du perré sur le mur peut être considérée comme nulle.

Si $\varphi / 2 < \omega < \varphi$, et si P est le poids total du perré (par mètre dans le sens longitudinal), la force transmise en crête du mur est colinéaire au talus et vaut :

$$F = P \sin \omega (1 - \operatorname{tg} \varphi / 2 / \operatorname{tg} \omega)$$

Cette force est intégralement transmise au mur si le perré est encastré sur celui-ci; s'il est simplement appuyé, on convient de ne prendre en compte que la composante horizontale de cette force, la composante verticale étant reprise par la terre le long du mur. Le dessin de la figure 11 donne un exemple de construction de l'épure des poussées. Le poids du perré situé derrière le plan de calcul a été transformé en hauteur de terre équivalente.

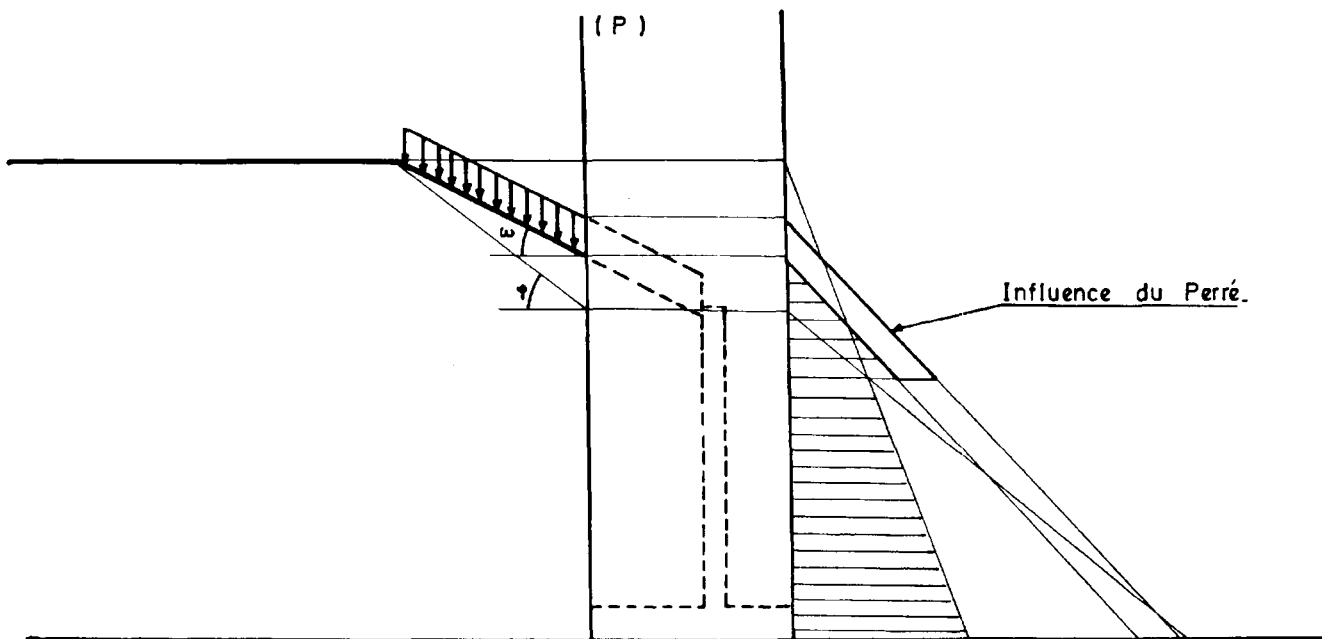


fig : 11

b) - Cas où $\omega > \varphi$

Dans ce cas, le perré est strictement nécessaire pour assurer la stabilité du talus. Deux calculs sont à faire : tout d'abord le dimensionnement du perré lui-même, puis l'action de celui-ci sur l'ouvrage.

Pour déterminer l'épaisseur minimum du perré, on exprime que son poids équilibre la poussée des terres qui s'exerce sur lui.

Plus précisément, les perrés étant généralement réalisés en maçonnerie, il convient de vérifier que les éléments à la base (les plus sollicités) sont stables.

On fait l'hypothèse que la poussée des terres sur le perré s'exerce normalement à celui-ci. On peut donc calculer un coefficient de poussée k , par exemple à partir des formules de Caquot-Kerisel, en prenant un plan incliné à $-(\frac{\gamma}{2} - \omega)$ et un angle de frottement sol-mur nul.

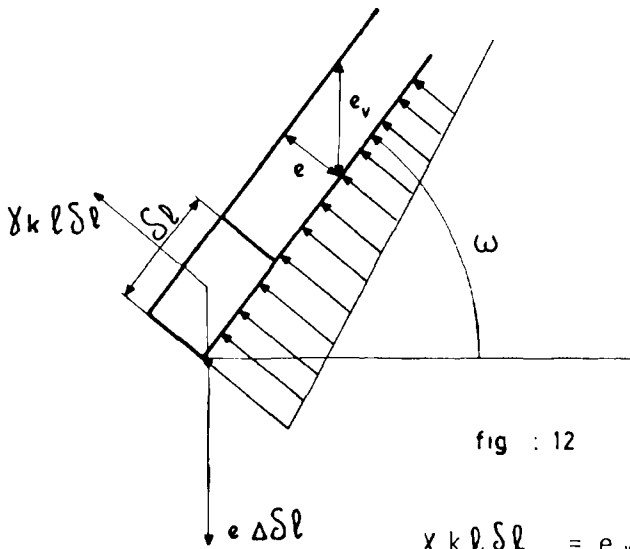


fig : 12

$$\gamma k l \Delta l = e \Delta l \cos \omega$$

$$\text{soit } e = \frac{k \gamma l}{\Delta \cos \omega}$$

En appelant e_v l'épaisseur "verticale du perré", on note que $e_v = e / \cos \omega$. La formule précédente s'écrit donc encore :

$$e_v = \frac{\gamma k l}{\Delta \cos^2 \omega}$$

C'est par cette formule que le programme dimensionne le perré.

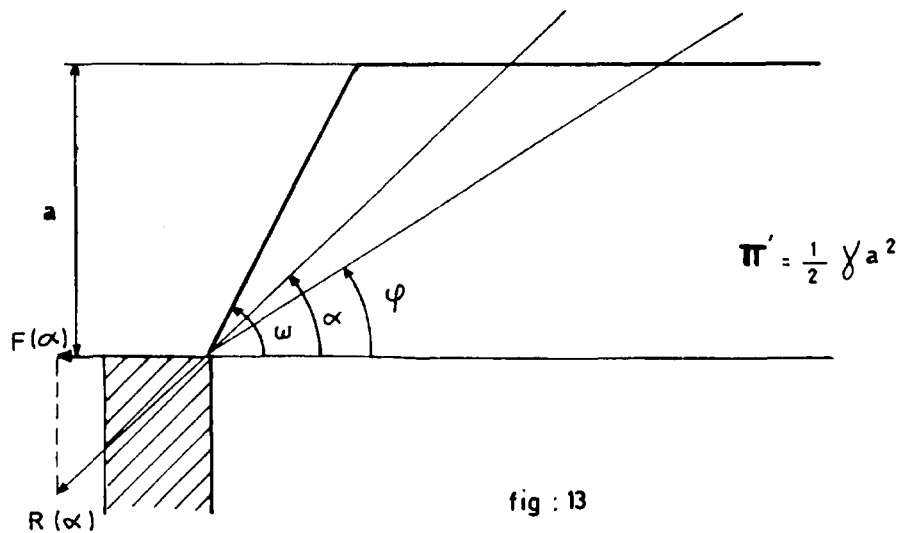
Celui-ci étant calculé, il convient de déterminer son action sur l'ouvrage de soutènement. Son action est assez difficile à déterminer sur le plan théorique, de sorte que les méthodes de calcul employées ne peuvent qu'être approximatives. Nous en proposons deux aux utilisateurs, la première pouvant être employée dans certains cas spéciaux relevant d'une étude manuelle, la seconde faisant l'objet d'un calcul par le programme. Physiquement, la première de ces méthodes est la plus satisfaisante.

En se reportant au schéma de la figure 13, nous imaginons dans le même esprit que la théorie de Coulomb, qu'une rupture éventuelle pourrait se faire selon un plan passant par l'arête du mur, ce plan faisant un angle α sur l'horizontale compris entre φ et ω . Appelons Π le poids total du perré par mètre de longueur dans le sens longitudinal; le poids du coin glissant, en fonction de α , a pour expression :

$$\Pi + \Pi' (\cotg \alpha - \cotg \omega) \text{ avec } \Pi' = \frac{1}{2} \gamma a^2$$

Nous pouvons donc considérer que la force transmise au mur par ce coin glissant est colinéaire au plan de glissement et a pour module :

$$R(\alpha) = \left[\Pi + \Pi' (\cotg \alpha - \cotg \omega) \right] (\tg \alpha - \tg \varphi) \cos \alpha$$



La projection horizontale de cette force, la seule que nous prendrons en compte, a donc pour expression :

$$F(\alpha) = [\pi + \pi' (\cotg \alpha - \cotg \omega)] (\tg \alpha - \tg \varphi) \cos^2 \alpha$$

Etudions la dérivée de cette fonction :

$$\begin{aligned} \frac{dF}{d\alpha} = & -(\tg \alpha - \tg \varphi) [\pi' \cotg^2 \alpha + \sin 2\alpha (\pi + \pi' (\cotg \alpha - \cotg \omega))] \\ & + [(\pi + \pi' (\cotg \alpha - \cotg \omega))] \end{aligned}$$

On note que $\frac{dF}{d\alpha}(\alpha = \varphi) = \pi + \pi' (\cotg \varphi - \cotg \omega)$. Cette quantité est toujours positive car nous avons supposé $\varphi < \omega$.

Calculons maintenant :

$$\begin{aligned} \frac{dF}{d\alpha}(\alpha = \omega) = & -(\tg \omega - \tg \varphi) [\pi' \cotg^2 \omega + \pi \sin 2\omega] + \pi \\ = & \pi [1 - \sin 2\omega (\tg \omega - \tg \varphi)] - \pi' \cotg^2 \omega (\tg \omega - \tg \varphi) \end{aligned}$$

Cette expression est négative si :

$$\frac{\pi'}{\pi} < \frac{\cotg^2 \omega (\tg \omega - \tg \varphi)}{1 - \sin 2\omega (\tg \omega - \tg \varphi)}$$

et positive dans le cas contraire. Ainsi, dans le premier cas, la fonction $F(\alpha)$ passe par un maximum pour une valeur α_0 de α comprise entre φ et ω , et dans le second cas, $F(\alpha)$ atteint son maximum pour $\alpha = \omega$, et dans ce cas :

$$F_{\max} = \pi (\tg \omega - \tg \varphi) \cos^2 \omega$$

En conclusion, l'épure totale des pressions sur le mur peut se déterminer en faisant la somme de l'épure des poussées d'un remblai fictif de même hauteur que le remblai donné mais dont le talus fait un angle φ sur l'horizontale, cette épure étant construite sur l'écran fictif, et de la force horizontale maximale déterminée par le calcul précédent. (On admet que la composante verticale est reprise par les terres et que la force F est directement appliquée au mur).

Cette méthode procède d'un raisonnement physique plausible, mais le programme de calcul électronique emploie une méthode bien plus sommaire. Son avantage est d'être très simple et de ne pas conduire à des résultats très éloignés de la réalité.

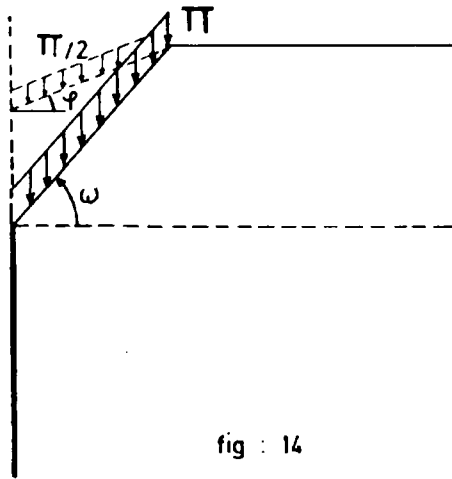


fig : 14

Elle consiste à ajouter au talus réel un talus fictif à l'angle φ , partant du sommet du talus réel, et se prolongeant jusqu'au mur que l'on suppose fictivement rehaussé (figure 14). On considère alors que le talus réel avec perré est équivalent à ce talus fictif avec le terrain fictif ainsi rajouté si le poids de sol rajouté est supérieur au poids du perré, ou augmenté de la moitié du poids du perré réel dans le cas contraire.

Pratiquement, le calcul de poussée se fait en additionnant les efforts engendrés sur le plan de calcul par un remblai horizontal,

de hauteur celle du mur réel, et les efforts de poussée créés sur le tronçon de mur fictif par le talus fictif. Ces efforts admettent une résultante que l'on prend seule en compte (pas de moment résultant) et que l'on applique directement en tête du mur réel.

Enfin le programme compare le résultat de ce calcul à celui qui prend en compte uniquement l'action directe du perré réel sur le mur; la valeur de calcul retenue est celle qui donne l'effort le plus défavorable.

1.9.0. - Cas des remblais hétérogènes.

Le programme offre la possibilité de tenir compte d'un remblai hétérogène mais cette prise en compte, explicitée dans la notice, nécessite la détermination manuelle développée ci-dessous.

Ce cas peut se rencontrer lors du remblaiement d'un mur en déblai. La configuration générale que l'on peut avoir est celle de la figure 15. Le problème se pose donc de savoir quelle poussée il faut prendre en compte. La décision doit faire l'objet d'une appréciation du projeteur dans chaque cas particulier. Sur le plan général, plusieurs cas peuvent se présenter.

a) - Si le sol naturel est un rocher sain, le mur n'est mis en place que pour des raisons de sécurité ou d'esthétique. Il ne faut cependant pas négliger la poussée, même faible, du prisme remblayé. La méthode de Coulomb permet de l'évaluer, avec la simplification due au fait que l'on connaît le prisme de glissement.

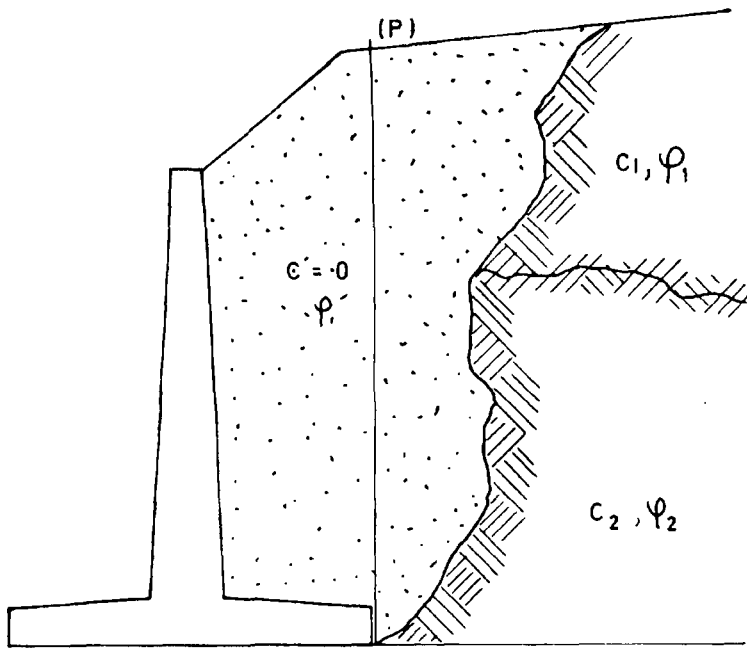


fig : 5

b) - Si le sol naturel est un rocher fracturé, il poussera relativement peu; la méthode reste la même, mais par mesure de sécurité, on calculera la poussée due au prisme remblayé avec un angle de frottement interne inférieur de quelques degrés (5° maximum) à l'angle de frottement interne théorique.

c) - Si le sol naturel se compose de plusieurs couches de sol cohérent, il peut pousser plus que le prisme de remblaiement, c'est à-dire que les coefficients de poussée active calculés avec les caractéristiques du sol naturel sont supérieurs à celui du sol de remblaiement. Il n'y a pas de méthode théorique pour résoudre ce problème. Nous nous contenterons donc d'une approximation qui consiste à remarquer que si le remblai était homogène, arasé au niveau de la crête du mur et non chargé, le plan de glissement Δ (voir § 1.1.) ferait avec le plan horizontal un angle

égal à $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$. A partir de l'arête B du talon, on trace toutes les droites faisant

les angles $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_i}{2}$, où les φ_i sont les angles de frottement interne de toutes les couches en place. Si le sol naturel ne rencontre aucune de ces droites, la poussée peut se calculer avec l'angle de frottement interne du prisme remblayé. Si ce n'est pas le cas, on supposera que toutes les couches traversant leur plan de glissement se prolongent jusqu'au plan fictif (P) et on fera ensuite un calcul classique avec un massif stratifié. La figure 16 donne un exemple de cas réel et de schéma de calcul. Cette méthode qui est dans le sens de la sécurité a un défaut, qui est sa discontinuité quand un plan vient rencontrer une couche de sol. Lorsque celle-ci n'est intéressée que sur une faible épaisseur il est possible au projeteur de choisir par appréciation une valeur comprise entre φ_i et φ sur la hauteur intéressée, ou répartir cette hauteur entre φ_i et φ .

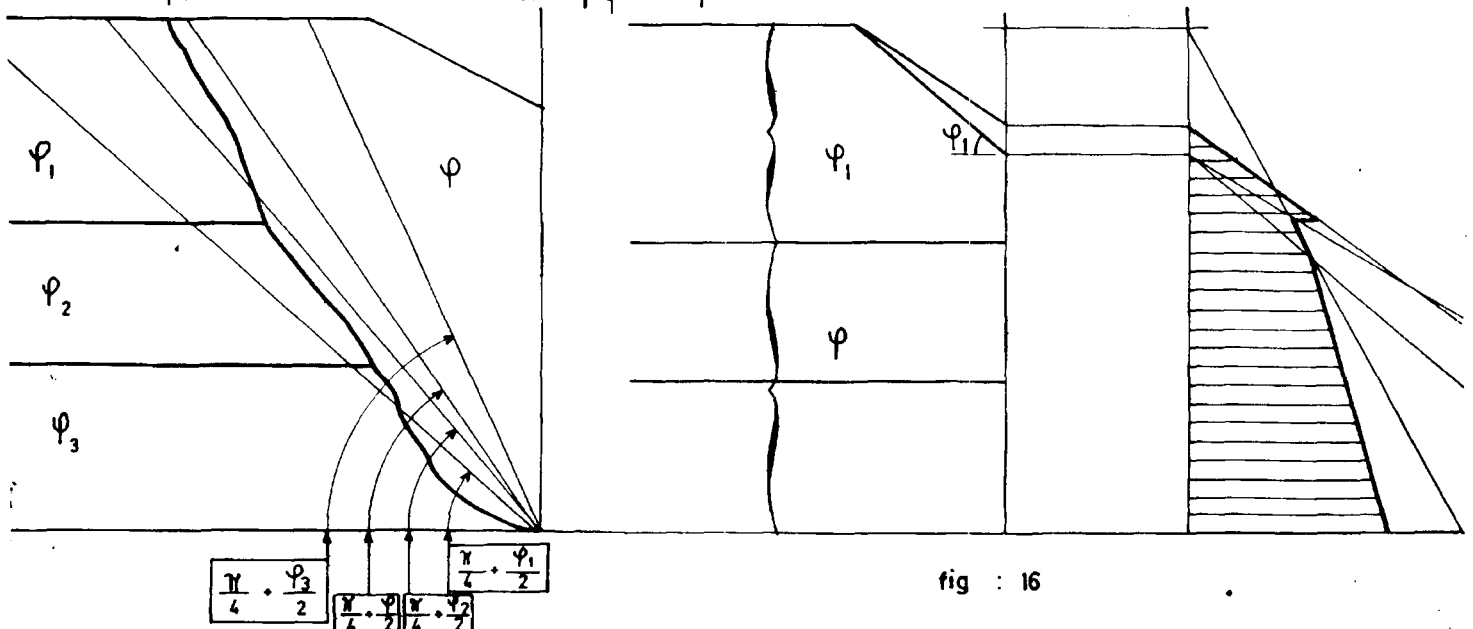


fig : 16

1.9.1. - Prise en compte des poussées passives.

Ainsi que nous l'avons déjà dit, la prise en compte d'une butée à l'avant d'un mur de soutènement dépend d'une part de la valeur du déplacement de l'écran que l'on est en droit d'attendre et d'autre part de divers éléments d'appréciation liés à la vie de l'ouvrage.

La totalité de la poussée passive n'est mobilisable que pour un déplacement important de l'écran et il est pratiquement impossible de calculer le déplacement réel que pourra avoir l'ouvrage réel.

Quant aux éléments d'appréciation mentionnés ci-dessus, ils sont liés à la possibilité d'une fouille ultérieure non étayée devant le mur ou à l'exécution de travaux susceptibles d'entraîner un remaniement du sol limitant les possibilités de mobilisation de la poussée passive.

En rappelant ce qui a été dit au § 5.1. de la pièce 1.2., lorsqu'une poussée passive pourra être prise en compte, nous conviendrons de lui attribuer une valeur caractéristique minimale égale à une poussée de type hydrostatique, c'est-à-dire correspondant à un coefficient de poussée passive égal à 1. L'effet d'une charge uniforme sur le remblai aval pourra également être pris en compte, s'il y a lieu, en transformant cette charge uniforme en hauteur de terres équivalente. De plus cette poussée passive est horizontale.

Il est des cas où, pour des raisons d'encombrement, la semelle d'un ouvrage doit être de dimensions réduites. La résistance au glissement doit alors être assurée au moyen d'une bêche d'ancrage. Au § 2.2.1. de la pièce 1.1., nous avons indiqué sommairement le schéma de rupture du sol de fondation dans le cas d'un mur à bêche. La prise en compte de cette dernière devrait se faire selon ce schéma mais il n'est guère possible de la déterminer à l'avance. Ce qu'il faut retenir, c'est que de toute façon on ne peut mobiliser, en fondation superficielle, le même type de réponse du sol qu'en fondation profonde. Il convient d'être très prudent quant à la prise en compte d'une poussée passive.

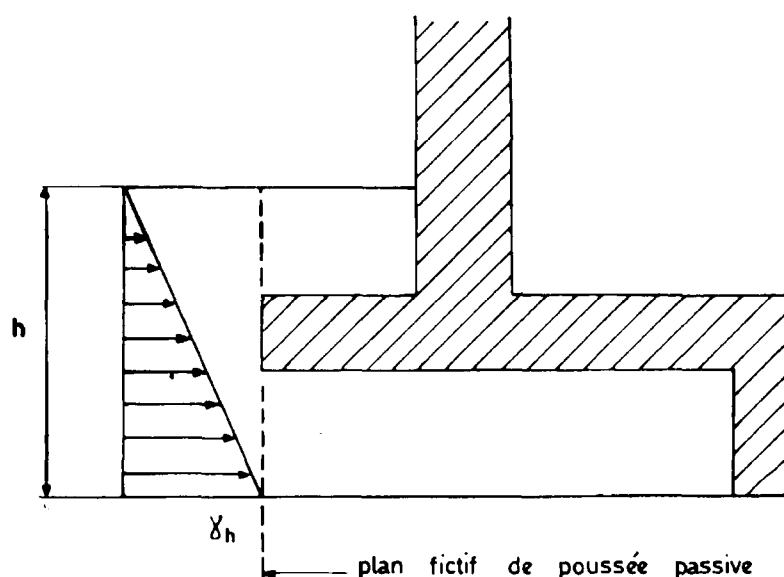


fig : 17

Le plus simple consiste à solidariser le sol au dessus de la semelle et en dessous jusqu'au niveau de la bêche avec le mur lui même, et à considérer qu'une poussée passive hydrostatique s'exerce sur un plan fictif vertical passant par l'avant du patin, ainsi qu'il est schématisé sur la figure 17. Pour la vérification du mur à l'égard des critères de stabilité, on ne considère qu'un seul bloc compris entre les plans fictifs de poussée passive et de poussée active, et une ligne de rupture fictive horizontale passant par la base de la bêche. Des tests numériques ont montré qu'il y avait équivalence, du point de vue calcul, à considérer les deux modes de rupture suivants :

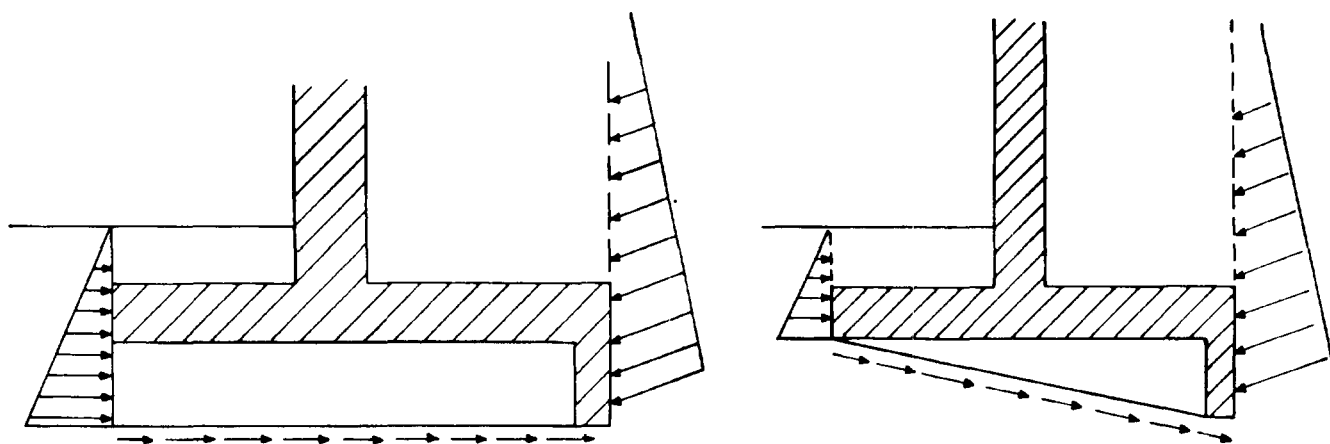


Fig. 18

2. - JUSTIFICATIONS AUX ETATS-LIMITES DES MURS DE SOUTÈNEMENT.

La deuxième partie de cette pièce 2.1. s'intéresse à la justification des murs de soutènement en béton armé vis-à-vis des états-limites. Nous rappelons qu'il s'agit de murs fondés superficiellement par l'intermédiaire d'une semelle en béton armé.

Ce paragraphe n'est autre qu'une transposition des principes énoncés dans la pièce 1.2. (§ 4. 5. 6. 7.) au cas qui nous occupe. Plutôt que de reprendre le cheminement déjà employé : actions-sollicitations-états-limites, nous développerons à part chaque type de justification.

Les actions caractéristiques sont néanmoins supposées connues ou déterminées à partir des actions physiques, calculées par les méthodes appropriées, selon les principes énoncés au § 5 de la pièce 1.2.

2.1. - Etats-limite de poinçonnement du sol de fondation (cf. § 6.2. de la pièce 1.2.).

L'état-limite de poinçonnement du sol de fondation est un état limite d'utilisation. Ce fait peut être contesté, mais dans l'état actuel de nos connaissances, nous nous en tenons aux principes exposés dans la pièce 5.1. du dossier FOND 72.

La sollicitation de calcul à envisager est :

$$S(Q_{L1}) + S(Q_{L2}) + S(\gamma_{Qc} Q_c)$$

où Q_{L1} et Q_{L2} sont les actions permanentes et Q_c une action cyclique qui pourra être une action cyclique de déjaugage ou l'action due à une charge sur remblai. Dans le premier cas, on prendra $\gamma_{Qc} = 1$, et dans le second, $\gamma_{Qc} = 1,2$ (charges routières réglementaires sans caractère particulier).

On fera attention que les constructions indiquées aux paragraphes 1.3. à 1.9. de cette pièce sont physiques; si la charge est routière, les épures sont valables, pour le présent critère, à condition que sa valeur soit égale à la valeur réelle pondérée.

Avec la sollicitation de calcul précédemment définie, on peut calculer les contraintes verticales appliquées au sol de fondation par la semelle en supposant que leur diagramme soit linéaire (triangulaire ou trapézoïdal) ce qui revient à supposer le sol élastique et la semelle de rigidité infinie.

Sauf cas exceptionnel, la contrainte sous l'arête aval est supérieure (en valeur absolue) à la contrainte sous l'arête amont. Les deux cas de la figure 19 peuvent se présenter selon l'intensité et la direction de la résultante.

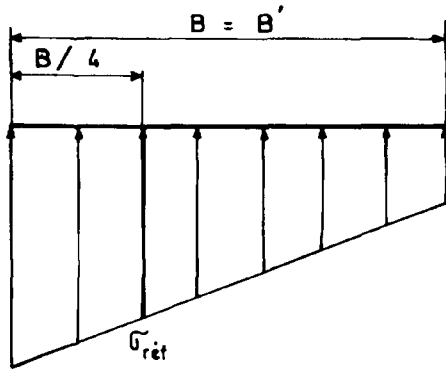


fig : 19 a

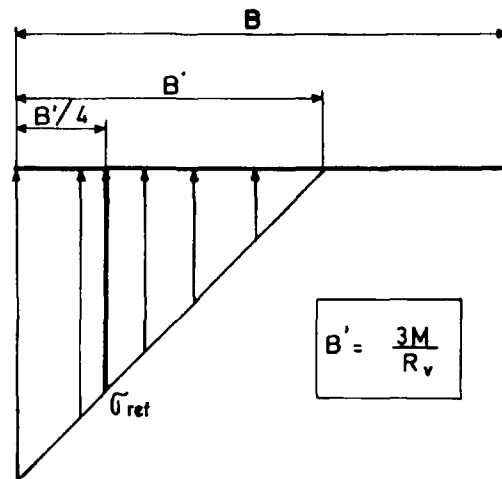


fig : 19 b

B = largeur totale de la semelle
 B' = largeur comprimée

Le principe de la justification consiste à comparer la contrainte de référence, σ_{ref} , qui n'est autre que la contrainte calculée aux trois quarts de la largeur comprimée, à la pression-limite admissible du sol de fondation, $\bar{q}_{ut}$

Soit R_v le module de la composante verticale de la sollicitation de calcul et M le moment de cette sollicitation, calculé au droit de l'arête aval du patin. La contrainte de référence a pour valeur :

- si $\frac{M}{R_v} \geq \frac{B}{3}$ (cas a)) : $\sigma_{ref} = \frac{5}{2B} R_v - \frac{3}{B^2} M$

- si $\frac{M}{R_v} \leq \frac{B}{3}$ (cas b)) : $\sigma_{ref} = \frac{1}{2} \frac{R_v^2}{M}$

La vérification du critère de poinçonnement s'exprime par :

$$\sigma_{ref} \leq \bar{q}_{ut}$$

La pression $\bar{q}_{ut}$ doit tenir compte de l'inclinaison de la résultante. Nous rappelons, à partir de ce qui a été exposé au § 3.1. de la pièce 1.2. que deux méthodes peuvent être employées pour calculer $\bar{q}_{ut}$: la méthode par l'interprétation des essais en place et la méthode par l'interprétation des essais de laboratoire. Dans ce dernier cas, la contrainte de rupture q_r , doit être évaluée en prenant en compte la largeur B de la semelle réelle. La méthode exposée ci-dessous est totalement indépendante de la traditionnelle méthode de Meyerhof, rappelée en remarque ci-dessous.

Remarques :

1°/ - En notant σ_o la contrainte moyenne sur le sol, égale à $\frac{R_v}{B}$, on peut constater que :

- dans le cas a), $\sigma_{ref} = \sigma_o \left(\frac{5}{2} - \frac{3M}{BR_v} \right)$

- dans le cas b), $\sigma_{ref} = \sigma_o \times \frac{BR_v}{2M}$

Or, si l'on appelle e l'excentrement de la résultante des actions de calcul, on a :

$$\frac{5}{2} - \frac{3M}{BR_v} = 1 + \frac{3e}{B} \text{ et } \frac{BR_v}{2M} = \frac{1}{1 - \frac{2e}{B}}$$

Ces deux expressions donnent les coefficients de forme $\frac{1}{\beta_1}$ et $\frac{1}{\beta_2}$ introduits dans le dossier FOND 72, pièce 5.3., § 5.3.1.1.

2°/ - Le programme de calcul fait la vérification en question selon la traditionnelle méthode de Meyerhof que nous rappelons. Elle consiste à supposer que

les contraintes sont uniformément appliquées au sol de fondation sur une largeur "équivalente" B_e égale

à $B-2e$, où e est l'excentrement de la charge. La pression admissible est alors calculée à partir des essais de laboratoire avec cette largeur équivalente.

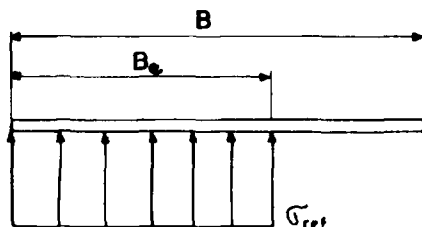


fig : 20

Avec les notations précédentes, il est facile de voir que :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{R_V}$$

$$\text{Donc } B_e = B - 2e = \frac{2M}{R_V} \text{ et } \sigma_{\text{ref}} = \frac{R_V^2}{2M}$$

La contrainte de référence a une expression identique à celle du cas précédent lorsque $\frac{M}{R_V} \leq \frac{B}{3}$. Compte tenu du fait que l'on calcule la pression admissible avec la largeur B_e , on constate donc que cette méthode est un peu plus pessimiste que la première.

2.2. - Etat-limite d'équilibre statique (cf. § 6.2.a) de la pièce 1.2.)

La vérification traditionnelle du critère d'équilibre statique consiste à s'assurer que sous la combinaison la plus défavorable, mais sans pondération des actions, le diagramme des contraintes ne laisse décomprimée aucune fraction notable de la semelle. (Règle dite du tiers central dans le cas des surfaces de fondations rectangulaires). Ce critère étant surabondant dans de nombreux cas, une forme nouvelle lui a été donnée tendant à limiter la contrainte sous la base comme pour le critère de poinçonnement, mais avec pondération des actions.

Ceci exprime le fait que le basculement ne peut se produire autour d'une arête de la semelle, mais seulement par rupture au sol de fondation au voisinage de l'arête : cette rupture se produit en effet inévitablement avant que la résultante atteigne le bord de la semelle.

Physiquement, il pourrait y avoir lieu de considérer aussi les risques de déversement progressif dus à des tassements différentiels qui entraînent des excentrement croissants de la résultante. Mais cet aspect des phénomènes peut généralement être négligé. Il sera néanmoins évoqué au § 2.4.

L'état-limite d'équilibre statique est un état-limite ultime (voir § 7.3. de la pièce 1.2.). Provisoirement, les sollicitations de calcul sont, en principe, les suivantes :

$$a) - S (1,32 Q_{L1}) + S (0,9 Q_{L2}) + S (1,2 \gamma_{QC} Q_C)$$

pour la justification en service; $\gamma_{QC} = 1,25$ sauf lorsqu'il s'agit de charges routières sans caractère particulier auquel cas $\gamma_{QC} = 1,33$

$$b) - S (1,1 Q_{L1}) + S (1,1 Q_{L2}) + S (1,1 \gamma_{QAC} Q_{AC})$$

pour la justification avec prise en compte de charges accidentelles; γ_{QAC} est laissé à l'appréciation du projeteur en fonction du niveau de probabilité correspondant à l'évaluation de Q_{AC} .

$$c) \quad 0,9 S (Q_L) + 1,5 S (Q_C)$$

lorsqu'une justification en cours d'exécution est nécessaire (vent). Nous renvoyons le lecteur aux commentaires détaillés du § 7.3. sur l'application de ces diverses formules.

