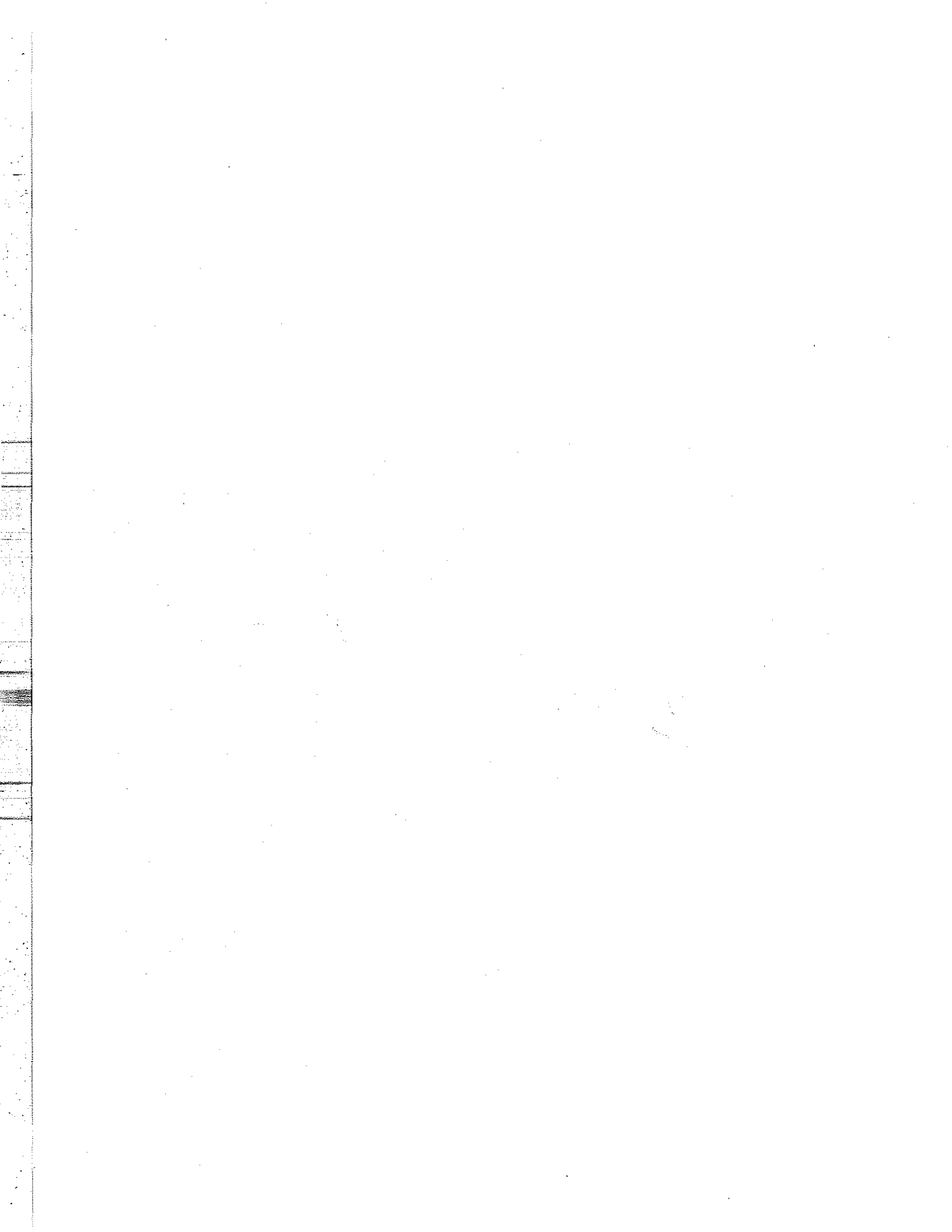


Observations et essais en vraie grandeur

Observations and full-scale experiments



La session est ouverte sous la présidence de

M. LE FRANC

Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, France

M. LE FRANC

Nous allons donc entamer la 5e et dernière session de ce Colloque qui a été consacré aux techniques de renforcement des sols par la terre armée ou autres techniques, Colloque qui, je crois, a été particulièrement intéressant et fructueux tant en raison du volume et de l'intérêt des communications présentées que du nombre de spécialistes venus du monde entier, ainsi que de la qualité des débats qui ont eu lieu au cours des différentes sessions. Bien que n'étant pas personnellement un spécialiste des sols, les sujets traités au cours de ce Colloque m'intéressent à un double point de vue : d'une part en raison de mes fonctions de responsable du secteur Ouvrages d'art au Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, mais surtout en raison du fait qu'un document français vient d'être mis au point et qui constitue en quelque sorte le recueil des spécifications qui vont être appliquées désormais à la construction des ouvrages en terre armée en France. La mise au point de ce document marque certainement une étape importante dans la réglementation française. En définitive c'est donc pour moi à la fois un honneur et un plaisir de présider cette dernière session.

Après les problèmes de conception et de calcul, des techniques de construction, des règles d'utilisation ou des domaines d'utilisation, de la durabilité, nous allons aborder avec le thème Observations et essais en vraie grandeur, un problème particulièrement important et qui est celui du comportement global des ouvrages en terre armée.

Malgré un palmarès déjà très impressionnant dû, je le pense, à la richesse potentielle de l'invention de Monsieur Vidal, la terre armée est une technique qui est relativement jeune puisque les premiers ouvrages importants datent, je crois, de 10 ou 12 ans.

Cette simple remarque souligne l'importance et l'intérêt, d'une part des recherches de diverses natures qui ont pu être entreprises et qui continuent à être entreprises, d'autre part des expérimentations qui ont eu lieu sur divers ouvrages, et il m'apparaît à la fois nécessaire et utile que ces expérimentations soient poursuivies. Je crois devoir insister sur cette notion d'expérimentation en vraie grandeur. D'une façon générale, et en particulier dans le domaine des ouvrages de génie civil, l'expérimentation en vraie grandeur joue certainement un rôle irremplaçable, et c'est bien elle qui a soutenu en bonne partie le développement du procédé de la terre armée. C'est pratiquement en effet la seule façon d'apprécier correctement le comportement général des ouvrages. Une telle expérimentation permet en particulier d'intégrer les différents problèmes concernant la conception, la réalisation, mais également le comportement et la tenue sous les charges permanentes et sous les charges d'exploitation. Elle permet d'intégrer ces différents problèmes et donc de tenir compte de leur interaction, ce qui est important. En contrepartie, pour donner des résultats satisfaisants, il faut bien avoir conscience qu'une expérimentation doit être menée avec une approche aussi scientifique que possible des problèmes. C'est un aspect qu'il ne faut pas oublier et qui implique une préparation particulièrement soignée, au niveau des objectifs poursuivis mais également des dispositifs expérimentaux, des mesures, de leur interprétation et bien entendu des conclusions qui peuvent en être dégagées. En résumé l'expérimentation en vraie grandeur en permettant d'apprécier les limites d'un procédé ou d'une technique ou d'un type d'ouvrage, par exemple, me paraît jouer un rôle tout à fait primordial pour la mise au point d'une telle technique et corrélativement pour l'établissement de ce qu'on peut appeler l'ensemble des règles permettant de réaliser des ouvrages offrant une sécurité convenable. Or, réaliser des

ouvrages ayant une qualité et donc une sécurité convenable doit être l'objectif essentiel et le souci permanent de tout constructeur digne de ce nom.

Le thème de notre session a fait l'objet d'un certain nombre de communications, une dizaine je crois, qui vous seront présentées tout à l'heure par notre rapporteur général, mais je voudrais à ce propos, faire une seule remarque : ces communications concernent en premier lieu des ouvrages qu'on peut qualifier de classiques, et dont les résultats viennent s'ajouter à tous ceux qui ont été déjà accumulés depuis la naissance du procédé de la terre armée. Mais, par ailleurs, ces communications concernent également des ouvrages où l'on est allé au-delà des limites habituelles, ou usuelles, et de ce fait les résultats qui ont été obtenus sont particulièrement intéressants.

Je n'irai pas plus loin dans cette entrée en matière, et je vais laisser le soin à Monsieur Baguelin de vous présenter et commenter les différentes communications. Vous connaissez à peu près tous, j'en suis sûr, Monsieur Baguelin, qui après de brillantes études en France complétées par un séjour au M.I.T., est au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées depuis pratiquement 10 à 12 ans, où il dirige à l'heure actuelle le Département Sols et Fondations. Il est l'auteur d'ouvrages et de conférences faites dans les différentes parties du monde ; c'est donc un brillant spécialiste de la mécanique des sols et des fondations, et qui est particulièrement qualifié pour vous présenter le sujet d'aujourd'hui.

Rapport général - General report

F. BAGUELIN

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France

Les communications relatives à cette session portant sur la terre armée, le présent rapport est limité à ce sujet.

La nécessité d'observations en vraie grandeur est une nécessité constante en Génie Civil, quand il s'agit de mettre au point de nouvelles méthodes, soit un nouveau procédé, soit de nouvelles méthodes de calcul. La Terre Armée n'échappe pas à la règle.

Dès les premières années de son développement, de 1966 à 1970, les expérimentations et les constatations sur ouvrages en vraie grandeur ont joué un rôle important pour fournir aux ingénieurs une évaluation d'ensemble sur certains points essentiels du procédé : faisabilité dans le cas du premier mur de Pragnères (1966)(Réf. Vidal, 1966) ; niveau de sécurité dans le cas du mur expérimental d'Incarville (1968)(Réf. Schlosser, 1968) ; vérification du bon comportement dans des conditions réelles d'utilisation pour un projet autoroutier dans le cas des murs de l'autoroute de Menton (1968-69)(Réf. Marec et al, 1971).

