

Sommaire

LCPC

29 JAN. 2009

Documentation
PARIS

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 123
2^e trimestre 2008

Étude des caractéristiques géotechniques et d'érodabilité
des sols de la ville de Manaus (Brésil)

M. GOUTTE-LIMA, J. CAMAPUM DE CARVALHO, C. ALVES DA FROTA

3

Enseignements tirés du traitement du remblai gagné sur la mer -
Marina J. Khoury (Liban)

J.-B. ESTA, A. EL KHOURY, S. FATTOUH

15

Analyse numérique 3D de la stabilité du front de taille d'un tunnel
à faible couverture en milieu frottant

R. DEMAGH, F. EMERIAULT, S. BENMEBAREK

27

Caractérisation du tenseur des contraintes naturelles :
bases théoriques et retours d'expérience

P. SIRIEYS, D. FABRE, M. SAHLI, B. MAYEUR

37

Effets de l'encadrement juridique sur la pratique géotechnique

F. BLONDEAU, S. BOREL, M.-L. CARRIÈRE, P. GUILLERMAIN, J. ROBERT

53

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bernard GAMBINI

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (LCPC)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (univ. Joseph-Fourier)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2008 (numéros 122 à 125) franco : 135 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris – Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 114741. Dépôt légal : janvier 2009

Étude des caractéristiques géotechniques et d'érodabilité des sols de la ville de Manaus (Brésil)

M. GOUTTE-LIMA

SEMEN TP
La Barrière Noire, BP 14
44220 Couëron
marislg@hotmail.fr

**J. CAMAPUM
DE CARVALHO**

Université de Brasilia
Faculté de Technologie
Programme de géotechnique
70910-900 Brasilia –
DF – Brésil
camapum@unb.br

C. ALVES DA FROTA

Université d'Amazonas
Faculté de Technologie
Laboratoire de Mécanique
des Sols
69073-970 Manaus –
AM – Brésil
cafrota@yahoo.com.br

Résumé

Cet article présente des relations entre les paramètres géotechniques obtenus pour les sols de la ville de Manaus, située dans la région amazonienne, au Brésil. Cette recherche a pour objectif l'interprétation de l'érodabilité des sols de quatre ravins dans la zone urbaine. Les résultats montrent que la minéralogie et les propriétés physiques de ces sols sont variables par rapport à la cote altimétrique de la ville. En effet, dans les cotes supérieures, le sol est argileux, dans les cotes intermédiaires, il est argilo-sableux et dans les cotes plus basses, il devient sableux. Pour cela, nous avons fait des essais de comportement mécanique en sols non remaniés d'un ravin situé dans une cote intermédiaire. Ces essais ont consisté en la mesure d'érodabilité dans l'appareil d'Inderbitzen, en cisaillement direct, en courbes de rétention d'eau et un essai SPT *in situ*. Des corrélations entre quelques caractéristiques physiques ont été possibles. Pourtant, en fonction des particularités de structure et de la composition minéralogique de ces sols, les corrélations entre le comportement mécanique et l'érodabilité n'étaient pas si évidentes. Malgré cela, on remarque la forte influence de la nature du sol sur les caractéristiques géomécaniques et d'érodabilité du profil de sol d'un de ces ravins.

Mots-clés : corrélations, érodabilité, géotechnique, sols tropicaux.

Study of the geotechnical characterization and soils erodibility in the town of Manaus (Brazil)

Abstract

This paper presents of the relations between the soils geotechnical properties obtained from the gullies in the town of Manaus, in the Amazonian region, in Brazil. This research aims at the interpretation of the soil erodibility came from four gullies in the urban district. The results show that the mineralogy and the physical soils properties are variable with the level dimension of the city. Indeed, it was observed that the soil profile of the city is very uniform, with a shallow clayey layer in regions above the sea water level and a sand layer in regions below it. For that, we carried out tests of mechanical behavior for the undisturbed soils from of the gully in the medium level. These laboratory tests consisted of the measurements of the erodibility soils from the Inderbitzen Test, Direct Shear, the curves characteristics and the field test SPT. The correlations between the soils properties were possible. However, according to the particularities of structure and mineralogical soil composition, the correlation between the other properties can't be obvious. In spite of that, it was noted the influence nature of the soil in the geomechanicals characteristics and erodibility in the soil profile of one of these gullies.

Key words : correlations, erodibility, geotechnical, tropical soils.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2009.

Introduction

La ville de Manaus, capitale de l'État d'Amazonas, située dans la région nord du Brésil, a une superficie de 11 458,8 km², sachant que l'État d'Amazonas a une superficie de 1 558 987 km². Sa localisation se trouve entre les parallèles 03° 00' / 03° 10' S et les méridiens 59° 55' / 60° 07' W, au centre géographique de l'Amazonie. La ville est limitée par la rive gauche de la confluence des rivières Negro et Solimões, qui forment ensemble le fleuve Amazone.

La ville a un relief modéré dont l'altitude moyenne est de 65 m au-dessus du niveau de la mer. D'après Fernandes Filho (1997), les surfaces topographiques les plus élevées de la ville de Manaus se trouvent près de la cote 100 m au-dessus du niveau de la mer. La région présente un climat humide et chaud, caractérisé par deux saisons prédominantes : une saison des pluies (l'hiver), qui se prolonge du mois d'octobre au mois de juin et une saison sèche (l'été), du mois de juillet au mois de septembre. Les précipitations annuelles moyennes varient entre 2 100 et 2 500 mm, ce qui provoque des crues périodiques dans la région.

D'après Fernandes Filho *et al.* (1997) la géologie régionale est représentée par les sédiments Meso-Cénozoïques de la formation « Alter do Chão » et les dépôts quaternaires de la formation « Solimões ». La formation Alter do Chão est un système géologique du Crétacé, caractérisé par des sédiments rouges et faiblement consolidés. Elle est constituée, essentiellement par des arénites, des limonites et des argilites, qui forment le substratum rocheux de la ville. L'arénite de cette formation est connue, régionalement, comme « Arénite Manaus », qui est la principale source de cailloux et de graviers pour les travaux publics dans la région.

Les sols de la ville de Manaus sont classifiés, pédologiquement, comme « latosols jaunes ». Ces sols ont une texture variable entre argileuse, sablo-argileuse ou argile-sableuse et encore, sableuse. Ils sont fortement drainés avec une coloration jaunissante et riches en minéraux de quartz et en minéraux argileux du type kaolinite.

Le processus d'érosion dans la ville est provoqué principalement par la concentration excessive des eaux pluviales et la déforestation près des lotissements qui, associés aux caractéristiques des sols, est à l'origine des ravinements. Ce phénomène se manifeste sur la couche la plus superficielle du profil de latosol jaune, provoquant d'abord des ruissellements et ensuite de grands ravins sur le terrain. Dans la plupart des cas, ces ravins arrivent à 18 m de profondeur. Les études régionales en cours permettront de mieux connaître les mécanismes d'origine et d'évolution de ces ravins. Elles aideront à concevoir des projets géotechniques de contrôle d'érosion dans la région. Cet article présente l'étude géotechnique réalisée sur quatre ravins situés dans trois zones et sur des cotes altimétriques différentes dans la ville de Manaus. Ces cotes ont été obtenues à l'aide d'un GPS et de la carte hypsométrique de la région. Sur la figure 1, on peut noter que les ravins étudiés sont le « Canaranas », qui se situe sur la cote altimétrique 100 m, « Distrito » entre les cotes altimétriques 75 m-100 m et finalement, deux ravins nommés « Tarumã 1 » et « Tarumã 2 » entre les cotes 50 m-75 m.



Erosion Location Map - Manaus City

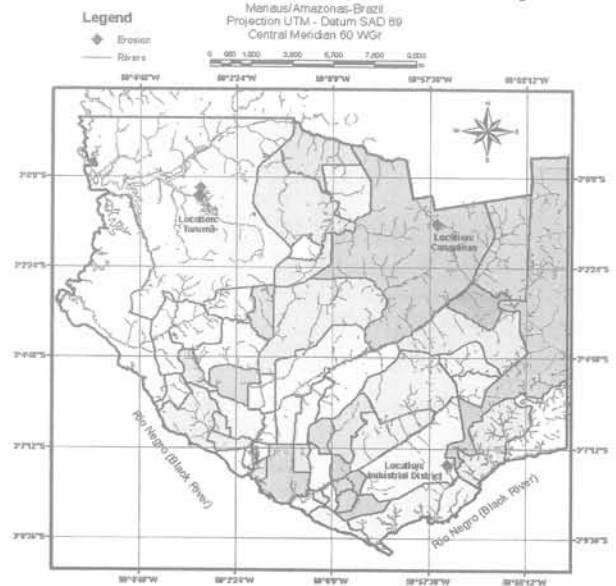


FIG. 1 Les ravins étudiés dans la zone urbaine de Manaus.

Il faut signaler aussi que sur la carte des nappes phréatiques présentée par Bento (1998), nous avons constaté que sur les ravins Canaranas et Distrito, le niveau d'eau se trouve à des profondeurs supérieures à 30 m. Cependant, dans les ravins Tarumã, la nappe phréatique se trouve à des profondeurs qui varient de 0 à 10 m.

Cette recherche a nécessité un nombre considérable d'essais de caractérisation physique et minéralogique sur les profils de sol de ces quatre ravins. Étant donné que le profil de sol du ravin Distrito est situé sur la cote altimétrique intermédiaire, nous avons réalisé aussi des essais pour l'analyse du comportement mécanique et de l'érodabilité de ces sols. L'analyse des résultats est basée sur des corrélations entre les paramètres géotechniques obtenus.

La problématique d'érosion des sols au Brésil

L'érosion est définie comme l'ensemble des processus, par lesquels les matériaux de l'écorce terrestre sont détachés et transportés d'un endroit à l'autre par des agents érosifs, tels que l'eau (érosion hydrique), le vent (érosion éolienne) et la glace (érosion glaciaire), parmi d'autres.

Étude expérimentale

L'érosion hydrique, prépondérante au Brésil, est une conséquence du régime des pluies, de l'action des vagues au bord des lacs, de la mer, de l'océan, mais aussi tout au long des rivières et des fleuves. L'érosion par la pluie, qui est une des plus importantes dans les régions tropicales, a deux agents érosifs : la goutte qui tombe et l'écoulement superficiel qui en résulte.

