

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 85 (1959)  
**Heft:** 26

**Artikel:** Etude expérimentale de la poussée des terres sur le tunnel de Donnerbühl  
**Autor:** Bonnard, D. / Recordon, E.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-64154>

### **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:** 13.10.2024

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

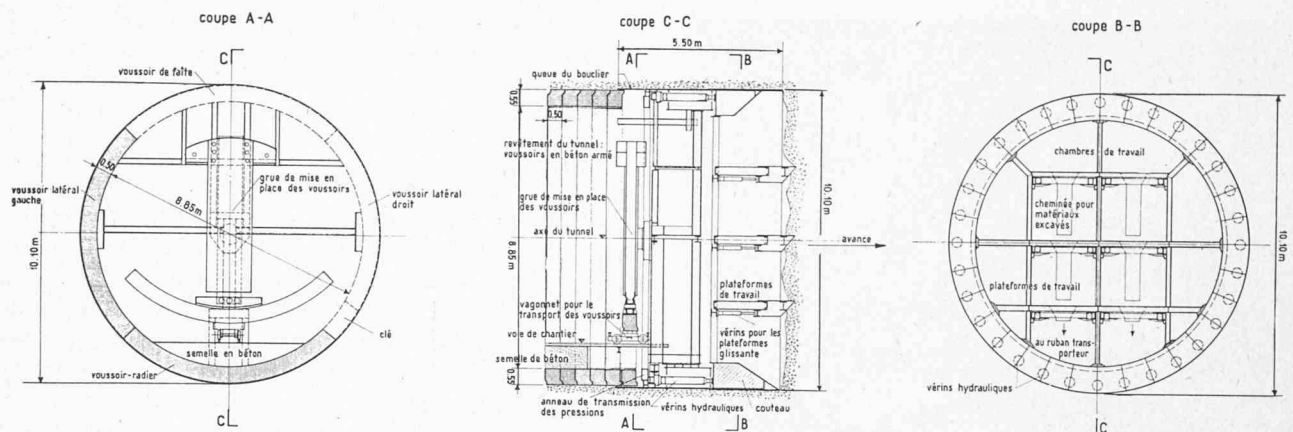


Fig. I/8. — Avance au bouclier, coupes en long et en travers.

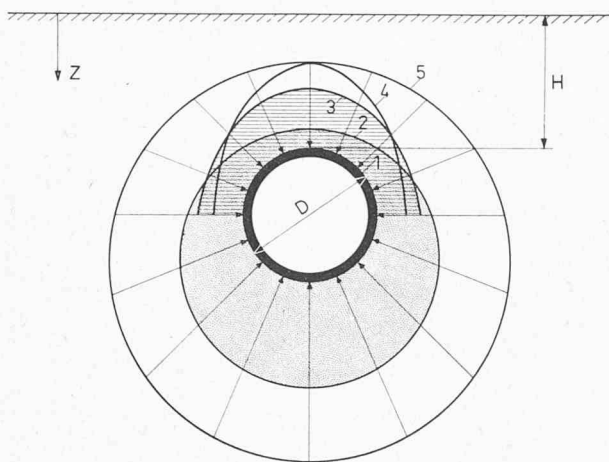


Fig. I/9. — Schéma de répartition des poussées de terres sur l'extrados d'un tunnel de section circulaire (1) selon Caquot (2), Terzaghi (3) et Kommerel-Culmann (4); poussée de référence hydrostatique à la densité du terrain (5).

La méthode de Kommerel-Culmann, décrite dans « Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk »<sup>1</sup>, méthode en partie graphique, permet de déterminer les valeurs relatives et la répartition sur la voûte d'un tunnel, mais seulement lorsque l'on a choisi arbitrairement l'influence de l'effet de voûte, ce qui diminue naturellement l'intérêt de la méthode.

La méthode de Terzaghi enfin, donnée dans la « Mécanique théorique des sols », est établie pour une section

rectangulaire mais elle peut être adaptée à une section circulaire.

Ainsi que le montre la figure I/9, ces trois méthodes appliquées à un même cas donnent des résultats si divergents qu'il nous a paru intéressant d'essayer de vérifier par le moyen d'essais sur modèles, en laboratoire et « in situ » si l'une ou l'autre de ces théories sur les poussées serait de plus près la réalité.

Nous avons confié ces essais au *Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne (EPUL)*.

Une autre étude, ayant pour but de déterminer, par la photoélasticité, les efforts dans un anneau de tunnel, en supposant divers cas de répartition des pressions sur son pourtour, fut confiée au *Laboratoire de statique de l'EPUL*.

Nous projetons enfin de mesurer les déformations des anneaux du tunnel sous charge au moyen de « strain-gages » embétonnés. Ces déformations devront nous permettre d'estimer la poussée réelle des terres qui s'exercera sur le tunnel et de la comparer avec la poussée calculée. Ces mesures feront l'objet d'une publication ultérieure.