Depuis, beaucoup d'ouvrages expérimentaux et d'essais en vraie grandeur ont été réalisés à travers le monde. Ils ont permis d'évaluer le procédé dans des conditions variées, de charges ou de sites. Ils ont également permis de préciser le mécanisme de fonctionnement des ouvrages. Il est d'ailleurs intéressant de noter à ce sujet que les modèles réduits, qui ont joué un rôle important dans la conception des premières méthodes de calcul, s'avèrent de moins en moins fiables au fur et à mesure que s'accroissent les informations en provenance d'ouvrages réels. Ces informations sont aujourd'hui suffisamment riches pour constituer une base solide pour les méthodes de calcul (Cf. Rapport Général, Session I).

Les dix communications présentées à cette session peuvent être rangées sous trois grands sujets :

1. Comportement de la Terre Armée sous sollicitations courantes et spéciales :

4 communications :

- MM. CHIDA et NAKAGAKI
- MM. MAGYARNE JORDAN, RADNOTI, SCHARLE et SZALATKAY
- MM. FLOSS et THAMM
- MM. JURAN, SCHLOSSER, LONG et LEGEAY

2. Utilisation du sol cohérent dans la Terre Armée :

2 communications :

- M. HASHIMOTO
- MM. MURRAY et BODEN

3. Utilisation de la Terre Armée dans des conditions difficiles :

4 communications :

- M. GARNIER
- MM. JONES et SMITH
- M. SEGRESTIN
- MM. ROBINSKY et MORA

Elles sont examinées ci-dessous suivant ce classement. On trouvera plus loin l'examen individuel de chaque communication (Annexe).

1. Comportement de la Terre Armée sous sollicitations courantes et spéciales

Les trois premières communications (Chida et al ; Magyarne Jordan et al ; Floss et al) concernent d'abord le comportement d'un mur rectangulaire ordinaire ; des sollicitations spéciales sont ensuite étudiées : essais sur des

poteaux de barrière de protection (Chida et al) ; étude de l'effet de surcharges routières (Floss et al).

La quatrième communication (Juran et al) concerne aussi un ouvrage rectangulaire, mais à double parement, et soumis à des charges concentrées.

1.1. Comportement du mur rectangulaire seul

On peut dire que les résultats obtenus concernant le comportement du mur rectangulaire seul, confirment dans l'ensemble les résultats de la Session I. Sans entrer dans les détails, pour lesquels le lecteur est invité à se reporter au rapport général de MM. Mitchell et Schlosser, on relève que les résultats généraux suivants se trouvent notamment confirmés: voir notamment les figures 4 de Chida et al, 3 b de Magyarne Jordan et al, 7 de Floss et Thamm et 5 de Juran et al.

a) la traction maximale, T_{max} , dans les armatures se produit à une certaine distance du parement.

b) la zone active diffère du coin de Coulomb, caractérisé par la droite d'angle $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ - sa largeur au débouché de la surface est plus faible, dans le rapport d'environ 60 %.

c) la terre n'est pas mise en rupture en partie haute des murs ; son état est déterminé par le compactage et est proche de l'état dit K_0 .

On observe les mêmes résultats dans le cas du mur de Dunkerque, rapporté par Juran et al ; il présente pourtant la particularité que les armatures relient les deux parements; il en résulte un "effet de tirant", selon les termes des auteurs, c'est-à-dire une majoration des efforts dans les armatures, due à ce que les déplacements dans le plan de symétrie de l'ouvrage sont nuls.

1.2. Effet des surcharges

Chida et al ont procédé à des essais statique et dynamique de poteaux de barrière de protection. Les résultats ne sont évidemment valables que pour la configuration adoptée et il faut se garder d'extrapoler hâtivement à des dispositions différentes, surtout en ce qui concerne les valeurs des efforts. Les poteaux essayés, tubulaires, semblent avoir 6 à 8 cm de diamètre, et sont fichés à une distance du parement de 0,5 m ou de 1 m, sur une profondeur de 1,65 m dans le remblai qui semble non revêtu à cet endroit. L'auteur mentionne un déplacement du parement de 6 mm sous l'essai de choc et aussi, indication qui semble avoir valeur générale, une concentration des efforts de traction dans les armatures supérieures, correspondant à la fiche du poteau.

Floss et al ont mesuré les effets de surcharges routières sur un mur en terre armée de 7,30 m destiné à supporter une chaussée. Une

surcharge statique de 335 kN, représentant un camion, a induit dans ce cas des accroissements de traction de 10 % et des déformations négligeables. Il est intéressant de noter qu'un rouleau vibrant n'a pas donné d'effet dynamique significatif.

Juran et al se sont intéressés à des charges concentrées, beaucoup plus importantes que les surcharges routières ; il s'agit de grues portiques apportant une charge de 600 kN par mètre linéaire de mur, répartie sur deux chemins de roulement. La figure 13 des auteurs est particulièrement éloquent pour illustrer le bon accord obtenu en utilisant les théories élastiques (Frölich et Westergaard) dans l'évaluation de la diffusion des contraintes verticales ; ce point est à rapprocher de la constatation faite par les auteurs que le remblai travaille alors au voisinage de l'état "K". C'est là un résultat très intéressant concernant l'action des surcharges, puisqu'il fournit une base générale de raisonnement.

2. Utilisation du sol cohérent dans la Terre armée

Le développement de la Terre Armée s'est réalisé jusqu'à maintenant avec des matériaux frottants. Ainsi, les recommandations ou normes édictées dans divers pays prévoient-elles une limitation du pourcentage de fines ; par exemple, dès 1973, en France (Réf. LCPC, 1973, LCPC-SETRA, 1979), le passant à 80 μ m est limité à 15 % ; aux Etats-Unis, la règle est analogue, le passant au tamis n° 200, soit 74 μ m, est limité à 15 %. Il y a de bonnes raisons à cela ; tout d'abord, le mécanisme fondamental de la terre armée repose sur la possibilité de mobiliser un frottement important entre sol et armatures. Ensuite, la terre armée est souvent un remblai support de chaussée ou de voie, et à ce titre, doit subir peu de déformation ; or, on sait que les matériaux granulaires sont de loin préférables aux matériaux fins pour les remblais. D'une manière plus générale, on sait que les sols cohérents donnent lieu à des résistances à court terme qui peuvent être faibles quand leur teneur en eau est assez élevée, ainsi qu'à des phénomènes de déformations différés dans le temps, généralement difficiles à prévoir et à contrôler.

Cependant, l'exigence de matériaux granulaires peut être rédhibitoire dans des régions où l'on ne dispose que de sols cohérents, et l'on peut chercher à utiliser ces derniers. Mais des études sont donc nécessaires pour définir dans quelles conditions de tels sols peuvent être utilisés et vérifier les performances des ouvrages ainsi réalisés. Les deux cas présentés, l'un au Japon, l'autre en Grande-Bretagne, répondent à ces soucis et constituent une contribution très intéressante au problème de l'utilisation des matériaux cohérents en terre armée.

Le cas présenté par Hashimoto est un mur réel, c'est-à-dire faisant partie d'un

aménagement, mais provisoire. Le mur, de 8,7 m de haut, supporte un talus de pente environ 1/2, de 18 m de haut, soit plus de 26 m pour l'ensemble. Le matériau utilisé est un limon d'origine volcanique, très répandu au Japon, dit limon de Kanto. Le rythme de construction a été rapide : deux semaines pour édifier le mur et deux semaines pour monter le remblai. On voit que les caractéristiques de cet ouvrage - dimensions, matériau, rythme de construction - correspondent à des conditions réelles, et en fait assez sévères, ce qui rend cette expérience particulièrement probante.

Dans le cas présenté par Murray et al, il s'agit d'un ouvrage expérimental qui a atteint une hauteur totale de 6 m. Il est constitué d'un sandwich, couche de matériau granulaire (1,9 m environ) comprise entre deux couches de sol cohérent (2,2 m et 1,9 m environ) avec les délais de construction suivants :

- couche de sol cohérent inférieure (2,2 m)..... 3 mois
- couche de sol granulaire (1,9 m). 1 mois
- délai d'arrêt (et d'observation).. 6 mois
- couche de sol cohérent supérieure (1,9 m)..... 2 mois

De par sa constitution, et surtout ses délais de réalisation, on peut penser que cet ouvrage est plus éloigné des conditions réelles. Cependant, les auteurs se sont attachés à une étude approfondie du mécanisme de fonctionnement du mur, donnant ainsi valeur plus générale à leur expérimentation. Les conditions de teneur en eau qu'ils ont retenues pour la mise en oeuvre de la couche inférieure seraient également d'après eux, très sévères, et ils auraient ainsi un cas permettant d'envelopper la réalité.

De ces deux expériences, se dégagent un certain nombre de conclusions :

a) L'utilisation de sols cohérents a nécessité des précautions de conception et de construction

Des dispositions spéciales de drainage ont été prises par Hashimoto : des filtres de gravier sont disposés contre le parement et sous la base du mur ; le sol cohérent est drainé dans sa masse par des filtres horizontaux (bandes de matériau synthétique), disposés tous les deux mètres suivant la verticale. Dans le cas du mur de Murray et al, la conception particulière en sandwich donne des couches de sol cohérent limitées à deux mètres d'épaisseur.

Au stade de la conception, un coefficient de frottement sol/armatures faible a été retenu par Hashimoto ($f = 0,24$).