Les régions du Brésil, comme les alentours de la capitale Brasilia, dans le District Fédéral et les villes de Goiânia, de São Paulo, de Manaus et les États du Paraná et du Rio Grande do Sul sont beaucoup trop affectés par le problème d'érosion des sols. Cette situation est due à l'occupation désordonnée du sol dans les communes urbaines et aussi par les pratiques parfois inappropriées dans les zones rurales. Plusieurs recherches sont menées au Brésil afin de trouver des solutions aux problèmes géotechniques qui caractérisent les processus érosifs liés à l'érosion hydrique.

Il faut remarquer qu'au Brésil, les régions affectées par les processus de ravinement sont caractérisées par un profil de sol poreux, résiduelle ou non, où presque toujours la nappe phréatique est profonde. Dans ce cas, toutes les modifications physico-chimiques des sols sont provoqués par l'écoulement dans un milieu non saturé, principalement après la formation des ravins due au processus d'érosion.

La formation du ravin peut aussi induire à un abaissement de la nappe phréatique, ce qui provoque le déclenchement de l'érosion interne et la dégradation physico-chimique du sol, par lessivage, près des talus de ces ravins.

Comme l'érosion dépend de nombreux facteurs, son occurrence intervient de façon différente selon les régions, ce qui demande des études et des solutions particulières. Par exemple, dans le District fédéral (au Centre-Ouest du Brésil), la plupart des ravins ont une forme en « V » dont la profondeur est limitée par les roches plus résistantes menant l'écoulement d'eau à s'encaisser dans les couches moins résistantes du substratum rocheux (Mortari et Camapum de Carvalho, 1994). Selon Vilar et Prandi (1993), à São Paulo (dans le Sud-Est du Brésil) et au Paraná (dans le Sud du Brésil), les formations des ravins ont plutôt une forme en « U » et à Manaus (dans le Nord du Brésil), les ravins ont, en grande partie, une forme d'amphithéâtre (Lima, 1999). La figure 2 montre ces types de ravins dans les villes de Manaus et de Brasilia. De cette manière, on peut constater que comme leurs formations et leurs évolutions sont différentes, il existe plusieurs propositions de modèles évolutifs pour expliquer ce processus érosif. Pour essayer de comprendre le mécanisme d'évolution des érosions à Manaus, nous avons établi un programme d'essais de laboratoire et des observations de mécanismes de rupture sur le terrain.



FIG. 2 Ravins dans les villes de Manaus et District fédéral.
a) Ravin Distrito (Manaus) ; b) Ravin District federal.

L'étude expérimentale a été conduite sur quatre ravins représentatifs des érosions de la ville de Manaus nommés : Canaranas, Distrito, Tarumã 1 et Tarumã 2 (Fig. 1). Après la caractérisation physico-minéralogique des profils de sols de chaque ravin, celui du Distrito a été choisi, en fonction de ses caractéristiques intermédiaires par rapport aux autres ravins, pour la poursuite des études sur le comportement mécanique et l'érodabilité des sols.

Les essais de caractérisation physique ont consisté en la détermination de la teneur en eau naturelle (w_{nat}), du poids volumique des grains (γ_s), des limites d'Atterberg (w_L et w_p) et des analyses granulométriques réalisées avec ou sans le défloculant.

La minéralogie a été déterminée en utilisant la technique de diffraction de rayons X sur les échantillons de sol passés sur le tamis de $74 \mu\text{m}$ (# 200). Les lames ont été confectionnées en exerçant une légère pression, pour éviter l'orientation de particules de sol.

L'étude du comportement mécanique réalisée pour le ravin, situé sur la cote intermédiaire (ravin Distrito), a consisté en des essais œdométriques et de cisaillement direct des échantillons dans les conditions saturées et non saturées, de déterminations de courbes de rétention d'eau et d'essais in situ, tels que le SPT (*Standard Penetration Test*) et SPT-T (mesure de la résistance à la torsion après chaque évaluation du nombre de coups dans l'essai SPT). Ainsi, l'essai SPT a été réalisé sans circulation d'eau et avec des mesures de torsion en utilisant une clé dynamométrique avec aiguille suiveuse de capacité jusqu'à 48 Kgf.m. Les essais ont été réalisés tous les mètres, avec des prélèvements d'échantillons, jusqu'à 13 m de profondeur. Les essais œdométriques réalisés dans les conditions saturée et non saturée ont permis d'évaluer le potentiel d'affaissement du sol pour les profondeurs de 3 m et de 5 m dû à la saturation. Les résultats des essais en conditions saturées ont permis aussi de définir une vitesse de cisaillement dans la boîte de Casagrande pour les essais drainés. L'essai de Casagrande dans les conditions saturée et non saturée a été réalisé pour les profondeurs de 1, 3, 5, 7 et 8 m. Il est possible, par exemple, de vérifier par l'inondation de l'échantillon, la susceptibilité des paramètres de résistance lorsque le sol a subi un événement pluvieux. Dans ce cas, la succion diminue significativement avec la variation de la teneur en eau sur le terrain.

Les courbes de rétention d'eau ont été mesurées par la technique du papier filtre. Les échantillons utilisés étaient ceux du carottage lors d'essai SPT et aussi des échantillons non remaniés prélevés aux profondeurs de 1, 3, 5, 7 et 8 m.

L'érodabilité se définit par la facilité des particules des sols à être désagrégées et transportées, ce qui reflète la prédisposition d'un type de sol à résister aux efforts des agents érosifs. De cette manière, l'érodabilité est conditionnée essentiellement par la résistance du sol à l'action des agents érosifs. Les essais d'érodabilité réalisés ont été l'Inderbitzen Test (Inderbitzen, 1961), le Pinhole Test (Sherard *et al.*, 1976) et des essais de désagrégation. On remarque ici que les données utilisées dans les corrélations avec les autres caractéristiques des sols, sont les pertes de sol obtenues dans l'essai d'Inderbitzen (conditions saturée et non saturée), car elles sont quantifiées, tandis que les autres (la désagrégation et le Pinhole Test) sont des mesures plus qualitatives.

Caractérisation physique et minéralogique

Les tableaux I à IV montrent les résultats des caractéristiques physiques obtenus pour les quatre ravins. Ces résultats révèlent deux aspects importants pour les profils de sols étudiés. Le premier montre que la teneur en argile (déterminée avec l'agent dispersant) et les limites d'Atterberg ont tendance à diminuer par rapport à la profondeur dans chaque profil. Et le deuxième aspect montre, en observant tous les tableaux, que le sol du ravin Canaranas est plus argileux, ensuite que les sols du ravin Distrito possèdent les caractéristiques d'une argile sableuse ou d'un sable argileux et ceux des ravins Tarumã, sont les plus sableux. Comme chaque ravin se trouve dans une cote altimétrique différente, on peut aussi analyser ces propriétés par rapport à la cote altimétrique estimée pour chacun de ces ravins.

Dans les études de sols tropicaux, l'analyse minéralogique constitue un outil auxiliaire pour la compré-

hension d'un profil d'altération de sol, des propriétés physiques et des comportements mécaniques des sols. Pour vérifier l'influence des minéraux argileux sur les propriétés physiques de ces sols, sur le comportement mécanique et sur l'érodabilité, on a considéré les valeurs de l'intensité des pics de la kaolinite et du quartz dans chaque diffractogramme des rayons X. La kaolinite est un silicate d'alumine qui résulte de l'altération et le quartz est un minéral très résistant à la météorisation. La figure 3 montre les profils des résultats de caractérisation physique et minéralogique pour les quatre ravins en fonction de la cote altimétrique par rapport au niveau de la mer (Lima *et al.*, 2000). L'ensemble des résultats montre que la teneur en quartz et en kaolinite augmente avec la réduction de la cote altimétrique estimée pour les profils de sols. Cette figure met en évidence deux remarques : la continuité des profils des propriétés des sols avec la profondeur et l'évidence d'un profil sédimentaire unique ; l'intempérisation due au climat est semblable dans les quatre profils des sols analysés et en accord avec la teneur en quartz, peu altérable.

TABLEAU I Caractérisation physique (ravin Canaranas).

Prof. (m)	w_{nat} (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	γ_s (kN/m ³)	Avec dispersant (%)				Sans dispersant (%)			
						gravier	sable	limon	argile	gravier	sable	limon	argile
1	37,0	74,4	41,4	33,1	26,3	0,0	13,0	11,5	75,5	0,0	16,0	56,0	28,0
2	38,9	82,7	48,4	34,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	39,6	84,5	49,9	34,6	26,0	0,0	9,0	13,5	77,5	0,0	9,0	64,0	27,0
4	40,2	84,9	57,9	27,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	34,6	79,8	50,5	29,3	26,1	13,5	11,5	17,0	60,0	11,0	11,0	46,0	32,0
6	34,7	75,1	49,1	26,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	33,4	69,4	44,1	25,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	28,1	65,1	41,0	24,1	26,3	0,9	24,5	11,0	64,0	0,5	24,5	57,0	18,0
9	26,8	57,9	38,3	19,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	24,6	53,7	33,2	20,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	24,9	43,0	29,1	13,9	26,3	0,5	41,5	12,0	46,0	0,5	40,5	32,0	27,0
12	26,0	49,0	28,2	20,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-

TABLEAU II Caractérisation physique (ravin Distrito).

Prof. (m)	w_{nat} (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	γ_s (kN/m ³)	Avec dispersant (%)				Sans dispersant (%)			
						gravier	sable	limon	argile	gravier	sable	limon	argile
1	25,2	61,5	40,0	21,5	26,40	25,0	38,5	10,5	26,0	25,0	50,0	19,0	6,0
2	24,8	56,2	38,7	17,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	17,1	46,3	30,1	16,2	26,26	1,0	61,0	10,0	28,0	1,0	57,0	29,0	13,0
4	21,1	41,0	26,8	14,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	14,9	35,4	23,2	12,2	26,19	1,0	49,5	13,5	36,0	1,0	52,0	35,0	12,0
6	15,3	34,6	21,5	13,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	13,7	27,0	17,1	9,9	26,31	0,0	60,0	7,0	33,0	0,0	63,0	25,0	12,0
8	10,4	22,8	17,6	5,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	14,4	24,2	20,0	4,2	26,3	0,0	55	13	32	0,0	55	44	1
10	11,1	24,6	19,1	5,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	6,3	NL	NP	NP	26,24	1,0	77,0	6,0	16,0	1,0	79,0	12,0	8,0
12	11,1	NL	NP	NP	-	-	-	-	-	-	-	-	-

TABEAU III Caractérisation physique (ravin Tarumã 1).