Les résultats des études déjà terminées, de même que leur utilisation par l'auteur du projet ainsi que les expériences faites par l'entreprise, font l'objet des communications qui suivent.

<sup>1</sup> Voir aussi « Quelques aspects du problème de la poussée des tunnels », de J. C. ORT, ingénieur, paru dans le *Bulletin technique de la Suisse romande* des 20 janvier et 17 février 1945.

## ETUDE EXPÉRIMENTALE DE LA POUSSÉE DES TERRES SUR LE TUNNEL DE DONNERBÜHL

par D. BONNARD, ingénieur, professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne, et E. RECORDON, ingénieur principal au Laboratoire de géotechnique de l'EPUL.

### 1. But de l'étude

L'étude, dont fut chargé le Laboratoire de géotechnique de l'EPUL, avait pour but de déterminer expérimentalement les valeurs de la pression des terres sur des tunnels d'essais, puis de comparer ces pressions aux chiffres que donnent diverses théories, afin de choisir

la méthode de calcul la mieux adaptée au cas du tunnel de Donnerbühl.

### 2. Choix des méthodes expérimentales

Les coefficients qui interviennent dans le calcul des pressions sont l'angle de frottement interne, la cohésion

et le poids spécifique des terres ainsi qu'un coefficient dont la valeur dépend des déformations qui se produisent dans le sol au-dessus du tunnel pendant l'exécution. Si les déformations sont importantes, un effet de voûte apparaît dans le sol et les pressions diminuent. Au contraire, si la méthode adoptée pour la construction du tunnel empêche toutes déformations, les efforts de frottement interne dans le sol ne sont pas mobilisés et les pressions restent grandes sur le tunnel.

Il convient donc, dans une étude sur modèle, non seulement de bien connaître les caractéristiques du sol, mais encore de reproduire le plus exactement possible le procédé de construction du tunnel.

Il n'existe pas de rapport de similitude simple entre les pressions des terres mesurées sur les modèles et les pressions qui se manifesteront sur le tunnel en vraie grandeur.

Dans tous les problèmes de stabilité des massifs de sol (force portante des fondations, poussée des terres sur les murs de soutènement, butée des terres, stabilité des coteaux, poussées sur les blindages de tunnels, etc.), les contraintes et les pressions dans le massif sont calculées à l'aide de formules dont la forme générale est :

$$\sigma \text{ ou } p = \gamma H \cdot A + C \cdot B \text{ t/m}^2$$

$\gamma$  : poids spécifique apparent du sol en  $\text{t/m}^3$  ;

$C$  : cohésion du sol  $\text{t/m}^2$  ;

$H$  : une dimension géométrique du massif ;

$A$  et  $B$  : des expressions sans dimensions fonction en général de l'angle de frottement interne du sol et de rapports de deux des dimensions du massif de sol.

Si l'on considère un ouvrage en vraie grandeur et son modèle à échelle réduite, on constate, d'après l'équation ci-dessus, que si l'on utilise pour le modèle le même sol qu'en vraie grandeur ( $\gamma$ ,  $\phi$  et  $C$  ont les mêmes valeurs) :

- 1° Le premier terme  $\gamma H A$  est une contrainte qui au modèle est à l'échelle, c'est-à-dire que sa valeur est celle de la contrainte en vraie grandeur multipliée par le rapport de réduction de l'échelle. ( $\gamma$  et  $A$  ont mêmes valeurs au modèle et en vraie grandeur, alors que  $H$  est réduit à l'échelle.)
- 2° Le deuxième terme,  $C \times B$ , n'est pas réduit à l'échelle,  $C$  et  $B$  ayant mêmes valeurs au modèle et en vraie grandeur.

Ces deux remarques permettent donc de dire que :

- L'étude sur modèle des massifs pulvérulents ( $C = 0$ ) est simple ; les contraintes et les pressions au modèle sont réduites à l'échelle par rapport à celles de la vraie grandeur, si l'on utilise, au modèle, le même sol qu'en vraie grandeur.
- L'étude sur modèle des massifs cohérents est compliquée par le fait que, pour avoir au modèle des contraintes réduites à l'échelle (similitude des contraintes), il conviendrait d'utiliser un matériau dont la cohésion serait réduite à l'échelle par rapport à la cohésion vraie grandeur.

Les sols dans lesquels le tunnel de Donnerbühl doit être construit sont dans l'ensemble sans cohésion dans la partie supérieure du tunnel (calotte) et cohérents dans sa partie inférieure (radier).

Comme il n'était pas possible de constituer un modèle de tunnel avec une similitude parfaite des sols, nous avons été conduit à proposer l'étude de la pression des terres par deux méthodes différentes :

La première méthode consistait à exécuter des essais en laboratoire en fonçant un cuvelage de 30 cm de diamètre dans un massif de sol constitué de sable sec pulvérulent parfaitement homogène. L'autre méthode consistait à faire des essais « in situ » en fonçant un cuvelage de 1,50 m de diamètre dans le sol en place (sable limoneux, dont la cohésion varie entre 1 et 2  $\text{t/m}^2$ ), découvert dans la partie inférieure du puits de départ exécuté pour la construction du tunnel lui-même.

