

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 105 (1979)
Heft: 11

Artikel: Métro de Sao Paolo, tirants provisoires dans des sols argileux
Autor: Ferrari, Oladivir Antonio / Bosson, Yves
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-73826>

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: 22.05.2025

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

Métro de São Paulo, tirants provisoires dans des sols argileux

par Oladivir Antonio Ferrari, São Paulo et Yves Bosson, Romont

1. Le métro de São Paulo

Les premières études défendant l'implantation à São Paulo d'un système de transport sur rails datent de 1927. La ville comprenait alors 750 000 habitants. La grande crise économique des années 30 puis la deuxième guerre mondiale empêchèrent l'éclosion de ces idées. En 1945, 47 et 48 furent réalisées trois études qui demeurèrent de simples propositions académiques. Ainsi en 1950, avec 2 500 000 habitants, São Paulo se trouva confrontée à des problèmes de transport qui allèrent en s'aggravant.

L'apparition de l'industrie automobile semblait devoir ouvrir sur une solution.

Cependant la rapide croissance du trafic automobile rendit urgente l'exécution d'un système de voies routières qui repoussèrent de plus d'une décennie l'exécution d'un métro. Effectivement, le pas décisif fut fait en 1966 avec la création du GEM (Grupo Executivo Metropolitano) qui avait pour mission de mener à terme l'implantation d'un métro. Dans cette optique, le GEM ouvrit un concours international qui fut gagné par le Consortium HMD (Hochtief — Montreal Empreendimentos SA — Deconsult). Celui-ci présenta en 1968 le projet d'un réseau de 66 km avec, comme épines dorsales, les axes nord-sud et est-ouest. Les travaux d'exécution commencèrent cette même année avec l'axe nord-sud. En raison de

difficultés financières, les travaux sur cet axe se prolongèrent jusqu'en 1975.

Entre-temps, la GEM se transforma en CMSP (Companhia do Metropolitano de São Paulo). Avant la conclusion des travaux de la première ligne, elle prépara les étapes suivantes en revoyant les études du réseau de base proposé par le HMD à la lumière des nouvelles réalités du développement de la ville. En effet, le cadre de la vie urbaine de São Paulo subit ces dernières années des modifications importantes aussi bien sur le plan économique et démographique que sur le plan institutionnel et territorial. La région métropolitaine de São Paulo, qui comprenait en 1970 8 140 000 habitants, s'accroît chaque année de plus de 500 000 habitants. L'expansion industrielle possède un taux de croissance supérieur à celui de la démographie.

Le nouveau système de base, en constante réadaptation, se compose de cinq lignes et possède une extension de 117 km. Sa structure est radioconcentrique. Elle s'appuie sur la coordination des différents systèmes de transport. Celle-ci comprend d'une part l'intégration physique et tarifaire des modes collectifs (métro, trains, bus) et d'autre part l'articulation entre les modes collectifs et particuliers (automobiles et taxis).

L'étude de mise à jour du système conclut à l'exécution immédiate d'une seconde ligne : la ligne est-ouest. Les travaux commencèrent en 1976. La partie est devrait être mise en service en 1980.

2. L'un des ouvrages : puits dans un sol argileux

La ligne est-ouest croise la ligne nord-sud au centre de la ville. Cette zone urbaine possède une grande densité de hauts édifices et un relief relativement mouvementé. Dès lors le passage des lignes du métro n'est possible qu'avec la construction de tunnels. Ceux-ci sont construits par la méthode du bouclier (shield). Au centre de la ville, le début de l'excavation se fit à partir d'un puits. Situé au milieu des voies, ce puits devait permettre le montage des machines-boucliers, le montage des anneaux et leur positionnement pour le début de l'excavation. Durant l'avancement des travaux, il devait aussi servir à l'alimentation des fronts de travail ainsi qu'à l'évacuation des matériaux excavés. Par la suite, il devra permettre la construction d'une sortie de secours et de canaux de ventilation.