Avec ces sollicitations de calcul, on en déduit un diagramme de pressions appliquées au sol de fondation, que l'on construit de la même façon que précédemment, c'est-à-dire en le supposant linéaire (triangulaire ou trapézoïdal).

De la même façon que précédemment, la vérification consiste à s'assurer que cette contrainte est bien inférieure à la contrainte admissible du sol calculée maintenant avec un coefficient de sécurité réduit par rapport au précédent.

Plus précisément, la pression admissible $\bar{q}_{ut}$ sera donnée maintenant par :

$\bar{q}_{ul} = q_0 + \frac{K}{2} (p_l - p_0)$, dans le cas d'une détermination par interprétation de l'essai pressiométrique, et

$\bar{q}_{ul} = q_0 + \frac{1}{2} (\gamma N_\gamma B + q_0 (N_q - 1) + CN_c)$, dans le cas d'une détermination par des essais de Laboratoire. Naturellement, ces expressions doivent être corrigées pour tenir compte de l'inclinaison de la résultante des actions de calcul. Le facteur correctif peut être très différent de ce qu'il est au paragraphe précédent car l'inclinaison de la résultante n'est pas la même.

2.3. - Etat-limite de glissement sous la base (cf. § 7.5. de la pièce 1.2.).

Au paragraphe 7.5. du sous-dossier 2, nous avons classé l'état-limite de glissement dans la catégorie des états-limites d'utilisation. Il s'ensuit que la combinaison de calcul à prendre en compte est celle du § 2.1. (c'est-à-dire sans pondération).

La méthode traditionnelle, citée dans le paragraphe de référence, et développée dans le dossier FOND, § 5. 3. 1. 2., consiste à comparer l'inclinaison de la résultante des actions de calcul à l'angle de frottement interne du sol de fondation en place, en tenant compte de son éventuelle cohésion. La vérification du critère se traduit par :

$$\text{tg } \delta \leq \frac{1}{\gamma_m} \left(\frac{C}{\bar{q}} + \text{tg } \Psi \right) \quad \bar{q} = \bar{q}_{ut}.$$

Dans cette formule, C est la cohésion du sol, $\bar{q}$ la pression admissible, et Ψ l'angle de frottement interne du sol non remanié. On peut le calculer, ainsi qu'il l'a été précisé dans la pièce citée en référence, à partir de l'angle de frottement interne φ du sol remanié par la formule : $\Psi = \frac{\pi}{2} \varphi$

γ_m est un coefficient de sécurité qui sera choisi entre 1,2 et 1,5 selon la sévérité plus ou moins grande des hypothèses de base du calcul (notamment selon qu'on néglige ou non la cohésion). En fait, cette méthode n'est pas très satisfaisante sur le plan de l'homogénéité de la sécurité. Tout en étant celle du programme, nous conseillons, pour les calculs manuels, d'adopter la suivante, qui lui est proche, mais plus satisfaisante.

On définit en effet un effort résistant du sol au cisaillement qui est égal, en grandeur, à l'effort physique horizontal qu'il faudrait transmettre à la semelle pour que celle-ci se mette à glisser. Cet effort vaut :

$$H = CB' + R_v \operatorname{tg} \Psi$$

où les termes ont la signification déjà établie. Cette expression, prise comme résistance moyenne du sol, est transformée en résistance caractéristique selon la méthode du § 7.5. pré-cité. Puis, on transforme cette dernière en résistance de calcul en la divisant par un coefficient γ_m .

La justification du critère de glissement consiste donc à vérifier que la composante horizontale R_h de la résultante des actions de calcul est inférieure à la résistance de calcul $\bar{R}_h$ telle que :

$$\bar{R}_h = \frac{H}{\gamma_m} = \frac{CB' + R_v \operatorname{tg} \Psi}{\gamma_m}$$

Remarque : Dans l'expression de $\bar{R}_h$ intervient le module de la résultante verticale, R_v . Il va de soi que l'on calcule la valeur caractéristique minimale de la résistance du sol. La valeur de R_v devrait en principe être cohérente avec la valeur de calcul de l'effort agissant R_h ; mais le cas le plus défavorable n'est pas nécessairement celui qui correspond au maximum de R_h . On évitera éventuellement de vérifier plusieurs cas de charge en enveloppant la réalité, c'est-à-dire en prenant pour R_v sa valeur de calcul la plus faible.

Cette méthode donnant des résultats un peu plus optimistes que la précédente, le coefficient γ_m pourra être généralement pris égal à 1,5, sauf si la cohésion est négligée. Dans le cas, très rare, où cette vérification devrait être faite avec prise en compte de charges accidentelles, on se reportera à ce qui dit au § 7.5. de la pièce 1.2.

Nous avons vu, à plusieurs reprises, que la stabilité au glissement des murs de soutènement pouvait être augmentée, dans certains cas particuliers, au moyen d'une bêche d'ancrage. Nous considérerons que les bêches d'ancrage participent à l'amélioration de la stabilité au glissement par leur effet minorateur sur la composante R_h de la résultante des actions de calcul. Bien que physiquement l'action d'une bêche doive se situer, au moins en partie, au niveau de la résistance du sol de fondation, nous la rangeons dans la catégorie des "actions", intervenant dans R_h .

2.4. - Etat-limite de tassement (cf. 6.2.b pièce 1.2.).

L'état-limite de tassement est un état-limite d'utilisation; ainsi qu'il l'est dit dans le paragraphe de référence de la pièce 1.2., sa justification doit se faire à vide sous les seules actions permanentes non pondérées. La sollicitation de calcul se réduit à :

$$S(Q_{L1}) + S(Q_{L2})$$

Ainsi que nous l'avons déjà dit, la considération de cet état-limite est relativement exceptionnelle, lorsque le sol de fondation est vraiment médiocre. Encore faut-il savoir comment doit se faire la vérification. Précisons d'abord que le programme n'envisage pas de calcul de tassement.

Les tassements globaux ne présentent généralement pas de caractère dangereux pour les murs de soutènement en béton armé; autrement plus importants sont les tassements différentiels. Deux types de tassements différentiels doivent être envisagés : les tassements dans le sens longitudinal et les tassements dans le sens transversal.

Les tassements dans le sens longitudinal apparaissent lorsqu'il s'agit d'un ouvrage assez long qui traverse des zones de sols différents et compressibles. Il peut être important de les évaluer car ils peuvent conditionner certaines modalités d'exécution et, en premier lieu, l'ouverture des joints.

Les tassements différentiels dans une section droite peuvent également, dans certains cas, être étudiés pour prévoir l'ordre de grandeur de la rotation globale du mur, en cas de sol sensible aux tassements.

La méthode de calcul des tassements par l'interprétation des essais pressiométriques exposée dans le dossier FOND 72 (pièce 5.2. § 5.2.1.) ne s'intéresse qu'au calcul des tassements globaux des fondations. Elle est donc plus adaptable au calcul des tassements différentiels longitudinaux d'un plot de mur qu'au calcul de tassements différentiels dans une section droite.

Sans reprendre tous les développements du dossier FOND 72, nous rappelons que le tassement résultant, en un point donné, est la somme de trois termes :

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

Le terme W_1 est le tassement instantané; en général, il est faible et on ne le calcule pas.

Les termes W_2 et W_3 correspondent à des calculs dans le domaine déviatorique et le domaine sphérique.

Ils se présentent sous la forme :

$$W_2 = \mathcal{F}_2 (\sigma - \sigma_0) ; W_3 = \mathcal{F}_3 (\sigma - \sigma_0)$$

où $\sigma - \sigma_0$ représente le supplément de pression dû à la fondation par rapport à l'état naturel (ce dernier donnant une contrainte σ_0).

$\mathcal{F}_2$ et $\mathcal{F}_3$ ont pour expression :

$$\mathcal{F}_2 = \frac{1,33}{3E_b} B_0 \left(\lambda_2 \frac{B}{2B_0} \right)^\alpha$$

$$\mathcal{F}_3 = \frac{\alpha}{4,5E_a} \cdot \lambda_3 \frac{B}{2}$$

B est la largeur de la semelle, exprimée en cm

$B_0 = 30$ cm, dimension de référence

λ_2 et λ_3 coefficients de forme qui, si l'on suppose la semelle infinie dans le sens longitudinal, valent :

$$\lambda_2 = 2,65 \text{ et } \lambda_3 = 1,5$$

E_a et E_b sont les modules pressiométriques équivalents correspondant aux domaines sphérique et déviatorique, exprimés en bars, et, calculés comme indiqué au § 5.2.1. du dossier FOND 72 à partir des résultats d'essais pressiométriques

α est un coefficient du sol donné par le tableau de la page 17 du paragraphe que nous venons de citer.

Ces formules correspondent à une fondation encastrée au moins d'un diamètre dans le sol ($h > B$). Comme généralement l'encastrement est plus faible, on majore de 10 % le tassement total obtenu précédemment.

Nota : W_2 et W_3 sont des quantités homogènes à des longueurs représentant des tassements absolus qui s'expriment donc en unités appropriées, ici en centimètres. On remarquera d'autre part que cette méthode de calcul consiste à considérer le sol comme un milieu élastique à coefficient d'élasticité variable d'un point à un autre, mais indépendant, en un point donné de la charge appliquée.

La façon de procéder est alors simple :

1°/ - Pour le calcul de tassements différentiels dans le sens longitudinal, on calculera, en chacune des deux sections considérées, la contrainte appliquée au sol en supposant la distribution uniforme sur une largeur égale à $B_e = B - 2e$ (voir § 2.1.). Puis on calculera les termes W_2 et W_3 en chacun des deux points de mesure selon la méthode précédemment rappelée. Il est prudent, si on veut en déduire l'ouverture utile à donner aux joints entre plots, de prendre sur le résultat un coefficient de sécurité de 2 ou 3.

2°/ - Pour le calcul des tassements différentiels dans le sens transversal, aucune méthode n'est préconisée par les mécaniciens des sols. Pour notre part, nous considérons que des résultats plausibles peuvent être obtenus par la méthode suivante.

Elle consiste à supposer que le diagramme des contraintes appliquées au sol de fondation est triangulaire ou trapézoïdal. Si le diagramme est trapézoïdal, on calcule un tassement différentiel entre deux points M et N qui sont situés respectivement sous l'arête du talon et aux 3/4 de la largeur de la semelle en supposant les tassements proportionnels aux contraintes. Si le diagramme est triangulaire, on évalue de la même façon le tassement différentiel entre les points M et N tels que M soit situé au droit du point de contrainte nulle, et N au 3/4 de la largeur comprimée. (Voir figure 21).

Nous avons donc :

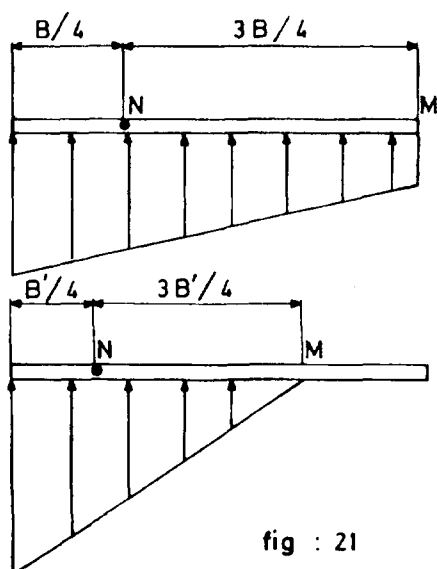


fig : 21

$$W(M) = [\mathcal{F}_2(M) + \mathcal{F}_3(M)] [\sigma(M) - \sigma_0]^*$$

$$W(N) = [\mathcal{F}_2(N) + \mathcal{F}_3(N)] [\sigma(N) - \sigma_0]$$

Si le sol est homogène, on aura :

$$\mathcal{F}_2(M) = \mathcal{F}_2(N) \text{ et } \mathcal{F}_3(M) = \mathcal{F}_3(N)$$

Dans le cas contraire, ces coefficients seront différents. Et le tassement différentiel, exprimé en centimètres, a pour expression :

$$\tau_d = |W(M) - W(N)|$$

La méthode est évidemment critiquable car, à l'échelle des dimensions transversales d'une semelle, le tassement en un point influe sur le tassement en tout autre point. Mais cette influence est faible en dehors d'un certain rayon d'action assez petit autour du point considéré. Les véritables causes d'erreur se situent au niveau de l'interprétation des essais en place et surtout au niveau des hypothèses sur la distribution des pressions qu'engendre la semelle. Cependant, des hypothèses sont nécessaires et celles qui ont été faites nous paraissent les plus fiables parmi les plus simples.

Nous signalons une deuxième méthode qui, à notre sens, est moins justifiée que la précédente, mais qui a conduit à des résultats admissibles jusqu'à ce jour.

Elle consiste à déduire, du tassement global moyen, un module d'élasticité équivalent du sol. Le tassement global W se calcule suivant la méthode indiquée dans le dossier FOND, et on déduit un module d'élasticité $ESOL$ par la formule rappelée dans la pièce 1.1.1. du dossier PIPO 66 :

$$W = 4 p. \frac{R}{ESOL} \quad (\text{cf. Traité de Mécanique des Sols de M. Caquot-Kerisel, p. 126 - Edition 1966}).$$

On détermine ensuite le moment appliqué à la fondation, par rapport au centre de la semelle = M_c .

Pour calculer l'angle de rotation θ , on applique la formule établie dans la pièce 5.2. (§ 2.5.) du dossier-pilote PIPO :

$$\theta = \frac{24 M_c}{B^2 ESOL} \quad (M_c = \text{moment par mètre})$$

3. - CALCUL DES EFFORTS DANS LA STRUCTURE ET DIMENSIONNEMENT.

Une fois la géométrie de la semelle déterminée, il reste à faire le calcul proprement dit du mur de soutènement. En termes précis, il convient de justifier la structure vis-à-vis d'un état-limite d'utilisation sous sollicitations d'exploitation, et vis-à-vis d'un état-limite ultime en présence de charges accidentelles.

* Dans le second cas, $[\sigma(M) - \sigma_0]$ est nul.

La justification de la structure vis-à-vis de l'état-limite d'utilisation se traduit, dans l'état actuel des choses, par l'application du règlement de calcul contenu dans le fascicule 61 VI du C.P.C. Ainsi que nous l'avons dit au § 7,6 du Sous-dossier 1, les calculs préconisés par ce règlement ne sont pas relatifs à un état-limite, mais la sollicitation de calcul est semblable à une sollicitation de calcul d'utilisation. Elle a pour expression :

$$S (Q_{L1}) + S (Q_{L2}) + 1,2 S (Q_C)$$

Q_C est une charge routière ou une charge cyclique, ces deux actions pouvant se cumuler.

Lorsque l'on fait intervenir des charges accidentelles (par exemple efforts transmis par des systèmes de sécurité en tête du mur), la justification doit se faire à l'état-limite ultime. Dans ce cas, la sollicitation de calcul est la suivante :

$$1,1 (S (Q_{L1}) + S (Q_{L2}) + S (\gamma_{Q_{AC}} Q_{AC}))$$

conformément au § 7.3.b). Le coefficient $\gamma_{Q_{AC}}$ reste à l'appréciation du projeteur.

Du point de vue du béton, cette dernière combinaison sera assimilée à une "sollicitation totale pondérée du second genre".

3.1. - Sections de calcul.

Pour que le dimensionnement soit aussi précis que possible, il convient de calculer la structure dans un certain nombre de sections dites critiques. Le programme de calcul électronique envisage six sections qui sont également à considérer pour un calcul manuel. Ces sections sont définies ci-dessous et représentée à la figure 22.

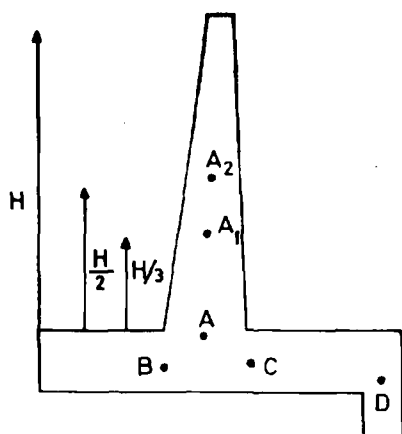


fig : 22

Point A : encastrement du voile sur la semelle (cote 0).

Point A₁ : situé au tiers de la hauteur du voile (cote H/3).

Point A₂ : situé à mi-hauteur du voile (cote H/2).

Point B : encastrement voile-patin.

Point C : encastrement voile-talon.

Point D : encastrement éventuel d'une bêche sur le talon.

3.2. - Calcul pratique des sollicitations.

Nous avons vu que deux types d'actions peuvent solliciter un mur de soutènement : des actions réparties sur la longueur de l'ouvrage et des actions concentrées, ou, du moins, localisées avec une distribution de densité assez forte. Parmi

les actions réparties sur toute la longueur de l'ouvrage, il faut compter les actions de poussée, avec ou sans charge uniformément répartie, avec ou sans déjàugeage, et la réaction du sol de fondation. Parmi les actions localisées, il y a essentiellement les effets des charges concentrées sur le remblai et ceux résultant de chocs sur dispositifs de sécurité en tête des ouvrages.

Pour ce qui est des actions réparties sur toute la longueur, le calcul est simple : on rapporte la structure, comme dans les théories de la poussée, à une longueur unité (1 m.) et on étudie cette tranche de mur du point de vue de l'équilibre interne vis-à-vis des actions extérieures. Cette méthode est valable même pour un mur de hauteur variable car l'approximation utilisée est compatible avec la précision des calculs qui en découlent. Ceci revient à dire que le voile n'est pas calculé comme une plaque, c'est-à-dire un solide à deux dimensions, mais comme une suite de poutres en encorbellement sur la semelle.

En ce qui concerne les effets de charges concentrées ou localisées il est difficile parfois de rapporter les efforts à l'unité de longueur de mur. C'est pourquoi nous examinons en détail deux cas particuliers.

a) - Cas des charges de remblai concentrées.

Nous avons étudié au § 1.7. un modèle simple de diffusion des charges ponctuelles à travers un remblai. La résultante des actions sur le rectangle d'impact est égale à $Q = P \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$. Cette résultante est constante et indépendante de la distance "a" de la charge au plan de calcul. Un calcul simple montre également que, du point de vue des moments calculés en A, la densité répartie est équivalente à une charge horizontale de grandeur Q, ponctuelle, située sur l'axe vertical du rectangle d'impact, et à la distance de la base :

$$Z = H - a \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2}{3} b$$

où H est la hauteur du mur.

Du point de vue du calcul des moments à l'encastrement du voile sur la semelle, et conformément à certains errements propres au béton armé, on admet que

l'effet de cette charge se transmet dans le mur "à 45°" jusqu'à la base. (L'angle 45° est sans doute un peu optimiste, mais l'action de répartition des parties supérieures du mur est négligée).

Plus précisément, en se reportant au dessin de la figure 23, on admet que la diffusion se fait à 45° à partir de la cote Z et sur une longueur a au sommet.

Le moment engendré par la force équivalente Q se répartit uniformément sur trait segment horizontal contenu dans la zone de diffusion. Et la densité de moment résultante vaut :

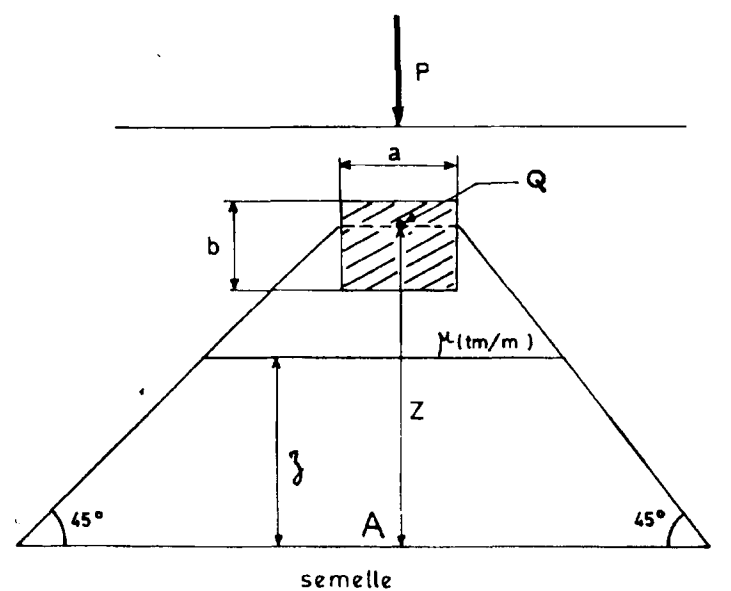


fig : 23

$$P = \frac{Q (Z - z)}{2 (Z - z) + a} \quad (\text{en tm/m})$$

Si a est petit, nous voyons que l'on peut prendre, sans commettre une grande erreur : $P = \frac{Q}{2}$.

Pour le calcul de chaque section, on peut alors rapporter cette valeur à un mètre de longueur sauf si $Z < 0,5 \text{ m} - \frac{a}{2}$, auquel cas on revient à l'épure initiale des pressions.

Cette méthode ne peut s'appliquer au voisinage d'un joint car la résultante Q serait appliquée tout à l'un ou à l'autre des plots adjacents. Dans ce cas, on évalue la fraction de charge appliquée à chacun des plots, on ramène ces fractions à deux résultantes que l'on diffuse encore à 45° , mais chacune dans une seule direction et sans interaction à travers le joint.

b) - Cas des chocs sur dispositifs de sécurité.

Le problème des dispositifs de sécurité en tête des murs de soutènement sera abordé et étudié en détail au § 5 de la pièce 2.2. Une chose est évidente : lorsque le dispositif mis en place est destiné à assurer une protection efficace, il est susceptible de subir des efforts importants, et le problème de la transmission des efforts nécessite une étude approfondie du fonctionnement de la structure entière, dispositif compris; et ce, dès le stade du projet, non à celui des études d'exécution, car la conception peut en être modifiée. Des problèmes importants surviennent en cas de barrières normales, car elles entraînent les plus gros efforts dans la structure. Mais les efforts appliqués au mur sont très différents selon le modèle de barrière adopté; d'où la nécessité de le choisir dans l'intérêt du mur.

Si l'on se réfère, par exemple, aux trois dispositions du § 5.4. de la pièce 2.2., nous pouvons dire que :

- dans le cas de la barrière de BAGNOLET, l'encorbellement doit être calculé dans le cas où le dispositif a glissé sur celui-ci, l'autocar étant à cheval sur l'axe du mur, et les butoirs étant soumis aux efforts horizontaux de dimensionnement;

- dans le cas où le sommet du mur est consolidé par une poutre de redistribution en béton armé, celle-ci joue le rôle de raidisseur pour le voile qui ne peut donc être calculé par tranches de longueur unitaire;

- dans le cas où les efforts dus à un choc sont partiellement repris par le remblai, la fraction à prendre en compte pour le mur proprement dit reste à l'appréciation du projeteur en fonction de la géométrie du dispositif, de ses dimensions et de la fraction du remblai qui peut être intéressée dans le comportement mécanique.

3.3. - Ferraillage du mur.

Le ferraillage résulte (en même temps que le dimensionnement) du calcul des contraintes dans les sections critiques. Mais le calcul ne permet de déterminer que le ferraillage principal alors qu'un ferraillage secondaire est nécessaire du point de vue des dispositions constructives.

En effet, pour éviter une fissuration importante due à des effets secondaires comme les gradients thermiques, les inégalités dans les poussées des terres, il est conseillé, même en l'absence de charge concentrée proche du mur, de disposer un quadrillage léger d'armatures sur les faces du voile. Pour la semelle, on disposera de même un quadrillage léger en partie basse du talon, prolongeant les fers du patin, pour reprendre les efforts qui peuvent exister en cas de décompression partielle de la semelle (formation d'une cavité).

Par ailleurs, il peut y avoir lieu, pour les murs hauts et minces, de reprendre à leur base dans la semelle les fers verticaux de la face avant du voile pour éviter un effondrement dû au vent pendant les travaux.

Enfin un chaînage doit être utilisé en tête lorsque le sol de fondation semble très sensible aux tassements.

Pratiquement, le quadrillage de peau du voile peut être réalisé en $\emptyset 10$ Fe E 40 de façon que la section d'acier corresponde sensiblement, pour un mur de 5 m. de hauteur, à :

- 0,075 % de la section du voile à sa base dans le sens vertical,
- 0,1 % de la section du voile à sa base dans le sens horizontal.

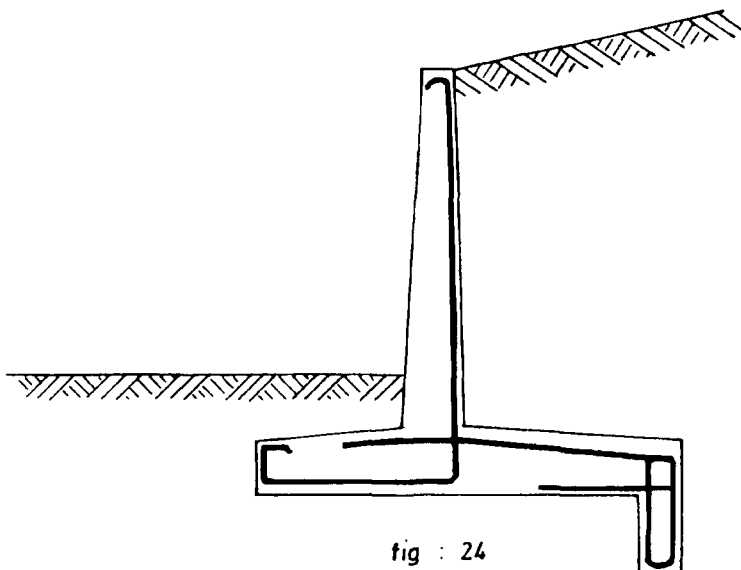
Quant aux armatures horizontales de répartition du voile (face arrière) elles peuvent représenter 0,1 % de la section du voile à sa base.

Tous ces pourcentages peuvent être un peu réduits en cas de voile d'épaisseur surabondante.

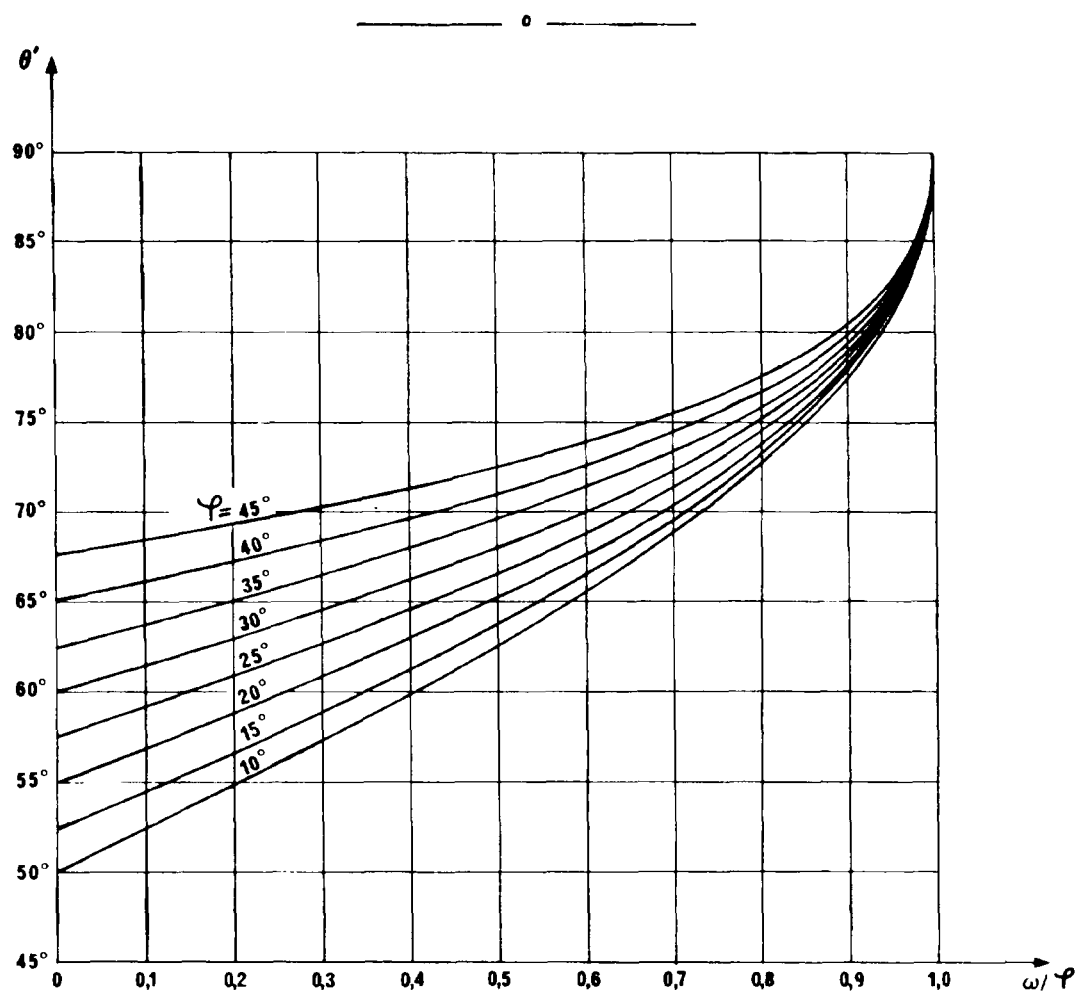
Pour la semelle, les armatures de répartition représenteront 0,1 % de la section nécessaire de la semelle à la base du voile.

Nous ne dirons rien sur le ferraillage principal que le programme de calcul électronique détermine rationnellement; un exposé détaillé est fait dans la Notice du Programme (pièce 2.4.). Signalons toutefois qu'il est bon de limiter l'écartement maximum de deux armatures d'une même nappe et de même direction : cet écartement est de 30 cm dans le programme. Il admet également des longueurs de recouvrement forfaitaires de 50 cm pour les aciers du ferraillage principal et 40 diamètres pour les aciers du ferraillage secondaire.

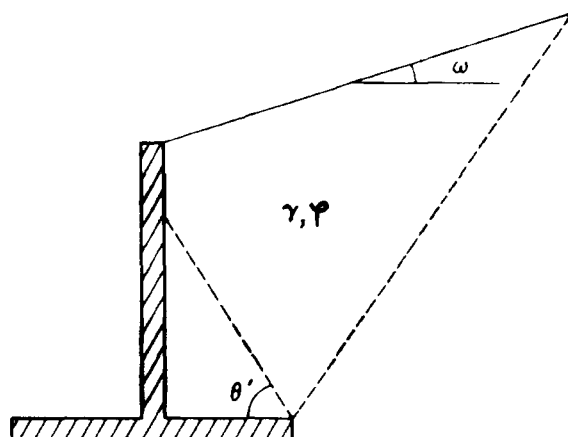
Le dessin de la figure 24 donne un principe de ferraillage principal des murs.



Abaques pour la détermination de l'angle θ'



Les notations sont celles de la figure ci-dessous :



Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

SOUS - DOSSIER 2

PIECE 2.2

PROBLÈMES D'ÉXÉCUTION

ET

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

SOMMAIRE DE LA PIECE 2.2

(Sous-dossier 2)

	Page
1. Généralités	1
2. Remblaiement et compactage des ouvrages de soutènement	1
21. Les matériaux de remblaiement	1
22. Modes de remblaiement	3
23. Compactage	4
24. Contrôle	5
3. Drainage	6
31. Généralités	6
32. Choix d'un mode de drainage	7
33. Etude détaillée des divers systèmes de drainage	10
34. Problèmes d'exécution des drains	15
35. Contrôles	16
4. Joints des murs de soutènement	17
41. Joints de reprise de bétonnage	18
42. Joints de dilatation	21
5. Dispositifs de sécurité en tête des murs de soutènement	25
51. Généralités	25
52. Dans quels cas faut-il placer des barrières de sécurité ?	26
53. Quels types de dispositifs peuvent être prévus ?	26
54. Conception des ouvrages	27
6. Protection des murs de soutènement en béton armé	30
61. Pathologie du béton armé	30
62. Les risques réels des murs de soutènement en béton armé	33
63. Les remèdes	34
64. Conclusion	36

Ont participé à la rédaction de certaines parties de la présente pièce :

MM. LEFLAIVE - Chef de la Section de Géotechnique Routière et des Terrassements
au L.C.P.C. - Annexe d'Orly - BP 155 - 94 ORLY AEROGARE

VALLANTIN- Ingénieur en Chef des Travaux Publics (C.A.), Chef du 2ème
Arrondissement au S.E.T.R.A.

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX

MURS DE SOUTÈNEMENT CLASSIQUES

1 - GENERALITES.

Les principales questions que nous abordons ici sont relatives au remblaiement, au compactage et au drainage des murs de soutènement en béton ou béton armé. Ces questions sont complétées par des recommandations en matière de joints, de garde-corps ou barrière éventuels, et de dispositions constructives particulières.

Les problèmes d'exécution sont, pour la conformité aux hypothèses de calcul et, plus généralement, pour la durabilité des murs, au moins aussi importants que les développements théoriques que l'on peut faire au stade du projet, et il est même souhaitable que les projeteurs conçoivent leur ouvrage en tenant compte des sujétions et des dispositions d'exécution propres au cas qui les concerne. C'est d'ailleurs pour cette raison que les recommandations, dont il est fait état dans ce chapitre, ont été placées en tête du sous-dossier, juste après la pièce sur les méthodes de calcul.

Tous les ouvrages ne demandent pas que l'on apporte le même soin à leur exécution ; en effet, plus celle-ci est fine, plus le prix de revient est élevé. Ainsi, pour les ouvrages modestes, les constructeurs ne prennent guère de précautions particulières ; dans ce cas il convient de faire des calculs de poussée et de stabilité relativement pessimistes pour tenir compte des aléas volontaires d'exécution, pouvant se traduire par des variations notables du fonctionnement mécanique. En particulier, les variations saisonnières dans le régime des pluies engendrent alors des perturbations notables dans les schémas de calcul classiques qui supposent l'absence de pression interstitielle et de poussée d'écoulement des eaux.

Par contre, les ouvrages qui dépassent 5 mètres de hauteur coûtent suffisamment cher pour que des précautions particulières soient prises à l'exécution.

2 - REMBLAIEMENT ET COMPACTAGE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT.

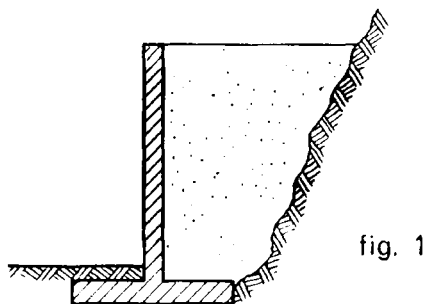
21 - Les matériaux de remblaiement.

Le choix d'un matériau de remblai est fonction du rôle que doit assurer le soutènement considéré. De plus, il convient de faire la distinction entre les murs de déblai, pour lesquels le massif terreux est donné, et les murs en remblai qui permettent d'effectuer un choix plus complet.

21.1 - Cas des murs en déblai.