Nous avons cherché dans les deux cas à vérifier si l'une des méthodes de calcul que l'on trouve dans la littérature conduisait à des valeurs des pressions égales à celles que nous mesurons lors des essais :

Les deux tunnels d'essai ayant des dimensions très différentes, la méthode de calcul des pressions choisie en définitive est utilisable également pour le tunnel en vraie grandeur.

### 3. Principe des méthodes d'essai

Il est le même pour les essais exécutés « in situ » et en laboratoire.

Les essais consistent à enfoncer horizontalement dans un massif de sol un cuvelage de dimensions réduites (laboratoire :  $\varnothing = 30$  cm,  $L = 1$  m ; « in situ » :  $\varnothing = 1,50$  m,  $L = 6$  m) et à mesurer la pression des terres sur le modèle de tunnel ainsi constitué en exécutant des essais de charge.

Pour cela les tunnels d'essai sont munis de plaques de charge logées dans des orifices pratiqués à travers la paroi du tunnel et réparties sur son pourtour. Ces plaques sont butées à l'intérieur du tunnel, de telle façon que sous l'effet de la pression des terres  $p_s$  elles ne puissent se déplacer vers l'intérieur (voir fig. II/1) ; par contre, lorsqu'on exerce une poussée  $p_i$  de l'intérieur du tunnel vers l'extérieur, les plaques peuvent se déplacer et comprimer le sol. Avant et pendant le fonçage, les plaques sont maintenues en place par des vis ou des brides de serrage qui sont enlevées lorsque le tunnel est en place.

Le fonçage du cuvelage dans le massif est exécuté par une méthode aussi semblable que possible à celle qui sera utilisée pour le tunnel de Donnerbühl exécuté par la méthode du bouclier. Le cuvelage est chassé dans le sol à l'aide de vérins, puis le sol est évacué par l'intérieur du tunnel. Le fonçage se fait par étapes. La longueur d'enfoncement ne dépasse pas le quinzième du diamètre (2 cm en laboratoire, 10 cm « in situ »).

L'essai de charge sur chaque plaque est conduit de la façon suivante :

La poussée  $p_i$  sur la plaque, exercée de l'intérieur du tunnel, est augmentée progressivement. Lorsqu'elle est inférieure à la poussée due à la pression des terres  $p_s$ , la plaque ne bouge pas. Dès qu'elle dépasse  $p_s$ , la plaque quitte ses appuis et se déplace vers l'extérieur en comprimant le sol. Ces déplacements sont mesurés ainsi que les pressions  $p_i$  ; on trace la courbe des déplacements en fonction des pressions (voir fig. II/1), et on détermine sur ces courbes la pression à laquelle correspond le premier déplacement de la plaque.

L'échelle des modèles d'essai est d'environ 1 : 33 pour le dispositif utilisé en laboratoire et 1 : 6,7 pour le cuvelage foncé « in situ ».

#### 4. Appareillages

Pour les *essais de laboratoire*, l'appareillage utilisé est composé des éléments suivants :

— Un caisson à sable cubique (environ 1 m de côté), dont le fond est une dalle de béton ; trois parois sont des murs en plots de ciment et la quatrième est constituée par une plaque de plexiglas percée d'un trou permettant le fonçage du tunnel (fig. II/2).

— Du sable sec, dont on remplit le caisson (cohésion nulle, angle de frottement interne  $35^\circ$ , poids spécifique apparent  $1,70 \text{ t/m}^3$ ), et constituant le massif de sol dans lequel sera foncé le tunnel.

— Un cuvelage cylindrique de 30 cm de diamètre et 1 m de longueur muni sur son pourtour de 8 plaques de charge découpées dans l'épaisseur du tube (7 cm de largeur, 50 cm de longueur) ; sous chacune d'elles se trouve une chambre remplie d'eau, dont la paroi supérieure est une membrane de caoutchouc appliquée sous la plaque de charge (fig. II/3 et II/4).

— Une série de tubes piézométriques. Chaque tube piézométrique est relié à l'une des chambres par un tube en plastic et permet la mise en pression de l'eau dans la chambre et le soulèvement des plaques de charge. Le déplacement des plaques de charge est mesuré par le volume d'eau que l'on introduit des tubes piézométriques dans la chambre.

— Un vérin de 5 t prenant appui sur une butée scellée dans une dalle de béton. L'effort maximum qui a été nécessaire pour enfoncer le tube par tranches de 2 cm est de 3 t environ.

Les essais de laboratoire ont été exécutés pour différentes hauteurs de sable au-dessus de la calotte du tunnel et chaque essai a été exécuté au moins deux fois.

