Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 106 (1980)
Heft: 1

Artikel: Essais de pieux pour les fondations de la nouvelle EPFL à Ecublens
Autor: Juge, Jean-Marc / Vuilleumier, François
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-73922

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 17.07.2025

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

Essais de pieux pour les fondations de la nouvelle EPFL à Ecublens

par Jean-Marc Juge et François Vuilleumier, Lausanne

La très mauvaise qualité des sols sur le site de l'EPFL à Ecublens d'une part, l'importance et la diversité des constructions à réaliser d'autre part, ont amené le maître de l'ouvrage et ses organes techniques à attacher la plus grande importance à une solution satisfaisante du problème des fondations des bâtiments. C'est pourquoi l'Office des constructions fédérales n'a pas hésité à suivre les recommandations de ses mandataires en procédant, au début du chantier, à des essais, en vraie grandeur, de pieux de fondation, essais qui, par l'importance des moyens en personnel et en matériel mis en œuvre de même que par leur durée, représentent, en valeur absolue, un investissement non négligeable. Les résultats de ces essais ont conduit à la mise au point d'une méthode de dimensionnement adaptée aux conditions locales, qui a permis en définitive de réaliser ces travaux, d'une ampleur inusitée en Suisse romande, en respectant les délais et les budgets prévus : lorsque les fondations de la première étape de l'EPFL seront achevées, près de 1500 pieux, variant entre 0,7 et 1,50 m de diamètre, d'une longueur comprise entre 30 et 50 m, auront été forés, armés et bétonnés dans les sols glacio-lacustres et la moraine d'Ecublens.

Le comportement des bâtiments actuellement en service atteste de la validité de la méthode de dimensionnement définie à la suite des essais.

Claude Nicod
architecte SIA
Chef du bureau
des constructions fédérales
pour l'EPFL de Lausanne

1. Introduction

Le 17 février 1971, le Conseil fédéral approuvait le plan directeur relatif à la construction, à Ecublens, à l'ouest de Lausanne, des bâtiments de la nouvelle Ecole polytechnique fédérale. Les travaux d'une première étape devant permettre de tenir à disposition des étudiants, des enseignants et des chercheurs près de 125 000 m^2 de surface brute, ont été entrepris dès 1973 et devraient s'achever en 1984.

Le mandat général d'études a été confié à un architecte et à un pool d'ingénieurs ; les problèmes de fondations ont été traités conjointement par les bureaux Bonnard & Gardel ingénieurs-conseils SA (BG), la Société générale pour l'industrie (SGI) et le Laboratoire H.-B. de Cérenville. BG a été chargé plus particulièrement d'étudier les fondations des services généraux et académiques, de la bibliothèque et du département de physique.

Les terrains de la zone réservée à la nouvelle Ecole ont fait l'objet, en 1971, d'une reconnaissance géotechnique très complète. On savait, au vu des résultats de cette campagne, que les sols étaient médiocres et que le choix des fondations des bâtiments poserait des problèmes intéressants aux ingénieurs chargés du projet. De ce point de vue, la réalité ne fut pas décevante ; les spécialistes ont pu, en

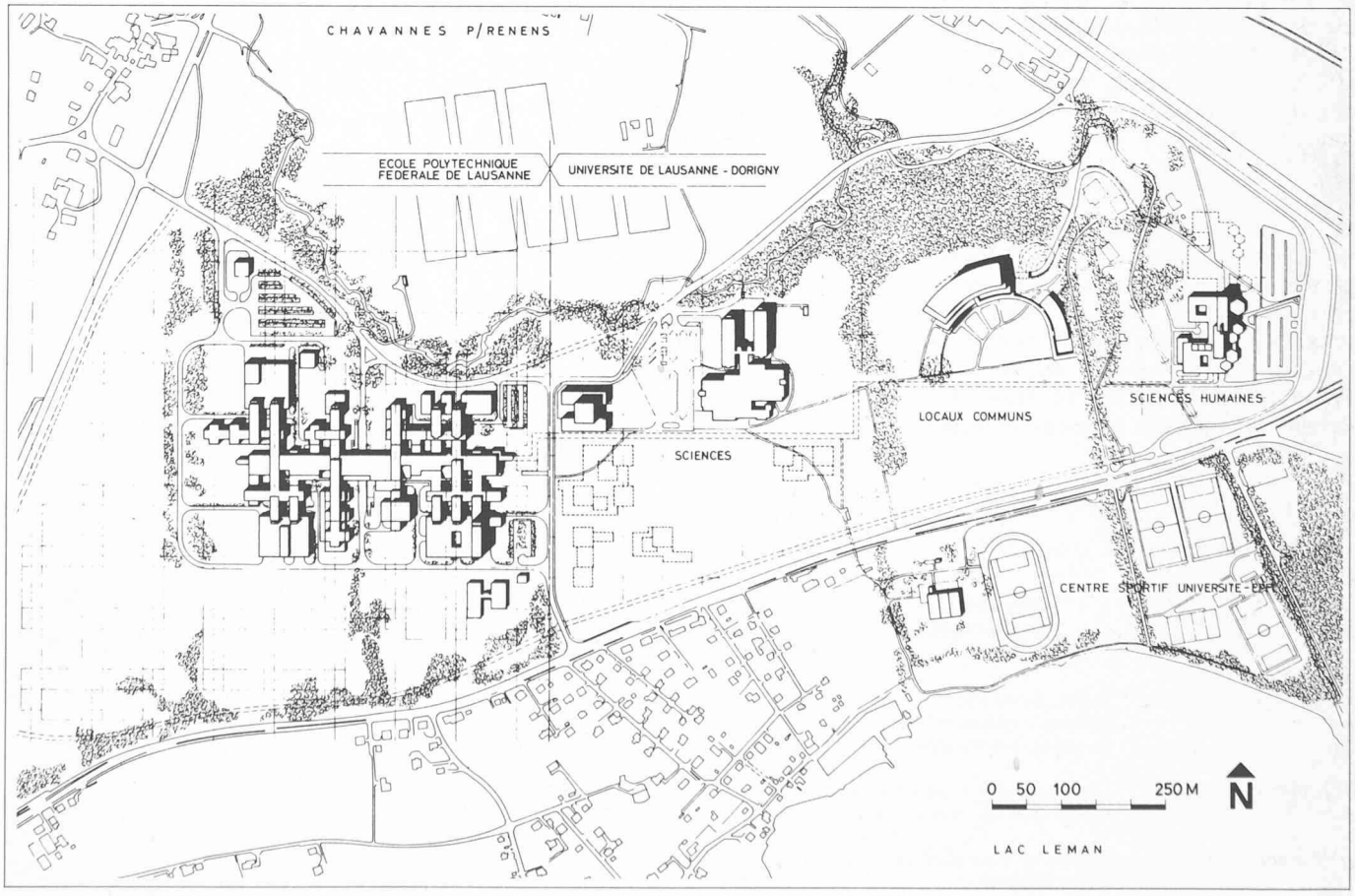

Fig. 1. — Situation locale — L'Université et l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne — Plan.

cette circonstance, faire valoir leur savoir et leur imagination pour trouver des solutions compatibles avec les exigences techniques de la construction, les impératifs des programmes et les budgets alloués.

