

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 71 (1945)
Heft: 4

Artikel: Quelques aspects du problème de la poussée sur les tunnels
Autor: Ott, J.-C.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-54083>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 04.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ABONNEMENTS :

Suisse : 1 an, 13.50 francs

Etranger : 16 francs

Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 11 francs

Etranger : 13.50 francs

Prix du numéro :

75 centimes.

Pour les abonnements
s'adresser à la librairie
F. Rouge & C^{ie}, à Lausanne.

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

COMITÉ DE PATRONAGE. — Président : R. NEESER, ingénieur, à Genève ; Vice-président : G. EPITAUX, architecte, à Lausanne ; secrétaire : J. CALAME, ingénieur, à Genève. Membres : *Fribourg* : MM. L. HERTLING, architecte ; P. JOYE, professeur ; *Vaud* : MM. F. CHENAUX, ingénieur ; E. ELSKES, ingénieur ; E. JOST, architecte ; A. PARIS, ingénieur ; CH. THÉVENAZ, architecte ; *Genève* : MM. L. ARCHINARD, ingénieur ; E. MARTIN, architecte ; E. ODIER, architecte ; *Neuchâtel* : MM. J. BÉGUIN, architecte ; R. GUYE, ingénieur ; A. MÉAN, ingénieur ; *Valais* : M. J. DUBUIS, ingénieur ; A. DE KALBERMATTEN, architecte.

RÉDACTION : D. BONNARD, ingénieur, Case postale Chauderon 475, LAUSANNE.

CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE

A. STUCKY, ingénieur, président ; M. BRIDEL ; G. EPITAUX, architecte.

Publicité :
TARIF DES ANNONCES

Le millimètre

(larg. 47 mm.) 20 cts.

Tarif spécial pour fractions de pages.

En plus 20 % de majoration de guerre.

Rabais pour annonces répétées.



ANNONCES-SUISSES S.A.

5, Rue Centrale,
LAUSANNE
& Succursales.

SOMMAIRE : Sols et fondations : *Quelques aspects du problème de la poussée sur les tunnels* (suite et fin), par J.-C. OTT, ingénieur E. I. L. — Société suisse des ingénieurs et des architectes : *Rapport du secrétaire central sur l'activité de la société présentée à l'assemblée des délégués du 25 novembre 1944, à Zurich* (suite et fin) ; *Communiqué du Comité central*. — COMMUNIQUÉ : *Contrôle de la production et de la consommation dans l'industrie de la construction*. — SERVICE DE PLACEMENT. — DOCUMENTATION.

SOLS ET FONDATIONS ¹

Quelques aspects du problème de la poussée sur les tunnels

par J.-C. OTT, ingénieur E. I. L.

(Suite et fin).²

V. Les essais sur modèles réduits.

Essais antérieurs.

§ 19. Essais de Wilhelm et Leon [19].

Les essais de Wilhelm ont porté sur des éprouvettes libres de se dilater latéralement et perforées d'une cavité. Si les conditions d'essai ne correspondaient pas exactement au cas d'un tunnel, ces premiers essais, exécutés déjà en 1910, ont cependant éclairé le problème et montré des concentrations de pression au voisinage de la cavité, ainsi que des zones de traction.

§ 20. Essais de Yamaguti [26 et 27].

Yamaguti remplace le sol par un bloc de gélatine placé tout d'abord en position horizontale pour le soustraire à l'action de la pesanteur. Le modèle est ensuite redressé et l'on observe sur un réseau tracé en surface des déformations provoquées par l'action de la pesanteur.

Ces essais ont permis de vérifier le calcul des contraintes effectuées pour une cavité circulaire. Ils ont permis de déterminer les concentrations de charge très fortes dans les angles

d'une galerie rectangulaire, problème qui n'avait pas été résolu mathématiquement (fig. 24).

Ces essais n'intéressent que le domaine élastique.

§ 21. Essais de Bussmann et Stöcke [32].

Tandis que Yamaguti construit un modèle qui représente la masse tout entière du terrain, Bussmann et Stöcke imaginent que l'on peut découper dans le terrain une éprouvette de dimensions réduites et remplacer l'effet de la pression due à la surcharge par une charge extérieure. L'éprouvette est un petit bloc découpé en une tranche perpendiculaire à l'axe du tunnel. Elle est éventuellement maintenue latéralement et sur la face frontale.

Bussmann et Stöcke opèrent sur différents corps :

- 1° gélatine, qui est relativement déformable et sensible aux efforts de traction qui provoquent des ruptures sur l'axe vertical (fig. 25) (comparer avec la figure 22 a) ;
- 2° paraffine, corps moins déformable, mais cassant, qui péricite par cisaillement sur les flancs (fig. 26) ;
- 3° plastiline : il n'y a pas de véritable rupture, mais des déformations plastiques.

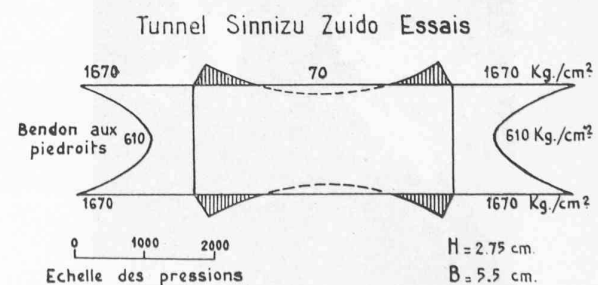


Fig. 24. — Concentration des pressions sur les parois d'une galerie rectangulaire d'après un essai sur modèle exécuté par Yamaguti.

D'après Jor. of. civ. eng. Soc. of Japan — 1929.

¹ Nous publions sous ce titre les conférences « Sols et Fondations », organisées les 29, 30 juin et 1^{er} juillet 1944, par le Laboratoire de géotechnique de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne. (Voir Bulletin technique des 9 et 23 décembre 1944 et 20 janvier 1945.) (Réd.)

² Voir Bulletin technique du 20 janvier 1945, p. 13.

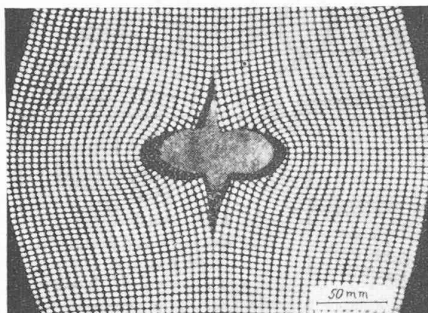


Fig. 25. — Essais de Bussmann et Stöcke.
Remarquer les fissures sur le diamètre vertical
(comp. fig. 22 a.)

D'après Wiss. Abt. dtsh. Materialprüfungsanst. — Berlin 1939.

Nous avons mentionné, au tunnel du Simplon (§2), toute la gamme des ruptures, depuis l'éclatement de boudons jusqu'au glissement interne lent qui soulève les radiers¹.

Bussmann et Stöcke étudient ensuite l'influence des différentes formes de cavité, carrées, rondes ou elliptiques. Cette dernière donne la meilleure résistance, c'est-à-dire que sous un effort donné c'est celle qui se déforme le moins.

Enfin, les essais permettent de déterminer les contraintes internes. Le diagramme du travail relatif de déformation est très parlant.

Le travail de déformation développé par la compression de l'éprouvette lorsqu'il n'y a pas de cavité est posé égal à l'unité.

La figure 27 montre que la zone la moins sollicitée se trouve immédiatement en dessus de la galerie. Ceci explique pourquoi au Simplon la poussée sur la galerie de faite s'est révélée bien plus faible que celle sur la galerie d'avancement de section presque pareille (fig. 6).

On peut objecter aux essais de Stöcke et Bussmann qu'ils ne correspondent pas exactement à la réalité. En effet, le modèle est chargé après la perforation de la galerie, tandis qu'en réalité la galerie est forcée dans une masse déjà soumise à des efforts internes. Cette inversion de l'ordre d'application des charges, qui n'a pas d'importance dans une matière élastique, en a une dans le domaine plastique.

¹ Il faut observer que le caractère de la rupture dépend autant de la vitesse de charge que du mode de sollicitation du corps. Par exemple, la glace, le bitume ou l'argile se brisent sous l'effet d'un choc, tandis qu'une sollicitation lente provoque une déformation aussi grande que l'on veut.

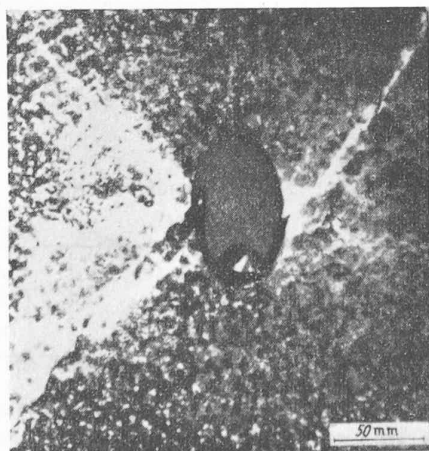


Fig. 26. — Modèle en paraffine perforé d'une cavité elliptique.
Remarquer les concentrations de pression sur les flancs et comparer avec
la figure 21.