Pour les *essais « in situ »*, l'appareillage utilisé est composé :

— d'un cuvelage cylindrique en acier formé de deux éléments de 3 m de longueur et de 1,50 m de diamètre, que l'on peut fixer bout à bout par des boulons. Ce cuvelage est muni de 20 plaques de charge fondues de 30 cm de diamètre, logées dans des trous découpés dans la tôle et fixées par des brides et des boulons à l'intérieur du tube (voir fig. II/5 et II/6) ;

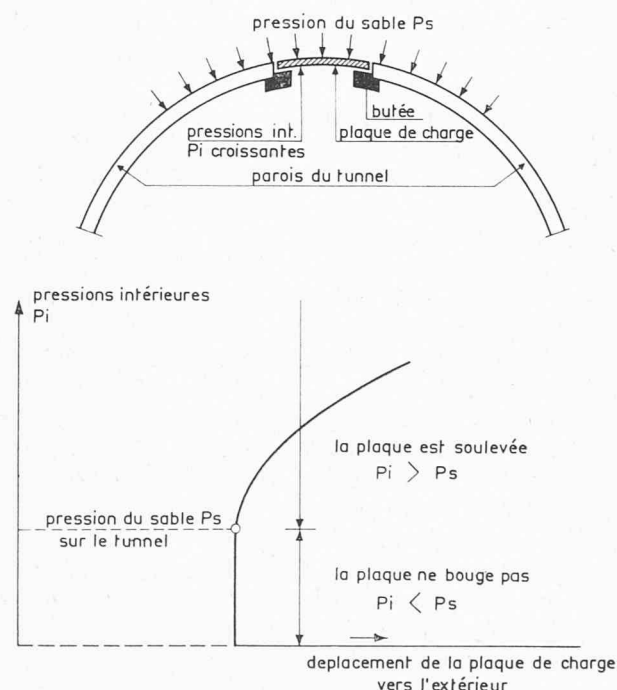


Fig. II/1. — Principe d'exécution des essais de charge avec plaques pour la détermination de la pression des terres sur le tunnel.

— d'un dispositif de mise en charge des plaques comprenant un vérin de 5 t et des tiges prenant appui au centre de deux plaques opposées par l'intermédiaire de billes ;

— d'un dispositif de mesure du déplacement des plaques comprenant  $2 \times 3$  comparateurs (voir fig. II/7).

L'enfoncement du cuvelage a été exécuté par tranches de 10 cm à l'aide de deux vérins hydrauliques. Un effort de plus de 100 t a été nécessaire par moment.

#### 5. Comparaison des résultats des essais et des calculs

Nous avons étudié trois méthodes de calcul :

*Méthode de Terzaghi* : décrite dans « Mécanique théorique des sols », pages 188 à 195 et 76 à 98.

*Méthode de Caquot* : décrite dans Caquot et Kérisel, « Traité de mécanique des sols », page 475.

*Méthode de Kommerell-Culmann* : décrite dans « Statistische Berechnung von Tunnelmauerwerk » et dans le tiré à part du *Bulletin technique de la Suisse romande* des 20 janvier et 17 février 1945 (art. de J.-C. Ott, ingénieur : « Quelques aspects du problème de la poussée sur les tunnels »).

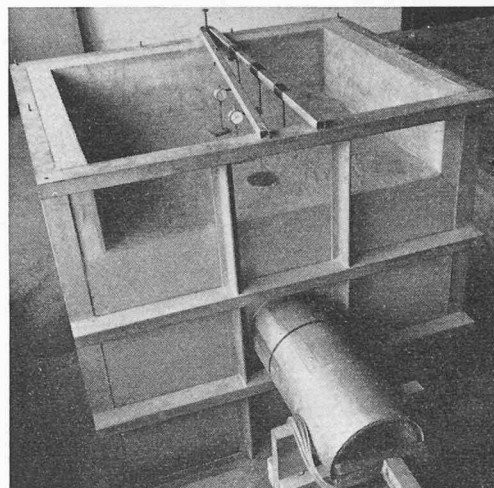


Fig. II/2. — Le caisson à sable pendant le fonçage du tunnel d'essai en laboratoire.

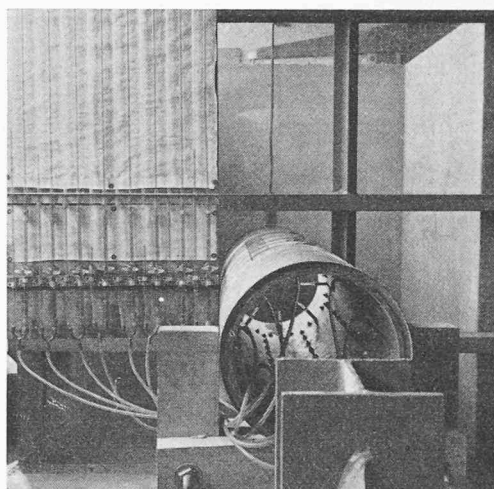


Fig. II/3. — Le tunnel d'essai en position devant le caisson avant mise en place du sable. A gauche, les tubes piézométriques raccordés aux chambres. Au premier plan, la butée servant d'appui au vérin.