3. Description de l'ouvrage

Le puits, de forme carrée, avait une surface d'excavation de 400 m². Ses dimensions cherchaient à satisfaire les nécessités fonctionnelles : les 20 m de largeur correspondent à deux tunnels parallèles de 6 m de diamètre, séparés par un espace équivalent ; les 20 m de longueur répondent aux nécessités du montage des anneaux, de la structure de support et de l'équipement pour le départ de la machine-bouclier (fig. 1).

La profondeur du puits était de 14,50 m. Dans la partie centrale, entre les tunnels, la profondeur d'excavation fut augmentée de 4 m pour permettre le dépôt des sols d'excavation de telle façon que le volume pouvant être accumulé corresponde à un jour de production. Ceci permit l'évacuation des matériaux par camion durant la nuit.

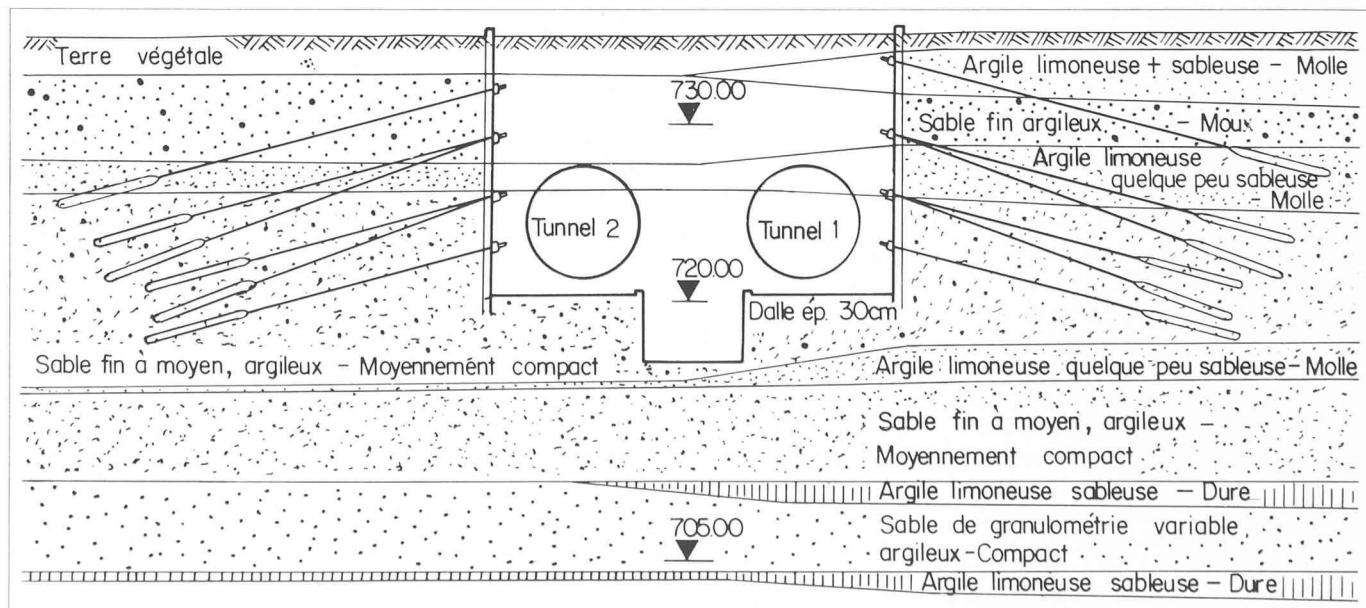


Fig. 1. — Profil géotechnique et coupe type du puits (20 x 20 x 14,50 m) avec le départ des deux tunnels et la position des tirants.

4. Caractéristiques du sous-sol

Sur place, divers sondages à percussion de 2 1/2 pouces furent effectués, leur profondeur variant de 30 à 35 m, ainsi que des essais pour définir les caractéristiques des matériaux. En même temps, dans la région proche du puits et située sur le chemin des tunnels, fut développée une campagne d'essais visant à évaluer les caractéristiques des diverses couches de sol et à déterminer le comportement du niveau de la nappe phréatique.

