

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 85 (1959)
Heft: 1

Artikel: Fondations de l'Hôtel du Rhône, à Genève: tassements calculés et tassements mesurés
Autor: Ott, J.C.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-64101>

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: 02.02.2025

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

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

paraissant tous les 15 jours

ORGANE OFFICIEL

de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (S.V.I.A.)
de la Section genevoise de la S.I.A.
de l'Association des anciens élèves de l'E.P.U.L. (Ecole polytechnique
de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'E.P.F. (Ecole
polytechnique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE

Président: J. Calame, ing. à Genève
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève

Membres:

Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Groscurin, arch.; E. Martin, arch.
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; R. Guye, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Chevalley, ing.; A. Gardel, ing.
M. Renaud, ing.; Ch. Thévenaz, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION

de la Société anonyme du « Bulletin technique »

Président: A. Stucky, ing.
Membres: M. Bridel; R. Neeser, ing.; P. Waltenspuhl, arch.
Adresse: Ch. de Roseneck 6, Lausanne

RÉDACTION

D. Bonnard, ing.
Rédaction et Editions de la S. A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Adresse: Case Chauderon 475, Lausanne

ABONNEMENTS

1 an	Suisse Fr. 26.—	Etranger	Fr. 30.—
Sociétaires	» » 22.—	»	» 27.—
Prix du numéro	» » 1.60		

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »,
N° II. 57 75, Lausanne.

Adresser toutes communications concernant abonnement, changements
d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 29
Lausanne

ANNONCES

Tarif des annonces:
1/1 page Fr. 275.—
1/2 » » 140.—
1/4 » » 70.—
1/8 » » 35.—

Adresse: Annonces Suisses S. A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. Lausanne et succursales

**SOMMAIRE**

Fondations de l'Hôtel du Rhône, à Genève, par J. C. Ott, ingénieur principal à la Société générale pour l'Industrie, Genève. Actualité industrielle, 4.

Divers: La Suisse face aux problèmes de l'urbanisme.

Bibliographie. — Communiqué. — Documentation générale. — Nouveautés, informations diverses.

Supplément: « Bulletin S.I.A. » N° 19.

FONDATEMENTS DE L'HÔTEL DU RHÔNE, À GENÈVE

Tassements calculés et tassements mesurés

par J. C. OTT, ingénieur principal attaché à la Direction de la « Société générale pour l'industrie », Genève¹

Introduction

L'abondance et l'intérêt des communications qui viennent d'être présentées m'interdisent de m'étendre sur un sujet pour ainsi dire classique de la mécanique des sols.

Il me paraît toutefois utile d'établir la comparaison entre les tassements calculés et les tassements mesurés dans un cas particulier de fondations sur semelles, celui de l'Hôtel du Rhône, à Genève, où de très nombreuses observations ont été enregistrées (70 points).

Je m'attacherai à mettre en évidence certaines discordances entre la réalité et le calcul et à en rechercher l'explication. Ensuite, je tenterai de déterminer les facteurs dont il faut plus particulièrement tenir compte si l'on veut obtenir des résultats valables dans des cas analogues.

Enfin, débordant le cadre de la mécanique des sols, j'essaierai de dégager quelques conclusions pratiques à l'usage des ingénieurs appelés souvent à construire

sur le sol de glaise glaciaire plastique si fréquent dans le canton de Genève et dans notre pays.

Pour commencer, je définirai tout d'abord les conditions topographiques et géologiques du lieu, les caractéristiques du sol et le type de construction projeté.



Fig. 1. Vue d'ensemble des fondations en cours d'exécution.

¹ Communication présentée le 14 novembre 1958, lors de la journée d'étude organisée, à Lausanne, par la Société suisse de mécanique des sols et de travaux de fondation.