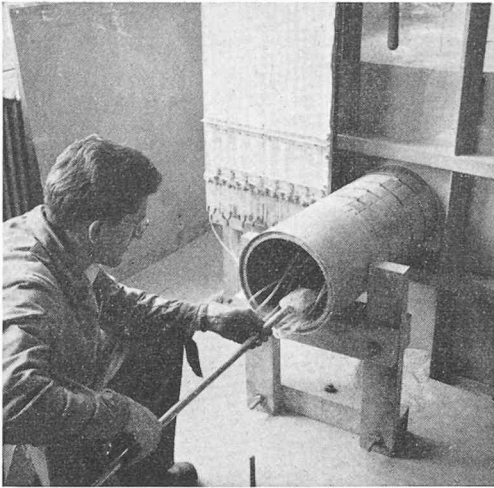


Fig. II/4. — Extraction du sable pendant le fronçage du tunnel d'essai.

La méthode de Kommerell-Culmann (en partie graphique) permet de déterminer les valeurs relatives et la répartition des pressions sur la voûte d'un tunnel dès que l'on a choisi la pression verticale sur le toit. Elle ne permet pas de chiffrer avec précision cette dernière pression et présente donc moins d'intérêt que les deux autres méthodes.

Nous n'avons finalement comparé les résultats des essais qu'aux valeurs données par les formules de Terzaghi et de Caquot.

Si l'on désigne par :

- $p_1, p_2, p_3$  les pressions mesurées lors des essais, respectivement sur le toit du tunnel, latéralement et sous le radier du tunnel ;
- $p_{c1}$  et  $p_{c2}$  les pressions calculées par la méthode de Caquot respectivement sur le toit du tunnel et latéralement ;
- $p_{T1}$  et  $p_{T2}$  les mêmes pressions calculées par la méthode de Terzaghi ;
- $\gamma H$  les pressions dues au poids d'une couche de sol de poids spécifique apparent  $\gamma$  et d'épaisseur  $H$

les résultats principaux des *essais exécutés en laboratoire* et des calculs sont les suivants :

| Couverture<br>$H_0$ cm          | 30    | 40    | 60    |
|---------------------------------|-------|-------|-------|
| $H_0/D$                         | 1     | 1,33  | 2     |
| $\gamma H_0$ kg/cm <sup>2</sup> | 0,051 | 0,068 | 0,102 |
| $p_1$ »                         | 0,047 | 0,049 | 0,053 |
| $p_{T1}$ »                      | 0,034 | 0,041 | 0,049 |
| $p_{c1}$ »                      | 0,013 | 0,013 | 0,014 |
| $p_2$ »                         | 0,041 | 0,049 | 0,063 |
| $p_{T2}$ »                      | 0,024 | 0,029 | 0,039 |
| $p_{c2}$ »                      | 0,038 | 0,038 | 0,039 |
| $p_3$ »                         | 0,046 | 0,059 | 0,054 |
| $p_{c3}$ »                      | 0,064 | 0,064 | 0,065 |

La figure II/8 donne les pressions radiales mesurées et calculées par les méthodes de Caquot et de Terzaghi

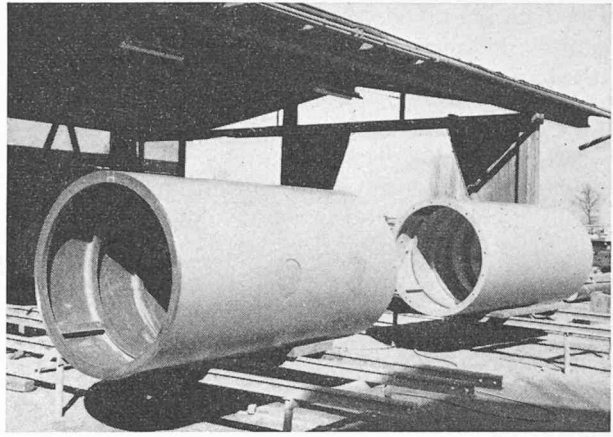


Fig. II/5. — Les deux tronçons du tunnel pour essais « in situ ».

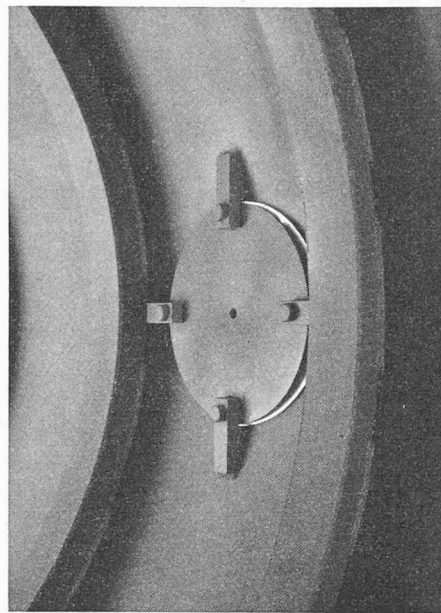


Fig. II/6. — Une plaque de charge avec son système de fixation.

