

Académie royale
des
Sciences d'Outre-Mer

CLASSE
DES SCIENCES TECHNIQUES

Mémoires in-8°. Nouvelle série.
Tome XV, fasc. 3.

Koninklijke Academie
voor
Overzeese Wetenschappen

KLASSE
VOOR TECHNISCHE WETENSCHAPPEN

Verhandelingen in-8°. Nieuwe reeks.
Boek XV, afl. 3.

Étude de la construction et de la stabilité des barrages en terre ou en enrochements

Application à des sols de fondation très déformables

PAR

A. FAGNOUL

INGÉNIEUR CIVIL DES CONSTRUCTIONS
DOCTEUR EN SCIENCES APPLIQUÉES
CHARGÉ DE RECHERCHES DU F. N. R. S.
RESEARCH FELLOW (UNIVERSITY OF HARVARD)

Mémoire couronné au concours annuel de 1960.



Rue de Livourne, 80A,
BRUXELLES 5

Livornostraat, 80A,
BRUSSEL 5

1961

PRIX : F 100
PRIJS:

Académie royale
des
Sciences d'Outre-Mer

—
CLASSE
DES SCIENCES TECHNIQUES

—
Mémoires in-8°. Nouvelle série.
Tome XII, fasc. 2 et dernier.

Koninklijke Academie
voor
Overzeese Wetenschappen

—
KLASSE
VOOR TECHNISCHE WETENSCHAPPEN

—
Verhandelingen in-8°. Nieuwe reeks.
Boek XII, aflev. 2 en laatste.

Le développement énergétique du Congo belge et du Ruanda-Urundi

PAR

A. CLERFAÛT

ERRATA

		<i>au lieu de</i>	<i>lire</i>
p. 7	12 ^e ligne	naissance	nuisance
p. 21	24 ^e ligne	vaste	vaste réseau
p. 30	4 ^e ligne	à l' <i>annexe</i> 1	au <i>tableau</i> 7
p. 32	3 ^e ligne	proche de	proche, le problème de
p. 32	7 ^e ligne	régions	régions de
p. 32	22 ^e ligne	expotentiel	exponentiel
p. 35	19 ^e ligne	égers	légers
p. 46	9 ^e ligne	poidtes	pointes
	23 ^e ligne	s'imposant la	s'imposant de maintenir la
p. 51	10 ^e ligne	30 l/ch	à 30 l/ch
p. 53	2 ^e ligne	1 /5 l	1 /5 ^e
p. 55	23 ^e ligne	le réglage	au réglage
p. 64	17 ^e ligne	à gaz dans	à gaz, sauf dans
p. 67	18 ^e ligne	entre celui	entre autres celui
p. 69	25 ^e ligne	supression	surpression
p. 120	5 ^e ligne	alcool de benzolé	alcool benzolé
p. 127	33 ^e ligne	jurassique triasique	jurassique et triasique
p. 140	2 ^e ligne	charbon.	charbon ; le bilan opérationnel fixant la valeur marchande.
p. 152	4 ^e ligne	oléagineux d'ailleurs	oléagineux sont d'ailleurs
p. 184	30 ^e ligne	sauf garantir	sauf à en garantir
p. 185	18 ^e ligne	énigme.	énigme, à lever par des calculs.

p. 197	27 ^e ligne	d'où	où
p. 199	6 ^e ligne	dont	selon
p. 210	8 ^e ligne	exceptionnelles	exceptionnelles. Et la mise en drapeau des pales permet toujours d'y parer.
p. 210	26 ^e ligne	sauraient	saurait
p. 227	9 ^e ligne	abondante.	abondante, mais sans relation établie avec des activités plutoniques.
p. 238	15 ^e ligne	se dérobent	se déroband
p. 242	27 ^e ligne	42.790	42.960
p. 247	6 ^e à 9 ^e ligne	« des estimations...eau. »	à supprimer
p. 267	25 ^e ligne	tableau annexe 39	tableau 7, p. 34
p. 273	23 ^e ligne	comme thermique	comme moyen thermique
p. 290	6 ^e ligne	les	des
p. 295	29 ^e ligne	49	19
p. 296	2 ^e ligne	2 à 1 C. C. L.	1 C. F. L.
p. 296	20 ^e ligne	étant	étant donné
p. 306	20 ^e ligne	dépourvus	dépourvues
p. 312	11 ^e ligne	racinale	raciale
p. 219	25 ^e ligne	associé	associée
p. 321	9 ^e et 10 ligne	Congo belge Congo français Katanga, Rhodésie.	Congo belge — Congo français, Katanga-Rhodésie.
p. 336	2 ^e ligne	tisons	tissus
p. 337	20 ^e ligne	le heurte	le neutre
p. 340	2 ^e ligne	à l'annexe 30	aux annexes 30 et 30bis
p. 340	20 ^e ligne	29.219	20.219
p. 342	30 ^e ligne	ET	DE
p. 343	35 ^e à 37 ^e ligne	(années 1955, 1956 et 1957)	à supprimer
p. 344	22 ^e ligne	graphique	graphique 2
p. 344	25 ^e ligne	cosommations	productions
p. 344	35 ^e ligne	1.1.1958	1.12.1958
p. 360	2 ^e ligne	ci-dessous	ci-dessus
p. 360	14 ^e ligne	graphiques 6 et 8	graphiques 6 et 7
p. 369	16 ^e ligne	1950.	1950 et de 67 % en 1957.
p. 369	17 ^e ligne	pojection	projection
p. 369	27 ^e ligne	décroissance	de croissance
p. 369	35 ^e ligne	73 %	71 %
p. 373	18 ^e ligne	intéritur	intérieur
p. 375	21 ^e ligne	graphique annexe 11	graphique 11
p. 375	27 ^e ligne	divers	des divers
p. 425	1 ^e ligne	cités	gîtes.

**Étude de la construction
et de la stabilité des barrages
en terre ou en enrochements**

Application à des sols de fondation très déformables

PAR

A. FAGNOUL

**INGÉNIEUR CIVIL DES CONSTRUCTIONS
DOCTEUR EN SCIENCES APPLIQUÉES
CHARGÉ DE RECHERCHES DU F. N. R. S.
RESEARCH FELLOW (UNIVERSITY OF HARVARD)**

Mémoire couronné au concours annuel de 1960.

Mémoire présenté à la séance du 15 juillet 1960.
Rapporteurs : J. LAMOEN-J. VERDEYEN.

Étude de la construction et de la stabilité des barrages en terre ou en enrochements

INTRODUCTION

NOTATIONS UTILISÉES.

- C : cohésion unitaire.
- Δ : poids spécifique apparent.
- Δ_{eau} : poids spécifique de l'eau.
- e : épaisseur.
- E : module de YOUNG.
- φ : angle de frottement interne.
- h : hauteur.
- H : hauteur totale.
- i : angle d'un talus avec l'horizontale.
- j : indice des vides.
- m_v : coefficient de compressibilité spécifique.
- n_1 : tension principale maximum.
- n_2 : tension principale minimum.
- n : composante normale de la tension agissant sur une facette.
- n_r : tension radiale.
- n_t : tension circonférentielle.
- q : composante horizontale de la tension agissant sur la fondation horizontale.
- t : composante tangentielle de la tension agissant sur une facette.
- μ : coefficient de consolidation.
- v : composante verticale de la tension agissant sur la fondation horizontale.

Dans le cas de sols peu déformables, pour lesquels ne se pose pas de question de fondation, le problème de la construction des barrages en terre ou en enrochements est bien connu. Nous renvoyons à ce sujet à notre thèse de doctorat [4]*. Au contraire, pour des sols assez déformables, le problème est plus complexe et il n'existe pas de doctrine concernant l'étude de la construction des barrages en terre et en enrochements sur de tels terrains de fondation.

Ces barrages en terre et en enrochements sont très intéressants au point de vue fondation et c'est ainsi que MM. MALLET et PACQUANT [8] ont pu écrire :

« Pour aussi mauvais que soient les terrains d'assise il est toujours possible d'y asseoir le massif ».

Mais, comme le font remarquer ces auteurs, cette réalisation ne se fera que moyennant des dispositions et des précautions qui pourront entraîner des dépenses excessives pour la réalisation de l'infrastructure ; il faudrait alors faire un choix plus judicieux du site d'implantation de l'ouvrage. En effet, la fondation d'un tel barrage doit nécessairement présenter :

- 1) Une force portante suffisante ;
- 2) Une résistance suffisante à l'effort tranchant ;
- 3) Une bonne imperméabilité.

Ce sont principalement les points 1 et 2 qui font l'objet de cette étude dans laquelle nous envisagerons successivement :

- Le calcul de la stabilité ;
- Les méthodes de construction pour l'application à des sols de fondations très déformables.

Ceci implique que, dans toute cette étude, nous admettons que l'imperméabilité du sol est assurée.

* Les chiffres entre [] renvoient à la bibliographie *in fine*.

PREMIÈRE PARTIE

DÉTERMINATION DE LA LOI DE RÉPARTITION DES PRESSIONS SUR LE SOL DE FONDATION D'UN BARRAGE EN TERRÉ OU EN ENROCHEMENTS

CHAPITRE I.

MÉTHODE PROPOSÉE

GÉNÉRALITÉS.

A première vue, il semble que la résolution de ce problème nécessite la connaissance de l'état d'équilibre interne du massif envisagé. Or, nous savons qu'il existe une infinité d'états d'équilibre interne possibles, ce qui semblerait conduire à une infinité de solutions *a priori* très différentes les unes des autres. Toutefois, l'étude montre qu'il suffit d'envisager l'équilibre d'ensemble du massif ; diverses solutions peuvent alors être obtenues suivant les hypothèses admises, mais ces solutions seront peu différentes les unes des autres.

Nous avons donc établi la méthode suivante en tenant compte des conditions d'équilibre d'ensemble du problème et des connaissances classiques de la mécanique des sols.

1. — BARRAGES EN TERRES PULVÉRULENTES.

a) *Réservoir vide.*

RÉSAL [12] a étudié mathématiquement le cas d'un massif limité par deux plans et représenté dans le plan de symétrie par l'angle plan dièdre. Il résulte de cette étude que :

1) Dans les faces indéfinies du dièdre, à une distance suffisante du sommet de l'angle, existent pratiquement les états d'équilibre du massif plan indéfini (équilibre de RANKINE à lignes de poussée parallèles au talus) ;

2) Dans la zone voisine du sommet de l'angle, il y a perturbation (équilibre de RÉSAL-BOUSSINESQ à ligne de poussée courbe) ;

3) La zone de perturbation peut être considérée comme limitée, pour chaque état d'équilibre limite, par les directions de rupture correspondantes (les directions de rupture sont les lignes pour lesquelles l'angle de glissement, c'est-à-dire l'angle formé par la tension agissant sur une facette avec la direction de cette facette, est égal à l'angle de frottement interne φ du matériau) ;

4) Les lignes de poussée relatives aux états d'équilibre ne sont pas toutes réalisables ; ainsi, si l'angle du massif est saillant, l'état d'équilibre limite supérieur est irréalisable dans le voisinage de l'angle, la rupture ne peut se produire que par effondrement (équilibre limite inférieur).

Dans l'étude du massif dièdre pulvérulent AOD (*fig. 1*), nous sommes ainsi amenés à considérer les trois zones AOB, BOC et COD que déterminent les directions de rupture équilibre limite inférieur OB et OC.

Dans les zones 1 et 3 extérieures à l'angle BOC formé par les deux directions de rupture, nous pouvons résoudre le problème en admettant l'équilibre de RANKINE limite inférieur (rupture par affaissement, par manque de poussée). Ainsi, nous pouvons en tout point de ces zones 1 et 3, connaître la tension agissant sur une facette quelconque [1, 12] et notamment obtenir les valeurs des composantes verticale v et horizontale q de la pression agissant sur la fondation horizontale, le long de AB et CD.

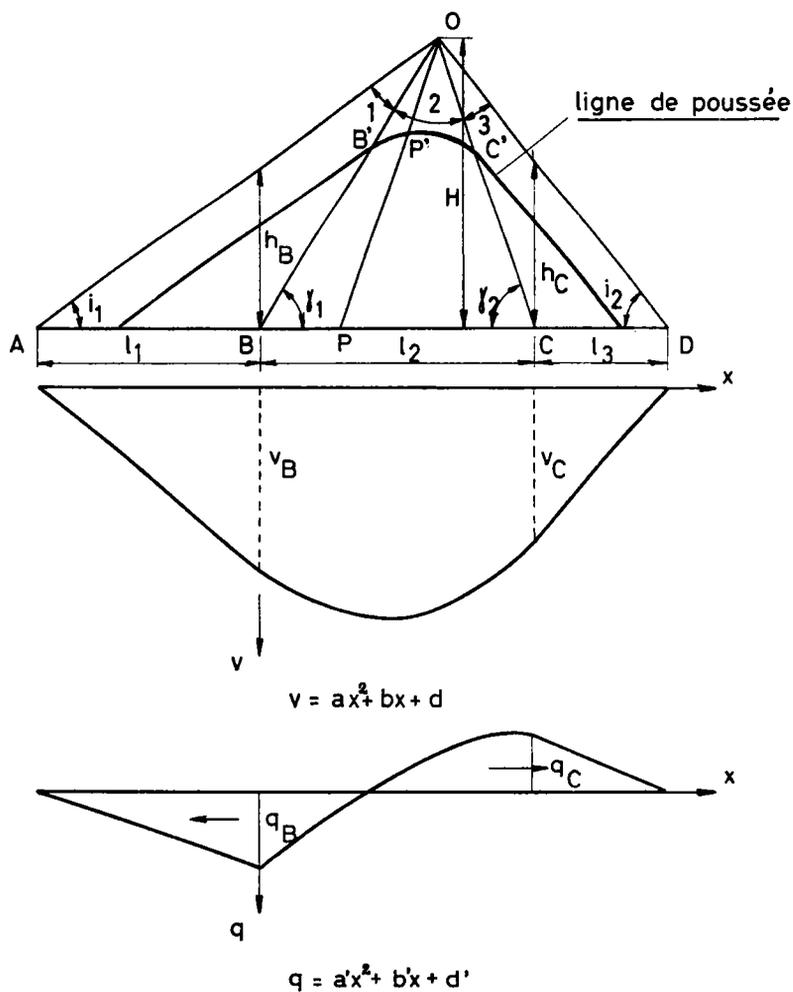


FIG. 1.

Ces valeurs s'obtiennent très aisément soit par voie graphique (méthode du cercle de WEYRAUCH [1]) soit par voie analytique :

$$v = \Delta.h \left(1 + \sin^2 i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \right) = \Delta.h.V(i, \varphi)$$

$$q = \Delta.h \cos i \cdot \sin i \cdot \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} = \Delta.h.Q(i, \varphi)$$

où :

- i est l'angle formé par le talus libre avec l'horizontale ;
- φ est l'angle de frottement interne du matériau ;
- Δ est le poids spécifique apparent du matériau ;
- h est la distance verticale du point envisagé au talus libre.

De même, la valeur de l'angle γ formé par les directions de rupture avec l'horizontale est donnée par la relation

$$\cos [(\varphi + i) - 2\gamma] = \frac{\sin i}{\sin \varphi}$$

Dans les zones 1 et 2, les diagrammes des composantes verticale v et horizontale q sont donc linéaires comme le montrent les expressions de v et q .

Dans la suite de l'exposé, les tensions v seront considérées comme positives lorsqu'elles agissent vers le bas et les tensions q comme positives lorsqu'elles agissent de la droite vers la gauche.

$$\begin{aligned} \text{Zone 1 : } v_a &= 0 \\ q_a &= 0 \\ v_b &= \Delta \cdot h_b \cdot V(i_1, \varphi) \\ q_b &= \Delta \cdot h_b \cdot Q(i_1, \varphi) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Zone 2 : } v_d &= 0 \\ v_c &= \Delta \cdot h_c \cdot V(i_2, \varphi) \\ q_d &= 0 \\ q_c &= \Delta \cdot h_c \cdot Q(i_2, \varphi). \end{aligned}$$

Dans le massif 2, règne un état d'équilibre de RÉSAL-BOUSSINESQ, à ligne de poussée courbe. Si cette ligne de poussée était connue, on pourrait calculer la tension agissant en un point quelconque d'une facette déterminée, et notamment la tension agissant en un point quelconque de la fondation. En effet, toutes les actions agissant sur une droite quelconque issue de O sont parallèles et d'intensité proportionnelle à la distance y de leur point d'application au point origine O, il en est de même de leurs composantes horizontales. La résultante Q de ces composantes horizontales est donc proportionnelle à y^2 et passe aux 2/3 de la distance du point envisagé au point O. Il vient

$$Q = K \frac{y^2}{2}$$

K étant un coefficient qui dépend de la facette envisagée.

Ainsi en un point P' de la ligne de poussée, on a, par définition même de la ligne de poussée :

$$Q = \frac{\Delta}{2}$$

d'où
$$Q = \frac{\Delta}{2} = K \frac{y_{P'}^2}{2}$$

ou
$$K = \frac{\Delta}{y_{P'}^2}$$

Ainsi, pour chaque droite issue du point O, on peut déterminer la constante K.

Dès lors, en un point quelconque P de la fondation nous connaissons :

1) La direction conjuguée de la verticale ; elle est donnée par la tangente à la ligne de poussée au point P' correspondant à P ;

2) La poussée élémentaire en P

$$\begin{aligned} q' &= K \cdot y_P \\ &= \frac{\Delta \cdot y_P}{y_{P'}^2} \end{aligned}$$

ce qui nous permet de résoudre le problème (par exemple en utilisant la méthode du cercle de WEYRAUCH [1]).

Il resterait donc à résoudre le problème de la détermination de la ligne de poussée dans la zone 2.

Nous pourrions nous baser sur la théorie mathématique établie par RÉSAL, mais elle fournit des équations différentielles qui ne permettent pas de résoudre pratiquement et aisément le problème.

Nous avons aussi essayé de résoudre le problème en nous imposant une ligne de poussée de forme donnée (parabole, ellipse, etc.) se raccordant aux droites de poussée des zones 1 et 3 ; les solutions obtenues ne satisfont pas la condition d'équilibre d'ensemble du massif.

Aussi, pour déterminer pratiquement les valeurs des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la fondation le long de BC, nous nous sommes basés sur le fait que la condition d'équilibre d'ensemble du massif exige que les aires totales des diagrammes des composantes v et q soient respectivement égale au poids du barrage et nulle. L'équation d'équilibre moment est vérifiée exactement dans le cas de barrages symétriques à retenue vide et avec une bonne approximation dans tous les autres cas. Nous admettons des lois de répartition des composantes v et q entre B et C de la forme $y = ax^2 + bx + c$ qui vérifient les conditions d'équilibre d'ensemble et admettent les valeurs calculées en B et C.

En choisissant l'origine des axes en B, l'axe des x horizontal (orienté de B vers C) et les axes v et q verticaux (orientés vers le bas), il vient pour un barrage de hauteur H :

1) *Loi de répartition de la composante verticale v de la tension agissant sur la fondation.*

$$v = ax^2 + bx + d$$

avec :

$$a = \frac{3\Delta}{H} \frac{1}{(\cotg \gamma_1 + \cotg \gamma_2)^3} [A_1B_1 (\cotg i_1 + \cotg \gamma_2)$$

$$+ A_2B_2 (\cotg i_2 + \cotg \gamma_1) - (\cotg i_1 + \cotg i_2)]$$

$$b = \frac{\Delta(A_2B_2 - A_1B_1) - aH (\cotg \gamma_1 + \cotg \gamma_2)^2}{\cotg \gamma_1 + \cotg \gamma_2}$$

$$d = \Delta H A_1 B_1$$

$$A = \frac{\cotg i - \cotg \gamma}{\cotg i}$$

$$B = V(i, \varphi).$$

2) *Loi de répartition de la composante horizontale q de la tension agissant sur la fondation :*

$$q = a'x^2 + b'x + d'$$

avec :

$$a' = \frac{3\Delta}{H} \frac{1}{(\cotg \gamma_1 + \cotg \gamma_2)^3} [A_1D_1(2 \cotg \gamma_1 + \cotg \gamma_2 - \cotg i_1)$$

$$+ A_2D_2 (\cotg \gamma_1 + \cotg i_2)]$$

$$b' = \frac{\Delta(A_2D_2 - A_1D_1) - a'H (\cotg \gamma_1 + \cotg \gamma_2)^2}{\cotg \gamma_1 + \cotg \gamma_2}$$

$$d' = \Delta HA_1D_1$$

$$A = \frac{\cotg i - \cotg \gamma}{\cotg i}$$

$$D = Q(i, \varphi).$$

Remarquons que le problème se résoud très aisément par la méthode semi-graphique suivante :

$$\begin{array}{l} \text{Posons : } AB = l_1 \\ \quad \quad BC = l_2 \\ \quad \quad CD = l_3 \\ \quad \quad l_1 + l_2 + l_3 = L \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right. \text{valeurs lues sur le dessin}$$

Dans le même système d'axes que ci-dessus, il vient :

$$1) v = ax^2 + bx + d$$

avec :

$$a = \frac{3}{l_2^3} [v_b(l_2 + l_1) + v_c(l_2 + l_3) - \Delta LH]$$

$$b = \frac{-1}{l_2^2} [v_b(4l_2 + 3l_1) + v_c(2l_2 + 3l_3) - 3\Delta LH]$$

$$d = v_b.$$

$$2) q = a'x^2 + b'x + d'$$

$$a' = \frac{3}{l_2^3} [q_b(l_2 + l_1) + q_c(l_2 + l_3)]$$

$$b' = -\frac{1}{l_2^2} [q_b(4l_2 + 3l_1) + q_c(2l_2 + 3l_3)]$$

$$d' = q_b.$$

Remarque : La méthode que nous venons de développer permet de connaître en tout point de la base de fondation la valeur des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la fondation. Si l'angle d'inclinaison i des talus sur l'horizon-

tale est égal à l'angle de frottement interne φ du matériau, en tout point de la fondation, on a $q = 0$. Si $i > \varphi$ il n'est plus possible de déterminer q ; toutefois ce cas n'est pas un cas pratique, car l'équilibre des talus serait compromis; d'ailleurs, l'inclinaison des talus est faible spécialement dans le cas présent de mauvais sols de fondation.