La partie la plus importante, sinon la plus spectaculaire, des travaux de fondation concerne les pieux d'assise des bâtiments : au nombre de 1500 environ pour la seule première étape, leur diamètre varie entre 0,7 et 1,50 m et leur profondeur entre 30 et 50 m. Il s'agit donc d'une opération peu commune qui a justifié la recherche et la mise au point d'une méthode de dimensionnement adaptée au cas particulier, basée sur des essais en vraie grandeur.

Trois pieux d'essai ont été exécutés au début du chantier : un pieu court de 18 m de longueur, en 1974, et deux pieux longs de 34 et 38 m, au printemps 1975.

L'importance et, dans une certaine mesure, l'originalité des procédés et appareillages mis en place lors des deux essais de pieux longs, nous semblent justifier leur description, donnée dans les lignes qui suivent.

2. Situation, géologie et géotechnique du site

2.1 *Situation* (fig. 1)

Rappelons que la Confédération a acquis, à Ecublens, un terrain de l'ordre de 60 ha de superficie totale, situé à 500 m environ des rives du lac, immédiatement au nord de la RC1 Lausanne-Genève. La parcelle est limitée à l'ouest par la RC 82, au nord par la Sorge et à l'est par les installations de l'Université de Lausanne-Dorigny.

2.2 *Cadre géologique et géotechnique*

Le secteur retenu pour la construction de la première étape, occupant le quart nord-est de la parcelle, a une topographie régulière : il s'agit, en fait, d'un terrain à faible pente, orienté en direction de la Sorge, à l'altitude moyenne de 395 m (lac : 372 m). Dans ce secteur, les terrains de fondation, bien que très hétérogènes à l'échelle des constructions, peuvent être, dans l'ensemble, décrits par la coupe stratigraphique schématique de la figure 2.

La nappe phréatique se trouve à une profondeur de 1,50 à 2 m.

2.3 *Caractéristiques géotechniques des sols de fondation*

Nous résumons dans le tableau I les caractéristiques géotechniques principales des sols de fondation qui ont été analysés et classés à la suite de la campagne de reconnaissance de 1971.

Les matériaux glacio-lacustres ont une faible compacité et une faible portance ; ils sont plastiques et compressibles dans les zones argileuses, fluants et boulants dans les zones sableuses situées sous la nappe.

La moraine würmienne est de qualité très variable, mais dans son ensemble elle a une compacité moyenne, une compressibilité assez élevée et une résistance au cisaillement faible.

La moraine de fond est très compacte et, en général, peu compressible ; sa résistance au cisaillement et sa portance sont bonnes.

3. Projet de fondations des bâtiments de la première étape

Compte tenu du parti structural adopté et des contraintes d'utilisation, les conditions suivantes ont été imposées pour les fondations :

— tassement différentiel inférieur ou égal à 10 mm sous l'effet des charges de service ;

— sécurité minimale au poinçonnement de 1,5 sous les mêmes charges.

Les qualités médiocres des sols excluaient d'emblée des fondations superficielles qui n'auraient pu convenir que pour des constructions légères, isolées et supportant de grandes déformations.

Une étude des divers systèmes possibles a montré qu'en définitive, seules les fondations sur pieux pouvaient entrer en ligne de compte. En outre, en raison de l'épaisseur des couches à traverser, de

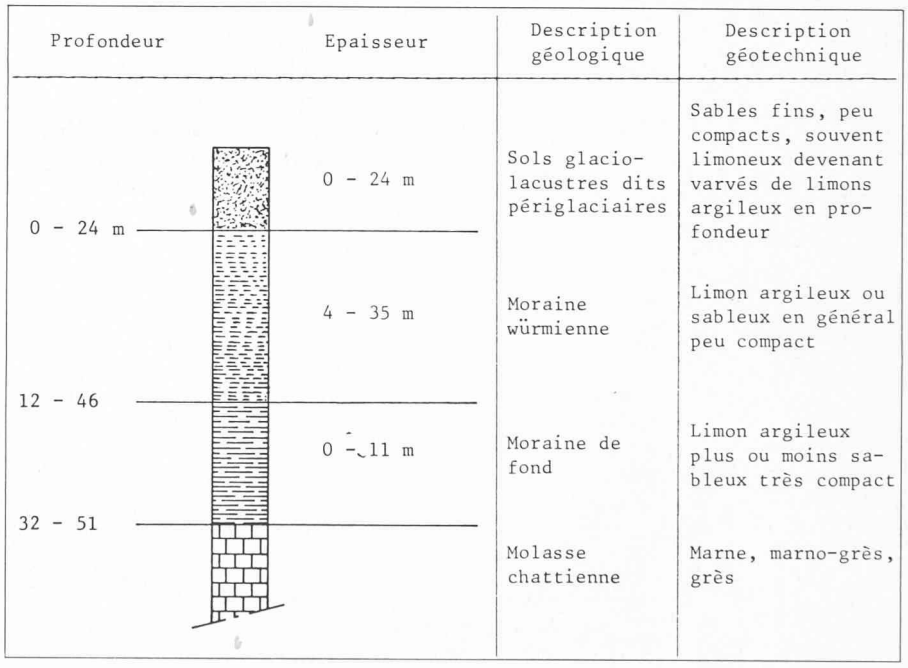

Fig. 2. — Coupe stratigrafique schématique.

TABLEAU I : *Résumé des caractéristiques géologiques*

Formation géologique	Description géotechnique	Poids spécifique apparent γ (kN/m³) [1]	Teneur en eau W (%)	Indice des vides e	Résistance compression simple (kN/m²) [1]	Résistance scissomètre Su (kN/m²) [1]
Sols glacio-lacustres	Sables limoneux	19,2-20,8	22-33	0,71-0,80		
	Limons argileux varvés et argiles limoneuses	18,5-20,9	20-36	0,74-0,93	25-70	3-20
Moraine würmienne	Limons argileux plus ou moins sableux, graveleux	21-23,5	10-30	0,30-0,90	50-330	5-80
Moraine de fond	Limon sableux plus ou moins argileux	22-23,5	9-17	0,26-0,42	150-740	50 > 200

[1] 1 kN = 0,1 tonne.

l'imbrication et de la réalisation par tranches des bâtiments et des phénomènes liés à l'effet de groupe des pieux, le choix du type ne pouvait porter que sur les pieux forés sous boue thixotropique, ou éventuellement tubés, dans la mesure où les entreprises auraient pu, matériellement et économiquement, offrir une telle variante.

Lors de l'ouverture des premiers chantiers au printemps 1974, un pieu d'essai de 18 m de longueur a été exécuté à l'emplacement des halles de chimie pour tester les possibilités d'utilisation des pieux courts, résistant essentiellement par frottement latéral, dans les couches superficielles. Les résultats de l'essai ont mis en évidence les caractéristiques franchement mauvaises des sols glaciolacustres et la faible compacité de la moraine würmienne supérieure ; ils ont amené à prendre en considération, pour le dimensionnement des pieux, une résistance maximale admissible au frottement latéral Ft_{adm} égale à $\frac{S_u}{3,7}$, S_u étant la résistance effective moyenne mesurée sur des séries d'échantillons prélevés lors du forage. La valeur relativement faible de Ft_{adm} par rapport à la résistance effective tient compte du frottement latéral qui peut être mobilisé dans les conditions de tassement imposées sous les charges de service.

Cette nouvelle donnée, pénalisant les hypothèses retenues dans les calculs préliminaires, aurait conduit, si on l'avait appliquée par extrapolation aux couches profondes de la moraine würmienne, qui dans certains cas descend jusqu'à 35 à 40 m, à une majoration importante des dimensions des pieux et, par voie de conséquence, des coûts des fondations.