Prof. (m)	w_{nat} (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	γ_s (kN/m ³)	Avec dispersant (%)				Sans dispersant (%)			
						gravier	sable	limon	argile	gravier	sable	limon	argile
1	9,2	18,9	14,8	4,1	26,6	3,0	71,0	9,0	17,0	1,0	74,0	21,0	4,0
2	9,4	20,0	15,2	4,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	7,6	NL	NP	NP	26,4	0,5	83,5	4,0	12,0	0,5	83,5	10,0	6,0
4	11,1	25,4	15,7	9,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	11,2	NL	NP	NP	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	15,6	NL	NP	NP	26,5	0,0	87,0	3,0	10,0	0,0	92,0	7,0	1,0
7	18,8	NL	NP	NP	-	-	-	-	-	-	-	-	-

TABEAU IV Caractérisation physique (ravin Tarumã 2).

Prof. (m)	w_{nat} (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	γ_s (kN/m ³)	Avec dispersant (%)				Sans dispersant (%)			
						gravier	sable	limon	argile	gravier	sable	limon	argile
1	13,6	25,1	17,7	7,4	26,2	1,0	62,0	9,0	28,0	1,0	61,0	19,0	19,0
2	8,6	17,6	NP	NP	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	7,9	NL	NP	NP	26,3	2,0	74,0	7,0	17,0	2,0	76,0	19,0	3,0
4	11,3	19,2	15,1	4,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	8,1	NL	NP	NP	26,2	1,0	81,0	3,0	15,0	1,0	83,0	10,0	6,0
6	10,9	17,8	15,9	1,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	16,2	20,3	16,6	3,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	22,6	16,8	15,4	1,5	26,9	0,0	73,0	8,0	19,0	0,0	74,0	11,0	15,0

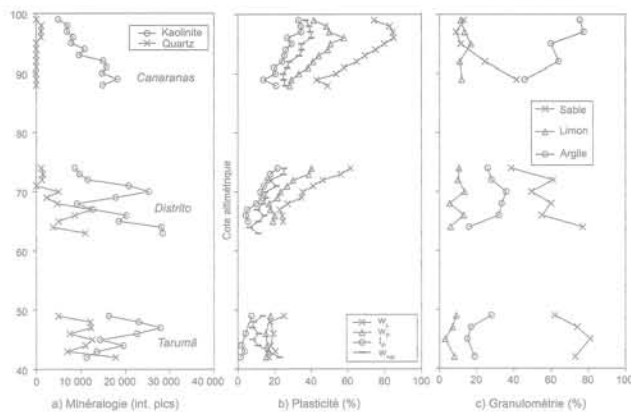


FIG. 3 Essais de caractérisation géotechnique en fonction de la cote altimétrique.

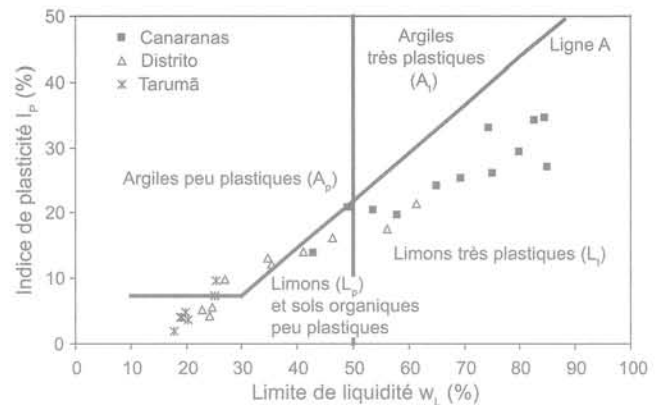


FIG. 4 Diagramme de Casagrande.

On remarque d'une manière générale, dans tous les ravins, que la teneur en argile diminue par rapport à la profondeur et que le pourcentage de limon est plus important dans les analyses granulométriques sans l'utilisation de dispersant, ce qui indique, qu'il s'agit, en partie, d'agrégats des sols et non seulement de particules indépendantes. La figure 4 montre le diagramme de Casagrande et la position de chaque ravin dans ce graphique. On peut constater que les sols du ravin Canaranas sont caractérisés comme L_t , ceux du ravin Distrito, la moitié est L_t et l'autre partie en fonction de la profondeur est A_p et les sols du Tarumã sont classifiés comme L_p . On remarque dans ce diagramme que la majorité des points se trouvent au-dessous de la ligne A, caractéristique non rare dans les sols tropicaux.

3.2

Comportement mécanique

La figure 5 montre les profils de SPT (N), de torsion (T) et de succion matricielle ($u_a - u_w$) pour le ravin Distrito jusqu'à la profondeur de 13 m. Dans ce cas les valeurs de succion ont été obtenues à partir d'échantillons de sols prélevés lors des essais SPT. On remarque que les valeurs de N et des torsions (T) ont tendance à diminuer par rapport à l'augmentation de la profondeur jusqu'à 6 m, et à partir de cette profondeur, ils ont tendance à augmenter. On peut observer aussi que les mesures de succion ont tendance à diminuer en fonction de la profondeur, ce qui est en accord avec

les variations des propriétés des sols, tels que la granulométrie, la plasticité et la teneur en eau naturelle tout au long de la profondeur. On peut dire aussi, que les paramètres N et T dépendent aussi bien de la succion que des propriétés physiques tel l'indice de vides.

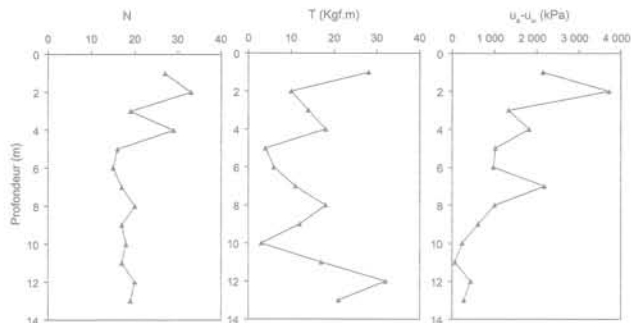


FIG. 5 Profils de N (SPT), T (torsion) et $u_a - u_w$ (succion) (ravin Distrito).

Le tableau V présente les paramètres de résistance (c et ϕ) obtenus dans la boîte de Casagrande (cisaillement direct) pour les conditions naturelle (non saturée) et saturée (succion = zéro) à des profondeurs de 1, 3, 5, 7 et 8 m. Ces résultats montrent une réduction de la cohésion du sol avec l'inondation au fur et à mesure que la profondeur augmente.

TABLEAU V Paramètres de résistance (ravin Distrito).

Profondeur (m)	Naturel (non saturé)		Inondé (saturé)	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
1,0	64,8	39,5	28,8	39,5
3,0	41	31,3	16	31,4
5,0	11,3	35,4	5,6	41,1
7,0	24	35,7	3	32,2
8,5	69	27,1	41	22,4

3.3

Essais d'érodabilité

L'érodabilité des sols a été déterminée par l'essai d'Inderbitzen (1961). Cet essai consiste à passer un écoulement d'eau sur un échantillon de sol avec une déclivité de 10° et un débit de 50 ml/s. Les valeurs de perte de sol sont déterminées après un temps d'essai de 30 minutes d'écoulement d'eau. Ces résultats sont montrés dans le tableau VI. L'unité des valeurs de perte de sol est donnée par (g/mm^2). Les essais ont été réalisés sur des échantillons naturel (non saturé) et saturé (succion = zéro), pour le ravin Distrito. Ces résultats montrent une liaison directe entre l'érodabilité (perte de sol) et la cohésion du sol saturé. Il est cependant important de remarquer que pour la condition non saturée, il n'y a pas une liaison directe entre la cohésion et l'érodabilité dû à l'influence contraire de la réduction

de la succion lors de l'écoulement. En effet, la pénétration de l'eau dans le sol non saturé engendre, dans les pores, une pression d'air qui provoque le détachement de particules quand elle dépasse la cohésion effective ou la cimentation du sol.

TABLEAU VI Pertes de sol (essai d'Inderbitzen) (ravin Distrito).

Prof. (m)	Perte de Sol ($\times 10^{-3} g/mm^2$)	
	Naturel (non saturé)	Saturé
1,0	0,2941	0,5017
3,0	0,9906	0,5971
5,0	0,2305	0,233
7,0	0,7996	0,8887
8,5	0,8874	0,0929

3.4

Courbes de rétention d'eau

Les mesures de succion ont été faites, par séchage, en utilisant la technique du papier filtre, d'après les recommandations de l'ASTM (1992). Nous avons essayé de les mettre en corrélation avec les paramètres géotechniques obtenus et de vérifier l'influence directe de ceux-ci sur l'érodabilité des sols pour la région urbaine de Manaus. La figure 6 montre les courbes de rétention d'eau pour le profil de sol sur le ravin Distrito. On remarque les grandes variations de succion sur la couche superficielle à 1 m au-dessous du niveau du terrain. Il est évident que cette couche a été plus exposée à la météorisation, soumise à des cycles de séchage et d'humidification.

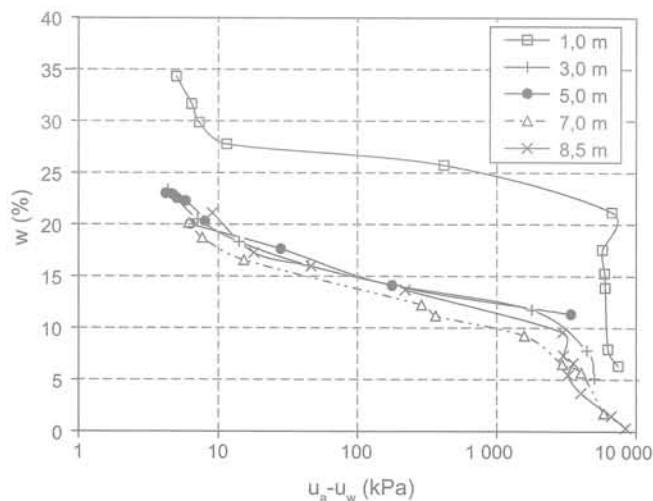


FIG. 6 Courbes de rétention d'eau (ravin Distrito).