Cas pratique (fig. 2):

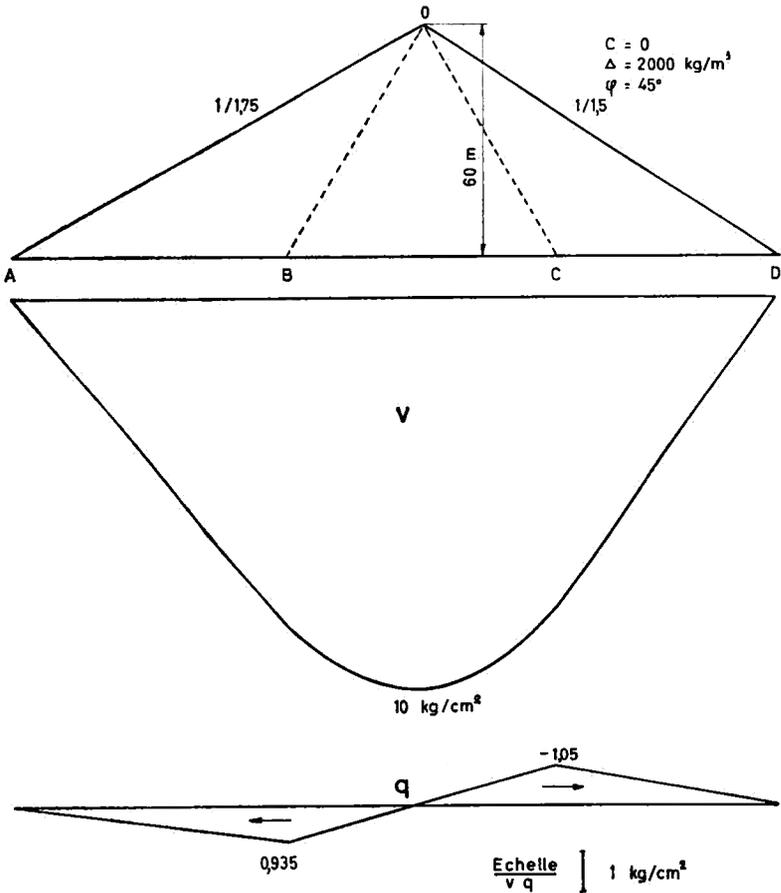


FIG. 2.

$$\text{Caractéristiques : Barrage} \left\{ \begin{array}{l} \text{tg } i_1 = \frac{1}{1,75} \\ \text{tg } i_2 = \frac{1}{1,5} \\ H = 60 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Matériau} \left\{ \begin{array}{l} \varphi = 45^\circ \\ \Delta = 2000 \text{ kg/m}^3 \\ C = 0. \end{array} \right.$$

On a :

$$\begin{aligned} q_b &= 9.350 \text{ kg/m}^2 \\ v_b &= 84.900 \text{ kg/m}^2 \\ q_c &= -10.500 \text{ kg/m}^2 \\ v_c &= 79.500 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

d'où

$$\begin{aligned} v_{bc} &= -15,2x^2 + 945x + 84.900 \\ q_{bc} &= -0,274x^2 - 280x + 9.350 \end{aligned}$$

b. Réservoir plein, étanchement amont.

Considérons un barrage de hauteur H, en terres pulvérulentes avec étanchement amont, le réservoir étant plein (*fig. 3*).

En un point quelconque du talus amont, situé à la profondeur Z sous le niveau supérieur de l'eau, la pression exercée par l'eau est normale au parement et vaut $\Delta_{eau} \cdot Z$.

L'étude de ce massif AOD se ramène à celle des deux états suivants :

1) *État a.* Considérons le massif AOD soumis à son poids propre P et à la composante verticale $\Delta_{eau} \cdot Z \cdot \cos i_1$ de la pression hydrostatique. Transformons cette pression verticale en hauteur fictive de terre h_f ($h_f = \frac{\Delta_{eau}}{\Delta} Z \cdot \cos i_1$). Nous obtenons le massif fictif équivalent OA'AD. C'est un massif pulvérulent non chargé. L'étude de ce cas a été faite précédemment (p. 6 et s.).

Zone 1: Les lois de répartition sont linéaires :

$$\begin{aligned} v_a &= \Delta \cdot h_f \cdot V(i'_1, \varphi) \\ v_b &= \Delta \cdot h_b \cdot V(i'_1, \varphi) \end{aligned}$$

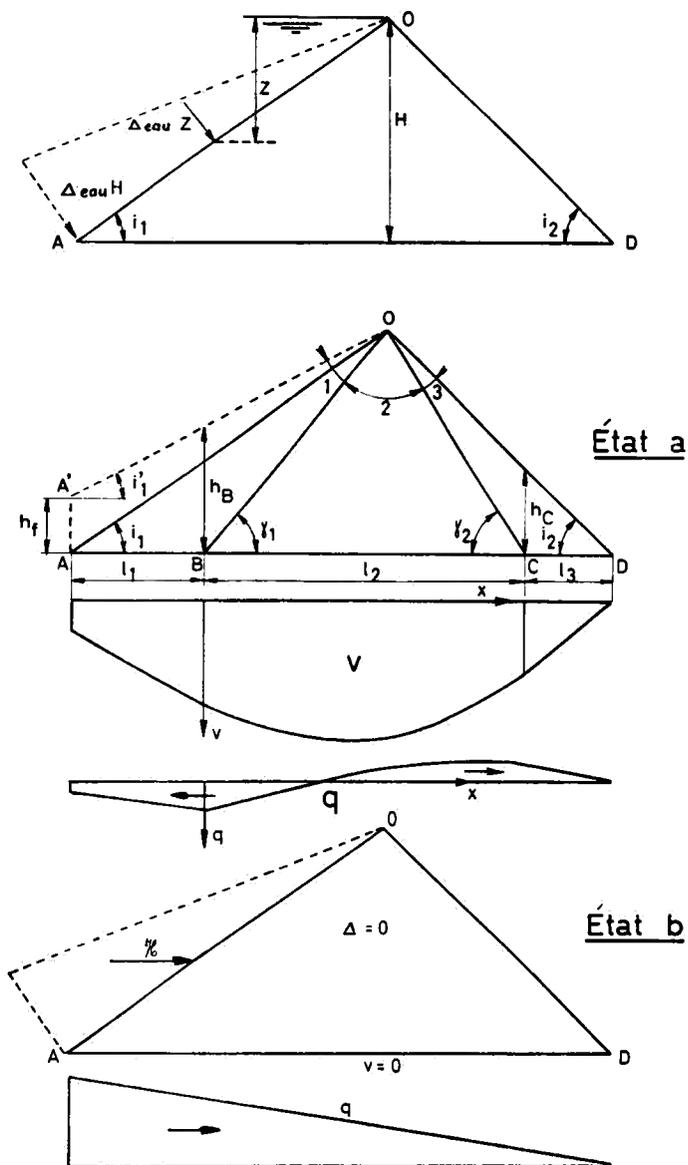


FIG. 3.

$$\begin{aligned} q_A &= \Delta \cdot h_f \cdot Q(i'_1, \varphi) \\ q_B &= \Delta \cdot h_B \cdot Q(i'_1, \varphi). \end{aligned}$$

Zone 3: Les lois de répartition sont linéaires :

$$\begin{aligned} v_D &= 0 \\ v_C &= \Delta \cdot h_C \cdot V(i'_2, \varphi) \\ q_D &= 0 \\ q_C &= \Delta \cdot h_C \cdot Q(i'_2, \varphi). \end{aligned}$$

Zone 2:

En utilisant les mêmes notations que p. 11, on obtient :

$$v = ax^2 + bx + d$$

avec :

$$\begin{aligned} a &= \frac{-3}{l_2^3} [\Delta \cdot L \cdot H + \Delta_{eau} \cdot H^2 \cotg i_1 - v_A \cdot l_1 \\ &\quad - v_B(l_1 + l_2) - v_C(l_2 + l_3)] \\ b &= \frac{v_C - v_B}{l_2} - al_2 \\ d &= v_B \\ q &= a'x^2 + b'x + d' \\ a' &= \frac{3}{l_2^3} [q_A l_1 + q_B(l_1 + l_2) + q_C(l_2 + l_3)] \\ b' &= \frac{q_C - q_B}{l_2} - a'l_2 \\ d' &= q_B. \end{aligned}$$

Remarque : Pour déterminer les directions de rupture OB et OC, il suffit de calculer les angles γ_1 et γ_2 par les formules :

$$\cos [\varphi + i'_1 - 2\gamma_1] = \frac{\sin i'_1}{\cos \varphi}$$

et

$$\cos [\varphi + i'_2 - 2\gamma_2] = \frac{\sin i'_2}{\cos \varphi}$$

2) *État b.* Envisageons le massif AOD sans poids ($\Delta = 0$) soumis à la composante horizontale de la pression hydrostatique

soit $\Delta_{eau} \cdot Z \cdot \sin i_1$. Comme le massif n'est soumis qu'à des forces horizontales, nous admettons que les tensions agissant sur la base de fondation sont purement horizontales. En tout point de la base de fondation AD, la composante verticale v de la tension est donc nulle.

— Étude de la loi de répartition de la composante horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation AD :

La résultante du diagramme de cette composante q doit équilibrer la composante horizontale de l'action de l'eau soit $\Delta_{eau} \cdot \frac{H^2}{2}$; de plus, q est nulle en D (talus aval libre). Nous adoptons, le long de AD, une loi de répartition linéaire satisfaisant à ces deux conditions et telle que q soit maximum en A.

On a :

$$q_A = - \frac{\Delta_{eau} \cdot H}{\cotg i_1 + \cotg i_2}$$

$$q_D = 0.$$

L'état réel est la somme des deux états partiels a et b .

Cas pratique (fig. 4) :

$$\text{Caractéristiques : Barrage} \quad \left\{ \begin{array}{l} tg i_1 = 1/1,75 \\ tg i_2 = 1/1,5 \\ H = 60 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Matériau} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta = 2000 \text{ kg/m}^3 \\ C = 0 \\ \varphi = 40^\circ. \end{array} \right.$$

État a :

$$\begin{aligned} v_A &= 53.400 \text{ kg/m}^2 \\ q_A &= 4.000 \text{ kg/m}^2 \\ v_B &= 100.500 \text{ kg/m}^2 \\ q_B &= 7.600 \text{ kg/m}^2 \\ v_C &= 66.500 \text{ kg/m}^2 \\ q_C &= -12.450 \text{ kg/m}^2 \\ v_{bc} &= -14,5x^2 + 775x + 100.500 \\ q_{bc} &= -0,654x^2 - 190x + 7.600 \end{aligned}$$

État b :

$$\begin{aligned} q_A &= -18.450 \text{ kg/m}^2 \\ q_D &= 0 \\ v &= 0. \end{aligned}$$

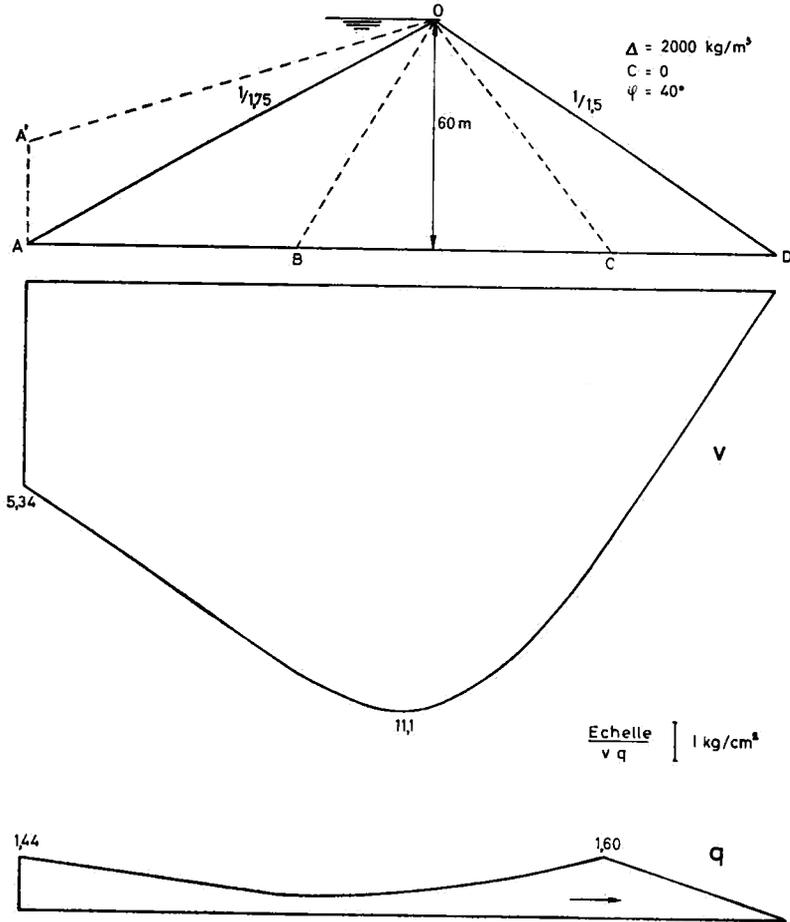


FIG. 4.

c. *Réservoir plein, étanchement central.*

Considérons un barrage de hauteur H , en terres pulvérulentes, avec étanchement central, le réservoir étant plein (fig. 5).

Le barrage est divisé en deux parties par l'étanchement central :

- La partie amont A abandonnée à l'eau, protégeant l'étanchement et équilibrant la poussée sur l'écran ;
- La partie aval B.

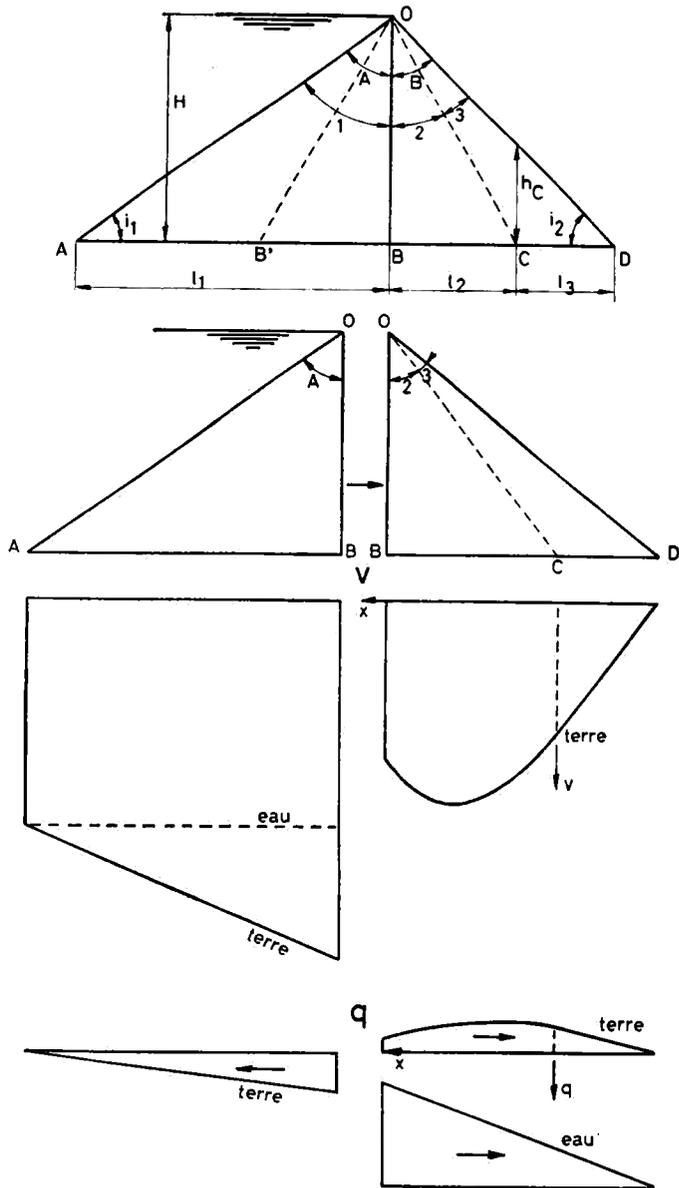


FIG. 5.

*Partie amont A.*1) *Action des terres.*

Nous admettons que dans toute l'étendue de la partie amont existe l'équilibre de RANKINE à ligne de poussée parallèle au talus ⁽¹⁾. Les lois de répartition des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation sont donc linéaires le long de AB. On a (formules p. 7) :

$$\begin{aligned} v_A &= 0 \\ v_B &= (\Delta - \Delta_{eau})H.V(i_1, \varphi) \\ q_A &= 0 \\ q_B &= (\Delta - \Delta_{eau})H.Q(i_1, \varphi) \end{aligned}$$

2) *Action de l'eau.*

L'eau exerce sur le sol de fondation AB une pression verticale uniforme $v_{eau} = \Delta_{eau}H$.

*Partie aval B.*1) *Action des terres.*

La direction de rupture équilibre limite inférieur OC (rupture par manque de poussée) divise la partie aval B en deux zones (2 et 3). Dans la zone 3, règne l'équilibre limite inférieur de RANKINE ; les lois de répartition des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation sont donc linéaires le long de CD. On a (formules p. 7).

$$\begin{aligned} v_D &= 0 \\ v_C &= \Delta.h_c.V(i_2, \varphi) \\ q_D &= 0 \\ q_C &= \Delta.h_c.Q(i_2, \varphi). \end{aligned}$$

Dans la zone 2, nous admettons des lois de répartition de la forme $y = ax^2 + bx + d$ vérifiant les conditions d'équilibre

(1) Nous avons aussi envisagé de n'admettre l'équilibre de RANKINE que jusqu'à la direction de rupture équilibre limite inférieur OB'. La zone AOB' est alors étudiée en équilibre de RANKINE, tandis que dans la zone OB'C sont envisagées des lois de répartition de la forme $y = ax^2 + bx + d$ vérifiant les conditions d'équilibre d'ensemble du massif et admettant en B et C les valeurs connues (formules p. 8). Le résultat obtenu est tout à fait analogue à celui donné par la méthode proposée qui est beaucoup plus simple d'application ; pour le cas pratique traité (fig. 6), il est donné en traits interrompus.

d'ensemble du massif, admettant en C les valeurs connues et se raccordant tangentiellement aux lois linéaires de la zone 3.

En choisissant l'origine des axes en C, l'axe des x horizontal (orienté de C vers B) et les axes v et q verticaux (orientés vers le bas), il vient en désignant les longueurs AB, BC et CD de la fondation respectivement par l_1 , l_2 et l_3 :

— Loi de répartition de la composante verticale v de la tension exercée par les terres sur la fondation BC :

$$v = ax^2 + bx + d$$

avec

$$a = \frac{3}{2l_3^3} [(\Delta - \Delta_{eau})H_1 + \Delta.H(l_2 + l_3) - v_b.l_1 - \frac{v_c}{l_3} (l_3 + l_2)^2]$$

$$b = \frac{v_c}{l_3}$$

$$d = v_c.$$

— Loi de répartition de la composante horizontale q de la tension exercée par les terres sur la fondation BC :

$$q = a'x^2 + b'x + d'$$

avec

$$a' = \frac{-3}{2l_3^3} [q_b.l_1 + \frac{q_c}{l_3} (l_3 + l_2)^2]$$

$$d' = q_c$$

$$b' = \frac{q_c}{l_3}$$

2) Action de l'eau.

L'action de l'eau sur l'étanchement OB étant horizontale, nous admettons que les tensions agissant sur la base de fondation sont purement horizontales. En tout point de la base BD, la composante verticale v de la tension due à l'action de l'eau est donc nulle.

— Étude de la loi de répartition de la composante horizontale q de la tension due à l'action de l'eau sur la base BD :

La résultante du diagramme de cette composante q doit équilibrer l'action horizontale de l'eau soit $\Delta_{eau} \cdot \frac{H^2}{2}$; de plus, q est nulle en D (talus aval libre). Nous adoptons, le long de BD, une

loi de répartition linéaire satisfaisant à ces deux conditions et telle que q soit maximum en B.

On a :

$$q_B = - \frac{H \cdot \Delta_{eau}}{\cotg i_2}$$

$$q_B = 0.$$

Cas pratique (fig. 6)

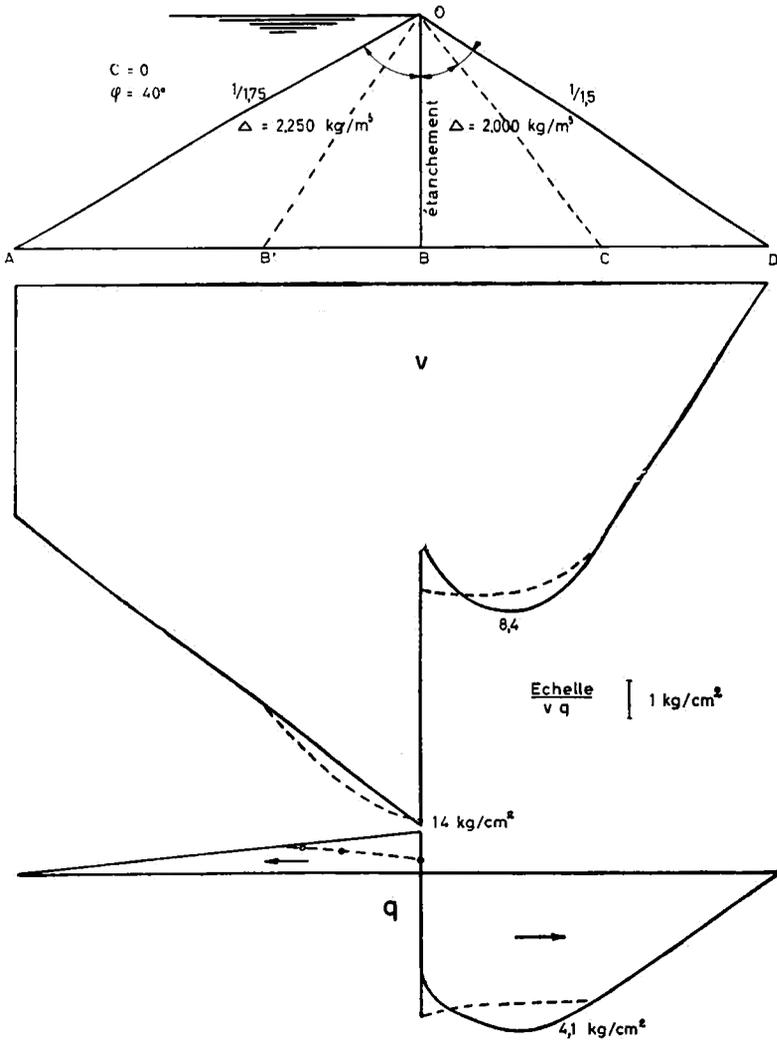


FIG. 6.

Caractéristiques :

$$\text{Barrage} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{tg } i_1 = 1/1,75 \\ \text{tg } i_2 = 1/1,5 \\ H = 60 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Matériaux} \quad \left\{ \begin{array}{l} \varphi = 40^\circ \\ C = 0 \\ \Delta \text{ zone A} = 2250 \text{ kg/m}^3 \\ \Delta \text{ zone B} = 2000 \text{ kg/m}^3. \end{array} \right.$$

Partie amont A.

1) *Terre* :

$$v_b = 80.500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_b = 11.400 \text{ kg/m}^2$$

2) *Eau* :

$$v_{eau} = 60.000 \text{ kg/m}^2.$$

Partie aval B.