La construction des murs en déblai nécessite l'ouverture d'une fouille juste nécessaire à la mise en place de la semelle. Le remblaiement consiste alors à combler le vide, de dimensions relativement réduites, qui sépare le voile du mur du massif naturel (figure 1). La meilleure solution consiste à utiliser une grave propre bien graduée, c'est-à-dire dont tous les grains sont représentés et aucun ne prédomine, qui jouera le rôle de système de drainage de l'ouvrage définitif. En fait,

Page laissée blanche intentionnellement



ce schéma est très théorique dans la mesure où les choses peuvent ne pas se présenter aussi simplement à l'exécution. En particulier, il arrive souvent que la fouille doive être blindée ou étayée si la stabilité de constructions voisines est en jeu. Dans ce cas, la géométrie du mur doit être déterminée de façon à tenir compte de ce blindage et de la nécessité d'une fouille aussi réduite que possible (cf. exemple du § 53.1 de la pièce 1.1).

21.2 - Cas des murs en remblai.

D'une façon générale, il est impératif de ne jamais utiliser les sols très cohérents comme matériaux de remblaiement. C'est notamment le cas des argiles qui présentent les inconvénients suivants :

- Tout d'abord, leurs caractéristiques mécaniques sont très variables en fonction de leur teneur en eau. L'angle de frottement interne peut fort bien passer de 35° en période sèche à 15° en période de pluies car les argiles sont imperméables et même un drainage soigné ne peut les empêcher de se saturer partiellement. Il en résulte des variations saisonnières de la poussée (en module et en direction) dont il est malaisé de tenir compte pour le dimensionnement. De plus, il existe de nombreuses catégories d'argiles dites gonflantes qui augmentent sensiblement de volume lorsqu'elles sont humides et qui, si elles sont utilisées comme matériau de remblai, peuvent soumettre le mur de soutènement à des pressions pour lesquelles il n'est pas calculé.

- D'autre part, si le remblai doit supporter une chaussée routière, les argiles sont très sensibles aux tassements qu'il n'est guère possible d'éliminer par un bon compactage.

La solution optimale consiste à mettre en place un matériau granulaire propre 0/D, avec $D \leq 50$ mm pour la zone située à une distance du mur inférieure à 1 m. Il est certain que ceci ne peut toujours être réalisé car tout dépend des conditions d'approvisionnement du chantier qui se répercutent directement sur les prix. C'est pourquoi nous indiquons quelques autres solutions dont il ne faut pas sous-estimer les désavantages pour réaliser des remblais durables.

- a) - Des sables propres, même mal gradués (cf. dossier FOND 72 § 3.3.3), peuvent être utilisés en remblai. Leur mise en place doit être faite à l'état humide car ils sont un matériau de faible compactabilité et ne se consolident pratiquement pas après compactage. Leurs défauts majeurs sont les suivants : en premier lieu, s'ils contiennent une proportion importante de grains de faible diamètre (cas des sables de FONTAINERLEAU) dont la courbe granulométrique est comprise dans la bande 0,1 - 0,2 mm), ces derniers peuvent être entraînés à travers les joints si ceux-ci ne sont pas suffisamment étanches. En second lieu, ils sont très sensibles aux déplacements sous l'effet de sollicitations dynamiques, ce qui est le cas lorsque le remblai livre passage à une chaussée en sommet de talus.

En conclusion, les sables peuvent être employés à condition :

- que ce soient des sables grossiers (sables de rivière)
- qu'ils soient surmontés par une couche de graves, éventuellement stabilisée, sur une épaisseur variant de 0,50 à 1 mètre constituant une couche de forme sous la chaussée, destinée à remédier au fait que généralement on ne fera qu'un compactage léger,

- que les joints, étanches ou non étanches à l'eau au droit des coupures du mur et les dispositifs de drainage, soient suffisamment protégés de façon à éviter l'entraînement des particules fines pouvant altérer la bonne tenue du remblai.

b) - Une autre solution consiste à utiliser du tout-venant de carrière contenant un faible pourcentage de fines. Ce matériau donne de bons résultats, mais sa mise en oeuvre derrière un soutènement est assez délicate. En particulier, si des précautions ne sont pas prises, les éléments anguleux de fortes dimensions peuvent, lors d'un compactage sauvage, détériorer le système de drainage et même les dalles poreuses (cf. § 33.1) que l'on peut disposer le long du voile du mur. Dans la masse, par contre, la mise en oeuvre pose moins de problèmes que celle du sable.

D'une façon générale, si l'on peut admettre des tolérances assez larges pour le massif de remblai loin du mur, les abords de ce dernier doivent toujours être soignés avec des matériaux choisis.

22 - Modes de remblaiement.

Les constatations faites sur l'exécution défectueuse d'ouvrages réels nous ont conduit à énoncer quelques prescriptions simples.

22.1 - Le matériau doit être approvisionné directement au pied du mur si cette zone est accessible; dans le cas contraire, il ne pourra guère être que déversé par le haut du talus en veillant bien à ce qu'aucune ségrégation importante des grains ne soit occasionnés par un tel déversement.

22.2 - Le matériau est régaté à l'aide d'un bull léger ou d'un petit chargeur. La pente i et la largeur L doivent permettre le passage de l'engin de régatage (figure 2). Chaque fois que cela est possible, L devra être supérieure ou égale à 3 m. pour une évolution aisée de l'engin de régatage et de l'engin de compactage (Voir également ce qui est dit au § 34.1).

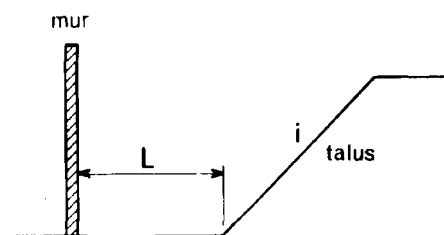


fig. 2

L'épaisseur des couches de remblai doit être définie en fonction du matériau et des moyens de compactage, et respectée à l'exécution.

22.3 - La surface du talus existant auquel se raccorde éventuellement le matériau à mettre en place devra ne pas comporter une couche superficielle non compactée. On ne doit pas dépasser notablement, au régatage, le profil prévu afin de ne pas endommager le mur par des poussées temporaires excessives.

22.4 - Il peut être nécessaire de placer un système drainant entre le matériau en place et le matériau de remplissage en fonction de leurs granulométries respectives et de l'éventualité de circulation d'eau (cf. § 3).

Dans bien des cas, le remblaiement est une opération importante; le projeteur doit donc toujours concevoir son ouvrage de façon à permettre un remplissage simple, soigné et économique. C'est pourquoi un certain nombre de types de structures ne doivent être envisagés qu'avec circonspection : murs à contreforts, murs-chaises (avec console courte noyée dans le remblai). Les murs à tirants posent également des problèmes à l'exécution; le contrôle visuel d'un surveillant est impératif pour que les opérations de remblaiement soient effectuées avec des engins légers qui ne ruinent pas les tirants.

23 - Compactage.

Il convient de se poser la question : quelle sorte de compactage est nécessaire ? Il est clair d'abord que pour un mur en déblai le compactage du sol en place est exclu. Par ailleurs, lorsqu'un mur ne soutient qu'un talus, le compactage peut être peu poussé. En revanche, lorsqu'un mur soutient un remblai routier, l'opération de compactage est essentielle pour que la chaussée ne subisse pas de déformations importantes à long terme. Cette opération doit être conforme aux principes généraux suivants :

23.1 - Le compactage ne doit pas intéresser simultanément une grande masse de remblai, afin que les efforts internes développés temporairement par l'opération de compactage, et le poids de l'engin de compactage, qui serait en ce cas très lourd, n'engendrent pas sur une vaste partie du mur une poussée totale excessive.

Pour cette raison, il convient d'être prudent à l'égard des engins lourds de compactage.

23.2 - Il est impératif que les engins lourds ne s'approchent pas à une distance du parement arrière du mur, à définir en fonction de l'engin, telle que la stabilité du mur puisse être compromise. En principe la distance admissible est croissante avec le niveau atteint par le remblaiement, et en première approche elle correspond à la courbe délimitant la partie de remblai en équilibre limite (ou au prisme de COULOMB). En fait elle dépend considérablement du poids de l'engin et des dispositions du mur (ferraillages horizontaux notamment). Dans certains cas il convient de calculer et armer le mur de manière à permettre le compactage à proximité du mur par un engin lourd déterminé

23.3 - Le compactage doit être aussi soigné dans les zones d'accès difficile que dans les zones d'accès facile, les premières étant trop souvent négligées car elles nécessitent un travail onéreux et des engins de compactage appropriés. On n'oubliera pas qu'à cet effet, il convient peut-être de bien compacter le fond de fouille.

23.4 - Pour les ouvrages présentant des parties difficiles à compacter, un matériau stabilisé au ciment d'injection est conseillé, voire même du béton maigre. D'une façon générale, il ne faut pas faire d'économies là où interviennent des conditions de stabilité.

23.5 - De toute manière des prescriptions adaptées au cas d'espèce doivent être portées au marché (voir chapitre du C.P.S.T. Terrassements Généraux article 3.10 "Exécution des Remblais") et la convenance et l'observance de ces prescriptions deviennent absolument essentielles lorsque la construction et le remblaiement du mur font l'objet de marchés séparés.

Sur le plan de l'exécution proprement dite, le compactage en dehors des zones où le passage d'engins lourds est admissible doit être fait au moyen d'engins vibrants ou d'engins dameurs.

a) - Plaques vibrantes (engins de 300 à 1000 kg environ) :

- l'épaisseur des couches pourra être de 30 à 50 cm selon les caractéristiques de l'engin (dimensions, poids, fréquence). A titre indicatif, avec une plaque de 800 kg de dimensions 1 m x 0,65 m, et à une fréquence de 45 Hz, on peut admettre une épaisseur de compactage de 40 cm; le nombre de passes devra être de 4 à 6, celles-ci étant effectuées parallèlement au mur.

b) - Rouleaux vibrants automoteurs.

Ces engins sont très variables selon les constructeurs et ont un poids maximum variant de 5 à 8 tonnes. Ils sont donc relativement légers et peuvent s'approcher du mur, ou du rideau de dalles drainantes s'il y a lieu, sans restriction jusqu'à un niveau de remblaiement situé 2 m. environ au dessous du niveau de remblaiement définitif. Pour les deux derniers mètres, il ne doivent pas s'approcher à moins de $(0.5 + \frac{H}{10})$ mètres, H étant la hauteur totale du voile, sauf autorisation expresse du maître d'oeuvre de dépasser cette limite. L'épaisseur des couches de compactage devra être limitée à 20 cm; le nombre de passes sera de 6 à 10, les passes étant toujours exécutées parallèlement au mur.

c) - Les compacteurs à Pneumatiques lourds.

Ces engins sont automoteurs lorsque le poids maxi est compris entre 10 et 30 tonnes, tractés au delà de 30 tonnes. Il convient de veiller à ce que ces compacteurs n'exercent pas leur action dans les limites du coin de COULOMB, à chaque phase de répandage et de compactage. On rappelle que pour un mur vertical et un remblai horizontal, l'angle du plan de glissement avec le plan horizontal vaut $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$, où φ est l'angle de frottement interne du remblai. Lorsque le remblai est en pente, cet angle est légèrement supérieur à la valeur précédente.

d) - Engins dameurs : dames, pilonneuses.

Ces engins doivent être employés dans les zones d'accès difficiles, là où les plaques vibrantes et rouleaux vibrants ne peuvent convenir pour des raisons d'encombrement. En particulier, au voisinage du mur, on pourra utiliser un petit mouton dameur, dont la charge de service est de 70 - 100 kg, travaillant sur une bande de 25 cm de largeur, compactant une épaisseur de 15 cm en 2 à 4 passes.

e) - Il peut encore être recouru à l'arrosage, avec prudence, pour des quantités limitées de remblais sableux situés dans des zones peu accessibles.

f) - Enfin il peut être nécessaire de compacter superficiellement le talus fini qui éventuellement surmonte le mur pour qu'il ne soit pas rapidement raviné par la pluie. Ce dernier travail peut être fait par un rouleau de 100 à 500 kg, suivant la nature du sol et son engazonnement éventuel, déplacé au treuil à partir d'un véhicule qui circule en crête du talus.

On le voit, le compactage peut nécessiter l'emploi d'engins nombreux et divers pour une quantité de remblai fort médiocre. C'est pourquoi les marchés doivent être fort clairs sur ce qui est demandé et, souvent, il est plus économique de consentir un petit renforcement du mur ou l'emploi de grave ciment dans de petits volumes peu accessibles, plutôt que d'imposer l'amenée d'un engin supplémentaire.

24 - Contrôle.

Les prescriptions que nous venons d'examiner devront être contrôlées visuellement. Dans certains cas, en particulier lorsque le volume de remblais à mettre en oeuvre est important, il convient de faire davantage. Une mesure judicieuse consiste alors à calculer les débits horaires que permettent les engins utilisés en respectant les prescriptions indiquées et à vérifier la compatibilité de ces débits avec le planing et le déroulement de l'exécution. On peut aussi s'assurer, par des mesures que les densités obtenues sont acceptables :

soit par rapport à l'Optimum Proctor Normal (100 % OPN) si la granulométrie du matériau permet l'exécution de cet essai;

- soit par rapport aux densités obtenues avec le même matériau en remblai ou en couche de forme.

Si les densités ne sont pas suffisantes, le matériau doit être purgé puis recompacté.

3 - DRAINAGE.

31 - Généralités.

Les systèmes de drainage, disposés derrière les murs de soutènement (ou derrière les murs de front des culées) ont pour but de recueillir les eaux d'infiltration provenant des pluies ou de la présence d'une nappe éventuelle, et de les évacuer à l'extérieur de l'ouvrage.

L'action de l'eau dans le sol revêt quatre aspects principaux :

31.1 - En premier lieu, et c'est de loin l'aspect le plus fréquent et le plus important, l'eau au repos exerce sur le squelette solide une pression égale à la poussée d'Archimède qui réduit les contraintes intergranulaires de ce squelette, mais engendre une augmentation de la poussée totale sur le parement interne du mur, du fait de la pression hydrostatique.

31.2 - En second lieu, la présence d'eau dans un remblai influe directement sur l'état du sol, cette influence se traduisant par la teneur en eau; les changements d'état du sol se traduisent essentiellement par une modification de ses propriétés mécaniques. En particulier, une élévation de la teneur en eau, du moins dans le cas des sols cohérents, entraîne une chute de la résistance mécanique du sol. Cela entraîne, comme nous l'avons déjà dit, des modifications en grandeur et direction de la poussée des terres.

31.3 - L'eau en mouvement exerce une poussée supplémentaire sur le squelette solide, appelée poussée d'écoulement, dont la valeur est égale, sur l'unité de surface perpendiculaire à une ligne d'écoulement, à $i \gamma_w$, où i est le gradient hydraulique de l'écoulement et γ_w la densité de l'eau. Ce phénomène se rencontre assez rarement en matière de murs de soutènement, mais il est responsable des phénomènes de renard relatifs aux batardeaux de palplanches.

31.4 - Nous mentionnons, pour mémoire, le cas des sols susceptibles de gonfler en présence d'eau. Ce cas est, naturellement, à exclure en remblai, mais se produit souvent pour les ouvrages en déblai.

N'oublions pas d'autre part que les eaux peuvent être chimiquement agressives pour le béton. C'est le cas des eaux salées, dont la présence dans le sol est de plus en plus répandue (salage des chaussées enneigées en hiver) ailleurs qu'en France, dans les régions côtières. Les eaux séléniteuses sont également très agressives; on les rencontre fréquemment dans les régions gypseuses, et c'est le cas du bassin parisien. A TOULON, on cite l'exemple de tuyaux d'égout qui ont été complètement ruinés à cause de telles eaux. Signalons également que les eaux très pures sont très agressives; en effet, elles ne contiennent aucun corps chimique et leur pouvoir dissolvant est beaucoup plus élevé que des eaux impures; mais ce phénomène qui ne peut intéresser que de petites régions de montagne a rarement été rencontré en France. Enfin la rupture, par suite de tassements, de certaines canalisations

d'eaux usées, peut inonder le remblai d'eaux agressives; le meilleur moyen de prévenir ce danger (et ses autres conséquences) consiste à réaliser les parties exposées de ces canalisations au moyen de tuyaux suffisamment souples, par exemple en acier à joints soudés (voir § 6).

Quoi qu'il en soit, les raisons que nous venons d'énumérer justifient la nécessité de prévoir un bon drainage des ouvrages de soutènement. D'ailleurs, une grande partie des accidents enregistrés sur les murs classiques est due au mauvais fonctionnement des drains (cf. article de M. LOGEAIS).

Cependant, nous précisons bien que, le but du drainage étant d'agir sur la stabilité d'ensemble de l'ouvrage et du remblai, il ne faut pas attendre un débit, mais une diminution des pressions interstitielles. D'ailleurs, dans le cas des sols cohérents, le drainage ne diminue pratiquement pas la teneur en eau, mais fait chuter notablement les pressions.

L'absence de pression interstitielle fait, en outre, que le comportement mécanique de l'ouvrage se rapproche beaucoup plus du schéma de calcul des méthodes théoriques d'évaluation de la poussée.

32 - Choix du mode de drainage.

Le choix d'un mode de collecte des eaux dépend essentiellement :

- de la nature du remblai ou du sol naturel en cas de mur en déblai
- de la nature de l'ouvrage de soutènement à réaliser
- du mode d'exécution de ce même ouvrage
- de la provenance des eaux d'infiltration (eau de pluie, eau d'une nappe éventuelle, eau du sous-sol de fondation)
- de la situation de l'ouvrage qui prédispose ou non à l'accumulation de l'eau.

Nous avons vu que, pour des raisons économiques, il est difficile d'être très exigeant sur la qualité des matériaux de remblai, et que, de toute façon, les massifs en déblai sont toujours une donnée du problème sur laquelle on ne peut agir. Il est donc clair que la mise en place d'un drainage efficace et durable est d'autant plus important que le matériau de remblai s'éloigne du type granulaire propre et bien gradué.

Le choix d'un type de drainage dépend à la fois de la nature de l'ouvrage à réaliser et de son mode d'exécution. Nous venons de voir que le problème ne se pose pas de la même façon pour un mur en remblai et un mur en déblai, l'emprise étant limitée dans ce dernier cas pour ne pas remanier de grandes quantités de terre. Le problème ne se pose pas non plus de la même façon en site urbain ou en rase campagne. Dans le premier cas l'on peut avoir, par exemple, à construire un ouvrage au voisinage d'une canalisation en béton; si, à la suite d'un désordre quelconque, une fissure apparaît dans la conduite, une fuite se produit qui peut entraîner un risque d'effondrement du mur. Toujours en site urbain, il faut également se méfier des conséquences d'une fissuration d'un ouvrage de collecte superficiel.

Enfin, il est nécessaire de bien connaître la provenance des eaux d'infiltration car la disposition géométrique des drains en dépend. Dans ce paragraphe, nous examinons les systèmes de collecte des eaux et leur évacuation.

32.1 - Protection des talus.

L'assainissement des remblais, de quelque nature que ce soit, consiste en premier lieu à protéger les talus en collectant les eaux de ruissellement. Sur la figure 3 nous avons représenté un exemple de descente d'eau classique, en coupe. Sur la figure 4 cette descente est vue de dessus. Une évacuation est, bien entendu, à prévoir à l'aval.

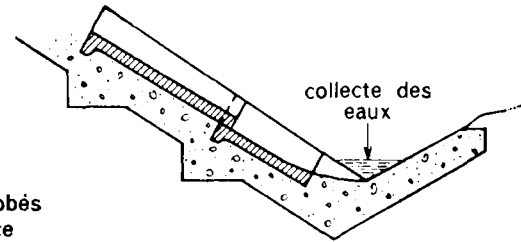
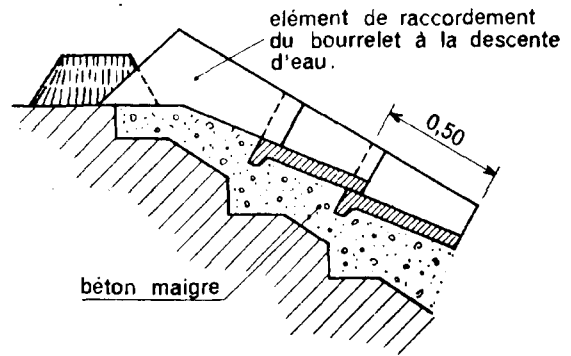


fig. 3

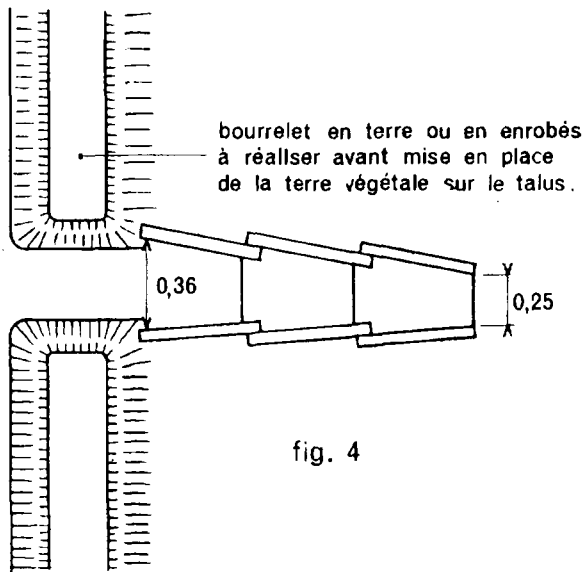


fig. 4

32.2 - Drainage interne des ouvrages courants à remblais grenus.

Le drainage de tels ouvrages doit être réalisé de façon économique sans toutefois que l'exécution en soit défectueuse. L'imagination doit intervenir dans la recherche d'un système rationnel compte tenu de ce que l'on ne peut définir de schémas très généraux.

La collecte des eaux sur le talus doit se compléter par un drainage interne au moyen de barbacanes disposées en partie basse du mur; ces barbacanes sont des orifices circulaires, ou plus hauts que larges, matérialisés, par lesquels l'eau peut suinter. Le schéma de la figure 5 donne un exemple de dispositions constructives. Le diamètre de la barbacane doit être dimensionné en fonction du terrain de remblai. Il est de bonne construction de la faire déborder de quelques centimètres du parement du mur pour que ce dernier ne soit pas taché par l'écoulement au cas où celui-ci serait persistant ou fréquent (ce qui, il est vrai, est rarement le cas). Pour cette raison,

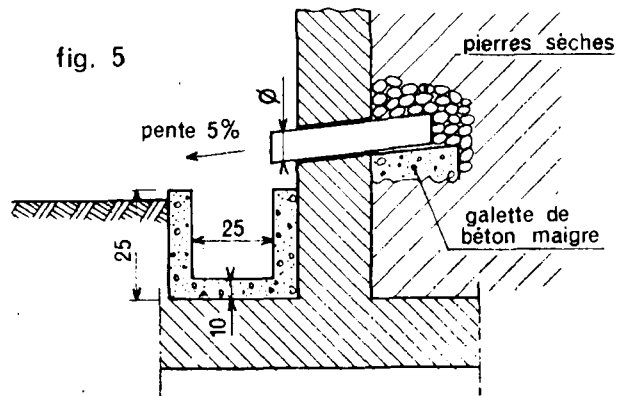


fig. 5

d'ailleurs, il est déconseillé d'utiliser des tubes métalliques; généralement on utilise des tuyaux en P.V.C. ou en amiante ciment.

Si le réseau de barbacanes (espacées environ tous les 4 à 6 m) semble insuffisant pour assurer le drainage du remblai, on peut compléter ce système par une conduite longitudinale, posée sur la face supérieure du talon de la semelle, et constituée par des tronçons de poterie simplement posés bout à bout. L'expérience montre que l'eau s'infiltré à travers les joints des divers éléments de poterie et peut être évacuée soit par les barbacanes, soit en faisant déboucher vers l'extérieur la conduite longitudinale. Le profil et le niveau sont à étudier dans chaque cas d'espèce.

32.3 - Drainage interne des ouvrages importants en remblai et en déblai.

Les types courants de drains pour les ouvrages de soutènement sont réalisés soit à partir de matériaux sableux ou granuleux, dont la composition granulométrique est bien définie, soit à partir d'éléments préfabriqués en béton poreux, soit encore à partir de dalles de béton poreux coulées en place. Cette dernière technique s'applique également au cas des murs en déblai ou en remblai.

Nous éliminons de nombreux cas d'ouvrages en remblai (voir § 33.3) et le cas illustré par la figure 1 relatif à un ouvrage en déblai dont la fouille est comblée par un sable grossier propre : le drainage du massif est assuré par le "coin" de sable mis en place. Mais nous insistons sur la nécessité d'utiliser le moins possible les sables fins : leur comportement du point de vue des tassements est excellent, mais ils évacuent l'eau très lentement et l'accompagnent souvent à travers le moindre interstice.

L'ensemble des schémas de la figure 6 montrent quelques dispositions géométriques rencontrées, étant bien entendu qu'un dispositif de collecte et l'évacuation doit toujours être prévu au pied.

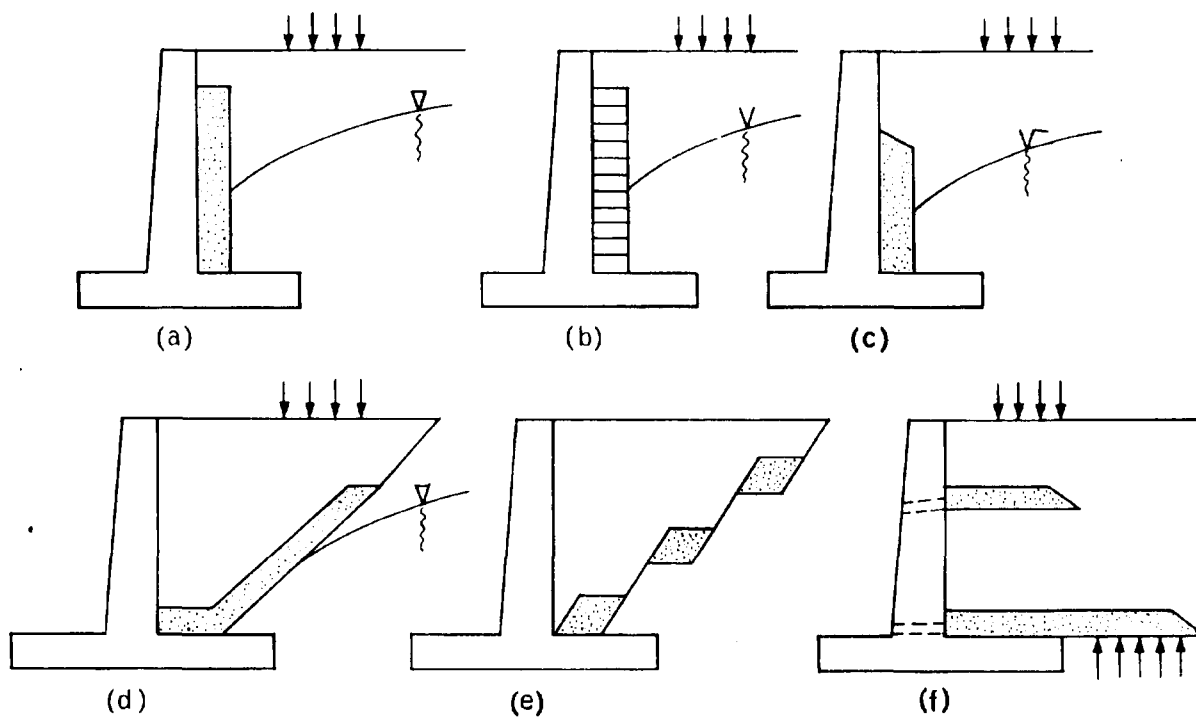


fig. 6

Les schémas (a), (b) et (c) sont trois variantes d'un même type que l'on place directement contre le mur considéré. (a) est réalisé en matériaux pulvérulents (filtre classé), (b) en dalles drainantes ou en béton poreux coulé en place, (c) en matériaux sableux sur une hauteur limitée ($2/3 H$ par exemple, si H est la hauteur totale du mur) lorsqu'il existe une collecte en surface. On notera que les systèmes drainants ne sont pas réalisés jusqu'à la surface libre du remblai pour ne pas favoriser l'irruption dans le remblai d'eaux de ruissellement dont le débit instantané risque d'être élevé. Il est bon de les arrêter en gros à 1 mètre sous cette surface libre.

Les schémas (d) et (e) représentent deux systèmes inclinés à 45° . Ils correspondent à la nécessité éventuelle d'interposer un filtre entre le matériau en place et le matériau de remplissage conformément à ce qui a été dit au § 22.4 lorsque les conditions naturelles permettent de traiter le soutènement en remblai. Le schéma (f) se constitue de deux (ou davantage, suivant la hauteur) bancs de matériaux graveleux disposés horizontalement et débouchant sur autant de séries de barbacanes. Ce schéma est adéquat lorsque le matériau de remblai n'est pas de très bonne qualité, et lorsque des circulations d'eau peuvent s'établir à partir du sol de fondation.

Sur les schémas (a) (b) (c) (d) (e) n'ont pas été représentés les systèmes d'évacuation. Nous en parlons ci-après, en étudiant en détail les diverses possibilités que nous venons d'évoquer.

33 - Etude détaillée des divers systèmes de drainage.

33.1 - Les dalles en béton poreux préfabriquées.

69 Ave
LAURISTON

Les dalles en béton poreux sont fabriquées par la Société ~~PERFI~~ **SOCOCO** (22, rue de Longchamp - PARIS 16ème - Tél. 727.10.99) et font l'objet du brevet n° 69.4104. Elles sont alvéolées, à double cannelure, réalisées à base de granulats

43 18

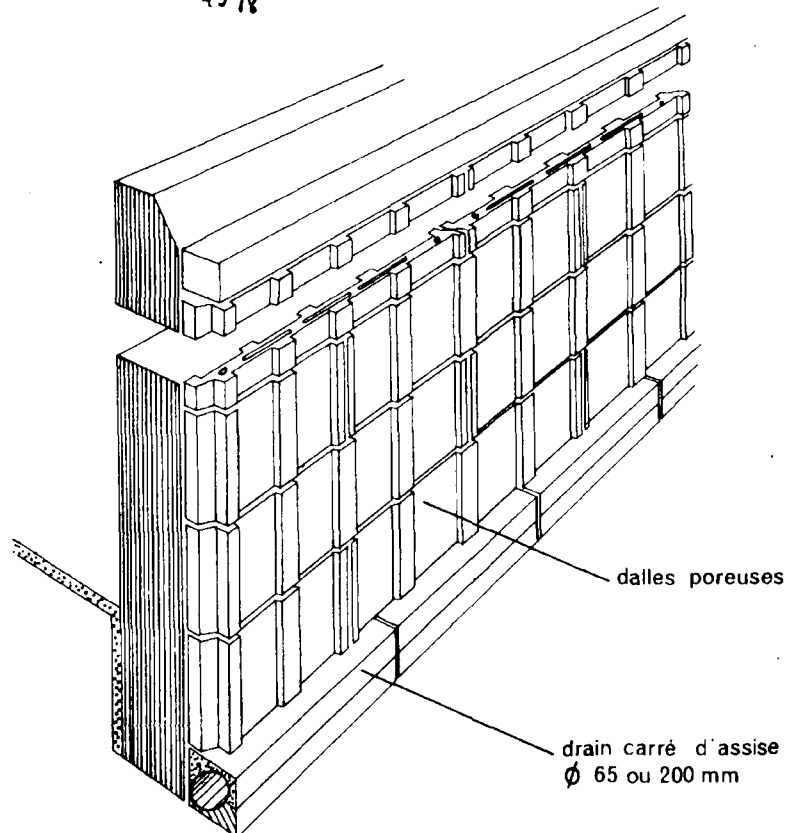
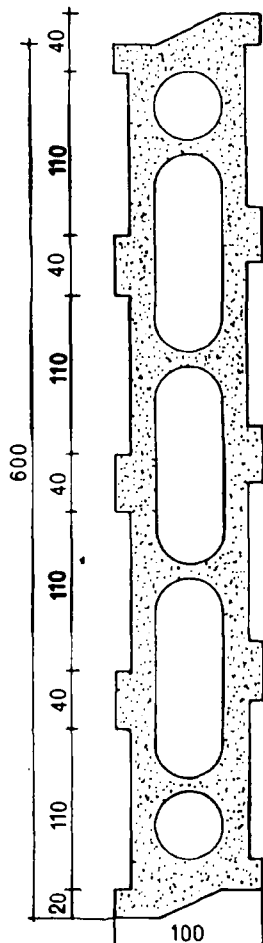


fig. 7

Procédé SOPREX
Publicité reçue en Janv. 1975.

d'origine éruptive cristallophylienne et assimilés, et de ciment CPALC 210/325 (ou ciments spéciaux pour eaux agressives). Ceci leur confère une résistance à l'écrasement de 28 kg/cm² horizontalement, 140 kg/cm² verticalement. Les schémas de la figure 7 montrent la forme d'une dalle (en vue de dessus) et un schéma de montage derrière un mur de soutènement.

La solution des dalles drainantes tend à se répandre largement; moyennant certaines précautions élémentaires, elles constituent un système de drainage rationnel. Leur résistance mécanique en fait des éléments peu fragiles, mais il convient d'éviter de les mettre en contact avec des pierres argileuses qui peuvent les détériorer lors d'un compactage intensif. A leur partie supérieure, il convient de disposer, par exemple, une feuille de polystyrène expansé et de couler en place une petite galette de béton maigre. Du point de vue de la pérennité du système, les résultats acquis depuis plusieurs années permettent de considérer qu'il conserve une bonne tenue à long terme. Les seuls problèmes que cela puisse poser sont liés à la présence d'une eau agressive ou à la possibilité de colmatage par des particules fines.

Pour ce qui est de la présence d'eaux agressives, il suffit de réaliser le béton poreux avec un ciment résistant (ciment au clinker ou autres ...). Quant aux possibilités de colmatage par des particules fines, aucun incident n'a encore été noté. La composition du béton est telle, en fait, qu'aucun risque ne semble devoir exister.

En tout cas, même pour un remblai cohérent, il est fortement déconseillé d'interposer entre les dalles drainantes et le remblai un voile de matériau perméable, tel par exemple qu'un tissu synthétique. Des accidents ont été enregistrés en Allemagne près de BREME du fait du colmatage d'un tel voile. Cette solution, bien que séduisante à première vue, doit encore faire l'objet d'études pour qu'on soit assuré qu'il en résulte un avantage plutôt qu'un danger supplémentaire, et nous ne possédons pas en France d'expérience à long terme.

La technique des dalles drainantes constitue donc un système de drainage efficace et rationnel. Sa pose est aisée (8 m²/heure pour un ouvrier non spécialisé) et le système fonctionne pratiquement pour tous les matériaux de remblai. Cependant, nous pensons que ce serait une erreur de vouloir généraliser son emploi dans tous les cas de soutènement.

En effet le prix hors taxe 1972 au départ de l'usine de fabrication est de 13,00 f. au mètre carré de dalle et 12,00 f. au mètre linéaire de drain carré d'assise. Pour une pose non remblayée, il faut admettre un prix minimum de 20,00 f. au mètre carré dans un site d'approvisionnement aisé, et le prix du drainage remblayé oscille entre 25,00 et 28,00 f. au m² (H.T.). C'est donc un procédé cher qu'il faut comparer à d'autres procédés.