Ainsi les profils du sol montrèrent la présence d'une couche superficielle de remblais d'épaisseur variant de 1 à 3 m. Suivait immédiatement une couche d'argile molle jusqu'à une profondeur d'environ 8 m, dans laquelle s'intercalait une couche de sable mou. A partir de cette profondeur apparaissaient des sables plus compacts. Le niveau de la nappe phréatique se situait entre 3 et 4 m de la surface du terrain.

5. Type d'éclayage utilisé

Afin de rendre possible l'excavation du puits jusqu'à une profondeur de 14,50 m, il fut prévu pour les quatre parois un système utilisant des profils métalliques CS 500×220 enfoncés comme des pieux tous les 2 m et des panneaux de bois de 10 cm d'épaisseur. A cause de l'utilisation du puits, d'une part pour l'évacuation des matériaux d'évacuation, il convenait de maintenir l'intérieur libre de tout étau. Dès lors la solution appropriée était de soutenir les parois par des tirants. Cependant cette solution ne pouvait s'appliquer aux parois frontales du puits — dans le sens longitudinal de la ligne — dans lesquelles allaient être perforés les quatre tunnels prévus. La solution adoptée fut donc de soutenir les parois frontales par des profils métalliques. Ceux-ci, profils CS 400×156, étaient placés sur quatre niveaux et appuyés sur des pieux métalliques centraux.

Une dalle armée fonctionnant comme étau du niveau inférieur recouvrait le fond du puits. Pour lutter contre les sous-pressions, elle fut dimensionnée à 30 cm d'épaisseur.

6. Abaissement de la nappe phréatique

Pour permettre la poursuite de l'excavation sous le niveau de la nappe phréatique et pour alléger les sous-pressions sous le radier de fonds, un système de rabaissement et de contrôle de la nappe fut exécuté au moyen de dix puits gravitationnels placés tous les 8 m, de cinq indicateurs et de deux piézomètres.

Lors de l'abaissement de la nappe, les édifices situés dans la zone d'influence furent équipés pour permettre de surveiller leur comportement aux tassements.

Les tassements observés furent de l'ordre de 5 mm.

7. Les tirants

7.1 Tirants projetés

Les parois latérales étaient tenues par 96 tirants de capacité de charge de 40 t, disposés sur quatre niveaux avec une plus grande concentration aux niveaux intermédiaires. La charge était distribuée sur les parois par des longrines métalliques au bout desquelles étaient fixées les têtes d'ancrage.

Les tirants étaient inclinés de 15 degrés et avaient un espacement variable de 0,70 à 2 m. Pour éviter des interférences possibles, on chercha à maintenir une distance minimum de 1,30 m entre les centres des bulbes, ce qui impliqua pour quelques tirants une inclinaison différente. Au premier niveau, les bulbes se situaient à une profondeur supérieure à 5 m à partir de la surface du terrain.

Les longueurs des tirants furent calculées en admettant pour le sol la condition de poussée active et les vérifications aux exigences de stabilité interne et externe. Les longueurs libres varièrent de 14 m à 19 m, celle du bulbe étant de 6 m.

7.2 Tirants utilisés

Le tirant utilisé, monté sur le chantier même, était constitué de 12 fils de 8 mm en acier CP 125/140, protégés par une peinture bitumineuse, des gaines plastiques et un recouvrement de coulis dans la zone du bulbe. Pour la pose furent exécutées des perforations de 4 pouces, avec utilisation partielle de bentonite. La partie formant le bulbe était pourvue de valves du type manchette, tous les 0,50 m, à travers lesquelles était injecté le liquide de ciment sous pression. En cas de nécessité, les réinjections étaient possibles.