D'après Wiss. Abt. dtsh. Materialprüfungsanst. — Berlin 1939.

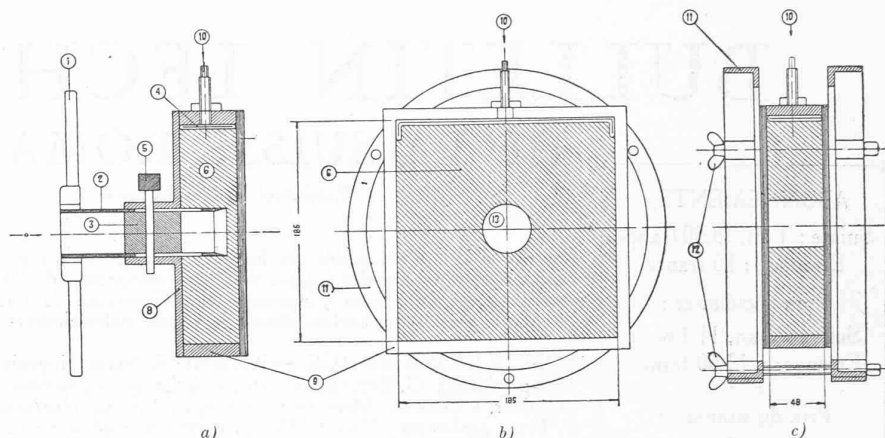


Fig. 28. — Appareil d'essai.

1. Levier. — 2. Tube d'extraction. — 3. Bouchon. — 4. Chambre à air. — 5. Goupille. — 6. Bloc d'argile. — 8. Plaque en tôle. — 9. Cadre. — 10. Valve pour l'air comprimé. — 11. Bagues de retenue des parois de verre. — 13. Cavité.

Les essais de Bussmann ne font pas apparaître de zone d'altération telle que Willmann puis Kommerell la conçoivent. On verra plus loin qu'on peut dans certaines conditions rendre apparente la formation de la zone d'altération.

§ 22. Essais exécutés au Laboratoire de géotechnique de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne.

But des essais : Ces premiers essais, effectués sur des modèles de petites dimensions, avec des matériaux ayant des propriétés physiques variables, ont surtout une valeur d'orientation pour faire voir qualitativement ce qui se passe. Pour le moment, il n'est pas encore possible de faire des essais quantitatifs.

Milieu homogène.

Nous avons reproduit les essais de Stöcke et Bussmann dans des conditions un peu différentes. L'appareillage se compose d'un cadre rigide limité par deux plaques de verre. Les charges sont appliquées au moyen d'une membrane gonflée qui transmet des efforts uniformément répartis à la surface (fig. 28). La mise en pression se fait relativement rapidement. L'éprouvette est complètement enserrée entre six parois, ce qui la soumet aux mêmes conditions limites que dans le terrain.

On se trouve là dans le cas d'un tunnel situé à grande

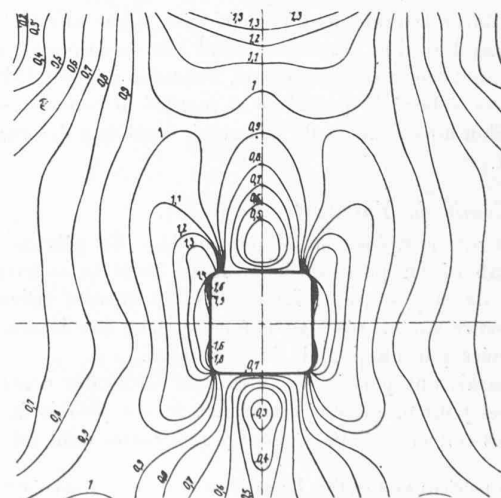


Fig. 27. — Diagramme du travail de déformation angulaire [relatif].
Remarquer les zones peu sollicitées en-dessous et en-dessus de la galerie.

D'après Wiss. Abt. dtsh. Materialprüfungsanst. — Berlin 1939.



Fig. 29. — Formation d'une zone plastique et apparition de lignes de glissement.

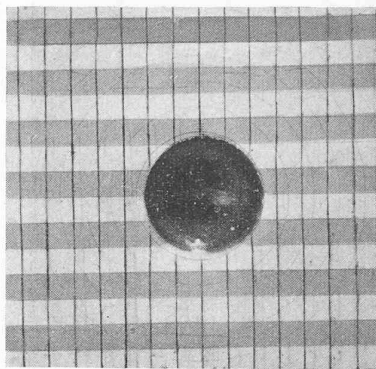


Fig. 30 et 31. — Argile stratifiée horizontalement avant l'application de la pression et après l'essai.

profondeur où les variations de pression dans le sol vierge entre le niveau du radier et celui de la voûte sont négligeables.

On imagine que l'on découpe une tranche limitée par des plans perpendiculaires à l'axe du tunnel.

L'appareillage peut être utilisé de deux façons :

- 1° Préparation du modèle avec cavité perforée d'avance. — Mise en charge. (Fig. 28 *b* et *c*).
- 2° Mise en charge. — Perforation ultérieure de la cavité, ce qui correspond à l'ordre réel des opérations. (Fig. 28 *a*).

Les essais cités ci-après sont exécutés avec la première méthode.

Nous avons utilisé de l'argile compacte, qui présente une rigidité suffisante pour que des ruptures se produisent dans la zone d'altération. Celles-ci se marquent par un réseau des lignes de glissement (fig. 29).

Si au lieu d'argile on prend une poudre, en l'occurrence de la poudre de kaolin, la zone d'altération apparaît encore, mais son contour seul est marqué. Il n'y a plus qu'une ligne de glissement interne. Les déformations sont réparties d'une façon moins continue dans la masse. Les poussées latérales sont moins marquées qu'avec de l'argile. La poudre comprimée s'écaille sur les flancs de la cavité et la zone d'altération s'étend peu au large.

Milieu stratifié.

Dans la nature, les terrains ne sont jamais parfaitement homogènes. Les méthodes de calculs et les essais supposent toujours préalablement une homogénéité parfaite du matériau ; c'est une nécessité ; il faut commencer par avoir des cas purs.

Nous avons cherché dans quelle mesure des lits de stratification modifient les déformations. Sur le modèle, la discontinuité est réalisée simplement en pressant ensemble une série de bandes d'argile découpées séparément.

Stratification horizontale : La présence de lits de stratification horizontaux transforme complètement l'allure des déformations. A faible charge, les couches commencent à glisser les unes sur les autres. Puis, quand la charge augmente des ruptures par glissement interne traversent les couches.

Contrairement à ce qui se passe avec de l'argile homogène, la zone d'altération se propage en dessous de la base de la cavité. (Voir fig. 31). Le sol se soulève ; les deux extrémités de la couche blanche sous le radier s'emboutissent. On reconnaît l'aspect des déformations relevées au tunnel du Simplon (fig. 9). La cavité s'aplatit. Les grosses déformations et par conséquent les poussées les plus importantes se font sentir verticalement.

Stratification verticale : L'axe de la galerie est parallèle à la stratification (fig. 32 et 33). Sous l'effet de la charge, la base de la cavité se déforme très peu ; elle ne remonte que peu ou presque pas. Contrairement à ce que l'on croyait prévoir, les plans de rupture ne se confondent pas avec les lits de stratification tangents au bord de la cavité. La zone de glissement gagne au large.

Si au Gothard les soulèvements du radier ont été moins fréquemment notés qu'au Simplon, nous pensons que cela provient de la disposition plus verticale de la stratification.

Stratification oblique (fig. 34 et 35) : Cette disposition, très fréquente dans la nature, provoque une forte dissymétrie dans les déformations et par consé-

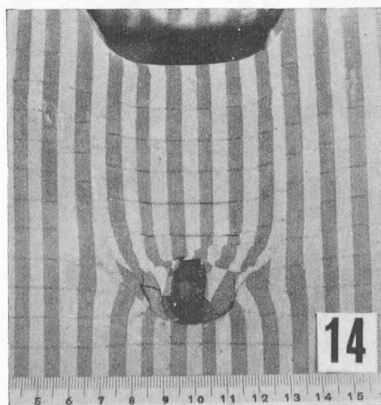
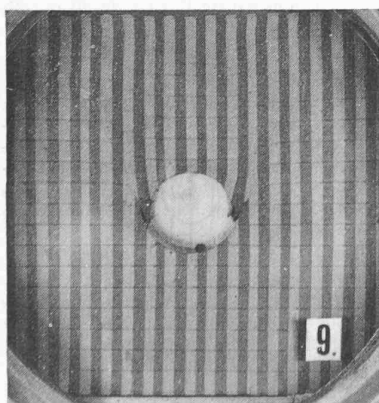


Fig. 32 et 33. — Argile stratifiée verticalement, avant et après l'essai.