Il a donc été jugé nécessaire de tester, également par des essais de pieux longs, les couches profondes jusqu'à la moraine de fond pour évaluer simultanément la résistance d'ensemble de ces couches et les difficultés d'exécution des ouvrages.

4. Essais de pieux

Un concours restreint pour l'exécution de deux pieux d'essai longs, forés sous boue thixotropique, a été lancé le 5 novembre 1974 et les travaux ont été adjugés, puis réalisés en février 1975 par l'entreprise Sif-Groutbor.

Les essais proprement dits ont débuté le 24 mars et se sont achevés le 30 avril.

4.1 *Implantation des deux pieux d'essai; sondages préliminaires*

Les pieux ont été implantés dans la zone de la première étape, l'un dans la partie ouest, l'autre dans la partie est, cela dans le but d'obtenir une représentation correcte des terrains rencontrés et de leurs conditions de résistance, dans les environs immédiats des services généraux et académiques, partie ouest, des départements de mécanique, mathématiques, génie civil et génie rural d'une part, des services généraux et académiques, partie est, et des départements de physique et de chimie, d'autre part.

Deux sondages carottés ont été exécutés à proximité immédiate des pieux d'essai projetés, en décembre 1974, l'un jusqu'à 43 m, l'autre jusqu'à 48 m de profondeur, pénétrant ainsi chacun dans la molasse chattienne. Les caractéristiques géotechniques principales des terrains ainsi reconnus sont indiquées sur les figures 3 et 4.

4.2 *Exécution des pieux d'essai*

Le pieu d'essai de la zone ouest a été foré et coulé jusqu'à une profondeur de 34 m. Sa fiche de 3 m dans la moraine de fond représente un raccourcissement de 2 à 3 m par rapport à un dimensionnement

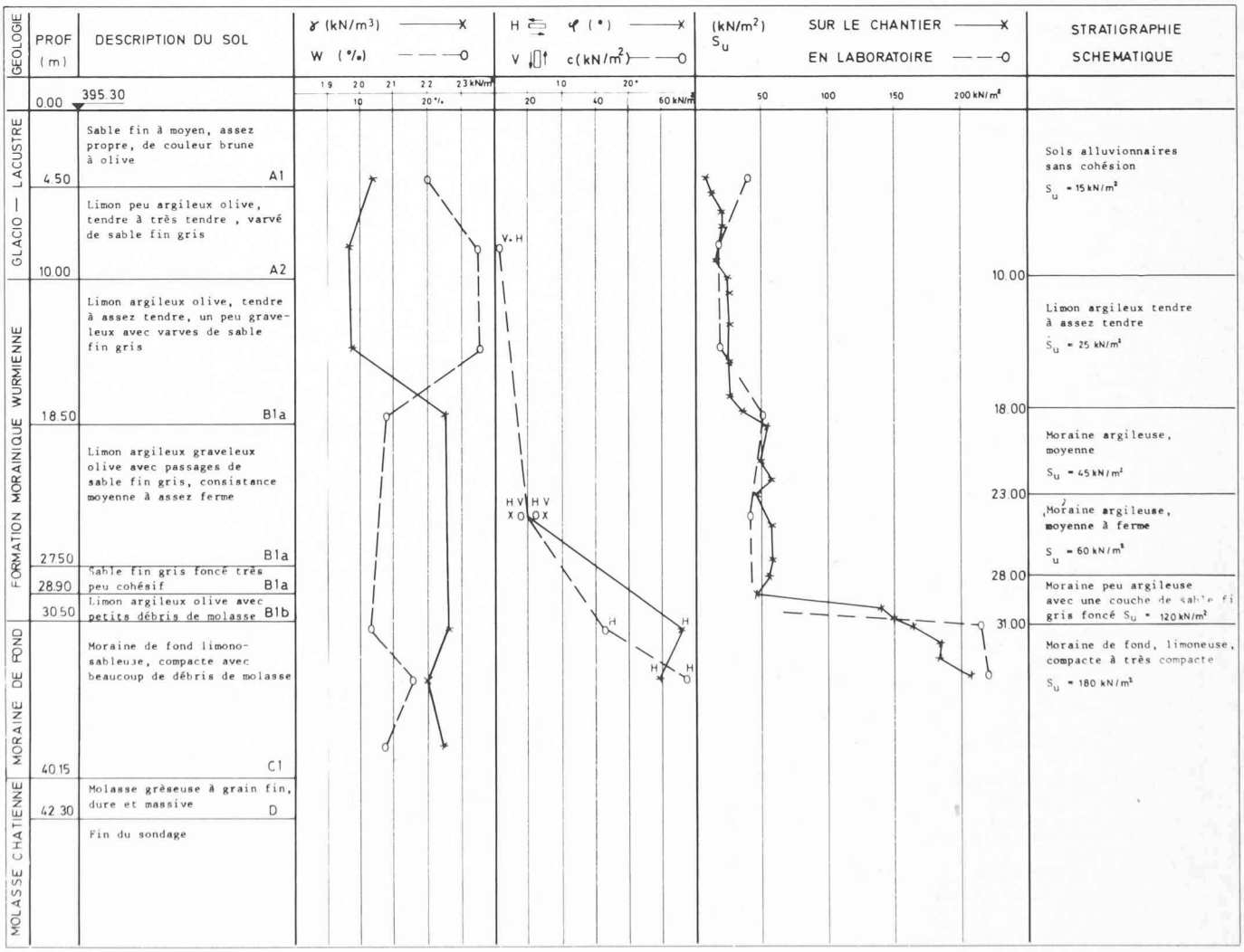

Fig. 3. — Caractéristiques géotechniques des terrains — Pieu d'essai ouest (BH21).

effectué sur la base des valeurs admissibles utilisées jusqu'alors. La fiche a été raccourcie pour éviter que le bulbe des contraintes ait trop d'interférences avec la molasse et pouvoir juger, de manière immédiate, au cours de l'essai de chargement, de la validité des valeurs du frottement latéral adoptées pour le dimensionnement du pieu.

La longueur du pieu de la zone est a été, pour sa part, fixée à 38 m. L'extrémité du pieu a ainsi été arrêtée, dans la moraine würmienne, à 4 m au-dessus du toit de la moraine de fond et à 8 m de celui de la molasse, ceci également dans le but de bien mettre en évidence les résistances au frottement latéral, à l'exclusion d'effets de pointe marqués, au moins pour la charge nominale.

Le diamètre choisi pour les deux pieux a été de 0,85 m, en tant que diamètre représentatif de la moyenne des diamètres des pieux à exécuter. Ce diamètre est, par ailleurs, suffisamment grand pour que l'instrumentation d'essai puisse être logée contre la cage d'armature sans gêner les opérations de bétonnage et suffisamment faible pour que le dispositif de chargement reste dans des limites raisonnables, en taille et en coût.