Corrélations

4.1

Propriétés physiques

Les corrélations présentées ici ont été ajustées aux meilleures tendances. Les résultats de caractérisation physique montrent que les sols du ravin Canaranas sont plus argileux, étant identifiés par une plasticité élevée et des valeurs importantes de la teneur en eau naturelle. Les sols du ravin Distrito sont caractérisés comme des sables argileux et moyennement plastiques. Enfin, les sols du ravin Tarumã sont plus sableux par rapport aux deux autres profils analysés, présentant une faible plasticité, voire aucune plasticité dans les grandes profondeurs.

En faisant la corrélation entre les résultats de la teneur en eau naturelle (w_{nat}) et les propriétés de consistance (w_L , w_p et I_p) des profils des ravins analysés, on observe qu'il existe une tendance à la corrélation linéaire entre ces indices, en montrant une augmentation de la teneur en eau par rapport aux propriétés plastiques (Fig. 7). On peut aussi vérifier sur cette figure que les caractéristiques d'humidité et de plasticité des profils des ravins se décalent selon la position des cotes altimétriques où ils se trouvent. Ce résultat révèle, en plus de la caractérisation du profil de sol typique pour la région de Manaus, que la composition minéralogique de ces sols est fondamentalement la même.

La figure 8 confirme l'influence du pourcentage d'argile sur les limites de plasticité (w_L et w_p) et l'indice de plasticité (I_p), c'est-à-dire, plus le pourcentage d'argile est élevé, plus les limites de plasticité, les indices de plasticité et les teneurs en eau naturelles seront importantes. Il faut remarquer que l'inclinaison de la droite sur la figure 8, qui corréle l'indice de plasticité et le pourcentage d'argile, représente le coefficient de l'activité moyenne de Skempton (I_a), qui est d'environ 0,46, ce qui classe ces sols comme inactifs. La plus grande dispersion de ces résultats par rapport aux résultats de la figure 7 peut être, au moins en partie, expliquée par le fait que, sur cette figure les résultats ont été obtenus pour les sols à l'état d'agrégation naturel, sur la figure 8, la teneur en argile a été obtenue après la désagrégation du sol par une solution de défloculant.

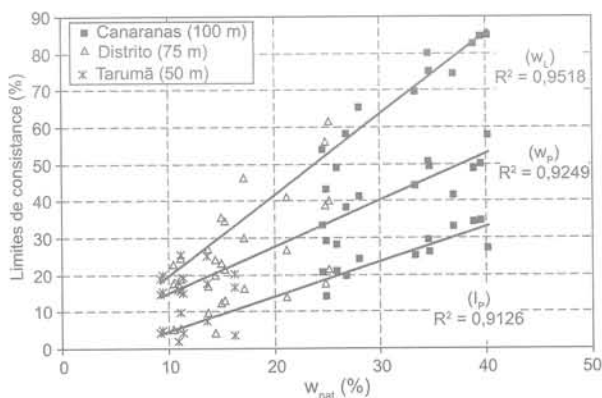


FIG. 7 Corrélations entre w_{nat} et les limites de consistance.

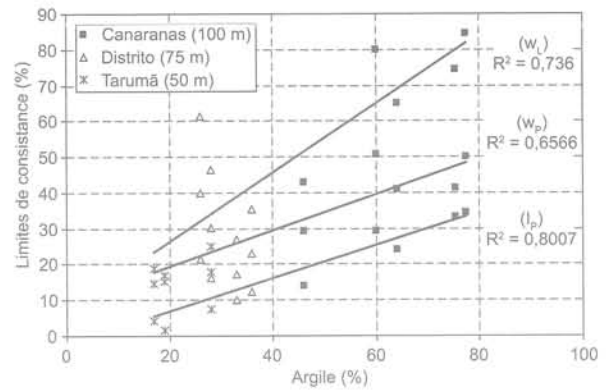


FIG. 8 Corrélations entre le pourcentage d'argile et les limites de consistance.

Benevelli *et al.* (2003) montrent que dans les sols tropicaux, le niveau de désagrégation par l'action de la solution défloculant dépend de la stabilité des agrégats et conséquemment du niveau de la météorisation qui a contribué pour la formation du sol.

Dans un profil de sol tropical, l'action des intempéries est généralement minimisée en fonction de l'augmentation de la profondeur, indépendamment de la cote topographique du relief. En analysant ces mêmes corrélations avec le pourcentage d'argile sans l'utilisation de la solution défloculant, nous avons constaté la même tendance du graphique vu dans la figure 8.

Les coefficients de corrélation entre la plasticité et la somme des pourcentages d'argile et de limon (Fig. 9) ont été légèrement supérieures aux coefficients, où on avait considéré seulement le pourcentage d'argile (Fig. 8). Les tableaux I à IV montrent que dans les analyses granulométriques sans l'utilisation de la solution défloculant, le pourcentage de limon est trop élevé, ce qui peut indiquer que, soit la fraction limon est active, soit, elle est transformée en argile, dans les analyses avec l'utilisation de la solution défloculant.

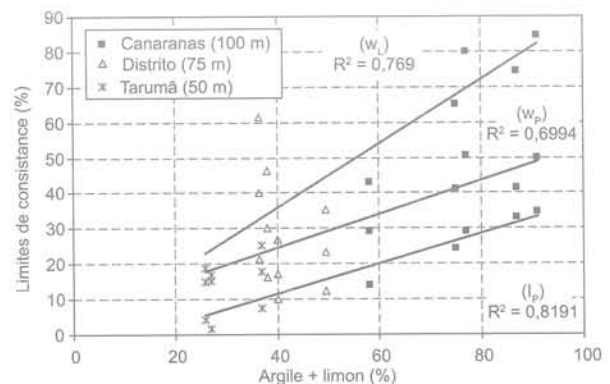


FIG. 9 Corrélations entre les sommes d'argile et de limon et les limites de consistance.

Propriétés physiques et minéralogiques

Afin d'analyser le niveau de corrélation existant entre la minéralogie, les limites de plasticité et la granulométrie, nous avons déterminé les intensités des pics de la kaolinite et du quartz. Ces valeurs ont été obtenues à partir des diffractogrammes des essais aux rayons x à chaque profondeur.

La figure 10 présente le graphique de corrélation entre la kaolinite et l'indice de plasticité. Cette même tendance a été observée pour les limites d'Atterberg. Cette figure montre qu'il y a une diminution de la « teneur » de la kaolinite avec l'augmentation des propriétés plastiques et conséquemment du pourcentage d'argile. Ceci paraît contrarier les concepts sur les limites de plasticité, dont les mesures sont dépendantes du type et de la quantité des minéraux argileux présents dans les sols.

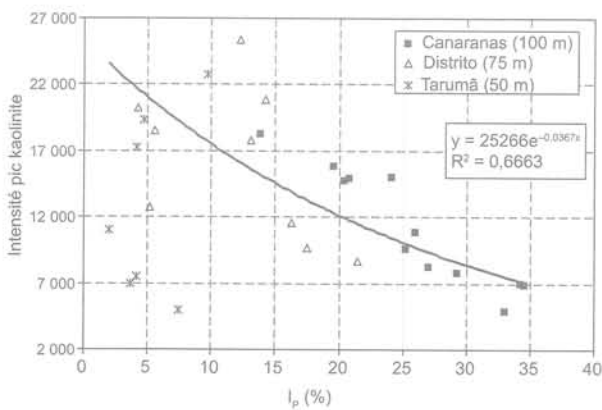


FIG. 10 Corrélation entre l'intensité du pic de la kaolinite et l'indice de plasticité.

Cette relation est due, probablement, à la présence d'un autre type de minéral argileux qui n'a pas pu être identifié dans les analyses de rayons x et que sa présence a une influence remarquable sur la plasticité de ces sols. Cardoso (2002) montre que la plasticité des sols tropicaux augmente avec la teneur en oxyhydroxyde de fer. Il est possible qu'une analyse minéralogique complémentaire puisse nous expliquer ces corrélations inverses. Toutefois, dans cet ensemble, les dispersions entre les deux paramètres sont importantes et on remarque la nécessité de la compréhension des résultats à partir des profils d'intempérie et de la formation des sols dans la région.

On peut observer que sur les cotes supérieures, et partant du domaine plus argileux (profil Canaranas et partie du profil Distrito), les propriétés de sols sont groupées dans une tendance prédéterminée et le reste dans une autre tendance, mais en gardant un certain parallélisme entre elles. Même si dans cet article, on ne présente pas la corrélation de l'intensité de pic de la kaolinite avec la teneur en argile, on remarque qu'elle a la même tendance que celle observée sur la figure 10.

Sur la figure 11, on trouve la corrélation espérée existante entre l'intensité du pic de quartz et l'indice de plasticité. C'est-à-dire que plus importante est la teneur en quartz, plus petit sera l' I_p . Ces résultats confirment

les hypothèses antérieures puisqu'il y a une bonne corrélation entre ces deux paramètres. Or comme l'altération du quartz est difficile, il peut être considéré comme un élément tampon. La figure 12 montre une bonne relation entre le pourcentage de sable et l'intensité du pic de quartz, ce qui démontre que la fraction de sable est, en grande partie, quartzreuse.

Les corrélations vues ci-dessus ont montré que les différences tout au long des profils, de sols de même qu'entre les ravins, sont fortement associées aux variations de cotes altimétriques. Chaque profil de sol étudié a été affecté par les processus d'intempérie et de météorisation qu'il a subis tout au long du temps. C'est-à-dire, que sur les cotes similaires, nous avons des propriétés et des caractéristiques des sols similaires. Cela pourra changer si le processus d'intempérie et la matière organique ont agi différemment.