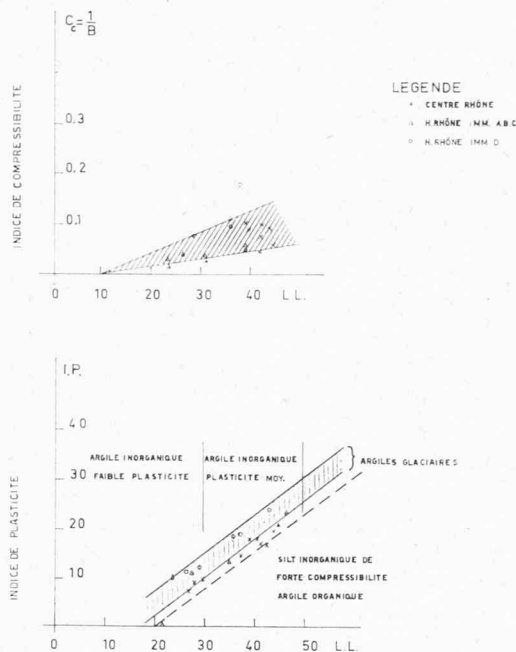


Fig. 2. — Caractéristiques des glaises. Compressibilité et indice de plasticité en fonction de la limite de liquidité LL .

Caractéristiques du sol

L'Hôtel du Rhône a été élevé en 1949-1950 en bordure du quai Turretini, en entaillant profondément le coteau incliné de Saint-Gervais qui descend vers le sud (fig. 1).

Le plan des fondations est horizontal et arasé à la cote 370, soit environ 4 m en contrebas du quai Turretini existant déjà à l'époque. Les fouilles ont été dégagées à la pelle mécanique durant les derniers mois de l'hiver 1949, en laissant subsister des talus inclinés visibles sur la figure 1. Le bétonnage des fondations se poursuit immédiatement après l'ouverture des fouilles dès le printemps 1950.

Le sous-sol est constitué par une épaisse couche de glaise postglaciaire avec les intercalations de quelques lits de composition plus sableuse. Il est peu consolidé par des surcharges antérieures (max. 3 à 5 t/m²).

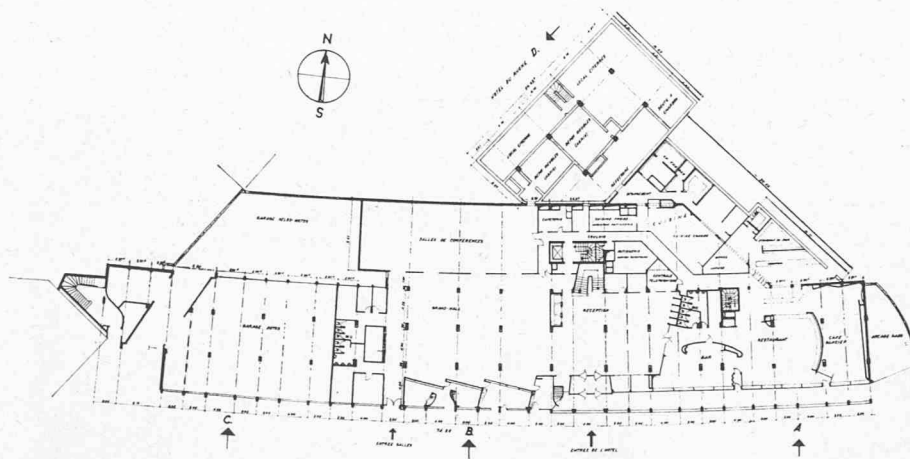


Fig. 4. — Plan de situation de l'Hôtel du Rhône. Immeubles A B C, côté quai Turretini, au sud, construits en 1949-1950. Immeuble D, au nord, en cours de construction en 1958.

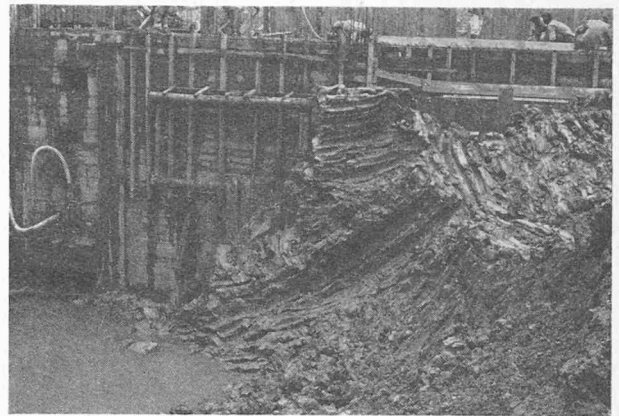


Fig. 3. — Glaise postglaciaire en cours d'excavation.