1) *Terre* :

$$v_c = 66.500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_c = -12.450 \text{ kg/m}^2$$

$$v_{cb} = -32x^2 + 1530x + 66.500$$

$$q_{cb} = +16,65x^2 - 286x - 12.450$$

2) *Eau* :

$$q_b = -\frac{1000 \times 60 \times 60}{2 \times \frac{90}{2}} = -60.000 \times \frac{6}{9} = -40.000 \text{ kg/m}^2$$

d. *Réservoir plein, étanchement incliné.*

Considérons un barrage de hauteur H, en terres pulvérulentes avec étanchement incliné, le réservoir étant plein (*fig. 7*). Le barrage est divisé en deux parties par l'étanchement :

— La partie amont A abandonnée à l'eau, protégeant l'étanchement et équilibrant la poussée sur l'écran ;

— La partie aval B.

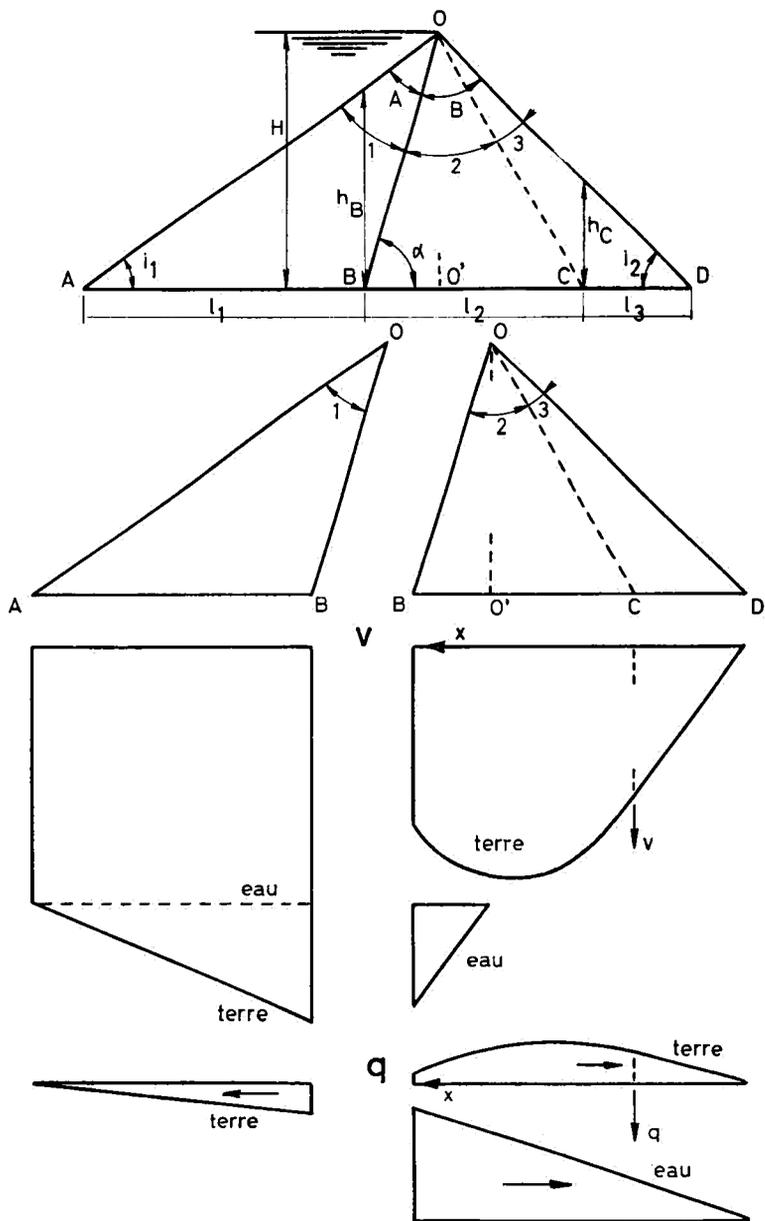


FIG. 7.

Partie amont A.

Ce cas se résoud comme celui du barrage avec étanchement central (cf. p. 17).

1) *Action des terres.*

Les lois de répartition des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation sont linéaires le long de AB.

On a (formules p. 7) :

$$\begin{aligned} v_A &= 0 \\ v_B &= (\Delta - \Delta_{eau})h_B \cdot V(i_1, \varphi) \\ q_A &= 0 \\ q_B &= (\Delta - \Delta_{eau})h_B \cdot Q(i_1, \varphi). \end{aligned}$$

2) *Action de l'eau.*

L'eau exerce sur le sol de fondation AB une pression verticale uniforme $v_{eau} = \Delta_{eau} \cdot H$.

*Partie aval B.*1) *Action des terres.*

Ce cas se résoud comme celui du barrage avec étanchement central (cf. p. 17).

Zone 3.

Les lois de répartition des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation sont linéaires le long de CD. On a :

$$\begin{aligned} v_D &= 0 \\ v_C &= \Delta \cdot h_C \cdot V(i_2, \varphi) \\ q_D &= 0 \\ q_C &= \Delta \cdot h_C \cdot Q(i_2, \varphi) \end{aligned}$$

Zone 2.

On a, avec les mêmes notations que celles indiquées p. 20 et reprises à la fig. 7 :

— Loi de répartition de la composante verticale v de la tension exercée par les terres sur la fondation BC :

$$v = ax^2 + bx + d$$

avec

$$a = \frac{3}{2l_3^3} [\Delta - \Delta_{eau}) H l_1 + \Delta \cdot H (l_2 + l_3) - v_b \cdot l_1 - v_c (l_2 + l_3)^2]$$

$$b = \frac{v_c}{l_3}$$

$$d = v_c$$

— Loi de répartition de la composante horizontale q de la tension exercée par les terres sur la fondation BC :

$$q = a'x^2 + b'x + d'$$

avec

$$a' = \frac{-3}{2l_3^3} [q_b \cdot l_1 + \frac{q_c}{l_3} (l_2 + l_3)^2]$$

$$b' = \frac{q_c}{l_3}$$

$$d' = q_c.$$

2) Action de l'eau.

L'action de l'eau sur l'étanchement OB se décompose en une composante verticale $\frac{H^2 \cdot \Delta_{eau} \cotg \alpha}{2}$ et une composante horizontale $\frac{H^2 \cdot \Delta_{eau}}{2}$; α étant l'angle formé par la direction de l'étanchement OB avec l'horizontale.

Composante verticale : Cette action étant verticale, nous admettons que les tensions correspondantes sur la base sont verticales et que cette action verticale $\frac{\Delta_{eau} \cdot H^2 \cdot \cotg \alpha}{2}$ est reprise uniquement sur la longueur BO' de la fondation (projection de l'étanchement OB). Nous adoptons une loi de répartition linéaire le long de BO' telle que le maximum soit en B, il vient :

$$v_b = \Delta_{eau} \cdot H$$

$$v_{o'} = 0.$$

Composante horizontale: Cette action étant horizontale, nous admettons que les tensions correspondantes sur la base BD sont horizontales. La résultante du diagramme de cette tension horizontale q doit équilibrer l'action $\frac{\Delta_{eau} \cdot H^2}{2}$; de plus q est nulle en D (talus aval libre). Nous adoptons, le long de BD, une loi de répartition linéaire satisfaisant à ces deux conditions et telle que q soit maximum en B

$$q_B = - \frac{H \cdot \Delta_{eau}}{\cotg i_2 + \cotg \alpha}$$

$$q_D = 0.$$

Cas pratique (fig. 8):

Caractéristiques : Barrage $\left\{ \begin{array}{l} \text{tg } i_1 = 1/1,75 \\ \text{tg } i_2 = 1/1,5 \\ H = 60 \text{ m} \end{array} \right.$

Matériaux $\left\{ \begin{array}{l} \varphi = 40^\circ \\ C = 0 \\ \Delta_{zone \text{ A}} = 2250 \text{ kg/m}^3 \\ \Delta_{zone \text{ B}} = 2000 \text{ kg/m}^3 \end{array} \right.$

Partie amont A:

1) *Terres*:

$$v_B = 68.000 \text{ kg/m}^2$$

$$q_B = 9.000 \text{ kg/m}^2.$$

2) *Eau*:

$$v_{eau} = 60.000 \text{ kg/m}^2.$$

Partie aval B:

1) *Terres*:

$$v_C = 66.500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_C = -12.450 \text{ kg/m}^2.$$

$$v_{CB} = -24,6x^2 + 1530x + 66.500$$

$$q_{CB} = +15,1x^2 - 286x - 12.450.$$

2) *Eau*:

$$v_B = 60.000 \text{ kg/m}^2$$

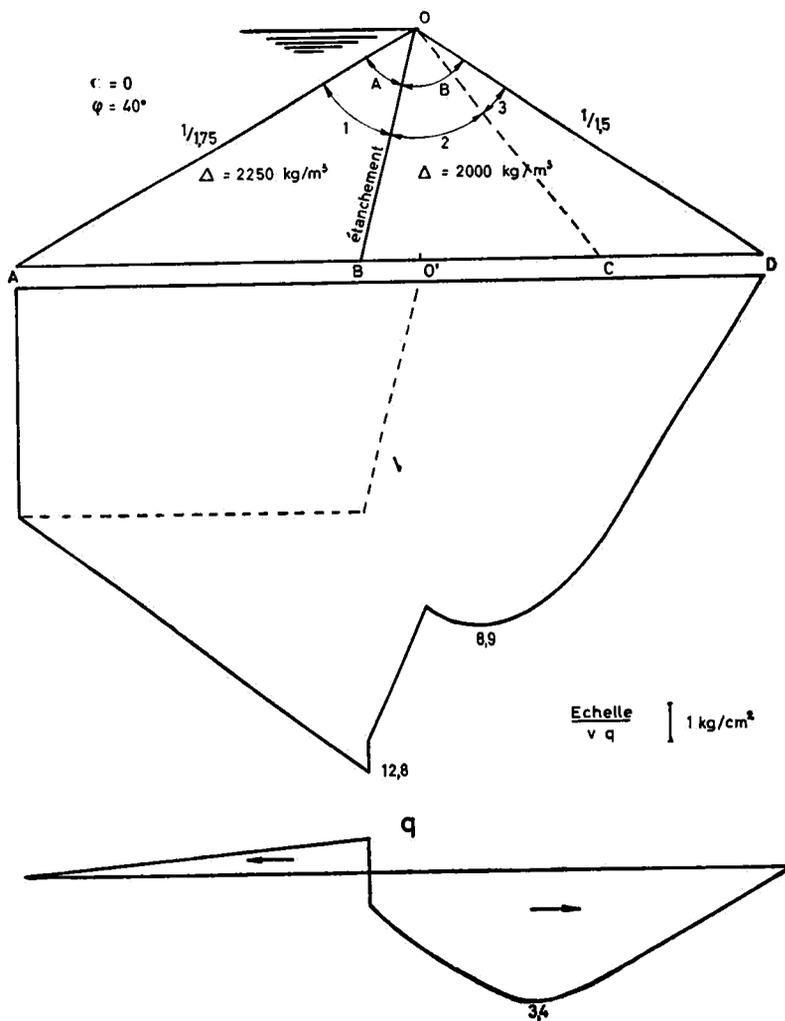


FIG. 8.

$$\begin{aligned}v_{o'} &= 0 \\q_b &= -34.200 \text{ kg/m}^3 \\q_b &= 0.\end{aligned}$$

Remarque :

Le même barrage a été étudié, la retenue étant pleine, dans les cas suivants :

- a) Étanchement amont ;
- b) Étanchement incliné ;
- c) Étanchement central.

Nous avons obtenu les résultats suivants :

Cas	$v_{max.}$	$q_{max.}$	$\left(\frac{q}{v}\right)_{max.}$
	en kg/cm ²		
a	11,10	1,60	0,27
b	12,80	3,40	0,39
c	14,00	4,10	0,48

C'est donc dans le cas de l'étanchement amont que les pressions verticales sont les plus faibles. Le gain par rapport au cas de l'étanchement central est de l'ordre de 20 %. C'est aussi dans ce cas que le glissement est le moins à craindre $\left(\frac{q}{v}\right)_{max.} = 0,27$ au lieu de 0,39 ou 0,48, ce qui représente un gain très appréciable.

2. — BARRAGES EN TERRES COHÉRENTES.

Le théorème des états correspondants de M. CAQUOT [2] permet de passer du cas des terres cohérentes ($C \neq 0$) au cas des terres pulvérulentes que nous venons de résoudre.

Théorème de M. CAQUOT.

Un milieu cohérent est en équilibre si on peut lui faire correspondre un milieu pulvérulent en équilibre, de même forme et de même frottement interne ; les contraintes de ce dernier milieu seront, en tous points et pour tous les éléments de surface, les

résultantes des contraintes du milieu cohérent et d'une pression hydrostatique $P = \frac{C}{\text{tg } \varphi}$.

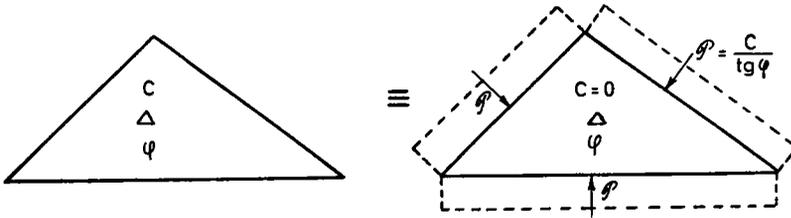


FIG. 9.

Méthode proposée.

Considérons un barrage en terres cohérentes de hauteur H. D'après le théorème des états correspondants de M. CAQUOT, le massif réel cohérent (caractéristiques : C, Δ, φ) est équivalent au massif pulvérulent de même forme (caractéristiques : C = 0, Δ, φ) soumis, en plus des sollicitations propres du massif réel, à la pression hydrostatique $P = \frac{C}{\text{tg } \varphi}$ (fig. 9).

a. *Réservoir vide (fig. 10).*

Les talus amont OA et aval OD sont soumis à la pression hydrostatique $P = \frac{C}{\text{tg } \varphi}$. Décomposons ces pressions en leurs composantes verticale P_v et horizontale P_H . Il vient :

Talus amont : $P_v = P \cos i_1$
 $P_H = P \sin i_1$

Talus aval : $P_v = P \cos i_2$
 $P_H = P \sin i_2$.

État partiel a.

Considérons (fig. 10a) le massif OAD en terres pulvérulentes dont les talus amont et aval sont sollicités respectivement par

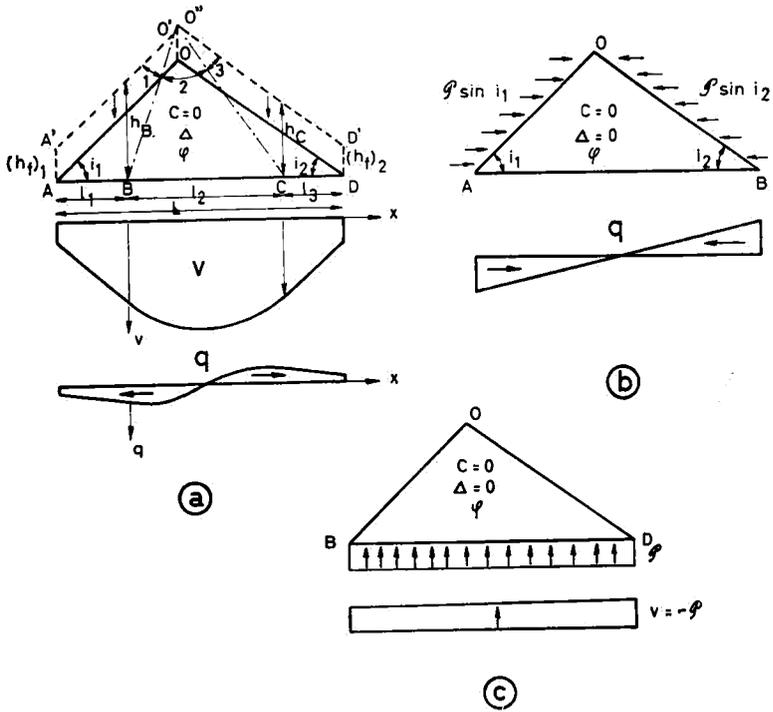


FIG. 10.

les pressions verticales $P \cos i_1$ et $P \cos i_2$. Transformons ces pressions en hauteur fictive de terre, il vient

$$\begin{aligned} \text{à l'amont : } (h_f)_1 &= \frac{C \cos i_1}{\Delta \operatorname{tg} \varphi} \\ \text{à l'aval : } (h_f)_2 &= \frac{C \cos i_2}{\Delta \operatorname{tg} \varphi}. \end{aligned}$$

Nous obtenons le massif fictif équivalent $A'O'O''D'DA$. C'est un massif pulvérulent non chargé. L'étude de ce cas a été faite précédemment (p. 6 et s.).

En utilisant les notations indiquées à la fig. 10a on obtient les relations suivantes :

Zone 1: Les lois de répartition sont linéaires :

$$\begin{aligned}v_A &= \Delta.(h_f)_1.V(i_1, \varphi) \\v_B &= \Delta.h_B.V(i_1, \varphi) \\q_A &= \Delta.(h_f)_1.Q(i_1, \varphi) \\q_B &= \Delta.h_B.Q(i_1, \varphi)\end{aligned}$$

Zone 3: Les lois de répartition sont linéaires :

$$\begin{aligned}v_D &= \Delta.(h_f)_2.V(i_2, \varphi) \\v_C &= \Delta.h_C.V(i_2, \varphi) \\q_D &= -\Delta.(h_f)_2.Q(i_2, \varphi) \\q_C &= -\Delta.h_C.Q(i_2, \varphi).\end{aligned}$$

Zone 2:

$$v = ax^2 + bx + d$$

avec :

$$a = \frac{-3}{l_2^3} [\Delta.L.H. + \frac{C}{tg \varphi} .L - v_A l_1 - v_B(l_1 + l_2) - v_C(l_2 + l_3) - v_D l_3]$$

$$b = \frac{v_C - v_B}{l_2} - a l_2$$

$$d = v_B$$

$$q = a'x^2 + b'x + d'$$

avec :

$$a' = \frac{3}{l_2^2} [q_A.l_1 + q_B(l_1 + l_2) + q_C(l_2 + l_3) + q_D.l_3]$$

$$b' = \frac{q_C - q_B}{l_2} - a' l_2$$

$$d' = q_B.$$

Remarque : Pour déterminer les directions de rupture O'B et O''C, il suffit de calculer les angles γ_1 et γ_2 par les formules

$$\cos (\varphi + i_1 - 2\gamma_1) = \frac{\sin i_1}{\cos \varphi}$$

et

$$\cos (\varphi + i_2 - 2\gamma_2) = \frac{\sin i_2}{\cos \varphi}.$$

État partiel b.

Considérons (*fig. 10b*) le massif pulvérulent sans poids AOD ($C = 0, \Delta = 0$) soumis aux pressions horizontales :

A l'amont : $P \sin i_1$

A l'aval : $P \sin i_2$.

Ces actions étant horizontales, nous admettons que les tensions agissant sur la base de fondation AD sont purement horizontales.

De plus, comme la résultante de ces actions horizontales est nulle, la résultante des tensions horizontales q doit être nulle. Nous admettons la loi de répartition linéaire

$$q_a = -q_b = -\frac{2C \cdot \cotg \varphi}{\cotg i_1 + \cotg i_2}.$$

État partiel c.

Considérons (*fig. 10c*) le massif pulvérulent sans poids AOD ($C = 0, \Delta = 0$) dont la base AD est soumise à la pression verticale uniforme $P = \frac{C}{\tg \varphi}$.

En tout point de la fondation AD, existe une tension verticale

$$v = -P = -\frac{C}{\tg \varphi}.$$

L'état réel est la somme des trois états partiels *a*, *b* et *c*.

b. Réservoir plein.

Considérons le cas d'un barrage en terres cohérentes de hauteur H , le réservoir étant plein (*fig. 11*).

Pour résoudre ce cas, il suffit d'ajouter aux sollicitations étudiées dans le cas du réservoir vide (p. 29 à 32), celles dues à l'eau qui ont été étudiées précédemment (p. 13 à 26).

Étudions le cas d'un barrage avec étanchement amont.

Les trois états partiels sont les suivants :

État partiel a.

Considérons (*fig. 11a*) le massif OAD en terres pulvérulentes dont les talus amont et aval sont sollicités respectivement par

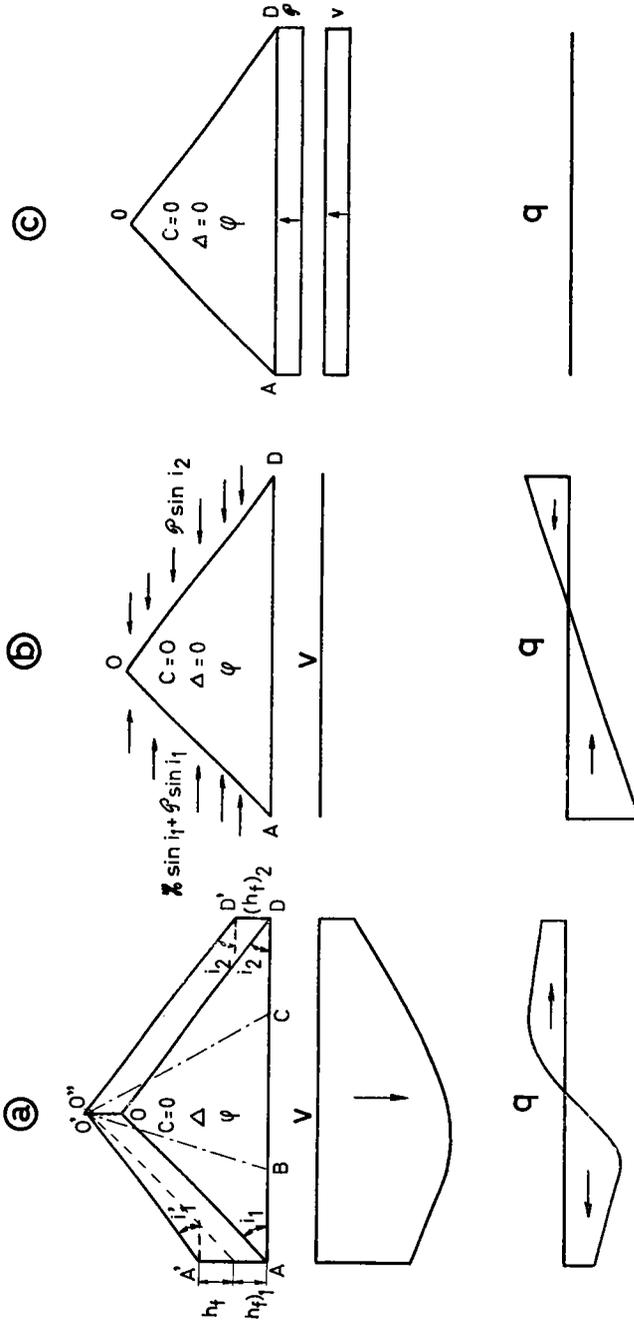


Fig. 11.

les pressions verticales $P \cos i_1 + Z \Delta_{eau} \cos i_1$ et $P \cos i_2$. Transformons ces pressions en hauteur fictive de terre, il vient

$$\text{A l'amont : } \frac{\Delta_{eau} Z}{\Delta} \cos i_1 + \frac{C \cos i_1}{\Delta \cdot \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\text{A l'aval : } \frac{C \cos i_2}{\Delta \cdot \operatorname{tg} \varphi}.$$

Nous obtenons le massif pulvérulent non chargé AA'O'O'D'D. L'étude de ce cas a été faite précédemment (p. 6 et s.).