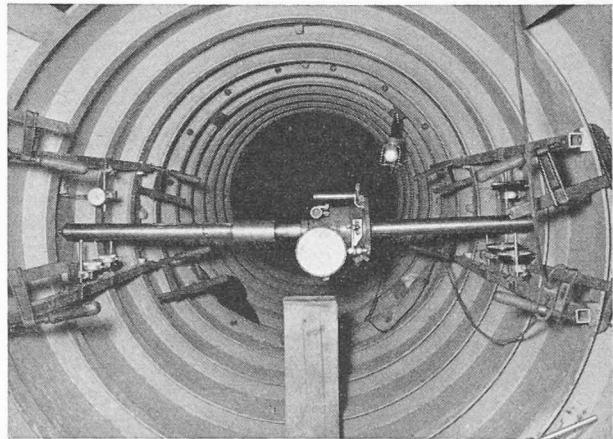


Fig. II/7. — Système de mise en charge des plaques et de mesure de leurs déplacements.

en fonction du rapport  $H_o/D$  (couverture rapportée au diamètre du tunnel).

Ce dessin et le tableau ci-dessus montrent que :

- 1° La pression sur le toit du tunnel est environ quatre fois plus grande que celle que l'on obtient en appliquant la théorie de Caquot ; elle est voisine (un peu plus grande) de celle que l'on obtient en appliquant la théorie de Terzaghi.
- 2° Cette pression est voisine de  $\gamma H_o$ , lorsque la couverture  $H_o$  est plus faible que le diamètre du tunnel ; dès que la couverture est plus grande que le diamètre, la pression sur le toit n'augmente guère et tend vers une valeur qui, dans la théorie de Terzaghi, est donnée par

$$p = \frac{\gamma B_1 - C}{K \cdot \text{tg } \phi}$$

ce qui correspond dans le cas du tunnel étudié en laboratoire à  $0,060 \text{ kg/cm}^2$ .

- 3° La pression latérale horizontale mesurée augmente lorsque la couverture augmente, ce qui est contraire à ce que donne la théorie de Caquot, mais correspond à ce que donne la théorie de Terzaghi. Les pressions horizontales mesurées sont plus grandes que celles que donne la théorie de Terzaghi, le rapport est sensiblement constant et vaut en moyenne  $\frac{p_2}{p_{T2}} = 1,66$  (il varie entre 1,50 et 1,76).

La différence entre pressions mesurées et calculées provient du fait que dans la théorie (établie pour calculer la poussée sur les murs de soutènement) on admet que les frottements internes sont entièrement mobilisés alors que le mode de fonçage du tunnel empêche cette mobilisation, les déformations dans le massif étant réduites au minimum.

Lors du fonçage du tunnel d'essai « *in situ* », des échantillons intacts ont été prélevés à 2 m, 4 m et 6 m de profondeur environ. Les caractéristiques des terres

ont été déterminées en laboratoire ; on constate que ce sont d'une part des limons argileux et d'autre part des sables limoneux. Les limons argileux se localisent au-dessus et à gauche du tunnel, leur cohésion est voisine de  $2 \text{ t/m}^2$ , alors que les sables limoneux se trouvent à droite et au-dessous ; leur cohésion est très faible.

Les plaques de charge étaient disposées de telle façon que cinq d'entre elles étaient placées le long de la calotte du tunnel, cinq autres le long de la génératrice la plus basse du cylindre et les dix autres réparties à droite et à gauche dans le plan horizontal passant par l'axe du cylindre.

Les moyennes des pressions mesurées sur ces quatre séries de cinq plaques sont les suivantes :

|                       |                              |
|-----------------------|------------------------------|
| Plaques supérieures : | $p_1 = 0,07 \text{ kg/cm}^2$ |
| Plaques gauches :     | $p_2 = 0,02 \text{ kg/cm}^2$ |
| Plaques droites :     | $p_2 = 0,16 \text{ kg/cm}^2$ |
| Plaques inférieures : | $p_3 = 0,20 \text{ kg/cm}^2$ |

On constate que les pressions sur les plaques supérieures et gauches, qui subissaient la poussée du limon argileux cohérent, sont beaucoup plus faibles que les pressions sur les plaques inférieures et droites qui subissaient la poussée du sable limoneux non cohérent.

Etant donné l'hétérogénéité des sols, nous nous sommes bornés à comparer les pressions verticales sur le toit du tunnel à celles que donnent les théories de Terzaghi et de Caquot.