On a utilisé, pour la fabrication, du béton dosé à 375 kg de ciment par mètre cube, le ciment retenu étant du Sulfix, à cause de l'agressivité des eaux souterraines. L'exécution des pieux a fait l'objet de contrôles particulièrement serrés pendant et après la réalisation, de manière à ce que les ouvrages soient conformes au projet, facilitant ainsi l'interprétation des essais. Des mesures spéciales ont été notamment prises pour éviter les hors-profils ; les contrôles ont porté, pour leur part, sur la géométrie des pieux (diamètre réel, verticalité) et sur la qualité et l'homogénéité des matériaux mis en œuvre. Outre les traditionnels contrôles des bétons en cours de fabrication, deux dispositifs ont été mis en place pour le contrôle après bétonnage :

— contrôle qualitatif du bétonnage par carottage sonique,

— contrôle par forage carotté de la zone de contact à la pointe du pieu.

Dans le deuxième cas (forage carotté), un tube de diamètre intérieur de 100 mm a été descendu dans le pieu avant le bétonnage. Ce tube, muni d'un bouchon de béton à son extrémité inférieure, a permis de prélever aisément, après l'exécution, des carottes de béton sur les trois mètres inférieurs des pieux, ainsi que des échantillons dans la zone de contact béton-moraine.

Les contrôles de résistance et de qualité des bétons ont donné les résultats suivants :

Echantillons prélevés au moment du bétonnage

— résistance à la compression simple : $\beta_{w14} = 27$ à 32 MN/m² (270 à 320 kg/cm²)
$\beta_{w28} > 35$ MN/m²

— module d'élasticité statique dans des conditions normales de charge : $E = 32\,000$ MN/m²

— vitesse de propagation du son dans le béton : $V = 4500$ m/s

Echantillons prélevés par carottage à la fin des essais

— résistance à la compression simple : $\beta_{w135} > 40$ MN/m²

— module d'élasticité statique (σ max = 90 bars) : $E = 44\,000$ MN/m²

— vitesse de propagation : $V = 4800$ m/s

Ces résultats prouvent la qualité satisfaisante des bétons mis en place. Il y a lieu d'indiquer, en outre, que les forages carottés ont confirmé un contact propre avec la pointe des pieux et la moraine sous-jacente.

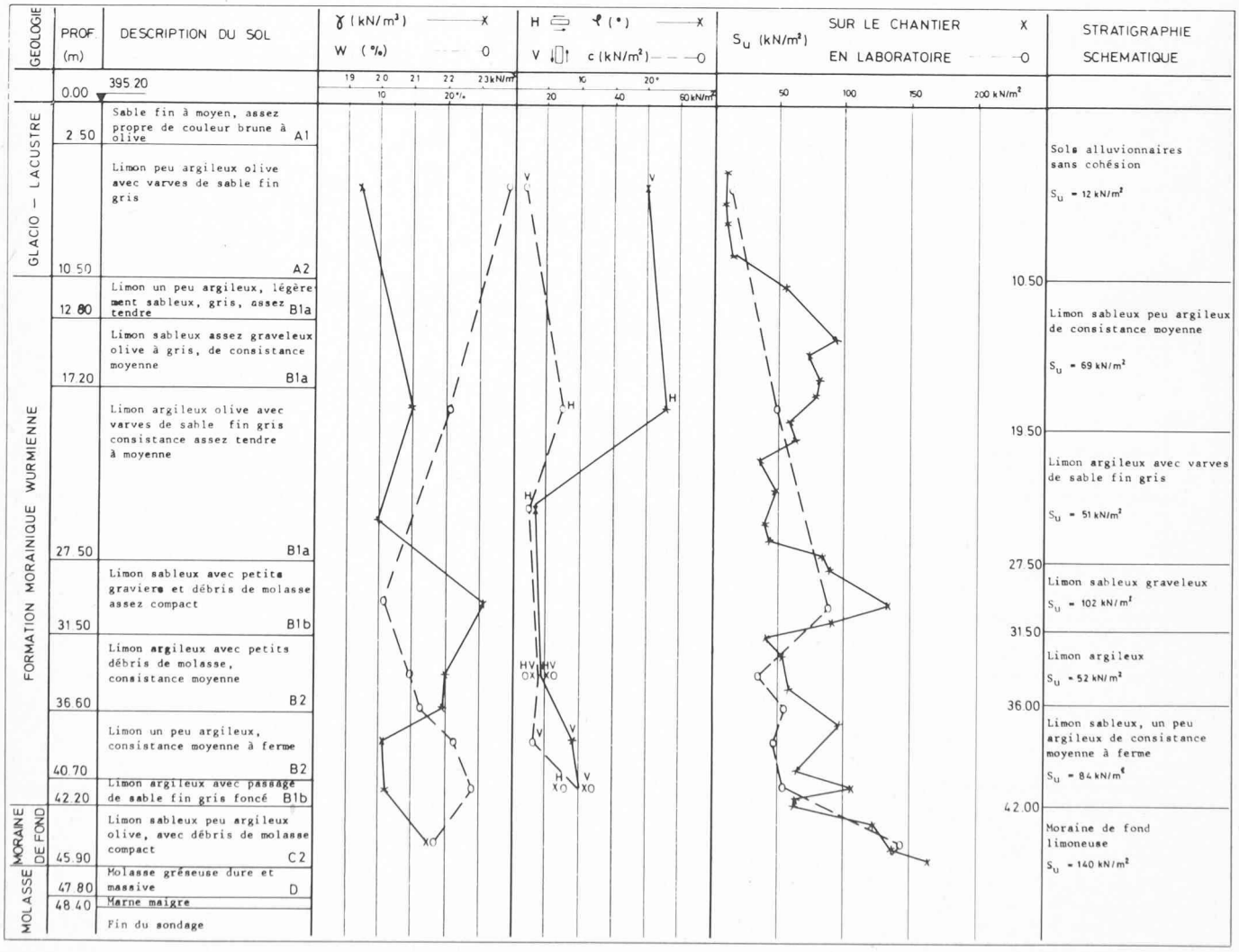

Fig. 4. — Caractéristiques géotechniques des terrains — Pieu d'essai est (DF22).

4.3 *Dispositif d'essai*

Sur proposition de l'entreprise, on a adopté un *dispositif de chargement* constitué de quatre vérins s'appuyant sur la tête du pieu (fig. 5) et transmettant leur effort à quatre tirants scellés dans la molasse. L'effort total transmis au pieu pouvait ainsi atteindre 6,5 MN (650 t).

Chaque pieu a été muni, en tête, d'un massif en béton fortement armé, dans lequel on a laissé un passage pour les quatre faisceaux de câbles. Ce massif a été recouvert d'une épaisse plaque de répartition en acier servant d'appui aux quatre vérins. Afin d'avoir un écart suffisant entre les câbles et le pieu au niveau des couches reprenant l'effort appliqué, les tirants divergeaient de 7 degrés par rapport à l'axe du pieu. Ils ont été scellés dans la molasse sur une longueur de 6 m ; la longueur libre du câble était d'environ 10 m supérieure à la longueur du pieu.

Ce système de chargement, séduisant notamment par son encombrement réduit, a cependant posé un certain nombre de problèmes.

Tout d'abord, il faut noter que le glissement d'un des scellements ou la rupture d'un des câbles est pratiquement irréparable. Par ailleurs, le centrage de la charge est beaucoup moins sûr qu'avec un dispositif de chargement à vérin unique. Or, l'excentricité de la charge créant, en tête du pieu, un moment de flexion qui risque de nuire à la bonne interprétation des mesures, il convient de la maintenir dans certaines limites. Sur la base d'un calcul de déformation du pieu en fonction du plus grand moment admissible, et compte tenu d'expériences similaires antérieures, on a décidé de limiter les déplacements latéraux aux valeurs maximales suivantes :

Pour une charge de

1 MN *d* max.	=	50 ($^1/_{100}$ mm)
2	=	100
4	=	200
5	=	275
6	=	350

d correspond au déplacement maximal enregistré par l'un des quatre comparateurs mesurant la déformation horizontale. En cas de dépassement de ces valeurs, un dispositif de mise en pression indépendante des quatre vérins laissait la possibilité de corriger l'excentricité de la charge en cours d'essai.