Fatalement, c'est le cas pour les cotes de ces ravins, ce qui interfère imperceptiblement sur les propriétés et le comportement mécanique de ces sols. Il est évident, cependant, que le ravin Distrito, en terme de caractéristiques de sol, présente un comportement intermédiaire si on le compare aux autres ravins étudiés, ce qui nous a fait opter alors pour la poursuite et l'approfondissement des recherches sur ce ravin.

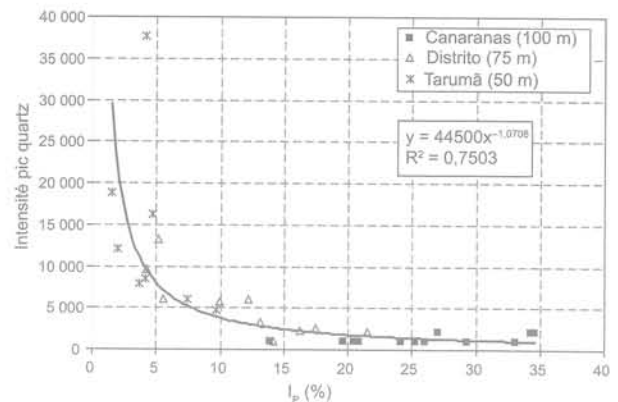


FIG. 11 Corrélation entre l'intensité du pic du quartz et l'indice de plasticité.

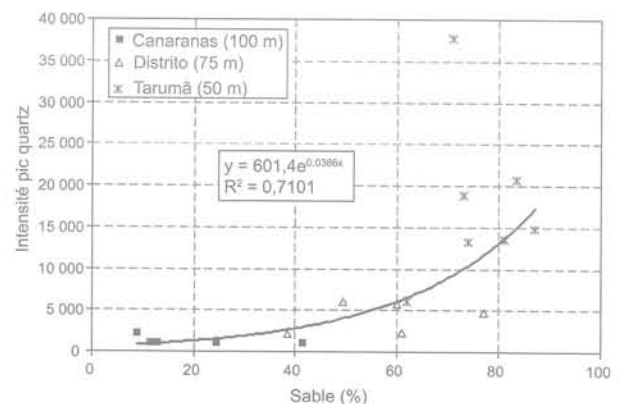


FIG. 12 Corrélation entre l'intensité du pic du quartz et le pourcentage de sable.

Propriétés physiques, minéralogiques et de comportement mécanique

Les analyses de corrélations entre les caractéristiques physico-minéralogiques et le comportement mécanique ont été obtenus pour le ravin Distrito. Il faut signaler que nous avons travaillé avec la tendance des graphiques car le nombre des résultats a été limité.

Le graphique de la figure 13 met en relation les valeurs de cohésion et les intensités de pics de la kaolinite. Cette figure montre que plus l'intensité de pic de la kaolinite est importante, plus la cohésion du sol est élevée, tandis qu'en faisant la même relation pour l'angle de frottement, on a trouvé un comportement inverse, comme on pouvait l'espérer. Un autre aspect doit être mis en question sur ces résultats : la kaolinite n'est pas un minéral argileux très actif et pourtant il est cohésif. Il faut remarquer que, dans le cadre de la météorisation des sols tropicaux, les oxyhydroxydes de fer et d'aluminium contribuent à un type de cimentation pour ces sols, en plus de la kaolinite. Leroueil et Barbosa (1999) introduisent la composante de cohésion due à la cimentation dans la résistance des sols tropicaux.

Nous n'avons pas pu obtenir de relations entre les paramètres de résistance et les intensités de pics de quartz. D'après le graphique de la figure 12, la phase granulaire de ce sol, à l'état naturel, peut être constituée d'autres minéraux, en plus de quartz, ce qui provoque la dispersion entre les points. Le même comportement a été observé pour des relations avec la somme entre l'argile et le limon.

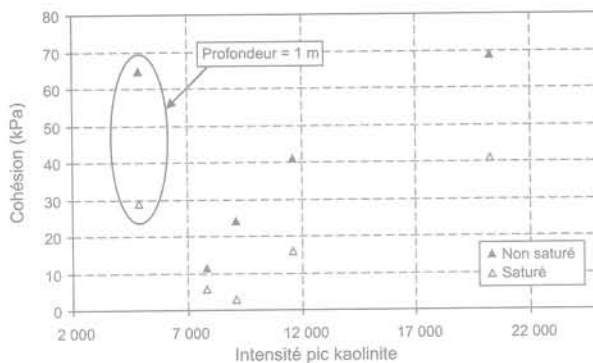


FIG. 13 Corrélation entre la cohésion et l'intensité du pic de la kaolinite.

Dans les sols tropicaux, la fraction limon et sable est, dans la plupart des cas, composée par des agrégats d'argile, limon et/ou sable. Le ciment dans ces agrégats peut être formé par ponts d'argile ou par oxyhydroxydes de fer et/ou d'aluminium.

Benevelli *et al.* (2003), montrent que les agrégats existants sur les profils des sols tropicaux ne sont pas, en leur majorité, désagrégables sous l'effet d'hexamétophosphate de sodium, qui est la solution de défloculant utilisée dans les essais de sédimentation au Brésil. Il faut remarquer que certains agrégats présents dans les sols tropicaux demandent de l'énergie mécanique pour être défaits.

Nous savons que le type de minéral d'argile, l'indice de vides et le degré de saturation ou la teneur en eau, sont des facteurs importants dans la définition de la succion d'un sol. En plusieurs cas, les corrélations avec chacun de ces facteurs séparément, conduisent à déterminer, parmi eux, lequel exercera une plus forte influence sur la succion pour un certain type de sol. Dans l'étude de la succion matricielle du profil de sol du ravin Distrito, nous avons analysé l'influence de la nature du sol sur ce paramètre. D'autres analyses sont présentées par Lima (1999).

Les mesures de succion utilisées dans la corrélation ont été obtenues à partir des échantillons prélevés avec l'humidité naturelle pendant l'essai du SPT. Pour cela, on a utilisé la technique du papier filtre.

Comme la succion dépend de la composition granulométrique, celle-ci étant d'autant plus importante que le sol est plus argileux, on a essayé d'établir une corrélation entre les propriétés plastiques et les mesures de succion matricielle. La figure 14 montre la relation entre la succion matricielle et l'activité de Skempton (I_a) pour ces sols, ce qui indique qu'il existe une influence de la nature du sol dans son comportement.

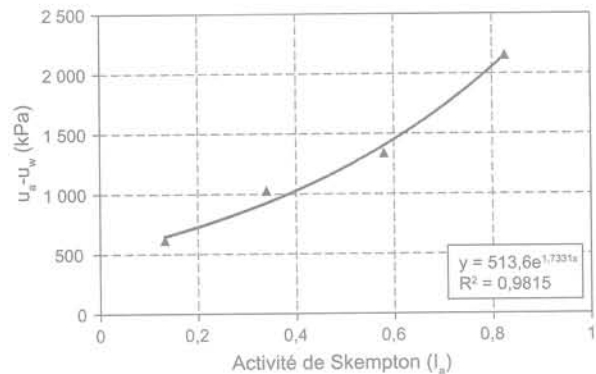


FIG. 14 Corrélation entre la succion matricielle et l'activité de Skempton.

4.4

Propriétés physico-minéralogiques, comportement mécanique et érodabilité

La corrélation entre l'érodabilité des sols et les paramètres géotechniques est très difficile due au grand nombre de variables qui interfèrent dans cette propriété. Les essais d'érodabilité n'ont été réalisés que pour le ravin Distrito. Ainsi, nous avons obtenus quelques relations entre les valeurs de pertes de sol (P.S.) trouvées dans l'essai d'Inderbitzen et les autres propriétés des sols.

Il faut tenir compte du fait que dans les essais d'Inderbitzen sur des sols non saturés, au fur et à mesure que les essais sont réalisés, le degré de saturation, et par conséquent, la succion et le comportement propre du sol vont changer. Ces altérations se produisent au cours d'essais imposant des limitations pour l'obtention de corrélations avec les autres propriétés du sol. La seule tendance de corrélation acceptable de la perte de sol à l'état initial non saturé a été obtenue avec la fraction de sable (Fig. 15).

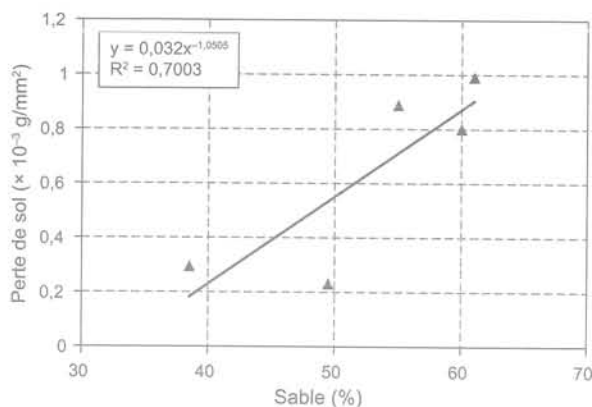


FIG. 15 Corrélation entre la perte de sol (non saturé) et le pourcentage de sable.

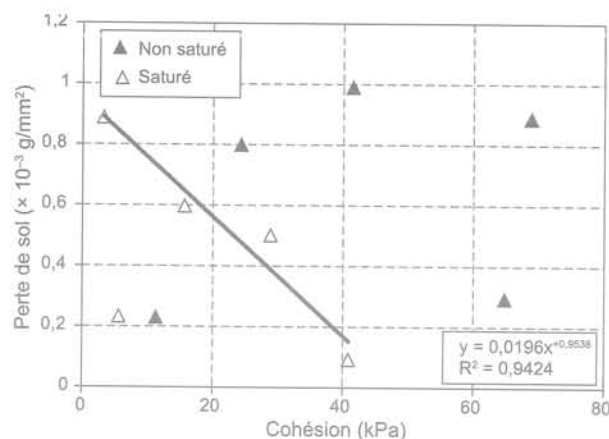


FIG. 17 Corrélation entre la perte de sol et la cohésion.