Ses caractéristiques (fig. 2) varient entre les limites suivantes :

Indice de plasticité (IP) 6 à 23
 Limite de liquidité (LL) 23 à 47

L'indice de plasticité en fonction de la limite de liquidité peut approximativement s'exprimer par la formule $IP = 0,73 (LL - 18)$. C'est dire que cette argile est analogue aux argiles glaciaires définies dans le diagramme des caractéristiques $IP.LL$. (Voir Terzaghi : « Mécanique des sols appliquée », page 37.)

L'indice de compression C_c de la glaise prélevée entre 4 et 12 m de profondeur oscille autour de 0,02 à 0,11 avec une moyenne de 0,09. C'est dans cette tranche que se trouvent les couches les plus compressibles.

La plasticité de ces glaises, d'aspect très homogène (fig. 3), est cependant assez variable.

Exceptionnellement on trouve sur de faibles épaisseurs des lentilles dont la teneur en eau est supérieure à LL . En général elle est comprise entre IP et LL .

Le terrain a été reconnu par une série de sondages désignés par a, b, c, d, e (fig. 7), et par une seconde série de forages désignés par S1 S2 S3, ces derniers exécutés ultérieurement, en 1958, avant les travaux d'extension de l'aile nord, immeuble D, actuellement en cours (fig. 4).

Système de fondation

Après avoir tout d'abord songé à un radier général, vu la qualité apparemment médiocre de la glaise, les fondations sur semelles ont cependant été jugées admissibles et adoptées, après avoir vérifié par des essais à grande échelle « in situ » que la sécurité au poinçonnement était assurée en adoptant un taux de travail compris entre 12 et 15 t/m². Les façades sont supportées (fig. 5) par des semelles continues, tandis que les piliers disposés sur deux files médianes sont supportés par des semelles quadrangulaires isolées.

La pression initiale, sous le

pois des terres enlevées, au niveau des semelles, va en croissant du sud au nord, vu l'inclinaison du coteau. Le taux de travail des fondations sous la façade sud est ainsi supérieur à la pression initiale, alors que l'inverse se produit sous la façade nord.

Nous ne pouvons malheureusement pas nous étendre ici sur la détermination du coefficient de sécurité au poinçonnement des semelles, qui revêt toujours une grande importance et qui a donné lieu à des calculs et à des essais assez étendus.

Répartition des contraintes et calcul des tassements

Les considérations qui suivent se rapportent à la coupe $a-a$ (fig. 7), qui est située au milieu de l'immeuble B et qui correspond avec un profil de sondages dans lequel les caractéristiques de compressibilité sont connues.

