

GUY SANGLERAT, THIERRY R. SANGLERAT*

Pathologie des parois moulées et des micropieux

1. Pathologie des parois moulées

Bien que ce procédé de construction soit de création relativement récente, beaucoup de parois moulées ont déjà présenté divers défauts pouvant conduire, dans certain cas, à des sinistres importants.

Les accidents enregistrés ne sont pas suffisamment nombreux pour établir à ce jour des statistiques valables. Cependant, on retrouve naturellement tous les cas de pathologie propres aux fondations profondes mais il existe en plus des désordres propres aux parois moulées, particulièrement en ce qui concerne les ancrages précontraints ou les joints.

1.1. Défauts d'exécution des parois

Outre les défauts de verticalité et de bétonnage (éboulement, étranglement, excroissance) les erreurs de positionnement des armatures et d'implantation, on note des défauts dus à des joints mal exécutés, ce qui est particulièrement grave, naturellement, pour les parois devant assurer des fonctions d'étanchéité (provisoire ou définitive).

1.2. Défauts dans les ancrages

Ces défauts peuvent être de deux ordres:

1.2.1. Erreurs d'implantation ou d'inclinaison

Lorsque l'extrémité des ancrages précontraints se trouve par inadvertance dans le terrain d'un propriétaire voisin, ce dernier peut, de ce fait, réclamer des dommages et intérêts, même s'il n'y a pas de désordres chez lui.

*G. SANGLERAT, Ecole Centrale de Lyon, 182 bis Felix Faure, 69000 Lyon; T.R. SANGLERAT, Geosyntec Consultants, 16541 Gothard Street, Suite 211, Huntington Beach, California 9267, USA.

1.2.2. Mauvaise exécution des ancrages

Dans une ville du Sud-Ouest, bien que SOCOTEC ait averti l'entrepreneur des difficultés d'ancrage, celui-ci n'a rien voulu entendre et a réalisé 60 tirants $12 \phi 8$ (de 70 tonnes) inclinés à 20° traversant une couche meuble, très légèrement ancrés dans du calcaire fortement fissuré. Lorsqu'il a procédé à la mise en tension, tous les ancrages se sont arrachés comme des poireaux sous des efforts variant de 20% à 50% de la charge de service.

Un cas analogue s'est produit à Cannes où SOCOTEC avait également attiré l'attention de l'entrepreneur, mais là, ce dernier, plus prudent que le précédent, n'avait exécuté que 7 tirants sur les 40 qu'il devait mettre en place. Ces sept tirants s'étant arrachés à la mise en tension tout le projet dû être remanié (avec des tirants beaucoup plus longs). Il importe, comme le recommande SOCOTEC, de toujours procéder à un ou deux essais de tirants avant de commencer leur exécution en grande série.

Il faut espérer que les „Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage" établies par le Bureau SECURITAS, publiées en Janvier 1986 chez Eyrolles, dites „Recommandations TA 86" (qui remplacent les règles provisoires TA 72 et TA 77) en codifiant d'une manière détaillée les règles de l'Art de ce nouveau procédé de construction permettront d'éviter à l'avenir de tels sinistres. Dans un autre domaine, signalons une difficulté qui peut survenir lors de l'injection des tirants. Il s'agit d'une fuite de coulis qui peut, à travers une faille ou des fissures, se répandre à longue distance et envahir, par exemple, les caves des immeubles voisins. Pour éviter de tels désordres, il y a lieu de surveiller attentivement les quantités de coulis injecté. Dès que ces quantités dépassent d'une manière très importante ce qui avait été prévu, il y a lieu de rechercher les causes de cette surconsommation.

1.3. Méconnaissance de l'influence de la composante verticale des tirants inclinés

Pour les parois de grande hauteur ou dans les cas de tirants précontraints fortement inclinés, la composante verticale des efforts peut être extrêmement importante. Par exemple, pour une paroi d'une vingtaine de mètres de haut la contrainte à la base de 7 à 8 daN/cm^2 peut être augmentée de 40 à 50%. Cela risque de conduire dans certains cas à des tassements appréciables si la base de la paroi n'est pas fondée sur un sol très résistant, d'autant plus que s'il n'y a que des ancrages inclinés ceux-ci ne sont pas susceptibles de s'opposer à un mouvement vertical descendant (exemples de Bruxelles et de Nice).