La figure 16 montre la corrélation entre la perte de sol (échantillon à l'état saturé) et le pourcentage de limon obtenu sans l'utilisation de la solution défloculant. On peut noter l'influence positive du limon à l'état naturel dans l'érodabilité. On remarque que cette même tendance a été observée pour la relation avec de la kaolinite. Dans la condition saturée, il est possible de vérifier que la perte de sol, et donc l'érodabilité, augmente avec la diminution de la cohésion du sol, alors que dans la condition non saturée, on n'a trouvé aucune tendance (Fig. 17). La figure 18 montre cependant qu'il y a une bonne corrélation entre la perte de sol, à l'état initial saturé et la variation de cohésion (Δc). Dans cet article, la variation de cohésion (Δc) est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta c = \frac{c_{\text{saturé}} - c_{\text{non saturé}}}{c_{\text{non saturé}}} \times 100 \quad (1)$$

Dans les sols tropicaux, Bender (1985) a vérifié que l'érodabilité est directement liée à la résistance au cisaillement. Ce fait a été constaté aussi par Bastos (1999). Dans cet article, pour les sols de Manaus, on a remarqué qu'il y a aussi une relation entre la variation de la résistance au cisaillement et les valeurs d'érodabilité (perte de sol saturé).

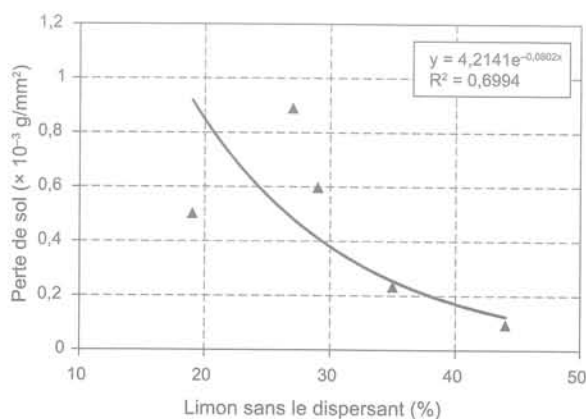


FIG. 16 Corrélation entre la perte de sol et le pourcentage de limon sans le dispersant.

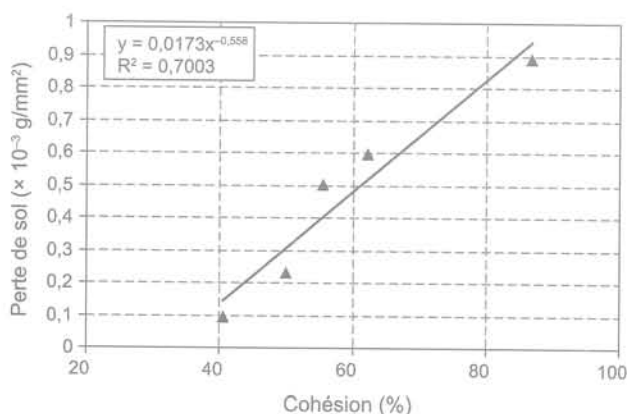


FIG. 18 Corrélation entre la perte de sol et la variation de perte de cohésion.

5

Conclusion

Des résultats, on peut constater que :

- les caractéristiques de la teneur en eau, de la plasticité et les fractions granulométriques des ravins étudiés dans la ville de Manaus se trouvent alignés et ne sont décalés que par les positions sur les cotes altimétriques ;
- les relations entre les pourcentages d'argile, les limites de plasticité et la teneur en eau sont convenables et cohérentes. Dans ce cas, les résultats valident l'influence de l'argile sur les propriétés plastiques du sol et sur la teneur en eau naturelle, ce qui revient à dire que, plus le pourcentage d'argile est important, plus les limites de liquidité et de plasticité, l'indice de plasticité et aussi la succion sont élevés ;
- les caractéristiques de succion, les paramètres de cohésion et aussi l'érodabilité sont influencés par la nature du sol ;

– la perte de cohésion de sol due au processus de saturation montre un excellent indicateur pour la prévision de l'érodabilité pour les sols tropicaux ;
 – les meilleures relations ont été obtenues avec les valeurs de perte de sol dans l'état saturé. Étant donné les facteurs qui influencent conjointement les propriétés des sols dans l'état naturel tels que : la succion, la

cimentation, la macrostructure d'origine pédologique ou géologique, les relations avec la perte de sol à l'état naturel n'ont pas été possibles ;

– en fonction du grand nombre de variables intervenants dans l'érodabilité des sols, leurs relations avec d'autres propriétés des sols présentent des difficultés non négligeables.

Bibliographie

- ASTM 1992. D-5298 – *Standard test method for measurement of soil potential (Suction) using filter paper*. Annual Book of ASTM Standards, vol. 15.09, p. 1312-1316.
- Basto C.A.B. – *Estudo Geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados*. Thèse de doctorat en génie civil, UFRGS, Porto Alegre, RGS, Brésil, 1999, 270 p.
- Bender H. – Érosion : un problème de résistance au cisaillement en fonction du chemin des contraintes pendant l'infiltration. *International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Proceedings*, Brasília/DF, Brésil, ABMS, 1985, vol. 2, p. 15-25.
- Benevelli R.M., Oliveira C.G.M., Camapum de Carvalho J. – Influência do tipo de defloculante de partículas finas na determinação da granulometria. *I Symposium de Géotechnique du Centre-Ouest*, Brasília, DF, Brésil, 2003 (document numérique).
- Bento A.H. – Mapeamento Geotécnico da Área Urbana de Manaus, AM. Mémoire de Master en sciences environnementales. Domaine Géotechnique, CCA/UA, Manaus, AM, Brésil, 1998, 200 p.
- Cardoso F.B.F. – *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 2002, 358 p.
- Fernandes Filho L.A., Costa M.L., Costa J.B.S. – Registros neotectônicos nos lateritos de Manaus, AM. *Revue de Géosciences*, Université de l'État de São Paulo (UNESP), vol. 16, 1997.
- Inderbitzen A.L. – An erosion test for soils. *Materials Research & Standards* 1 (7), 1961, p. 553-554.
- Leroueil S., Barbosa P.S.A. – Combined effect of fabric, bonding and partial saturation on yielding of soils. *Proc. Asian Conf. on Unsaturated Soils*, Singapore, 1999, p. 527-532.
- Lima M.C. – Contribuição Estudo do Processo Evolutivo de Boçorocas na Área Urbana de Manaus. Mémoire de Master en Géotechnique, Université de Brasília, Brasília, DF, Brésil, 1999, 150 p.
- Lima M.C., Camapum de Carvalho J., Frota C.A. – Caracterização Geotécnica do perfil de solo típico da cidade de Manaus, AM. *Sols et Roches*, revue latino-américaine de géotechnique, vol. 23 (3), 2000, p. 143-155.
- Mortari D., Camapum de Carvalho J. – Modelo encaixado, uma proposição para a evolução das erosões no Distrito Federal. *10^o Congrès brésilien de mécanique des sols et génie géotechnique*, vol. 4, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, Brésil, 1994, p. 1085-1092.
- Sherard J.L., Dunnigan L.P., Decker R.S., Steele E.F. – Pinhole test for identifying dispersive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 102 (1), 1976, p. 69-85.
- Vilar O.M., Prandi E.C. – *Erosão dos Solos. Sols dans l'intérieur de São Paulo* (eds. J.C.A. Cintra & J.H. Albiero), ABMS, EESC, USP, Brésil, 1993, p. 177-206.

Enseignements tirés du traitement du remblai gagné sur la mer – Marina J. Khoury (Liban)

J.-B. ESTA

Professeur à l'École
supérieure d'ingénieurs
de Beyrouth
Immeuble TRAD
rue Issa-Maalouf
Beyrouth, Liban

A. EL KHOURY

DEA Mécanique des sols
ESIB Sols renforcés
Beyrouth, Liban

S. FATTOUH

B.S. Geology
American University of Beirut
Soil mechanics associates
Beyrouth, Liban

Résumé

Un remblai constitué par un sable dragué en mer au large des côtes libanaises a été gagné sur la mer entre Antelias et Dbayé au Nord de Beyrouth sur une superficie d'un million et cent mille mètres carrés. Certaines parcelles entourant la Marina ont été traitées par vibro-compaction et pilonnage intensif pour réduire – voire annuler – le risque de liquéfaction et éviter, sous chargement statique, des tassements totaux et différentiels importants. L'article présente les méthodes de contrôle du traitement choisi et montre, pour deux immeubles de 12 étages construits sur radier sur ce sol amélioré, une bonne concordance entre les tassements mesurés et les tassements calculés par la méthode pressiométrique, les modules de déformation Ménard étant obtenus par corrélation à partir d'essais pénétrométriques statiques ANDINA.

Mots-clés : remblai, amélioration des sols, vibrocompaction, pilonnage, liquéfaction, tassement.

Lessons drawn out of the treatment of the reclaimed sea-land fill – J. Khoury Marina (Lebanon)

Abstract

A sea sand fill dredged off the lebanese coasts was dumped to reclaim sea-land between Antelias and Dbayé, North of Beirut covering an area of one million and one hundred thousand squared meters. Some plots surrounding the Marina have been treated by vibro-compaction and dynamic compaction to reduce, if not cancel, the risk of liquefaction and to avoid considerable total and differential settlements under static loads. The article displays the chosen verification methods of improvement and shows, for two 12-storeys buildings erected on a raft over this treated ground, a very good conformity between measured settlements and settlements computed by pressuremetric method, the Ménard deformation moduli being obtained by correlation starting from ANDINA static penetrometer tests.

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} mars 2009.

Introduction

Commencé en 1982, le remblaiement du terre-plein gagné sur la mer entre Antelias et Dbayé au nord de Beyrouth s'est poursuivi malgré la guerre et a été achevé en 1995. Couvrant une surface proche d'un million cent mille mètres carrés, le remblai mis en place par l'entreprise SNE Joseph Khoury est protégé, côté mer, par des enrochements et par des acropodes (Fig. 1). Mise à part la zone entourant la Marina où des enrochements et un tout-venant calcaire ont été mis en place, le remblai est constitué par un sable dragué en mer au large des côtes libanaises et déversé hydrauliquement par l'entreprise hollandaise HAM.

Afin de faciliter les travaux de construction futurs et eu égard aux règles de l'urbanisme en vigueur au Liban, ce remblai a été mis en place grossièrement à la cote + 1,3 alors que les routes desservant les parcelles sont à la cote + 8 environ, ce qui permet dès le départ de prévoir au moins deux niveaux de sous-sols pour les immeubles à construire.