Le système de précontrainte utilisé était du type Freyssinet, avec une tête d'ancrage constituée de deux pièces mâle et femelle qui permettaient la vérification de l'état de tension dans les câbles ainsi que des tensions postérieures.

8. La précontrainte effective, essais

8.1 Orientation suivie

A cause des caractéristiques locales du sol, la zone des bulbes se composant de sables avec une couche supérieure d'argile molle, il fut décidé de procéder à des essais sur place pour évaluer le comportement réel des ancrages injectés dans le type de sol rencontré. Avec le type d'ancrage admis, on réalisa l'essai de qualification. Les normes brésiliennes NB 565 classent les essais d'ancrage en essai de base, de qualification et de réception. A travers l'essai de base, on vérifie l'adaptation d'un certain type d'ancrage injecté. Dans cet essai, l'objectif principal est de vérifier la bonne exécution de l'ancrage

en observant la formation du bulbe, la centralisation du tirant dans celui-ci, la qualité de l'injection et la définition correcte de la longueur libre au moyen de l'excavation de l'ancrage après l'essai de charge. Dans l'essai de qualification, on vérifie dans un terrain donné le comportement d'un type d'ancrage injecté ayant déjà fait ses preuves dans l'essai de base. Cet essai est un test de charge-déformation soigneusement suivi. Comme dans celui de base, on vérifie la capacité de charge de l'ancrage, ses déformations en fonction du temps et le calcul de la longueur libre du tirant à partir des déformations observées. L'essai de réception est réalisé sur tous les ancrages, vérifiant leur capacité de charge et de déformation.

8.2 L'essai de qualification

L'essai de qualification, n'exigeant pas l'excavation du bulbe pour la vérification de son comportement, fut prévu pour être réalisé avec des tirants de l'ouvrage même. Dans cette optique, on choisit trois tirants des parois de soutènement, sur deux niveaux différents et situés en des points opposés, des deux côtés du puits.

Les travaux de perforation et d'injection commencèrent par les tirants choisis. Durant le temps de cure de sept jours avant la précontrainte, les autres tirants du même niveau furent perforés et injectés. L'essai de qualification fut réalisé durant la cure de ces tirants, les résultats obtenus et interprétés devant définir les conditions de précontrainte des tirants restants sans préjudice du déroulement des travaux.

Le lieu de la réalisation de l'essai fut couvert et isolé, les charges de précontrainte appliquées au moyen d'un vérin hydraulique avec pompemanomètre, le système ayant été étalonné et calibré. On utilisa pour les déformations cinq extensomètres avec une précision de lecture de 0,01 mm montés sur un système de référence enfoncé dans le sol et éloigné de la zone d'influence du tirant (fig. 2). Deux extensomètres, installés sur les câbles diamétralement opposés, furent employés pour mesurer le déplacement des fils. Un troisième, installé à la tête du vérin, fut prévu comme contrôle tandis que les deux instruments restants furent utilisés pour mesurer la déformation de la poutre d'appui de la tête de l'ancrage.

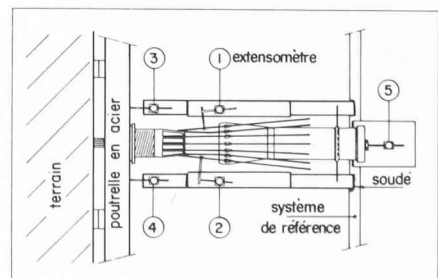


Fig. 2. — Mesure des déformations au moyen de 5 extensomètres.