Dans les deux cas, le compactage a été adapté aux possibilités des matériaux. Pour le limon de Kanto (IP = 30 à 70 - teneur en eau, proche de la limite de liquidité), matériau particulièrement sensible au malaxage

d'après les auteurs, on s'est limité à l'emploi d'un bulldozer léger, utilisé à la fois pour le répandage et le compactage. Dans le cas du mur de Murray et Boden, le sol (IP ≈ 13) a été mis en oeuvre à une teneur en eau proche de la limite de plasticité, et il semble qu'on n'ait pas imposé une limitation aussi sévère sur le poids des engins, mais les auteurs mentionnent qu'il y a lieu de proscrire des engins lourds à moins de deux mètres du parement. On rejoint d'ailleurs là une précaution valable également dans le cas de matériaux granulaires (Réf. LCPC-SETRA 1979).

b) caractéristiques du comportement

Il faut d'abord relever la similitude avec la terre armée en sol granulaire. Comme l'indique en effet Hashimoto, pour le limon de Kanto, la zone active, délimitée par la ligne des tractions maximales T_{max} , est tout à fait semblable à celle observée pour les sols granulaires ; sa largeur en surface était de l'ordre de $H/3$.

De plus, d'après Murray et al, on observe, pour de faibles recouvrements, la persistance des contraintes horizontales dues au compactage et le maintien de la terre dans un état voisin de l'état K_0 . C'est là également une des données fondamentales du mécanisme de la terre armée avec sols granulaires. Enfin, Murray et al donnent l'évolution des divers paramètres dans le temps. En établissant un parallèle entre les tractions moyennes, les pressions sur le parement et le tassement de la couche inférieure de sol cohérent, ils montrent que cette évolution est liée à la consolidation du sol. Mais ce qui est le plus frappant dans ces relevés, c'est la faible évolution des efforts, de traction en particulier. Ce fait apparaît nettement aux figures 8 et 9 des auteurs, puisque, durant la phase de repos d'environ six mois observée après la mise en place de la deuxième couche, les tractions maximales dans les armatures n'ont varié que de 10 % environ, en baisse d'ailleurs.

Ces mêmes auteurs notent que les effets des déformations sur les efforts peuvent aller en sens inverse, et qu'il est donc difficile de prévoir a priori dans quel sens l'évolution va se faire. Par exemple, les pressions sur le parement peuvent être diminuées du fait de la diminution de volume du sol durant la consolidation et de la diminution des déformations horizontales, mais aussi accrues du fait des déformations verticales ou de l'augmentation des tensions des armatures. Cette remarque est intéressante ; elle peut expliquer la faible évolution observée dans les efforts ; elle montre la nécessité des observations.

Ces données sont certes partielles : elles ne concernent que deux cas ; les informations présentées par Hashimoto ne concernent que la phase de construction ; il serait intéressant de connaître l'évolution des paramètres dans le temps ; pour le cas de Murray et al, on peut relever que le rythme de construction a été lent et que, de ce fait, une bonne partie des phénomènes de consolidation a pu se

produire durant la construction, et limiter ainsi les phénomènes différés.

En gardant à l'esprit ces réserves, on peut néanmoins conclure provisoirement des données présentées que le mécanisme de la terre armée en sol cohérent ne semble guère différent de celui en sol granulaire et que l'évolution des phénomènes dans le temps semble limitée. Ces résultats demanderaient bien sûr à être confirmés par l'étude d'un grand nombre d'autres cas, pour avoir valeur générale.

Mais similitude du mécanisme ne veut pas dire identité des valeurs des divers paramètres et grandeurs caractéristiques. Il importe donc d'examiner de plus près les résultats des déformations et des efforts.

En ce qui concerne les déformations, il semble que les valeurs relatives du mur seul, indépendamment de sa fondation, soient dans le cas présenté par Hashimoto (cf. fig. 6), de 40 à 50 mm en horizontal et de 60 à 70 mm en vertical, ce qui est plus important que pour les sols granulaires, mais reste modéré, compte tenu de la hauteur importante, 26 m, de l'ensemble de l'ouvrage. Il faut noter un tassement important de la fondation, 91 cm, dû à la mauvaise qualité des terrains sous-jacents.

Dans le cas du mur de Murray et al, le tassement vertical atteint 40 mm, pour une hauteur d'ouvrage de 4 m seulement, ce qui est important.

L'intensité des tractions des armatures a été rattachée par Murray et al au coefficient de poussée des terres, K, et ils ont trouvé que le coefficient de poussée active K_a , calculé en contraintes effectives, rendait bien compte des valeurs des tractions. On aurait donc là une situation analogue à celle des sols granulaires. Malheureusement, Hashimoto ne donne pas d'indication à ce sujet.

En ce qui concerne le frottement sol/armature, ce dernier auteur rapporte le résultat d'essais de traction en vraie grandeur ; la valeur observée, $f = 0,4$, est bien supérieure à la valeur de projet, $f = 0,24$. Ce résultat intéressant demanderait à être confirmé sur d'autres cas, mais aussi dans des conditions d'essai à long terme, car il semble bien que les essais effectués soient rapides et ne prennent donc pas en compte tous les phénomènes pouvant intervenir avec les sols cohérents.

En conclusion, ces deux expériences d'utilisation de sol cohérent en terre armée sont très intéressantes. Elles en montrent la faisabilité, moyennant un certain nombre de précautions, drainage et mise en oeuvre du matériau notamment. Les déformations de l'ouvrage semblent nettement plus importantes que dans le cas de sols granulaires, mais peuvent dans certains cas être maintenues dans des limites tolérables. Le mécanisme de fonctionnement ne semble guère différent du cas des matériaux granulaires, et l'évolution des efforts dans

le temps, liée à la consolidation, semble être faible. Il est certain que ces conclusions ne peuvent qu'être provisoires, compte tenu du volume limité des informations, et que bien d'autres cas d'expérimentation sont nécessaires pour tirer des conclusions définitives sur le sujet.

3. Utilisation de la terre armée dans des conditions difficiles

3.1. Conditions géotechniques difficiles
Les communications de MM. Garnier, puis Jones et Smith et enfin Segrestin se rattachent à ce thème.

Dans les deux premières, il est montré comment et pourquoi le projeteur a retenu une solution du type Terre Armée. La troisième fait état des cas de rupture observés sur l'ensemble des ouvrages en Terre Armée ; à une exception près, ces ruptures ont leur origine dans l'instabilité du sol de fondation.

Le cas présenté par Garnier est particulièrement intéressant. Le projeteur était confronté au problème du franchissement par l'autoroute d'un vallon comportant une dizaine de mètres de sols compressibles, avec des contraintes de délais sévères. La chaussée se trouve à 22 m au-dessus du terrain naturel. Le projet a évolué d'une solution classique, remblai avec banquettes, posant des problèmes de stabilité et donnant des délais de construction trop longs, vers une solution comprenant une substitution limitée des sols compressibles et l'édification sur cette fondation de deux murs étagés en terre armée, de hauteurs respectives 12 m et 9,60 m. Cette solution de soutènement sur sol rapporté, qui avait en outre l'avantage de réduire considérablement les emprises, n'a été possible qu'à cause de la souplesse de la Terre Armée. Les tassements sont en effet importants : 32 cm ont été observés sous les murs, et 62 cm, pour un total final prévisible de 90 cm, sous le remblai qu'ils soutiennent, créant ainsi des tassements différentiels importants, apparemment sans dommages.

Jones et al présentent le cas d'un glissement de terrain de très grande ampleur, ayant emporté sur 200 m une autoroute à chaussées décalées, passant à flanc de montagne. Une solution comportant un mur de 16,5 m de haut en Terre Armée a été retenue pour les travaux de réparation. Elle s'est imposée devant des solutions plus classiques, de terrassement, de soutènement par un mur en béton ou de viaduc, pour des motifs de sécurité et d'économie. La souplesse de la Terre Armée et sa facilité de construction sont déterminantes dans de telles situations.

Dans les exemples de rupture d'ouvrages en terre armée rapportés par Segrestin, quatre sont dus à un glissement de terrain, un à un poinçonnement du terrain, et le dernier à une corrosion brutale d'armatures en alliage d'aluminium, qui ne respectaient pas les spécifications. Des ruptures dues aux conditions géotechniques défavorables, il ressort que la

Terre Armée en général ne se disloque pas, mais elle suit assez bien les mouvements du terrain ; dans certains cas, où ceux-ci sont restés limités, il a même été possible de réutiliser l'ouvrage en terre armée en procédant à des réparations locales. Ce comportement est intéressant pour les sites notoirement instables, où il est impossible de stabiliser les mouvements.

3.2. Conditions climatiques difficiles

Une communication est présentée sur ce sujet par MM. Robinsky et Mora. Elle concerne l'utilisation de la Terre Armée dans les pays froids, sur la base de l'expérience canadienne.

Il apparaît que les effets du froid à l'intérieur des ouvrages peuvent être annulés par l'utilisation d'un matériau de remblai non

gélif et très propre ; le passant au tamis n° 200 (74 µm) est ainsi ramené de 15 % dans les conditions normales, à 3 % en cas de granulométrie continue et 10 % en cas de granulométrie uniforme. La protection contre les effets extérieurs à l'ouvrage inclut la protection contre les sels de déverglaçage et la prise en compte dans le dimensionnement des surcharges dues au gel, dans les conditions normales.