1.4. Déplacements latéraux des parois en site urbain

Les déplacements en tête de paroi sont pratiquement inévitables, il importe donc de les prévoir et d'évaluer correctement leurs conséquences. Si en pleine campagne on peut généralement s'accommoder de déplacements de cinq à dix centimètres, par contre en milieu urbain les conséquences de tels déplacements peuvent être désastreuses pour les immeubles mitoyens ou les canalisations voisines, il faut alors calculer les parois avec le coefficient K_0 des terres au repos.

En effet, le paroi moulée peut être un excellent moyen de reprise en sous-oeuvre, à condition qu'elle soit projetée correctement et que les ancrages soient placés à une distance pas trop grande de la base des fondations des immeubles voisins. En effet si la paroi travaille en console sur une trop grande portée elle peut facilement se déplacer de plusieurs centimètres. Nous avons eu à expertiser à Madrid un tel cas pour une fouille de 90 m de long sur 50 m de large et 20 m de profondeur.

Nous conseillons vivement de placer les câbles au ras des fondations des immeubles voisins (cf. fig. 1).

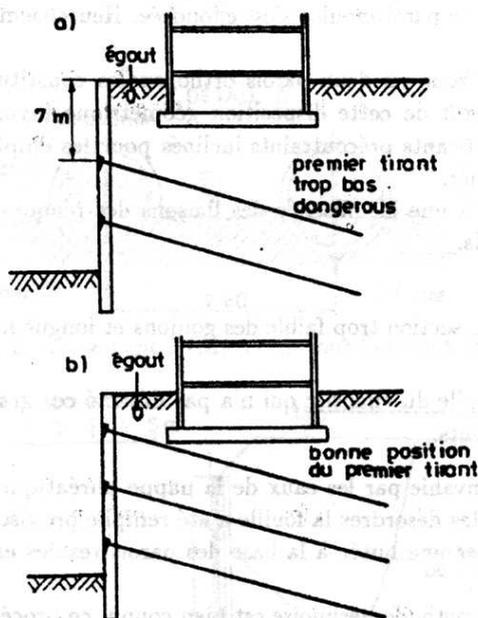


Fig. 1. Paroi moulée, avec ancrages, en milieu urbain

a) position des ancrages incorrecte, b) position des ancrages correcte

Naturellement, le fluage du béton peut accroître l'ampleur des déplacements, il faut donc calculer ceux-ci avec un module de déformation du béton qui n'exécède pas 80 000 daN/cm² (8 000 MPa).

Evidemment, lorsqu'il y a des canalisations d'eau ou des égouts à proximité des parois, il faut absolument se fixer comme objectif des déplacements minimaux, car même de faibles déplacements, qui n'auraient aucune incidence sur les ossatures des immeubles voisins, peuvent provoquer la rupture des canalisations, d'où ramolissement du terrain et accroissement considérable des poussées qui deviennent alors très supérieures à celles prises en compte dans les calculs.

On peut citer à ce sujet un accident survenu à Marseille où une paroi moulée de 50 cm d'épaisseur dans des alluvions modernes s'est cassée au ras de la fouille à 6.50 m de profondeur. Bien entendu, il y a avait à proximité une canalisation qui s'est rompue très vraisemblablement avant la paroi elle-même.

A ces exemples de pathologies de soutènement, types parois minces, nous ajouterons deux autres exemples,

- l'un concernant les parois moulées du métro de Lyon,
- l'autre une paroi berlinoise en cours de terrassement en Suède.

Le 29 avril 1988, sur la place Bellecour à Lyon, lors de la construction de la future gare du métro, une paroi moulée s'est effondrée. Heureusement sans entrainer de victimes.

Il s'agissait d'une zone où deux parois orthogonales constituaient un angle de la future station. Profitant de cette disposition géométrique favorable les concepteurs avaient supprimé les tirants précontraints inclinés pour les remplacer par des boutons métalliques horizontaux.

L'accident est dû à une insuffisance des liaisons des plaques d'appui des boutons sur le béton des parois.

Il y a donc eu

- erreur de calcul, section trop faible des goujons et longueurs trop faibles de scellement
- erreur de contrôle du chantier qui n'a pas détecté ces graves défauts pourtant visibles et évidents.