Disons, en gros, que les dalles drainantes ne doivent pas être mises en place pour des murs de moins de trois mètres de hauteur, sauf si de délicats problèmes de nappe se posent. Pour une hauteur supérieure à 3 mètres, le procédé doit être mis en concurrence avec une solution classique (coin de remblaiement avec des matériaux choisis) ou avec la solution du béton poreux coulé en place (cf. § 33.2). Il pourra être avantageux dans le cas de murs en déblai pour lesquels l'approvisionnement en matériaux pulvérulents propres est difficile, et pour les murs remblayés avec un matériau de mauvaise qualité, la mise en place d'un drain vertical de matériaux pulvérulents étant toujours malaisée. Mais dans tous les cas, il est déconseillé de disposer les dalles en "orgues" dans la mesure où elles n'assurent pas un drainage uniforme. Ceci peut se traduire, dans le cas où le remblai porte une chaussée routière, par des tassements différentiels très sensibles.

33.2 - Drainage en béton poreux coulé en place.

Lorsque l'approvisionnement d'un chantier est difficile en dalles préfabriquées, d'excellents résultats peuvent être obtenus au moyen d'une dalle générale verticale coulée en place derrière le mur, en béton poreux.

Le béton poreux est un béton réalisé sans sable (pas de matériaux de diamètre inférieur à 5 mm), à faible teneur en ciment et en eau de gâchage. Aux termes du C.P.S. type, les granulats utilisés doivent être extraits "de roches non gelives, et ne contenir ni fines, ni poussières, ni matières organiques".

Pratiquement, les bétons poreux coulés en place pour réaliser des systèmes drainants, ne doivent pas avoir de qualités particulières de résistance sauf cas particuliers (ex. du § 53.1 de la pièce 1.1). On peut donc les réaliser, par exemple, à partir de :

- 1000 litres de granulats 5/15 mm)
- 150 kg de ciment CLK) par m³

Selon les possibilités d'approvisionnement en granulats, cette solution peut être plus économique que la précédente. La figure 8 donne un exemple de réalisation pour des murs en déblai (boulevard périphérique de PARIS).

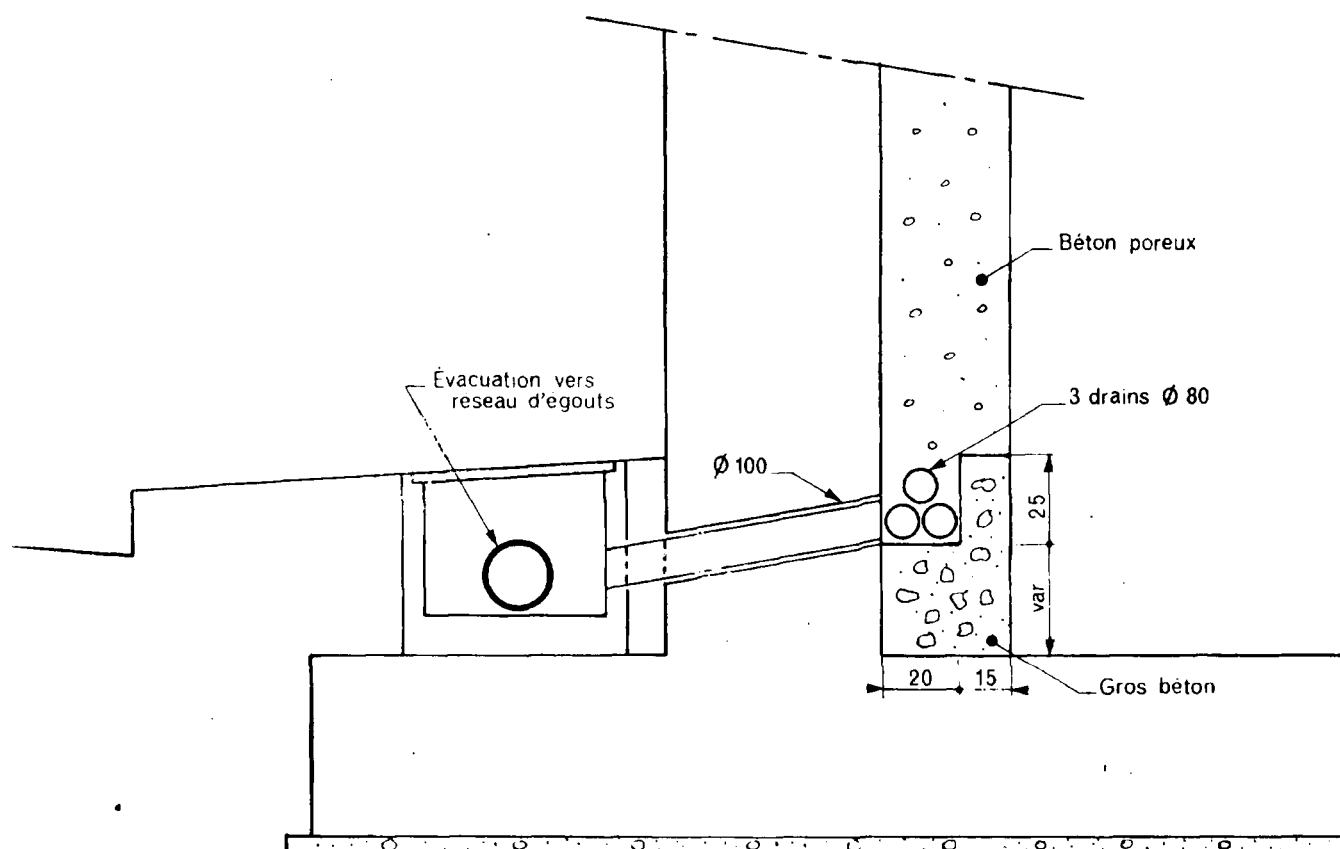


FIG 8

Il va de soi que la dalle de béton poreux doit être complétée par un système de collecte des eaux au pied du mur et d'évacuation de ces dernières au moyen de barbacanes.

Ainsi que le montre la figure 8, le procédé le plus simple consiste à noyer dans le béton poreux des tuyaux drainants qui peuvent être soit en béton poreux, soit en béton normal et munis de deux rangées de trous en partie supérieure pour laisser l'eau filtrer.

Les principaux fabricants de tuyaux pour drainage sont :

- Société SOPREX S.A. - 1, Place Delattre - 67 STASBOURG
Tél. (16-88) - 36-21-33
- Société BONNA - 91, Faubourg Saint-Honoré - PARIS 8ème
Tél. : 225-23-60
- Société SABLA - 122, Rue La Boétie - PARIS 8ème
Tél. : 359-80-30/68-62.

Les eaux collectées sont toujours évacuées par l'intermédiaire de barbacanes vers un collecteur longeant le mur exécuté devant celui-ci.

33.3 - Les drains en matériaux filtrants.

Les dessins de la figure 6 correspondent à des schémas de drainage relativement académiques. En fait, le problème se pose en d'autres termes :

- pour les murs en remblai, le matériau de remplissage est toujours relativement perméable, sauf cas très particulier. Il est donc en général inutile de prévoir des systèmes compliqués; il suffit de veiller à ce que l'écoulement de l'eau hors du remblai puisse se faire dans de bonnes conditions, à partir de tous les points bas et éventuellement de points intermédiaires pas trop éloignés les uns des autres à la base du mur;

- pour les murs en déblai, des drains en matériaux grenus peuvent être mis en place suivant les schémas (a), (c), ou (d) et (f) si les dimensions de la fouille le permettent.

Dans ce dernier cas, la composition des drains doit être soigneusement étudiée de sorte que soit évité l'entraînement des particules fines du sol drainé vers le matériau filtrant et que soit facilité l'écoulement de l'eau libre du sol drainé vers le filtre. D'autre part, le filtre ne doit pas comporter un pourcentage élevé de particules fines de façon à ne pas venir obstruer les orifices d'évacuation de l'eau dans le mur.

A cet effet, la granulométrie du filtre doit répondre à certaines conditions qui ont été déterminées par les travaux de TERZAGHI et qui ont été reprises par la clause 2-20-12 du C.P.S. type "ponts courants en béton armé et béton pré-contraint". On désigne par :

- d_n pour le sol à drainer
- D_n pour le filtre

la maille de tamis laissant passer n % d'éléments lors de l'analyse granulométrique. Les conditions à respecter sont alors les suivantes :

a) - Pour éviter l'entraînement des particules du sol drainé vers le matériau filtrant :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5 \quad \text{et} \quad \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25$$

b) - Pour faciliter l'écoulement de l'eau libre du sol drainé vers le filtre :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5$$

c) - Pour éviter une ségrégation lors de la mise en place du filtre, pouvant provoquer des mouvements d'éléments fins du sol, le matériau filtrant doit avoir un coefficient d'uniformité inférieur ou égal à 20 :

Soit : $U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 20$

L'application des trois premières formules permet, lorsqu'on connaît la courbe granulométrique du terrain naturel, de déterminer la zone dans laquelle doit s'insérer la courbe granulométrique du matériau filtrant. Après avoir choisi le filtre à partir de ces conditions, on vérifiera que son coefficient d'uniformité est acceptable. Le dessin de la figure 9 donne un exemple d'application théorique :

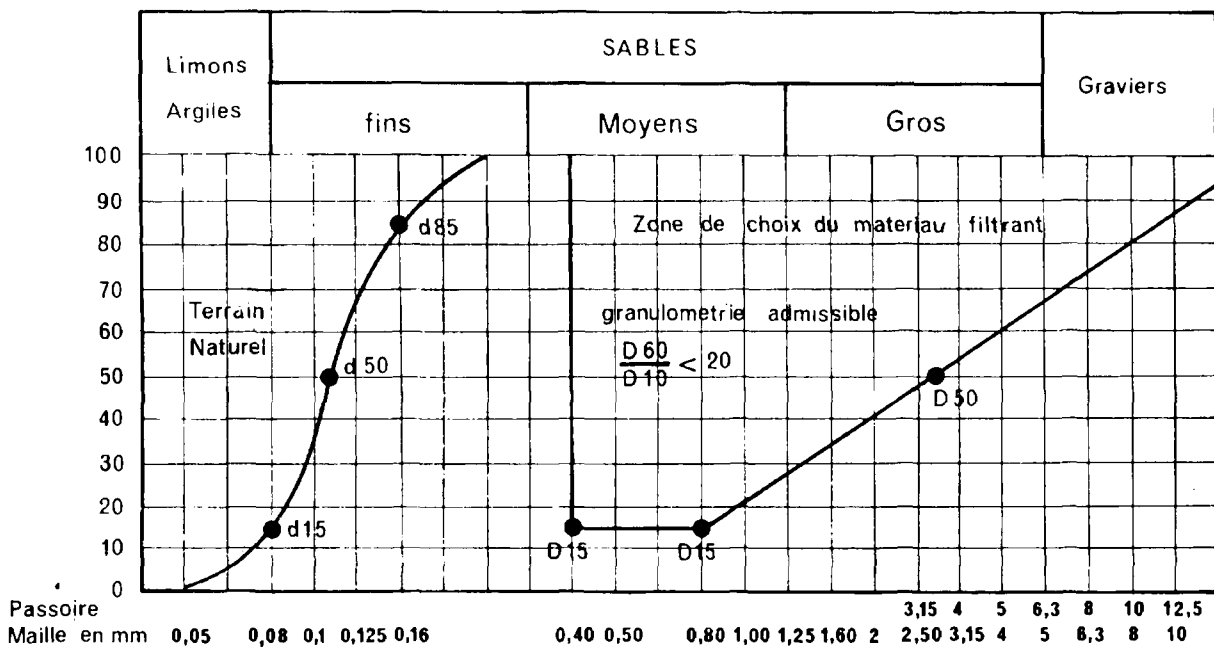


FIG. 9

Le système de drainage doit là encore être complété par un système d'évacuation des eaux qui peut être réalisé en disposant un ou plusieurs tuyaux le long de la paroi interne du mur. Ces tuyaux sont en béton poreux ou simplement percés de trous pour laisser le passage à l'eau. Dans ce dernier cas, la granulométrie du filtre doit être telle que :

$$\frac{D_{85}}{\text{diamètre des trous du tuyau}} \geq 1$$

Les tuyaux poreux font également l'objet d'une étude granulométrique de la part des constructeurs en fonction du matériau de remblai. D'une façon générale, les conduites drainantes doivent être enrobées d'un matériau filtrant constitué par une grave de rivière : sable + gravillons de granulométrie continue 0 - 20 mm environ. Ce matériau doit être propre, exempt d'ardile et de terre. Il ne doit contenir qu'une faible proportion de fines (0,2 mm), et n'avoir aucun élément de dimension inférieure à 0,08 mm.

34 - Problèmes d'exécution des drains.

34.1 - Hétérogénéité du sol de remblai.

Le remblaiement des murs de soutènement doit être exécuté par couches successives. Il importe que celles-ci soient inclinaées en direction de l'évacuation ou, lorsque les conditions ne le permettent pas, tout au moins horizontales. Le réglage influe en effet sur la perméabilité du matériau dans la mesure où la ségrégation des granulats conduit à la formation de lignes creuses (cailloux essentiellement). Ceci se traduit par des différences parfois énormes dans la perméabilité suivant la direction :

- très faible dans la direction verticale (existence de couches de forte compacité)
- maximale dans la direction de répannage (existence de lignes de ségrégation)
- moyenne dans la troisième dimension.

Ceci explique pourquoi le répannage en couches inclinées est préférable au répannage en couches horizontales, l'écoulement des eaux étant favorisé.

34.2 - Difficultés d'exécution des drains.

Il est clair que, dans le cas d'un mur en remblai, l'évacuation de drains verticaux en matériaux grenus est difficile. Elle ne peut guère être faite qu'à la main. Si le remblai est très perméable, il sera inutile de prévoir des filtres compliqués, le massif étant auto-drainant. Si le remblai est constitué par un tout-venant de mauvaise perméabilité, on pourra disposer des couches perméables inclinées à 45° ou alors des systèmes à base de béton poreux. La première solution est plus économique que la seconde, mais d'une mise en oeuvre plus délicate, du moins en matière de compactage.

Pour les murs en déblai, la solution la plus économique consiste encore à disposer un coin drainant avec des matériaux choisis, cette solution étant relativement aisée d'exécution. Si les quantités à mettre en oeuvre sont trop importantes, on pourra recourir à la solution des dalles drainantes ou du béton poreux coulé en place.

La pose des tuyaux d'évacuation de l'eau doit faire l'objet de précautions particulières : ils doivent être posés sur quelque chose de stable et recouverts par un matériau qui les protège.

34.3 - Effet d'un compactage intensif.

L'effet d'un compactage intensif est toujours néfaste sur la bonne tenue des drains. Plus précisément, c'est le passage d'engins de transport ou de compactage dangereux (roues de camions ou jantes métalliques) trop près des systèmes drainants qui risque de les écraser ou de disloquer leurs joints.

En ce qui concerne les drains verticaux en matériaux grenus, ils sont très sensibles aux actions dynamiques; celles-ci peuvent entraîner une ségrégation granulométrique préjudiciable pour leur bon fonctionnement. C'est pourquoi il convient de ne pas les faire monter jusqu'au sommet du talus, surtout si le remblai doit supporter une chaussée routière à trafic lourd.

Pour les drains en dalles poreuses, le problème a déjà été évoqué. Elles peuvent être endommagées par l'action concentrée d'éléments rocheux qui ont pu être déposés à leur voisinage. Il en va de même des tuyaux poreux d'évacuation des eaux.

34.4 - Effet d'un compactage trop faible.

Les effets d'un compactage trop faible sont tout aussi néfastes que ceux d'un compactage trop serré. Ils se traduisent généralement par des tassements qui peuvent désorganiser les profils d'écoulement, et souvent aussi par une pollution des filtres. Même lorsque ces derniers font l'objet d'une étude granulométrique sérieuse, les fines d'un remblai mal compacté possèdent une certaine liberté de déplacement, et, sous l'effet d'une circulation d'eau, peuvent venir se coller à la surface du drain. Ce problème n'est pas très grave pour les drains de sable; il l'est beaucoup plus pour les dalles poreuses préfabriquées ou les dalles de béton poreux coulées en place. Dans ce dernier cas, il peut être nécessaire d'envisager une protection des drains.

Il serait vain de protéger le béton poreux par une couche de sables assez grossiers dans la mesure où cette couche servirait elle-même de filtre. D'autre part, si on met en place des dalles drainantes, c'est que la mise en place d'un drain sableux est malaisée. Nous avons déjà cité au § 33.1 une solution qui en est encore au stade expérimental et qui consisterait à interposer entre le sol en place et les drains un voile de tissu synthétique perméable.

35 - Contrôles.

Au moment de la mise en service de l'ouvrage, un contrôle de chantier très simple peut être effectué pour contrôler la mise en place et le fonctionnement du drain; il suffit de verser de l'eau sur la partie supérieure du drain et de vérifier que celle-ci s'évacue bien par les orifices prévus. Cet essai doit être rapide si le drain a été correctement exécuté.

Cependant, comme nous l'avons dit, le but du drainage n'est pas de recueillir un débit, mais de faire chuter les pressions interstitielles. Si des désordres apparaissent à moyen ou long terme, un contrôle doit être effectué à l'aide de piézomètres.

De plus, il faut limiter les longueurs des tuyaux non visitables derrière le mur. Le problème doit être envisagé surtout dans le cas d'un mur de grande longueur, disposé le long d'une pente. Le système d'évacuation débouche généralement à la partie basse du mur et il est alors essentiel de fractionner le tuyau par des regards visitables.

4 - JOINTS DES MURS DE SOUTÈNEMENT.

La présence de coupures dans les murs de soutènement est indispensable.

Si elles ne sont pas artificiellement créées par le constructeur, elles se forment par elles-mêmes et se traduisent par des fissures dans le béton qui peuvent avoir plusieurs origines.

- Les fissures de retrait.

Le retrait du béton est un phénomène suffisamment bien connu quoiqu'il dépende de divers facteurs, mais il est difficile de rattacher numériquement ses conséquences à l'espacement des joints.

- Les fissures dues à la dilatation thermique de l'ouvrage.

Ici encore, il est très difficile de chiffrer ces dilatations thermiques non point tant parce que le coefficient de dilatation qu'on peut déterminer en laboratoire dépend de la composition du béton étudié (en particulier de ses granulats), mais surtout parce que l'ouvrage est susceptible d'être construit dans un site tel qu'on ne puisse définir de température uniforme pour l'ensemble. La situation habituelle est telle que dans un mur en béton, la distribution des températures est loin d'être uniforme et peut surtout accuser des variations importantes dans l'épaisseur.

- Les fissures dues aux mouvements différentiels de l'ouvrage. Ces mouvements différentiels peuvent avoir plusieurs origines; ils peuvent résulter de variations du comportement mécanique du remblai (phénomènes localisés) ou, ce qui est très fréquent, de tassements différentiels du sol de fondation. Dans certains cas, la géométrie particulière du mur peut le prédisposer à des déplacements; c'est le cas, en particulier, des murs construits le long d'une pente et qui peuvent cheminer. Mais ils sont toujours mal connus.

Pour éviter un développement anarchique de la fissuration, qui peut d'ailleurs entraîner des dégâts sur la construction préjudiciables à sa bonne tenue, on introduit des coupures volontaires. Mais il serait vain de vouloir classer ces coupures en leur attribuant un rôle particulier (coupure de retrait, de dilatation, de mouvement) selon le principe évident qu'en cas de coupure totale, un joint ne sait pas ce qu'il est. Il serait vain également, pour les raisons ci-dessus, de vouloir déterminer leur espacement avec précision. Nous distinguerons deux cas selon que le mur est fondé sur une semelle horizontale avec des déplacements prévisibles modérés, ou selon que des tassements différentiels notables sont à craindre (ou éventuellement que la semelle de fondation est en pente auquel cas le phénomène de cheminement est à considérer).

Dans le premier cas, il est conseillé de prévoir une coupure sans épaisseur tous les 6 ou 8 mètres selon les quantités mises en oeuvre et une coupure plus ouverte, de l'ordre de 1 ou 2 cm, tous les 20 ou 30 mètres selon les conditions climatiques. Ces dernières coupures sont destinées à laisser une certaine liberté aux dilatations de l'ouvrage.

Dans le second cas, et d'une façon générale partout où des mouvements importants sont à prévoir, il conviendra de choisir une ouverture surabondante (par exemple 1 à 4 cm pour toutes les coupures qui seront exécutées tous les 8 à 10 mètres.

A l'exécution, ces coupures sont matérialisées par des "joints secs" de reprise de bétonnage, ou équipées par des "joints de dilatation". On peut les classer :

- en fonction du rôle physique qu'ils ont à remplir (étanchéité, mouvement)
- en fonction de la constitution chimique du matériau composant (chlorure de polyvinyle (PVC), élastomère)
- en fonction de leur mode de mise en oeuvre (au sein du béton, en fond de moule, ou à l'extérieur des parements)
- en fonction de leur efficacité vis-à-vis du passage de l'eau.

41 - Joints de reprise de bétonnage.

Ils sont placés à la jonction de deux panneaux d'exécution consécutifs.

Dans certains cas, pour différencier leur fonctionnement de celui des joints de dilatation, ils peuvent ne pas régner sur l'épaisseur des semelles (une telle disposition nécessite une réflexion sérieuse sur les risques de mouvement).

Selon le site, il sera nécessaire de prévoir des systèmes étanches ou non étanches.

Le problème posé par l'étanchéité d'un joint de reprise de bétonnage est uniquement un problème d'esthétique, et on ne doit pas se l'exagérer. Il est des sites où il est préférable que l'eau ne vienne pas souiller le parement vu d'un mur (certains ouvrages en zone urbaine par exemple, dans le cas où des infiltrations sont probables) mais, dans la plupart des cas, cette étanchéité est absolument inutile. Les diverses solutions que l'on peut adopter sont les suivantes.

41.1 - Joints non étanches (cas courant).

Les joints non étanches se réalisent très simplement en interposant entre les deux panneaux de béton une feuille de papier fort, Kraft ou similaire, dont le seul but est d'éviter le collage des bétons pendant l'exécution. Cette façon de faire a en outre l'avantage que les surfaces en regard risquent relativement peu de venir en contact par un seul point et par conséquent de provoquer des éclatements du béton.

41.2 - Joints étanches.

Le problème des joints étanches se pose pour des ouvrages particuliers comme les cuvelages par exemple (mini-trémisses etc). Deux solutions peuvent se rencontrer : les mastics et les joints profilés.

a) - Les mastics.

Nous en recommandons l'emploi dans la mesure où ils donnent rarement des résultats irréprochables. Ceci est lié aux grandes précautions de mise en

oeuvre qu'il faut prendre pour leur assurer une tenue efficace et durable. On les dispose généralement dans une encoche prévue dans le coffrage, sur le parement vu, comme il l'est figuré sur le schéma 10, ci-contre. La parfaite adhérence des mastics sur le béton dépend de la bonne préparation des supports : il est essentiel qu'ils soient bien séchés et bien nettoyés, par décapage si nécessaire. Toutes ces conditions, difficilement réalisables sur les chantiers, rendent l'emploi des mastics trop délicat pour constituer en général une solution acceptable.

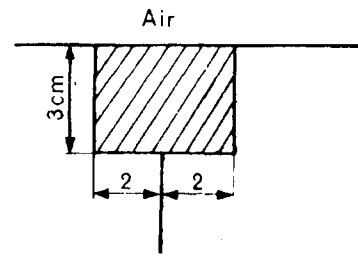


fig. 10

Dans la famille des élastomères silicones, il existe peut-être une possibilité d'utilisation en étanchéité par film mince adhérent; ce procédé consiste à déposer un film sur les parois en regard de deux plots consécutifs. Mais cette solution en est encore au stade expérimental et ne peut encore être conseillée faute de renseignements sur des expériences à long terme.

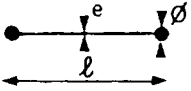
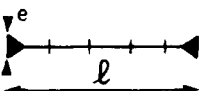
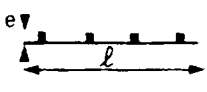
b) - Les joints profilés.

Le tableau I donne quelques types de joints profilés vendus dans le commerce. Ils se subdivisent en deux catégories :

- les joints noyés dans le béton, à mi-épaisseur du mur
- les joints de fond de coffrage destinés à être placés sur la face côté terre des ouvrages en béton armé.

Les joints profilés constituent une solution meilleure que les mastics, mais leur efficacité dépend encore essentiellement des précautions adoptées lors de leur mise en oeuvre. En effet, pour les joints de type WATERSTOP ou similaires, l'expérience montre que, lorsqu'ils sont mal mis en place, ils ne sont jamais étanches. D'une façon générale tous les élastomères ont un coefficient de Poisson voisin de 0,5, ce qui veut dire que toutes les variations de forme se font à volume constant. Il s'ensuit que si ces joints sont soumis, lors de leur mise en place, à des manutentions un peu brutales, ils peuvent se décoller du béton, d'autant plus facilement qu'il se forme de la laitance sur les faces de ce dernier au moment du bétonnage. L'eau peut alors s'infiltrer en contournant les "boudins" d'ancrage et l'étanchéité du joint n'est pas assurée.

TABLEAU I

TYPE	Marque	Composition	Dimensions (mm)			
			l	e	Ø	
	AMCO	Elastomères	150 225	10 10	19 25	Joints noyés dans la masse
	COUVRANEUF	Elastomères	100 150 230	5 8 9	10 18 24	
	SEURALITE	Elastomères (Waterstop)	150 225	10 10	20 25	
			100 150	5 5	12 12	
		P.V.C.	100 150	5 5	12 12	
	AMCO	P.C.V.	100 150 220	4 4 5		
	COUVRANEUF	P.V.C.	100 160 200	2 4 5		Joints noyés dans la masse
	SIKA	P.V.C.	150 200			
	COUVRANEUF	P.V.C.	185 230	14 18		
	SEURALITE	P.V.C.	190	22		
	SIKA	P.V.C.	190	21,5		
	COUVRANEUF	P.V.C.	185 230	14 18		
	COUVRANEUF	P.V.C.	185 230	14 18		Joints de fond de coffrage
	SEURALITE	P.V.C.	190	22		
	SIKA	P.V.C.	190	21,5		

Les distorsions du joint à l'exécution proviennent souvent des difficultés que l'on rencontre à disposer un ferrailage compatible avec la présence du profilé. Les plans d'exécution doivent tenir compte de ce problème, et les projeteurs doivent prévoir un schéma constructif. Les deux dessins de la figure 11 indiquent deux schémas de principe de ferrailage; leur efficacité et même leur possibilité de réalisation sont subordonnées, même dans le premier cas, à une épaisseur de mur suffisante.

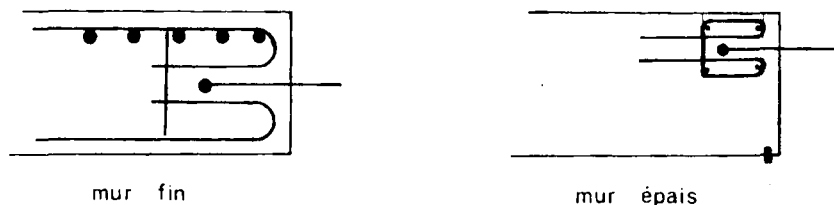


fig.11

Les joints de fond de coffrage présentent l'avantage de simplifier l'exécution des coffrages (en évitant de pratiquer une ouverture au droit du joint). Leur pose n'est pas compliquée à condition de faire attention à ce que le profilé, fixé sur la paroi du coffrage côté terre, ne soit pas cloué avec des pointes trop résistantes; sinon, au décoffrage, le joint risque d'être arraché du béton avec le moule.

41.3 - Conclusion

Le premier problème à examiner est donc la nécessité ou la non-nécessité de réaliser une étanchéité. Il ne faut pas exagérer dans la recherche de l'étanchéité. En site urbain, toutes les aires sont revêtues, et il vient souvent très peu d'eau. De plus, l'ouverture des joints peut être une sécurité dans la mesure où le système de drainage peut être défectueux, auquel cas il vaut mieux laisser une nappe éventuelle s'écouler.

Lorsque l'étanchéité est nécessaire, l'emploi des mastics est déconseillé. Les joints de type waterstop ou similaires constituent l'unique solution à condition que leur mise en place soit bien exécutée, que ce soit pour les joints noyés dans le béton, ou les joints de fond de coffrage. De plus, ainsi que nous l'avons dit, les mouvements éventuels des divers panneaux doivent rester modérés car les coupures ne peuvent jouer de beaucoup, dans les deux directions, de façon compatible avec de tels équipements. De là résulte d'ailleurs le choix de leur module, pour lequel la nécessité de conserver une marge de sécurité conduit normalement à diviser sensiblement par deux les performances indiquées par les constructeurs.

42 - Joints de "Dilatation".

Les joints de "dilatation" correspondent à des coupures totales plus larges que les joints de reprise de bétonnage. Outre les "dilatations" thermiques, ils doivent permettre la reprise de mouvements éventuels d'origines diverses. Ici encore, le choix d'un type de joint est lié à la nécessité ou la non nécessité de réaliser une étanchéité. En fait, le problème se complique un peu dans la mesure où, quel que soit le cas de figure, le joint doit empêcher que les particules de sol ne soient entraînées par le ruissellement de l'eau. Le choix du joint dépend donc en partie de la nature du sol de remblai, suivant qu'il est cohérent ou pulvérulent, et en ce cas suivant sa granularité.

42.1 - Solution non étanche (cas courant).

Elle se réalise très simplement en disposant un simple couvre-joint côté terre. Ce couvre-joint peut être soit un empilement de briques sur la face arrière du mur soit, mieux, un profilé en aluminium à section en forme de T (figure 12).

La première solution nécessite quelques précautions lors du remblaiement pour ne pas endommager les briques, la seconde peut poser des problèmes lorsque le joint est dans un angle (culées).

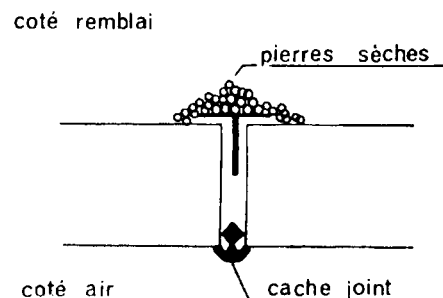
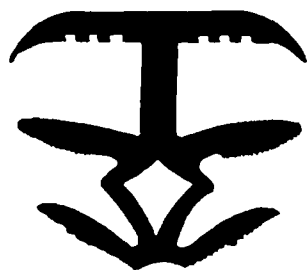


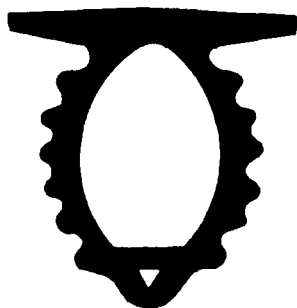
fig. 12

Dans ce dernier cas, pour que le sol ne soit pas entraîné par l'eau d'infiltration, il est bon de disposer quelques pierres sèches derrière la semelle du T, ou des graviers, sur toute la hauteur du mur.

Ce joint n'est évidemment pas étanche et si l'on veut masquer, pour des raisons esthétiques, un ruissellement éventuel de l'eau, on peut disposer un cache-joint du côté du parement vu. La figure 13 donne deux exemples de caches, à titre indicatif, qui tiennent dans la coupure par frottement.



Couvraneuf



Seuralite

fig. 13

42.2 - Solution étanche.

Leur coût global, pour des dimensions courantes est environ 13 F/ml TTC. Mais ce coût peut varier de 5 F à 29 F/ml TTC selon la dimension du joint à couvrir.

Lorsqu'une étanchéité est nécessaire, nous ne trouvons actuellement dans le commerce que des joints de type waterstop ou similaires qui, il faut le dire, sont trop souvent inefficaces à cause d'une mise en place trop peu soignée. Ces joints sont chers, et nous insistons sur le fait qu'ils ne doivent être employés que lorsqu'une étanchéité est vraiment nécessaire.

a) - Les joints de fond de moule.

Ce sont généralement des profilés plats comportant sur une seule face des nervures d'ancrage et, au centre, un "soufflet" qui assure la déformabilité du joint.

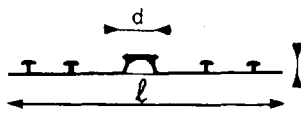
		1	d	e
		230 320	18 25	15 20
	SEURALITE	240	30	22
	SIKA	190	20	22

TABLEAU II

Le tableau II n'est donné qu'à titre indicatif; il existe d'autres marques fabriquant ce type de joint. Il est généralement réalisé en P.V.C et présente l'avantage non négligeable d'éviter les coupures de coffrages. Ses inconvénients sont les suivants : d'abord le P.V.C. est fragile au froid et au vieillissement (il est notamment sensible à l'ozone et aux ultraviolets). D'autre part, ce type de joint est cloué sur le coffrage. Au moment du décoffrage, si des précautions ne sont pas prises, il peut être arraché du béton, ou tout au moins décollé, de sorte qu'il ne peut plus réaliser d'étanchéité valable.

b) - Les joints noyés dans le béton.

Les modèles classiques se composent d'un profilé droit présentant sur chaque face des nervures d'ancrage et un soufflet central de formes diverses. Le tableau III schématise quelques types courants.

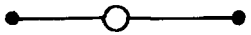
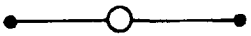
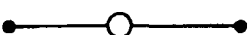
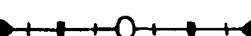
COUVRANEUF		Elastomère	$l = 100 \text{ à } 320 \text{ mm}$
		P.V.C.	$l = 180 \text{ à } 220 \text{ mm}$
		P.V.C.	$l = 105 \text{ à } 360 \text{ mm}$
AMCO		Elastomère	$l = 228 \text{ et } 350 \text{ mm}$
SEURALITE		Elastomère	$l = 225 \text{ et } 350 \text{ mm}$
		P.V.C.	$l = 80 \text{ à } 220 \text{ mm}$
SIKA		P.V.C.	$l = 230 \text{ et } 350 \text{ mm}$
		P.V.C.	$l = 100 \text{ à } 220 \text{ mm}$

TABLEAU III

Ces modèles sont réalisés soit en P.V.C., soit en élastomères (ex : caoutchouc naturel, synthétique ou néoprène). Les joints en P.V.C. peuvent être raccordés par simple soudure, tandis que les joints en élastomères sont raccordés par vulcanisation, ce qui peut constituer un élément de choix selon les possibilités du chantier (mais ne pas oublier que le P.V.C. est sensible au froid et vieillit mal).

La pose de ces joints pose les mêmes problèmes que ceux évoqués au § 41.2 ; ils supportent mal les traitements mécaniques. En particulier, lorsqu'un plot est terminé, pour coffrer le suivant, la moitié libre du joint constitue toujours une gêne sur les chantiers; elle est alors généralement soumise à des distorsions préjudiciables pour le fonctionnement ultérieur du joint.

C'est pourquoi, les constructeurs ont mis au point des modèles "souples" dont les principaux types sont indiqués sur le tableau IV.