Les conclusions données reposent sur une expérience importante : plus de quarante ouvrages, dont certains de neuf ans d'âge. Il est intéressant de constater que le caractère rustique de la Terre Armée : simplicité de construction, ouvrages massifs et souples, est finalement un avantage vis-à-vis de techniques plus élaborées telles que le béton armé, quand les conditions deviennent difficiles.

BIBLIOGRAPHIE

- LCPC, 1973., "La Terre Armée", Note d'Information Technique.
- LCPC-SETRA, 1979., "Ouvrages en terre armée - Guide, Spécifications et Règles de l'Art" - (à paraître).
- MAREC M., BAGUELIN F., VINCENTELLI A., (1971), Données sur les murs en terre armée construits sur l'autoroute de Menton, Bull. liaison Labo. P. et Ch., N° Spécial R "Autoroute de Menton", décembre 1971.
- SCHLOSSER F., (1968), Mur expérimental en terre armée d'Incarville, Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 33, août-septembre 1968.
- VIDAL H., (1966), La terre armée, Annales de l'ITBTP, juillet-août 1966.

CHIDA, S., NAKAGAKI, M. "Expérimentation sur un mur d'essai en terre armée"

L'expérimentation porte sur un mur de 6 m de hauteur, et les mesures intéressent les tractions dans les armatures, les contraintes sur le parement et sous la base du mur, les déplacements du parement, les pressions interstitielles engendrées lors d'un noyage partiel du mur. De plus, ont été effectués des essais d'arrachement sur des armatures pour mesurer le coefficient de frottement apparent, et des essais de chocs sur des poteaux de barrière de protection.

Les résultats concernant les tractions dans les armatures, les contraintes sur le parement et le coefficient de frottement apparent confirment dans l'ensemble les données obtenues antérieurement sur d'autres ouvrages : maximum des tractions à une certaine distance du parement (le point de vue du rapporteur général diffère à cet égard de celui des auteurs, qui interprètent la figure 4 de leur communication en indiquant que le maximum est près des attaches et que l'armature fonctionne en ancrage) - contraintes horizontales plus fortes que la poussée limite en partie haute - coefficient de frottement apparent élevé pour les faibles surcharges de terre (environ 3), décroissant vers 0,5 pour 3 à 4 m de surcharge de terre. Les essais de chocs sur poteaux de barrière ont montré que la sollicitation restait concentrée dans la partie supérieure du mur.

FLOSS, R., THAMM, B.R. "Mesures in situ effectuées sur un mur de soutènement en terre armée sous charge statique"

Il s'agit d'un ouvrage réel, en bordure de la rivière Sarre, de 7,30 m de haut et 970 m de long, dont une section a été auscultée ; les mesures concernent les tractions dans les armatures, les contraintes dans la terre et les déformations du parement.

Les pressions de terre et les armatures rejoignent là encore les résultats trouvés par ailleurs : état de repos en partie haute - poussées plus faibles en pied, avec comme le remarquent les auteurs, un effet de voûte - ligne de tractions maximales dans les armatures curvilignes. Les déformations du parement sont restées négligeables. Il faut noter qu'un filtre est ménagé dans le corps du mur par précaution contre les montées du niveau d'eau de la Sarre qui peut dépasser la mi-hauteur du mur.

Les essais d'une surcharge statique du type correspondant à une forte circulation donnent des déformations négligeables et des accroissements de pression dans la terre ou de tractions dans les armatures de l'ordre de 10 %

seulement ; on observe la mise en état de poussée active pour le sol situé en partie haute. Des essais de surcharge dynamique (rouleau vibrant) n'ont pas donné d'effet dynamique notable.

Les auteurs concluent que le dimensionnement du mur suivant les normes allemandes est du côté de la sécurité, sans pour autant traduire le comportement réel de la terre armée.

GARNIER, J. "Murs en terre armée sur sols compressibles : dimensionnement et constatations"

Pour le franchissement d'un vallon comportant 10 m de sols compressibles par une autoroute, la solution la plus adéquate a consisté à utiliser deux murs en terre armée superposés, de hauteurs respectives 12 m et 9,6 m, reposant sur un massif de substitution de graves. Les constatations ont porté sur le tassement des ouvrages en terre armée et des remblais qu'ils épaulent et qui reposent sur le sol naturel : il a atteint au bout d'un an environ respectivement 38 cm et 62 cm, pour un total prévisible de 90 cm dans le cas des remblais. Le tassement différentiel de 24 cm ainsi constaté a été supporté sans dommage, de même qu'un tassement différentiel de 0,25 % le long du parement.

HASHIMOTO, Y. "Comportement d'un mur en terre armée construit avec le limon de Kanto"

Les constatations portent sur un mur en terre armée de 8,7 m de hauteur supportant un talus de 18 m de haut incliné à environ 1/2. L'ouvrage est réalisé avec le limon de Kanto, sol cohérent et sensible à un compactage trop intense ; un système de drainage a été ménagé le long du parement et sous la base, sous forme de pierres concassées, et dans la masse du sol, sous forme de filtres synthétiques horizontaux, disposés tous les deux mètres de hauteur. La construction a été menée à bien dans un délai très rapide, deux semaines environ pour le mur en terre armée, moins d'un mois pour l'ensemble mur et talus.

Les constatations portent sur la traction dans les armatures, les poussées sur le parement et la distribution des contraintes verticales dans le mur, les déplacements du mur, du parement et du talus. En outre, des essais d'arrachement d'armatures ont été effectués.

Les résultats concernant les efforts internes au mur sont très intéressants et montrent que le comportement de ce mur construit avec du limon n'est guère différent de celui des murs ordinaires dont le remblai est en matériau granulaire : en particulier, la ligne des tractions maximales dans les armatures séparant la zone active de la zone résistante est tout à fait semblable et débouche en partie supérieure du mur à une distance du parement

égale au tiers de la hauteur. Le coefficient de frottement apparent des armatures s'avère plus élevé qu'escompté, de l'ordre de 0,4.

Les constatations présentées sont limitées à la période de construction.

Enfin, l'ouvrage a subi sans dommage des mouvements importants de la part du sol de fondation : tassement de 91 cm et déplacement horizontal de 4 cm. Il a supporté également sans anomalie un séisme d'intensité 3.

JONES, G.A., SMITH, A.C.S. "Conception, construction et contrôle d'un mur en terre armée pour la reconstruction d'un versant d'autoroute défectueux"

Un mur en terre armée de 16 m de haut et de 115 m de long a été utilisé pour reconstruire la chaussée aval d'une autoroute construite sur versant, entraînée dans un glissement de grande ampleur. Les auteurs rapportent que cette solution s'est avérée nettement plus intéressante que ses concurrentes : reconstruction de remblais avec système de drainage important, solution chère et jugée moins sûre ; construction d'un mur en béton classique de 20 m de haut, ou d'un mur ancré, solutions chères ; passage en viaduc ou sur une rangée de gros pieux ancrés, solutions très chères.

Le mur en terre armée repose partiellement sur du rocher altéré et sur des éboulis. Réalisé avec du remblai sableux et dimensionné de manière classique, il fait l'objet d'un programme très complet de constatations à la fois internes et externes, compte tenu de son importance et de sa position dans un site délicat, mais les résultats de ces constatations ne sont pas encore disponibles.

JURAN, I., SCHLOSSER, F., LEGEAY, G., LONG N.T. "Expérimentation en vraie grandeur"

L'expérimentation porte sur un massif à double parement de 12 m de hauteur, de 18 m de largeur, qui supporte sur ses deux rebords des surcharges concentrées élevées provenant de portiques roulants.

Par rapport aux murs courants, cet ouvrage présente la particularité que les armatures relient les deux parements, et le plan de symétrie est donc théoriquement un plan de déplacements nuls.

Les mesures rapportées concernent les tractions dans les armatures et les contraintes dans le remblai.

Les mesures sur le mur sous surcharge font apparaître un comportement différent de celui des ouvrages classiques : la liaison entre les deux parements produit ce que les auteurs appellent un effet de tirant, les tractions maximales dans les armatures et les contraintes horizontales dans la terre sont plus élevées et le sol n'atteint pas l'état de poussée sur la ligne des tractions maximales. Par contre, la forme de la zone active est

tout à fait classique, et son extension est moindre que le coin de Coulomb. Un résultat partiel intéressant de cette étude est d'avoir pu constater, dans un même plan vertical, la bonne concordance d'une part, entre les contraintes horizontales dans la terre et d'autre part, le taux de traction des armatures par unité de surface de ce plan ; il s'agit là d'une hypothèse couramment admise dans les méthodes de calcul et qu'il est intéressant de vérifier.

Sous les surcharges du pont roulant, la terre armée réagit en restant près de l'état K et les théories élastiques permettent de prédire assez bien le comportement. La ligne des tractions maximales est à peu près à la verticale du point d'application dans la surcharge.

MAGYARNE JORDAN, M., RADNOTI, G., SCHARLE, P., SZALATRAY, I. "Etude numérique et expérimentale des murs en terre armée de fenyeslitke"

Ce mur a 4,5 m de hauteur et 3 m de largeur. Une étude par éléments finis utilise un comportement élastique anisotrope pour le sol ; les tractions des armatures ont été mesurées. Les résultats obtenus ne concordent pas, à la fois en ce qui concerne le lieu des tractions maximales et leur valeur, les valeurs théoriques étant plus fortes que les valeurs observées ; les déplacements du parement différent en sens inverse.

En fait, les résultats expérimentaux semblent analogues à ceux obtenus dans d'autres cas : les tractions maximales semblent bien en accord avec un coefficient de poussée active dans le bas du mur, tandis qu'en haut elles sont plus élevées, et cet effet doit être attribué au compactage.