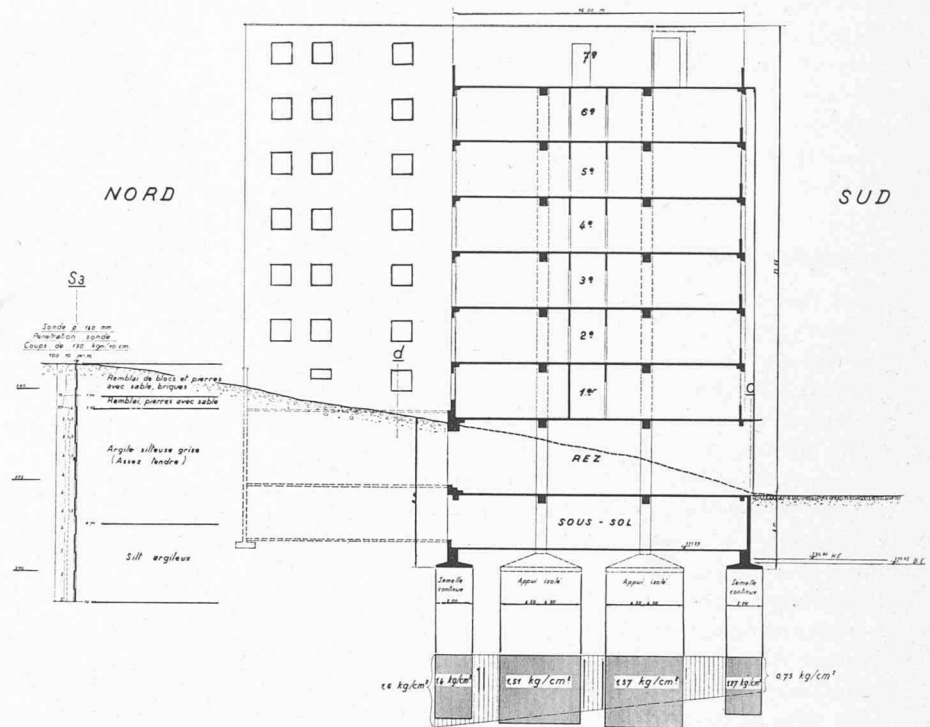


Fig. 5. — Coupe schématique $a-a$ du bâtiment et taux de travail des fondations. Sous les façades semelles continues, sous les piliers semelles rectangulaires discontinues. A gauche, sondage et essai de pénétration.

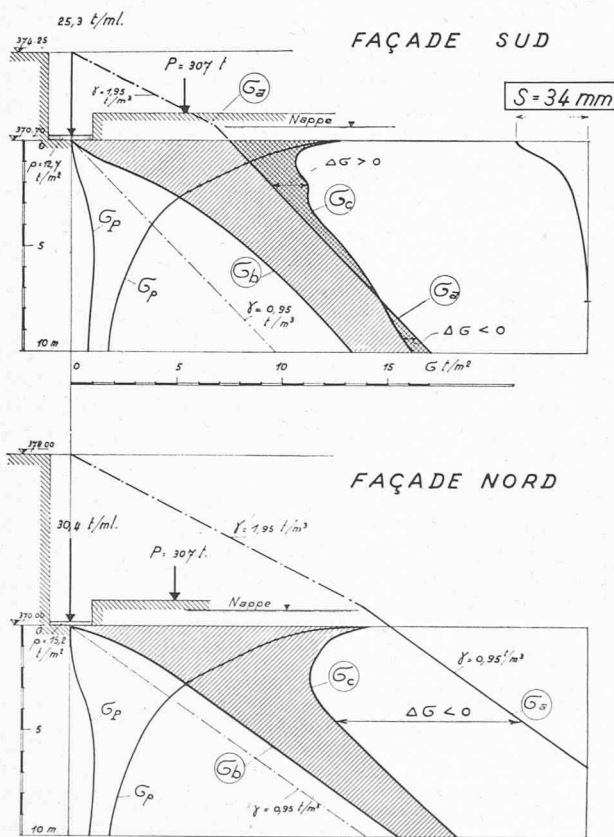


Fig. 6. — Répartition des contraintes en profondeur sous les façades nord et sud dans la coupe $a-a$.

L'exécution des travaux donne naissance successivement aux états de contrainte suivante (fig. 6) :

- σa état initial sous l'action du poids propre des terres avant l'excavation des fouilles ;
- σb état après l'excavation des fouilles ;
- σc état après bâtiment terminé.

Dans le cas a), nous avons tenu compte de la présence d'une nappe d'eau située au voisinage de la cote 370 ; au-dessous de cette cote, le poids propre des terrains est diminué de la sous-pression. Les contraintes σ dues aux semelles rectangulaires sont calculées au moyen des formules « Steinbrenner » avec facteur de concentration $\nu = 3$.

On a tenu compte également de l'effet des piliers, qui se traduisent par la courbe des pressions σp .

En ce qui concerne le cas b), la contrainte est calculée par sommation, en ajoutant l'effet de la demi-tranche partielle de terrain entre la cote 370 et la surface primitive et en faisant usage des formules de Hamilton Gray publiées dans « Proceeding of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering — 1936 ».

On voit que la hauteur de la couche excavée joue un rôle important sur la valeur de l'accroissement des contraintes entre le cas initial a) et le cas final c). Sous la façade sud, le taux de travail dans le sol est accru du fait de la construction ($\sigma c - \sigma a > 0$), l'accroissement étant de $5,5 \text{ t/m}^2$.