En ce qui concerne les *instruments externes*, seize comparateurs permettant de lire le $^1/_{100}$ de mm ont été placés sur un cadre de mesure en contreplaqué construit autour du massif de tête de pieu (fig. 5). Quatre comparateurs servant à mesurer le déplacement de la tête du pieu ont été disposés aux quatre angles du massif de béton. Quatre autres, placés perpendiculairement sur les quatre faces de la tête ont permis d'étudier les mouvements horizontaux, notamment l'excentricité de la charge. Les huit derniers comparateurs ont été utilisés pour repérer les mouvements verticaux du terrain par l'intermédiaire de tiges de 1 m de longueur, fichées dans le sol à différentes distances du pieu. Fixé au dilatomètre, l'un des seize comparateurs a, en plus, indiqué le raccourcissement élastique global.

L'ensemble des instruments externes comprenait en outre des fleximètres enregistreurs, destinés à contrôler également les mouvements verticaux de la tête du pieu. Enfin, on avait placé, à 15 m environ du massif de tête, trois repères nivelés, formés de palplanches du type « Kanaldielen » de 5 m de longueur, battues dans le sol, pour contrôler le tassement d'ensemble ainsi que d'éventuels mouvements du cadre de mesure.

En matière d'*appareillage interne*, chaque pieu a été équipé de 14 sondes *Télémac*, type F2, disposées sur cinq niveaux, comme indiqué sur les figures 6 et 7.

Afin de mesurer le raccourcissement global du pieu, un dilatomètre, constitué d'une tige d'acier de 10 mm de diamètre, scellée au niveau de la pointe du pieu et coulissant librement dans un tube, a été mis en place à l'intérieur de la cage d'armature. Un ressort suffisamment puissant maintenait la tige en tension au-dessus de la tête du pieu et on a mesuré le déplacement de cette tige par rapport à la tête. Cette mesure a permis, en particulier, de contrôler les indications données par les sondes *Télémac*.

4.4 *Déroulement des essais*

Programme de chargement

Le cycle de chargement a été défini par rapport à la charge de service maximale admissible, ou charge nominale du

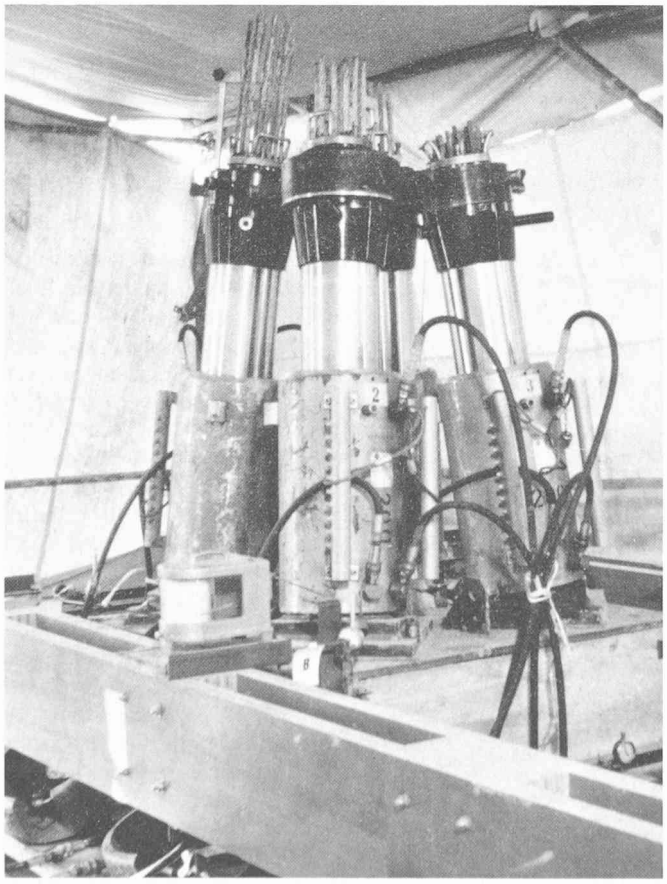

Fig. 5. — Dispositif d'essai.

Fig. 10. — Pieux de fondation d'une galerie technique.

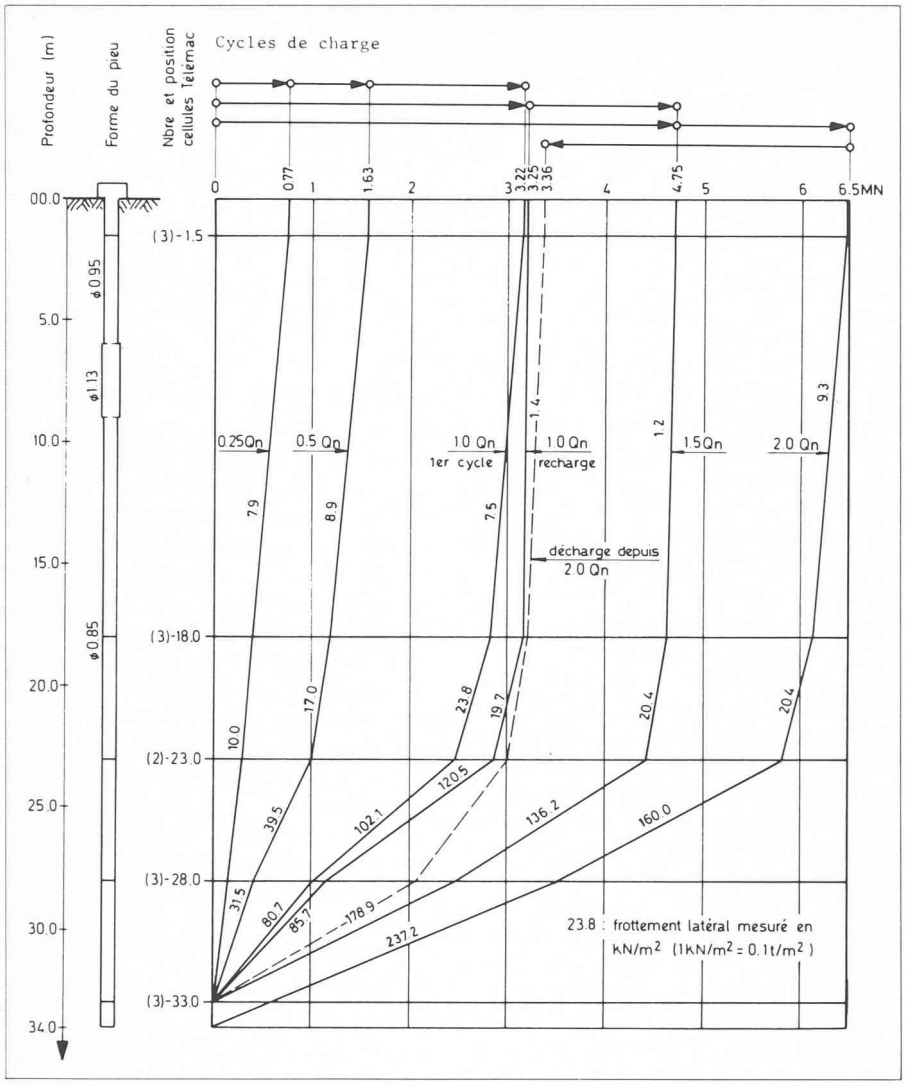

Fig. 6. — Répartition des charges en fonction de la profondeur — Pieu d'essai ouest (BH21).

pieu Q_n. Pour un pieu de 0,85 m, Q_n est égal à 3250 kN environ.