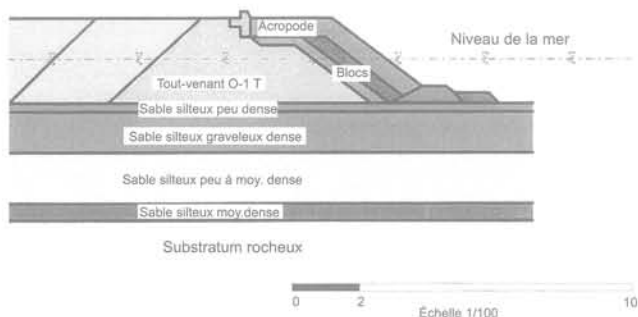


FIG. 1 Coupe de la digue. Terrain gagné sur la mer. Barrier section. Reclaimed sea-land.

2

Nature du remblai utilisé

2.1

Propriétés physiques

Les analyses faites au laboratoire de l'École d'ingénieurs de Beyrouth (ESIB) montrent que le sable utilisé est un sable calcaire dont la composition chimique est la suivante.

Perte au feu	43,85 %
Chaux	48,40 %
Magnésie (MgO)	3,62 %
Silice (SiO ₂)	3,10 %
Alumine et oxyde ferrique (Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃)	0,60 %
Autres	0,43 %

Ce sable proviendrait des grès dunaires würmiens qui affleurent le long du rivage (Sanlaville, 1977). Par ailleurs, toutes les analyses granulométriques montrent qu'il s'agit d'un sable graveleux dont le diamètre est compris entre 10 et 0,1 mm, le pourcentage pas-

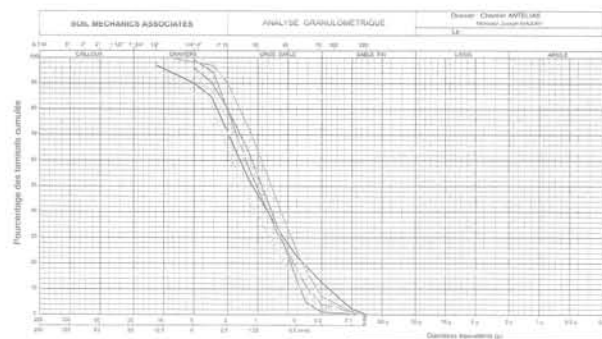


FIG. 2 Courbes granulométriques du remblai utilisé. Sieve analysis curves of the used fill.

sant à 80 μm étant inférieur à 2 % (Fig. 2). Les différentes courbes granulométriques fournissent un diamètre d_{50} compris entre 1 et 2 mm et un rapport d_{60}/d_{10} entre 5 et 10.

2.2

Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du sable ont été caractérisées par des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande, en milieu saturé et à une vitesse de 1 mm/min. Deux séries d'essais ont été exécutées : la première avec des échantillons dans un état lâche saturé, obtenu en versant le matériau directement au nu de la partie supérieure de la boîte et, la seconde, avec des échantillons dans un état compact saturé en damant le matériau mis dans la boîte au moyen d'un cube en bois au fur et à mesure de la mise en place.

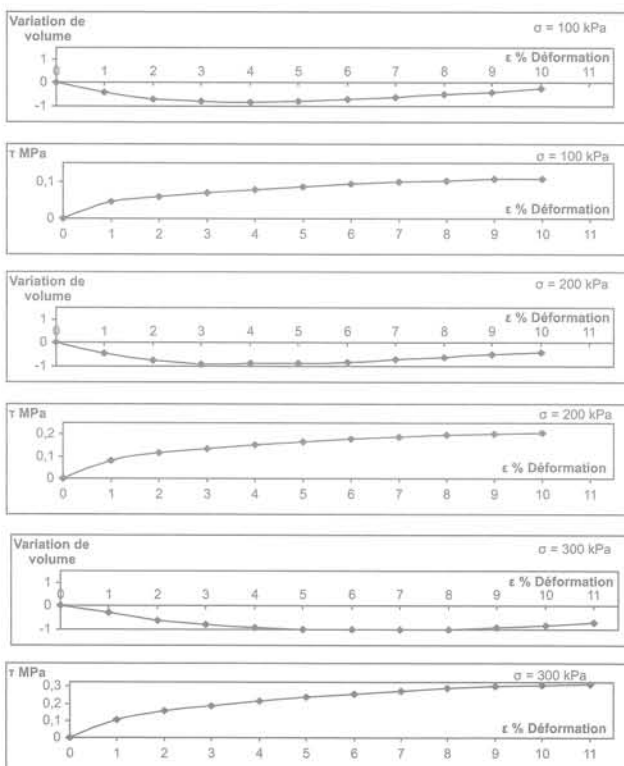


FIG. 3 Essais de cisaillement : courbes contraintes-déformations obtenues à l'état lâche saturé. Direct shear tests : stress-strain curves obtained at the saturated loose state.

Les résultats obtenus avec un état lâche du sable n'indiquent pas de rupture franche (Fig. 3). Toutefois, au-delà d'une valeur de 9 à 11 %, la déformation augmente de quelques pour cent pour une très faible augmentation de la contrainte de cisaillement. Par ailleurs, il se produit une diminution du volume pendant toute la durée du cisaillement : l'angle de frottement interne est voisin de 26 degrés.

Cette valeur de 26 degrés est plausible pour un sable qui vient d'être déversé. D'après les corrélations données dans le document de la Société internationale de mécanique des sols et travaux de fondations intitulé « Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe », elle correspond à une pression limite au pressiomètre de 250 kPa (figure 12 du document cité), c'est-à-dire à une résistance de pointe au pénétromètre statique de 1 500 à 2 000 kPa, que l'on a mesurée lors des sondages pénétrométriques.

Pour un état compact du sable, les courbes contraintes-déformations présentent un pic pour une déformation comprise entre 6 et 8 %, avec une diminution de volume pour les petites déformations et une augmentation ensuite, caractéristique du phénomène de dilatance (Fig. 4). Avec l'hypothèse d'une cohésion nulle, l'angle de frottement interne vaut environ 46 degrés, ce qui est relativement important. A cet angle de frottement interne de 46 degrés correspond une pression limite pressiométrique de 2 500 kPa, c'est-à-dire une résistance de pointe de l'ordre de 20 000 kPa qui sera observée lorsque le sable aura été bien compacté par pilonnage.

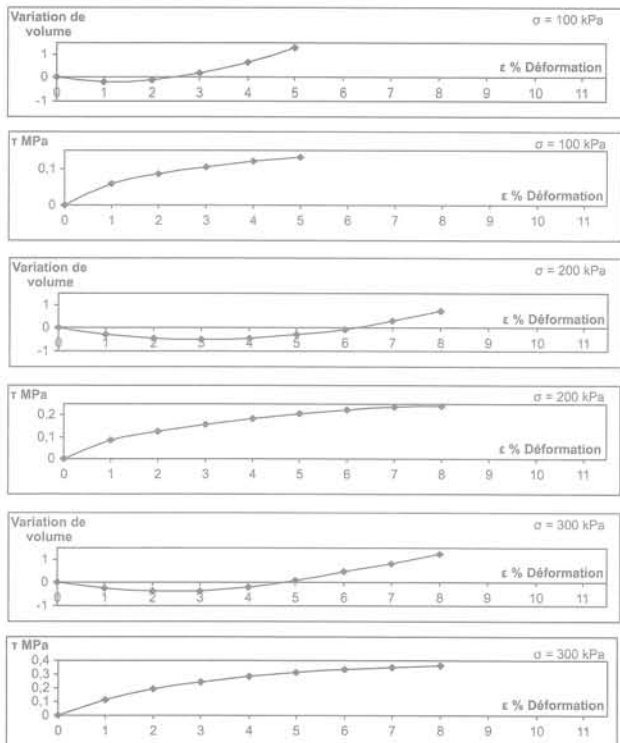


FIG. 4 Essais de cisaillement : courbes contraintes-déformations obtenues à l'état compact saturé. Direct shear tests : stress-strain curves obtained at the saturated compact state.

Par ailleurs, tout le remblai a été étudié au moyen du pénétromètre statique ANDINA de 150 kN, les lectures étant faites tous les 25 cm avec une vitesse de pénétration de 2 cm/s. Les coupes obtenues montrent que

l'épaisseur du remblai varie entre 4 m côté Est et 10 m côté Ouest, le sable étant légèrement compacté au-dessus du niveau de la mer, avec des résistances de pointe q_c variant entre 3 et 5 MPa, sa résistance en dessous du niveau de la mer variant entre 0,5 et 1,5 MPa, ce qui correspond à un sable lâche. En dessous du remblai, on retrouve le sol en place constitué généralement par un sable silteux graveleux dense dont la résistance de pointe varie entre 7 et 20 MPa. Deux diagrammes de pénétration type sont présentés sur la figure 5.

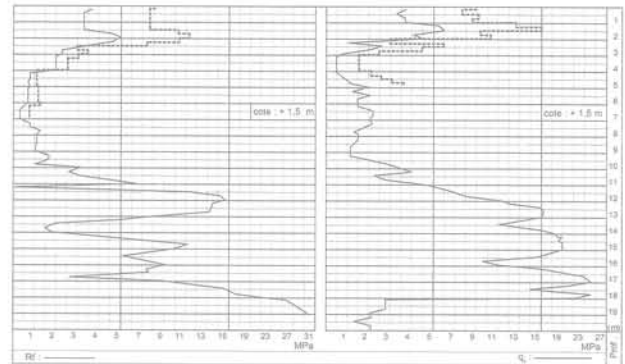


FIG. 5 Deux coupes type avant traitement. Two typical sections before treatment.

3

Les risques existants

a) Avec les caractéristiques mécaniques mesurées dans le remblai, tout chargement statique ne peut qu'entraîner des tassements totaux et différentiels importants. En effet, si l'on considère un bâtiment fondé sur un radier posé sur ce remblai, le tassement total prévisible sous une contrainte verticale moyenne de 150 kPa, correspondant grossièrement à un immeuble de 12 étages, peut dépasser le demi-mètre. Ceci est inadmissible et constitue un danger sévère pour la construction envisagée.

b) Indépendamment de tout chargement, le sable de dragage obéit par ailleurs à tous les critères d'état conduisant à la qualifier de potentiellement liquéfiable :

- degré de saturation de 100 % ;
- diamètre d_{50} voisin de 1 mm (donc compris entre 0,05 et 1,5 mm) ;
- granulométrie uniforme et rapport d_{60}/d_{10} compris entre 5 et 10 (donc inférieur à 15).