État partiel b.

Considérons (*fig. 11b*) le massif pulvérulent sans poids OAD ($C = 0$, $\Delta = 0$) soumis aux pressions horizontales :

$$\text{A l'amont : } P \sin i_1 + Z \Delta_{eau} \sin i_1$$

$$\text{A l'aval : } P \sin i_2.$$

Ces actions étant horizontales, nous admettons que les tensions agissant sur la base de fondation AD sont purement horizontales. Nous admettons pour les tensions horizontales q , la loi de répartition linéaire :

$$q_a = - \frac{2C \cdot \operatorname{cotg} \varphi + H \cdot \Delta_{eau}}{\operatorname{cotg} i_1 + \operatorname{cotg} i_2}$$

$$q_b = \frac{2C \cdot \operatorname{cotg} \varphi}{\operatorname{cotg} i_1 + \operatorname{cotg} i_2}.$$

État partiel c.

Considérons (*fig. 11c*) le massif pulvérulent sans poids AOD ($C = 0$, $\Delta = 0$) dont la base AD est soumise à la pression verticale uniforme $P = \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi}$.

En tout point de la fondation AD, existe une tension verticale

$$v = -P = -\frac{C}{\operatorname{tg} \varphi}.$$

L'état réel est la somme des trois états partiels *a*, *b* et *c*.

Cas pratique (fig. 12) :

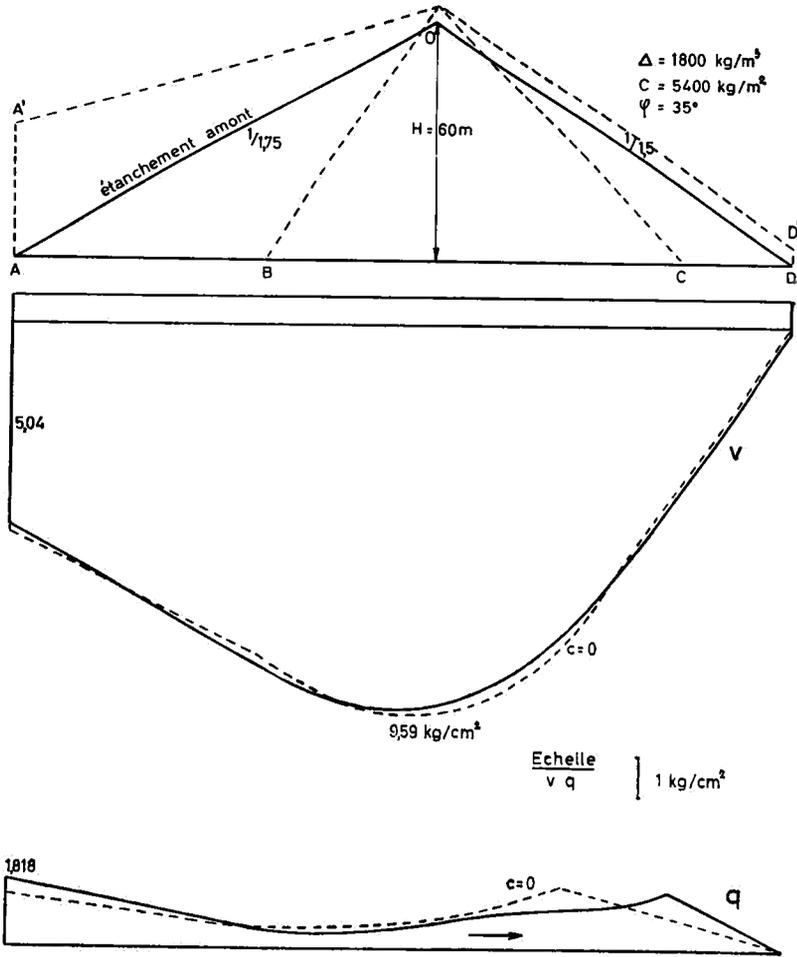


FIG. 12.

Caractéristiques : Barrage $\left\{ \begin{array}{l} \text{tg } i_1 = 1/1,75 \\ \text{tg } i_2 = 1/1,5 \\ H = 60\text{ m} \end{array} \right.$

Matériau $\left\{ \begin{array}{l} \Delta = 1800\text{ kg/m}^3 \\ C = 5400\text{ kg/m}^2 \\ \varphi = 35^\circ. \end{array} \right.$

État partiel a :

$$\begin{aligned}
 v_a &= 58.100 \text{ kg/m}^2 \\
 q_a &= 5.250 \text{ kg/m}^2 \\
 v_b &= 93.000 \text{ kg/m}^2 \\
 q_b &= 8.400 \text{ kg/m}^2 \\
 v_c &= 48.900 \text{ kg/m}^2 \\
 q_c &= -14.800 \text{ kg/m}^2 \\
 v_d &= 8.800 \text{ kg/m}^2 \\
 q_d &= -2.660 \text{ kg/m}^2 \\
 v_{bc} &= -10,77x^2 + 695x + 93.000 \\
 q_{bc} &= -x^2 - 119x + 8.400
 \end{aligned}$$

État partiel b :

$$\begin{aligned}
 q_a &= -23.390 \text{ kg/m}^2 \\
 q_d &= 4.780 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

État partiel c :

$$v = -7710 \text{ kg/m}^2.$$

A la *fig. 12* nous avons aussi tracé la distribution des tensions en supposant les terres sans cohésion ($C = 0$), on voit que les distributions sont très voisines surtout en ce qui concerne les composantes verticales v .

C'est donc une très bonne approximation, dans le calcul de la répartition des tensions sur la base de fondation, que d'envisager le massif comme pulvérulent.

Remarque :

Nous avons toujours considéré des barrages triangulaires ; toutefois, la méthode développée s'applique aussi aisément au cas de barrages avec plate-forme supérieure comme le montre la *fig. 13*.

3. — ÉTANCHEMENTS EN CORROI.

Jusqu'à présent, nous avons négligé l'épaisseur des étanchements, ce qui est admissible pour certains étanchements réalisés en béton, béton asphaltique... Dans le cas d'étanchements en terres cohérentes inclus dans des massifs perméables en terre ou en enrochements, cette hypothèse n'est plus valable ; il faut tenir compte de l'épaisseur de l'étanchement. Comme nous venons de le montrer, l'influence de la cohésion sur la répartition

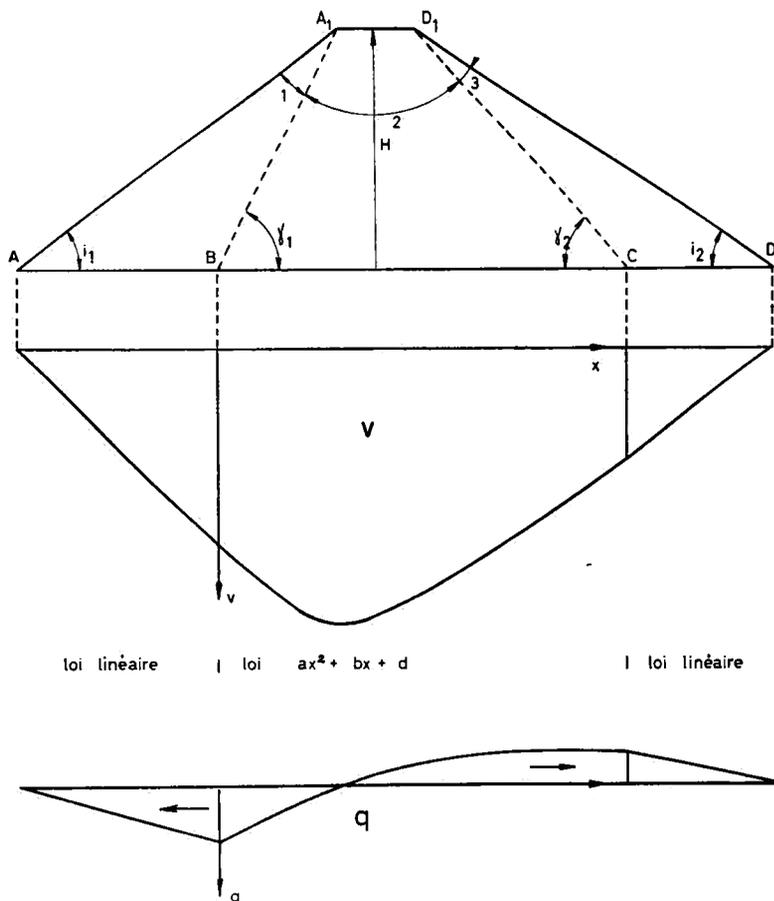


FIG. 13.

des tensions sur la base de fondation est très faible (les aires des diagrammes des tensions doivent d'ailleurs être identiques, que les terres soient ou non cohérentes). Aussi, il nous paraît tout à fait convenable, pour calculer la répartition des tensions sur le sol de fondation, de ne pas tenir compte de la cohésion des massifs d'étanchéité et d'envisager le barrage comme formé de terres pulvérulentes, mais comprenant plusieurs zones pour lesquelles les caractéristiques des terres (Δ , φ) sont différentes.

Trois types principaux d'étanchement se présentent (*fig. 14*) :

- a) Étanchement amont superficiel ;
- b) Étanchement amont recouvert ;
- c) Étanchement central.

La recherche de la loi de répartition des tensions sur le sol se fera en appliquant les mêmes principes que ceux utilisés précédemment (p. 5 et s.).

1) *Action des terres sur la base de fondation.*

Comme précédemment, nous déterminons les deux zones extérieures dans lesquelles l'équilibre de RANKINE est applicable, en traçant les directions de rupture. Dans ces zones (AB et CD), les lois de répartition des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation sont linéaires (formules p. 6). Dans la zone centrale (BC), nous admettons des lois de répartition de la forme $y = ax^2 + bx + d$ vérifiant les conditions d'équilibre d'ensemble et admettant les valeurs calculées en B et C.

Le problème se résoud donc aisément comme précédemment. Toutefois, il est nécessaire d'explicitier en détail le tracé des directions de rupture équilibre limite inférieur, car divers cas peuvent se présenter.

a) *Étanchement amont superficiel.*

α) La direction de rupture A'B relative au massif 1 (Δ_1, φ_1, i_1) reste localisée dans ce massif (*fig. 15a*).

On a : de A à B : équilibre de RANKINE ($\varphi_1 ; i_1$).

de B à C : lois $y = ax^2 + bx + d$.

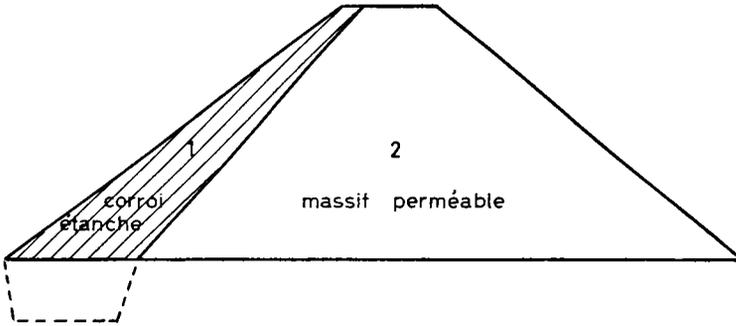
de C à D : équilibre de RANKINE (φ_2, i_2).

β) La direction de rupture A'B' relative au massif 1 (Δ_1, φ_1, i_1) ne reste pas localisée dans ce massif mais pénètre dans le second massif (*fig. 15b*).

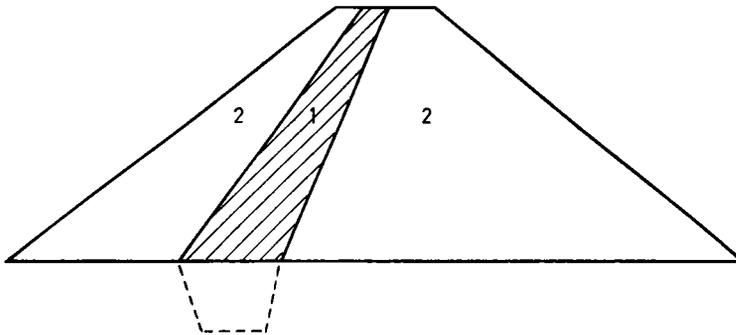
Dans toute la zone AM on a nécessairement l'équilibre de RANKINE (Δ_1, φ_1, i_1).

Considérons ensuite le massif 2, il s'agit d'un massif pulvérulent (Δ_2, φ_2) chargé par la couche d'étanchéité 1. Nous pouvons

ETANCHEMENT AMONT SUPERFICIEL



ETANCHEMENT AMONT RECOUVERT



ETANCHEMENT CENTRAL

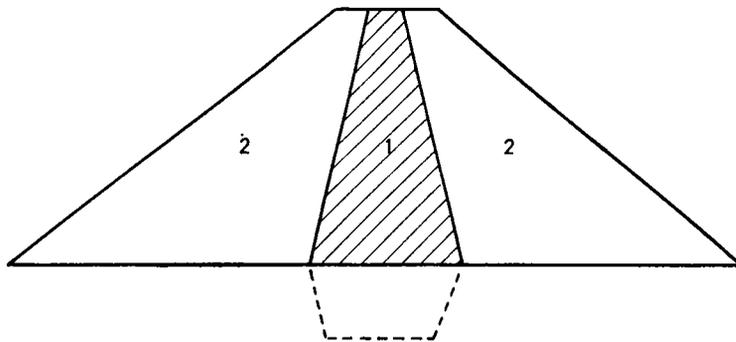


FIG. 14.

de M à B : équilibre de RANKINE (φ_2, i_1).

de B à C : lois $y = ax^2 + bx + d$.

de C à D : équilibre de RANKINE (φ_2, i_2).

b) *Étanchement amont recouvert.*

Dans le cas d'étanchement amont nous utilisons le même procédé (fig. 16a et b).

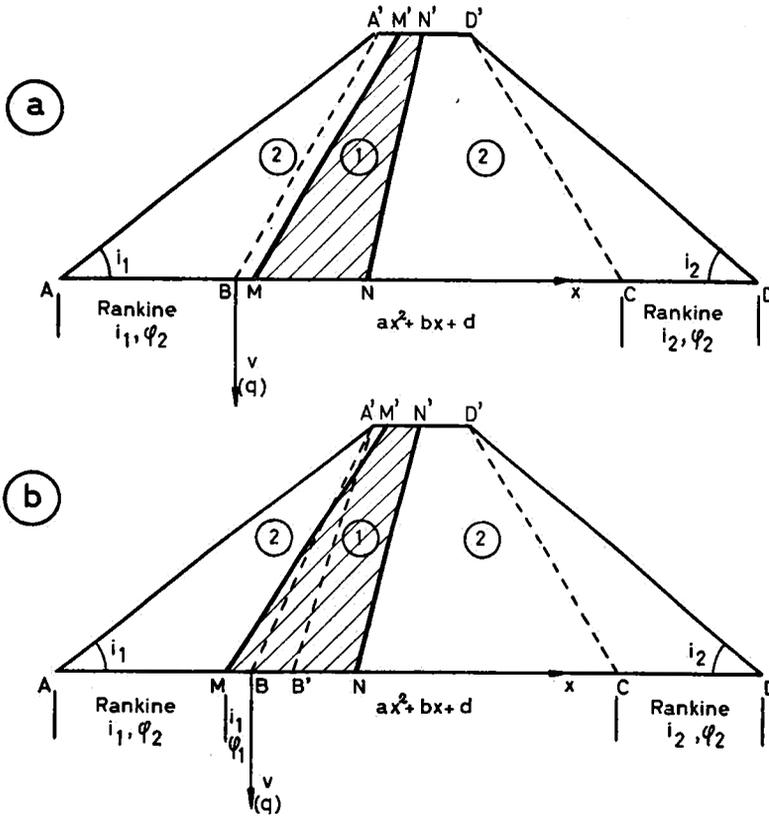


FIG. 16.

c) *Étanchement central.*

L'étanchement central étant en dehors des zones d'équilibre de RANKINE, il n'y a aucune difficulté (fig. 17).

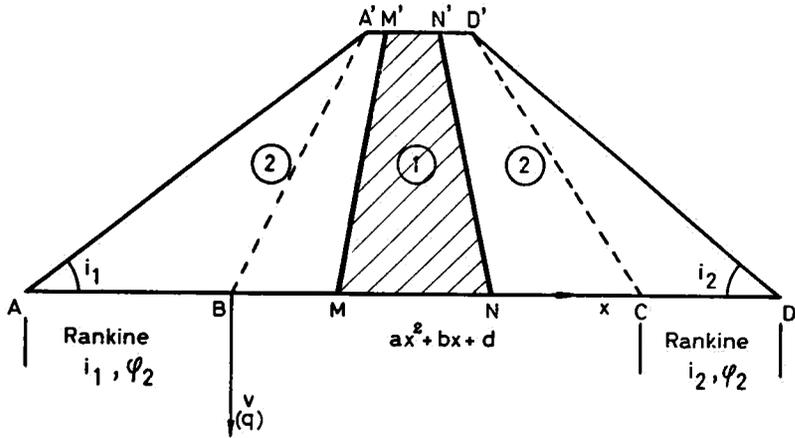


FIG. 17.

2) Action de l'eau sur la base de fondation.

Pour des étanchements en corroi, nous ne pouvons plus envisager l'hypothèse simple d'une imperméabilité totale comme nous l'avons fait précédemment. L'efficacité du corroi doit être telle que sur sa face aval la pression d'eau soit nulle (ou éventuellement égale à la pression d'aval). Ainsi sur la base de fondation, la pression d'eau passe de la valeur de la pression d'amont (au point amont M) à la pression d'aval (au point aval N). Nous admettrons entre ces points M et N l'hypothèse d'une loi de répartition linéaire.

L'action de l'eau sur la fondation est donc purement verticale et on a :

de A à M : $v_{eau} = \Delta_{eau} \cdot H_{amont}$

de M à N : la loi linéaire telle que $(v_{eau})_M = \Delta_{eau} \cdot H_{amont}$
 $(v_{eau})_N = \Delta_{eau} \cdot H_{aval}$

de N à D : $v_{eau} = \Delta_{eau} \cdot H_{aval}$.

Remarque : Si l'étanchement se prolonge dans la fondation (fig. 14), nous admettons toujours les mêmes hypothèses.

Cas pratique (fig. 18):

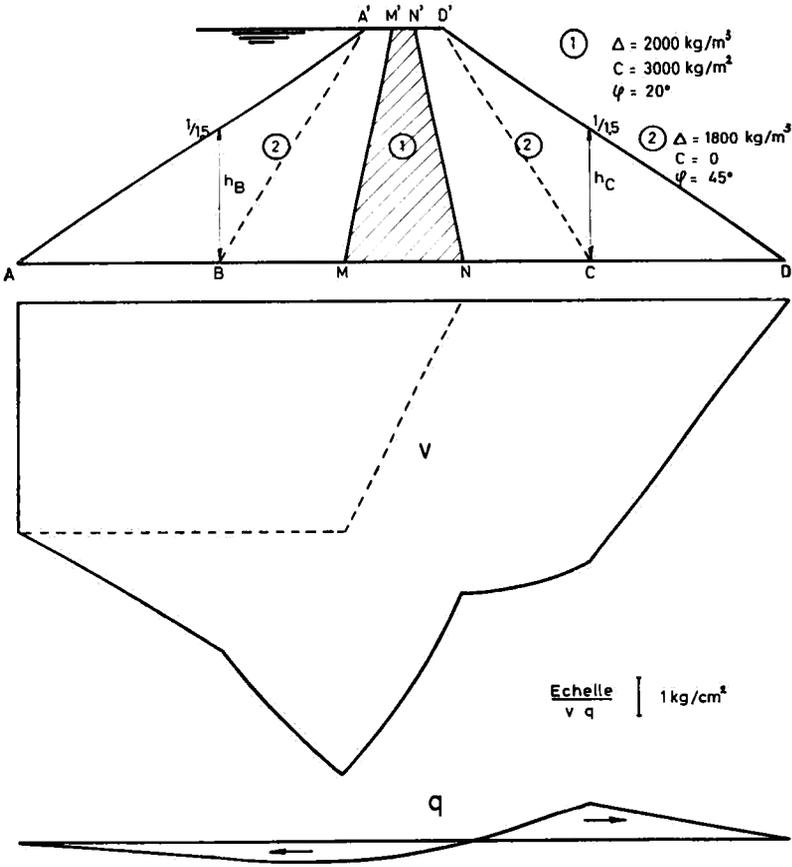


FIG. 18.

Caractéristiques :

<i>Barrage</i>	}	$\text{tg } i_1 = \text{tg } i_2 = 1/1,5$
		$H = 60 \text{ m}$
		étanchement central, retenue pleine
<i>Matériaux</i>	}	zone 1 $\Delta = 2000 \text{ kg/m}^3$
		$C = 3000 \text{ kg/m}^2$
		$\varphi = 20^\circ$
		zone 2 $\Delta = 1800 \text{ kg/m}^3$
		$C = 0$
		$\varphi = 45^\circ$

1) Action des terres :

$$v_A = 0$$

$$q_A = 0$$

$$v_B = 30.400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_B = 4.000 \text{ kg/m}^2$$

$$v_D = 0$$

$$q_D = 0$$

$$v_C = 68.500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_C = - 9.000 \text{ kg/m}^2$$

$$v_{BC} = - 10x^2 + 1357x + 30.400$$

$$q_{BC} = - 2,4x^2 + 95x + 4000.$$

2) Action de l'eau :

$$(v_{eau})_{AM} = 60.000 \text{ kg/m}^2$$

$$v_M = 60.000 \text{ kg/m}^2$$

$$v_N = 0$$

Remarque : La loi de répartition de la composante verticale v sur la base de fondation a la même allure que celle obtenue dans le cas d'un étanchement central d'épaisseur négligeable (*fig. 6*) ; toutefois, il n'y a pas de ressaut brusque au droit de l'étanchement.

CHAPITRE II.

EXPOSÉ DES MÉTHODES CONNUES

La littérature offre peu de renseignements concernant le problème de la détermination des tensions sur la base de fondation des barrages en terre ou en enrochements. Signalons et discutons les principales méthodes connues.

1. — MÉTHODE D'ENGESSER [15].