Les cycles suivants ont été programmés :

— 1er cycle :
0-0,125-Q_n-0,25 Q_n-0,50-Q_n-1,0 Q_n-0

— 2e cycle : 0-1,0-Q_n-1,5 Q_n-0

— 3e cycle : 0-1,5 Q_n-2,0 Q_n-0

Chacun de ces huit niveaux de charge devait être maintenu jusqu'à ce que le tassement du pieu se stabilise à $^1/_{100}$ mm en dix minutes.

Le premier cycle avait pour but d'étudier le comportement du pieu sous une charge atteignant progressivement la valeur nominale, le deuxième cycle celui d'évaluer si les conditions de stabilité prévues au cahier des charges étaient respectées et notamment si le coefficient de sécurité au poinçonnement atteignait au moins 1,5 fois la charge de service ; le troisième cycle enfin devait mettre en évidence le coefficient de sécurité effectif.

L'essai du pieu de la zone ouest a débuté le 24 mars 1975. Après le premier cycle, le pieu a été déchargé pendant les fêtes de Pâques. Les deux autres cycles ont été réalisés du 1er au 7 avril. Il est apparu rapidement que le critère de stabilisation n'était pas assez sévère, étant donné les très faibles tassements enregistrés. On a donc décidé, au terme du stade de consolidation primaire du terrain, de passer au palier suivant.

L'essai du pieu de la zone est s'est déroulé du 14 au 29 avril, sans interruption et sans incident.

4.5 *Résultats des mesures*

Déplacements verticaux de la tête du pieu

Ces déplacements ont été reportés, en fonction de la charge, sur les graphiques des figures 8 et 9.

Les lectures des comparateurs ont été légèrement corrigées (de quelques dixièmes de mm) pour tenir compte des mouvements des appuis du cadre de mesure dus au tassement du sol pendant les cycles de chargement. Les mouvements ont été décelés lors des opérations de contrôle par nivellement à partir des trois repères placés dans un rayon de 15 m autour du pieu.

Déplacements horizontaux de la tête du pieu

Les déplacements horizontaux sont en général restés inférieurs aux limites fixées dans le programme d'essai, sauf dans un cas accidentel (panne du circuit hydraulique d'un des vérins).

Mesures des déformations du fût du pieu

Les capteurs de type *Telemac* donnent directement la déformation spécifique $\varepsilon = \frac{\Delta 1}{1}$ enregistrée à l'emplacement de la sonde, sous l'effet d'une charge. Les sondes étant réparties sur toute la longueur du pieu, on peut en outre obtenir par intégration le raccourcissement global et comparer les mesures *Telemac* à celles du dilatomètre.

Un premier groupe de trois sondes a été placé à proximité de la surface du sol. Etant donné qu'à ce niveau la charge appliquée est encore entièrement supportée par le fût bétonné, on a ainsi pu mesurer, par l'application de la loi de Hooke, le module d'élasticité E pour chaque cas de charge et établir une loi contrainte-déformation du béton. Les charges résiduelles non reprises par le terrain, aux divers niveaux intermédiaires du fût, ont alors été calculées ; leur répartition pour les différents paliers étudiés est représentée graphiquement sur les figures 6 et 7. Seul l'état des contraintes après stabilisation figure sur ces diagrammes.

Dans l'ensemble, les cales *Télémac* ont bien fonctionné. Pour le pieu ouest cependant, le raccourcissement global calculé par intégration s'est avéré plus important que celui donné par le dilatomètre. Dans l'interprétation des résultats, ce sont les mesures des sondes *Télémac* qui ont été conservées.

Déformation du terrain autour du pieu

Les mesures de déformation du terrain ont été enregistrées régulièrement au cours des essais. Elles ont mis en lumière les mouvements des traverses du cadre de mesure lors de fortes variations de température et d'humidité et ont conduit à des corrections mineures de certaines lectures des comparateurs.

4.6 *Interprétation des résultats*

Rappelons que le but des essais était de déterminer les valeurs de frottement latéral mobilisées dans les différentes couches de terrain pour un tassement maximal admissible des pieux correspondant à un tassement différentiel entre deux pieux inférieur ou égal à 10 mm.

Il y a lieu, tout d'abord, de remarquer que les courbes charge-enfoncement des figures 8 et 9 indiquent que le rapport entre la charge de poinçonnement et la charge de service est d'environ 2 pour le pieu est et supérieure à 2 pour le pieu ouest ; nous ne nous attarderons pas sur ces valeurs puisque les pieux avaient été volontairement raccourcis (le pieu est a même été arrêté dans la moraine würmienne) pour bien mettre en évidence les forces de frottement latéral. Pour la charge d'essai considérée comme charge nominale (palier $Q = 1{,}0$ QN) soit 3,22 MN pour le pieu d'essai de la zone ouest et 3,47 MN pour celui de la zone est, on a observé des tassements

identiques de 10 mm sur le massif de tête de chacun des deux pieux ; les coefficients tirés des deux essais sont donc tout à fait comparables.

Les résistances effectives mobilisées par frottement latéral ont été déduites des mesures des capteurs *Télémac*. Elles sont indiquées, pour chaque cycle de charge, sur les figures 6 et 7 et résumées dans les tableaux II et III, Q étant la charge appliquée sur le pieu.

Les valeurs entre parenthèses ne correspondent pas aux résultats d'ensemble.

Les écarts proviennent vraisemblablement d'un fonctionnement défectueux des sondes *Télémac*.

TABLEAU II : *Pieu zone ouest*

Couches (profondeur en m)	Frottement latéral $F\,T$ (kN/m²) [1] $Q = 1{,}0\ Q_n$	$Q = 1{,}5\ Q_n$	$Q = 2{,}0\ Q_n$
1,5-18,0 m	7,5	(1,2)	9,3
18,0-28,0 m	62,9	78,3	90,2
28,0-31,0 m	64,6	143,0	186,2
31,0-34,0 m	96,9	214,5	279,3

[1] 1 kN/m² = 0,1 t/m².