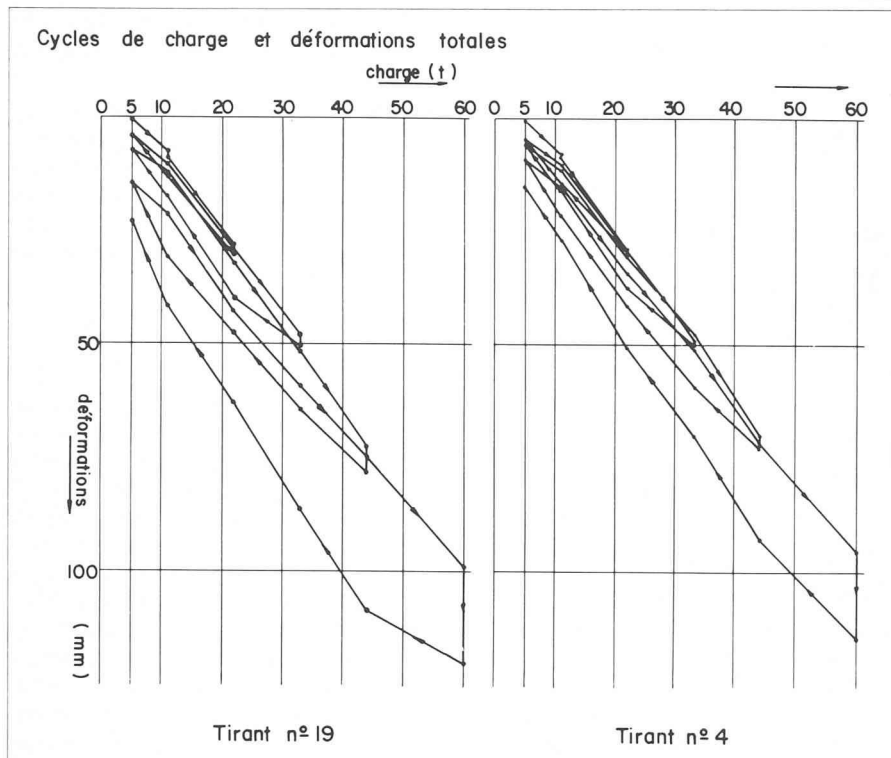


Fig. 3. — Essais de qualification : tests de charge-déformation soigneusement suivis.

Les caractéristiques de l'acier utilisé dans la construction des tirants furent contrôlées par des essais de traction sur dix éprouvettes choisies sur place.

Les tirants dont la charge de service est de 40 t, furent tendus jusqu'à 60 t dans des cycles successifs de charge-décharge avec des étapes correspondant à 15 % de la force d'écoulement de l'acier (fig. 3). Au début, les vérins marquèrent une force F_0 de 5 t avant les premières déformations de l'acier. Pour chaque étape de charge, on mesura les déformations totales du tirant. Les décharges jusqu'à la charge initiale nous fournirent les déformations permanentes. Avec ces données, on pouvait obtenir la déformation élastique et ainsi évaluer la longueur libre du tirant. Avant chaque décharge, les déformations sous charge constante furent observées jusqu'à la stabilisation (critères de stabilisation normalisés). La durée totale moyenne fut d'environ 12 heures pour chaque essai.

Les déformations totales furent séparées en déformations élastiques et déformations permanentes et reportées en fonction des charges. Ce procédé permet l'évaluation de l'ancrage injecté : sa capacité de charge, la longueur libre, les déformations permanentes et les pertes de charge par attrition (Pa) lors de la mise en tension (fig. 4).

Ainsi, ayant admis la proportionnalité entre les déformations et considérant les caractéristiques de l'acier et des charges appliquées, on put tracer les droites a et b. Ces droites définissent les extrémités acceptables pour les déformations élastiques. Les points R et S sont définis selon les normes mentionnées dans la bibliographie. La courbe des déforma-

tions permanentes fournit une référence quant à la stabilisation du bulbe de l'ancrage. Dès lors, avec cet essai, se trouvaient fixées les caractéristiques de l'ancrage aux conditions locales et la fiabilité de l'exécution en série des tirants projetés.