La fouille a été envahie par les eaux de la nappe phréatique liée au Rhône. Pour éviter l'aggravation des désordres la fouille a été remplie provisoirement par des remblais pour reconstituer une butée à la base des parois restées en place et légèrement déversées.

Le principe de la méthode berlinoise est bien connu, ce procédé économique donne très souvent satisfaction, particulièrement en l'absence de nappe phréatique, mais il ne faut pas oublier qu'il peut donner lieu, malgré tout, à certaines difficultés. Citons un accident survenu il y a quelques années en Suède. Dans une argile très molle d'une ville située au centre de ce pays, le sol se présentait, à partir de la surface ainsi:

- 1 m de remblai,
- 2.50 m d'argile dure,
- 7 m d'argile molle,
- 5.50 m d'argile molle moyenne,
- 1 m de moraine glaciaire.

La teneur en eau décroissait avec la profondeur.

Le mur en béton armé de soutènement était réalisé par des pieux béton coulés à l'intérieur de gaines B.A. avec un entraxe de 2.80 m (fig. 2). Ces pieux fondés sur le bed rock à 17 m de profondeur, armés sur toute leur longueur avant bétonnage, étaient ancrés ainsi que l'indique la figure 3, à quatre niveaux par des tirants précontraints

scellés dans le rocher. Entre chaque pieu la fouille était terrassée verticalement, par parties, sur une hauteur de 1 à 2 m. Après chaque excavation ce front de taille vertical était gunité de manière à créer une voûte d'axe vertical en béton de 100 mm d'épaisseur prenant appui sur les pieux.

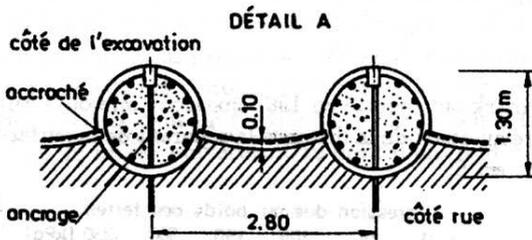
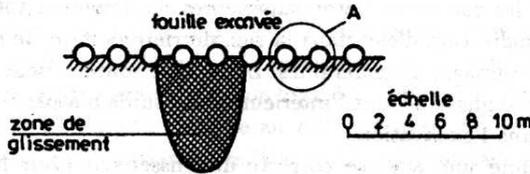


Fig. 2. Glissement à travers un mur berlinois (Suède)

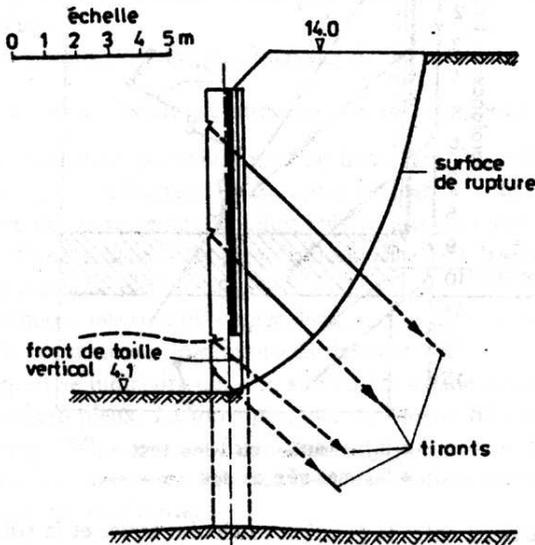


Fig. 3. Coupe de mur berlinois et allure de la surface de rupture

La rupture est survenue lorsque l'excavation a atteint une profondeur de 10.50 m au-dessous de la surface du sol, telle qu'indiquée par la figure 3. Le front de taille

vertical de l'argile à l'air libre avait environ 2 m de haut et la longueur de l'excavation, le long du mur, atteignait alors 20 m.

Juste avant le sinistre il fut observé que la surface verticale de l'argile exposée à l'air libre depuis 2 à 3 jours, qui allait être gunitée, s'était déplacée de 10 cm. L'argile coula dans la fouille comme de la pâte dentifrice à travers trois des ouvertures formées par les peix et les coques en béton supérieures. La longueur totale du glissement fut de 8 m. Une canalisation d'eau dans la rue, derrière de mur de soutènement, cassa et provoqua des dommages considérables. Le mur de soutènement lui-même n'a pas été endommagé par le glissement et l'intérieur de la fouille n'a pas été abimé non plus par l'argile fluant dans l'excavation.