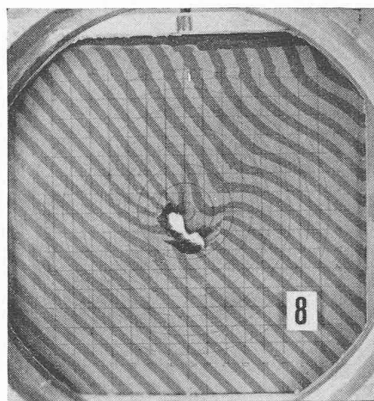
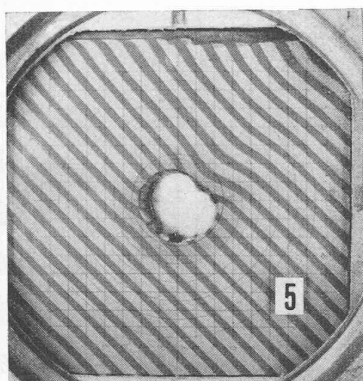


Fig. 34 et 35. — Argile stratifiée obliquement, avant et après essai.

quent sur le régime des poussées. Les poussées les plus intenses sont dirigées perpendiculairement au lit de stratification. La zone d'altération est également déportée dans le sens opposé au plongement des couches (à gauche sur les fig. 34 et 35). Cet essai montre combien il faut être prudent dans l'application de schémas de calcul établis dans l'hypothèse de sols homogènes.

Essai d'une forme de revêtement. Tunnel en fer à cheval : Jusqu'à présent, on a étudié l'état de tension provoqué dans la masse par une cavité non revêtue. Quel est le rôle du revêtement et comment travaille-t-il ? S'il n'est pas possible de le chiffrer, il est possible de comparer des modèles avec différentes formes de revêtement.

Nous avons par exemple construit un modèle en argile avec un revêtement en paraffine ayant la forme d'un fer à cheval. On constate que le revêtement ne périt ni par faiblesse de la voûte, ni par poinçonnement du sol sous la charge concentrée des pieds-droits, mais par flambage des pieds-droits vers l'intérieur. Ceux-ci devraient être arqués vers l'extérieur. Les aspects successifs des déformations sont très parlants (fig. 36, photo 1 à 6). La clef commence par s'affaisser et la voûte s'aplatit (photos 1 et 2), puis lentement les pieds-droits se courbent vers l'intérieur en tournant autour de leur fondation.

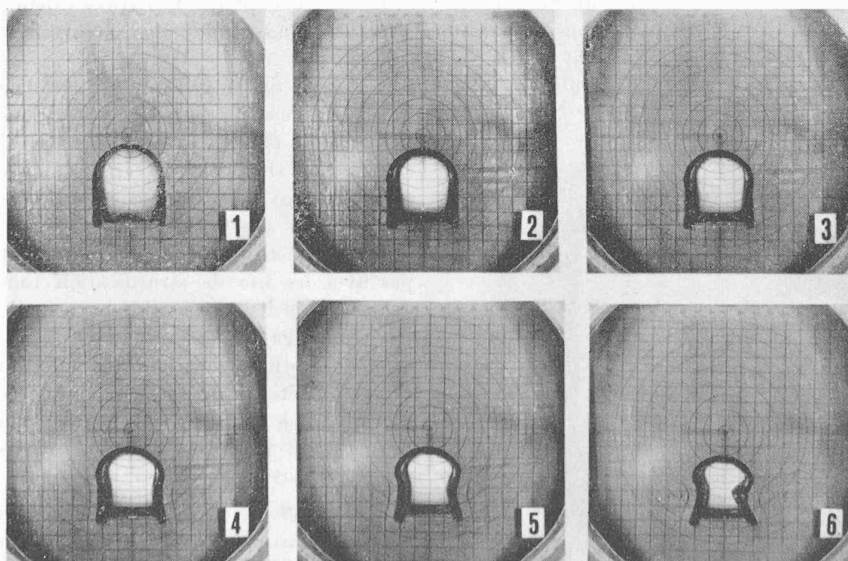


Fig. 36. — Déformation d'un tunnel en fer à cheval. Revêtement en paraffine. Argile de potier $\omega = 24\%$.

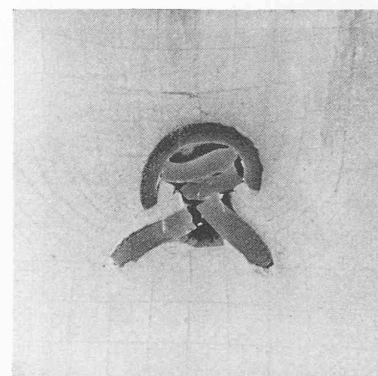


Fig. 37. — Même essai que celui de la figure 36, après écrasement total du revêtement. On aperçoit déformé le quadrillage de référence tracé sur l'éprouvette. Les lignes de glissement sont marquées également. La zone en dessous de la base est peu perturbée.

A partir du moment où les pieds-droits ont cédé (photo 6), la zone d'altération commence à apparaître. On observe un double réseau de lignes de glissement qui se recoupent presque à angle droit (fig. 37).

La zone d'altération a environ deux fois la largeur de la galerie. Elle ne descend pas en profondeur sous le radier.

Ce phénomène de destruction des pieds-droits, nous l'avons observé dans de petites galeries hautes et étroites construites dans des mica-schistes du massif du Gothard.

VI. Exemples de calcul.

§ 24. *Calcul des poussées à grande profondeur. — Méthode de Kommerell-Culmann.*

Méthode applicable lorsque le terrain est peu cohérent et peut être assimilé à un milieu à frottement (fig. 38 et 39).

Hypothèse de base.

1. Il se forme une ligne de rupture fermée ABD à l'intérieur de laquelle le sol charge. AB est une ellipse et BD un plan.

2. La direction du plan de rupture BD fait un angle de $\frac{90^\circ - \rho}{2}$ avec la verticale (ρ = angle de frottement interne). En réalité la ligne de rupture la plus dangereuse fait un angle un peu plus ouvert. On peut le démontrer. Pour cela, prendre des plans DB d'inclinaisons variables et chercher avec la méthode bien connue de Coulomb le plan qui provoque la poussée horizontale maximum compte tenu de la surcharge LGB .

3. On peut découper le volume $ABDC$ en tranches horizontales et verticales sans changer l'état de tension interne qui y règne. Autrement dit, les trajectoires des contraintes principales forment un quadrillage droit.

4. La hauteur AC de l'ellipse est choisie soit arbitrairement (d'après Wiedemann) [34] et en général de l'ordre de 20 m. Ou bien on pose, d'après Kommerell :

$$AC = \frac{100a}{p}$$

ou : a = le tassement observé au toit de la galerie dans des cas analogues. p = l'accroissement volumétrique du terrain en pourcent après la rupture, dans la zone d'altération $ABCD$. On admet pour p les chiffres indiqués comme foisonnement des terres dans les aides-mémoires.

terre légère $p = 1$ à 3%
rocher $= 10$ à 15% .

Autrement dit, Kommerell estime que l'affaissement du toit de la galerie est d'autant plus grand que la zone altérée est plus haute.

Marche du calcul.