Pour une cohésion de  $2 \text{ t/m}^2$ , la formule de Terzaghi conduit à une pression sur le toit de  $0,10 \text{ kg/cm}^2$ , alors que la formule de Caquot conduit à une valeur négative de la pression égale à  $-0,19 \text{ kg/cm}^2$ . On constate donc ici également que la théorie de Terzaghi conduit à des valeurs voisines de celles que l'on obtient par les mesures.

## 6. Conclusions

Les essais entrepris, soit en laboratoire, soit « *in situ* », nous ont amené à proposer la méthode de calcul Terzaghi, qui permet à l'ingénieur chargé du projet de calculer les pressions sur le tunnel, compte tenu des caractéristiques des sols et des surcharges effectives.

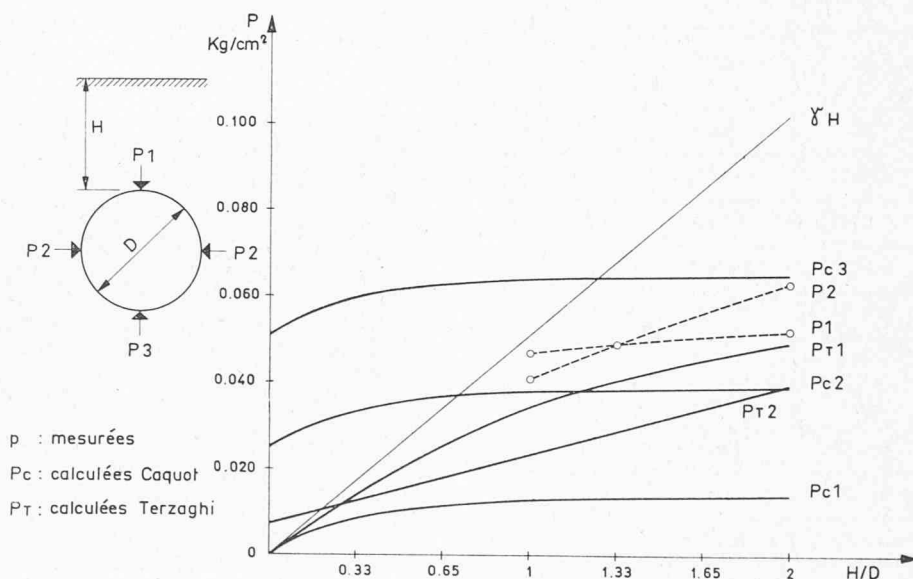


Fig. II/8. — Comparaison des pressions radiales calculées et mesurées lors des essais en laboratoire.

Dans le cas du tunnel de Donnerbühl, étant donné que la couverture ne dépasse guère une épaisseur égale au diamètre et que la méthode de fonçage est semblable à celle que nous avons utilisée pour les essais, la méthode de Terzaghi permet :

1° de calculer avec une bonne exactitude les pressions verticales du tunnel par la formule :

$$P_{T1} = \frac{\gamma B_1 - C}{K \operatorname{tg} \varphi} \left[ 1 - e^{-\kappa \frac{H_0}{B_1} \operatorname{tg} \varphi} \right];$$

2° de calculer aussi les pressions latérales-horizontales sur le tunnel par la formule :

$$P_{T2} = \frac{1}{2} \gamma D \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left( 1 + \frac{2q}{\gamma D} \right) - 2C \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

à condition de majorer les valeurs obtenues pour ces dernières de 65 % environ, pour tenir compte de la méthode de fonçage et de la mobilisation des frottements.

Dans les formules ci-dessus :

$D$  = diamètre du tunnel (m).

$H_0$  = couverture de sol au-dessus du tunnel (m)

$B_1 = \frac{D}{2} \left[ \cos \alpha + \operatorname{tg} \alpha (1 + \sin \alpha) \right]$  avec  $\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$

$\gamma$ ,  $\varphi$  et  $C$  = poids spécifique apparent, angle de frottement interne et cohésion du sol ( $t/m^3$ , degrés,  $t/m^2$ )

$K = 1$

$q = \gamma H_0$  ( $t/m^2$ )

En ce qui concerne les pressions verticales sous le radier du tunnel, nous n'avons pas de méthode de calcul à proposer. Les essais ont montré que ces pressions sont légèrement supérieures aux pressions verticales sur le toit. On ne commettrait probablement pas d'erreur grave en calculant ces pressions, à partir des pressions sur le toit auxquelles on ajoutera l'effet du poids propre du tunnel lui-même.

*Note.* — Le tunnel des essais de laboratoire a été construit par l'Atelier de constructions métalliques Willy Beyeler, à Crissier. Le tunnel des essais « in situ » a été construit par la maison Giovanola Frères S.A., à Monthey ; il a été foncé par l'entreprise Bosshardt, de Zurich.