TABLEAU III : *Pieu zone est*

Couches (profondeur en m)	Frottement latéral $F\,T$ (kN/m²) $Q = 1{,}0\ Q_n$	$Q = 1{,}5\ Q_n$	$Q = 2{,}0\ Q_n$
1,5-10,5 m	(26,0)	(25,6)	7,7
10,5-19,5 m	30,8	45,3	41,1
19,5-27,5 m	44,9	62,5	97,2
27,5-38,0 m	38,1	74,1	97,5

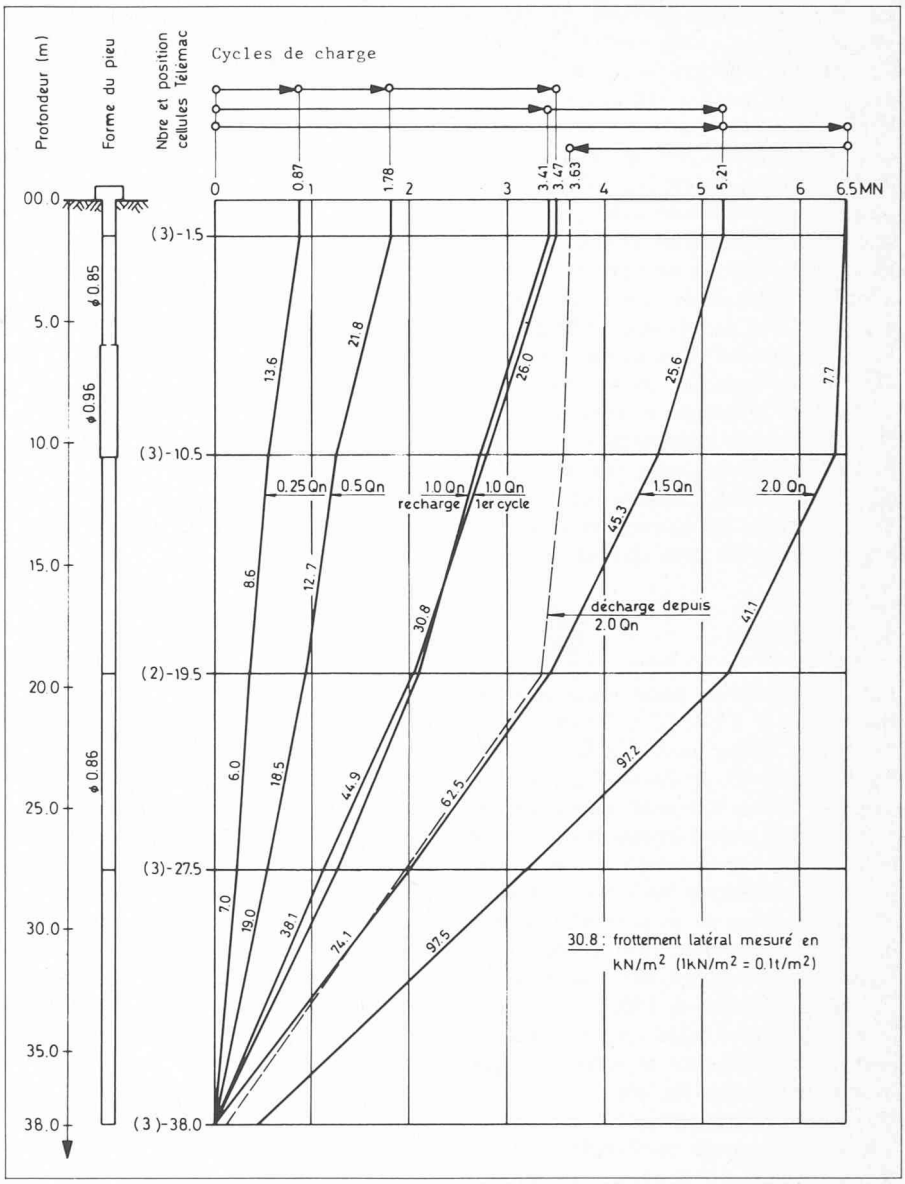

Fig. 7. — Répartition des charges en fonction de la profondeur — Pieu d'essai est (DF22).

Parallèlement, des essais de cisaillement au scissomètre de poche avaient été effectués en grand nombre pendant les sondages de reconnaissance, de même que pendant le forage des pieux d'essai.

Une répartition schématique de ces valeurs est également reportée sur les figures 3 et 4.

Une corrélation entre la résistance effective au frottement latéral et la résistance au scissomètre de poche peut ainsi être mise en évidence. C'est bien là le but essentiel des essais entrepris car une telle corrélation permet, dans des terrains aussi hétérogènes que ceux rencontrés dans le secteur de l'EPFL à Ecublens, de dimensionner les pieux *in situ*, de cas en cas, sur la base des valeurs des résistances effectives mesurées au scissomètre sur les matériaux excavés lors du forage de chaque pieu.

Avant de déterminer les valeurs admissibles du frottement latéral applicables au dimensionnement des pieux, quelques remarques préliminaires s'imposent :

— d'une manière générale, le tassement d'un pieu isolé, sous sa charge nominale, est environ deux fois plus faible que celui du même pieu inclus dans un groupe. Il s'ensuit que les efforts mobilisables par un pieu dans un groupe sont supérieurs à ceux d'un pieu isolé. Pour tenir compte de ce phénomène, nous avons admis que les efforts mobilisables par les pieux en groupe correspondraient à ceux mesurés sur les pieux d'essai soumis à une charge $Q = 1{,}5\ Q_n$. Sous cette charge, les pieux d'essai ont, en effet, subi des tassements de l'ordre de 20 mm, soit le double du tassement mesuré sous la charge nominale ;

— avec le temps, on observe généralement un report de la charge sur les couches inférieures. Au cours de l'essai de chargement du pieu de la zone ouest, on a effectivement observé ce phénomène et il est à noter que, si la charge s'est transmise à la moraine de fond, l'effort de pointe n'a cependant pas augmenté en cours de palier. Les pieux d'essai ont donc bien repris l'ensemble des efforts par frottement latéral, l'effet de pointe restant négligeable.

En admettant un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,5 entre les efforts de frottement mobilisables et les frottements admissibles, on constate que le rapport entre les mesures de cisaillement au scissomètre de poche (Su) et les valeurs de frottements latéraux admissibles pour une charge $Q = 1{,}5\ Q_n$, sont comprises entre 2,5 et 4 pour les couches superficielles tendres (jusqu'à 20 m environ) et de 1,1 à 1,5 pour les sols fermes, puis compacts, des couches inférieures.

Les résultats relatifs aux couches superficielles ont ainsi confirmé le premier essai entrepris en 1974 sur un pieu court, à la suite duquel le Laboratoire H.-B. de Cérenville avait recommandé de prendre en considération, pour les sols alluvionnaires et les moraines argileuses situés entre 0 et 20 m, la relation $Ft = \frac{Su}{3{,}7}$.

Au-delà de 20 m, en revanche, la relation $Ft = \frac{Su}{1{,}4}$ a été adoptée dans les calculs à la suite des essais décrits dans cet article. Ceci représente un accroissement considérable de la capacité portante de la moraine würmienne par rapport aux valeurs qui auraient été prises en compte en l'absence d'essais.

Les essais ont enfin démontré que, pour les déplacements admissibles fixés par l'utilisateur, la résistance en pointe mobilisée dans la moraine würmienne est très faible.

Les conséquences sur le dimensionnement des pieux ont été importantes, principalement pour les services généraux et académiques, partie est, et pour le département de physique où l'on rencontre la moraine würmienne sur une grande épaisseur, soit depuis une profondeur de 10 m environ et jusqu'à plus de 40 m. Dans cette zone, les pieux supportant une charge inférieure à 400 t n'ont pas été fichés dans la moraine de fond comme prévu initialement, mais ont été arrêtés aux profondeurs calculées en fonction des résistances au scissomètre et effectivement mesurées dans chaque forage.