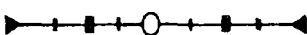
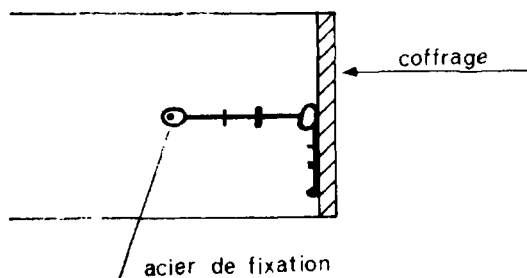
SEURALITE		Joint type P.V.C fendu	$l = 150 \text{ à } 300 \text{ mm}$
SIKA déjà mentionné		P.V.C.spé- cial	$l = 100 \text{ à } 220 \text{ mm}$

TABLEAU IV

Le premier système (waterstop fendu) semble donner de bons résultats, mais sa mise en oeuvre est délicate. Le second n'est autre que le classique profilé à boudin central mais présente l'avantage de pouvoir être fixé directement contre le coffrage du joint en le repliant comme indiqué ci-dessous (fig. 14).

fig. 14



Nous ne possédons pas encore d'informations suffisantes sur les performances de ce joint, mais il semblerait constituer une assez bonne solution pour résoudre les problèmes d'étanchéité.

42.3 - Conclusion

Comme dans le cas des joints sans épaisseur, il ne faut pas chercher l'étanchéité à tout prix lorsque cette recherche n'est pas justifiée. Lorsqu'elle l'est, les joints profilés fournissent une solution; mais son succès dépend des précautions de mise en oeuvre que l'on prend sur le chantier. Dans de nombreux cas, l'aspect des joints est très négligé. Il est pourtant facile d'exécuter des chanfreins sur les lèvres des coupures de "dilatation" à l'aide d'éléments plastiques triangulaires que l'on dispose dans les angles du coffrage. Ces chanfreins évitent la formation d'épaufrures au moment du décoffrage et améliorent sensiblement l'esthétique des joints dans les murs de soutènement. De plus, dans les joints ouverts, un nettoyage s'impose pour éviter l'inclusion de graviers qui pourraient provoquer des épaufrures lors du jeu du joint.

42.4 - Prix des joints

Les adresses des principaux constructeurs cités sont :

AMCO - 39, rue de Paris - 92112 CLICHY - Tél. 737-29-20 ou 270-95-60

COUVRANEUF - 8, rue du Rouvet - 75 PARIS 19^e - Tél. 206-67-20

SEURALITE - 98, rue du G^al Malleret Joinville - 94400 VITRY S/SEINE
Tél. 680-47-79

SIKA - 164, rue du Faubourg Saint-Honoré - PARIS 8^{ème} - Tél. 359-42-15

Les prix à la sortie de l'usine peuvent être demandés auprès de ces sociétés, mais nous rappelons que ces prix ont peu de rapport avec les prix pose comprise, le coût de la main d'oeuvre étant assez prépondérant. D'autre part, il va de soi que les prix dépendent des dimensions du joint, et sont plus élevés pour les joints en élastomère que pour les joints en P.V.C. Pour fixer un ordre de grandeur, nous indiquons les prix moyens suivants, issus de constatations réelles :

- joints en élastomère de type WATERSTOP ou similaire de 220 mm environ : 66 F/ml TTC
- joints en P.V.C. type WATERSTOP de 220 mm environ : 54 F/ml TTC
- joints de fond de coffrage en P.V.C. en 200 mm environ : 51 F/ml TTC

Ces prix ne sont que des ordres de grandeur qui peuvent être utilisés au stade d'un APD mais qui ne préjugent pas de difficultés particulières d'exécution.

5 - DISPOSITIFS DE SECURITE EN TETE DES MURS DE SOUTÈNEMENT.

- Généralités.

Le problème posé par la conception d'un dispositif de sécurité en tête d'un mur de soutènement en béton armé est à la fois plus délicat et plus important qu'il ne paraît à première vue. Nous ne prétendons pas, d'ailleurs, apporter ici de solution définitive.

La question ne se pose d'ailleurs que pour les murs retenant des remblais routiers à trafic élevé, mais débordé amplement du cadre des seuls ouvrages en béton armé. Ce qui suit peut être aussi bien dit pour les ouvrages en palplanches, en parois moulées, en terre armée etc ... Nous nous limitons cependant aux aspects techniques du problème relatifs aux murs en béton armé.

La première question que doit se poser le projeteur est de savoir s'il est nécessaire, sur un ouvrage donné, de prévoir un dispositif de sécurité. Cette question est étroitement liée à une seconde : quel niveau de sécurité envisager ?

La réponse à la première n'est pas aussi évidente qu'il peut paraître à première vue. En effet, la mise en place d'un dispositif efficace suppose un dimensionnement adéquat du mur pour qu'il puisse reprendre sans dommages les efforts transmis par ce dispositif à la suite d'un choc de véhicule. Si le mur n'est pas dimensionné à cet effet, les conséquences d'un tel choc peuvent être graves car, outre le fait que la fonction de sécurité n'est pas assurée, la structure peut subir des dommages nécessitant des réparations sinon impossibles, du moins très onéreuses. Or, en général, la prise en compte d'un système de sécurité se traduit par une majoration très nette du coût de l'ouvrage par rapport à une solution qui ne prendrait pas en compte les effets d'un système de sécurité. Cette majoration, assez faible pour les dispositifs "souples" (glissières notamment) devient importante pour les dispositifs rigides (barrières légères et surtout barrières normales). Dans tous les cas, elle est sans commune mesure avec les différences de prix entre dispositifs proprement dits.

De ceci il résulte donc deux choses : tout d'abord la mise en oeuvre d'un dispositif de sécurité efficace se traduit toujours par une majoration des coûts, plus ou moins forte selon la fonction qu'on lui attribue; en second lieu, il est préférable de ne rien prévoir plutôt que de mettre en place un dispositif sur un mur, qui n'a pas été dimensionné pour résister aux efforts d'un choc accidentel. Mais il ne faut pas en conclure qu'il ne faut jamais mettre de tels systèmes : on doit seulement considérer qu'on doit être très restrictif quant au niveau de sécurité à adopter.

52 - Dans quels cas faut-il placer des barrières de sécurité ?

Aucune réponse ne peut être donnée, dans l'absolu, à cette question. Il va de soi qu'elle nécessite une appréciation de la part du projeteur en fonction de deux critères essentiellement : la probabilité d'occurrence d'un accident, et les conséquences, en cas d'accident, si aucun dispositif n'était prévu.

Le premier critère est assez difficile à chiffrer car il revient à évaluer un taux de danger. Ce taux est principalement lié au volume de circulation et à la hauteur du mur; il l'est secondairement, à la géométrie de la route aux abords du mur et à sa proximité du mur. Par contre le second est plus facilement accessible. Mais le choix définitif est toujours délicat. Prenons l'exemple d'une chaussée sur remblai longeant une voie ferrée importante. Le taux de danger de la route peut être relativement faible, mais si un véhicule tombe sur la voie ferrée, il peut être la cause d'un déraillement de train. La probabilité pour qu'une voiture tombe et qu'un train passe sur la voie quelques instants plus tard est relativement faible. Mais les conséquences de cet accident peuvent être graves. C'est là qu'une option est à prendre. Le plus souvent l'appréciation est faite par comparaison avec des précédents.

Il y a néanmoins un certain nombre de cas où il est prudent de prévoir un dispositif de sécurité, par exemple lorsque deux chaussées autoroutières à fort trafic sont dénivelées et séparées par un mur de soutènement, lorsqu'une chaussée surplombe un groupe d'habitations, ou en présence de très fortes dénivellations, du fait desquelles on peut prévoir un fort taux d'accidents en l'absence de tout dispositif.

A titre purement indicatif, pour un trafic moyen (2000 v/j) on peut avancer les ordres de grandeur suivants, en l'absence d'autres circonstances particulières, du fait de la dénivellation :

- moins de 4 m. garde-corps
- 4 à 6 m. glissière
- 6 à 8 m. barrière légère
- plus de 8 m. barrière type BAGNOLET (si la chose est possible).

53 - Quels types de dispositifs peuvent être prévus ?

On se reportera au dossier-pilote GC qui expose les différents modèles de dispositifs de sécurité, le niveau de protection qu'ils peuvent assurer et leurs conditions d'efficacité. Ce qui suit ne donne qu'un aperçu de ces questions, développé surtout pour les dispositifs les plus onéreux. Les efforts que l'on citera ont le caractère d'efforts "accidentels" et correspondent à la rupture du dispositif de sécurité, non à un taux de travail "normal".

a)- Les garde-corps peuvent être simples ou renforcés.

b)- Les glissières peuvent en général retenir les voitures légères, mais au prix d'un débattement latéral important (pouvant atteindre 1 m); en raison de leur fixation généralement à quelque distance de la crête du mur, les efforts qu'elles engendrent en cas de fonctionnement (indiquées au CPS type) ne sont généralement pas appliqués directement au mur lui-même.

c) - Les barrières de sécurité sont généralement classées en types léger, normal et lourd. Cette classification correspond à une fonction déterminée pour chaque type. En fait, seule la fonction de la barrière normale a été définie : elle doit éviter la chute d'un autocar de 12 t. sous une incidence d'environ 20° et lancé à la vitesse moyenne de 70 km/h. La barrière légère et la barrière lourde n'ont pas

fait l'objet de spécifications particulières. D'ailleurs, il n'existe pas actuellement de barrière lourde. D'autre part, il est à prévoir que la barrière légère devra éviter la chute de véhicules légers, de poids moyen 3 t. lancés à 80 km/h sous une incidence de 20 à 30°.

Nous nous contentons de rappeler ici les principaux types ayant fait l'objet d'essais normalisés.

c1) - Barrières Normales.

Les principaux types sont :

- Le muret Californien (cf. GC 67)
- Le muret de la General Motors (cf. GC 67)
- La barrière métallique à lisses horizontales (cf. note de mise à jour n° 1 du GC 67 et spécification GC 74)
- La barrière de type BAGNOLET.

Pour les deux premières, le CPS-type définit les efforts susceptibles d'être transmis à la structure : ils correspondent à une force horizontale de 10 t/ml et un moment de 5 tm/ml répartis sur une longueur de 5 m. Pour la barrière métallique à lisses horizontales, les efforts transmis ne peuvent être que des efforts concentrés au droit des montants (dont l'espacement optimum se situe aux alentours de 2 m.). Ces efforts n'ont pas encore été normalisés.

Enfin, la barrière de BAGNOLET se distingue des autres types par le fait qu'elle reprend par inertie une partie des efforts de percussion. Au lieu de s'ancrer dans la structure, elle est simplement posée sur une plate-forme, mais nécessite un encombrement minimum de 1 m. pour pouvoir se déformer. Elle est arrêtée en fin de course par des butoirs, placés tous les deux mètres dans le sens longitudinal, qui doivent pouvoir reprendre un effort maximal de 6 t. par butoir. Pour plus de détails, on se reportera à la spécification GC 74.

c2) - Barrières Légères.

Nous ne dirons pas grand chose des barrières légères dont la mise au point est en cours. Signalons deux types qui sembleraient donner des résultats intéressants : une barrière en Aluminium à trois lisses, ressemblant à la barrière métallique normale, mais plus légère, et la barrière ESCOTA. Pour plus de renseignements, s'adresser aux gestionnaires du dossier GC.

Avec la panoplie qui est à sa disposition, l'Ingénieur doit faire un choix de dispositif en fonction du type de sécurité qu'il veut assurer, et également en fonction de paramètres liés au site, comme l'encombrement par exemple : la barrière BAGNOLET ne peut être mise en place dans tous les cas. Le choix se ramène encore à une question de prix de revient, étant rappelé que les différences de prix unitaires entre les dispositifs d'une même catégorie sont faibles vis-à-vis des majorations engendrées par les modifications à apporter sur la structure.

54 - Conception des ouvrages.

Au niveau de la conception, il y a d'abord le choix du profil en travers de la chaussée, choix dépendant essentiellement de contraintes locales. Pour

illustrer ceci, prenons un exemple simple. Considérons un mur de soutènement dont le remblai supporte une chaussée routière à fort trafic et située à proximité d'un groupe d'habitations. Supposons qu'un passage pour piétons soit nécessaire en bordure de cette chaussée. Deux types de profils en travers peuvent être envisagés (voir fig.15.).

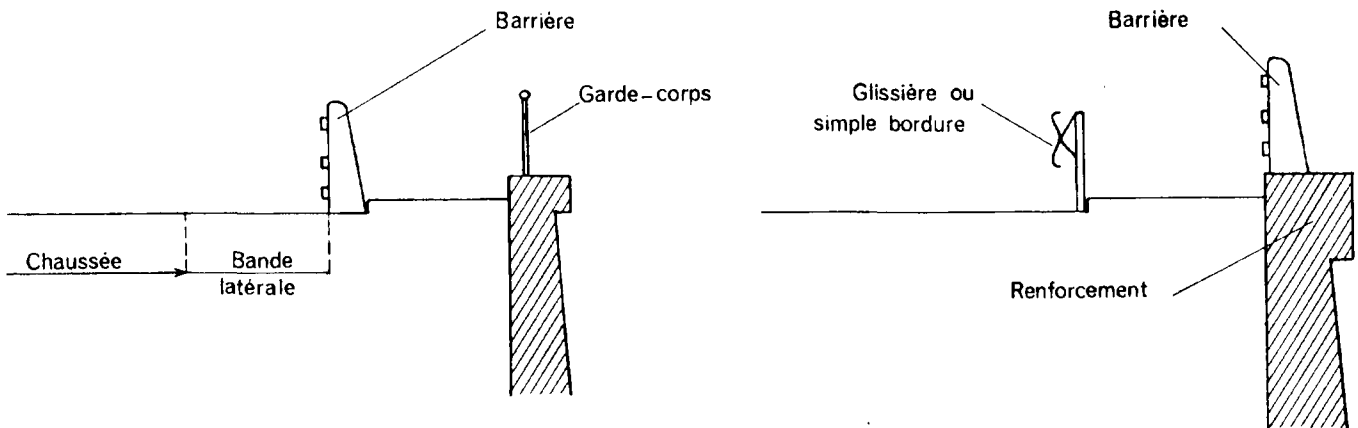


Fig. 15

Suivant le cas, le mode de reprise des efforts dus à un choc de véhicule fait plus ou moins directement intervenir la structure. Mais on se rend compte

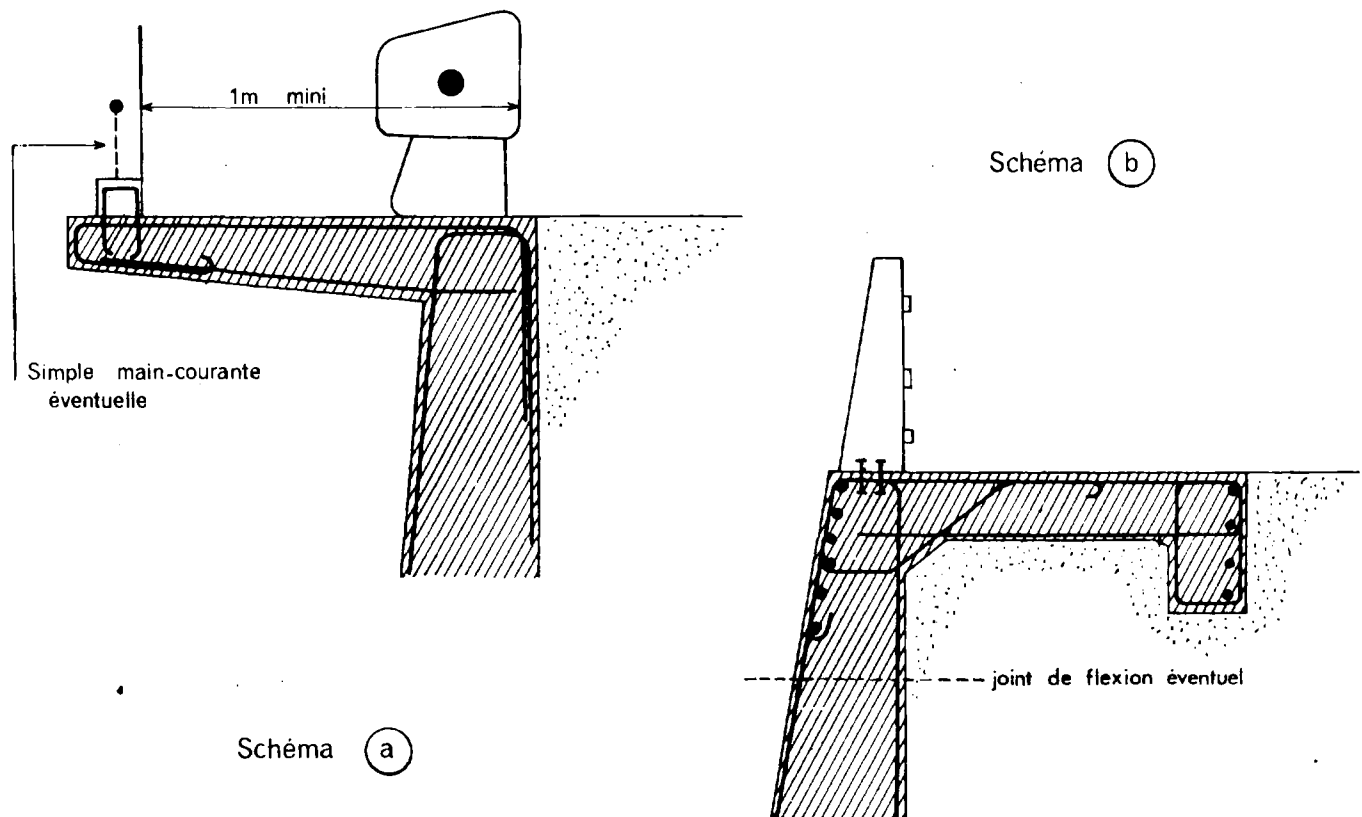


Fig. 16

que l'option se présenterait tout autrement s'il n'y avait pas de bande latérale en bordure de chaussée, ou pas de passage piétons. Cet exemple montre bien que le profil en travers soit être bien défini au départ.

Le cas le plus défavorable est évidemment celui pour lequel les efforts sont directement transmis à la structure. En particulier dans le cas des barrières normales, les efforts définis au CPS-Type sont élevés (même lorsqu'ils ne sont pas concentrés), et il convient de prévoir des dispositions constructives adéquates.

Les figures 16 et 17 indiquent, à titre d'exemple, quelques dispositions relatives aux barrières normales.

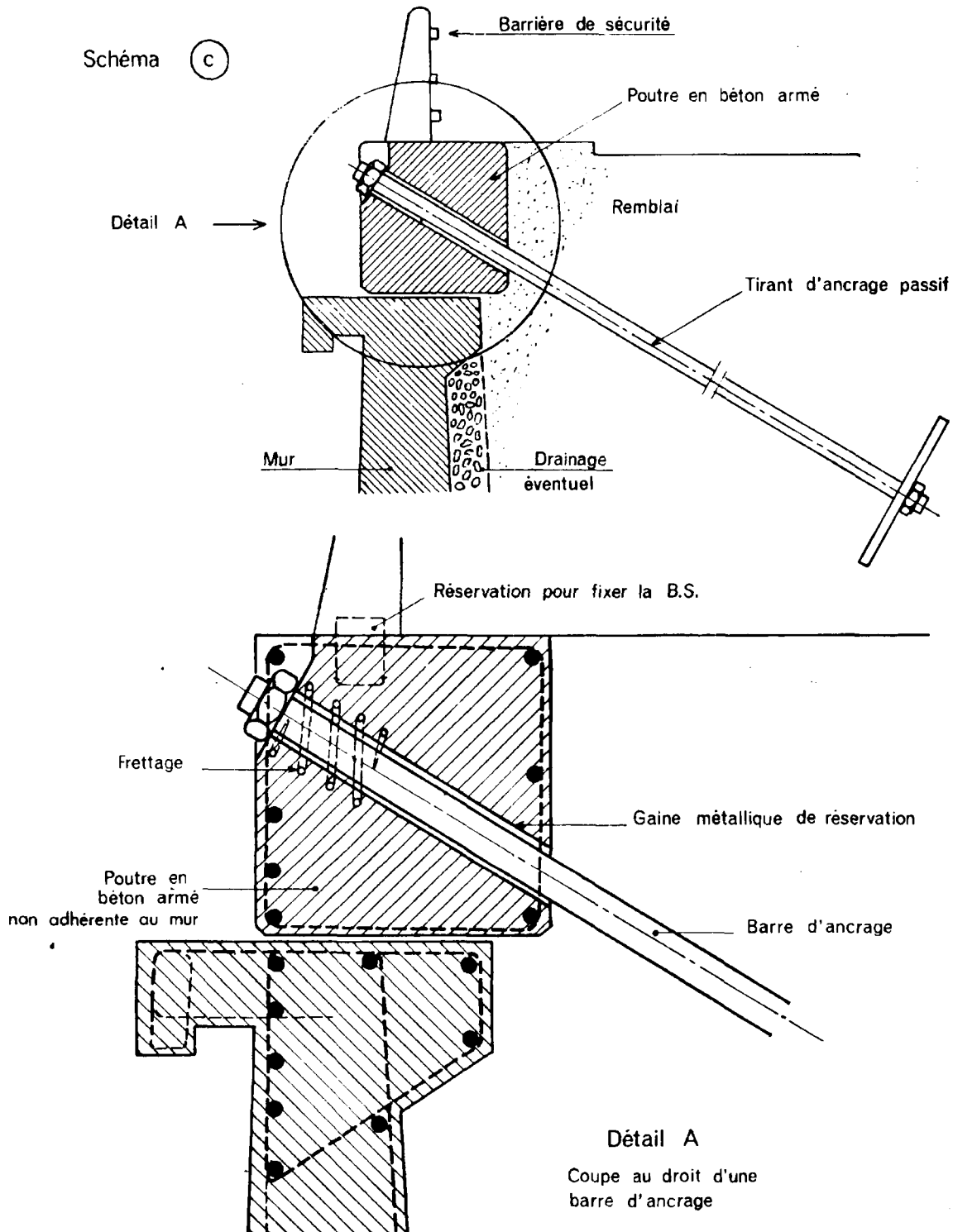


Fig. 17

Le schéma a) convient pour la pose d'une barrière BAGNOLET. Le ferrailage de l'encorbellement doit être tel que celui-ci puisse reprendre à l'état ultime l'effort de poids propre de la barrière en fin de course, plus le poids d'une roue de 6 t, et un effort horizontal concentré de 6 t tous les deux mètres.

Le schéma b) correspond à une dalle encastrée en tête du mur reposant sur le remblai, devant assurer une meilleure répartition des efforts dus à une barrière métallique. Cette dalle peut travailler en poutre de rigidité sur la longueur d'un élément de mur compris entre deux joints, ce qui explique le principe de ferrailage indiqué.

Le schéma c) correspond à une poutre de couronnement éventuellement préfabriquée que l'on vient fixer en tête du mur, et maintenue par un ancrage passif. Cette poutre de couronnement peut comporter un profilé, à l'intérieur, sur lequel vient se fixer la barrière. Ce schéma peut être également valable pour les murets californiens. La longueur de l'ancrage devra être déterminée de façon à soulager au maximum la structure.

Ces schémas sont donnés à titre d'exemple. Tout autre système peut être imaginé s'il entraîne une diminution raisonnable des efforts dans le mur. Quoi qu'il en soit, on voit bien que des aménagements sont nécessaires, pouvant entraîner des consommations de quantités supplémentaires importantes.

6 - PROTECTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN BÉTON ARMÉ.

Le comportement à long terme des pièces en béton armé est lié aux conditions dans lesquelles ses matériaux constitutifs travaillent. En particulier, l'effort de traction mobilisable dans les aciers doit être constant ; ceux-ci doivent donc être protégés contre tout risque de corrosion, pouvant entraîner des chutes de résistance.

Au départ, les armatures d'acier sont bien protégées. Elles sont d'abord passivées par la basicité du béton (pH compris entre 11,5 et 12,5) car de la chaux se forme lors de sa prise. D'autre part, les épaisseurs minimales d'enrobage, prescrites dans le CPC (Article 43 du fascicule 61), assurent aux armatures une seconde protection par l'écran physique qu'elles imposent de constituer.

Cependant, tout n'est pas aussi simple dans la pratique et l'intégrité des ouvrages peut être atteinte par divers phénomènes que nous analysons ci-après.

61 - Pathologie du béton armé.

L'expérience montre que l'intégrité des structures en béton armé n'est jamais une donnée et que des précautions doivent être souvent prises.

L'objet de ce paragraphe n'est pas de faire un cours sur les causes, d'ailleurs fort nombreuses, de dégradation du béton armé. Nous nous contenterons d'examiner les principales causes pouvant effectivement conduire à des détériorations, voire même des sinistres.

61.1 - Causes inhérentes à la nature même du béton armé.

Une des hypothèses sur lesquelles se fonde la théorie du béton armé est la non-intervention du béton tendu. On admet en effet que le béton se fissure dès sa mise en tension. Mais le béton ne se fissure pas seulement sous l'effet de charges qu'il peut être amené à supporter (y compris son poids propre) mais

également sous l'effet du simple retrait ou de variations de la température atmosphérique ou interne.

Les fissures risquent de se concentrer en quelques lignes de moindre résistance (reprises de bétonnage, notamment) avec une ouverture supérieure à la moyenne. Si l'ouverture est un peu trop développée, des agents agressifs peuvent s'introduire et venir en contact avec des armatures.

Le béton est également un matériau poreux. Lorsque la teneur en eau augmente, il gonfle. Les dilatations enregistrées, pour du béton immergé, peuvent aller de 0,01 % pour du bon béton à 0,5 % pour du mauvais béton. Lorsque la déformation n'est pas libre, il peut éclater.

Nous rappelons, pour mémoire, les dégâts que provoque le gel, surtout en présence de sel. Parmi ces dégâts, les plus fréquents sont les dégradations superficielles des parements. Les murs de soutènement y sont exposés, sur une face ou sur l'autre, selon leur proximité de la voirie.

61.2 - Les agents extérieurs.

a) Parements à l'air libre.

L'air libre n'est pas un milieu agressif pour les parements en béton. Tout au plus a-t-on constaté des phénomènes d'hydrolyse très lente, par les eaux de pluie lorsqu'elles sont riches en gaz carbonique dissous. Le problème d'une protection des parements à l'air libre peut se poser dans les cas exceptionnels en site urbain et industriel pour des ouvrages exposés aux vents d'ouest dominants.

b) Parements en contact avec le sol.

Le plus grave danger, pour les parements en contact avec le sol, provient des eaux dans lesquelles il peut baigner.

Il y a d'abord le cas des eaux très pures qui, du fait de leur pureté contiennent très peu de corps dissous, et qui possèdent donc un très fort pouvoir dissolvant. Ce danger reste assez minime car rares sont les endroits en France où l'eau est très pure (terrains granitiques de Bretagne ou d'Auvergne) ; et la dissolution de la chaux du ciment ne peut se développer que si l'eau de contact se renouvelle assez fréquemment.

A côté des eaux très pures, il y a les eaux normales qui n'ont pas d'action sur le béton, mais qui peuvent favoriser la corrosion des armatures à travers les fissures. Ce qui est dangereux, ce n'est pas tellement la présence d'eau, mais l'alternance de périodes sèches et de périodes humides. La première conséquence dommageable de la corrosion des armatures est qu'elle se fait avec multiplication du volume par huit ou dix, engendrant ainsi des fissures voire même des éclatements du béton d'enrobage.

Après les eaux normales viennent les eaux agressives, dont nous rappelons les actions ci-dessous.

61.3 - Réactions chimiques dues à l'eau.

a) Les eaux acides naturelles.

Il s'agit d'eaux chargées de gaz carbonique agressif, ou d'acide sulfhydrique ou d'acides humiques.

Le danger du gaz carbonique dissous dans les eaux souterraines est de se combiner à la chaux libre du ciment, ainsi qu'au carbonate de calcium

(pratiquement insoluble) pour former du bicarbonate, soluble sensiblement comme la chaux hydratée. Par ailleurs le gaz carbonique accentue et aggrave l'hydrolyse des silicates et aluminates du ciment hydraté.

La réaction acide de l'hydrogène sulfuré est nocive pour le béton. Le problème doit être envisagé chaque fois que l'on risque de rencontrer des eaux usées ou stagnantes (H_2S provient de la décomposition du plancton animal).

Les eaux de tourbières sont également nocives à cause de l'acide humique qui agit fortement sur la chaux avec formation d'humate de chaux.

b) Les eaux industrielles.

Beaucoup d'eaux industrielles sont très agressives. Nous citerons les eaux contenant des acides organiques, les eaux d'égouts, les eaux chargées d'acides minéraux (H_2SO_4 , HCl , HNO_3 ...). Pour plus de détails, on se reportera utilement à l'ouvrage de MM. ARRAMBIDE et DURIEZ : "Agrégats, liants et bétons hydrauliques, aciers et métaux usuels".

c) Les eaux salines.

Les eaux salines sont toutes agressives à des degrés divers. Mais le cas dont il faut le plus se méfier est celui des eaux séléniteuses.

Les eaux séléniteuses sont des eaux contenant des sulfates qui réagissent avec l'aluminate tricalcique hydraté du béton (constituant normal de ce dernier) pour donner un sulfo-aluminate hydraté, connu sous le nom d'ettringite ou sel de Candlot, avec, en même temps, mise en liberté de chaux.

L'ennui de cette réaction chimique est qu'elle s'accompagne d'un gonflement du béton (entre 2,5 et 5 fois le volume attaqué) provoquant ainsi des fissures et l'éclatement de la masse du béton.

A ce point de vue, il convient de faire très attention aux eaux gypseuses, car le gypse n'est autre chose que du sulfate de calcium hydraté à 2 molécules d'eau ($SO_4Ca \cdot 2H_2O$). En particulier, les eaux souterraines du bassin Parisien sont connues pour leur agressivité.

D'une façon générale, il conviendra de se préoccuper du problème chaque fois que la teneur de l'eau en ions SO_4^{--} dépasse 0,1 %.

Nous signalons cependant que cette attaque ne concerne presque exclusivement que le ciment Portland courant, et que des ciments spéciaux ont été mis au point pour résister à l'agressivité des eaux séléniteuses.

d) L'eau de mer.

Contrairement à ce que l'on pense habituellement, l'eau de mer est moins aggressive qu'une eau séléniteuse. Elle attaque néanmoins les ciments selon des processus qui commencent à être connus. On distingue en particulier :

- l'attaque par l'action des sulfates dissous sur l'aluminate tricalcique
- l'entraînement par hydrolyse de la chaux libérée par hydratation des silicates calciques du ciment,
- la destruction physique par pression de cristallisation après concentration dans certains pores du béton des sels contenus dans l'eau interstitielle du béton.

A cela, il faut ajouter l'attaque du béton par réaction des ions ammonium, NH_4^+ et magnésium Mg^{++} sur le calcium.

62 - Les risques réels de murs de soutènement en béton armé.

L'expérience rapporte peu de cas où des murs de soutènement en béton armé ont été sinistrés à la suite d'attaques par des agents agressifs. Le problème ne doit donc pas être surestimé. Mais il ne doit pas non plus être sous-estimé.

62.1 - Parements à l'air libre.

Il n'y a pratiquement aucun danger pour les parements à l'air libre des murs de soutènement. Tout au plus les dommages sont-ils d'ordre esthétique. Le problème peut se poser pour des ouvrages en bordure d'une chaussée routière à trafic élevé : les eaux de pluie peuvent dissoudre une importante quantité de gaz carbonique agressif, et provoquer l'hydrolyse du béton. Mais ce phénomène est très lent. Nous mentionnons cependant le cas des ouvrages en bordure de chaussée soumise à d'intenses opérations de salage en hiver, et celui des ouvrages construits à proximité d'usines rejetant des gaz nocifs dans l'atmosphère.

62.2 - Parements en contact avec le sol.

Les sols, derrière les ouvrages de soutènement, sont en général humides pour plusieurs raisons. En milieu urbain il y a toujours des fuites d'eau diverses et sauvages provenant de canalisations d'eau ou d'égoûts en mauvais état, d'arrosage de plantations etc.... En milieu non urbain, les remblais ne sont généralement pas revêtus, de sorte que l'eau de pluie peut s'infiltrer dans le sol. Et d'une façon générale, il peut y avoir lieu de considérer l'existence d'une nappe d'origine souterraine.

Habituellement, ces eaux ne sont pas agressives; mais des doutes peuvent subsister dans un certain nombre de cas.

a) Lorsque le sol de remblai risque de baigner dans les eaux d'une nappe d'origine souterraine, il y a lieu de connaître la nature et le dosage des sels dissous. Nous avons vu que les eaux souterraines du Bassin Parisien peuvent être dangereuses car elles traversent des couches gypseuses.

b) Il faut faire très attention, en milieu urbain notamment, aux ouvrages à construire à proximité de canalisations d'eaux usées. Lorsque de telles canalisations sont à mettre en place en même temps que le remblai du mur, il est conseillé de les prévoir en tuyaux en acier soudé de façon à éviter les joints qui sont toujours à l'origine des fuites.

c) Les ouvrages dont le remblai supporte une chaussée routière peuvent poser des problèmes vis-à-vis de l'infiltration d'eau de pluie chargée de sel. Les dégâts sont identiques à ceux des parements à l'air libre, à la différence que les armatures principales sont proches de la surface en contact avec le sol. Ils ne sont pas seulement d'ordre esthétique.

d) Dans le même ordre d'idées, il faut citer le cas des ouvrages fondés en bordure de mer ; la semelle et la partie basse du mur peuvent être en contact avec de l'eau de mer qui est agressive.

e) Il faut encore signaler les murs construits à proximité d'usines de produits chimiques. Ces dernières cherchent à se débarrasser le plus économiquement possible de résidus polluants. Le puisard est un des moyens les plus commodes pour évacuer des liquides. C'est pourquoi de simples eaux de pluie peuvent se charger d'agents très agressifs, et il n'est pas difficile d'imaginer des configurations topographiques telles qu'un mur de soutènement puisse baigner dans de telles eaux.

En conclusion, les risques peuvent être suffisamment grands pour que le projeteur se pose chaque fois la question de la protection des parements.

63 - Les remèdes.

Les remèdes doivent se situer essentiellement au stade du projet et au stade de l'exécution. Les solutions particulières ne doivent être envisagées que dans les cas extrêmes.

63.1 - Prévention au stade du projet.

Au stade du projet, les moyens d'action concernent essentiellement le ferraillage, et le recueil et l'évacuation des eaux.

Nous avons vu que la fissuration, normale dans les constructions en béton armé, doit cependant rester limitée pour assurer aux aciers en traction une protection efficace. D'où l'importance qu'il faut accorder à une bonne disposition du ferraillage passif pour répartir la fissuration. Pour que celle-ci soit limitée, il faut également que les contraintes de traction dans l'acier ne soient pas trop grandes et c'est dans cet esprit qu'ont été faites les recommandations de l'article 49 du règlement de béton armé de 1968-70.

Dans le même ordre d'idées, il convient de ne pas prévoir les recouvrements trop justes. Si nécessaire, les longueurs de recouvrement pourront être augmentées par rapport aux valeurs réglementaires.

En second lieu, la mise en place d'un bon drainage (voir § 3) doit permettre, lorsque cela est nécessaire, de limiter les possibilités de contact entre l'eau et le mur. La protection des talus est une opération généralement efficace, qui doit être étudiée en même temps que le système de drainage.

63.2 - Prévention au stade de l'exécution.

En ce qui concerne les parements à l'air libre, lorsqu'une protection est nécessaire, une bonne solution consiste à répandre un "bouche-pore", qui pourrait être une solution de silicate de potasse ou une solution de fluosilicate de magnésie.