Sous la façade nord, au contraire, l'accroissement des contraintes entre le stade initial et le stade final est non seulement nul, mais négatif ($\sigma c - \sigma a < 0$).

Les tassements calculés dans la coupe *a-a*, sous la façade sud, atteignent 34 mm si l'on se rapporte aux essais œdométriques du sondage *c*) et 25 mm, si l'on se rapporte à la compressibilité moyenne de l'ensemble des essais dans la couche considérée.

Sous la façade nord, le tassement, à première vue, doit être nul.

Tassements observés (fig. 7)

Les tassements ont été mesurés par nivellement en 70 points (précision ± 1 mm) à partir de l'exécution du plancher du rez, c'est-à-dire lorsque $\frac{1}{7}$ des charges du bâtiment s'exerçait déjà sur le sol. De ce fait, ils sont légèrement inférieurs aux tassements totaux que l'on aurait mesurés dès le bétonnage des semelles seules.

De mai 1949 à avril 1950, laps de temps qui englobe toute la période de construction, l'affaissement moyen de l'ensemble a été de 2,6 mm, tandis que durant les années suivantes, entre avril 1950 et mars 1953, les affaissements ultérieurs sous charge constante ont été en moyenne de 2,3 mm. L'allure des diagrammes (fig. 8) fait ressortir que la stabilisation des tassements est presque atteinte dès l'année 1953.

Les tassements se répartissent inégalement ; ils sont plus importants du côté sud, comme l'on pouvait s'y attendre (fig. 7). Le tassement général n'a pas la forme classique d'une cuvette. On constate des irrégularités de courbure en suivant le plan des façades.

Ces irrégularités peuvent, en partie, s'expliquer par les variations du coefficient de compressibilité qui ressortent des chiffres ci-après.

Il semble toutefois que les faibles tassements de la partie médiane du bâtiment doivent être rattachés à un phénomène plus général.

La comparaison entre prévisions et valeurs observées s'établit comme suit :

	Prévision	Observés
Sud	34 à 25 mm	16-8 mm
Nord	0 mm	5-0 mm

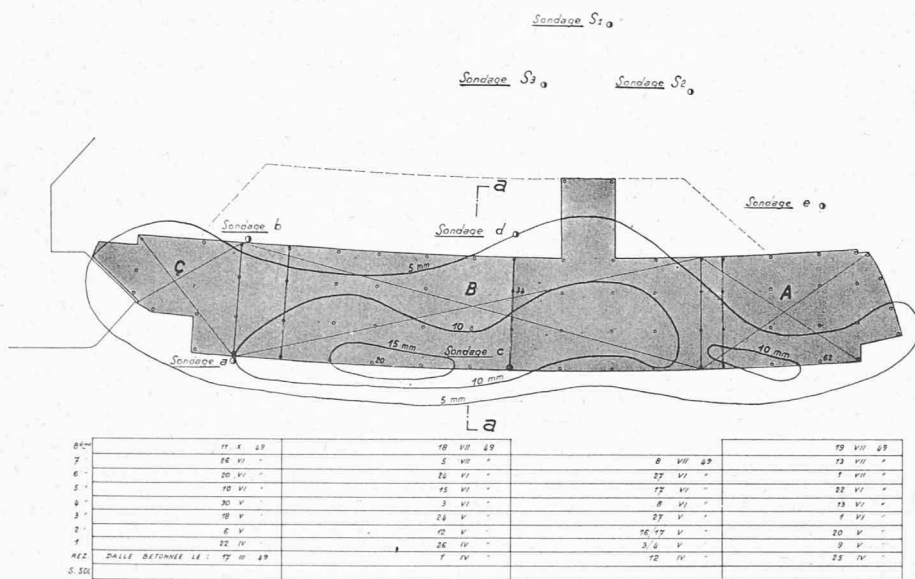


Fig. 7. — Tassements mesurés entre mai 1949 et mars 1953. Courbes d'égal tassement. Tassement maximum au point 20 = 16 mm.