La divergence entre résultats théoriques et expérimentaux est certainement due, comme l'indiquent les auteurs, à l'hypothèse d'adhérence parfaite entre le sol et les armatures. Il serait également intéressant, d'après le rapporteur général, de savoir quelles contraintes horizontales initiales ont été introduites, et d'étudier l'effet de ce paramètre ; la possibilité de plastification du sol doit aussi pouvoir être introduite, surtout si l'on considère des murs de hauteur plus importante.

MURRAY, R.T., BODEN J.B. "Mur en terre armée construit avec un sol cohérent"

Il s'agit d'un mur expérimental de 6 m de haut, comportant trois couches de remblai, une couche de matériau granulaire étant intercalée entre deux couches de sol cohérent. Les mesures concernent la traction dans les armatures, les contraintes dans le sol, les pressions interstitielles et les tassements.

Des pressions assez élevées ont été relevées sur le parement aux faibles hauteurs (de l'ordre de 30 kPa) et sont attribuées à l'effet du compactage. Les auteurs recommandent

ainsi d'éviter l'emploi de compacteurs lourds à moins de deux mètres du parement pour ne pas induire des déformations parasites.

Les auteurs montrent que les tassements de la couche cohérente inférieure, les pressions sur le parement et la traction moyenne dans les armatures suivent des évolutions semblables et en concluent que la consolidation du sol cohérent a un effet sur les différents aspects du comportement du mur, et notamment l'adhérence sol-armatures et la distribution des tractions dans les armatures.

Toutefois, selon le rapporteur général, il est intéressant de noter que la traction maximale dans les armatures évolue peu au cours du temps ; elle diminuerait légèrement contrairement à la traction moyenne le long d'une armature qui est le paramètre étudié par les auteurs.

ROBINSKY, E. I., MORA, P.H. "La terre armée dans les pays froids"

Le résumé des auteurs rapporte très clairement leur expérience et leurs conclusions. Il est repris ci-dessous :

"Plus de quarante ouvrages en terre armée ont été construits au Canada depuis 1970 et l'expérience acquise apporte une contribution importante à l'étude du comportement de la terre armée en pays froid. Le Canada peut être décomposé en trois régions climatiques : Climat tempéré à l'ouest des Rocheuses, climat froid à l'est et climat très froid au nord du 55° parallèle. Le présent exposé concerne essentiellement la seconde région qui est de loin la plus importante. Les effets du froid ont été classés en deux chapitres selon qu'il s'agit de l'action du froid à l'intérieur de l'ouvrage ou à l'extérieur. Les conséquences des changements de volume dus au gel ou des dilatations ou contractions différentielles dans les composants du matériau "Terre Armée" ont été analysées et la meilleure solution offerte pour les prévenir est d'utiliser des remblais ne contenant pas plus de 3 % de grains fins passant au tamis n° 200 en cas de granulométrie continue ou moins de 10 % en cas de granulométrie uniforme. On a également essayé de définir les efforts extérieurs qui proviennent soit de masses de glace collées aux écailles, soit au contraire des bancs flottants qui poussent et frottent sur les parements sous l'effet des vents et des courants. D'une manière très générale on constate que les précautions et les formules empiriques que l'on utilise couramment pour tenir compte du froid sont applicables à la terre armée. Cette nouvelle technique présente en outre l'avantage d'éviter les déformations cumulatives qu'enregistrent les ouvrages de soutènement classiques sous l'effet des gels- dé-gels répétés des premières journées de printemps".

SEGRESTEIN, R. "Pathologie des ouvrages en terre armée"

L'auteur rapporte les quelques cas d'ouvrages en terre armée qui, parmi plus de deux mille ouvrages construits, ont donné lieu à des désordres. Il évoque tout d'abord deux cas bénins de déformation du parement, le premier dû à une mauvaise mise en oeuvre, le second à une conception défectueuse.

Quatre cas de murs entraînés par des glissements de terrain sont ensuite passés en revue. En général, on constate d'ailleurs que les massifs en terre armée supportent ces mouvements sans se disloquer, et que les ruptures restent localisées, là où les mouvements différentiels sont importants. Le premier cas fournit ainsi le chiffre de 7 % (35 cm sur 5 m) comme valeur de tassement différentiel conduisant à des désordres dans un parement en écaille de béton.

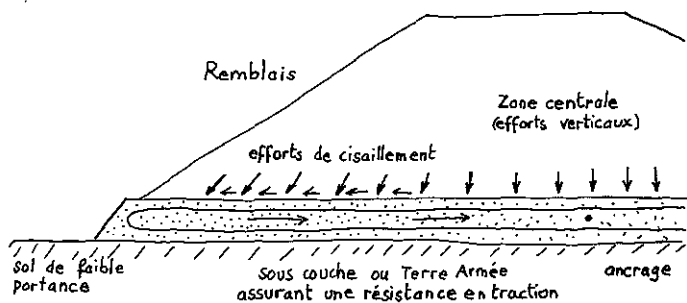
Deux autres cas d'action extérieure sont rapportés : le premier est le sapement d'un mur en terre armée sous l'action des eaux, par suite de l'obstruction d'un dispositif d'écoulement sous-jacent au mur. Le deuxième est le poinçonnement de la fondation du mur, par suite de la présence, non reconnue avant travaux, de 4 à 5 m de tourbe sous des remblais.

Le dernier cas évoqué est d'origine interne: il s'agit d'un cas de corrosion d'armatures très brutal, pour un mur de quai marin. La cause a été attribuée à ce que le lot des armatures livré en alliage d'aluminium, ne respectait pas les spécifications.

Discussion

Intervention de M. MARIOTTI

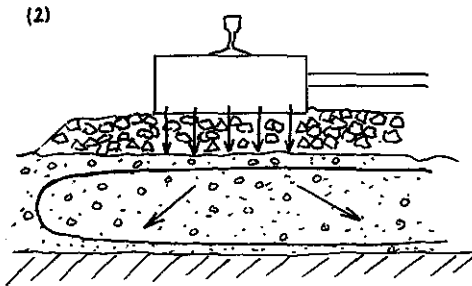
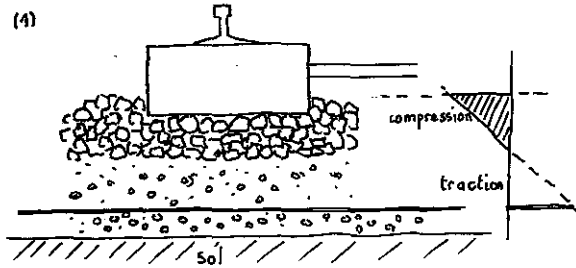
Monsieur le Président, je suis, disons, un praticien de problèmes géotechniques, et les suggestions que je tenais à vous faire sont inspirées par les problèmes que j'ai pu rencontrer au cours de mes travaux. Etant donné le peu de temps que j'ai, je préférerais ne parler que de deux suggestions : en premier lieu on est souvent confronté avec des problèmes de stabilité de talus de remblais sur des sols résiduels, de faibles caractéristiques mécaniques, et il est certain que dans de tels cas les risques de glissement que l'on peut avoir peuvent être évités, tout au moins partiellement équilibrés, par une sous-couche de terre armée, qui n'est pas un massif de terre armée à proprement parler mais une couche armée qui, grâce à sa résistance à la traction, peut permettre d'absorber les efforts de cisaillement qui interviennent à la base du talus. En se reportant au schéma ci-dessous, supposant un sol de faible portance sur lequel on veut établir un remblai assez haut, il est certain qu'étant donné la faible portance de ce sol on ne peut pas faire un massif de terre armée classique, mais ce que l'on peut faire c'est établir à la base de ce talus une sorte de terre armée allongée qui permet d'absorber les efforts de cisaillement que provoque le talus et encaisser au niveau de la couche de faible portance par les tractions des armatures les efforts de cisaillement. Et ainsi on améliore la stabilité.



Je crois que dans ce domaine il y aurait une recherche expérimentale à faire pour connaître l'efficacité de ce système qui, à mon avis, peut être fréquemment adopté dans pas mal de cas. D'autant plus que cette terre armée sous talus permet de profiter au mieux des efforts pratiquement verticaux qui existent dans la zone centrale pour pouvoir assurer l'ancrage par frottement et résister ainsi aux efforts de traction provoqués par les sollicitations de glissement (voir schéma).

En deuxième lieu, c'est la sollicitation en flexion qui me paraît avoir été assez négligée dans l'ensemble des recherches expérimentales. Il est en effet certain que, pour améliorer la portance du sol et éviter d'avoir des semelles de grande dimension, on pourrait fort bien envisager sous les semelles sur sol de faible portance des massifs en terre armée qui travailleraient en flexion. Par ailleurs, dans le domaine que j'ai déjà eu l'occasion de signaler, c'est-à-dire le domaine des assises de voie ferrée, aussi bien que celui des routes, il est certain que l'ensemble terre armée et revêtement pourrait être étudié en flexion. Pour ce qui est des assises de voies ferrées qui ne comportent pas de revêtement, si, sur un sol de faible portance, on envisage d'armer cette assise comme l'indique le schéma (1), l'armature pourra certes encaisser les efforts de traction résultant de la flexion d'ensemble de l'assise armée, mais le diagramme classique de flexion donne lieu à des efforts de compression dans le ballast qui ne peut offrir que sa seule résistance de butée; donc si l'armature a permis d'encaisser les efforts de traction, elle soulève un autre problème : la stabilité à la compression des couches superficielles. Mais, grâce au retournement de l'armature sous les traverses, comme le montre le schéma ci-dessous (2), qui permet de profiter sous la traverse d'une zone fortement comprimée, et grâce aussi aux effets bénéfiques de la dilatance, comme

on l'a signalé en session 1, on pourrait absorber ces efforts de compression.