Pour les murs qui risquent d'être en contact avec des agents agressifs, la première action consiste à prévoir un béton bien dosé en ciment, compact et homogène.

En clair, il faut un béton d'Ouvrage d'Art d'un modèle défini au CPS-type. En l'absence de risque particulier, on pourra prendre un béton Q 350 (béton pour piles etc...), et en présence d'un milieu tant soit peu agressif un béton Q 400 (béton de tablier).

Dans les cas exceptionnels où le risque est certain et identifié, il convient de recourir à un béton de type E, dont le dosage en ciment, C (kg/m³), peut être pris égal à :

$$C = \frac{770}{\sqrt[5]{D \text{ (mm)}}}$$

où D (mm) est le diamètre, en mm, du plus gros granulat. Cette formule, analogue de celle des bétons à la mer, donne les valeurs suivantes, en fonction de D :

D mm	20	25	30	35	40	45	50	55	60
C kg/m ³	422	404	390	378	368	360	352	345	339

Plus encore, peut-être, que le dosage, la nature des ciments à employer est importante. Elle est précisée au commentaire de l'article 3.11 du CPS-Type.

La seconde action se situe au niveau du choix des coffrages. En effet, plus le coffrage est soigné, plus le béton est imperméable. Là encore nous renvoyons aux textes de base concernant les coffrages : CPC, CPS-Type de 1969 (Article 3.13) et dossier-pilote GMD 70 (Chapitre 10 page 195).

63.3 - Les solutions particulières.

a) La coaltarisation.

La solution traditionnelle en matière d'ouvrages de soutènement ainsi que pour les murs de culée des ponts, consiste à passer sur le parement en contact avec le sol une peinture à base de liant hydrocarboné (solution bitumineuse en général). Cette coaltarisation, que l'on exécute par réflexe conditionné, donne une illusion de protection.

Rappelons tout d'abord que le coaltar est synonyme de goudron brut (c'est-à-dire un produit de distillation de la houille). Sous cette forme il n'existe plus car il est toujours traité par extraction du phénol, des benzols, du naphthalène, de l'anthracène, et des bases organiques.

Il n'est plus guère fabriqué, à notre connaissance, que par l'Entreprise A. COCHERY, sous l'appellation : "Accotar".

On a conservé le terme de coaltarisation pour des peintures bitumineuses (c'est-à-dire à base de brai de pétrole) qui sont fabriquées par un certain nombre de sociétés spécialisées en matière d'étanchéité.

A l'article 3.16,3, le CPS-Type prévoit un ragréage des parements non vus partout où des nids de cailloux seront visibles, et notamment aux reprises de bétonnage, puis un badigeonnage en trois couches de coaltar. En fait, la coaltarisation ne donne qu'une illusion de protection, indépendamment des qualités certaines que présentent les produits vendus dans le commerce.

Le CPS-Type prévoit bien un ragréage du mur, mais très souvent cette opération n'est pas effectuée en prétextant, à tort, l'étanchéité que procure le film de coaltar. Or les parements obtenus présentent toujours des imperfections, surtout lorsque des coffrages soignés n'ont pas été employés.

Il semble évident qu'un film, dont l'épaisseur maximale ne dépasse pas 1 à 1,5 mm, répandu à la brosse ou au pistolet sur un nid de cailloux est d'une efficacité totalement nulle.

Compte tenu du fait que le prix de la coaltarisation peut représenter 1 à 2 % du prix total de l'ouvrage, on conçoit qu'il y a intérêt à éviter cette dépense car lorsque le milieu n'est pas agressif, elle est inutile, et lorsque le milieu est agressif, elle ne suffit pas à assurer une bonne protection.

b) Les enduits.

Lorsque le milieu est franchement agressif, il convient de prévoir une véritable étanchéité avec un produit analogue à celui des chapes. Les solutions possibles consistent soit à employer des enduits spéciaux à base de résines (Brai époxy par exemple) que l'on applique après préparation du support, (voir GMD) soit à appliquer une couche de mortier hydrofugé, qui permet de réaliser des couches protectrices de 2 à 3 cm d'épaisseur.

Ces solutions sont techniquement bonnes mais elles sont très chères. Elles doivent donc rester des solutions de dernier recours auxquelles il convient de préférer les améliorations que l'on peut apporter à l'exécution.

64 - Conclusion.

64.1 - Parements à l'air libre.

En général, il n'y a besoin de rien. Le problème pourra être considéré lorsque le milieu atmosphérique est agressif et que l'exposition de l'ouvrage est favorable à l'action de ce milieu.

64.2 - Parements en contact avec le sol.

Ici encore, il n'y a en général besoin de rien. Lorsque le milieu paraît douteux en ce qui concerne l'agressivité, on pourra jouer sur plusieurs facteurs avant d'arriver à prévoir un enduit : composition du béton, coffrages, exécution etc.... La coaltarisation peut être généralement abandonnée : quand le sol n'est pas agressif, elle est superflue ; quand le sol est agressif, elle est insuffisante. Cependant dans les cas supposés de faible agressivité possible, il peut être souhaitable de la conserver conformément à la pratique traditionnelle, sans qu'on puisse y voir autre chose qu'un certain frein à l'apparition de dommages éventuels. Lorsque le milieu est très agressif, un recours aux enduits doit être systématique, mais le cas est à considérer comme exceptionnel, et d'ailleurs le coût de la protection est alors élevé.

65 - Adresses des Sociétés fabriquant des enduits possibles.

Société BITUMASTIC : 17, Rue du Président KRUGER - 92 COURBEVOIE
Société des Bitumes Spéciaux : 22, Avenue de la Grande Armée -
75017 PARIS.

Société des Oxydes Français : 18, Rue de l'Arcade - 75008 PARIS.

Société SHELL : 55, Rue d'Amsterdam - 75367 PARIS CEDEX 08

Société SIKA : 164, Rue du Faubourg Saint-Honoré - 75008 PARIS.

Page laissée blanche intentionnellement

SOUS - DOSSIER 2

PIECE 2.3
ABAQUES
DE
PRÉDIMENSIONNEMENT

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

NOTICE D'EMPLOI DES ABQUES
DE PREDIMENSIONNEMENT



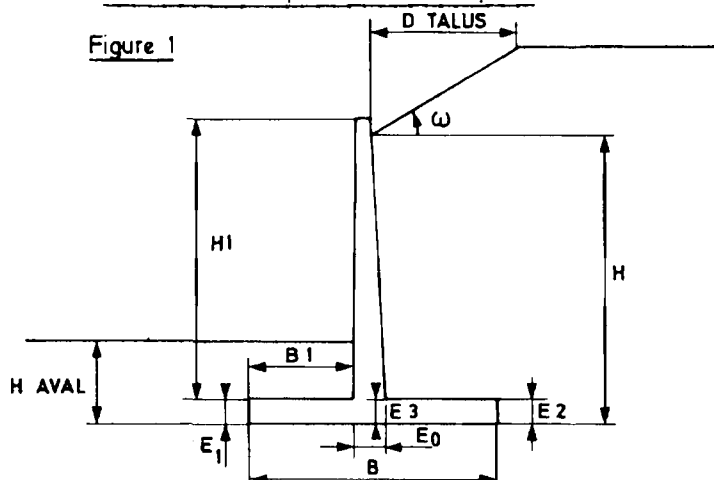
Le recueil d'abaques que contient cette pièce répond à un double objectif. Tout d'abord, il permet au projeteur (moyennant adaptations et interpolations) de déterminer approximativement le coffrage d'un mur de soutènement, ce qui lui permet d'en faire une estimation en se référant à la formule du paragraphe 84.22 de la pièce 1.1 (sous-dossier 1); cette formule fait intervenir la hauteur totale H (comptée entre la crête du voile et le niveau de fondation) et l'aire A de la section droite.

En second lieu, ces abaques permettent, dans les cas courants, de fixer les dimensions initiales que l'on peut porter au Bordereau des Données lors d'une demande de calcul électronique.

A cette fin, il est fortement conseillé de diminuer les valeurs lues ou calculées d'après ces abaques lorsqu'on demande un calcul en programme projeteur, sauf la valeur obtenue pour l'épaisseur à la base du voile; en effet, en programme projeteur ne sont ajustées que les dimensions insuffisantes, les dimensions surabondantes n'étant pas retouchées. La diminution à envisager peut être variable selon que la configuration réelle se rapproche plus ou moins d'une des configurations prévues dans les abaques. Elle sera couramment de 10 %, pouvant aller jusqu'à 20 % dans certains cas extrêmes.

En ce qui concerne l'épaisseur du voile, il n'est pas besoin de minorer sa valeur, car on peut la déterminer avec suffisamment de précision à partir des abaques.

1. - Domaine d'emploi des abaques.



Les divers abaques ont été établis pour des murs dont la géométrie est celle de la figure 1.

Les caractéristiques principales de la structure sont les suivantes.

a) La semelle est rectangulaire : les épaisseurs E_0 , E_1 , E_2 et E_3 ont la même dimension.

b) Le fruit apparent du mur est nul et la variation d'épaisseur

du voile se rattrape par l'inclinaison du parement arrière. (Ceci a une influence négligeable sur la valeur de E_0).

c) L'épaisseur en tête du voile a été fixée à :

$$\begin{array}{l} 20 \text{ cm pour } H \leq 6 \text{ m} \\ 30 \text{ cm pour } H > 6 \text{ m} \end{array}$$

d) La semelle ne comporte pas de bêche d'ancrage et le talus n'est pas perreyé.

En outre :

- La hauteur totale du mur a été prise égale à la grandeur H définie sur la figure 1. Il n'a donc pas été tenu compte de la garde que l'on prend généralement sur le talus. Il s'ensuit que dans les applications, on pourra prendre en compte un terme correctif résultant de la prise en compte de cette garde.

- Le remblai est supposé pulvérulent, et n'être le siège d'aucune nappe aquifère.

- La poussée passive n'a pas été prise en compte à l'avant du patin, l'effet des terres au dessus de ce patin étant supposé uniquement pondéral.

- Enfin, le terre-plein horizontal n'a pas été chargé.

2. - Les paramètres pris en compte et leurs gammes de valeurs.

2.1. - Les paramètres mécaniques.

a) Le remblai est caractérisé par :

- sa densité, prise égale à 2 t/m³
- son angle de frottement interne φ auquel on a donné les trois valeurs suivantes : 20°, 30° et 40°.

Ces valeurs permettent une interpolation assez large, mais nous mettons en garde le lecteur contre la valeur de 40° dont la prise en compte a eu pour but de délimiter une fourchette assez large. Cette valeur même ne doit être attribuée à l'angle de frottement interne d'un remblai que dans des cas exceptionnels (certains tout-venants de carrière, par exemple, à condition qu'ils soient propres et secs).

b) Le sol de fondation est caractérisé par :

- le coefficient de frottement admissible, défini par :

$$\bar{g} = \frac{\text{FROT}}{\gamma_m}$$

Les notations sont celles du bordereau des données commenté. Voir pièce 2.4. page 6.

- une cohésion nulle (de sorte que $\gamma_m = 1,2$)

- la contrainte verticale admissible correspondant aux états-limites d'utilisation : c'est la donnée PRE UT du bordereau.

Tout d'abord, les valeurs de $\bar{g}$ ont été fixées à 0,4 et 0,6 (voir à ce sujet Pièce 2.1, § 2.3).

La fourchette n'a pas été étendue au delà de 0,6 car le dimensionnement théorique donne alors des semelles très étroites et il est conseillé, pour des raisons constructives, de leur assurer des dimensions minimales. En deçà de 0,4, les semelles sont très importantes, et il est alors souhaitable d'envisager des modifications de la structure pour améliorer la stabilité au glissement : par exemple disposer une bêche d'ancrage à l'arrière du talon.

Les valeurs de PRE UT ont été choisies dans la gamme :

- 10 - 20 - 30 - 40 - 50 et 60 t/m²

Pour ne pas compliquer les tableaux, nous n'avons pas introduit la contrainte PRE UL (relative aux états-limites ultimes); cependant, le dimensionnement du mur a été fait en fonction du cas le plus défavorable, c'est-à-dire avec PRE UL ou PRE UT selon le cas, en considérant que les valeurs de PRE UL se déduisent des précédentes en les multipliant par 1,5. Aucune discontinuité n'apparaît sur les abaques car pour les cas envisagés, c'est le dimensionnement à partir de PRE UT qui est déterminant.

c) La résistance du béton constituant le mur est caractérisé par une contrainte admissible en compression prise égale à 1200 t/m². Cette donnée intervient dans l'établissement des abaques de la 2ème série (voir § 3).

2.2. - Les paramètres géométriques.

a) Le paramètre de hauteur est la grandeur H définie comme la distance du point bas du talus (en contact avec le mur) au niveau de fondation (voir figure 1). Avec les notations du bordereau, $H = H_1 + E_3$ (à la garde près).

Les valeurs attribuées à H sont : 2 - 4 - 6 - 8 et 10 m.

b) Le paramètre décrivant la géométrie du remblai est le nombre sans dimension a défini par le rapport :

$$a = \frac{D \text{ TALUS}}{H}$$

Les valeurs attribuées à "a" sont : 0, 0,5 et 2.

La valeur 0 correspond au cas d'un remblai horizontal; la valeur 0,5 correspond à un remblai dont les actions sur l'ouvrage sont également influencées par le talus et le terre-plein horizontal. Enfin, la valeur 2 correspond sensiblement au talus infini (influence négligeable du terre-plein horizontal).

c) La pente du talus a été fixée à $\omega = \varphi$. Si la grandeur "a" précédemment définie est nulle, la valeur de ω n'intervient pas puisque le remblai est horizontal. Pratiquement, on dispose ainsi de deux valeurs de l'angle de talus : 0 et φ , entre lesquelles il est possible d'interpoler pour traiter des cas intermédiaires.

d) La profondeur de fondation a été fixée forfaitairement de la façon suivante :

$$\begin{aligned} H_{\text{AVAL}} &= 1 \text{ m} & \text{si } H &\leq 4 \text{ m} \\ H_{\text{AVAL}} &= 1,5 \text{ m} & \text{si } H > 4 \text{ m} \end{aligned}$$

3. - Présentation des abaques.

Les abaques de prédimensionnement se décomposent en deux séries. La première série permet de déterminer la largeur du patin et la largeur totale de la semelle en fonction de la pression admissible PRE UT, les paramètres γ , $\bar{g}$ et a étant fixés. Ceci nous fournit une série de 18 tableaux. Les diverses courbes contenues dans chaque tableau correspondent aux diverses valeurs de H précédemment énumérées. Plus précisément, chaque tableau comporte deux séries de courbes, les courbes de chaque série correspondant à diverses valeurs de la donnée H. Les courbes dont la concavité est tournée vers le bas sont relatives à la largeur du patin et les courbes dont la concavité est tournée vers le haut sont relatives à la largeur totale de la semelle. On entre donc dans chaque tableau par la donnée PRE UT; la lecture de la dimension du patin se fait sur l'échelle de gauche (qui est graduée vers le haut) et celle de la dimension de la semelle se fait sur l'échelle de droite (qui est graduée vers le bas).

La seconde série d'abaques comporte quatre tableaux destinés à la détermination de l'épaisseur E_0 à la base du voile. Les trois premiers comportent une série de courbes, pour les différentes valeurs de H, donnant E_0 en fonction de "a", à φ fixé, et dans l'hypothèse où la contrainte admissible en compression du béton (flexion simple) vaut 1200 t/m^2 . Le quatrième tableau permet de corriger la valeur de E_0 pour une valeur différente de la contrainte admissible du béton. En effet, la courbe contenue dans ce tableau donne les pourcentages relatifs d'augmentation en fonction de la contrainte admissible en compression du béton que l'on a choisie.

4. - Limitations des courbes.

Les diverses séries de courbes contenues dans chaque abaque relatif aux dimensions du patin et de la semelle sont "limitées" par deux droites qui ont été appelées (I_p) et (J_p) pour chaque série de courbes relative au patin, (I_s) et (J_s) pour chaque série de courbes relative à la semelle.

Les droites (I_p) et (I_s) correspondent à l'ancienne vérification de la stabilité des murs par le rapport M_s/M_r du moment stabilisé sur "au moment renversant", ces deux moments étant pris par rapport à l'arête aval du patin. Plus précisément, ces droites correspondent sensiblement au dimensionnement des murs tels que $M_s/M_r = 1,5$. Nous avons vu que la justification du mur n'est plus faite selon ce critère puisque l'on considère maintenant la contrainte aux 3/4 de la semelle comprimée. Nous indiquons néanmoins cette "limitation" pour mieux situer les résultats fournis par le nouveau mode de dimensionnement par rapport à l'ancien. Sauf si le sol de fondation présente des caractéristiques mécaniques excellentes, il est conseillé de ne pas trop enfreindre cette limitation, qui n'a d'ailleurs rien d'impératif.

Les droites (J_p) et (J_s) correspondent à une limitation technique qui peut résulter de l'un ou l'autre des deux critères suivants.

Tout d'abord, la contrainte admissible PRE UT est supposée être supérieure au produit γH (γ étant la densité du remblai, prise égale à 2 t/m^3). Cette restriction ne correspond pas aux critères généralement admis pour la stabilité des remblais sur sols compressibles car les coefficients de sécurité ne

sont pas les mêmes. Nous adoptons néanmoins ce critère en vue de limiter les tassements différentiels dans le sens longitudinal du mur dont les conséquences sont beaucoup plus néfastes que dans le cas des remblais seuls. Mais ceci n'est qu'une approche grossière et ne présente pas de caractère absolu.

Le second critère est que le diagramme des contraintes sur le sol de fondation doit rester triangulaire ou trapézoïdal, le maximum de contraintes étant en outre situé du côté du patin. Si la semelle est très large, il peut y avoir renversement des efforts avec maximum de contraintes sous l'arête amont du talon. Les droites J_p et J_s indiquent alors, lorsque ce critère est prépondérant, le cas où le diagramme des contraintes est rectangulaire.

Pour ne pas compliquer les dessins, nous n'avons tracé qu'une seule famille de droites J_p et J_s sans préciser si la limitation est due à l'un ou l'autre des critères décrits.

En résumé, les droites I et J délimitent, pour chaque famille de courbes, un domaine d'utilisation normal dont il est conseillé de ne s'écarter ni trop, ni sans réflexion complémentaire. On remarquera que dans certains cas, la limitation par les droites J_p est confondue avec l'axe des abscisses.

5. - Exemples d'application.

Toutes interpolations sont autorisées entre les valeurs des paramètres que l'on s'est fixé pour tracer les courbes. (Les interpolations sont linéaires).

Si le terre-plein horizontal est susceptible de porter une chaussée routière, la charge réglementaire de 1 t/m² (avant pondération) sera remplacée par une hauteur de terres équivalente égale à 60 cm et on évaluera grossièrement le supplément de contraintes apporté par cette disposition, d'où résulteront les variations de dimensions correspondantes.

5.1. - Exemple simple.

On veut calculer une section de mur correspondant aux caractéristiques suivantes :

$$\begin{aligned} \text{PRE UT} &= 20 \text{ t/m}^2 & \varphi &= 30^\circ & a &= 0 \text{ (pas de talus)} & \bar{g} &= 0,4 \\ H &= 7,00 \text{ m} & \bar{\sigma}'_b &= 1000 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Sur l'abaque n° 7, nous lisons :

$$\begin{aligned} - H = 6 \text{ m} : & \left\{ \begin{array}{l} B_1 = 1,00 \text{ m} \\ B = 3,15 \text{ m} \end{array} \right\} \\ - H = 8 \text{ m} : & \left\{ \begin{array}{l} B_1 = 1,90 \text{ m} \\ B = 4,70 \text{ m} \end{array} \right\} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} H = 7 \text{ m} : \left\{ \begin{array}{l} B_1 = 1,45 \text{ m} \\ B = 3,90 \text{ m} \end{array} \right. \end{array}$$

Sur l'abaque n° 20, nous lisons : pour $\bar{\sigma}'_b = 1200 \text{ t/m}^2$

$$\begin{aligned} - H = 6 \text{ m} : & E_0 = 0,366 \text{ m} \\ - H = 8 \text{ m} : & E_0 = 0,541 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} - H = 6 \text{ m} \\ - H = 8 \text{ m} \end{array}} \right\} \text{ pour } H = 7 \text{ m} \quad E_0 = 0,454 \text{ m}$$

L'augmentation d'épaisseur due au choix de $\bar{\sigma}'_b$ est de 9,5 %.

D'où $E_0 = 0,45 \times 1,095 = 0,497$ m à arrondir à 0,50 m.

Finalement, nous obtenons le mur suivant :

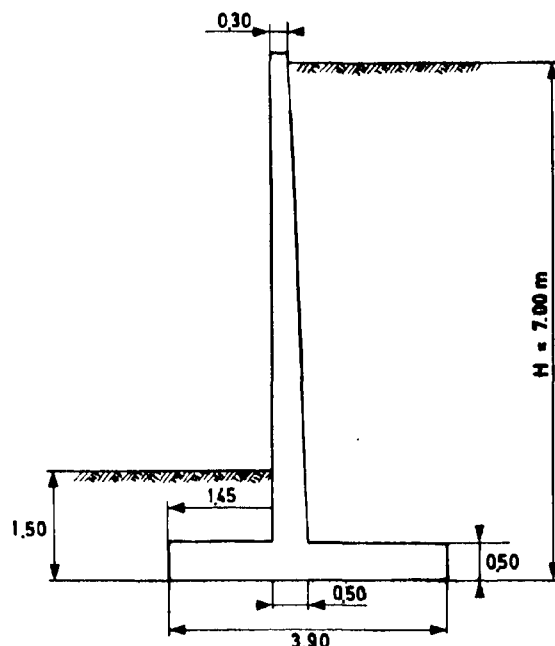


Figure 2

Les valeurs qui seraient à entrer en programme projeteur dans le bordereau des données seraient : (- 10 %).

$B_1 = 1,30$ m $B = 3,50$ m $E_0 = 0,50$ m d'où $B_2 = 1,70$ m.

5.2. - Exemple plus compliqué

Les données sont maintenant :

PRE UT = 20 t/m² $\bar{g} = 0,5$ $\varphi = 30^\circ$

$H = 5,00$ m $a = 1$. $\bar{\sigma}'_b = 1200$ t/m² $\omega = \varphi$

a) Sur l'abaque n° 9 : $\varphi = 30^\circ$ $a = 0,5$ $\bar{g} = 0,4$

nous obtenons : pour $H = 5$ m $B_1 = 1,12$ m et $B = 3,72$ m

b) Sur l'abaque n° 10 : $\varphi = 30^\circ$ $a = 0,5$ $\bar{g} = 0,6$

nous obtenons pour $H = 5$ m : $B_1 = 1,18$ m et $B = 3,12$ m.

Par interpolation linéaire sur $\bar{g}$, nous obtenons :

pour $H = 5$ m $\varphi = 30^\circ$ $a = 0,5$ et $\bar{g} = 0,5$:

$B_1 = 1,15$ m et $B = 3,42$ m.

Nous répétons ces mêmes opérations avec les abaques 11 et 12 ce qui donne :

pour $H = 5 \text{ m}$ $\varphi = 30^\circ$ $a = 2$ et $\bar{g} = 0,5$:

$$B_1 = 1,91 \text{ m et } B = 6,01 \text{ m}$$

Nous interpolons maintenant linéairement sur la valeur de a de façon à avoir les conditions suivantes :

$H = 5 \text{ m}$ $a = 1$ $\varphi = 30^\circ$ $\bar{g} = 0,5$

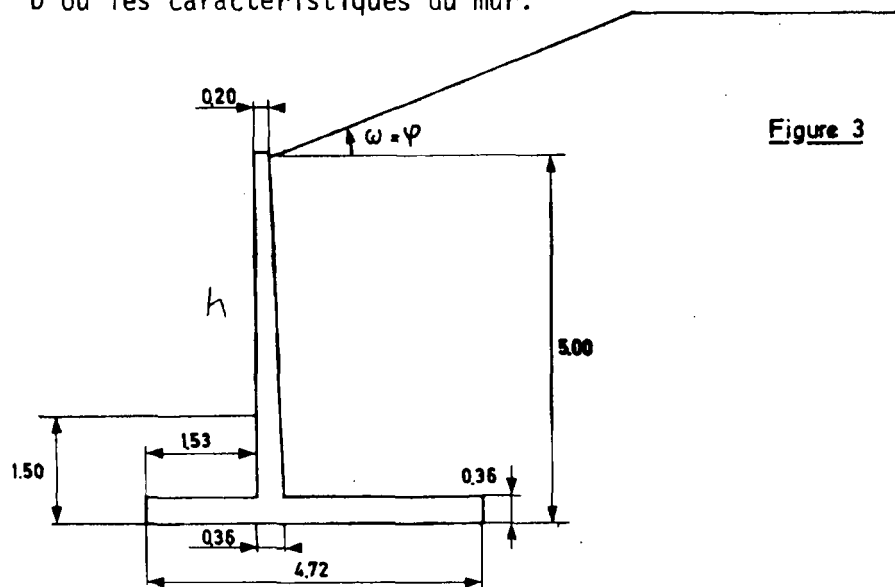
Alors :

$$B_1 = 1,53 \text{ m et } B = 4,72 \text{ m.}$$

L'épaisseur est lue directement sur l'abaque n° 20 :

$$E_0 = 0,36 \text{ m.}$$

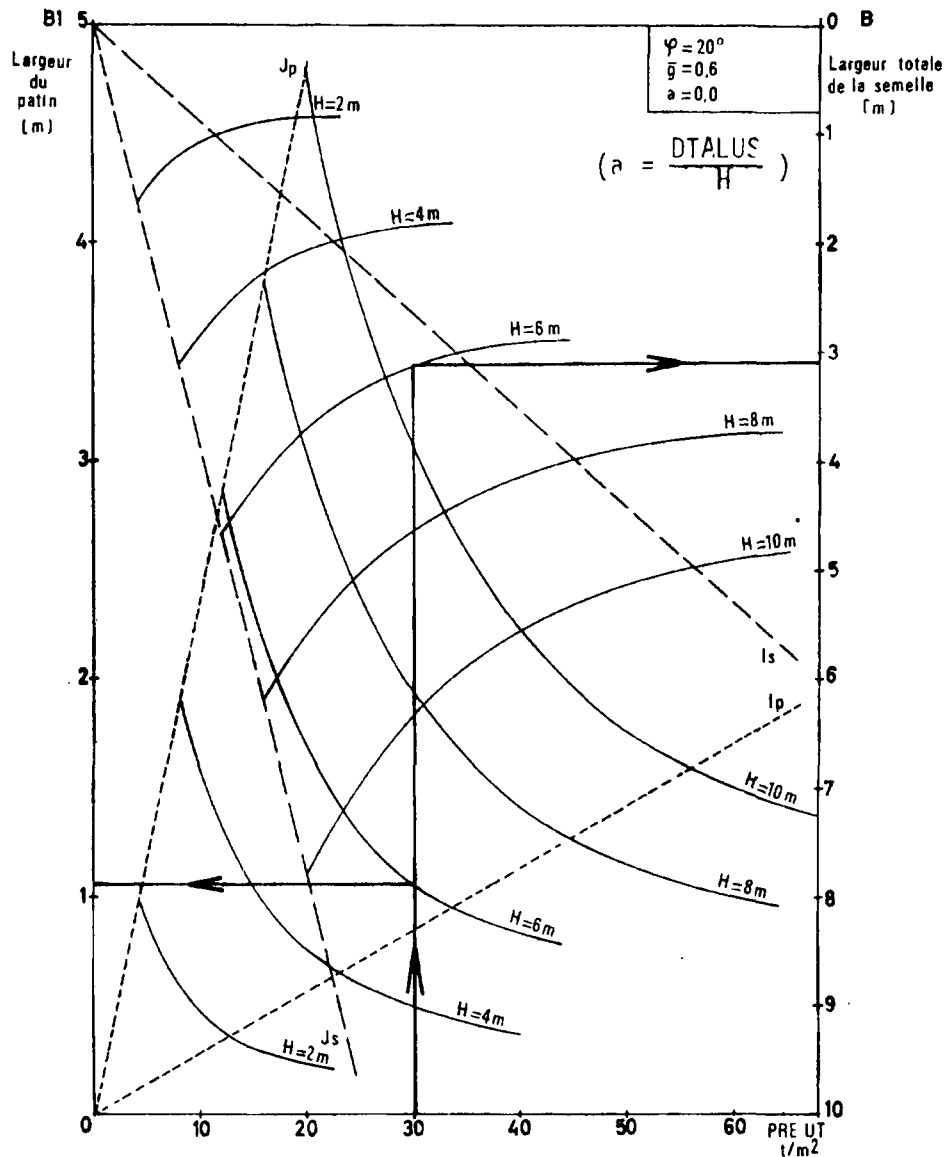
D'où les caractéristiques du mur.



Pour une demande de calcul en programme projeteur, les dimensions initiales à porter au bordereau des données sont les suivantes : (- 15%)

$$B_1 = 1,30 \text{ m} \quad B = 4,00 \text{ m} \quad E_0 = 0,36 \text{ m d'où } B_2 = 2,34 \text{ m.}$$

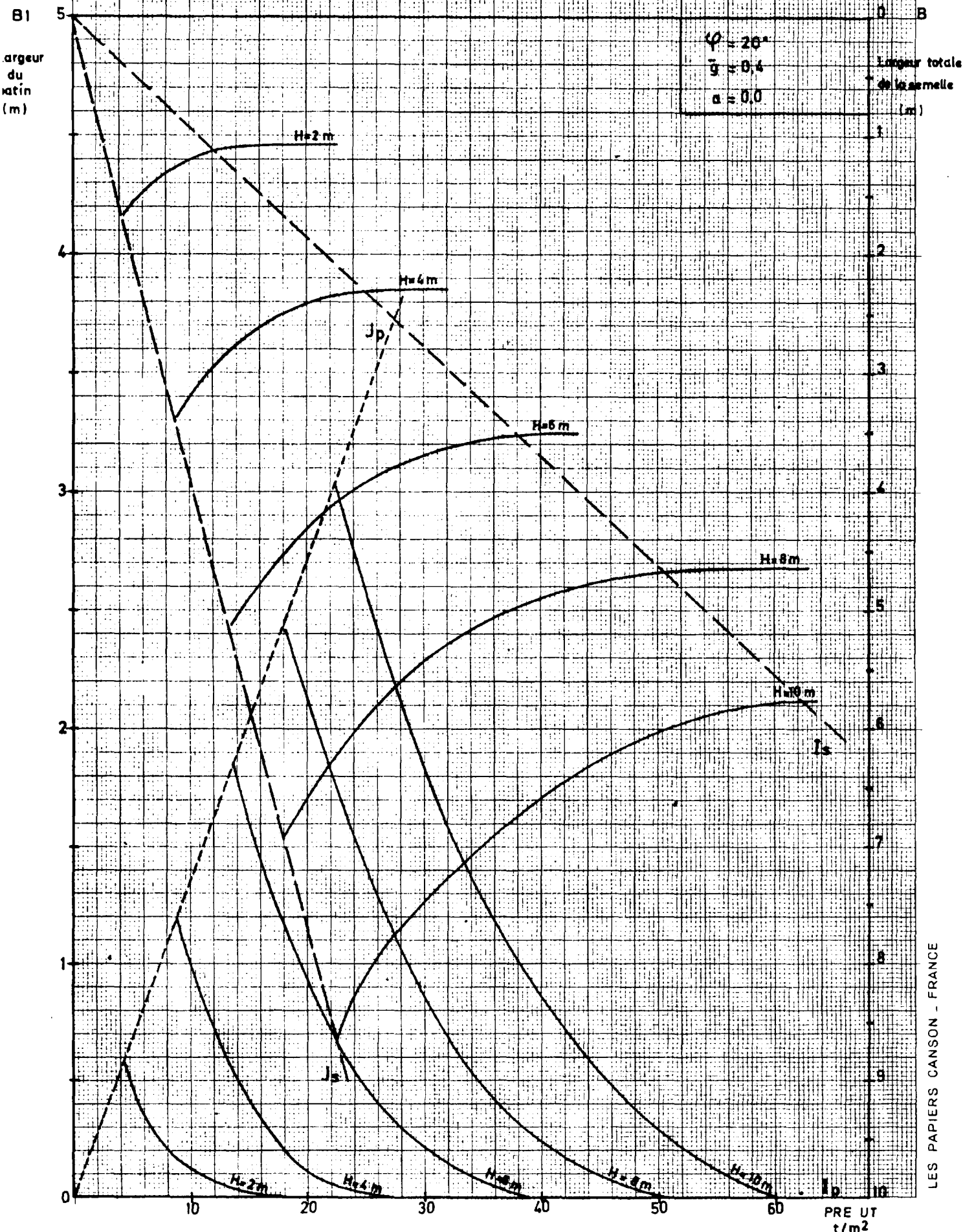
MODE DE LECTURE DES ABQUES N° 1 à 18



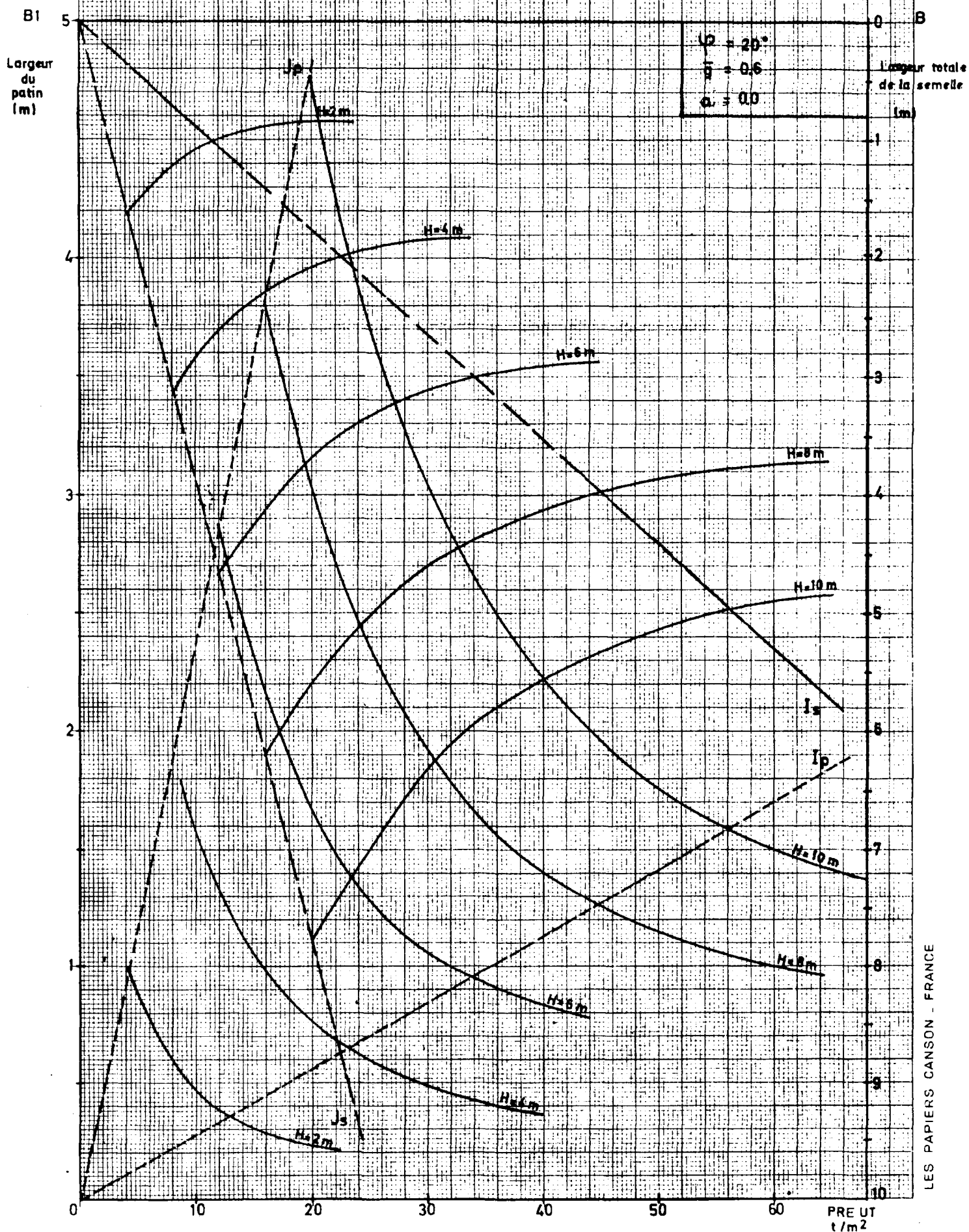
Les abaques 1 à 18 permettent de déterminer la largeur B1 du patin et la largeur totale B de la semelle. On entre, dans chaque tableau concerné par le prédimensionnement, par la donnée PREUT. Par le point d'abscisse PREUT, on trace une droite verticale parallèle aux axes des ordonnées. Supposons, comme dans l'exemple traité sur la figure ci-dessus, que la hauteur H soit égale à 6 m. La droite verticale précédemment définie (qui passe ici par le point d'abscisse PREUT = 30 t/m²) coupe les 2 courbes correspondant à H = 6 m. et appartenant, la première à la famille des courbes relatives au patin, et la seconde à celle des courbes relatives à la semelle. La valeur de B1 se lit en rabattant le premier point sur l'échelle de gauche et la valeur de B en rabattant le second point sur l'échelle de droite. Dans le cas présent, nous obtenons :