## DIVERS

### Association suisse des Electriciens

L'Association suisse des Electriciens a organisé le 18 novembre, à Berne, une assemblée de discussion concernant les alternateurs entraînés par turbines hydrauliques. M. Puppikofler, président de l'A.S.E., ainsi que M. Roesgen, vice-président, ayant été empêchés d'assister à la réunion, c'est M. P. Waldvogel, docteur ès sciences techniques, directeur chez Brown Boveri et C<sup>ie</sup>, Baden, qui en assume la présidence. Après avoir salué les représentants des autorités civiles et militaires, des grandes administrations, des hautes écoles techniques, de la presse et les nombreux participants, il donne la parole à M. E. Wiedemann, professeur, S.A. Brown Boveri et C<sup>ie</sup>, Baden, pour sa conférence sur la construction des alternateurs et l'aménagement des usines.

L'exploitation des réserves hydro-électriques en Suisse a atteint un degré tel qu'on peut admettre que toutes les chutes qui en valent la peine seront équipées dans dix ans. Tout comme les industriels des autres pays européens les trois grands constructeurs d'alternateurs en Suisse devront se tourner dans une mesure plus grande qu'auparavant vers l'exportation. Il faudra donc de plus en plus tenir compte des exigences extra-européennes et s'occuper de l'équipement de basses chutes. Pour ces dernières les frais d'alternateurs font 5-7 % du prix total de l'ouvrage contre 2-4 % pour une haute chute, ce qui impose une économie plus poussée. En revanche, dans une telle usine les dimensions des alternateurs jouent un rôle primordial, vu que ce sont elles qui déterminent les engins de levage et souvent la hauteur des excavations. Le conférencier passe ensuite en revue les solutions modernes des usines à haute chute à turbines Pelton ou Francis. Il estime qu'il est superflu d'exiger qu'une fraction réduite de la limite d'élasticité ne soit pas dépassée à l'emballage si le constructeur a fait un essai à la vitesse d'emballage en présence du client. Une autre difficulté découle du fait qu'on ne fixe jamais le prix du kW de pertes, ce qui empêche de rechercher la solution optimum tenant compte du prix d'achat et du rendement. En fin d'exposé nous trouvons quelques considérations sur le bruit des machines ; il est tout à fait inutile d'abaisser beaucoup le bruit de l'alternateur si on ne peut diminuer parallèlement celui de la turbine. Conférence très intéressante accompagnée de nombreux clichés montrant des réalisations récentes des différents constructeurs suisses.

M. J. Chatelain, professeur à l'EPUL, parla du choix des paramètres électriques ou plus exactement de l'influence du choix de ces paramètres (tension,  $\cos \varphi$ , réactances) sur le prix de revient.

Dans un exposé très étoffé, accompagné de nombreux graphiques et d'exemples pratiques, il montre comment certaines exigences des exploitants, devenus inutiles par suite de l'efficacité des moyens de réglage actuels, renchérissement inutilement la construction. Il donna les limites qu'on peut actuellement atteindre avec les unités. Compte tenu de la saturation des dents d'une part, de la vitesse périphérique d'autre part, avec un rappel de court-circuit optimum, on peut atteindre pour une machine tournant à 375 t/min avec une machine à jantes en tôles empilées 100 MVA et avec des jantes massives 220 MVA. Le conférencier conclut son intéressant exposé en insistant sur le fait que, pour arriver à la meilleure solution économique, on examine de façon serrée les conditions d'exploitation, qu'on fixe le prix de l'énergie réactive et qu'on fixe des marges de sécurité raisonnable, mais non surabondantes.

Lors de la discussion de ces deux premières conférences M. C. Dutoit, professeur à l'E.P.F., demanda à M. Wiedemann quelques détails sur la possibilité de réduction des dimensions des alternateurs. Celui-ci répondit en donnant des détails sur les alternateurs avec refroidissement par circulation d'eau. On ne recherche dans ces alternateurs pas tellement une réduction des dimensions, puisqu'il faut conserver un certain  $PD^2$ , qu'une réduction des pertes. M. Wiedemann montre par un exemple numérique qu'on peut gagner 3,4 % sur le rendement. D'autre part, dans une usine hydro-électrique le refroidissement à eau fait moins « corps étranger » que le refroidissement à hydrogène. M. W. Frey, Dr ès sc. techn., Brown Boveri & C<sup>ie</sup>, manifeste son accord avec M. Chatelain au sujet de l'influence des réactances transitoires sur la stabilité des alternateurs. Il cite encore l'utilité des machines à calculer électroniques pour le calcul d'un grand nombre de variantes pour permettre de trouver la meilleure solution.

Après le dîner pris en commun, M. Waldvogel donna la parole à M. K. Abegg, ingénieur, Ateliers de construction Oerlikon, Zurich, pour sa conférence intitulée : « De la technologie des alternateurs entraînés par turbines hydrauliques, les enroulements statoriques ». Comme partout on recherche des performances optimum avec des frais minimum. Alors qu'autrefois le « sur mesure » s'étendait jusque dans les plus petits détails constructifs d'un alternateur, on cherche main-