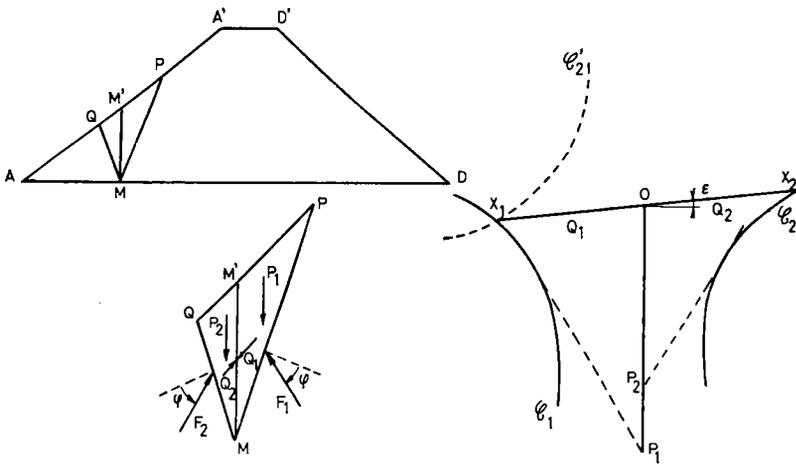


FIG. 19.

C'est la méthode la plus connue, ENGESSER l'a exposée dans le cas de terres pulvérulentes.

Soit un massif de terres pulvérulentes $AA'D'D'$.

a) On recherche tout d'abord la résultante Q des pressions de terre s'exerçant sur un plan vertical MM' (fig. 19). A cet effet, on étudie l'équilibre des prismes $M'MQ$ et $M'MP$, les plans de

glissement QM et PM étant choisis arbitrairement à partir de M. Pour chacun de ces deux prismes on connaît :

- Le poids (P_1 ou P_2) en grandeur, direction et sens ;
- La force de frottement (F_1 ou F_2) en direction (E.L.I. : angle φ avec la normale à la facette).

Les deux prismes devant être en équilibre, il faut rechercher les inclinaisons MP et MQ telles que les forces Q_1 et Q_2 agissant sur MM' soient égales et directement opposées.

A partir d'un point O pris comme origine, on met en place les poids P_1 et P_2 ainsi que les directions des forces de frottement F_1 et F_2 . En faisant varier l'inclinaison des plans de glissement MQ et MP, on peut tracer les courbes enveloppes des alignements des vecteurs F_1 et F_2 , soient C_1 et C_2 . On construit la courbe C'_2 homothétique de C_2 (centre d'homothétie : O, rapport d'homothétie : 1).

Les courbes C_1 et C'_2 se coupent en X_1 : OX_1 est l'alignement de la poussée des terres sur la facette verticale MM'. La valeur $Q_1 (= Q_2)$ de cette poussée est donnée, à l'échelle du polygone des forces, par le segment OX_1 .

ϵ étant l'inclinaison de Q sur l'horizontale, on obtient aisément la valeur de ses composantes

$$\begin{aligned} \text{Horizontale : } Q^h &= Q \cdot \cos \epsilon \\ \text{Verticale : } Q^v &= Q \cdot \sin \epsilon. \end{aligned}$$

b) On étudie ensuite l'équilibre d'un prisme élémentaire d'épaisseur dx (fig. 20).

— Forces appliquées :

— Poids : $P = \Delta \cdot h dx$

— Poussée des terres :

$$Q_d(Q_g^v, Q_g^h)$$

$$Q_d(Q_g^v + \frac{\partial Q_g^v}{\partial x} dx, Q_g^h + \frac{\partial Q_g^h}{\partial x} dx)$$

— Réaction du sol : ($v dx, q dx$)

— Équations d'équilibre :

$$\begin{aligned} Q_d^h - Q_g^h - q \cdot dx &= 0 \\ P + Q_d^v - Q_g^v - v \cdot dx &= 0. \end{aligned}$$

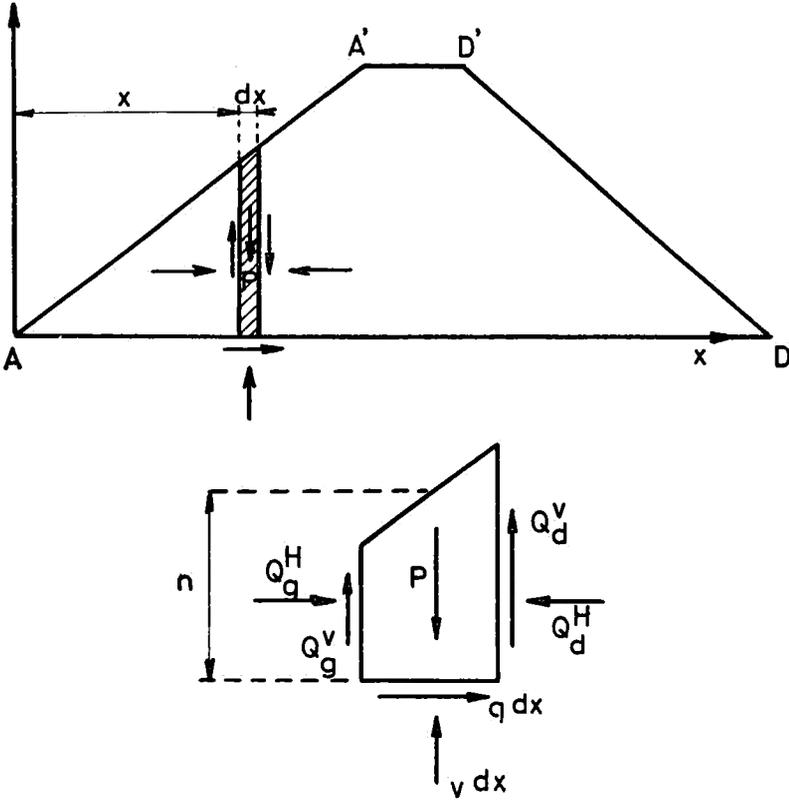


FIG. 20.

De ces deux équations d'équilibre, on tire :

$$q = \frac{\partial Q_g^H}{\partial x}$$

$$v = \Delta.h + \frac{\partial Q_g^V}{\partial x}.$$

En résumé (*fig. 21*), pour chaque facette verticale (correspondant à un point M de la base AD du massif)

- On recherche la force Q ;
- On trace les diagrammes de Q^V et Q^H en fonction de l'abscisse x ;

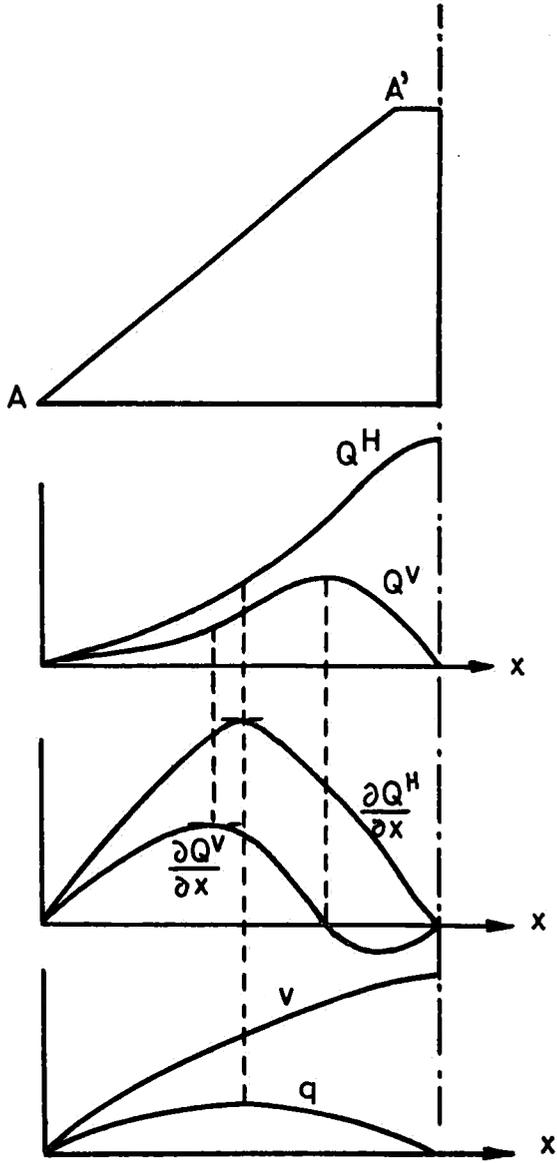


FIG. 21.

— On en déduit les courbes de $\frac{\partial Q^v}{\partial x}$ et $\frac{\partial Q^h}{\partial x}$ en fonction de l'abscisse x ;

— Les composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation sont données par les formules

$$v = \Delta.h + \frac{\partial Q^v}{\partial x}$$

$$q = \frac{\partial Q^h}{\partial x}.$$

Cette méthode n'a été développée par ENGESSER que dans le cas de terres pulvérulentes ($C = 0$). Nous avons étendu son application au cas de terres cohérentes ($C \neq 0$) et au lieu d'une méthode complètement graphique, nous avons envisagé une méthode semi-analytique, semi-graphique donnant plus de précision.

a) Recherchons la résultante Q des pressions de terre s'exerçant sur un plan vertical MM' (*fig. 22*). Le problème se résoud comme précédemment (p. 45 et *fig. 19*) ; il suffit d'ajouter aux forces agissant sur les prismes $M'MQ$ et $M'MP$ les forces de cohésion Γ_1 et Γ_2 , connues en grandeur, direction et sens. A partir d'un point O pris comme origine, nous mettons en place les poids P_1 et P_2 , les forces de cohésion Γ_1 et Γ_2 ainsi que les directions des forces de frottement F_1 et F_2 . En faisant varier l'inclinaison des plans de glissement MQ et MP , nous pouvons tracer les courbes C_1 et C_2 enveloppes des alignements des vecteurs F_1 et F_2 .

Nous traçons ensuite la courbe C'_2 homothétique de C_2 (centre d'homothétie : O , rapport d'homothétie : 1).

Les courbes C_1 et C'_2 se coupent en X_1 tel que OX_1 donne la poussée Q en grandeur et direction.

Nous avons recherché analytiquement les équations des courbes C_1 et C'_2 . Dans un système d'axes rectangulaires (x, y) , en désignant respectivement par α et β les angles des plans de glissement MP et MQ avec la verticale, on obtient les équations paramétriques suivantes pour le cas d'un barrage triangulaire dont les talus amont et aval forment respectivement avec l'horizontale des angles i_1 et i_2 :

$$\begin{cases}
 C_1 \left\{ \begin{aligned}
 \frac{x}{Ch \cos i_1} &= \frac{\sin \alpha}{\cos (i_1 + \alpha)} + \frac{\cos i_1 \sin 2 (\alpha + \varphi)}{2 \cos^2 (i_1 + \alpha)} \\
 &\quad - \frac{\cos^2 (\alpha + \varphi)}{\cos^2 (i_1 + \alpha)} \left(\frac{\Delta h}{2C} \cos i_1 - \sin i_1 \right) \\
 \frac{y}{Ch \cos i_1} &= \frac{\Delta h \sin \alpha}{2C \cos (i_1 + \alpha)} - \frac{\cos \alpha}{\cos (i_1 + \alpha)} - \frac{\sin \alpha \operatorname{tg} (\alpha + \varphi)}{\cos (i_1 + \alpha)} \\
 &\quad + \frac{x}{Ch \cos i_1} \operatorname{tg} (\alpha + \varphi)
 \end{aligned} \right. \\
 \\
 C_2 \left\{ \begin{aligned}
 \frac{x}{Ch \cos i_1} &= \frac{\sin \beta}{\cos (\beta - i_1)} + \frac{\cos i_1 \sin 2 (\beta + \varphi)}{2 \cos^2 (-i_1 + \beta)} \\
 &\quad - \frac{\cos^2 (\beta + \varphi)}{\cos^2 (-i_1 + \beta)} \left(\frac{\Delta h}{2C} \cos i_1 - \sin i_1 \right) \\
 \frac{y}{Ch \cos i_1} &= \frac{-\Delta h \sin \beta}{2C \cos (\beta - i_1)} + \frac{\cos \beta}{\cos (\beta - i_1)} \\
 &\quad + \frac{\sin \beta \operatorname{tg} (\varphi + \beta)}{\cos (\beta - i_1)} - \frac{x}{Ch \cos i_1} \operatorname{tg} (\varphi + \beta)
 \end{aligned} \right.
 \end{cases}$$

où

- C est la cohésion unitaire du matériau ;
- φ l'angle de frottement interne du matériau ;
- h la hauteur MM' de la section verticale considérée.

Ces équations ne sont applicables que jusqu'à une hauteur h_1 pour laquelle le plan de glissement (α_1) passe justement par le sommet O (fig. 23).

Pour $h > h_1$, les équations de C_2 sont conservées mais celles de C_1 s'écrivent :

$$C_1 \left\{ \begin{aligned}
 y &= Y + x \operatorname{tg} (\alpha + \varphi) - X \operatorname{tg} (\alpha + \varphi) \\
 x &= \frac{-dY}{d\alpha} \cos^2 (\alpha + \varphi) + X + \frac{dX}{d\alpha} \frac{\sin^2 (\alpha + \varphi)}{2}
 \end{aligned} \right.$$

avec :

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{C \cos i_1}{\cos (\alpha - i_1)} \sin \alpha [h + \rho h (\operatorname{tg} i_1 + \operatorname{tg} i_2)] \\
 Y &= \frac{\Delta}{2} \frac{\cos i_1 \sin \alpha}{\cos (\alpha - i_1)} [h + \rho h (\operatorname{tg} i_1 + \operatorname{tg} i_2)]^2 \\
 &\quad - \frac{\Delta}{2} \rho^2 h^2 (\operatorname{tg} i_1 + \operatorname{tg} i_2) - \frac{C \cos i_1}{\cos (\alpha - i_1)} [h + \rho h (\operatorname{tg} i_1 + \operatorname{tg} i_2)] \cos \alpha.
 \end{aligned}$$

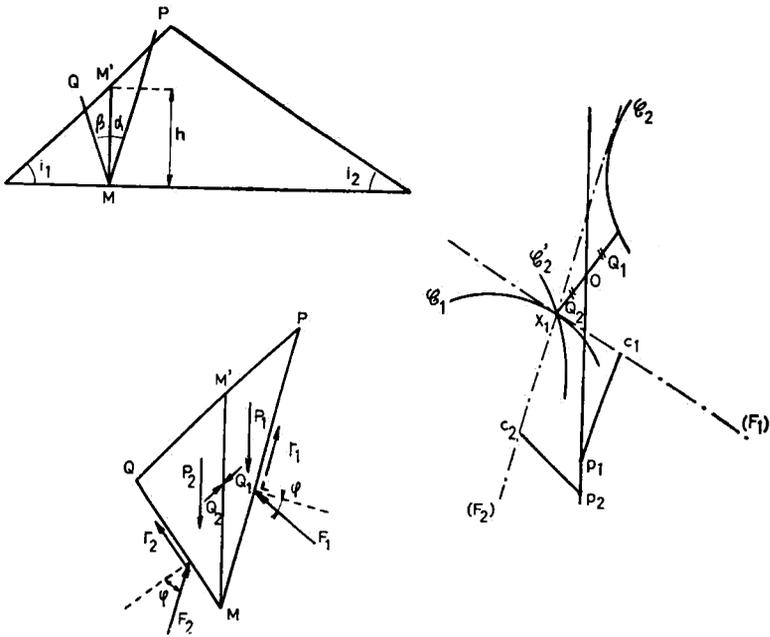


FIG. 22.

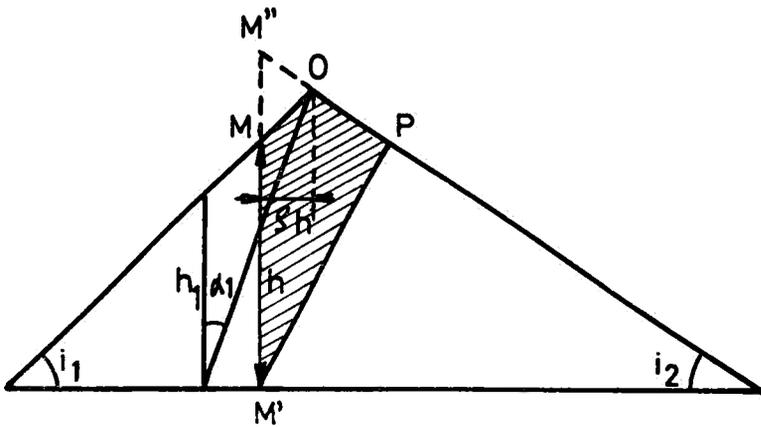


FIG. 23

b) En utilisant le même raisonnement que précédemment (p. 46 et fig. 20), nous obtenons les expressions des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la fondation :

$$v = \Delta h. + \frac{\partial Q^v}{\partial x} \qquad q = \frac{\partial Q^h}{\partial x}$$

Cas pratique (fig. 24) :

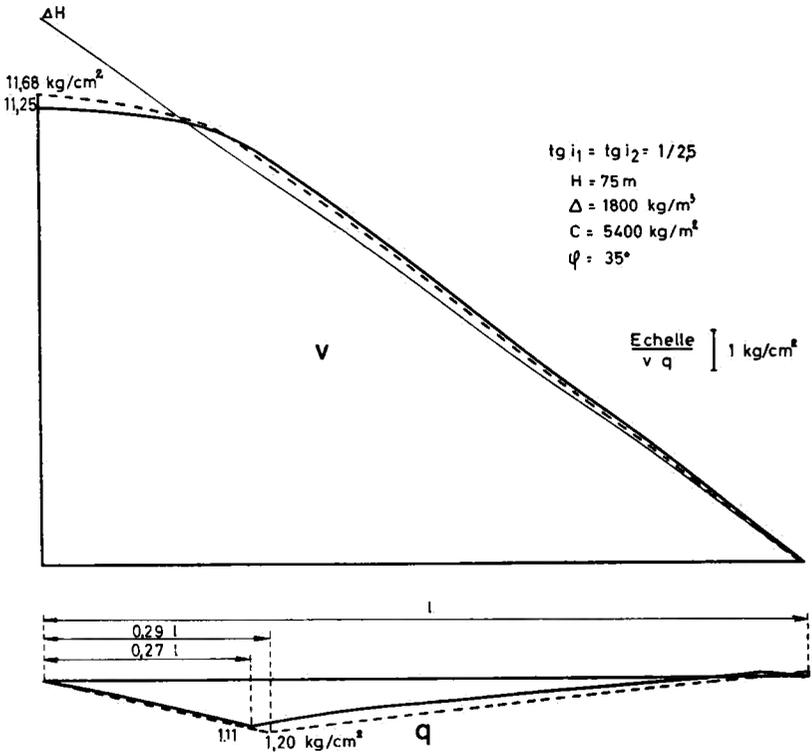


FIG. 24.

Caractéristiques :

$$\begin{array}{l}
 \text{Barrage} \\
 \text{Matériau}
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 \text{tg } i_1 = 1/2,5 \\
 \text{tg } i_2 = 1/2,5 \\
 H = 75 \text{ m} \\
 \Delta = 1800 \text{ kg/m}^3 \\
 C = 5400 \text{ kg/m}^2 \\
 \varphi = 35^\circ.
 \end{array}
 \right.$$

A la *fig. 24* sont représentés les diagrammes des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation obtenus en utilisant la méthode d'ENGESSER (traits pleins) et la méthode proposée (traits pointillés).

Diagramme de la composante v :

Les deux méthodes donnent des lois qualitativement identiques d'allure parabolique.

Les valeurs maxima sont très voisines :

$$\begin{aligned} v &= 11,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ENGESSER).} \\ v &= 11,68 \text{ kg/cm}^2 \text{ (méthode proposée).} \end{aligned}$$

Diagramme de la composante q :

Qualitativement, les deux lois obtenues sont identiques (répartition à allure triangulaire, zone négative près du parement) ; le maximum se présente dans la même zone et a approximativement la même valeur :

$$\begin{aligned} x &= 0,27l & q_{max} &= 1,11 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ENGESSER)} \\ x &= 0,29l & q_{max} &= 1,20 \text{ kg/cm}^2 \text{ (méthode proposée).} \end{aligned}$$

Les résultats obtenus sont donc équivalents ; toutefois la méthode proposée, beaucoup plus simple et plus rapide, est toujours située légèrement du côté de la sécurité.

Remarque :

Dans le cas d'un barrage triangulaire symétrique, nous avons étudié la variation du rapport $\frac{v_{max}}{\Delta H}$ (du maximum de la composante verticale de la tension agissant sur la fondation au produit ΔH du poids spécifique apparent du matériau par la hauteur totale du barrage) en fonction des diverses variables du problème i , φ et C . De cette étude (*fig. 25 à 27*) nous avons obtenu la formule approchée :

$$\frac{v_{max.}}{\Delta H} = 70 + \frac{C}{\Delta} + 20 \left(1 - \frac{i}{\varphi} \right) + 0,6 \left(\frac{\pi}{4} - \varphi \right).$$

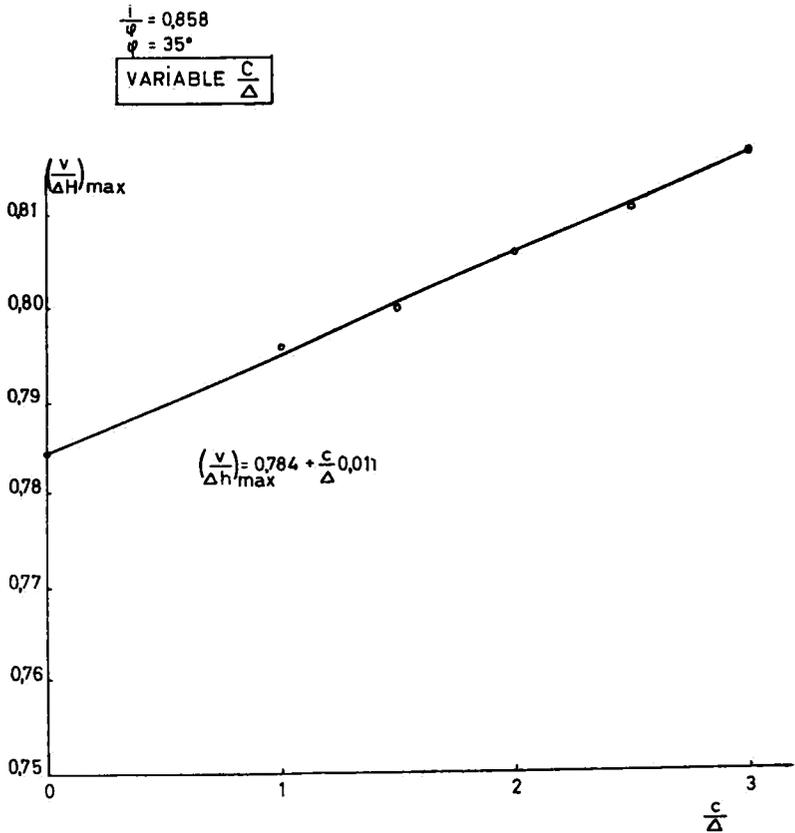


FIG. 25.

Conclusion :

La méthode d'ENGESSER présente de nombreux désavantages par rapport à la méthode proposée :

- Elle nécessite des calculs longs et compliqués ;
- Elle est basée sur l'hypothèse (reconnue fautive) des surfaces de glissement planes ;
- Elle n'est applicable que dans le cas de sollicitation le plus simple, c'est-à-dire celui de la *retenue vide*.