Autrement dit on serait amené à contrôler cette assise comme en béton armé, mais à condition, répétons-le, que les modules de déformation de l'armature et du matériau environnant soient judicieusement choisis. Le principe serait exactement le même pour les routes, avec un avantage important, c'est que la route possède un revêtement bitumineux qui, lui, a une capacité de résistance élevée à la compression, ce que n'a pas le ballast de voie ferrée.

Commentaire de M. SCHLOSSER

Je remercie Monsieur Mariotti de ses suggestions, qui rentrent dans le cadre général des radiers en terre armée, lesquels ont déjà fait l'objet de quelques réalisations, même si celles-ci sont moins nombreuses que dans le domaine des murs ou des culées de pont. La première réalisation a été faite aux Etats-Unis pour renforcer superficiellement un sol de fondation karstique supportant un remblai d'autoroute. Il y a eu une réalisation analogue en Belgique sous un ouvrage situé dans une zone d'affaissements miniers. Le comportement et le calcul des radiers en terre armée a également fait l'objet de recherches au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et à l'Université de Californie de Los Angeles ; cependant, je suis entièrement d'accord avec Monsieur Mariotti que des expérimentations en vraie grandeur seraient nécessaires. En effet le mode de fonctionnement d'un radier en terre

armée reste encore mal connu, et comporte certaines différences fondamentales avec celui d'un radier en béton armé.

Enfin je dois signaler qu'il existe à l'heure actuelle de nombreux procédés d'amélioration des sols mous, parmi lesquels la substitution par un matériau de bonne qualité qui, lorsqu'elle est possible et suffisante, est une solution plus simple et plus économique que le radier en terre armée.

Commentaire de M. SAUTEREY

Cette intervention s'adresse en fait à l'ensemble des participants. Parmi les communications présentées à ce Colloque, 2 seulement traitent d'utilisation de sol cohérent dans la Terre armée. Etant donné la profusion de ce type de matériau à la surface du globe, je pense qu'il y a eu d'autres cas d'utilisation, mais qui n'ont pas fait l'objet de communications.

Il me semblerait donc opportun que les participants qui auraient des informations à ce sujet veuillent bien nous en faire part, par exemple, sous forme de communications écrites complémentaires qui pourraient être intégrées dans les comptes-rendus du Colloque.

Commentaire de M. SCHLOSSER

Je me contenterai donc de donner quelques précisions sur le comportement de la terre armée utilisant un matériau cohérent. Il me semble que l'on peut faire un rapprochement très intéressant entre notre séance et la séance n° 1. Dans cette dernière nous avons vu des essais réalisés à l'appareil triaxial sur des échantillons d'argile armée, qui montrent que l'efficacité du renforcement est liée à la notion de contrainte effective. Comme l'a montré le Dr Ingold, si le comportement du sol est non drainé, le renforcement n'est plus efficace. C'est la même conclusion que l'on peut dégager de cette dernière séance et des résultats des expérimentations présentées. La vitesse de construction liée au temps de consolidation du sol et la teneur en eau sont des éléments importants dans l'utilisation de matériaux argileux.

Commentaire de M. MURRAY

Clay is the most commonly occurring soil type encountered on construction sites in the UK. There is considerable interest, therefore, in the possibility of constructing reinforced earth structures with the more amenable of these on-site soils in place of imported free-drainage granular materials. Although this approach could lead to substantial savings in avoiding the transportation costs of importing good quality material and disposing of unwanted on-site soils, these potential benefits could be outweighed by the disadvantage that could arise from using cohesive fill. For example, such soils are more difficult to deal with from a construction point of view, excess porewater pressures may be generated with associated consolidation problems, and moreover the corrosion hazard is generally increased. The full-scale experimental structure described in the proceedings paper was constructed to provide information on these and other topics related to the use of cohesive fill in reinforced earth retaining walls.

In his excellent general report Mr Baguelin has raised a number of points concerning the experimental wall and how certain aspects of its design and construction should be applied in constructing conventional walls with cohesive fill. In particular there is the use of a sandwich form of construction whereby a granular layer was contained between the two layers of cohesive fill. The purpose of this sandwich construction was to provide direct comparisons between the performance of cohesive and granular fill and was not considered essential for stability requirements. It is not envisaged, therefore, that layer construction would normally be employed for conventional retaining walls but where it is proposed to use cohesive soil having a high water content, or which is particularly soft, such a construction might prove advantageous for improving stability and the rate of porewater pressure dissipation.

The duration of construction for the experimental wall was rather longer than would be desirable for conventional construction but was arranged to ensure that appropriate climatic conditions were obtained. The lower layers were constructed in the autumn and winter in wet conditions to allow the most adverse conditions of cohesive fill construction to be monitored. The upper layer of cohesive fill was placed during the following summer in dry conditions to provide a direct comparison and so isolate the problems attributable to wet weather earthworks. Although the first phase of construction extended for about four months, very high excess porewater pressures were obtained and only a relatively small amount of dissipation occurred during the period. It was therefore concluded that the delays

arising from the experimental nature of the structure - in particular preparation of the soil to produce uniform fill, installing and monitoring the instrumentation and assessing the in-situ properties of the soil - did not significantly affect the structure for purposes of assessing short term behaviour.

Reference was also made in the General Report to the relatively small changes in horizontal pressures and tension in the reinforcements which occurred as a consequence of consolidation. To understand such behaviour it must be realised that provided the initial resistance of the reinforcements in terms of adherence is adequate, then any change in the effective stress condition by itself would not be expected to influence existing tension resistance. However, as the effective stress changes are accompanied by volume changes, then an opportunity arises for some redistribution of forces to take place. Thus the increase in effective stress which occurred towards the rear of the reinforcements enabled more resistance to be mobilised in this region at the expense of that initially developed towards the front (Fig. 9). Such effects are, of course, small and may be masked by other factors such as construction procedures and local variations in soil fill but the results did indicate that a consistent trend was taking place (Fig. 10).

Intervention de M. DRNOVSEK

Reinforcement effect of vertical drains and stone columns built in soft soils of Ljubljana moor

The construction of high way embankments on very compressible soils of Ljubljana Moor required the building in of vertical drains in order to accelerate the consolidation process. The vertical drains, the total length of 600 000 m, were built in on the section 5.75 km long of the new Ljubljana-Vrhnika highway which crosses moorland on a total length of 11 km. They were arranged in a triangular net with a spacing from 1.25 to 2.50 m and were installed up to an average depth of 12.0 m. Initially sandwich type of drains was used, later on drain discs i.e. flatly shaped drains of perforated plastic core covered by a pervious layer of fabrics were installed. The inserted vertical drains have together with other measures i.e. preloading and surcharge considerably contributed to the reduction of post-construction settlements.

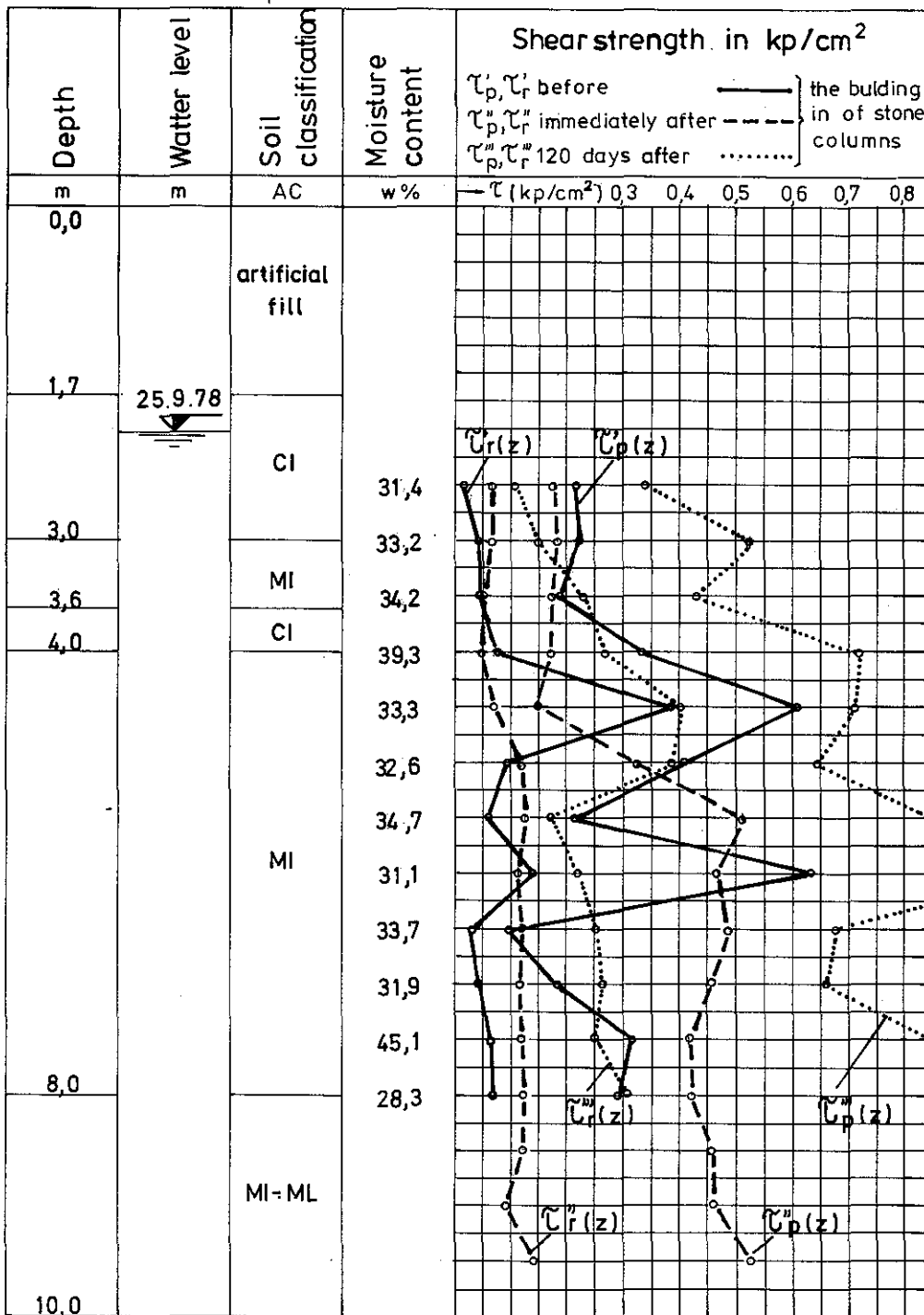
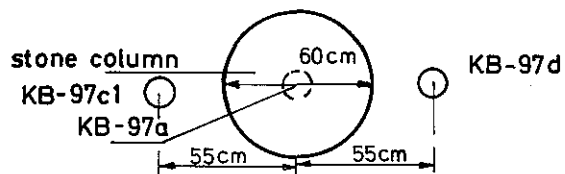
The poor bearing capacity of natural soils limited the amount of the permissible surcharge during the construction. The total height of the embankment (up to 3.75 m) comprised the ideal design height (up to 1.50 m), the heightening of embankment as a compensation for predicted height of the surcharge (0.75 m). The observations of horizontal deflection of vertical observation pipes (measurements made by inclinometer at various depths) installed under the toes of embankments in order to detect incipient slope failures show a noticeable reinforcement effect. The horizontal deflection in sections with close drains is noticed to be lower compared to that observed in sections with larger spacing of drains or there where the drains are not inserted. In order to find out this reinforcement effect quantitatively a trial embankment with a loading up to the state of failure is to be carried out. This full-scale test will be made in sections with and without drains. The analysis of failure conditions will allow a judgement how much the drains driven in below the sliding zone contribute to the resistance against the failure during the construction of the embankment.