5. Conclusion

Les deux essais de pieux longs exécutés sur le site de l'EPFL, à Ecublens, ont permis de définir une corrélation entre les résistances au frottement latéral, mesurées *in situ* au scissomètre de poche, et le frottement latéral à prendre en compte pour le dimensionnement des pieux, pour les différentes formations traversées. Sur la base de cette corrélation, des règles de dimensionnement applicables à l'ensemble des pieux de fondation de l'EPFL, au nombre de 1500 environ pour la seule première étape, ont été définies, permettant d'adapter chaque pieu aux conditions locales (fig. 10).

On a ainsi évité tout surdimensionnement qui aurait découlé de l'application de règles générales, donc conservatrices. Il en est résulté des économies :

— *de temps:* le respect des délais était une des clauses contraignantes des cahiers des charges des entreprises de pilotage, étant donné l'importance du chantier et l'imbrication des diverses phases de construction ;

— *d'argent:* l'adaptation de chaque pieu aux caractéristiques géotechniques rencontrées lors du forage a permis d'éliminer toute longueur forée superflue dans les couches profondes qui sont, par définition, les plus compactes et les plus coûteuses à réaliser.

Le comportement satisfaisant des bâtiments actuellement en service et les premières mesures de contrôle des tassements, effectuées notamment de mars 1976 à mars 1978, ont démontré la validité de la méthode de dimensionnement.

Adresse des auteurs
Jean-Marc Juge
Francois Vuilleumier, Dr ès sc. techn.
c/o Bonnard & Gardel
ingénieurs-conseils SA
Case postale 1012
1001 Lausanne

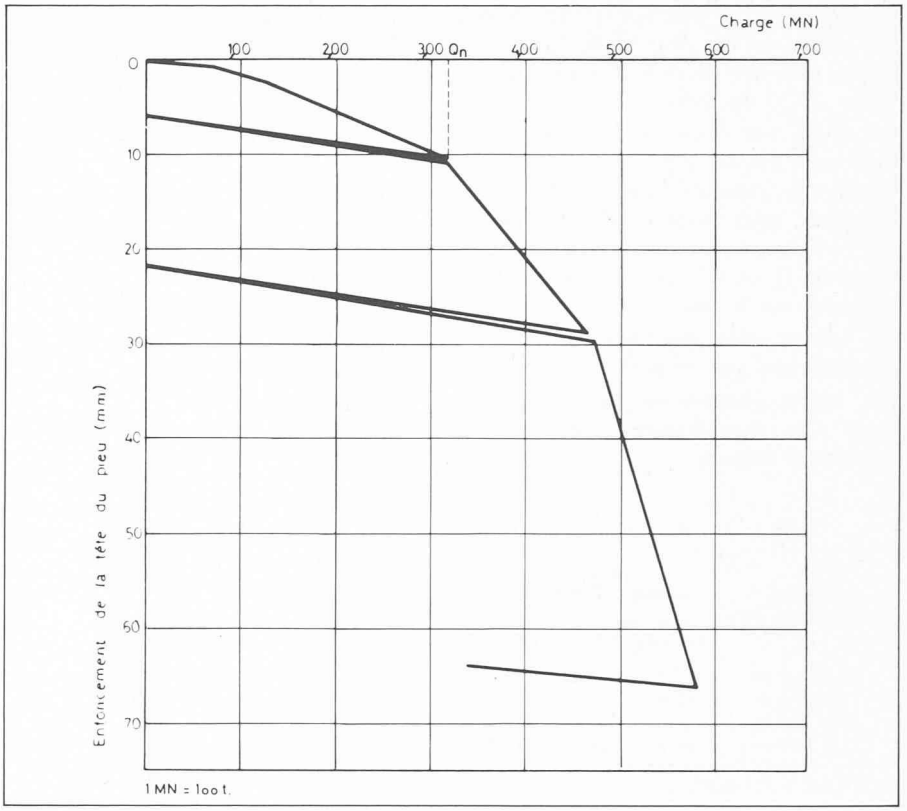

Fig. 8. — Déplacement vertical de la tête du pieu en fonction de la charge appliquée — Pieu d'essai ouest (BH21).

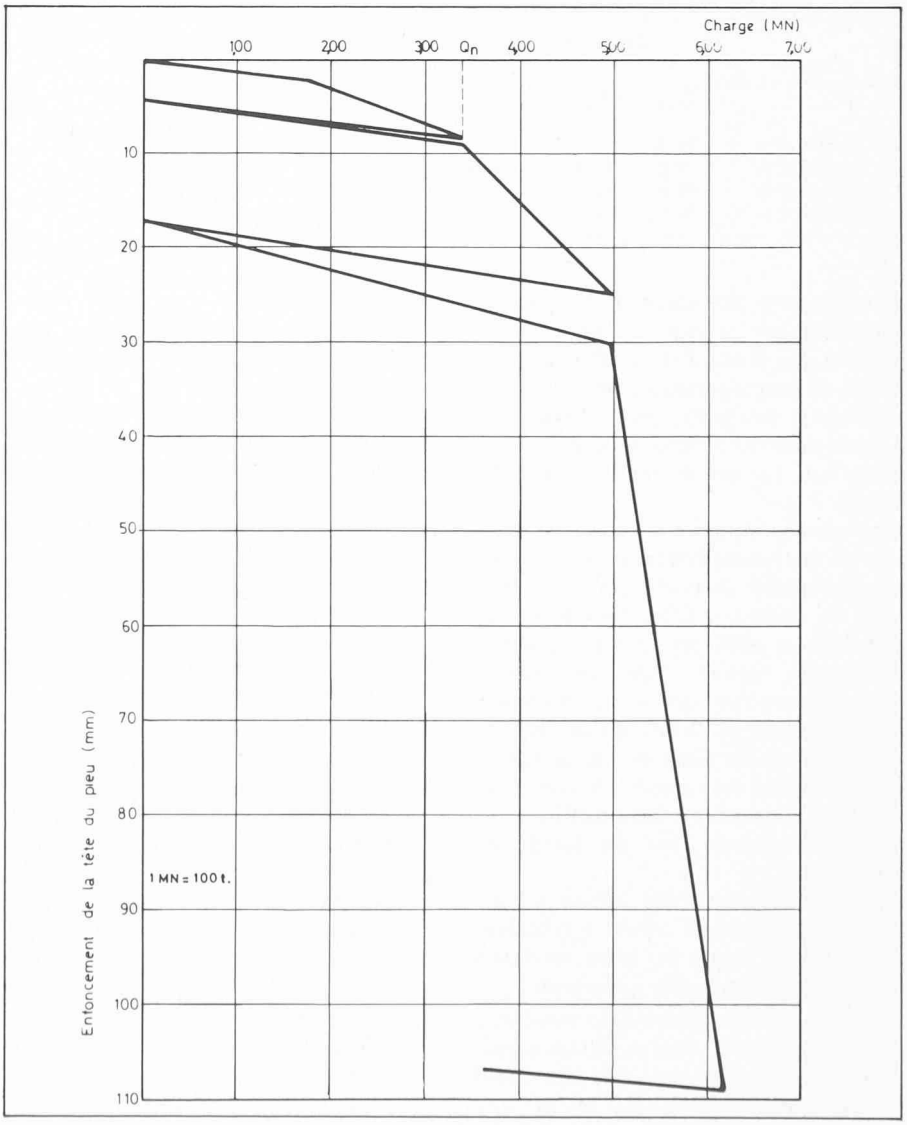

Fig. 9. — Déplacement vertical de la tête du pieu en fonction de la charge appliquée — Pieu d'essai est (DF22).