$$B1 = 1,07 \text{ m et } B = 3,09 \text{ m.}$$

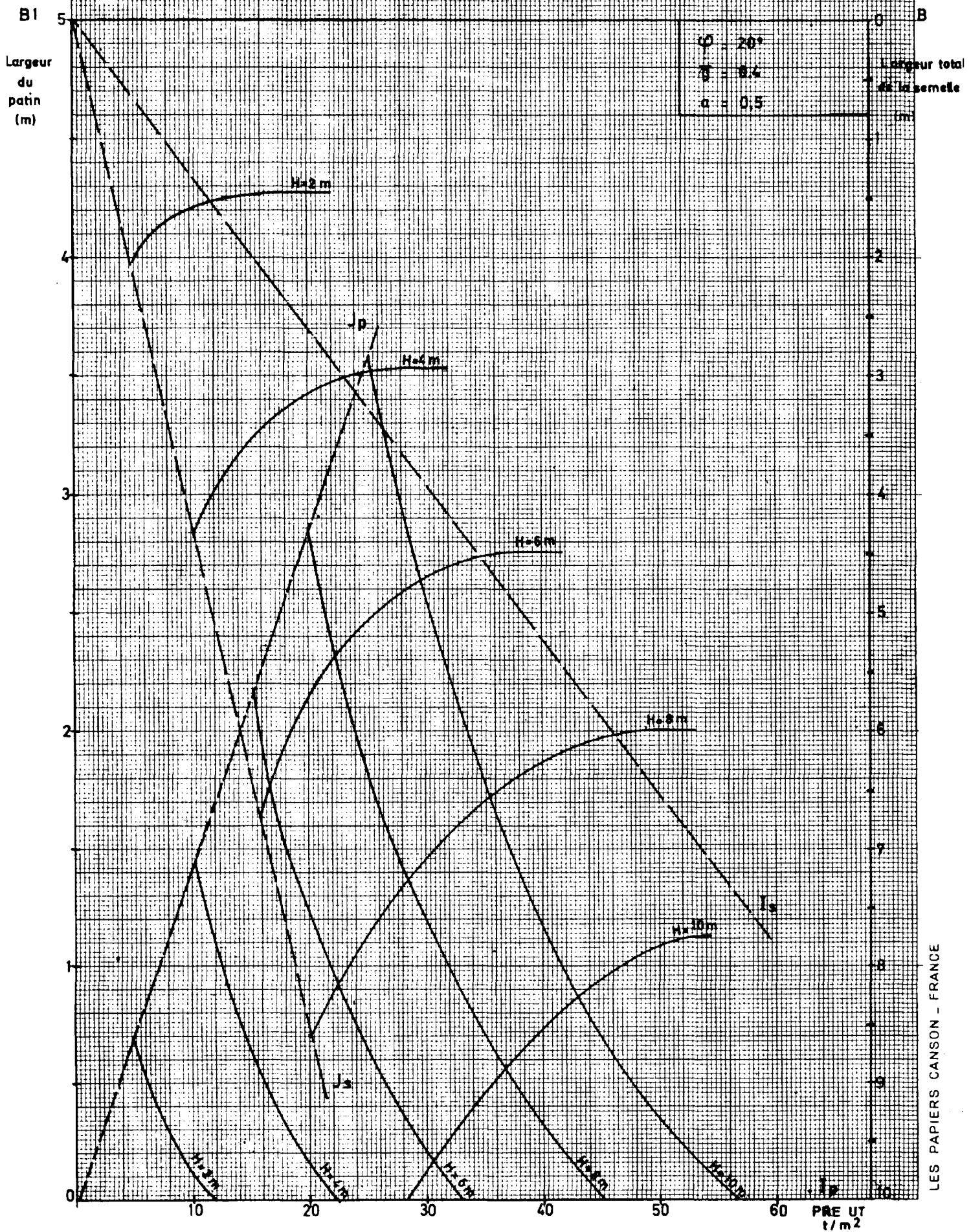
ABACUS N°1



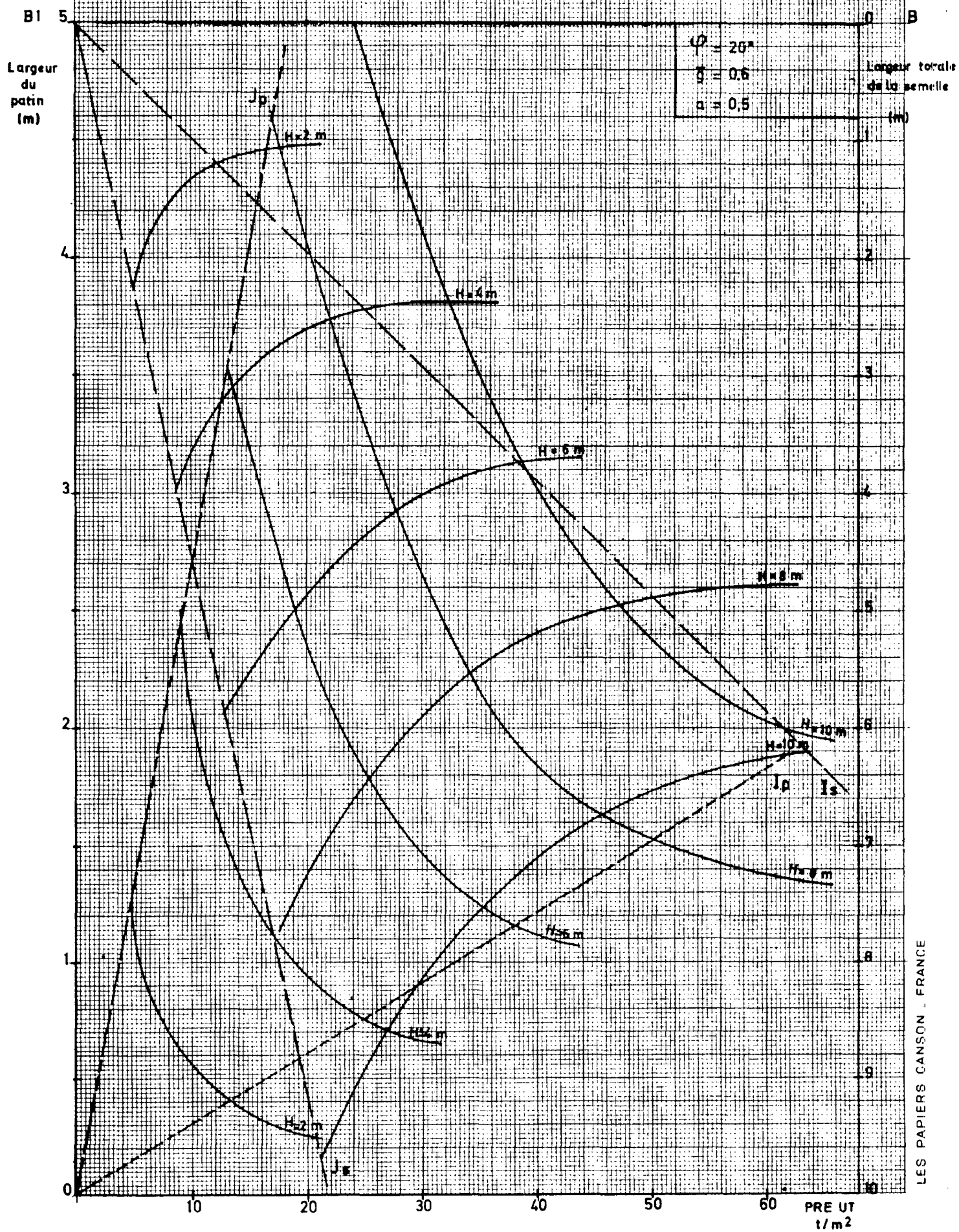
10
ABaque N°2



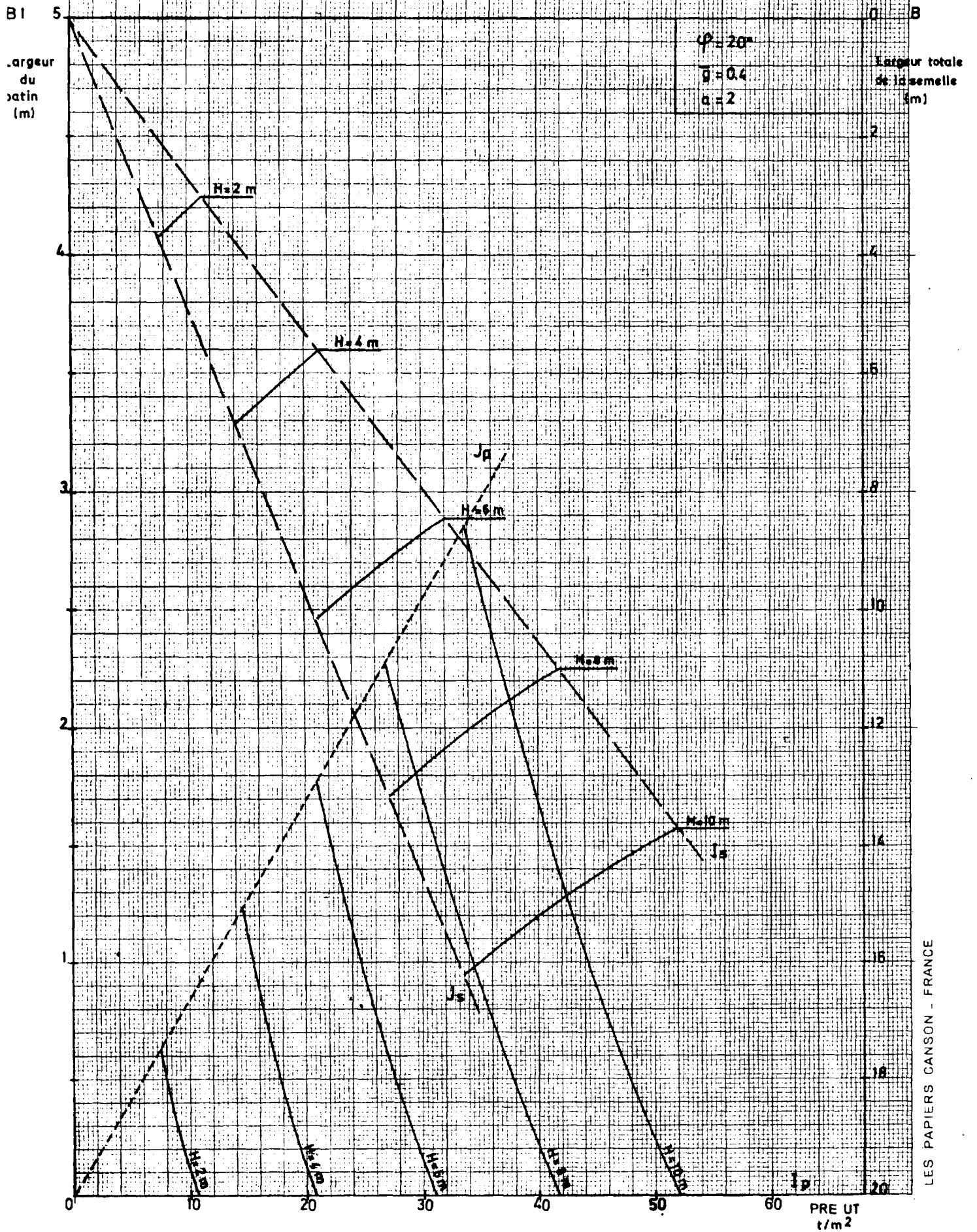
ABACUS N°3



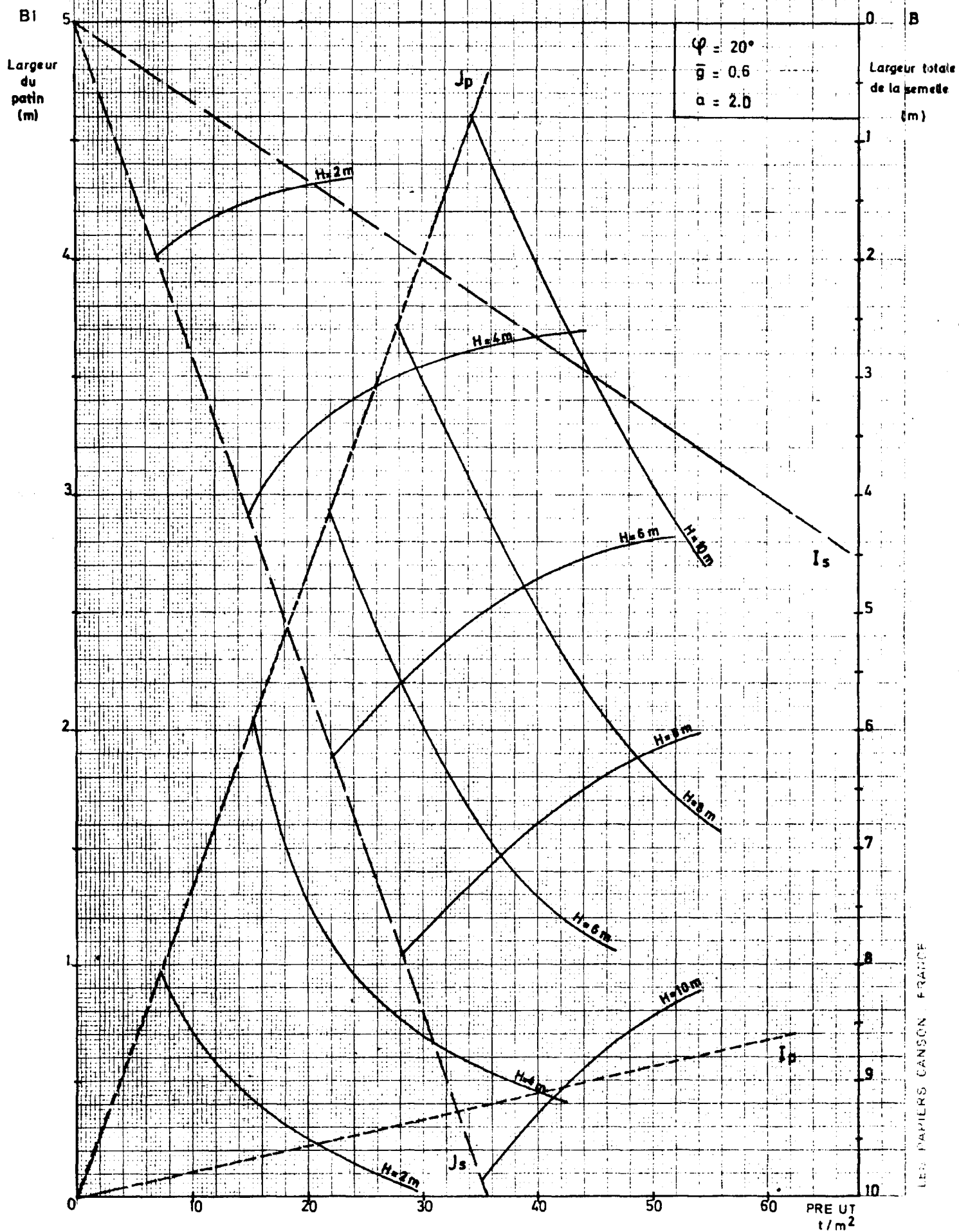
ABACUS N°1



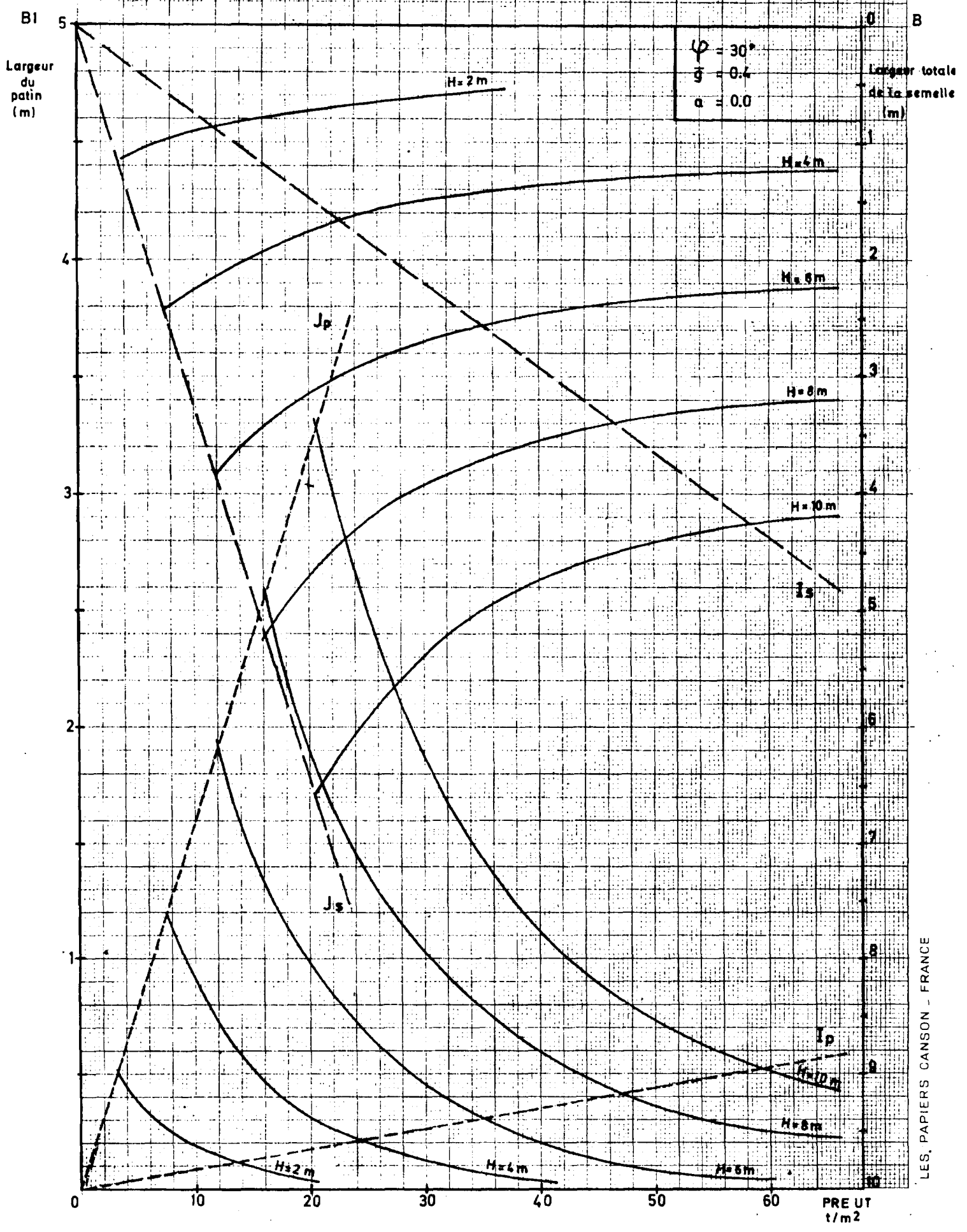
ABACUS N°5



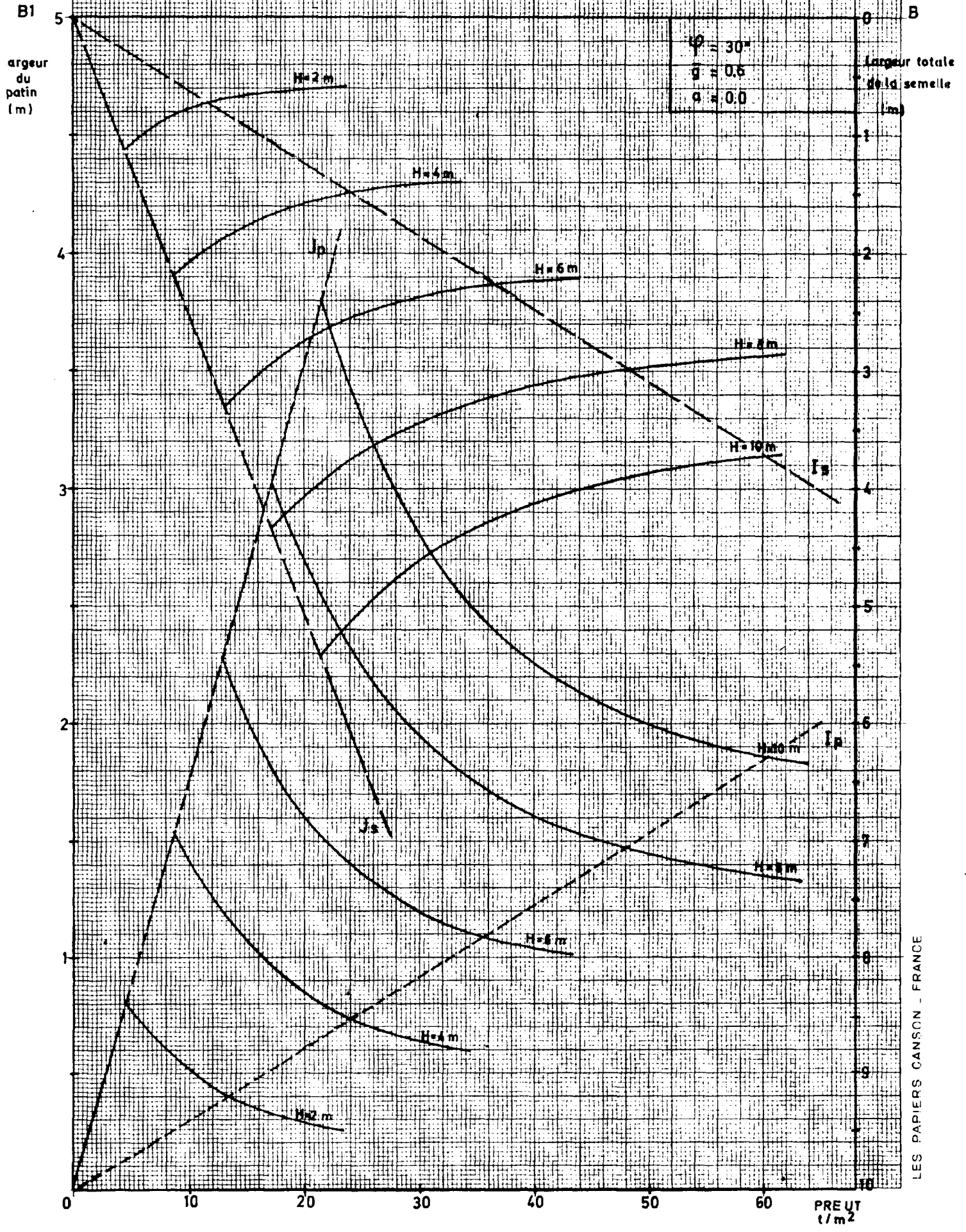
ABAQUE N° 6



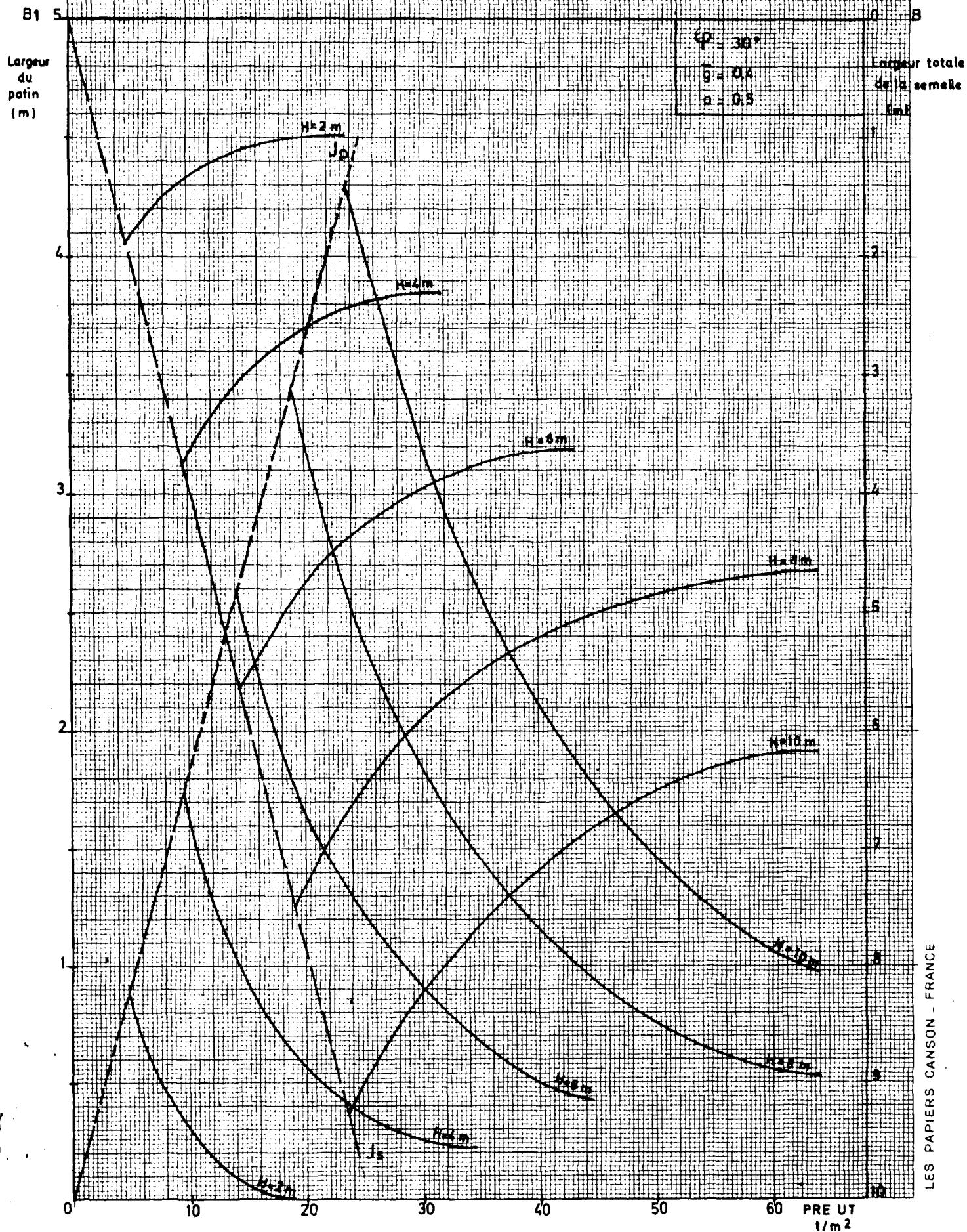
ABaque N° 7



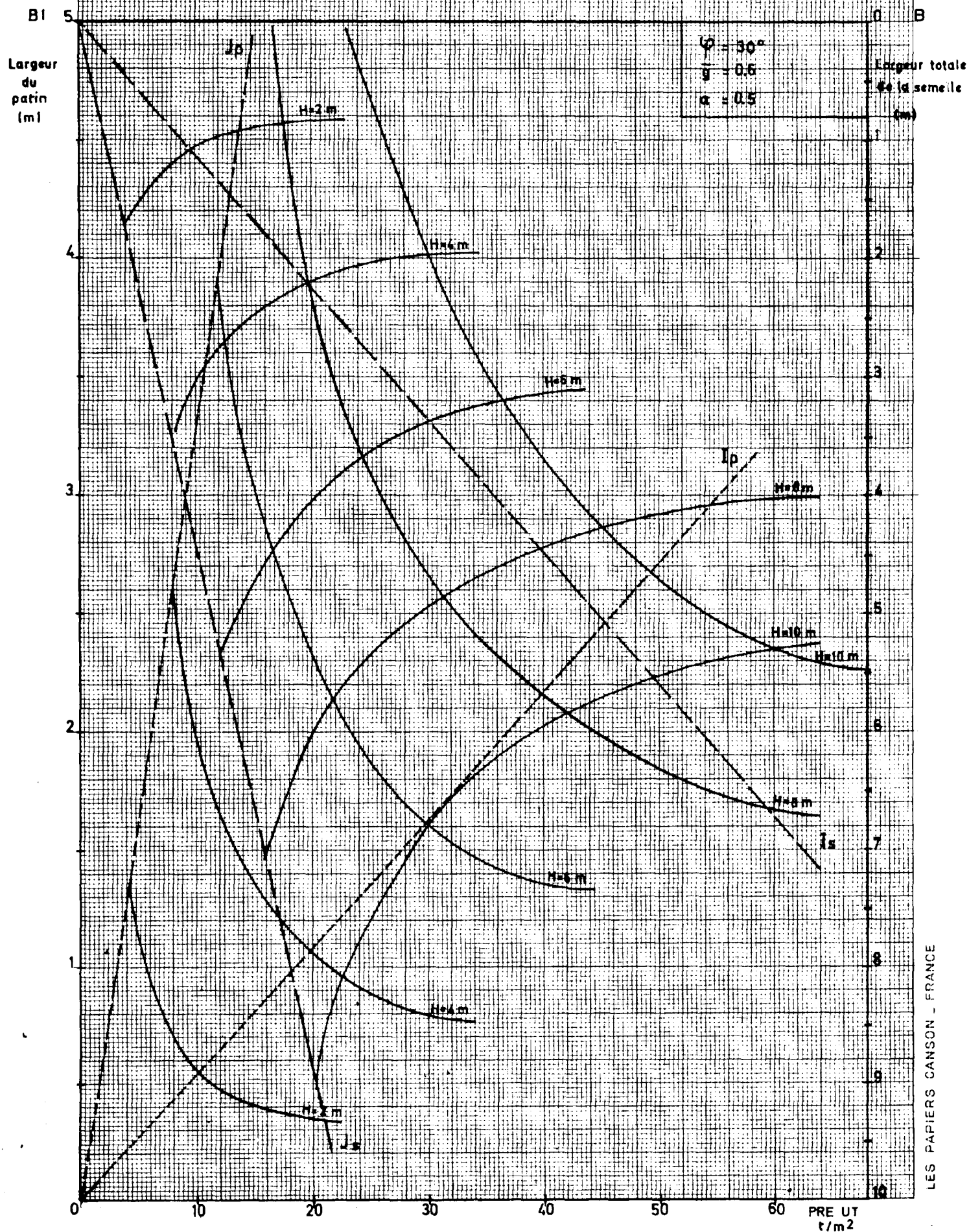
ABACUS N° 8



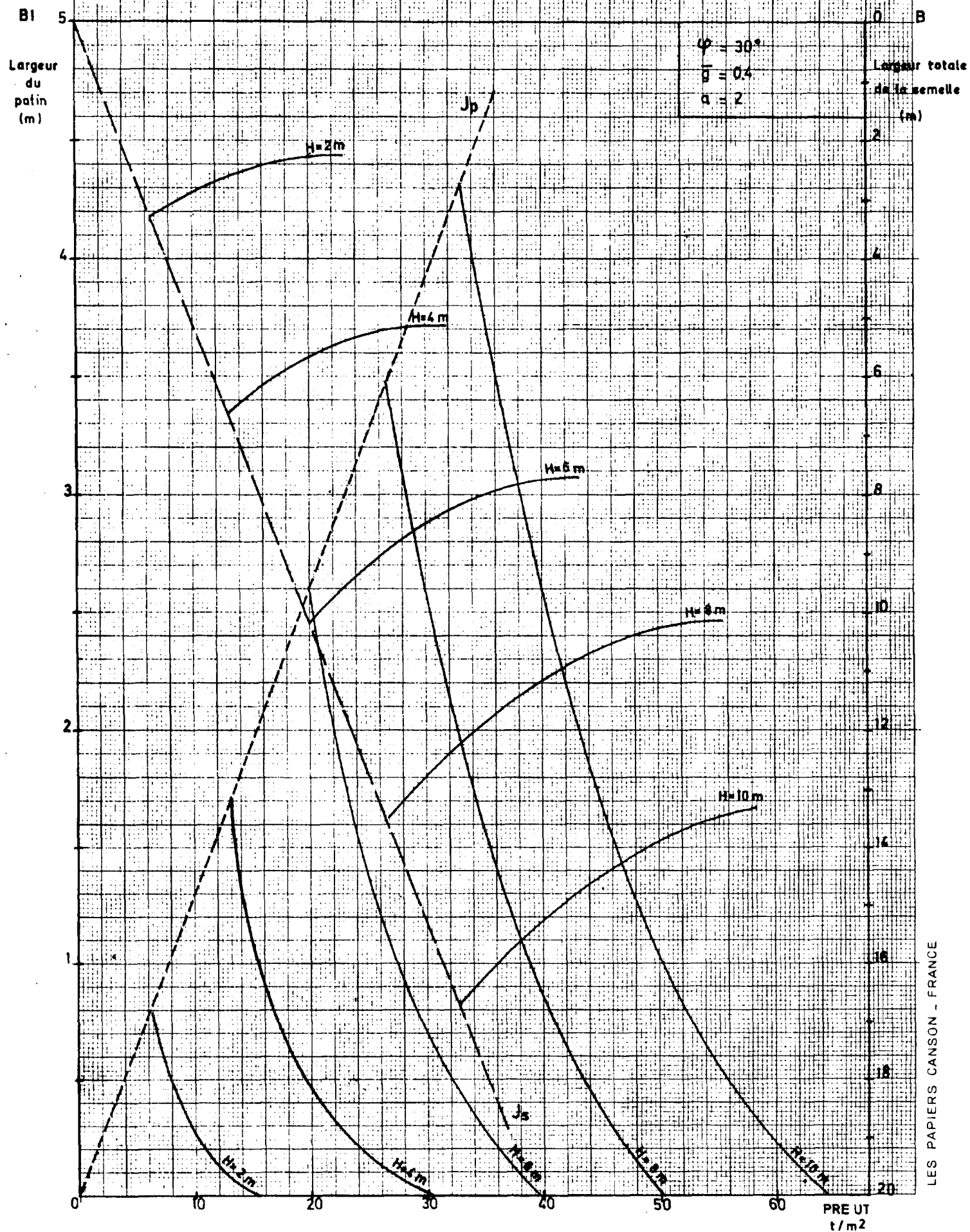
ABACUS N° 9



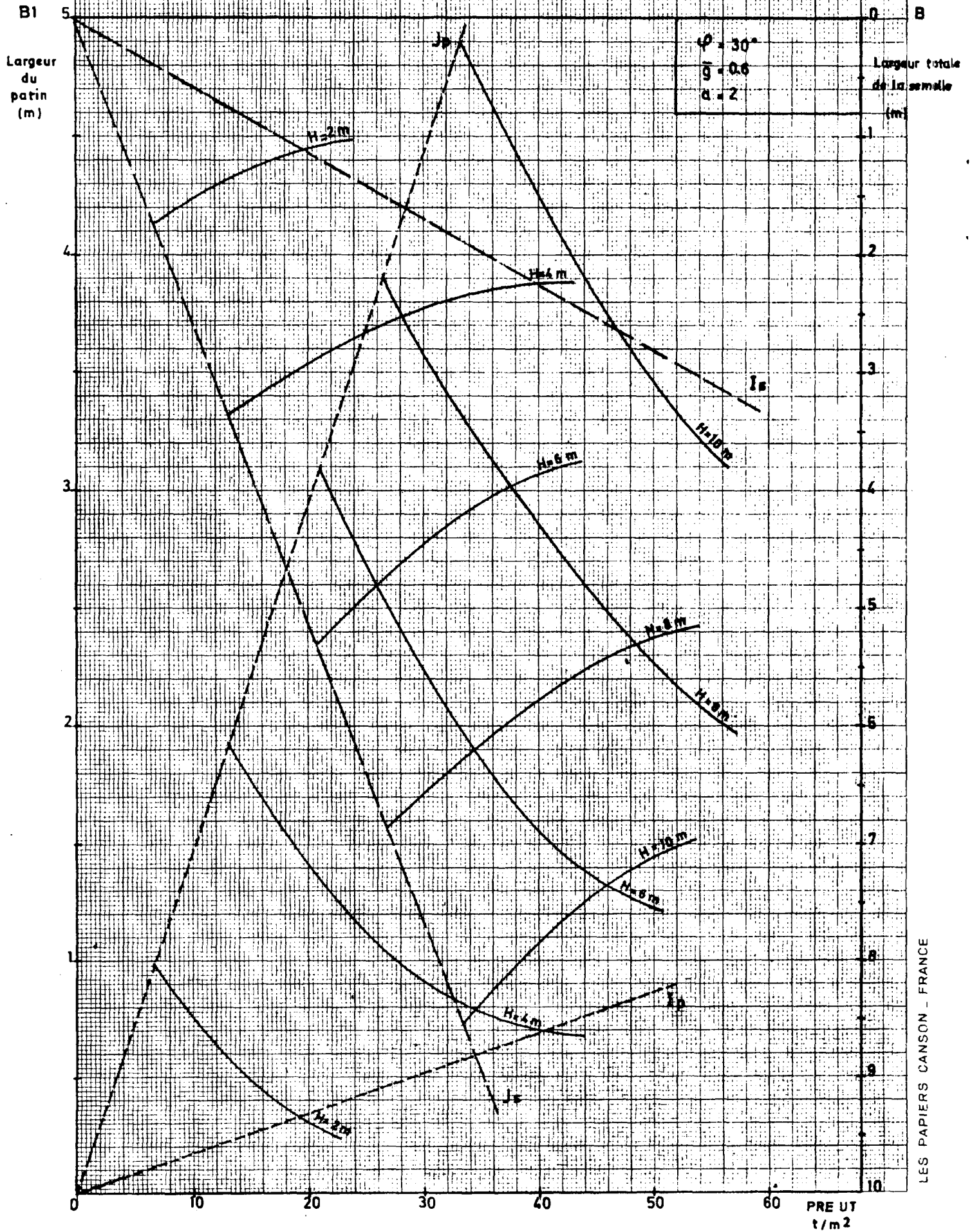
ABAQUE N° 10



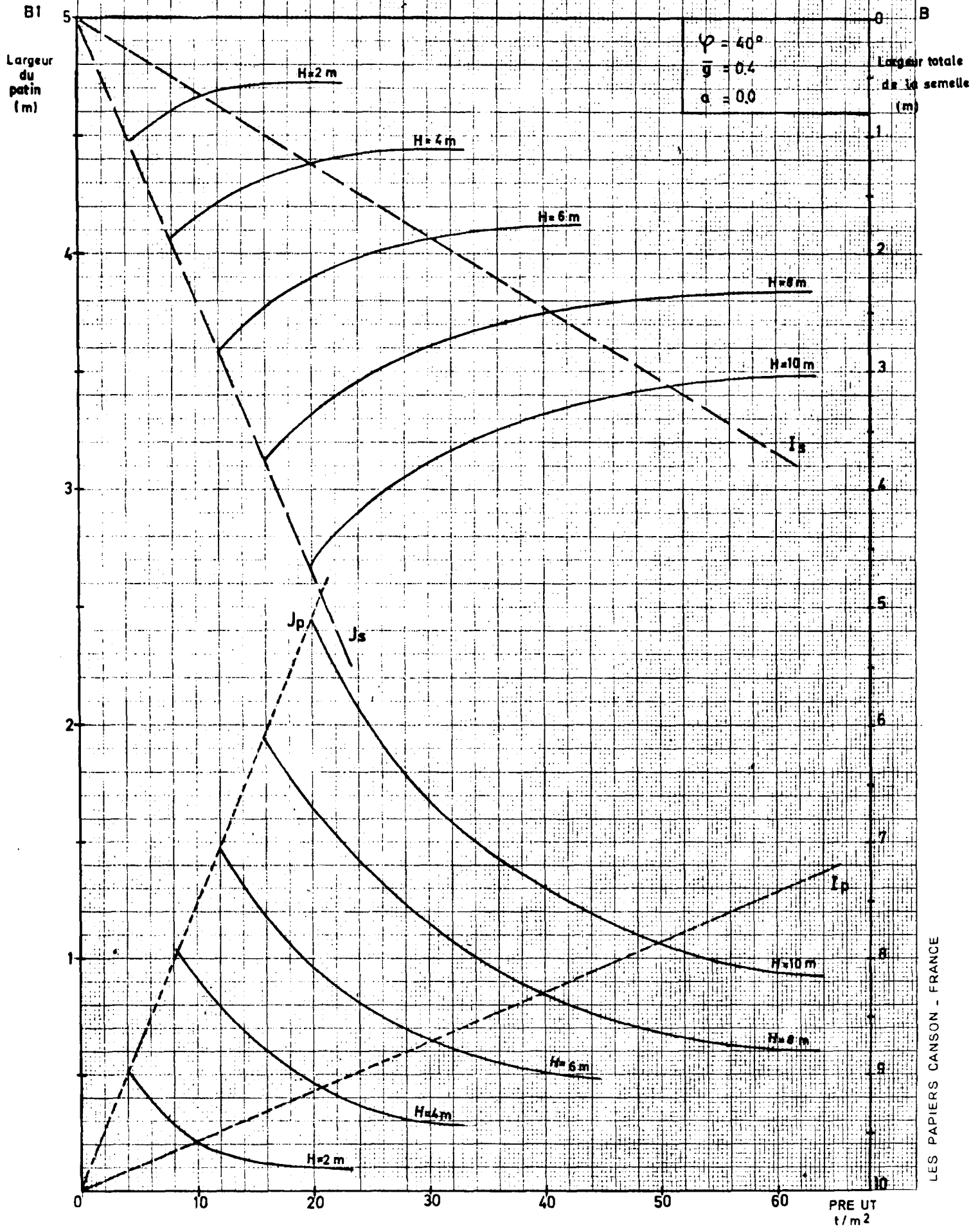
ABACUS N° 11



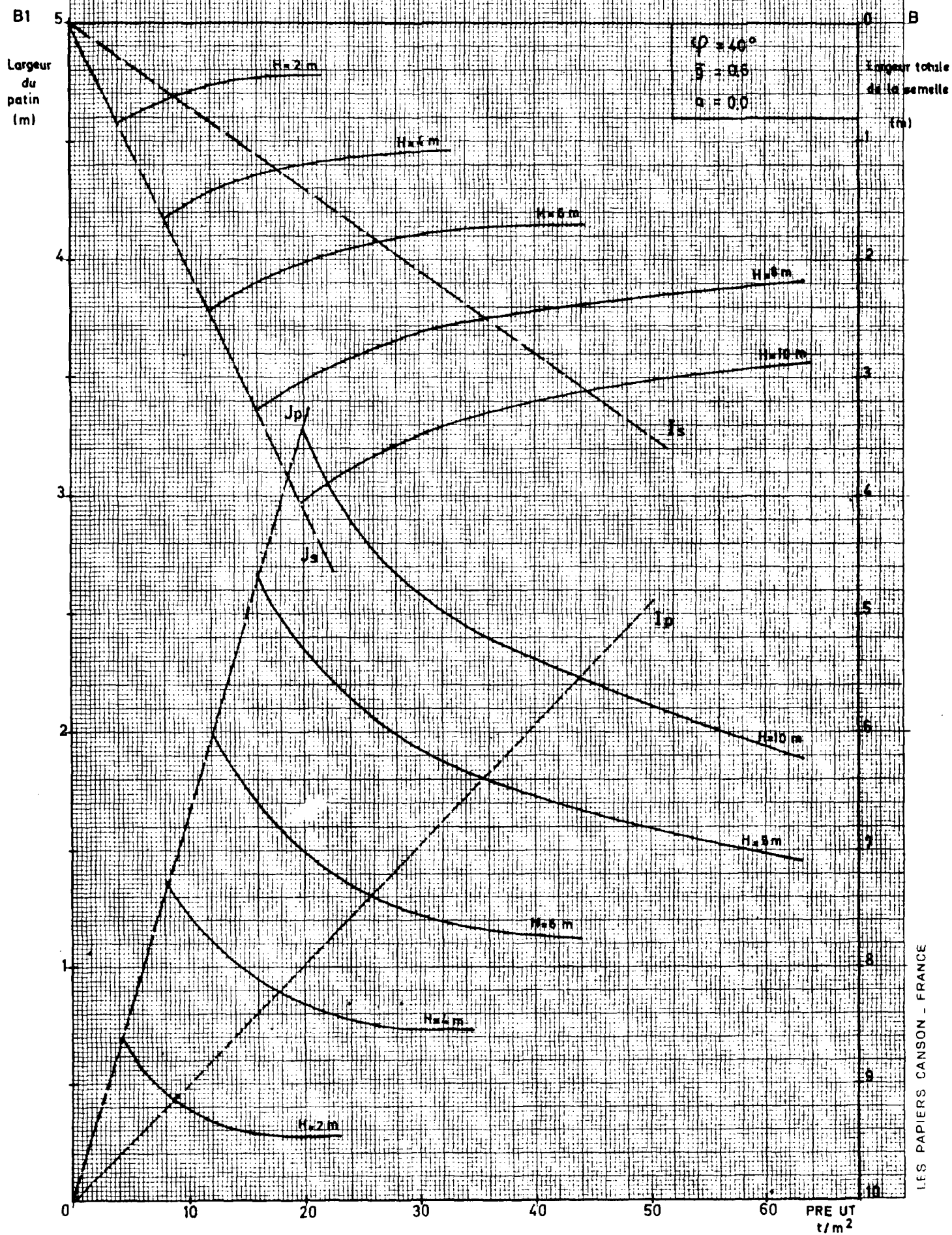
20 ABaque N°12



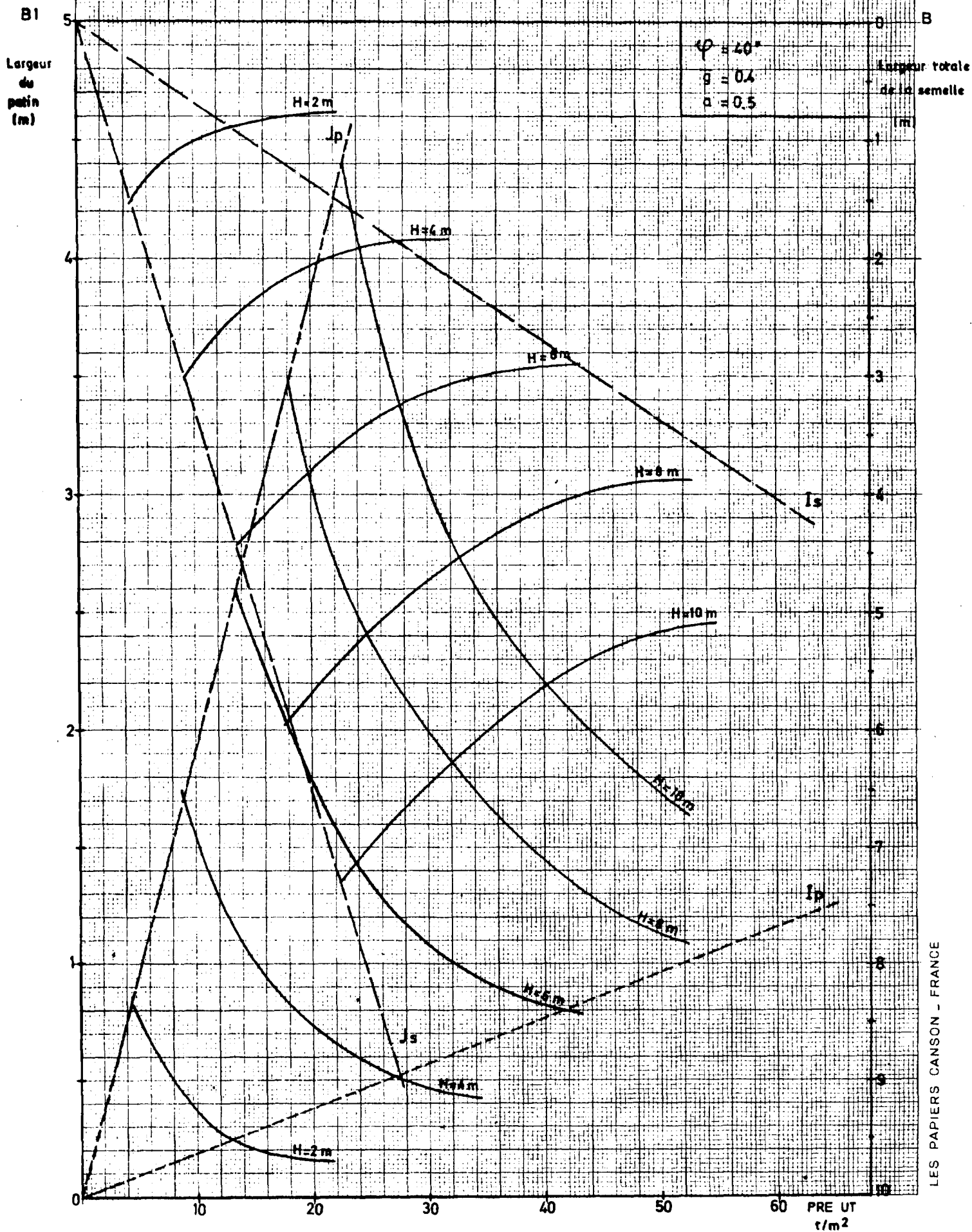
ABACQUE N° 13



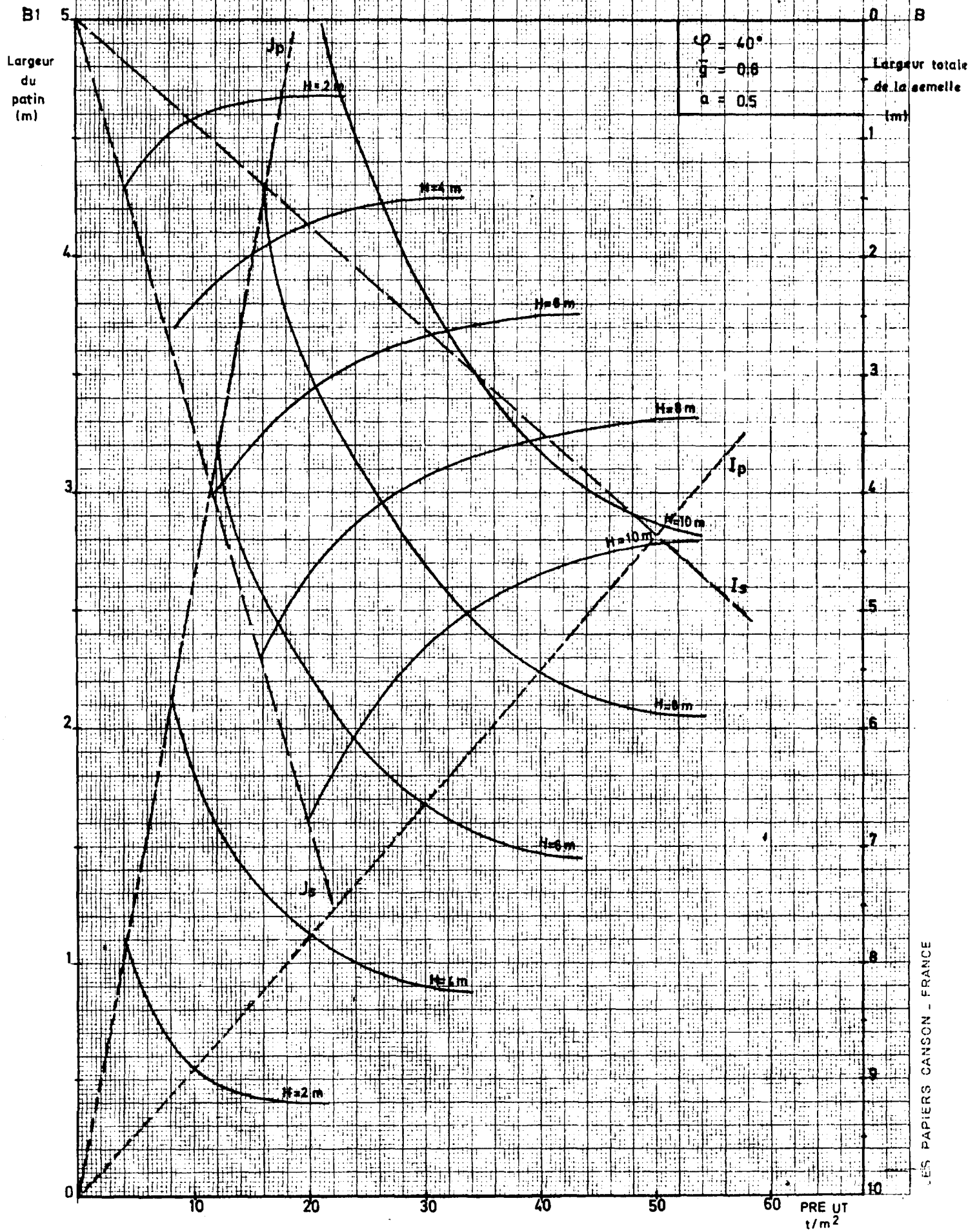
ABACUS N°14



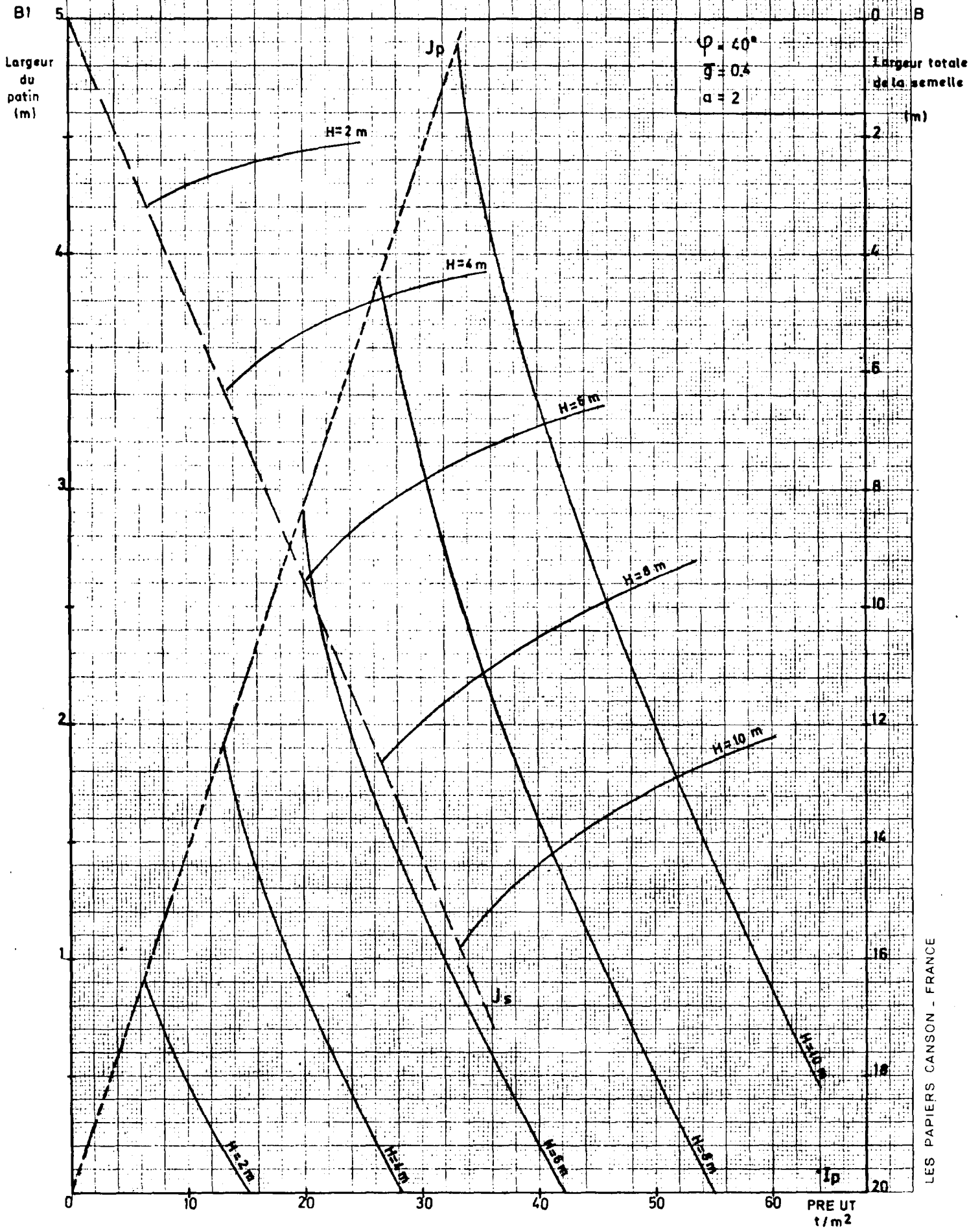
ABACQUE N° 15



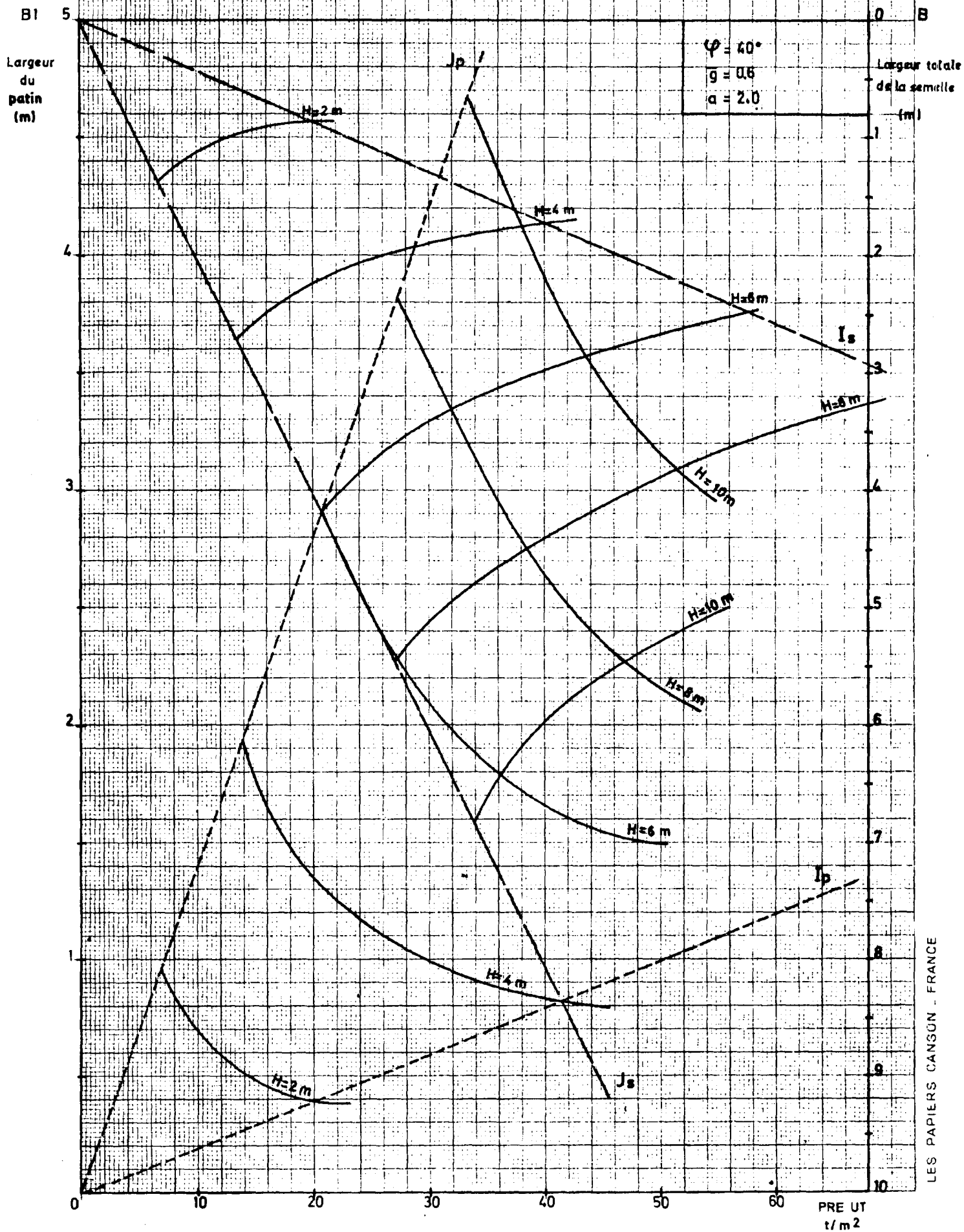