1. Idéaliser la forme de l'extrados pour avoir une ligne continue. La diviser en seg-

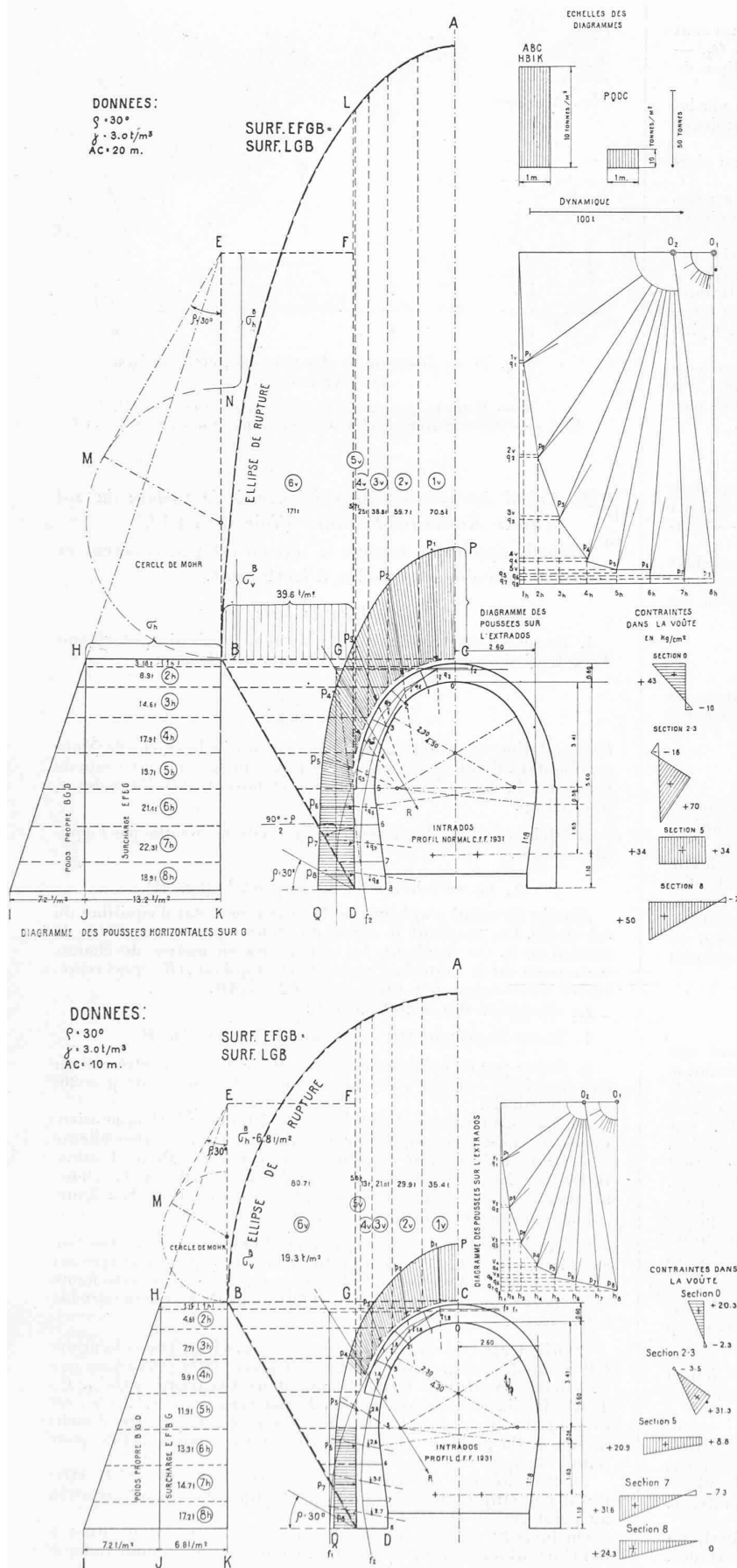


Fig. 38 et 39. — Calcul des poussées à grande profondeur, méthode Kommerell-Culmann.

ments de longueur si possible égale. Diviser la surface $ABCD$ en tranches correspondant aux segments de voûte.

2. Mener DB , qui partage en deux l'angle entre le talus naturel ρ_0 et la verticale.

Construire graphiquement l'ellipse AB suivant les procédés connus.

3. Les composantes verticales $1_v, 2_v, 3_v$, etc., sont données par le poids des tranches. La ligne ALB représente à une échelle convenable la courbe de charge. — La tranche 6_v ne charge pas directement le revêtement mais, par contre, le coin de terrain BGD .

4. Les composantes horizontales agissent sur la verticale GD tangente à l'extrados. Elles sont dues :

a) au poids propre du coin de terrain BGD ;

b) à la surcharge LGB agissant sur le coin BGD . Ce problème est bien connu lorsqu'il s'agit de déterminer la poussée sur un mur vertical. On obtient une poussée uniformément répartie $HBJK$ et une poussée donnant un diagramme triangulaire HIJ . La résultante des poussées sur GD est prise horizontale (hypothèse 3).

Solution analytique : On considère l'équilibre du triangle BGD tout entier.

a) poids propre. — La résultante de la poussée agit au tiers inférieur. Elle doit équilibrer le poids propre et la réaction inconnue sur le plan BD . Cette réaction est inclinée de l'angle ρ sur la normale.

On trouve pour résultante de la poussée la valeur :

$$\text{Poids } BGD \times \text{tg}(\psi - \rho) \quad 1)$$

b) surcharge. — On admet que la résultante de la poussée agit au milieu de GD . Elle a pour valeur :

$$\text{Poids } LGB \times \text{tg}(\psi - \rho).$$

Solution graphique : On obtient le même résultat plus rapidement de la façon suivante : Transformer le diagramme de charge LGB en une charge uniformément répartie $EFBG$ équivalente.

A partir du point E comme origine, construire le cercle de Mohr représentatif de l'état de tension en B , en se souvenant qu'on se trouve en équilibre limite. Le cercle doit être tangent à une droite EM inclinée de $\rho = 30^\circ$ sur l'axe EB .

$$\sigma_v^B = \gamma \times EB.$$

L'échelle est choisie de telle façon que $EB = \sigma_v^B$. Le segment EN représente σ_h^B à l'échelle choisie. Porter $HB = EN$.

Joindre E à H et prolonger jusqu'à I . On obtient le diagramme $HBIJK$ des poussées horizontales.

Tout se passe comme si la ligne EF représentait la surface du sol.

Vérification : On doit avoir, d'après Rankine :

$$IK_t/m^2 = \overline{EK}_m \times \gamma \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right).$$

$$IJ_t/m^2 = \overline{BK}_m \times \gamma \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right).$$

5. Combiner deux à deux les poussées élémentaires verticales et horizontales. On obtient les résultantes p_1, p_2 , etc., de la poussée sur chaque élément.

Joindre l'extrémité de ces vecteurs. On obtient un diagramme des poussées sur l'extrados puisqu'on a pris des segments égaux sur l'extrados.

6. Déterminer les poids propres q_1, q_2 , etc., des éléments de voûtes. Déterminer les lignes d'action des résultantes (vecteur p + vecteur q en pointillé sur le dessin).

7. Tracer le dynamique des forces.

8. Rechercher par les procédés connus le polygone funiculaire qui s'inscrit le plus convenablement dans la voûte.

Rappelons que l'on arrive rapidement au but de la façon suivante :

Par raison de symétrie, la poussée dans la section O est horizontale.

1) ψ = angle du plan BD avec l'horizontale.

Tracer un premier funiculaire f_1 dont les côtés extrêmes sont respectivement horizontaux et verticaux. — Le pôle en est O_1 . — Les côtés extrêmes se coupent sur la résultante R . — La ligne de poussée sort du profil du tunnel.

On cherche un deuxième polygone funiculaire f_2 qui passe par les points c et b . Ses côtés extrêmes se coupent sur R et déterminent le pôle O_2 .

On a placé c au tiers supérieur de la section O et b au tiers extérieur de la section 8.

Si le polygone au voisinage des reins sort du tiers central ou rectifie la position de c et de b de façon que la ligne de poussée vienne équidistante des fibres extrêmes en clef et aux reins.

On pourrait calculer le revêtement d'une façon plus précise par la méthode de l'arc élastique mais il semble peu judicieux d'attacher une grande valeur à la précision du calcul des contraintes dans le revêtement alors que la détermination des poussées elles-mêmes est basée sur des hypothèses qui ne sont pas toujours pleinement satisfaites.

Pour cette même raison, nous avons cherché autant que possible à développer la méthode graphique de détermination des poussées qui est peut-être moins précise, mais beaucoup plus parlante et rapide.

Application n° 1 (fig. 38).

Données : Tunnel C. F. F. à simple voie. — Epaisseur du revêtement de la voûte 0,60 m. — Hauteur de l'ellipse de charge : 20 m. — Angle de frottement interne du terrain : 30° . — Densité du terrain : 3 t/m^3 .

L'examen de la ligne de poussée montre que la forme ne convient pas très bien au cas de charge envisagé : voûte trop plate, taux de travail aux reins trop élevé. Taux de travail du sol sous les pieds-droits beaucoup trop fort.

Application n° 2 (fig. 40 c).

Données : Même profil que pour le cas 1. — Même hauteur de l'ellipse de charge. Par contre, l'angle de frottement interne est beaucoup plus petit ($\rho = 10^\circ$).

Application n° 3 (fig. 39).

Données : Même profil que pour cas 1 et 2. — Ellipse de charge moins haute ($AC = 10 \text{ m}$). — Angle de frottement comme à l'exemple 1 ($\rho = 30^\circ$). — Densité du terrain : 3 t/m^3 .

La voûte travaille beaucoup moins, la sollicitation maximum dans la section 8 est 24 kg/m^2 . C'est encore trop. L'allure du diagramme des poussées sur l'extrados ressemble au cas 1 à un facteur de réduction près (comparer fig. 40 b et 40 d). On constate de légères extensions en clefs et aux reins (fig. 39). L'épaisseur du revêtement convient, sa forme pourrait être améliorée en prenant un pied-droit plus arqué.

Remarques :

1. D'une façon générale, les poussées sur l'extrados sont calculées en prenant sur les flancs de la galerie la valeur minimum de la poussée (poussée active). Si la ligne funiculaire de poussée de la voûte sort latéralement au niveau des naissances, un autre équilibre est encore possible. La poussée latérale prend alors une valeur intermédiaire entre la poussée passive et la poussée active. C'est pourquoi certains auteurs comme Kommerell se contentent d'adapter la forme de la voûte seulement à la ligne des poussées. Ils admettent que la composante horizontale de la poussée dans la voûte est absorbée par le terrain et imaginent que les pieds-droits tournent autour de leur base. On a ainsi une répartition triangulaire des réactions latérales sur les pieds-droits du sol avec le sommet du triangle en bas [33 pg 33].