2. — MÉTHODE DE M. JONSON [7].

En coordonnées polaires, l'état de contrainte autour d'un point est déterminé par la tension radiale n_r , la tension circonférentielle

$$\frac{C}{\Delta} = 2$$

$$\varphi = 35^\circ$$

VARIABLE $\frac{i}{\varphi}$

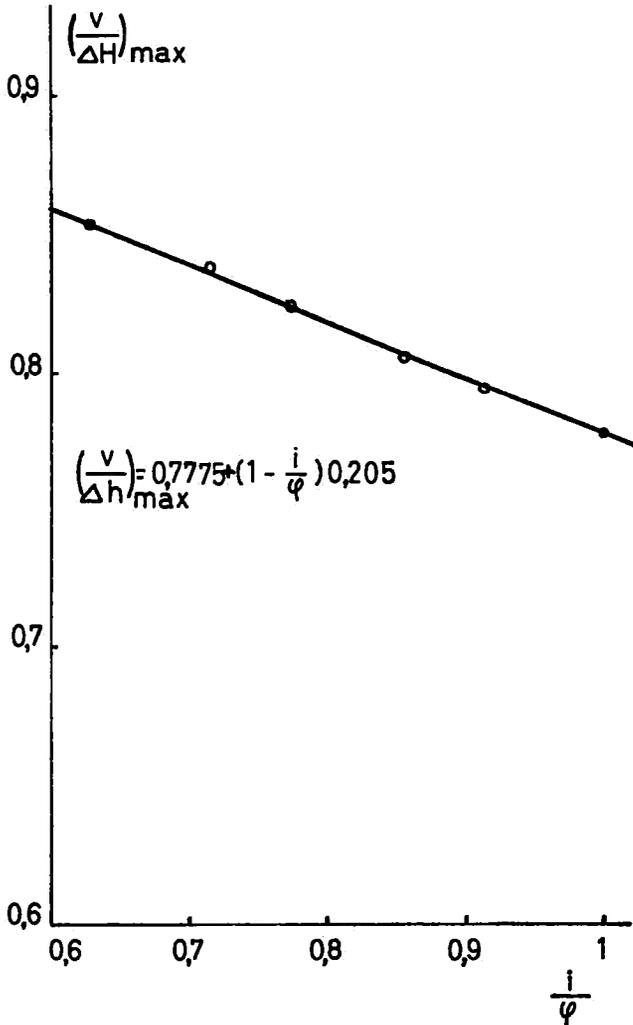


FIG. 26.

$$\frac{1}{\varphi} = 1$$

$$\frac{c}{\Delta} = 2$$

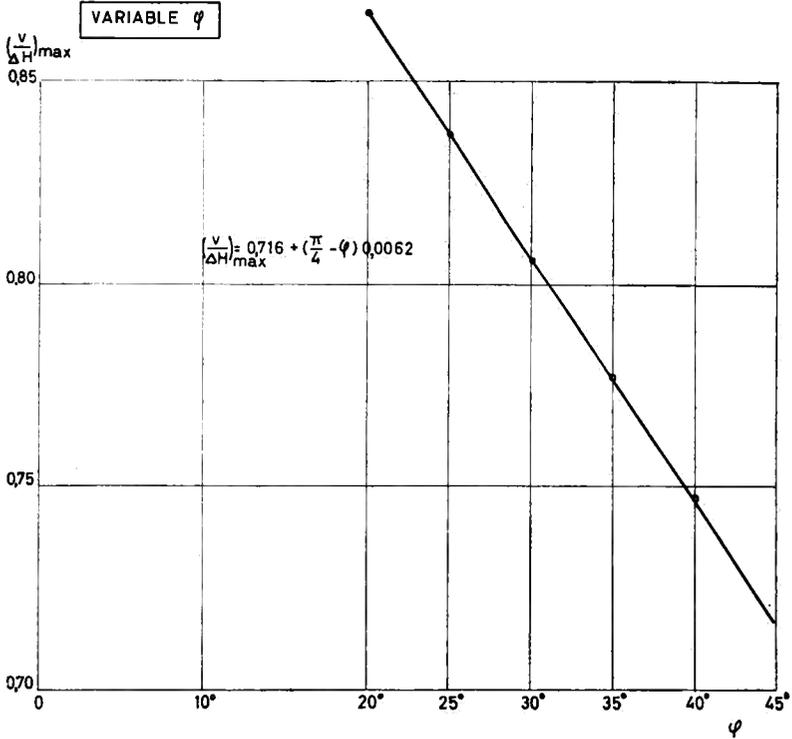


FIG. 27.

n_t et la tension de cisaillement t . En utilisant les notations de la fig. 28, les équations d'équilibre s'écrivent :

$$n_r - n_t + r \frac{\partial n_r}{\partial r} + \frac{\partial t}{\partial \alpha} = -\Delta.r. \cos (\epsilon - \alpha)$$

$$2t + \frac{\partial n_t}{\partial \alpha} + r \frac{\partial t}{\partial r} = \Delta.r. \sin (\epsilon - \alpha).$$

Si la fonction F satisfait à ces équations d'équilibre, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} n_t = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} \\ n_r = \frac{1}{r} \frac{\partial^2 F}{\partial \alpha^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} + \frac{2}{3} \Delta.r. \cos (\epsilon - \alpha) \\ t = \frac{\Delta r}{3} \sin (\epsilon - \alpha) - \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \right) \end{array} \right. \quad (I)$$

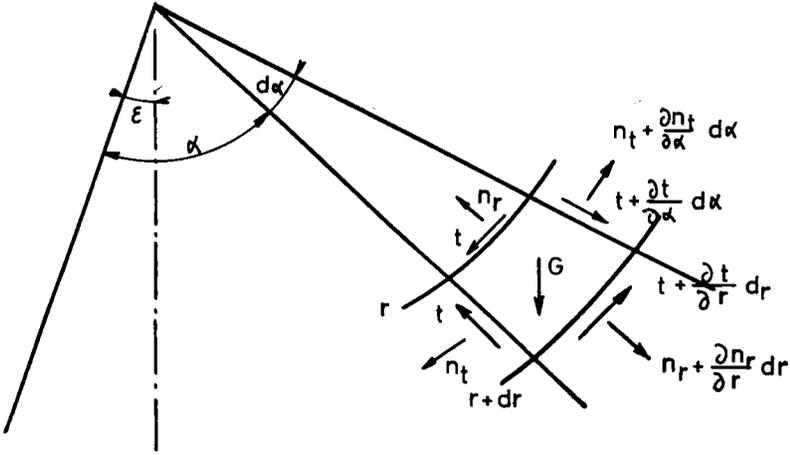


FIG. 28.

La condition d'équilibre strict de COULOMB s'écrit :

$$t = c + n. \operatorname{tg} \varphi.$$

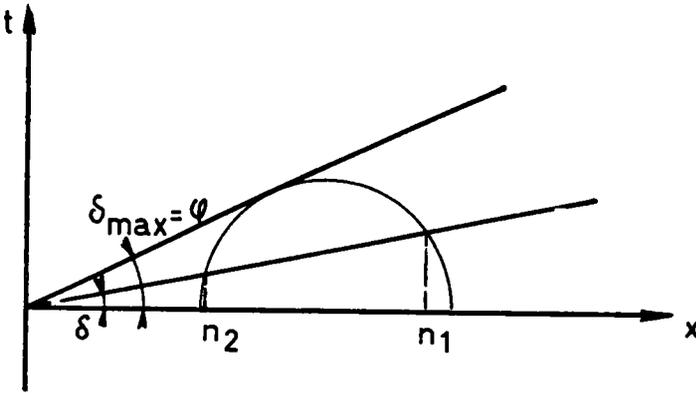


FIG. 29.

1) Pour un sol pulvérulent ($C = 0$), elle se traduit simplement (fig. 29) par :

$$n_1^2 + n_2^2 - 2(1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi) n_1 n_2 = 0 \quad (\text{II})$$

2) Pour un sol cohérent ($C \neq 0$), la condition est beaucoup plus difficile à traduire mathématiquement, aussi M. JONSON passe-t-il de la condition des terres cohérentes à celle de terres pulvérulentes de la manière suivante. Il considère (*fig. 30*) la tension normale maximum n_{max} qui peut être atteinte dans le problème envisagé, il trace ensuite le cercle de MOHR φ passant par le point $(n_{max}, 0)$ et tangent à la droite d qui exprime la condition de COULOMB des terres cohérentes envisagées ; il admet comme critère d'équilibre strict celui représenté par la droite d' passant par l'origine et tangente au cercle φ .

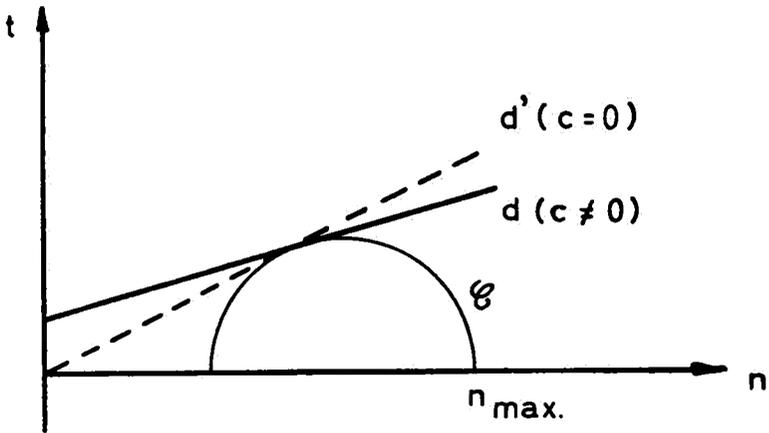


FIG. 30.

La fonction F que l'on peut écrire sous la forme

$$F = r^{m+2} \sum_{i=1}^m (A_i \cos i\alpha + B_i \sin i\alpha) \quad m = 0, 1, 2, \dots$$

doit vérifier la condition d'équilibre strict (II) et les m conditions aux limites. Ainsi, il est possible de déterminer $m + 1$ paramètres. M. JONSON prend $m + 2$ paramètres et il choisit le paramètre supplémentaire de manière à obtenir certaines conditions spéciales (par exemple : n_r ou n_t maximum au centre du barrage). Ce problème, écrit-il, peut être traité comme un problème de maximum ou de minimum par la méthode de LAGRANGE qui, toutefois, n'est applicable que si les dérivées sont continues à

l'extremum, ce qui n'est pas toujours vérifié par les terres. Il applique cette méthode notamment au calcul :

- 1) D'un barrage triangulaire symétrique dont la retenue est vide ;
- 2) D'un barrage triangulaire dissymétrique à étanchement amont, la retenue étant pleine.

$i = \psi = 32^{\circ}30'$
 $C = 0$
 retenue vide

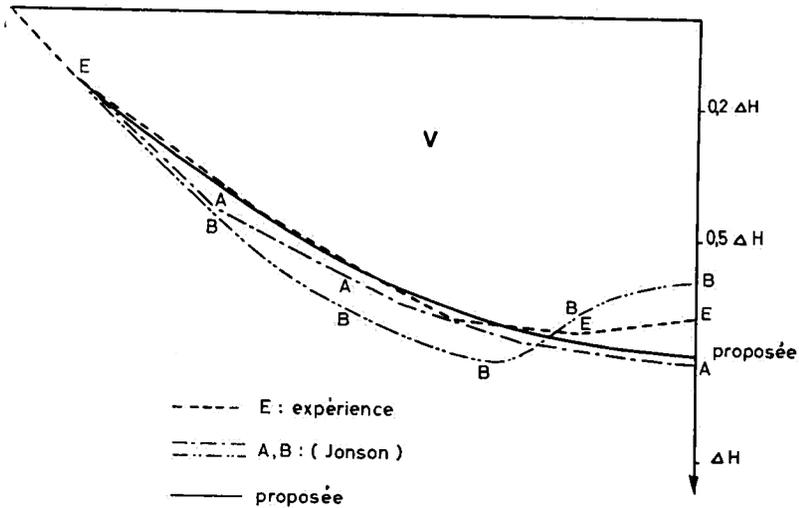
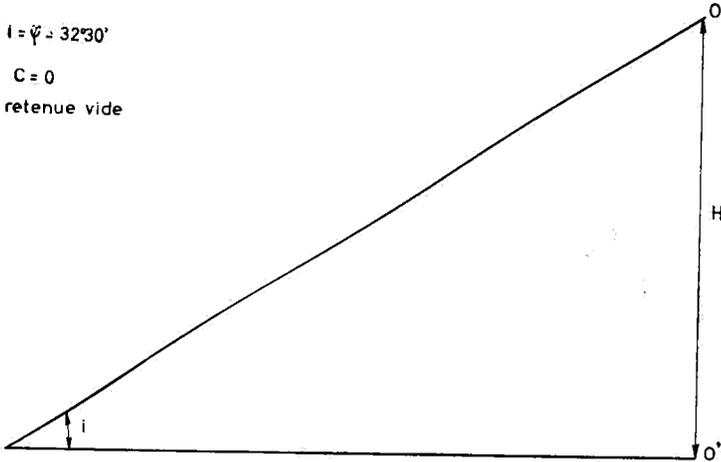


FIG. 31.

Nous avons résolu ces deux exemples par la méthode que nous proposons (Chapitre I, p. 5 et s.).

Aux *fig. 31* et *32* sont représentés les diagrammes des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation, en utilisant :

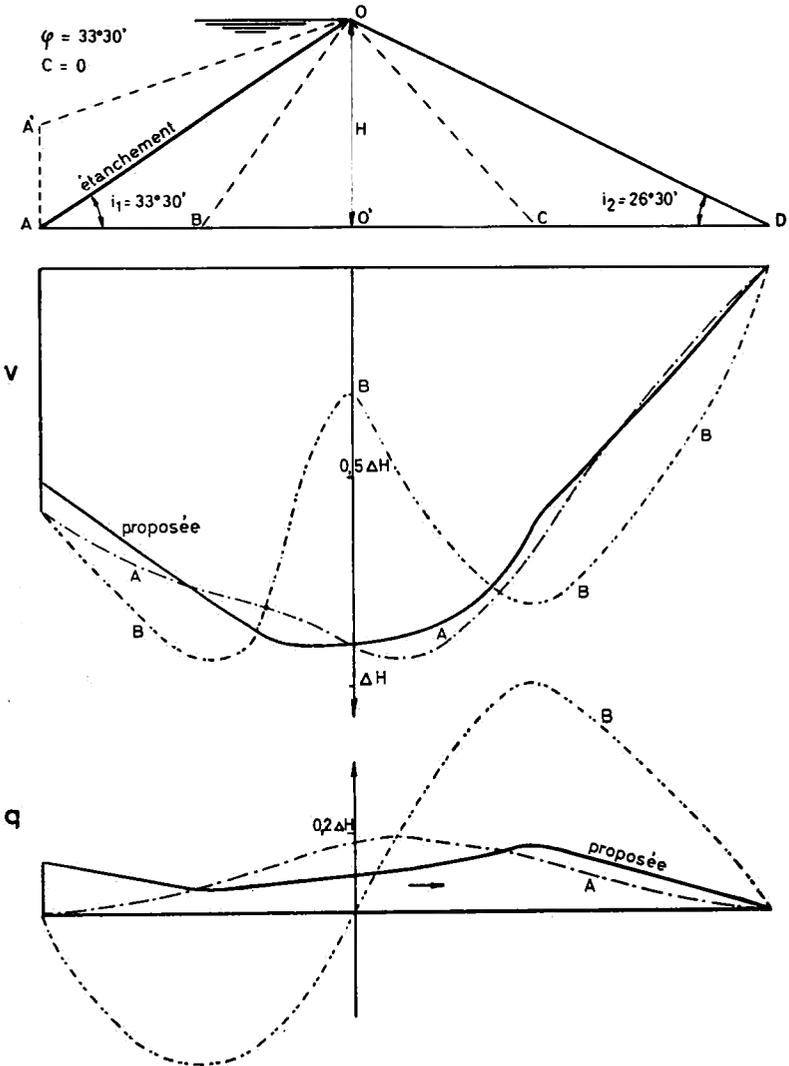


FIG. 32.

1) La méthode de M. JONSON : les courbes A et B, obtenues par M. JONSON, correspondent à la condition supplémentaire suivante : la composante normale de la tension agissant respectivement sur les facettes horizontale (courbe A) et verticale (courbe B) est maximum au point O' de la base de fondation situé au droit du sommet O du barrage ;

2) La méthode proposée ;

3) Pour le barrage symétrique, les résultats de mesures effectuées par MM. HUMMEL et FINNAN [7] concernant la composante verticale v .

On observe :

1) Diagramme de la composante verticale v :

a) Le diagramme proposé coïncide bien avec la courbe A de M. JONSON et avec la courbe expérimentale de MM. HUMMEL et FINNAN ;

b) La courbe B de M. JONSON s'écarte assez fortement des autres solutions et dans le second exemple (*fig. 32*) semble peu justifiée pratiquement.

2) Diagramme de la composante horizontale q :

a) Les courbes de M. JONSON varient très fortement et changent même de sens ;

b) Dans la méthode de M. JONSON, l'action horizontale de l'eau au talus amont ne se fait pas sentir immédiatement à l'amont.

La méthode de M. JONSON est une méthode mathématique, compliquée, longue d'application, ne donnant pas une solution unique ; les diverses solutions diffèrent fortement suivant les hypothèses adoptées.

3. — MÉTHODE DE M. MARCUS.

En décembre 1957, M. MARCUS [9] publiait un article intitulé : *Les contraintes virtuelles et la surface de moindre résistance au glissement à l'intérieur d'un massif*. Parmi les différents modes

d'équilibre, compatibles avec les conditions de pourtour et de sollicitations, il recherche celui qui correspond à un minimum d'énergie potentielle et qui, de ce fait, est le moins stable. Il détermine ainsi en un point quelconque du massif les contraintes normale et tangentielle, ce qui permet de connaître notamment la loi de répartition des pressions sur le sol de fondation. Pour l'appréciation de cette méthode, nous renvoyons à notre thèse de doctorat en sciences appliquées [4] ; nous y faisons notamment remarquer que :

1) La théorie de M. MARCUS n'envisage que le cas de terres pulvérulentes ($C = 0$) ;

2) Elle admet la loi de HOOKE pour les dilatations et les distortions, hypothèse peu plausible comme l'exprime d'ailleurs M. TERZAGHI [13] :

« Les tensions régnant dans les digues en terre ou derrière les talus des tranchées ouvertes sont en général loin de vérifier même approximativement la loi de HOOKE » ;

3) Le module d'élasticité E , et le coefficient de POISSON η du matériau sont supposés constants ;

4) L'état de tension déterminé par M. MARCUS ne dépend pas de l'angle de frottement interne φ du sol ; pour une même inclinaison i du talus et le même poids spécifique apparent Δ , l'état est le même quel que soit φ , à moins d'admettre qu'il existe une relation univoque entre φ d'une part, E et η d'autre part.

4. — MÉTHODE DE M. GALERY [5].

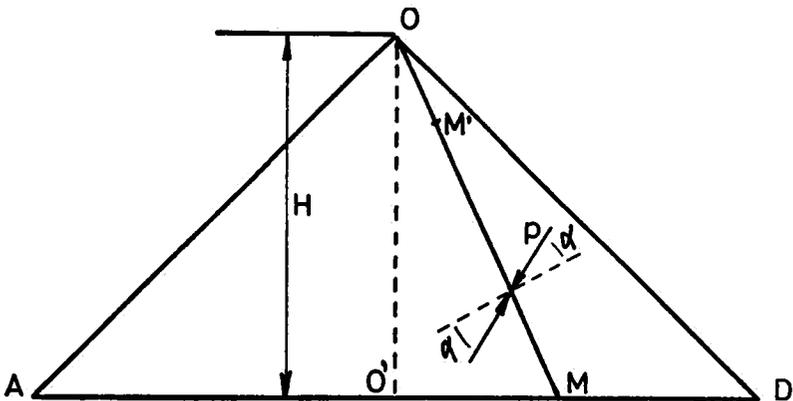


FIG. 33.

Soit une digue à profil triangulaire symétrique AOD, de hauteur H dont les pentes des talus sont précisément celles correspondant à l'angle de frottement interne φ du matériau (*fig. 33*). Lorsque le massif est soumis uniquement à son poids propre (poids spécifique apparent Δ), en chaque point règne un état de contrainte P.

Soit B_1 la force de butée pouvant agir sur le talus amont OA (cette force peut être déterminée par les tables de butée de MM. CAQUOT et KÉRISEL); cette force B_1 engendre à l'intérieur du massif un état de contrainte B qui dépend aussi du poids spécifique apparent Δ du matériau. Si le massif est soumis à une force F inférieure à B_1 ⁽¹⁾, l'état de contrainte est alors intermédiaire entre les états limites P et B. M. GALÉRY définit cet état intermédiaire R par l'égalité :

$$R = \lambda B + (1 - \lambda)P \quad \text{où } \lambda = \frac{F}{B_1}.$$

Les contraintes dans les états P et B étant directement proportionnelles au poids spécifique apparent Δ du matériau, de l'égalité précédente il vient que l'état de contrainte R est la superposition des deux états suivants :

— Un état de butée en considérant un matériau fictif de poids spécifique

$$\delta = \frac{f}{b_1} \Delta$$

f et b_1 étant respectivement la contrainte réelle et la contrainte de butée (données par les tables de MM. CAQUOT et KÉRISEL) agissant sur le talus amont à la distance unitaire de l'arête O ;

— Un état de poussée en considérant un matériau fictif de poids spécifique $\delta' = \Delta(1 - \lambda) = \Delta - \delta$.

a) État P.

On étudie les contraintes dues au massif MOD sur la face droite du plan OM, puis celles dues au massif MOA sur la face

(1) Comme B_1 , cette force F est la résultante de contraintes de direction fixe et proportionnelles à leur distance à l'arête supérieure O du massif.

gauche du plan OM ; on cherche la valeur commune de la poussée p agissant à droite de OM sous l'angle α avec la normale et à gauche de OM sous l'angle $-\alpha$ avec la normale. A cet effet, pour la valeur déterminée de β (angle de la facette étudiée OM avec la verticale), on recherche dans les tables de MM. CAQUOT et KÉRISEL les valeurs de p pour diverses valeurs de $\frac{\alpha}{\varphi}$ (X_1, X_2, \dots) et on trace la courbe $p = f(\alpha)$; pour la valeur déterminée $-\beta$, on recherche les valeurs de p pour diverses valeurs de $\frac{\alpha}{\varphi}$ ($-X_1, -X_2, \dots$) et on trace la courbe $p = f(-\alpha)$. Ces deux courbes se coupent en un point donnant les valeurs cherchées : p, α . Connaissant ainsi la contrainte p agissant sur la facette OM, au point M' situé à la distance unitaire de l'arête O, et sachant que l'on est à l'équilibre limite inférieur, on peut connaître la tension s'exerçant sur une facette quelconque et notamment sur l'horizontale ; soient v_m et q_m les composantes verticale et horizontale de cette dernière tension.