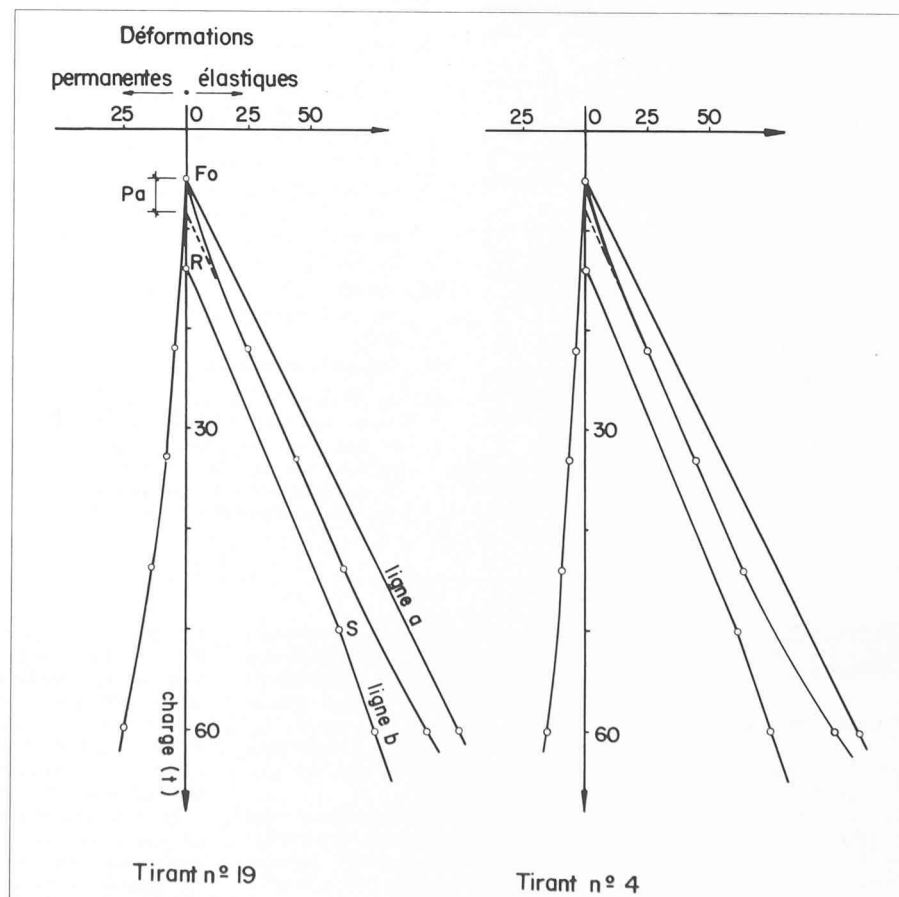


Fig. 4. — Essais de qualification : séparation en déformations élastiques et déformations permanentes. Ce procédé permet l'évaluation des capacités de charge, des longueurs libres et des pertes de charge par attrition.

9. Les essais de réception

L'exécution en série fut faite pas à pas avec l'utilisation de bulletins individuels simplifiés où étaient indiquées outre les caractéristiques de chaque tirant, les conditions de perforation et d'injection, la consommation de ciment et la variation de pression de chaque phase.

Après la période de cure d'environ une semaine, les tirants furent prêts pour la mise en tension tout en étant soumis à l'essai de réception. Ce test rapide de tension-déformation, exécuté sur chaque tirant durant la mise en tension, confirme la capacité de charge individuelle et la longueur libre effective autorisant le blocage de l'ancrage. Les tirants furent tendus, à partir de la charge initiale F_0 , jusqu'à la charge maximale de 48 t, par paliers de 8 t (16, 24, 32, 40, 48 t), tout en mesurant les déformations totales. Dix pour cent des tirants furent tendus jusqu'à une charge de 1,5 fois la charge de service. Après la stabilisation à la charge maximale, les tirants furent déchargés jusqu'à la charge initiale afin de pouvoir mesurer la déformation permanente. Les déformations élastiques furent comparées avec les droites a et b définies pour chaque niveau de tirants, obtenant ainsi l'évaluation de la longueur libre réelle (fig. 5).

Une fois essayés, les tirants étaient bloqués avec 80 % de la charge de travail, valeur fixée selon les calculs pour la poussée active.