2. L'allure de la courbe des poussées sur l'extrados dépend dans une grande mesure du choix de l'angle de frottement interne ρ (fig. 40).

3. L'intensité des sollicitations dans le revêtement est à peu près proportionnelle à la hauteur de l'ellipse de charge pour une même forme et même épaisseur d'intrados.

4. Avec une ellipse de charge très haute et un angle de frottement interne élevé (fig. 40 b) on obtient des poussées très fortement inclinées sur l'extrados au voisinage des reins de la voûte. L'inclinaison dépasse la valeur compatible avec l'angle de frottement interne.

5. Avec de petits angles de frottement interne (fig. 40 c), un genou apparaît dans le diagramme des poussées sur l'extrados. Ce genou est une conséquence de la méthode de calcul développée dans ce chapitre. Il n'apparaît pas avec la méthode de Rankine.

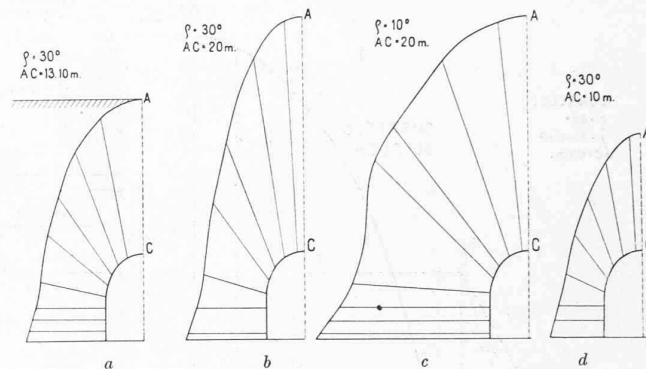


Fig. 40. — Diagramme des poussées, comparaison de différents cas.

a — Méthode Kommerell-Rankine (application citée 4).
b, c, d — Méthode Kommerell-Cullmann (applications citées 1, 2 et 3):

§ 25. Calcul des poussées au voisinage de la surface du sol d'après Kommerell-Rankine. (Voir aussi § 12.)

Méthode applicable lorsque le terrain est peu cohérent et peut être assimilé à un milieu à frottement.

Hypothèse de base.

1. Le sol est en équilibre limité, autrement dit si σ_1 et σ_2 sont deux tensions principales, on a toujours la relation :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho}.$$

Cette relation se traduit graphiquement ainsi : le cercle de Mohr représentant l'état de tension en un point quelconque est toujours tangent à la droite issue de l'origine et faisant avec l'axe des σ_1 un angle ρ .

2. On imagine que la présence de la cavité ne modifie pas l'équilibre limite.

A. La surface du sol est horizontale (fig. 41).

Marche du calcul graphique. — On examine l'état d'équilibre du sol vierge. On construit le cercle de Mohr représentant l'état de tension en A. On représente les contraintes en mètres de charge. Autrement dit la contrainte verticale en A qui est $AB \times \gamma$ est représentée directement par un vecteur $OP = AB$.

La succession des opérations est :

1. Tracer le vecteur $OP = AB$ on obtient le pôle P.

2. Mener par ce point un cercle de Mohr dont le centre est sur OP et qui est tangent à la droite issue de O inclinée de $\rho = 30^\circ$ sur la verticale.

Considérons au point A une facette qui tourne ; à chaque orientation de facette correspond une sollicitation représentée par un vecteur dont l'extrémité se meut sur le cercle de Mohr. L'orientation des facettes est désignée par des minuscules a, b, c, etc ; les points où l'on calcule les tensions, par un chiffre arabe 1, 2, 3, etc. Soit une facette d'inclinaison a.

3. Tracer par le pôle P une parallèle à la facette a. L'intersection avec le cercle donne l'extrémité du vecteur Oa_1 , (fig. 41-1) agissant sur la facette de direction a. Celui-ci est représenté sur cette figure en grandeur mais non en direction. Il fait un angle β avec la normale à la facette.

4. Orienter le vecteur Oa_1 dans l'espace (fig. 41-2). Tracer la droite OP' normale à Pa_1 . Faire tourner le triangle OPa jusqu'à ce que OP vienne en OP' . Le triangle a maintenant la position $Oa'_1 P'$. Tracer le triangle symétrique $Oa''_1 P'$ par rapport à OP' . Oa''_1 est en grandeur et direction le vecteur agissant sur la facette d'inclinaison a. Ce procédé est d'application tout à fait générale pour n'importe quel état de tension.

L'extrémité des vecteurs $O - a'A$, $O - b'A$, $O - c'A$, etc., décrit une ellipse qui n'est autre que l'ellipse de « Lamé » relative au point A.

On imagine d'abord que les points 1, 2, 3, etc., sont situés à la même profondeur que le point A. On détermine, comme indiqué plus haut, les contraintes suivant les directions tangentes a, b, c, etc., à l'extrados.

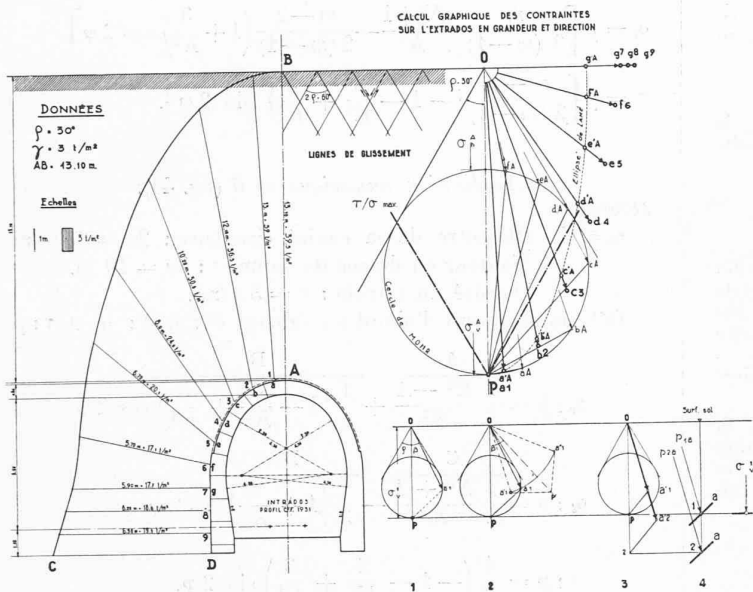


Fig. 41. — Calcul des poussées au voisinage de la surface du sol d'après Kommerell-Rankine. Surface du sol horizontale.

5. On connaît la contrainte p_{1a} sur la facette de direction a au niveau 1 (fig. 41-3). On cherche la contrainte p_{2a} sur la facette de même direction au niveau 2. On sait que les contraintes croissent en tous points linéairement par rapport à la profondeur.

Construction : tracer $P-a_1$, mener une parallèle par 2. Prolonger $O-a_1$. L'intersection a_2 donne l'extrémité du vecteur qui représente la contrainte unitaire sur la facette $2a$ (fig. 41-4).

6. On reporte ces vecteurs en grandeur et direction sur l'extrados. Si on partage l'extrados en éléments de longueur unitaire l'extrémité des vecteurs donne le diagramme $ABCD$ qui est la courbe des poussées sur l'extrados, représentée également en mètre de terrain.

7. Multiplier les longueurs des vecteurs par la densité γ du terrain pour obtenir la valeur numérique des poussées unitaires.

Application n° 4 (fig. 41).

Données : Tunnel C. F. F. simple voie. Même profil que dans les applications 1, 2 et 3. Sommet de la voûte à 13, 10 m en dessous de la surface du sol. Angle de frottement interne du terrain 30° . Densité du terrain : 3 t/m^3 .

Comparer cet exemple avec le cas 1 (fig. 38) calculé d'une autre façon. On constate que les poussées latérales sont identiques (fig. 40-a et 40-b). En effet le niveau du sol se trouve précisément à la hauteur EF . Par contre les poussées verticales sur la voûte sont augmentées.

Remarques :

1. Appliquons une fois la méthode de Kommerell-Culmann qui fait appel à l'ellipse de poussée, une autre fois la méthode Kommerell-Rankine qui fait appel aux équilibres limites. Dans ce deuxième cas choisissons la surface du sol au niveau de l'ellipse de poussée, nous aurons alors des poussées latérales plus fortes.

2. Par suite de l'hypothèse 1, l'inclinaison des poussées sur l'extrados ne dépasse jamais la valeur compatible avec l'angle de frottement.

3. Les déformations du revêtement lorsque le sol le charge sont de même sens que les déformations admises pour que l'équilibre limite puisse s'établir, dans ce cas le résultat du calcul paraît plausible.