Si l'on considère le point de la base de fondation M (situé à la distance $\frac{H}{\cos \beta}$ de l'arête O), les composantes verticale et horizontale de la tension agissant en ce point, sur la base de fondation, valent respectivement :

$$v_m = v_{m'} \cdot \frac{H}{\cos \beta}$$

$$q_m = q_{m'} \cdot \frac{H}{\cos \beta}.$$

b) État B₁.

Comme la force de butée agit sur le talus OA, on peut déterminer les contraintes dans toute la partie droite de la digue ODO' où règne l'équilibre de RANKINE.

Au talus amont OA, on connaît (d'après les tables de butée de MM. CAQUOT et KÉRISEL) la butée b_1 et sa direction par rapport au talus ; on peut obtenir (par la méthode du cercle de MOHR ou celle du cercle de WEYRAUCH), la contrainte agissant sur une facette quelconque et notamment sur l'horizontale.

On s'aperçoit que l'obliquité de cette contrainte est voisine de celle agissant dans l'axe de la digue et déterminée en considérant l'équilibre de RANKINE (voir état P, p. 63) ; on peut alors, avec une précision suffisante, tracer les courbes donnant l'inclinaison de la contrainte sur la base de fondation et en déduire la valeur de cette contrainte pour la partie gauche du barrage OO'A.

c) Contrainte réelle dans le cas d'un massif soumis à la pression de l'eau.

Dans ce cas, on a : $f = \Delta_{eau} \cdot \sin \varphi$, par suite, il vient :

$$\lambda = \frac{\Delta_{eau} \cdot \sin \varphi}{b_1}$$

On étudiera donc :

— Un état de butée (état B₁) pour un matériau de poids spécifique apparent $\delta = \lambda \Delta$;

— Un état de poussée (état P) pour un matériau de poids spécifique apparent $\delta' = \Delta - \delta$.

Cette méthode n'est applicable que dans le cas de terres pulvérolentes ($C = 0$) ; de plus, son application n'est relativement aisée que dans le cas d'un barrage triangulaire symétrique dont les talus sont inclinés sur l'horizontale d'un angle i égal à l'angle de frottement interne φ du matériau. M. GALERY n'expose sa méthode que dans ce cas ($i_1 = i_2 = \varphi$), il signale qu'elle pourrait être adaptée aux autres cas mais en entraînant des calculs longs et complexes. Enfin, la méthode envisage l'état de butée (E.L.S.) ce qui ne paraît pas justifiable.

Cas pratique :

M. GALERY donne le diagramme de la composante verticale v de la tension agissant sur la base de fondation pour un barrage symétrique ($i_1 = i_2 = \varphi = 35^\circ$) en terres pulvérolentes ($\Delta = 1600 \text{ kg/m}^3$, $C = 0$) la retenue étant pleine. Nous avons résolu cet exemple par la méthode proposée. A la *fig. 34* sont donnés les résultats de l'application de ces deux méthodes. Nous observons que la méthode proposée donne un résultat analogue à celui obtenu par la méthode de M. GALERY mais elle possède deux réels avantages :

- Elle est beaucoup plus simple et beaucoup plus rapide.
- Elle est applicable à tous les cas et non seulement au cas $i_1 = i_2 = \varphi$.

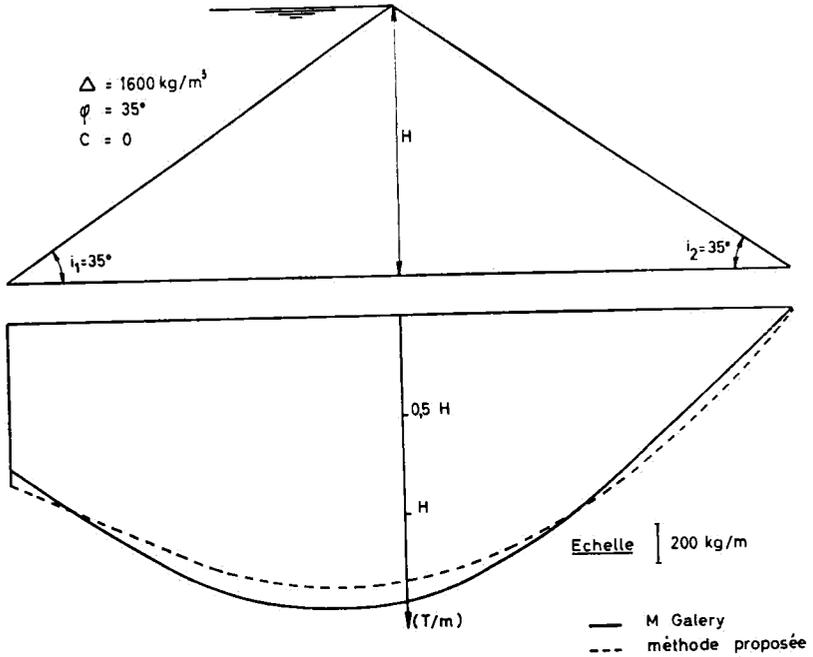


FIG. 34.

En résumé, nous pouvons dire que les méthodes connues présentent de nombreux désavantages vis-à-vis de la méthode proposée dont la résolution est simple et qui s'applique à tous les cas possibles (terres pulvérulentes, terres cohérentes, retenue pleine, etc.).

De plus, c'est surtout dans le cas de fondations très déformables que la considération des surfaces de discontinuité (surfaces de rupture) se justifie physiquement puisqu'elles correspondent à des ruptures qui peuvent se produire par le tassement.

CHAPITRE III.

STABILITÉ DES TALUS

On sait qu'il existe deux modes de rupture d'un talus :

1. La rupture de versant : la ligne de rupture passe par le pied du talus ;
2. La rupture par glissement profond : l'arc de rupture passe sous le pied du talus.

Lorsque le sol de fondation présente une résistance au cisaillement au moins égale à celle du matériau constituant le barrage proprement dit, on sait qu'il n'y a pas de danger de rupture profonde, sauf si l'angle de frottement interne φ et l'inclinaison i du talus sur l'horizontale sont respectivement inférieurs à 5° et 10° [4 et 13].

Les méthodes de calcul de la stabilité des talus sont bien connues ; pour leur étude nous renvoyons à notre thèse de doctorat en sciences appliquées [4].

La rupture par glissement profond se présente principalement lorsque le sol de fondation est peu résistant et par suite peut céder sous le poids du remblai.

Bien que l'on considère ici les barrages sur terrains très déformables, la deuxième partie de ce travail établira qu'il faut éviter pour un barrage de se placer dans de telles conditions.

DEUXIÈME PARTIE

MÉTHODES DE CONSTRUCTION

GÉNÉRALITÉS.

Il faut tout d'abord remarquer que pour des constructions de l'importance de barrages, le sol de fondation doit présenter une bonne résistance à l'effort tranchant et une force portante suffisante. Il paraît inopportun d'effectuer de tels travaux, même en terre ou en enrochements, sur des assises de fondation médiocres. En effet, si ces ouvrages s'accommodent mieux des tassements et des irrégularités de tassement que les barrages en béton, il y a risque, pour des sols de fondation très déformables, d'obtenir soit un enfoncement du barrage dans le terrain, soit un étalement du barrage, la base tendant à s'élargir.

Le choix de l'emplacement peut donc influencer de façon très sensible les travaux d'infrastructure nécessaires et par suite l'économie du projet. Aussi, l'attention des projeteurs doit-elle toujours être attirée sur le travail d'implantation qui doit être mené d'une manière très rigoureuse et très critique. Plus le terrain de fondation est mauvais, plus approfondie doit être son étude : étude topographique, géologique, géotechnique (essais *in situ* : sondages, force portante, prélèvements d'échantillons, etc. ; essais en laboratoire permettant de déterminer les diverses caractéristiques : humidité, compacité, résistance au cisaillement, perméabilité, etc.).

Nous envisageons ci-dessous diverses méthodes de construction susceptibles d'améliorer les conditions de fondation.

La solution définitive devra être choisie en tenant compte des diverses possibilités techniques ainsi que de leur économie.

La construction d'un barrage en terre ou en enrochements, spécialement dans le cas de fondations très déformables, ne peut

pas recevoir de solution générale ; chaque cas est un cas particulier.

1. *Enlèvement de la couche molle.*

La première solution qui vient à l'esprit est l'enlèvement complet, à la pelle ou au scraper, de la couche de qualité médiocre. Cette solution se conçoit particulièrement si l'épaisseur de la couche est faible ; toutefois, dans certains cas on a enlevé des épaisseurs importantes, c'est ainsi que pour la construction du noyau d'étanchéité du barrage de Göschenalp on a excavé sur 70 m de profondeur. On fonde alors sur le bon terrain, c'est une méthode radicale mais éventuellement peu économique.

2. *Déplacement du mauvais sol sous la charge d'un remblai.*

On peut réaliser une amélioration du terrain de fondation en le surchargeant d'un remblai en terres perméables. La résistance au cisaillement de la fondation étant dépassée, il se produit des mouvements plastiques du sol. Celui-ci est comprimé et refoulé latéralement à l'écart de la future fondation de l'ouvrage que l'on établira sur le remblai.

Le tassement peut être de longue durée ; de plus comme le fait remarquer M. GEUZE [6], les résultats ne sont pas toujours favorables, le remblai pouvant se déplacer dans un sens préférentiel ce qui entraîne un manque de support, de soutien d'un côté de la construction. De toute façon, il faut s'assurer que la fondation obtenue est suffisante pour le problème posé. Cette méthode est aléatoire et très peu recommandable pour la construction d'un ouvrage important comme un barrage.

3. *Élargissement de la base de l'ouvrage.*

Si l'on élargit la base de l'ouvrage, on ne diminue guère la tension verticale maximum v_{max} agissant sur le sol de fondation. En effet, comme nous l'avons montré dans la première partie, v_{max} est très peu influencé par l'inclinaison des talus. Par suite l'importance du tassement n'est pas ou peu modifiée. Mais on réduit le gradient $\frac{dv}{dx}$ et par suite on diminue la tendance au refoulement latéral et au poinçonnement du sol de fondation, on diminue le danger de rupture des talus par glissement.

Cette méthode entraîne une augmentation notable du volume des terres à mettre en place, ce qui a une incidence importante notamment sur les modes d'extraction, de transport, de mise en place, etc. et finalement augmente considérablement le coût de l'infrastructure.

4. Accélération du tassement.

Le tassement d'une couche peut être calculé assez aisément par la méthode développée par M. TERZAGHI [13 et 14] dans le cas d'une argile idéale c.-à-d. vérifiant les hypothèses suivantes :

- 1) Le sol est saturé ;
- 2) L'eau et les particules solides sont parfaitement incompressibles ;
- 3) La loi de DARCY est rigoureusement applicable ;
- 4) Le coefficient de perméabilité est constant ;
- 5) Le retard à la consolidation est uniquement dû à la faible perméabilité ;
- 6) Le matériau est limité latéralement ;
- 7) La contrainte totale et la tension effective sont les mêmes en tout point d'une section horizontale à un moment quelconque de la consolidation ;
- 8) Le coefficient de compressibilité spécifique m_v est une constante dans l'intervalle de pression considéré ($p_0 - p_f$).

On sait que le tassement final T_∞ est donné par la formule

$$T_\infty = m_v \cdot e \cdot (p_f - p_0)$$

où m_v est le coefficient de compressibilité spécifique

$$m_v = \frac{j_0 - j_f}{p_f - p_0} \frac{1}{1 + j_0}$$

j_0, j_f sont les valeurs de l'indice des vides respectivement avant et après surcharge ;

p_0, p_f sont les valeurs de la pression à laquelle est soumise la couche envisagée respectivement avant et après surcharge.

Remarquons que dans un essai œdométrique, e_0 et e_f étant les

hauteurs de l'échantillon respectivement avant et après surcharge, on a :

$$m_v = \frac{e_0 - e_f}{e_0} \frac{1}{p_f - p_0}$$

— e est l'épaisseur de la couche envisagée.

Ce tassement est obtenu théoriquement après un temps infini. Le tassement T_t qui est obtenu un temps t après la surcharge du terrain est donné par la formule

$$T_t = T_\infty \cdot \frac{\mu}{100}$$

μ est la proportion de consolidation qui est une fonction de l'indice de durée de consolidation

$$\tau = \frac{k}{\Delta_{eau} \cdot m_v} \frac{t}{d^2}$$

k étant le coefficient de perméabilité du matériau ;

Δ_{eau} le poids spécifique de l'eau ;

t le temps ;

d la distance maximum à parcourir par l'eau ; si le drainage ne s'effectue que par la face supérieure ou inférieure c'est l'épaisseur de la couche, si le drainage s'effectue par les deux faces c'est la moitié de l'épaisseur.

M. TERZAGHI donne les courbes de μ en fonction de τ pour divers cas de drainage [13 et 14].

Jusqu'à présent, nous avons supposé que la pression était appliquée directement ; si cette pression est appliquée progressivement, il y a une correction à apporter. MM. TERZAGHI et FRÖHLICH [14] donnent la méthode graphique suivante (*fig. 35*). Soit C la courbe $\mu = f(t)$ donnant le coefficient de consolidation μ en fonction du temps t si la charge est appliquée directement.

Soit C_1 la courbe $\frac{p}{p_f} = f(t)$ donnant le rapport de la pression p agissant à l'instant t à la pression finale p_f , en fonction du temps T . On recherche la courbe C' donnant le coefficient de consolidation μ' en fonction du temps t lorsque la pression est appliquée

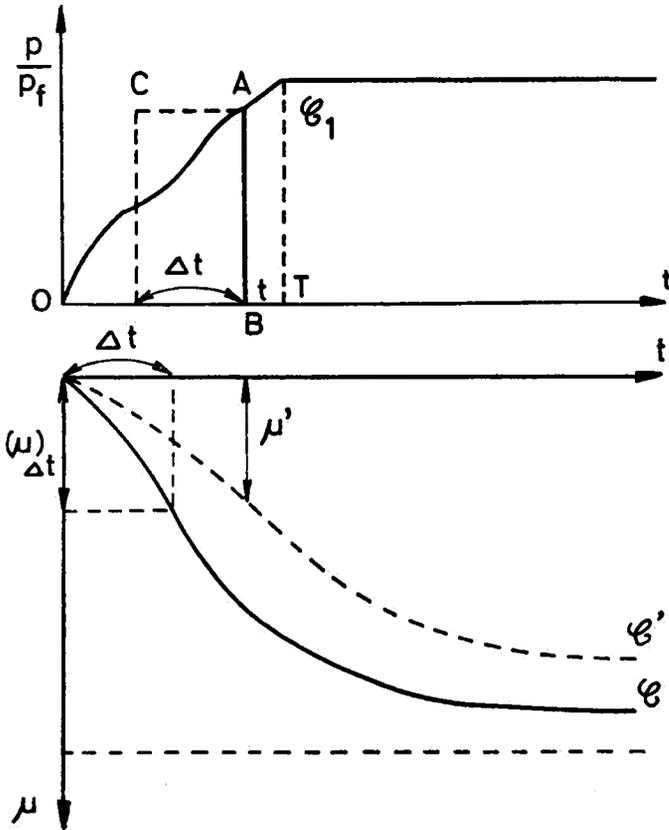


FIG. 35.

suivant la loi C_1 . A l'instant t la pression appliquée est p , on remplace la surface de charge réelle OAB par le rectangle ABCD ayant même surface $\left(\frac{p}{p_f} \cdot \Delta t\right)$. Pour Δt ainsi obtenu, on obtient sur la courbe C la valeur $(\mu)_{\Delta t}$ du coefficient de consolidation. On a au temps t envisagé :

$$\mu' = \frac{p}{p_f} (\mu)_{\Delta t}.$$

Nous pouvons ainsi calculer le pourcentage du tassement final qui sera obtenu après un temps t déterminé. En calculant le

tassement total dû au poids du barrage proprement dit et à l'action de l'eau de la retenue, nous pouvons prévoir approximativement la hauteur à donner au barrage pour garder une revanche suffisante et éviter ainsi la submersion qui est la cause la plus fréquente de destruction de ces ouvrages.

Pour des terrains très déformables et assez imperméables, le temps de consolidation peut être prohibitif, aussi on accélérera le tassement en utilisant des drains (Göscheneralp, Cofrentes, etc.). Ces drains en accélérant la consolidation, provoquent un accroissement de la résistance au cisaillement, enfin ils peuvent décompresser éventuellement une nappe artésienne.

Dans la couche à consolider, on établit des puits filtrants qui accélèrent l'élimination de l'eau dans la direction horizontale, ensuite ils canalisent cette eau vers une couche filtrante placée sous le remblai et éventuellement aussi vers une couche perméable inférieure.

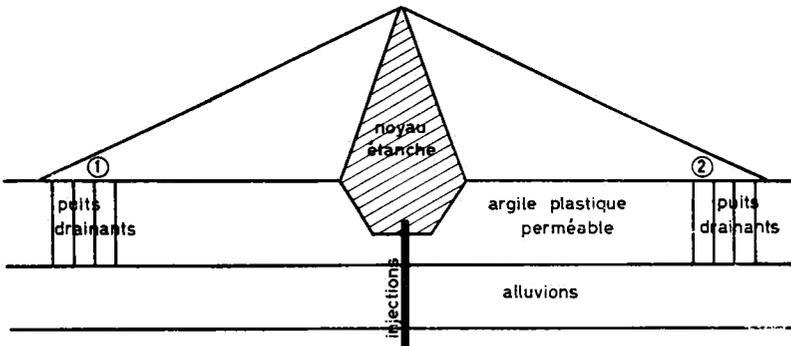


FIG. 36.

A première vue, cette disposition de puits drainants et d'une couche d'assise drainante peut paraître singulière car elle compromet l'étanchéité de l'assise du barrage. La solution exige certes des précautions mais l'étanchéité de l'ouvrage peut être réalisée de diverses manières (étanchement amont, injections, etc.). De plus, comme nous le montrons à la *fig. 36*, l'établissement de ces puits ne se fait pas nécessairement sur toute la largeur du barrage. Cette figure schématise le barrage de Cofrentes construit en

Espagne sur le fleuve Júcar. Le terrain de fondation présentait une humidité en fonction du poids sec d'environ 50 % donc très voisine de la limite de liquidité (58 %) et beaucoup plus élevée que la limite de plasticité (22 %) ; l'angle de frottement interne et la cohésion valaient respectivement à l'état naturel

$$\begin{aligned} \varphi &= 17^\circ \\ C &= 0,2 \text{ g/cm}^2. \end{aligned}$$

Des puits filtrants ont été réalisés dans les zones 1 et 2 où la construction (effectuée lentement) a commencé. Ces zones, suite à la consolidation, présentent une meilleure résistance au cisaillement ce qui, en évitant le refoulement latéral du terrain et la rupture des talus par glissement profond, a permis de poursuivre la construction de l'ouvrage ; l'évolution de la consolidation était observée par les mesures du tassement et de la pression interstitielle.

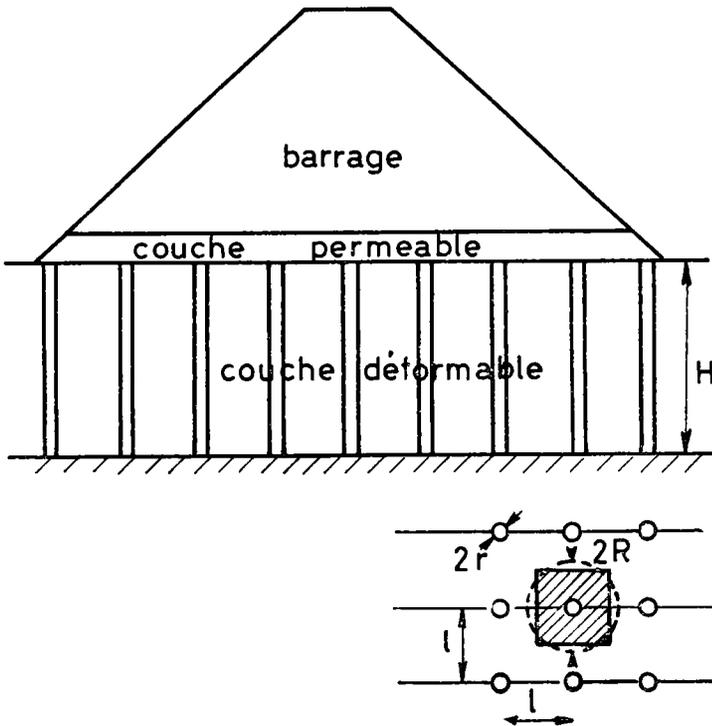


FIG. 37.

Soit [3 et 13] une couche déformable d'épaisseur e surchargée par un barrage (avec interposition d'une couche drainante) dans laquelle sont établis des puits filtrants de rayon r ; la distance d'axe en axe de ces puits dans les deux directions étant l . Chacun de ces puits est ainsi le centre d'un bloc prismatique de section $l.l$. (fig. 37). Chacun de ces blocs peut être considéré indépendamment des autres (car la quantité d'eau qui y entre latéralement est égale à la quantité qui en sort latéralement). Pour obtenir une solution assez simple (symétrie de révolution), on assimile ces prismes à des cylindres de même section transversale (rayon R). L'écoulement est double.

1) Un écoulement vertical, parallèle à l'axe du puits : la solution est celle du problème plan envisagé précédemment (cf. p. 71 à 73)

$$\mu_v = f(\tau_v)$$

$$\tau_v = \frac{k_v}{\Delta_{eau} \cdot m_v} \frac{t}{e^2}.$$

2) Un écoulement radial : la solution a été obtenue par RENDULIC :

$$\mu_r = F(\tau_r)$$

$$\tau_r = \frac{k_r}{\Delta_{eau} \cdot m_v} \frac{t}{4R^2}.$$

M. TERZAGHI donne les courbes du degré de consolidation μ_r en fonction de l'indice de consolidation τ_r pour diverses valeurs du rapport $\frac{r}{R}$. Le degré de consolidation total μ est donné par M. CARRILLO [13] :

$$(100 - \mu \%) = \frac{1}{100} (100 - \mu_r \%) (100 - \mu_v \%).$$

Rappelons que dans les formules écrites ci-dessus k_v et k_r sont respectivement les coefficients de perméabilité du matériau dans le sens vertical et horizontal. Les puits filtrants accélèrent notablement la consolidation surtout dans le cas de matériaux qui sont plus perméables dans le sens horizontal que dans le sens vertical (sédiments argileux, etc.).