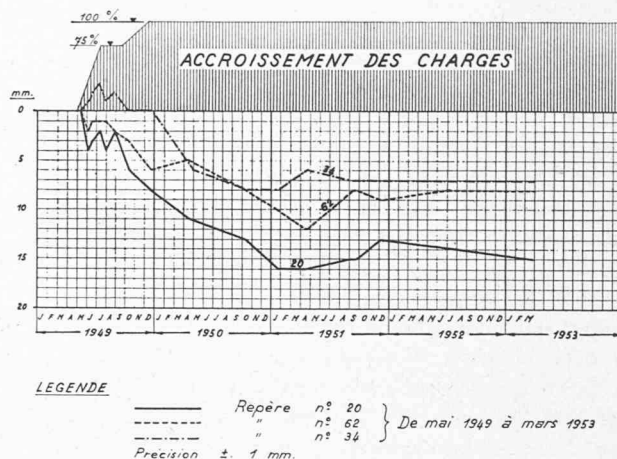


Fig. 8. — Tassements en fonction du temps aux points 20 et 62 sous façade sud, et 34 au nord.

Remarquer l'irrégularité de la courbe de tassement et le soulèvement du point 34 durant la construction.

Dispersion du coefficient de compressibilité volumétrique $\Delta h/h$ pour $\Delta p = 6,8 \text{ t/m}^2$, soit entre $p = 6,2$ et 13 t/m^2

Première série essais (EPUL)		Deuxième série essais (H.-B. de C.)	
$\frac{\Delta h}{h}$ %	Val. relative	$\frac{\Delta h}{h}$ %	Val. relative
Min. 1,42	0,71	1,12	0,73
Moy. 2	1	1,58	1
Max. 2,8	1,4	2,35	1,48

La coïncidence n'est pas très satisfaisante. Un examen plus attentif des courbes de tassements des divers repères montre que pour une vingtaine de repères situés dans le centre de l'immeuble, un léger soulèvement de l'ordre de 2 à 3 mm a pu être constaté durant l'année 1949 et à l'époque où les charges n'avaient pas encore atteint leur pleine valeur.

A cet égard, la courbe de tassement des repères (côté sud) est caractéristique. Si l'on se reporte aux diagrammes des contraintes de la figure 6 sous façade sud, on verra qu'au-dessous de 7 m de profondeur, il existe une zone de profondeur indéterminée sous laquelle le terrain a pu se détendre, puisque $\Delta \sigma$ est plus petit que zéro. Ce soulèvement calculé est de 3 à 4 mm, à déduire des valeurs prévues ci-dessus.

Pour interpréter ce qui se passe sous la façade nord, nous avons fait exécuter des essais œdométriques complémentaires comportant plusieurs cycles de charge. La courbe caractéristique de la figure 9 montre que lorsque la contrainte finale est inférieure mais voisine de la contrainte initiale, on doit compter sur un

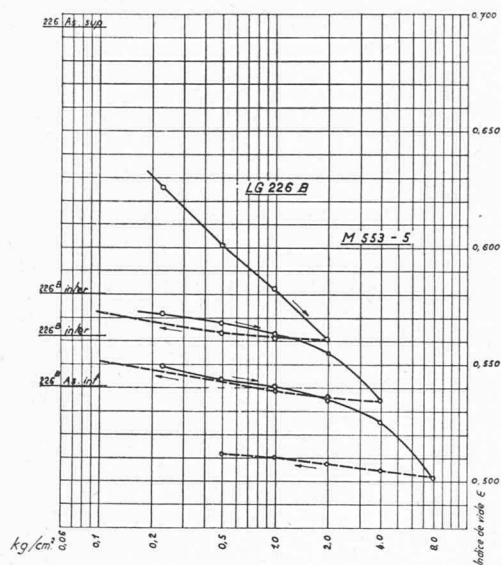


Fig. 9. — Essai eudométrique à plusieurs cycles sur la glaise postglaciaire au sondage S 1 entre 10 et 11 m.

léger tassement, dont l'importance est difficile à déterminer.

Les observations faites semblent montrer que les courbes de tassement en fonction du temps résultent de la superposition de la compression des couches superficielles et de la détente des couches profondes. Cette détente doit théoriquement provoquer des soulèvements plus importants au milieu de la fouille que sur les bords.