B. La surface du sol est inclinée (fig. 42).

On détermine l'état de tension au point A. D'après Rankine on sait que la résultante p , sur une facette parallèle à la surface inclinée, est une verticale dont l'intensité à la profondeur y est : $\gamma y \cos \alpha$. Graphiquement (voir fig. 42-1) mener par le point considéré 1 une parallèle à la surface du sol. Tracer la normale à cette droite par le point O, rabattre sur la verticale. On obtient le vecteur p_{1a} qui représente en mètre de charge de terrain, à l'échelle du dessin, la contrainte sur la facette considérée. La suite de la construction graphique est représentée schématiquement sur les figures 42-2 à 42-6. Elle est en tous points semblable à celle de l'exemple 4. Insistons seulement sur le fait que l'axe du cercle de Mohr doit être perpendiculaire à la surface du sol puisque la composante σ de p agit dans cette direction.

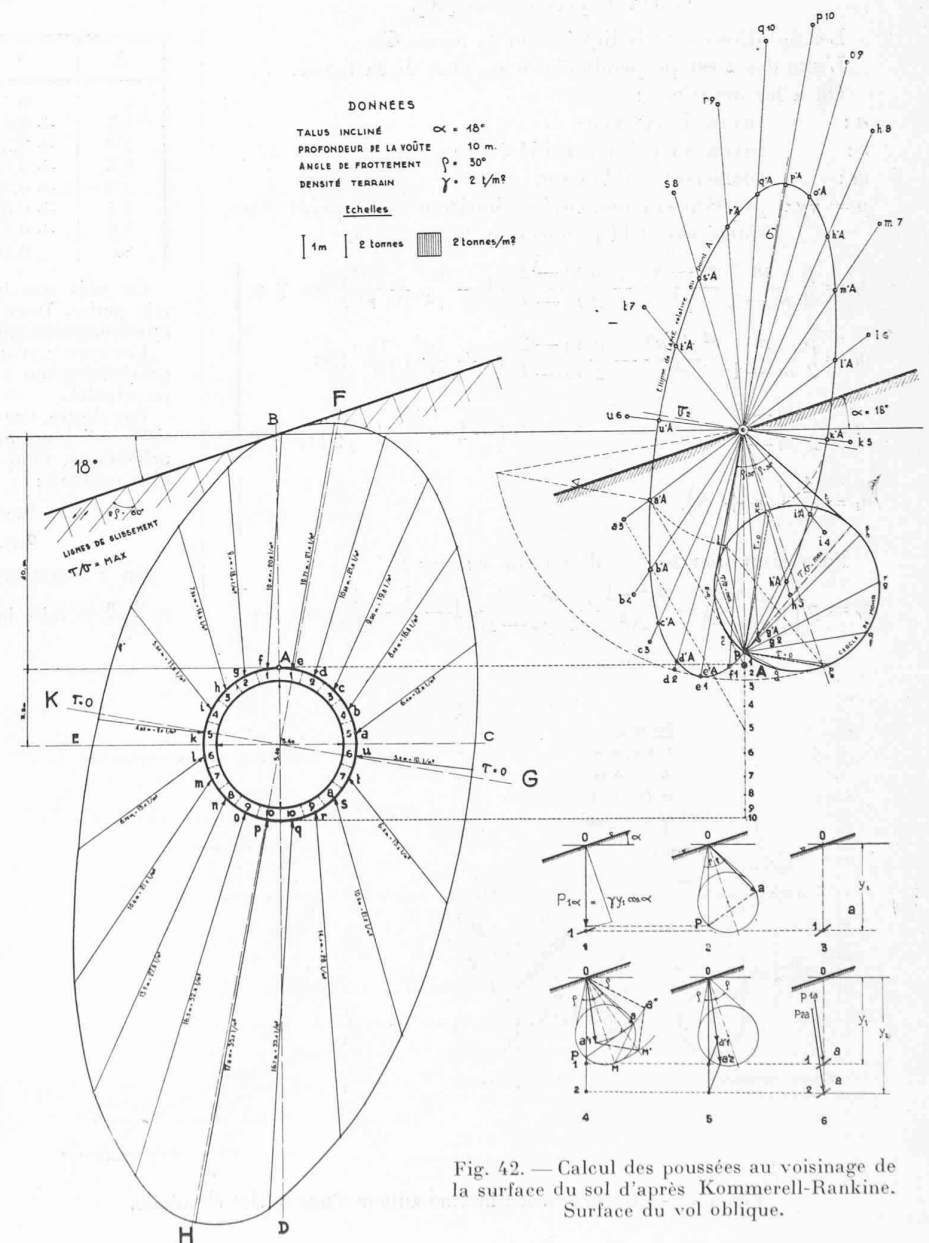


Fig. 42. — Calcul des poussées au voisinage de la surface du sol d'après Kommerell-Rankine. Surface du sol oblique.

L'extrémité du vecteur $p1a$ est le pôle P par laquelle le cercle de Mohr doit passer (fig. 42-2). De plus le cercle doit être tangent aux droites issues de O et inclinées de p sur l'axe.

Application n° 5 (fig. 42).

Données : Galerie circulaire. — Profondeur du sommet de la voûte : 10 m. — Angle de frottement interne 30° . — Densité du terrain 2 t/m^3 . — Surface du sol inclinée à 18° .

Remarques :

1. Les poussées sont dissymétriques.
2. Les poussées sur l'extrados ne se font pas équilibre. En effet le calcul est basé sur l'état de tension initial dans le sol avant la construction de la galerie. L'équilibre des forces agissant sur l'extrados serait satisfait si le poids du revêtement ou du contenu de la galerie (eau) était équivalent au poids du terrain enlevé. De ce fait le diagramme des poussées devrait subir une première correction.
3. Du côté aval la déformation du terrain, au moment de la perforation de la galerie, se fait en sens inverse de la déformation admise pour l'établissement de l'équilibre limite. De ce fait les poussées réelles à l'aval diffèrent certainement des poussées calculées.

§ 26. Etat de tension interne autour d'une cavité.

A. Cavité circulaire. Milieu élastique.

Calcul d'après Fenner [30].

Les notations sont indiquées sur la figure 43.

L'axe des z est perpendiculaire au plan de la figure.

On a les notations :

- a : rayon de la cavité
 r : rayon au point considéré
 m : coefficient de Poisson
 $p = \gamma y$: pression sur une surface horizontale au point considéré avant la perforation de la cavité.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{p}{2} \frac{m}{m-1} \frac{r^2 - a^2}{r^2} + \frac{p}{2} \frac{m-2}{m-1} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\varphi \\ \sigma_t &= \frac{p}{2} \frac{m}{m-1} \frac{r^2 + a^2}{r^2} - \frac{p}{2} \frac{m-2}{m-1} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\varphi \\ \tau &= \frac{p}{2} \frac{m-2}{m-1} \left(-1 - \frac{2a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\varphi \\ \sigma_z &= \frac{1}{m} (\sigma_p + \sigma_t) \end{aligned} \right\}$$

Pour simplifier le calcul, posons $r : a = K$

$$\sigma_r = p \left[\frac{m}{2(m-1)} \cdot \frac{K^2-1}{K^2} + \frac{m-2}{2(m-1)} \left(1 - \frac{4}{K^2} + \frac{3}{K^4} \right) \cos 2\varphi \right]$$

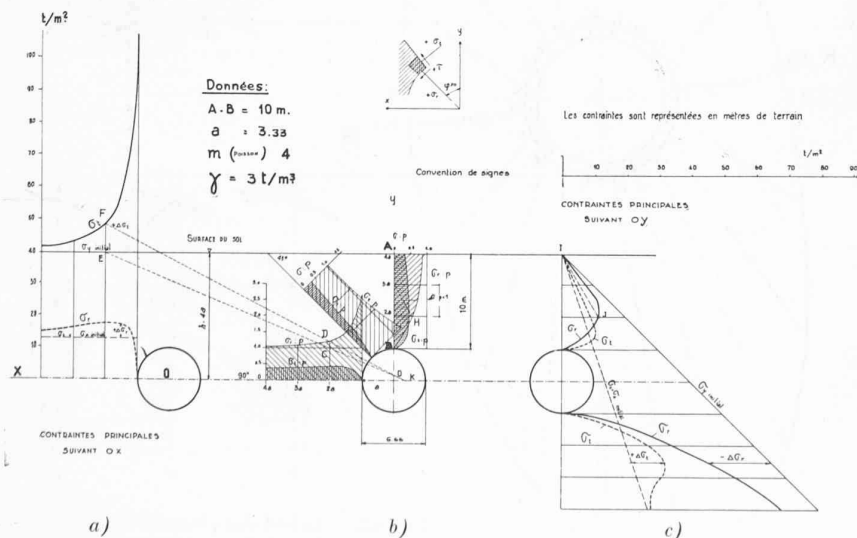


Fig. 43. — Etat de tension interne autour d'une cavité circulaire.

$$\sigma_t = p \left[\frac{m}{2(m-1)} \cdot \frac{K^2+1}{K^2} - \frac{m-2}{2(m-1)} \left(1 + \frac{3}{K^4} \right) \cos 2\varphi \right]$$

$$\tau = p \left[\frac{m-2}{2(m-1)} \left(-1 - \frac{2}{K^2} + \frac{3}{K^4} \right) \sin 2\varphi \right]$$

Application numérique n° 6 (fig. 43).