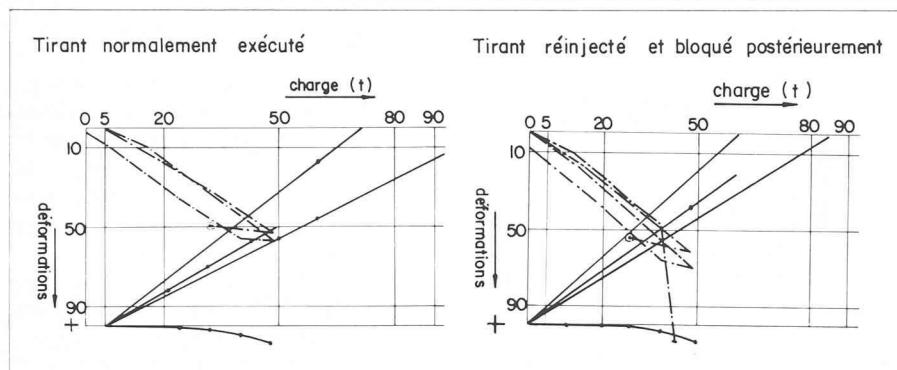


Fig. 5. — Essais de réception: mesure de la déformation permanente et comparaison des déformations élastiques avec les droites a et b.

10. Analyse des résultats

Par l'analyse générale des bulletins d'accompagnement de chaque tirant, on peut encore faire les remarques suivantes :

- a) Les injections furent effectuées en diverses phases à 12 heures d'intervalle pour la prise initiale du ciment. A chaque phase avait lieu une augmentation de pression. Les pressions utilisées varièrent de 5 à 25 kg/cm².
- b) Le coulis de ciment injecté, avec un facteur $E/C = 1/2$, présenta une consommation moyenne de l'ordre de

950 kg. La plus grande absorption fut trouvée au 1^{er} niveau, ce que tout indiquait à l'avance : le moindre recouvrement de la zone du bulbe et la proximité de la couche de remblais.

- c) Douze pour cent des ancrages furent réinjectés et retendus. La plus grande incidence de cette opération arriva au 2^e niveau où la consommation moyenne de ciment par tirant fut inférieure aux autres niveaux.
- d) Les déplacements élastiques moyens obtenus avec 1,2 fois la charge de service furent de l'ordre de 67 mm au 1^{er} niveau, de 57 mm au 2^e et de

50 mm aux deux niveaux inférieurs projetés avec la même longueur théorique.

- e) Les plus grandes déformations permanentes moyennes se produisirent, comme on devait s'y attendre, au 1^{er} niveau, à cause du poids plus faible des sols surjacents et de la couche d'argile molle dans la région des ancrages.

11. Conclusion

L'ensemble des mesures adoptées pour l'accompagnement des travaux et la réalisation d'essais préliminaires rigoureux avant l'exécution en série des ancrages projetés, l'élaboration systématique de bulletins individuels allant de la phase de perforation jusqu'à la précontrainte et l'établissement de conditions définies pour l'acceptation de chaque tirant soumis au test de réception, mit en mesure d'exiger, dans quelques cas, des opérations de correction. Il faut aussi enregistrer que, sur un total de 96 unités exécutées, il n'y a pas eu de perte de tirant réinjecté et abandonné.

12. Remerciements

La construction du puits a été exécutée par l'entreprise Construções e Comercio Camargo Correa tandis que l'exécution des tirants fut réalisée par la firme Rodio SA. La Compagnie du Métro de São Paulo, propriétaire de l'ouvrage, répondait du projet et de la surveillance des travaux. A tous vont nos remerciements pour nous avoir permis de présenter ce travail.

La réalisation du métro de São Paulo, l'une des grandes œuvres de génie civil du monde actuel, confirme le niveau mondial de la technique brésilienne et sa position de leader du continent sud-américain.