Toutefois, en Angleterre et en Suisse on s'est aperçu que, dans certains cas (notamment pour de la tourbe), la construction de puits de sable verticaux n'accélérait pas la consolidation. Cela est peut-être dû au fait que le matériau envisagé ne répond pas aux hypothèses émises (cf. p. 74), mais il se peut aussi que la perméabilité du matériau dans le sens horizontal soit tellement grande vis-à-vis de la perméabilité verticale que l'influence des drains verticaux soit très faible, l'eau s'écoulant déjà très facilement horizontalement en l'absence de puits. Ainsi donc, pour que ce procédé soit intéressant, le rapport $\frac{k_r}{k_v}$ doit être compris entre certaines limites. Aussi avant de décider de son utilisation, il est nécessaire de faire un essai comparatif sur une aire d'essai avec et sans drains, l'évolution de la consolidation étant suivie par la mesure des tassements et de la pression interstitielle. Rappelons encore que le terrain doit présenter une bonne imperméabilité ce qui limite nécessairement les coefficients k_r et k_v .

5. Détermination de la cadence du travail.

Il est très important de régler la vitesse de construction du barrage de manière telle qu'à tout moment la résistance du sol au cisaillement soit suffisante. Nous proposons de résoudre le problème de la manière suivante :

a) A partir de la connaissance des lois de répartition des pressions sur le sol (cf. 1^{re} partie), on peut connaître pour la base de fondation la variation de la tension de cisaillement maximum q_{max} , en fonction de la hauteur h du barrage ; on a ainsi la loi

$$q_{max} = f(h).$$

b) A partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux, etc.) on peut déterminer la variation de la résistance au cisaillement R_{cis} , en fonction du degré de consolidation. Ce degré de consolidation étant défini par la mesure du tassement ou mieux de la pression interstitielle μ ; on détermine ainsi la loi :

$$R_{cis} = f(\mu).$$

Nous pouvons représenter ces deux lois (*fig. 38*).

Lors de la construction, on placera des repères de tassement et

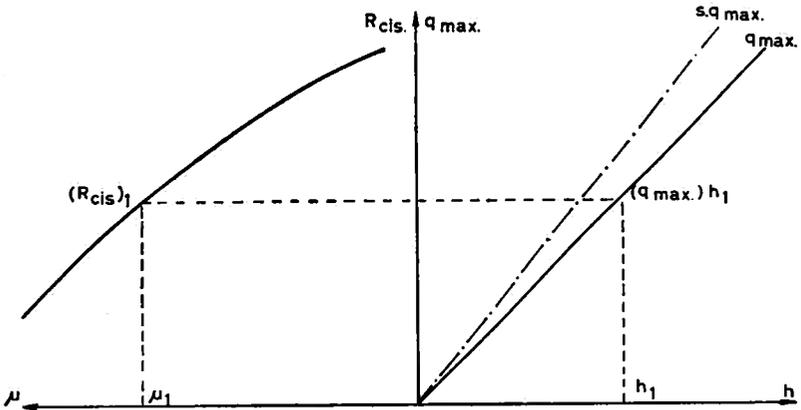


FIG. 38.

des cellules de mesure de pression interstitielle qui permettront de suivre l'évolution de la consolidation du terrain de fondation. Ainsi, si à un instant t_1 , on relève la valeur μ_1 de la pression interstitielle, on sait d'après le diagramme que la résistance au cisaillement vaut $(R_{cis.})_1$, ce qui permet d'atteindre une hauteur de remblai h_1 car $(q_{max.})h_1 = (R_{cis.})_1$ (on peut affecter les valeurs de $q_{max.}$ d'un coefficient de sécurité $s > 1$ et travailler avec la courbe $s.q_{max.}$). De cette façon, on peut connaître à tout moment la hauteur qui peut être atteinte avec sécurité et modifier en conséquence la cadence du travail.

Remarque : les Suédois construisent généralement leurs barrages par couches minces successives de largeur décroissante ; à la consolidation s'ajoute le fait que le terrain de fondation est remanié le moins possible. Cela a une grande importance lorsque le terrain de fondation est tel que sa résistance au cisaillement à l'état remanié est plus faible qu'à l'état non remanié.

6. Stabilisation.

La stabilisation du sol de fondation (chaux, ciment, etc.), qui présente un grand intérêt au point de vue routier, ne semble pas très indiquée dans le cas de fondation de barrage. En premier lieu, le traitement n'est que superficiel, ensuite la couche traitée présente une très forte augmentation de la cohésion, ce qui

entraîne un danger de fissuration. Ce procédé peut trouver son intérêt dans la réalisation rapide des chemins d'accès au site de construction.

Exemple.

Considérons un terrain de fondation formé d'une couche de 10 m d'épaisseur de terrain de caractéristiques $C = 0,5 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi = 15^\circ$; $k = 3,8 \cdot 10^{-6} \text{ cm/min}$, $\Delta = 1600 \text{ kg/m}^3$ et dont la courbe d'essai œdométrique est donnée à la *fig. 39*. Cette couche repose sur un sous-sol imperméable.

Supposons que l'on désire construire un barrage en enrochements ($C = 0$, $\varphi = 45^\circ$, $\Delta = 2.000 \text{ kg/m}^3$) de 60 m de hauteur, symétrique ($\text{tg } i_1 = \text{tg } i_2 = \frac{1}{1,5}$); les lois de répartition des composantes verticale v et horizontale q de la tension agissant sur la base de fondation sont données à la *fig. 39*.

On obtient :

Retenue vide : $v_{max} = 10 \text{ kg/cm}^2$

$$\left(\frac{q}{v}\right)_{max} = 0,13$$

Retenue pleine : $v_{max} = 11,3 \text{ kg/cm}^2$

$$\left(\frac{q}{v}\right)_{max} = 0,32.$$

1) *Résistance au cisaillement :*

a) Comme $\text{tg } \varphi_{\text{fondation}} = \text{tg } 15^\circ = 0,26795 > 0,13$ il n'y a aucun danger d'étalement pendant la construction du barrage

b) Lorsque la retenue est pleine, on a :

$$\left(\frac{q}{v}\right)_{max} = 0,32$$

il y correspond $v = 5,04 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 1,6 \text{ kg/cm}^2.$$

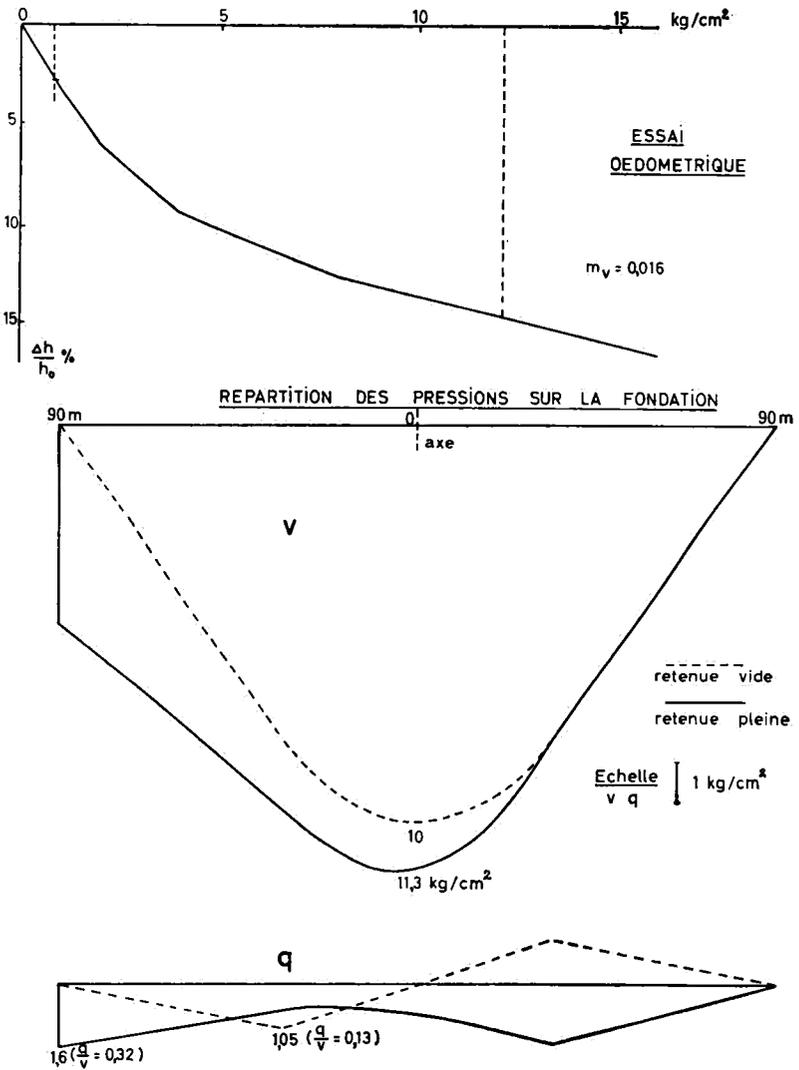


FIG. 39.

La résistance au cisaillement est :

$$\begin{aligned} R_{cis.} &= C + v. \operatorname{tg} \varphi \\ &= 0,5 + 5,04 \times 0,26795 \\ &= 0,5 + 1,35 \\ &= 1,85 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Donc $R_{cis.} > q$ pour $\left(\frac{q}{v}\right)_{max.}$, il n'y a donc pas danger d'étalement, toutefois la sécurité est faible $\left(s = \frac{1,85}{1,6} = 1,15\right)$.

Remarquons cependant qu'avant la mise en eau de l'ouvrage, le sol de fondation se sera partiellement consolidé ce qui entraînera une augmentation de la résistance au cisaillement $R_{cis.}$.

Pour résoudre complètement ce problème, il faudrait étudier la variation de $R_{cis.}$ avec la consolidation comme indiqué p. 77.

2) Tassement :

— Tension initiale dans la couche envisagée :

$$p_0 = 1600 \times 5 = 8000 \text{ kg/m}^2 = 0,8 \text{ kg/cm}^2.$$

— Accroissement maximum de tension : 11,3 kg/cm².

— Coefficient de compressibilité spécifique :

$$m_v = \frac{0,148 - 0,028}{11,3} = 0,0106 \text{ (cm}^2/\text{kg)}.$$

— Tassement final :

$$\begin{aligned} T_\infty &= 0,0106 \times 1000 \times 11,3 \\ &= 120 \text{ cm.} \end{aligned}$$

A partir de cette valeur, on peut prévoir le surhaussement qu'il faut donner à l'ouvrage pour assurer à tout moment une revanche suffisante. Pendant et après la construction, il faudra suivre le tassement afin de voir s'il suit la loi prévue ce qui permettra éventuellement de prendre les dispositions nécessaires (surhaussement complémentaire, etc.).

— Indice de durée de consolidation :

$$\tau = \frac{k}{\Delta_{eau} \cdot m_v} \frac{t}{e^2}$$

$$= 3,59.10^{-7} t \text{ (en minutes)}$$

$$= 1,53.10^{-2} t \text{ (en mois).}$$

— Courbe de consolidation :

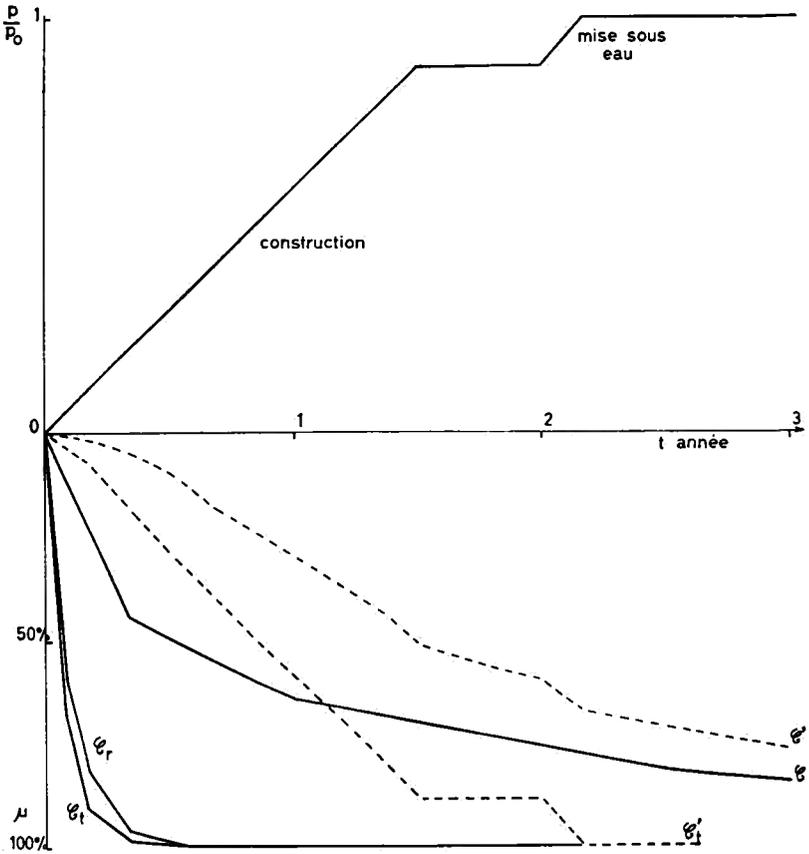


FIG. 40.

A partir de la courbe $\mu = f(\tau)$ donnée par M. TERZAGHI [13] pour une couche reposant sur un sous-sol imperméable, nous avons tracé à la fig. 40 la courbe C donnant la variation du coefficient de consolidation μ en fonction du temps t lorsque la pression

est appliquée directement. En admettant que la construction (à vitesse constante) dure 1 1/2 an, que la mise en eau (à vitesse constante) dure deux mois et commence 2 ans après le début des travaux, on obtient la courbe C' donnant le coefficient de consolidation μ' en fonction du temps t (nous avons utilisé la méthode graphique de MM. TERZAGHI et FRÖHLICH décrite p. 73).

3) *Établissement de puits :*

Envisageons l'établissement de puits filtrants de 15 cm de rayon r tous les 2,65 m.

$$\begin{aligned} \text{Rayon R du cylindre : } R^2 &= 2,65^2 \\ R &= 1,5 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{On a donc } \frac{r}{R} = \frac{1}{10}.$$

a) *Écoulement vertical :* L'indice de durée de consolidation vaut $\tau_v = 1,53 \cdot 10^{-2} t$ (en mois), la loi $\mu_v = f(t)$ donnant la variation du coefficient de consolidation μ_v en fonction du temps t se traduit comme précédemment par la courbe C (en supposant la pression appliquée directement) ;

b) *Écoulement radial :* En admettant que le coefficient de perméabilité est le même dans le sens horizontal que dans le sens vertical, l'indice de durée de consolidation vaut

$$\tau_r = 0,1728 t \text{ (en mois).}$$

A partir de la courbe $\mu_r = f(\tau_r)$ donnée par M. TERZAGHI [13] pour un rapport $\frac{r}{R} = \frac{1}{10}$ nous avons tracé à la fig. 40 la courbe C_r donnant le coefficient de consolidation radial μ_r en fonction du temps t (en supposant la pression appliquée directement) ;

c) Connaissant ainsi les lois $\mu_v = f(t)$ et $\mu_r = f(t)$, nous pouvons tracer la courbe C_t représentant la variation du coefficient de consolidation total μ en fonction du temps (en supposant la pression appliquée directement). On a en effet

$$100 - \mu \% = \frac{1}{100} (100 - \mu_r \%) (100 - \mu_v \%).$$

Si la pression est appliquée suivant la loi supposée ci-dessus (p. 82), on obtient la courbe C'_t .

La comparaison des courbes C' et C'_t montre le rôle important joué par les puits. Ainsi, à la fin de la construction du barrage, sans puits le tassement est de 50 %, avec puits de 88 % environ. On voit aussi que les 6 mois d'attente sont presque sans influence lorsqu'il y a des puits, alors que sans puits le tassement passe durant ce temps de 50 % à 60 %.

CONCLUSION

La construction des barrages en terre et en enrochements nécessite une étude d'autant plus détaillée et approfondie que le terrain de fondation est médiocre. Dans le cas de terrains très déformables, il faut particulièrement insister sur les points suivants :

1) Étude topographique : le choix de l'emplacement de l'ouvrage peut influencer de manière très sensible l'économie du projet ;

2) Sondages, prélèvements d'échantillons et détermination des propriétés géotechniques du sol de fondation : la connaissance des caractéristiques du sol de fondation permet notamment :

a) De prévoir l'importance du tassement (le tassement n'est pas dangereux si on en tient compte dans l'établissement du projet : revanche, etc.) ;

b) De déterminer la méthode d'exécution la plus économique (cadence du travail, etc.) ;

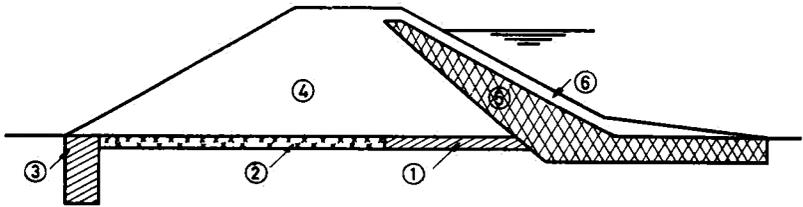
c) De déterminer les dispositions à prendre pour assurer l'étanchéité ;

3) Matériaux constitutifs du barrage : il est nécessaire de bien connaître les matériaux qui constitueront le barrage proprement dit pour effectuer le calcul de stabilité et déterminer le profil de l'ouvrage ; nous insistons sur le fait que les matériaux doivent *toujours* assurer leur double rôle de stabilité et d'étanchéité ;

4) Contrôle et surveillance : Ce travail doit s'effectuer non seulement pendant l'exécution des travaux, mais aussi après la construction de manière à pouvoir suivre l'évolution de l'ouvrage

et d'être à même de prendre éventuellement les dispositions nécessaires au maintien de la sécurité.

Comme nous l'avons signalé, chaque cas est un cas particulier ; toutefois, il nous paraît qu'une solution du type de celle représentée à la *fig. 41* convient (parmi d'autres) au cas de terrains de fondation très déformables.



- 1 zone stabilisée
- 2 filtre
- 3 tranchée drainante
- 4 enrochement
- 5 étanchement en corroi
- 6 couche de protection

FIG. 41.

- Zone 1 : Cette zone de terrain stabilisé (chaux, ciment, etc.) permet l'accès aisé au site de construction ; ce sera le premier ouvrage réalisé, son exécution est simple et rapide ;
- Zone 2 : Elle constitue un filtre empêchant le refoulement du terrain de fondation dans le corps du barrage ;
- Zone 3 : C'est une tranchée drainante dont le rôle est d'éviter l'humectation du sol à l'aval du barrage ;
- Zones 4, 5, 6 : Ce sont les matériaux constituant le barrage ; ils doivent conserver leurs caractéristiques fonctionnelles (étanchéité, stabilité) même sous l'effet des déformations.

Ce barrage avec étanchement amont protégé sera construit par couches minces de manière que la résistance au cisaillement soit toujours suffisante (voir cadence de travail) ; à cet effet, on placera des repères de tassement et des cellules de mesure de pression interstitielle qui permettront de suivre l'évolution de la consolidation pendant et après la construction.

En terminant ce travail, il nous est très agréable de remercier M. le professeur F. CAMPUS, pro-recteur de l'Université de Liège, dont nous tenons notre formation scientifique et qui nous a toujours prodigué les conseils les plus avisés.

Nos remerciements vont aussi à M. le professeur SCHAEERER, directeur du Laboratoire des terres annexé à l'École polytechnique fédérale de Zürich, qui a bien voulu nous recevoir dans ses laboratoires et nous laisser bénéficier de ses idées clairvoyantes, de sa grande expérience et de diverses données techniques concernant notamment les barrages de Göscheneralp et Cofrentes.

Après la rédaction de ce travail, nous avons eu l'avantage de nous entretenir de cette question avec M. le professeur E. GEUZE, directeur du Laboratoire de mécanique des sols de Delft ; qu'il veuille bien trouver ici le témoignage de notre vive gratitude.

Nous tenons à souligner d'autre part, que ce travail a été possible grâce à un mandat de recherches que le Fonds national de la Recherche scientifique a bien voulu nous accorder, ce dont nous le remercions vivement.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] CAMPUS, F. : Représentation géométrique de l'état triple de tension (*Génie civil*, 22 mars 1930).
— Cours du Génie civil (U. Lg.) : Poussée des terres (notes).
- [2] CAQUOT, A. : Équilibre des massifs à frottement interne (Gauthier-Villars, Paris 1934).
- [3] CARRILLO, N. : Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils (*J. Math. Physics*, Vol. 21).
- [4] FAGNOUL, A. : Contribution à l'étude de la stabilité des talus (*Bulletin du C.E.R.E.S.*, Tome X, 1959).
- [5] GALERY, L. : Contraintes dans une digue à profil triangulaire symétrique en enrochements ou en matériau pulvérulent (*Travaux*, septembre et octobre 1955).
- [6] GEUZE, E-C-W-A. : Affaissements de terrain sous les constructions (*Bulletin du C.E.R.E.S.*, Tome VIII, 1956).
- [7] JONSON, F. : Calculation of the Stability of Earth Dams (Second Congress on Large Dams, Washington D. C. 1936).
- [8] MALLET, Ch. et PACQUANT, J. : Barrages en terre (Éditions Eyrolles, Paris 1951).
- [9] MARCUS : Les contraintes virtuelles et la surface de moindre résistance au glissement à l'intérieur d'un massif (A.I.T.B.T.P., décembre 1957).
- [10] OHDE, J. : Zur Statik der Staudämme mit Betonkern (*Mitteilungen aus dem Institut für Wasserbau der Technischen Universität Berlin, Charlottenburg*, N° 38, 1951).
- [11] RAEDSCHELDERS, H.-M. : Une application importante des puits de sable verticaux lors de la construction de l'autoroute Bruxelles-Ostende (*Annales des Travaux Publics de Belgique*, août 1954).
- [12] RESAL, J. : Poussée des terres (Béranger, Paris 1910).
- [13] TERZAGHI, K. : Mécanique théorique des sols (traduit par M. BUISSON, Dunod 1957).
- [14] FRÖHLICH, K-V. : Théorie du tassement des couches argileuses (traduit de l'allemand par M. ADLER, Dunod 1939).
- [15] VERDEYEN, J. et ROISIN, V. : Stabilité des terres (Desoer, Liège).

TABLE DES MATIÈRES

Introduction	3
Première partie : Détermination de la loi de répartition des pressions sur le sol de fondation d'un barrage en terre ou en enrochements	5
Chapitre I : Méthode proposée	5
1. Barrages en terres pulvérulentes	6
2. Barrages en terres cohérentes	28
3. Étanchements en corroi	36
Chapitre II : Exposé des méthodes connues	45
1. Méthode d'ENGESSER	45
2. Méthode de M. JONSON	54
3. Méthode de M. MARCUS	61
4. Méthode de M. GALERY	62
Chapitre III : Stabilité des talus	67
Deuxième partie : Méthodes de construction	69
1. Enlèvement de la couche molle	70
2. Déplacement du mauvais sol sous la charge d'un remblai	70
3. Élargissement de la base de l'ouvrage	70
4. Accélération du tassement	71
5. Détermination de la cadence du travail	77
6. Stabilisation	78
Conclusion	85
Bibliographie	88

Achévé d'imprimer le 1^{er} août 1961
par les Editions J. DUCULOT, S. A., Gembloux (Belgique).