Broms a donné une analyse correcte du glissement (voir fig. 3). Il montra que la stabilité d'un talus dépend de la pression des terres totale $\sigma_v = \gamma H$ au centre de l'ouverture et de la moyenne de la cohésion non drainée c_u de l'argile, cette stabilité est fonction du rapport

$$\frac{\sigma_v}{c_u} \text{ soit } \frac{\gamma H}{c_u}$$

Broms et Bennermark ont montré en 1967 que pour une ouverture verticale ayant une hauteur inférieure au quart de la distance la séparant de la surface du sol, la valeur critique de ce rapport est 6.

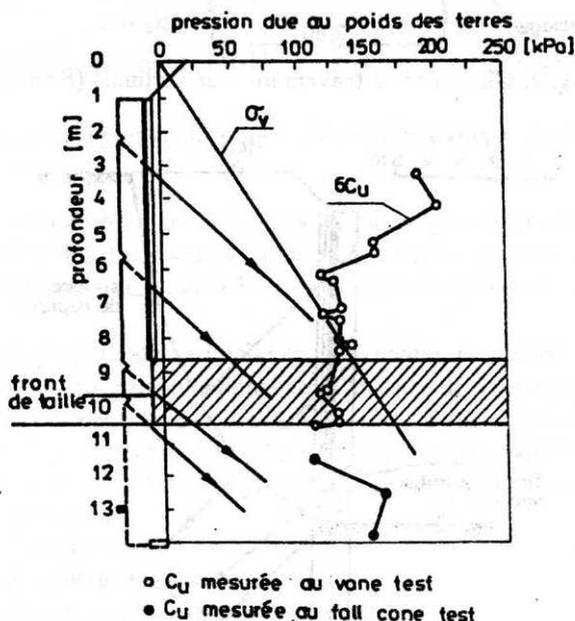


Fig. 4. Comparaison entre la pression totale des terres et la cohésion non drainée du sol

R.B. Peck en 1969 a utilisé cette relation pour analyser la stabilité de tunnels et a conclu que le fluage survient inmanquablement quand ce rapport approche 7.

Broms et Bennermark avaient trouvé dans un autre accident que la rupture était survenue pour un rapport

$$\frac{\sigma_v}{c_u} \text{ de } 7.5$$

Dans le cas particulier analysé ici, la pression totale au centre de la surface libre verticale de l'argile était de 152 kN/m^2 , à la profondeur de 9.50 m au-dessus de la surface du sol. La hauteur libre était d'environ 2 m, le poids spécifique de 16 kN/m^3 . La cohésion non drainée de l'argile mesurée au *fall cone test* et par le *vane test* se modifiait avec la profondeur, elle variait entre 30 et 40 kN/m^2 jusqu'à 6 m de profondeur et tombait entre 20 et 25 kN/m^2 jusqu'à 11 m de profondeur puis remontait à 30 ou 40 kN/m^2 au-dessous de ce niveau.

La figure 4 reproduit les courbes $6 c_u$ et σ_v , à la même échelle et explique très clairement pourquoi jusqu'à 8 m de profondeur il n'y a pas eu d'accident et pourquoi il s'est produit entre 8 et 10 m. Nous pensons avoir donné un renseignement extrêmement intéressant et utile à nos lecteurs à propos de ce type d'accident pouvant survenir avec des murs „berlinois” réalisés dans de l'argile qui pourrait sembler, a priori, présenter moins de difficulté qu'un milieu pulvérulent au droit d'un front de taille vertical sur 1 ou 2 mètres.

2. Pathologie des micro-pieux

Les exemples de pathologie de micro-pieux sont relativement rares car la technique est relativement récente.

Cependant nous citerons deux types principaux de pathologie

2.1. Insuffisance d'ancrage des micro-pieux

Les micro-pieux travaillant essentiellement au frottement latéral, il est important de déterminer correctement le frottement de rupture et par la suite de service.

Une surestimation de ce frottement conduit inévitablement à des désordres graves.

Citons l'exemple d'une grande villa près de Bordeaux dont les fondations superficielles avaient été mal calculées.