Adresse des auteurs :

Oladir Antonio Ferrari
ingénieur civil
Métro - PCI - CGE
São Paulo
Yves Bosson
ingénieur civil EPF SIA
c/o Y. B. ingénieurs-conseils SA
Grand'Rue 44, 1680 Romont

Bibliographie

1. LARSON M., WILLETT W., HALL H. et GNAEDINGER J. : *A case study of a soil anchor tiebacks system*. Proc. ASCE Spec. Conf. of Earth and Earth-Supported Structures Purdue University (1972).
2. *Ancoragens Injetadas no Terreno*. ABNT-NB 565.
3. KUHN B. A. : *Ancoragens Provisórias em Solos Argilos no Metrô de São Paulo*. Annales du 4^e Congrès ABNS (1970).
4. *Anchorages Tests in clays for the construction of S. Paulo Subway*. Annales du 7^e Congrès Int. Méc. des Sols et Fondations, Mexico 1969.
5. MAFFEI C. E. M., SIMAO J. C., HARADA T. et CONCALVES C. : *Aspectos e Dificuldades Apresentadas no Projeto de Túneis em Couraça na Linha L-O no Metrô S.P.* Rev. Construção Pesada no 75.
6. OSTERMAYER H. : *Construction, Carrying behavior and creep Characteristics of ground anchors*. Proc. Conf. Diaphragm Walls and Anchorages, I.C.E., London (1974).
7. DIN 4125 sur les ancrages provisoires.
8. ISHIBASHI H. et BUSCHINELLI J. A. : *Ensecadeira de Estacas Pranchas Metálicas Atirantadas para Contenção de Solo Mole*. Annales du 5^e Congrès Pan-Américain de Méc. des Sols et Fondations (1975).
9. *Especificações de Serviço para Paredes de Escoramento Provisório Ancoradas por Tirantes*. Compagnie du Métro de São Paulo.
10. *Normalização de Estruturas de Arrimo Ancoradas*. Revue Geotecnica n° 9.
11. Rapports de chantier — Rodio SA.
12. O. FERRARI : *Um caso de atirantamento aplicado no centro da cidade de São Paulo nas obras do poço de partida do shield*. Annales du 6^e Congrès brésilien de Mécanique des Sols et Fondations (1978).

Bibliographie

Introduction à la mécanique

Par Pierre Y. Willems. — 1 vol. 16×24 cm, 208 pages, broché, Ed. Masson, Paris 1979.

Cet ouvrage s'adresse principalement aux étudiants du premier cycle en sciences et aux étudiants des écoles et Facultés d'ingénieurs.

La présentation de l'ouvrage ne suit pas le schéma traditionnel

qui consiste à donner l'ensemble des concepts de base séparément pour les différents modèles de distribution de matière (mécanique du point, du solide, des milieux continus). La mécanique y est abordée de manière globale.

L'exposé est axiomatique bien que basé sur des faits expérimentaux. Une importance particulière est accordée à la définition des systèmes matériels ainsi qu'à la description du mouvement des corps qui le composent et des interactions entre ces corps.

Comme l'avait fait Euler, il y a plus de deux siècles, les équations fondamentales de la mécanique sont présentées sous la forme d'équations de translation et de rotation indépendantes, c'est-à-dire en évitant de se donner a priori des hypothèses (équivalentes à l'hypothèse de Cauchy en mécanique des milieux continus) qui permettent de déduire les équations de rotation des équations de translation.

La mécanique d'Alembert découle alors d'un principe de travaux virtuels obtenu à partir

de ces lois générales et de la définition de déplacements et de rotations virtuelles (ou ce qui est équivalent, d'un principe de puissance virtuelle à partir de ces mêmes lois et de vitesses et vitesses angulaires virtuelles). La mécanique lagrangienne et hamiltonienne (y compris les transformations canoniques et la théorie de Hamilton-Jacobi) y est ensuite traitée sans faire appel aux principes variationnels, et est placée dans un cadre plus général que celui de la mécanique du point.