Disons enfin que les tassements observés conduisent à des déformations tout à fait admissibles de l'ossature souple en béton armé dont la structure est visible sur la figure 10, les rayons de courbure étant d'environ 6000 à 10 000 m et les flèches de 2 à 4 mm. Si l'on considère une paroi de refend de 5 m de long, l'allongement de la fibre inférieure de la paroi est de 0,1 à 1,5 ‰ du fait des inégalités de tassements. Ce chiffre est négligeable vis-à-vis de l'influence du retrait des parois, dont la valeur peut atteindre 0,2 à 0,35 ‰.

Conclusions

1. Les fondations de l'Hôtel du Rhône peuvent être considérées comme un cas limite. Sur un terrain médiocre, on a pu se contenter d'un type de fondation sur semelles relativement économique, au lieu d'un radier général plus coûteux sans risque de tassements excessifs et en restant en dessous des charges de poinçonnement, grâce à une prospection géotechnique complète.
2. L'excavation d'une importante masse de terrain, dont le poids est supérieur à celui du bâtiment, a contribué à réduire considérablement les tassements. Dans ce cas, il y a lieu, lors de l'établissement des prévisions de tassement, de tenir éventuellement compte de la détente des couches profondes.

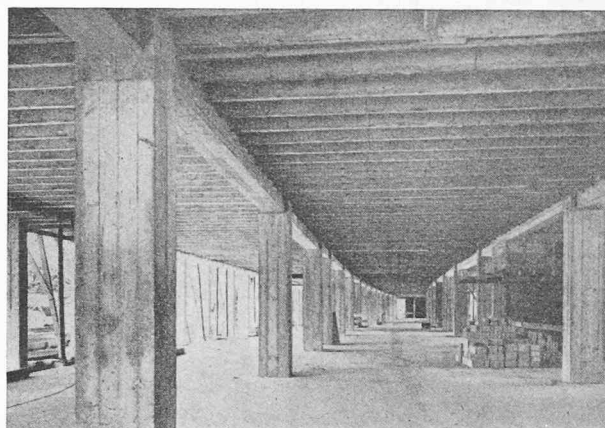


Fig. 10. — Ossature en béton armé. Planchers nervurés sur sommiers longitudinaux.

3. Les variations locales des caractéristiques des glaises postglaciaires doivent être examinées en détail, à cause des intercalations plus sableuses qui peuvent modifier les indices de compressibilité d'un décimètre à l'autre. Il y a lieu de multiplier les essais, si la dispersion s'avère importante, et d'établir des moyennes.
4. Pour des fondations analogues du même type et sur la glaise dans le quartier de Saint-Gervais, on peut appliquer aux prévisions de tassement résultant des essais et du calcul un coefficient de réduction de 0,5 à 0,7.
C'est ce que nous avons fait avec succès pour l'immeuble *Centre-Rhône* dont S.G.I. a établi en 1953 le projet de fondation sur semelles également.

La confrontation à posteriori des prévisions et des mesures dans un cas particulier s'est ainsi révélée très utile pour les études ultérieures de fondation dans le même quartier.

Avant de terminer, je ne veux pas manquer de rappeler que le projet d'exécution et la surveillance des travaux de fondation de l'Hôtel du Rhône ont été assumés par la *Société générale pour l'Industrie* (S.G.I.) avec la collaboration de MM. M. de Rham et Th. Jehber, ingénieurs auprès de la dite société et de M. R. Cattin qui a effectué les mesures de tassement.

La première série d'essais géotechniques a été confiée au *Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique de Lausanne* (EPUL), sous la direction de M. le professeur D. Bonnard.

L'étude géotechnique et les sondages de l'aile nord ont été confiés à M. H.-B. de Cérenville, auquel nous devons d'avoir mis en évidence, par des essais très minutieux, certaines particularités de terrain qui avaient échappé tout d'abord.

Les travaux de fondation ont été exécutés par l'Entreprise C. Zschokke, Genève.

Nous remercions ces messieurs d'avoir contribué à mener à bien un travail de fondation délicat.