The southern by-pass of Ljubljana crosses the north-eastern periphery of Ljubljana Moor. Here high compressible soils of silt and clay of low to high plasticity appear up to the depth of 17 m. The construction of 4-6 m high road embankments founded on soft soils improved by stone columns represents the most favourable alternative of the construction. Stone columns are to be carried out using a dry procedure introduced by Geoloski zavod Ljubljana in 1978. Here a steel tube 600 mm in diameter covered at its toe by a steel lid - this remains after the pulling out of the tube in soils - is driven by vibrating pincers up to the desired depth. The so created hollow cylinder is gradually filled by a well graded stone aggregate under a subsequent pulling out of the steel tube. Due to the vibration effect a very dense state of the fill is achieved. The effect of improvement of soft cohesive soils by stone columns is caused by three reasons. Stone columns represent the drains the high drainage capacity of which is due to their large diameters. A partial replacement of soft soils by stone aggregate contributes to the increase of the average shear strength of the soil mass. And finally a considerable reinforcement effect (pile effect) is to be expected.

The improvement effect is to be determined by full-scale tests carried out in three steps. In the first step a trial embankment the height of which is 3.5 m - an access road embankment to the fly-over in Bevke - was erected on soils improved by stone columns, with a diameter of 60 cm, up to the depth of 12 m. The columns were arranged

in a triangular net with a spacing of 2.60 - 3.00 m. The main objective of this experiment was to determine the influence of displacement of soils - caused by the driving in of tubes - on the remoulding, as well as to find out how the drainage function of columns is reflected on the increase of shear strength of soil. Vane shear test were carried out in boreholes 0.25 and 0.50 m distant from stone columns, immediately after the building in of these, as well as 120 days afterwards. The results given in Fig. 1 a and b show a hardly noticeable remoulding effect, however a very intensive increase of the soil strength with elapsed time. In Fig. 2 there is given time development of settlements relating to settlement plates built in the contact surface between subsoils and the embankment. Relatively low values of observed settlements (the developed degree of consolidation can be estimated by $U_v = 0.75$, the predicted total settlements amount to $s = 50$ cm) speak for a considerable rigidity of stone columns through which the external load is partly transmitted to the depth. The mechanism of the load transfer during different stages of the consolidation process will be analysed after observation data covering a longer period are available. In the second step loading tests on reinforced concrete plates are to be carried out in natural, as well as in improved soils. The main feature of the test presents the plate diameter which is supposed to cover a group of three columns (s. Fig. 3). The results obtained from this experiment are expected to give all data needed for the construction of a trial section of by-pass embankment, the observation of which will enable the final judgement of the improvement effect.

VANE TEST SHEAR STRENGTH IN BOREHOLES
KB-97a, KB-97d and KB-97c1

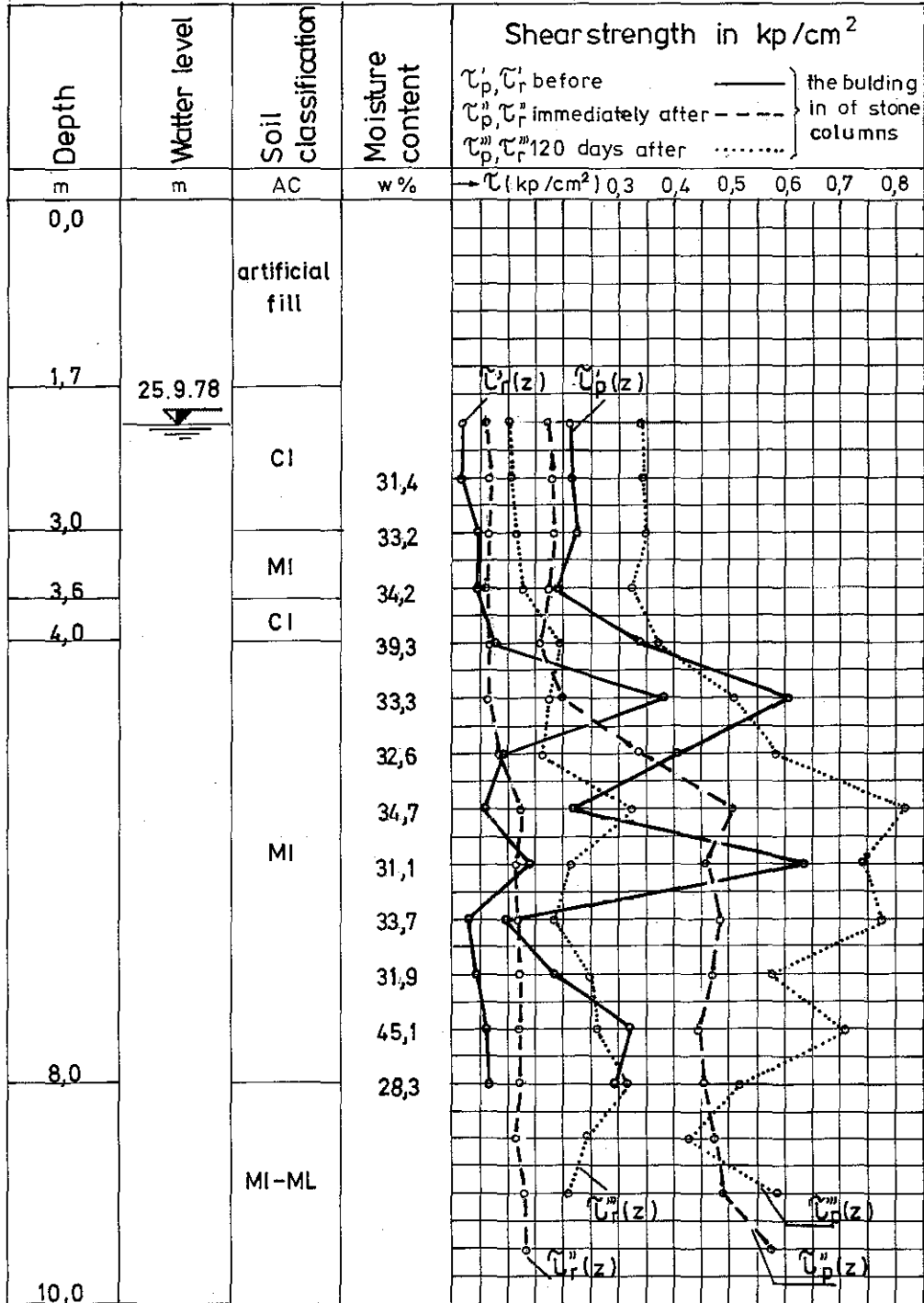
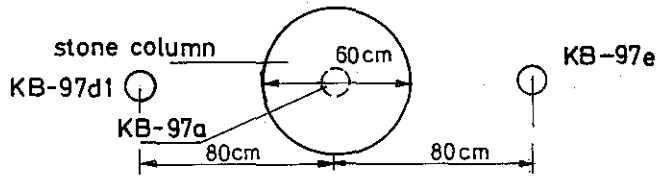


$\tau_p, \tau_r, \tau_p^w, \tau_r^w$ --- peak values
 $\tau_p^w, \tau_r^w, \tau_p^w, \tau_r^w$ --- residual values