Données :

- $m = 4$ Diamètre de la cavité circulaire : $2a = 6,66 \text{ m}$
 Hauteur en dessus du sommet : $3a = 10 \text{ m.}$
 Densité du terrain : $\gamma = 3 \text{ t/m}^3$.

Déterminons tout d'abord les valeurs $\sigma : p$, $\sigma_t : p$ et $\tau : p$

$$\sigma_r : p = \frac{A}{3} \frac{K^2-1}{K^2} + \frac{B}{3} \left(1 - \frac{4}{K^2} + \frac{3}{K^4} \right) \cos 2\varphi$$

$$\sigma_t : p = \frac{C}{3} \frac{K^2+1}{K^2} - \frac{D}{3} \left(1 + \frac{3}{K^4} \right) \cos 2\varphi$$

$$\tau : p = \frac{E}{3} \left(-1 - \frac{2}{K^2} + \frac{3}{K^4} \right) \sin 2\varphi$$

K	A	B	C	D	E
1	0	0	1,333	1,333	0
1,5	+ 0,37	— 0,062	0,962	0,53	— 0,434
2,0	+ 0,5	+ 0,062	0,833	0,396	— 0,431
2,5	+ 0,56	+ 0,146	0,773	0,359	— 0,415
3,0	+ 0,594	+ 0,198	0,741	0,346	— 0,395
3,5	+ 0,611	+ 0,228	0,721	0,340	— 0,382
4,0	+ 0,625	+ 0,254	0,708	0,338	— 0,372
∞	0,666	0,333	0,666	0,333	— 0,333

On voit que lorsque $r = 4a$ l'influence de la cavité devient très petite. Donc pratiquement la zone d'influence de la cavité a approximativement 4 fois le diamètre de la cavité.

Les axes x et y sont des axes de symétrie ; les contraintes tangentielles y sont nulles et σ_r et σ_t se confondent avec les contraintes principales.

Par contre, sur un diamètre incliné de 45° , la contrainte tangentielle radiale est maximum. $\sigma_r : p$ et $\sigma_t : p$ ne sont plus des contraintes principales. Pour obtenir celles-ci, il faut appliquer les équations bien connues :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_r + \sigma_t}{2} \pm \sqrt{4 \tau^2 + (\sigma_r - \sigma_t)^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sigma_r + \sigma_t}{2} \pm \sqrt{4 \tau^2 + (\sigma_r - \sigma_t)^2}$$

On a avantage à travailler avec les contraintes relatives $\frac{\sigma_{\max}}{p}$ et $\frac{\sigma_{\min}}{p}$ et faire la détermination graphique de l'état de tension avec le cercle de Mohr. Le détail de ce calcul sort du cadre de cet exposé.

La figure 43 b représente le diagramme des tensions réduites $\sigma_r : p$, $\sigma_t : p$ et $\frac{\sigma_{\max}}{p}$, $\frac{\sigma_{\min}}{p}$. Celui-ci est indépendant de la profondeur de la cavité.

Données numériques :

$$a = 3,33 \text{ m.}$$

Distance entre le centre et la surface du sol : $10 \text{ m} + 3,33 = 13,33 \text{ m}$

$$K \text{ surface sol} = \frac{13,33}{3,33} = 4.$$

Tracer une horizontale par $K = 4a$.

C'est la surface du sol à l'échelle cherchée. Pour obtenir les contraintes réelles, il faut encore multiplier les contraintes relatives par γy . Pour simplifier, nous représentons comme dans les autres exemples, nos contraintes en mètres de charge à l'échelle du dessin, ainsi la densité n'intervient pas dans la construction.

Graphiquement on obtient les contraintes réelles (fig. 43 a et c) σ_r et σ_t à partir des contraintes relatives (fig. 43 b) $\sigma_r : p$ et $\sigma_t : p$, de la façon suivante :

Soit un point H du diagramme $\sigma : p$ s'appuyant sur l'axe des y . Mener une horizontale à la distance $\sigma : p = 1$ à l'échelle du diagramme. On obtient sur l'axe le point G (confondu ici avec 3a). — Par le point I de la figure 43c mener une parallèle à GH . L'intersection avec l'horizontale par H donne le point J . Ce point est situé sur le diagramme des contraintes réelles.

De même sur l'axe x on a le diagramme $\sigma_t : p$. — Soit D un point de ce diagramme. Tracer l'horizontale représentant $\sigma_t : p = 1$. On obtient le point C sur la verticale passant par D . — Joindre le point E situé au niveau du sol avec le point C . On détermine le point K sur l'axe des x . — Joindre DK et prolonger, on trouve le point F sur la verticale passant par E . Ce point fait partie de la courbe σ_t relative à l'axe des x .

Remarques :

1. La perforation de la cavité provoque une concentration de la contrainte σ_t sur l'axe des x au voisinage de la cavité. Par contre, sur l'axe des y les contraintes σ_r et σ_t tombent toutes les deux en dessous de leur valeur initiale.

2. On verrait de même que la contrainte σ_z perpendiculaire au plan de la figure s'abaisse également lorsqu'on s'approche du trou, quoique la déformation dans une direction perpendiculaire au dessin soit supposée nulle.

3. L'état de tension dépend du choix de m (coefficient de Poisson). En réalité, ce coefficient varie pour les roches entre 2 et 7.

4. Pour une valeur de $m = 4$, l'état de tension dans le sol vierge est le même que dans un sol à frottement en équilibre limite inférieur qui a un coefficient p de 30°.

Détermination de la zone tendue.

Lorsque la cavité est profonde, on a $y \gg a$. Dans ce cas la zone tendue est une ellipse tangente à la cavité circulaire dont le grand axe est vertical.

Soit $2a$ le diamètre de la cavité. On a :

$$\text{diamètre de l'ellipse } 2a$$

$$\text{hauteur de l'ellipse } 2b = \frac{4a}{m-2}.$$

Donc la hauteur de la zone tendue en dessus du sommet de la cavité est :

$$h = a \cdot \left(\frac{4-m}{m-2} \right).$$

Dans le cas de l'exemple 6, ou $m = 4$, il n'y a pas de zone tendue car $h = 0$.

Forme optimum de la cavité.

Lorsque la cavité est une ellipse à grand axe vertical dont les dimensions satisfont à la condition :

$$\frac{a}{b} = \frac{1}{m-1}$$

la contrainte tangentielle σ_t sur le pourtour de la cavité est constante et égale à

$$p \cdot \frac{m-1}{m}.$$

VII. Résumé et conclusions.

Si on fait abstraction des tensions latentes d'origine tectonique, on peut dire que la poussée sur les tunnels est le résultat de la combinaison de trois facteurs :

- 1° hauteur de couverture, autrement dit profondeur du tunnel au-dessous du sol ;
- 2° propriété physique et mécanique du sol ;
- 3° temps.

Les théories de calcul des poussées sont nombreuses. Résumons ce que nous savons :

Dans les sols à frottement, nous pouvons calculer les poussées moyennant certaines hypothèses sur la forme de ligne de glissement ou de rupture. Les théories établies (chap. IV, § 9 à 15 ; chap. VI, § 24 et 25) sont une première approximation, car elles ne tiennent pas compte des déformations du revêtement. Elles se basent sur l'établissement d'états d'équilibre limite.

Dans le domaine élastique, nous sommes à même de déterminer les tensions dans le sol et les concentrations de pression que provoque la perforation d'une galerie. (Chap. IV, § 17 ; chap. VI, § 26.) Le temps ne joue pas de rôle.

Si la forme de la galerie est circulaire ou elliptique, nous avons la solution mathématique du problème ; nous pouvons même calculer un revêtement annulaire en tenant compte de l'élasticité relative de la roche et du revêtement [24].

Si la galerie est rectangulaire ou de forme quelconque, les essais de photoélasticité ou des essais de statique expérimentale sur gélatine, nous conduiront au but. (Chap. V, § 20.)

Quand avons-nous le droit d'appliquer les théories fondées sur l'élasticité ?

- 1° en première approximation, lorsque la profondeur H satisfait à l'inégalité : $H < \frac{1}{2} \sigma_d \gamma$ (1)

où σ_d = résistance du sol à la compression simple et

γ = densité du sol ;

- 2° lorsqu'à l'essai de compression simple

les déformations permanentes ne sont pas une fraction trop importante des déformations totales.

Que nous apprendra le calcul de la répartition des contraintes internes ? Il nous dira s'il se produit des zones de traction et leur étendue. Pour le dimensionnement du revêtement, on admettra que les zones tendues chargent.