ABaque N° 16



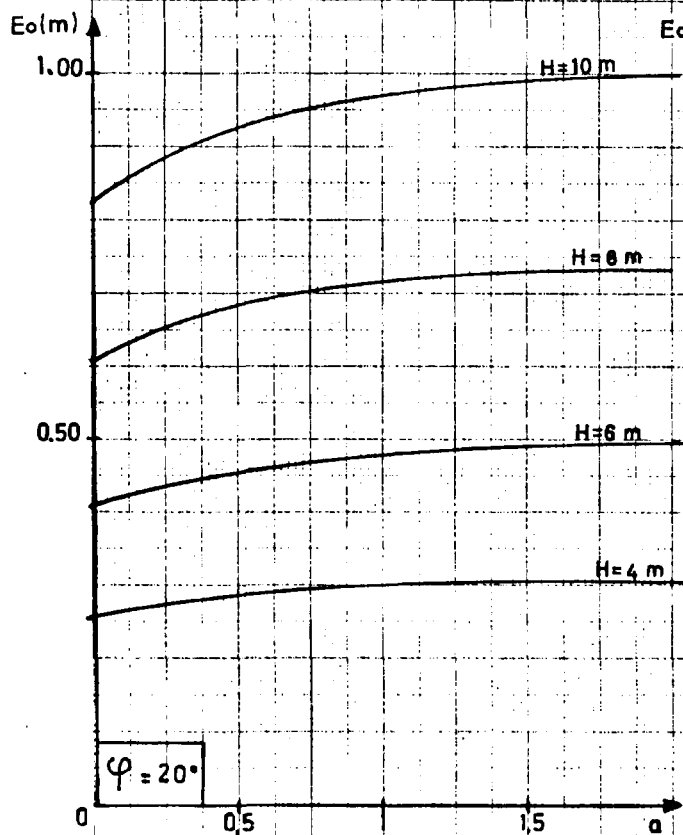
ABACQUE N° 17



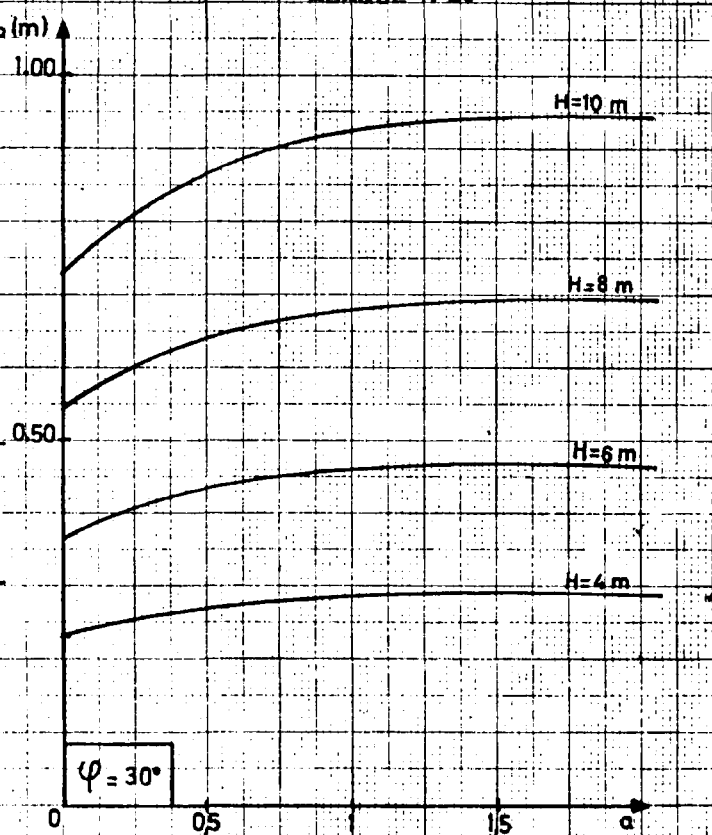
26
ABaque N°18



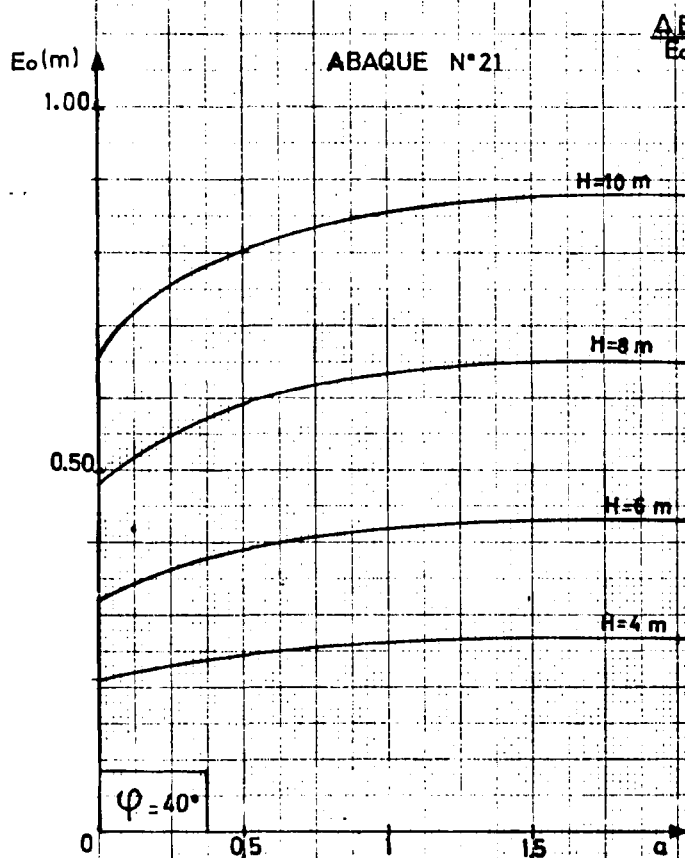
ABaque N°19



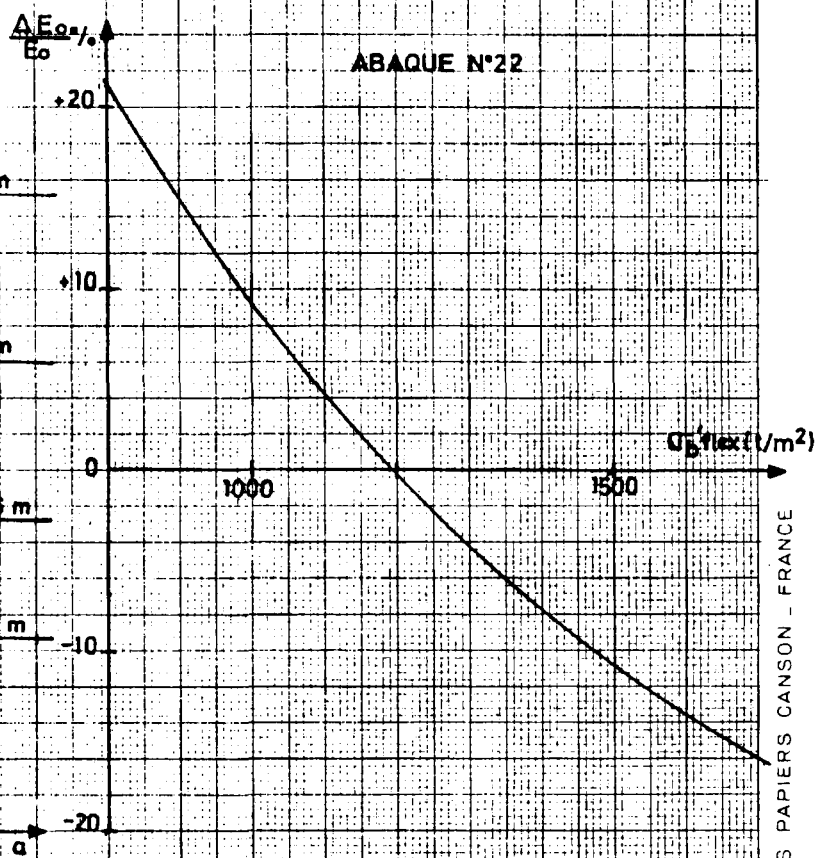
ABaque N°20



ABaque N°21



ABaque N°22



Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Cet ouvrage est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit,
même partiellement, sans l'autorisation du SETRA.

© 1983 SETRA - Dépôt légal : 1988

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Document disponible sous la référence **F 8856** au bureau de vente des publications du SETRA

46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - France
Tél. : (1) 46 11 31 53 et (1) 46 11 31 55 - Télécopie : (1) 46 11 31 69

LCPC - service IST 58, boulevard Lefèbvre - 75732 Paris Cedex 15 - France
Tél. : (1) 40 43 52 26 - Télécopie (1) 40 43 54 98

Prix de vente : 150F