Fig. 1a

Geoloski zavod Ljubljana

VANE TEST SHEAR STRENGTH IN BOREHOLES KB-97a, KB-97e and KB-97d1



$\tau'_p, \tau''_p, \tau'''_p$ --- peak values
 $\tau'_r, \tau''_r, \tau'''_r$ --- residual values

Fig. 1b

Geoloski zavod Ljubljana

HIGHWAY LJUBLJANA - VRHNICA OVER-PASS IN BEVKE

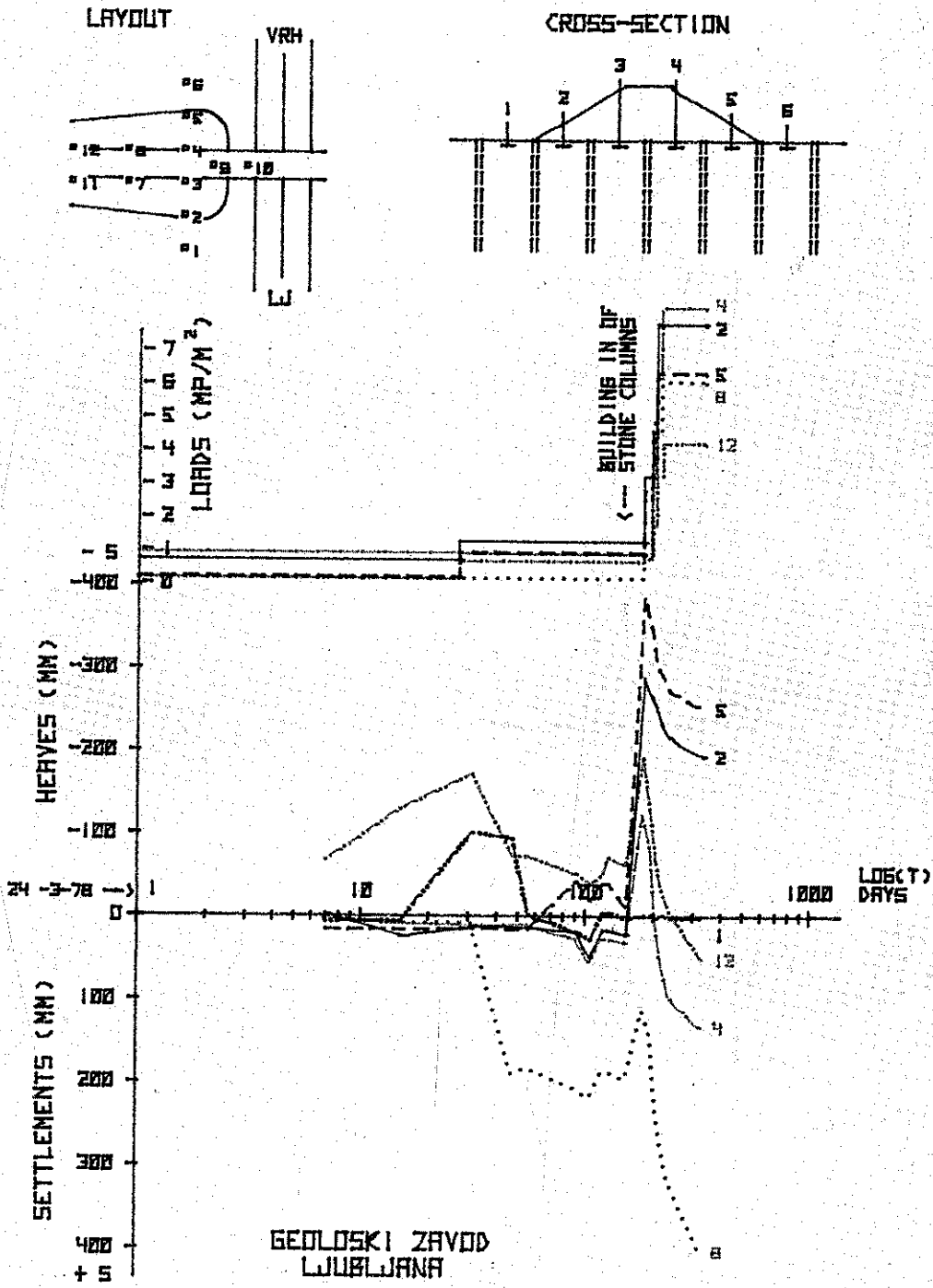


FIG. 2

PLATE BEARING TESTS

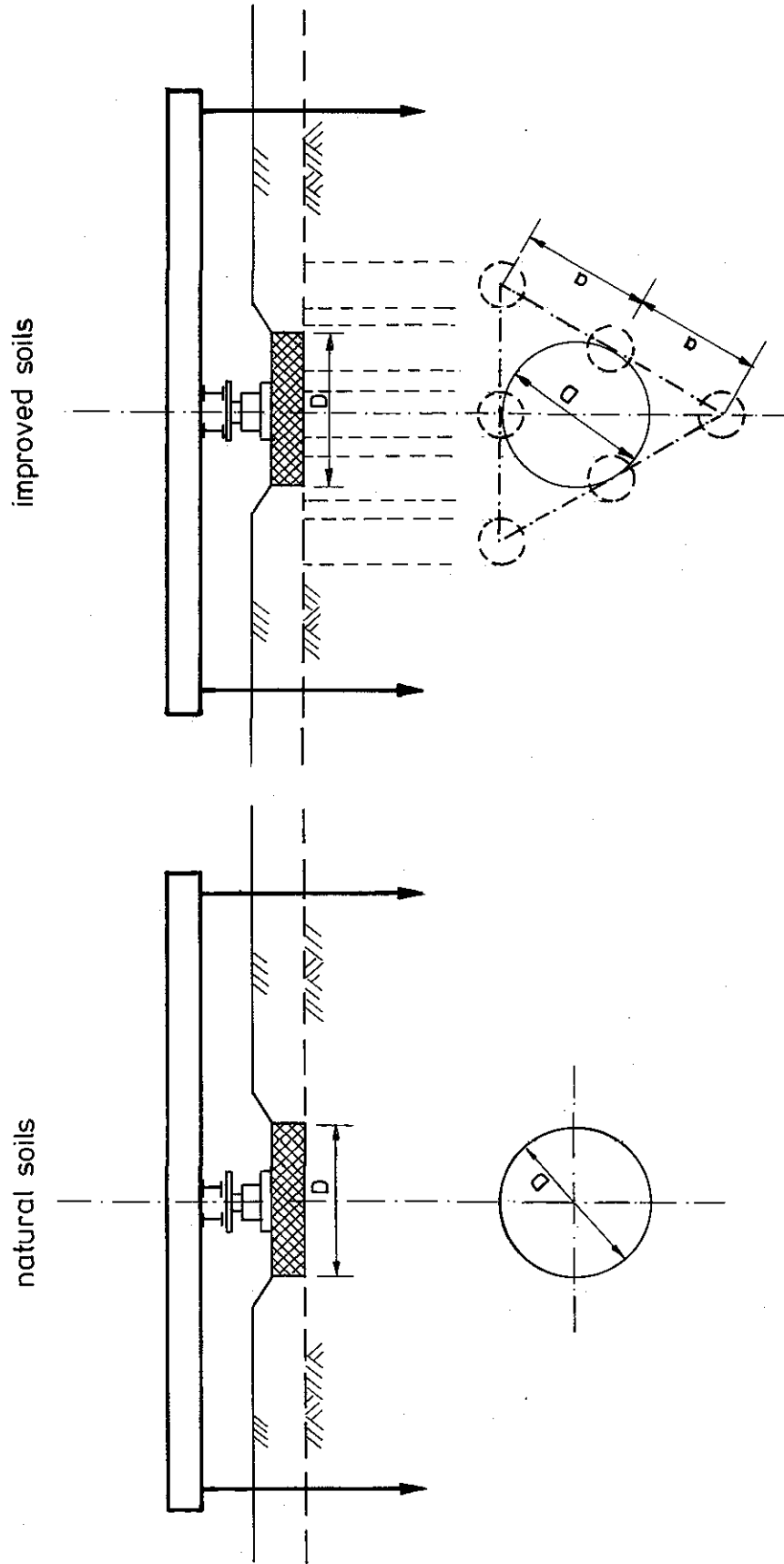


Fig. 3

Geoloski zavod Ljubljana

Conclusions de M. LEFRANC

Je clôturerai cette session en formulant simplement quelques remarques rapides. La première est l'intérêt qu'il y a manifestement à poursuivre les expérimentations telles que celles qui nous ont été présentées cet après-midi, mais je pense que ce doit être une évidence pour les spécialistes que vous êtes. La deuxième est qu'il y a lieu de se montrer optimiste quant au comportement global des ouvrages en terre armée, et les exemples assez impressionnants qui ont été montrés cet après-midi conduisent à un tel optimisme. La troisième, c'est qu'il est probable que les limites du procédé ne sont pas encore atteintes et qu'il y a lieu de prévoir un certain développement

de cette technique dans des domaines actuellement non classiques.

Enfin il me reste à remercier d'abord les intervenants pour les renseignements précieux qu'ils ont apportés et qui ne manqueront pas, j'en suis persuadé, de vous suggérer quelques réflexions. Par ailleurs je voudrais remercier les interprètes pour la qualité du travail qu'elles ont fourni, et enfin vous remercier tous pour l'attention que vous avez apportée aux débats de cet après-midi. Je déclare la séance close et vais céder la place au comité des programmes pour tirer les conclusions générales du colloque.