Lorsque la profondeur dépasse le chiffre critique indiqué dans la relation ci-dessus, des zones d'altération prennent naissance qui se propagent à partir de la cavité. Elles sont caractérisées par une chute de tension au voisinage de la cavité. Nous sortons alors du domaine élastique. La zone d'altération est d'abord fermée. Elle peut se propager jusqu'en surface.

On doit admettre arbitrairement la forme de la zone d'altération, si l'on veut pouvoir appliquer les schémas de calcul indiqués aux chap. IV et VI. Il y aura lieu, chaque fois que l'on applique une méthode de calcul de chercher à déterminer dans quelle mesure les hypothèses de départ sont satisfaites.

Le développement des zones d'altération, ainsi que l'intensité des poussées dépendent :

- 1° des caractéristiques mécaniques du sol au voisinage de la rupture, lorsque de grosses déformations se sont déjà produites ;
- 2° surtout des tassements des boisages lors de la période de construction ; un peu des déformations du revêtement définitif.

Nous ne savons pas encore chiffrer l'influence de ces facteurs. Les variations de poussées en fonction du temps, confirmées par l'observation, échappent au calcul. Elles sont importantes. Des essais sur modèle réduit permettront peut-être de mettre en évidence le rôle joué par ces facteurs.

Dans le même ordre d'idées, nous pouvons dire dans quel sens la stratification altère la symétrie des poussées, mais nous ne pouvons donner le coefficient de la majoration.

Que nous manque-t-il le plus souvent pour choisir dans notre arsenal de théories celle qui convient ? Des déterminations précises et complètes des propriétés du sol. Si le géologue a prévu des terrains nettement mauvais, il ne faut pas hésiter à faire des sondages pour prélever des échantillons qui seront soumis à des essais. Enfin, aucun progrès sérieux dans les méthodes de pronostics ne saurait être fait sans des mesures directes des poussées sur des ouvrages.

C'est là la vérification expérimentale des calculs. Avec les moyens dont on dispose actuellement, ces mesures sont possibles. Pour être fructueuses elles doivent s'étendre depuis la pose des premiers cadres jusqu'à l'achèvement des revêtements.

Cette vaste entreprise nécessiterait la collaboration de tous ceux que le problème intéresse. Nous souhaitons qu'elle se réalise et que cet exposé encourage les recherches qui conduisent à une évaluation plus sûre des poussées auxquelles on peut s'attendre dans les travaux souterrains.

* * *

Les essais et les recherches dont l'auteur a fait mention ont été exécutés sous la direction de M. le professeur A. Stucky et de M. D. Bonnard, chargé de cours à l'E. I. L., chef du laboratoire de géotechnique, et avec l'appui financier de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne. Nous leur exprimons ici notre vive gratitude.

Nous remercions également le directeur du 1^{er} Arrondissement des Chemins de fer fédéraux, M. Chenaux, l'ingénieur en chef de la Division des travaux, M. Jaton, le chef de la Section technique de la voie, M. Hennard, d'avoir bien voulu s'intéresser à nos recherches, ainsi que M. le Dr Bendel, dont les conseils et la documentation inépuisable nous ont été du plus grand secours.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

DESCRIPTIONS DE TRAVAUX.

- [1] « Verträge betr. Ausführung des Gotthardtunnels, 1872-1879. »
- [2] *Stapff, F.-M.* : « Profil géologique du Saint-Gothard dans l'axe du Grand Tunnel établi pendant la construction (1873-1880). »
- [3] *Dolezalek, G.* : « Der Ausbau des Gotthardtunnels » (S. A. der Zeitschrift des Arch. und Ing. Vereins zu Hannover, Bd. 28). 1882.
- [4] *Pressel, K.* : « Bauarbeiten am Simplon-Tunnel ». (Tirage à part de S. B. Z. — T. 47, 1906.)
- [5] *Brandau, K.* : « Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels ». (Tirage à part S. B. Z. — T. 53 et 54, 1910.)
- [6] *Luder, W.* : « Vom Bau der Weissensteinbahn ». (Tirage à part. S. B. Z., — T. 58, 1911.)
- [7] *Custer, M.* : « Quellen und Klüfte im Grenchenbergtunnel ». S. B. Z., T. 62, n° 20, 1913.
- [8] *Brandau, K.* : « Der Einfluss des Gebirgsdrucks auf einem tief im Erdinneren liegender Tunnel ». S. B. Z., T. 59, n° 21, 1912.
- [9] *Rothpletz, F.* : « Bergschläge im Simplontunnel ». S. B. Z., T. 64, n° 5, 1914.

- [10] *Rothpletz, F.* : « Der Ausbau der Druckparties im Simplontunnel II ». (Tirage à part S. B. Z., T. 65, 1915.)
- [11] *Wiesmann, E.* : « Der Bau des 8134 m langen Hauenstein-Basistunnels ». Denkschrift. 1917.
- [12] *Seidel, K.* : « Betriebsgeschichte eines Gebirgswasser-Tunnels ». S. B. Z., T. 120, n° 11, 1942.
- [13] « L'effondrement du tunnel de la Croix, 7 février 1943 ». Tirage à part du Bulletin de l'Association pour la défense des intérêts du Jura, n° 11, 1943.

THÉORIE DES POUSSÉES ET ESSAIS.

- [14] *Culmann, J.* : « Die graphische Statik ». Zurich, 1866.
- [15] *Ritter, G.* : « Die Statik der Tunnelgewölbe ». Berlin, 1879.
- [16] *Engesser, R.* : « Ueber dem Erddruck gegen innere Stützwände ». Deutsche Bauzeitung, 1882, page 92.
- [17] *Janssen, H.* : « Versuche über Getreidedruck in Silozellen ». Zentralblatt der Bauverwaltung, 1896, S. 446.
- [18] *Praute, J.* : « Messungen des Getreidedrucks gegen Silowandungen ». Z. d. V. d. I., 1896, p. 1122.
- [19] *Leon, A. et Wilhelm, F.* : « Ueber die Zerstörungen in tunnelartig gelochten Gesteinen ». Oesterr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst, 1910 et 1912.
- [20] *Wilmann, v.* : « Ueber einige Gebirgsdruckerscheinungen und ihren Beziehungen zum Tunnelbau ». Leipzig, 1911.
- [21] *Heim, J.* : « Zur Frage des Gebirgs- und Gesteinfestigkeit ». S. B. Z., 24 février 1912.
- [22] *Bierbaumer, J.* : « Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerks ». Berlin, Engelmann, 1913.
- [23] *Terzaghi, K.* : « Erdbaumechanik ». 1925, pages 211 à 215.
- [24] *Schmid, H.* : « Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues und ihre gegenseitige Beziehung ». Springer, 1926.
- [25] *Ros, M. et Eischinger, A.* : « Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr ». Diskussionsbericht Nr. 28. E. T. H., juin 1928.
- [26] *Yamaguti, N.* : « On the stresses around a horizontal circular hole in gravitating elastic solid ». Jor. of civ. eng. of Japan, n° 40, 1929.
- [27] *Yamaguti, N.* : « On the investigation of stress distribution in a tunnel with the agar-agar model experiments ». Compte rendu du III^e Congrès de mécan. appliquée. Stockholm, 1930. T. 2.
- [28] *Rendulic, J.* : « Spannungszustand in der Umgebung eines Hohlraumes ». Wasserwirtschaft, n° 18 et 19, 1934.
- [29] *Völlmy, A.* : « Die Bruchsicherheit eingebetteter Rohre ». Diskussionsbericht Nr. 35. E. T. H., 1937.
- [30] *Fenner, R.* : « Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks ». Glückauf, n° 32 et 33, 1938.
- [31] *Mindlin, R.-D.* : « Stress distribution around a tunnel ». Proc. amer. soc. civ. eng. T. 65, pages 619-642, 1939.
- [32] *Bussmann, K.-H. et Stöcke, K.* : « Modellversuche zur Klärung der Spannungsverteilung in der Umgebung von Strecken im Gebirge ». Bericht des Staatlichen Materialprüfungsamts. Berlin-Dahlem. Wiss. Abt. dtsh. Materialprüfung-Anst., 1. Folge, Heft 3, 1939.
- [33] *Kommerel, O.* : « Statischeberechnung von Tunnelmauerwerk ». 1940. Ernst und Sohn.
- [34] *Wiedemann, K.* : « Neuere Anwendung der Unterfangungsbauweise im Tunnel und Stollenbau ». Ernst und Sohn, Berlin, 1940.
- [35] *Bendel, J.* : « Ingenieur Geologie » Springer. Vienne, 1943.

SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

Rapport du secrétaire central sur l'activité de la société présentée à l'assemblée des délégués du 25 novembre 1944, à Zurich.

(Suite et fin.)¹

d) Activité de la société (suite).

12. *Revision du formulaire n° 112* : « Normes concernant le calcul, l'exécution et l'entretien des constructions métalliques et des constructions en béton et en béton armé.

Pour donner suite aux suggestions de plusieurs ingénieurs et de divers organes officiels, le Comité central a demandé

¹ Voir *Bulletin technique* du 3 février 1945, p. 35.