Les tassements différentiels survenus entre deux parties de la villa très inégalement chargées rendaient la construction impropre à sa destination.

Au cours de l'expertise judiciaire qui s'en suivit il fut décidé de réaliser une reprise en sous oeuvre par micro pieux. La force portante de ceux-ci fut déterminée à partir d'essais de pénétration. Hélas, ceux-ci furent mal interprétés et le frottement latéral très surestimé, la reprise en sous oeuvre très coûteuse réalisée sur ces bases erronées fut, de ce fait, totalement inopérante.

2.2. Flambement des micro-pieux

Il s'agit là d'un type de sinistre qui est très grave car il peut entraîner des ruptures très brutales.

Citons deux exemples de flambement de micro-pieux:

2.2.1. Micro-pieux en flanc de talus

Dans le Centre de la France des micro-pieux avaient été installés en flanc de talus pour soutenir un tablier provisoire d'un pont SNCF dans le cadre de l'aménagement d'une autoroute sous des voies ferrées existantes.

Ces micro-pieux, d'une quinzaine de mètres de longueur traversaient des remblais anciens très hétérogènes. Le substratum étant incliné, et le terrain comportant également des vides, des déformations importantes se sont produites dans les remblais, d'où des ruptures par flambement des micro - pieux.

Les chevêtres fondés sur les micro-pieux ont subi des tassements de l'ordre de 15 à 20 centimètres.

2.2.2. Reprise en sous-oeuvre dans du "poubellien"

Une autre exemple de flambement de micro-pieux a été rencontré dans le cadre d'une reprise en sous oeuvre de fondations superficielles d'un grand entrepôt près de Lyon. Ces fondations avaient été réalisées sur un remblai sablo-graveleux de 3 mètres d'épaisseur reposant sur des remblais très hétérogènes que l'on peut classer sans risque d'erreur dans la catégorie „poubellien inférieur” déposé quelques années auparavant pour combler une gravière.

Ces remblais avaient fait l'objet d'un compactage dynamique. Mais le compactage dynamique ne permet pas de densifier correctement les ordures ni d'éviter leur décomposition dans le temps. Très rapidement, des tassements absolus et différentiels extrêmes importants sont apparus. La charpente métallique de l'entrepôt risquait de s'effondrer.

Naturellement le maître d'ouvrage fit un procès à l'architecte et aux entrepreneurs car l'ouvrage était devenu impropre à sa destination.

Au cours de l'expertise judiciaire, il fut décidé de reprendre les fondations superficielles qui avaient le plus tassé à l'aide de micro-pieux inclinés descendus jusqu'au substratum résistant constitué de sables et graviers compacts.

Cette reprise en sous-oeuvre par micro-pieux inclinés n'a eu aucune efficacité.

Les micro-pieux traversant les ordures étaient donc dans un sol très lâche, ils ont pu se déformer et ont flambé.

Il a été nécessaire de reprendre chacune des semelles par quatre pieux forés béton verticaux.

Le coût du sinistre a été de l'ordre de 8 millions de francs.

Il y a lieu de remarquer que si les micro-pieux n'avaient pas flambé, il y aurait eu à la longue un risque de corrosion par suite de l'agressivité chimique du milieu qu'ils traversaient.

Summary

Pathology of the trench walls and micropiles

Analysis of failures of sheet-pile walls and micropiles most often encountered in engineering practice are presented in this paper. Errors commonly made during design

and construction were evaluated, reviewed, and described using typical examples. It was found that anchorage failure due to poor construction was the most common cause of failure of sheet-pile walls. In most cases, shorter-than-necessary anchoring length and buckling in weak soils was the cause of micropiles failures.

Streszczenie

Patologia ścian szczelinowych i mikropali

Przedstawiono najczęściej występujące w praktyce inżynierskiej awarie ścian szczelinowych i mikropali. Dokonano przeglądu i opisano na podstawie typowych przykładów najczęściej powtarzające się błędy w trakcie projektowania i wykonawstwa. Stwierdzono, że awaria zakotwienia na skutek złego wykonawstwa jest najczęściej powtarzającą się przyczyną awarii ścian szczelinowych. W większości przypadków krótsza od wymaganej długość kotwienia i wyboczenie w słabych gruntach były przyczynami awarii mikropali.