Les résistances en pointe obtenues étant celles d'un sable lâche, il est donc à craindre que dans l'état « naturel », après remblaiement hydraulique, ce sol, soumis à un chargement cyclique dans un pays classé à sismicité moyenne, subisse des tassements importants et n'atteigne la rupture par liquéfaction.

c) Les travaux de Seed *et al.* (1971) ont permis d'estimer le rapport de contrainte cyclique dû à un séisme, τ_{av}/σ'_v où τ_{av} est la contrainte de cisaillement moyenne et σ'_v la contrainte verticale effective à la profondeur considérée. Ils ont proposé une borne inférieure délimitant les cas de non-liquéfaction. Ce rapport τ_{av}/σ'_v est défini par la relation :

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0,65 \times \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \times \frac{a_{max}}{g} \times r_d \quad (1)$$

Vibrocompactage

Les opérations de vibrocompactage ont été réalisées avec un vibroflotteur PENNINE Hydraulique type 130HD dont les caractéristiques sont les suivantes :

Force centrifuge	140 kN à 3 000 RPM
Fréquence	50 Hz
Amplitude	13 mm
Diamètre	292 mm
Masse	28 kN
Puissance du moteur	100 kW

La technique de vibrocompactage retenue est la suivante.

Le vibroflotteur, tenu par une grue, pénètre par vibration et traverse la partie lâche du sol. Une fois qu'il atteint la profondeur requise, normalement le sable compact en place, il commence à être retiré et un tout venant grossier est introduit pour aider au compactage du sable lâche, et remplacer le volume perdu par densification.

L'opération se poursuit jusqu'à ce que la colonne de tout venant ainsi formée atteigne le niveau du terrain en place. L'opération est répétée suivant une maille à déterminer pour que les effets de la vibration, conjugués à l'introduction d'un matériau hautement frottant, donnent le meilleur rendement allié à une efficacité suffisante.

A cet effet, des plots d'essai préliminaires ont été réalisés par l'entreprise pour fixer cette maille et pour mesurer, suivant la rapidité de descente ou d'extraction de la sonde, l'amélioration obtenue. Ces essais ont conduit à faire varier la maille de compactage de 1,7 m × 1,7 m à 1,5 m × 1 m ainsi que le délai de repos, après la réalisation de ce compactage, entre deux et quinze jours. Les essais ont été exécutés dans la parcelle 768 (Fig. 6) et ont donné :

- pour la maille de 1,7 m × 1,7 m, dans la couche de remblai de surface, une résistance de pointe moyenne de 6 MPa (Fig. 7) ;
- pour la maille de 1,5 m × 1,5 m, des résultats généralement meilleurs avec une résistance de pointe moyenne en surface égale à 8 MPa ou plus, mais certains sondages sont moins concluants ;
- pour la maille de 1,5 m × 1 m, la résistance en pointe moyenne est supérieure à 9 MPa (Fig. 8).



FIG. 6 Positions des parcelles étudiées par rapport à la marina et implantation des sondages d'essai. Position of the studied plots with respect to the marina and set up of boreholes.

avec a_{max} , l'accélération maximale du sol en surface ; g , l'accélération de la pesanteur ; σ'_v la contrainte verticale totale à la profondeur considérée exprimée en kPa et r_d , un terme correcteur fonction de la profondeur z , exprimée en m, de la couche : $r_d = 1 - 0,015 z$.

Quelques années plus tard et, compte tenu de données supplémentaires, Seed *et al.* (1975, 1983) ont exprimé le rapport τ_{av}/σ'_v en fonction d'une valeur corrigée de la valeur SPT et ont proposé de transposer leur critère, développé pour le SPT, au pénétromètre statique. Ils ont ainsi établi une courbe enveloppe délimitant un domaine dans le diagramme (τ_{av}/σ'_v , q_c), contenant l'ensemble des sites où la liquéfaction a été observée, applicable au sable ou au sable silteux pour des séismes de magnitude 7,5. Cette courbe est approchée par l'équation (2) :

$$\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} \right)_l = \frac{q_c}{45} \quad (2)$$

où q_c est exprimée en MPa.

En dessous de cette courbe, il n'y a pas de liquéfaction alors qu'au-dessus il y a liquéfaction. Par ailleurs, des coefficients correcteurs ont été introduits par Corté (1982) pour exprimer l'influence de la magnitude sur la résistance à la liquéfaction.

Pour appliquer la démarche proposée par Seed *et al.*, il convient d'estimer le paramètre a_{max} . Comme il n'existe pas au Liban de carte sismotectonique figurant les intensités maximales ressenties, les épïcêtres, etc., on a procédé par analogie. On sait ainsi que le Liban a été soumis à des secousses sismiques. La dernière en date à avoir provoqué des destructions dans les constructions rurales (type A) est celle de 1956. Son intensité était de VI dans l'échelle MSK et sa magnitude de 5,6 dans l'échelle de Richter.

Les bâtiments prévus dans la Marina étant en béton armé bien structuré (type C), il faut donc que l'intensité de la secousse soit au moins de VII dans l'échelle MSK pour que ce type de bâtiment subisse des dommages légers, du premier degré. C'est à partir de cette valeur d'intensité que la vulnérabilité du bâtiment peut être déduite par l'application des règles de construction parasismique. Après discussion avec l'entreprise Khoury, il a été décidé d'évaluer le risque de liquéfaction du remblai pour une intensité de VIII dans l'échelle MSK. A cette intensité, il faut faire correspondre une valeur de l'accélération maximale a_{max} qui, d'après Willmore (cité par Davidovici, 1985) serait comprise entre 100 et 200 cm/s², soit un rapport a_{max}/g variant entre 0,1 et 0,2.

Pour l'Europe du Sud, la corrélation entre l'intensité VIII dans l'échelle MSK et l'accélération a_{max} implique une densité de probabilité de a_{max} égale à 1 pour $a_{\text{max}}/g = 0,30$, d'après Davidovici (1985).

Dans l'impossibilité de disposer de données locales, on a choisi avec l'approbation du Promoteur de mener les calculs pour $a_{\text{max}}/g = 0,2$ et $a_{\text{max}}/g = 0,1$. Dans ces conditions, le calcul montre que, dans la zone d'épaisseur des sables lâches de dragage, tous les niveaux sont pratiquement liquéfiables, que le rapport a_{max}/g soit égal à 0,2 ou à 0,1.

4

Choix de la méthode d'amélioration pour les remblais

Deux méthodes d'amélioration ont été utilisées : le vibrocompactage et le pilonnage intensif.

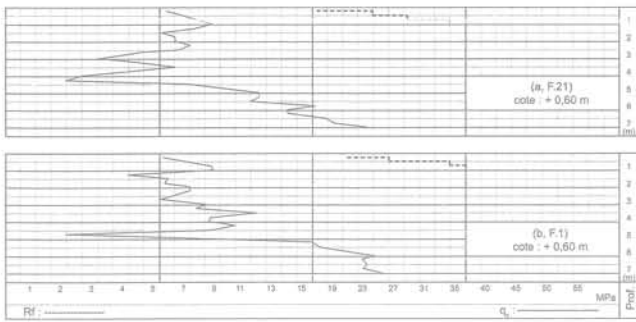


FIG. 7 Vibrocompactage : amélioration obtenue pour une maille de 1,7 m x 1,7 m (a, F.21) et une maille de 1,5 x 1,5 m (b, F.1).
 Vibro-compactation : improvement obtained for a grid of 1.7 m x 1.7 m (a, F.21) and a grid of 1.5 m x 1.5 m (b, F.1).

Il convient de noter que, d'après l'entreprise Khoury, des dépôts de limon, inhérents à la technique du remblaiement hydraulique, auraient été fréquents à l'emplacement de cette parcelle, ce qui explique l'amélioration un peu moins marquée des caractéristiques du remblai.

Par ailleurs, certains sondages, réalisés près de la colonne de gravier et y pénétrant plus ou moins, ont donné des résistances de pointe très fortes, qui de ce fait ne sont pas représentatives de l'ensemble du terrain.

Sur la base de ces essais, il a été décidé de poursuivre le vibrocompactage sur le restant de la parcelle en adoptant une maille de 1,7 m x 1,5 m.

Deux semaines après la fin de l'opération, six sondages pénétrométriques de contrôle (série I) ont été

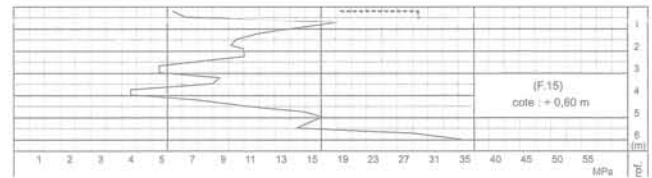


FIG. 8 Vibrocompactage : amélioration obtenue pour une maille de 1,5 m x 1,0 m (F.15).
 Vibro-compactation : improvement obtained for a grid of 1.5 m x 1.0 m (F.15).

exécutés à la cote + 0,6 environ, c'est-à-dire après obtention d'un tassement apparent de 70 cm.

A l'exception d'un sondage qui montre à partir de 2 m de profondeur la présence de limon sur 3 m d'épaisseur, les résistances moyennes en surface sont supérieures à 8 MPa, une couche d'argile silteuse, de 1 m d'épaisseur et de résistance de pointe q_c égale à 3 MPa, étant parfois notée (Fig. 9).

On en a donc conclu que, par vibrocompactage et pour des épaisseurs de remblai de l'ordre de 8 m, le tassement maximal que l'on pouvait obtenir en surface avec le matériel choisi était compris entre 60 et 70 cm.

4.2

Compactage par pilonnage intensif

Le compactage par pilonnage intensif a été peu utilisé au Liban, du fait essentiellement de l'absence de projets importants nécessitant son utilisation pendant la guerre entre 1975 et 1990. Juste avant le début de cette période, en 1974, nous avons étudié avec Louis

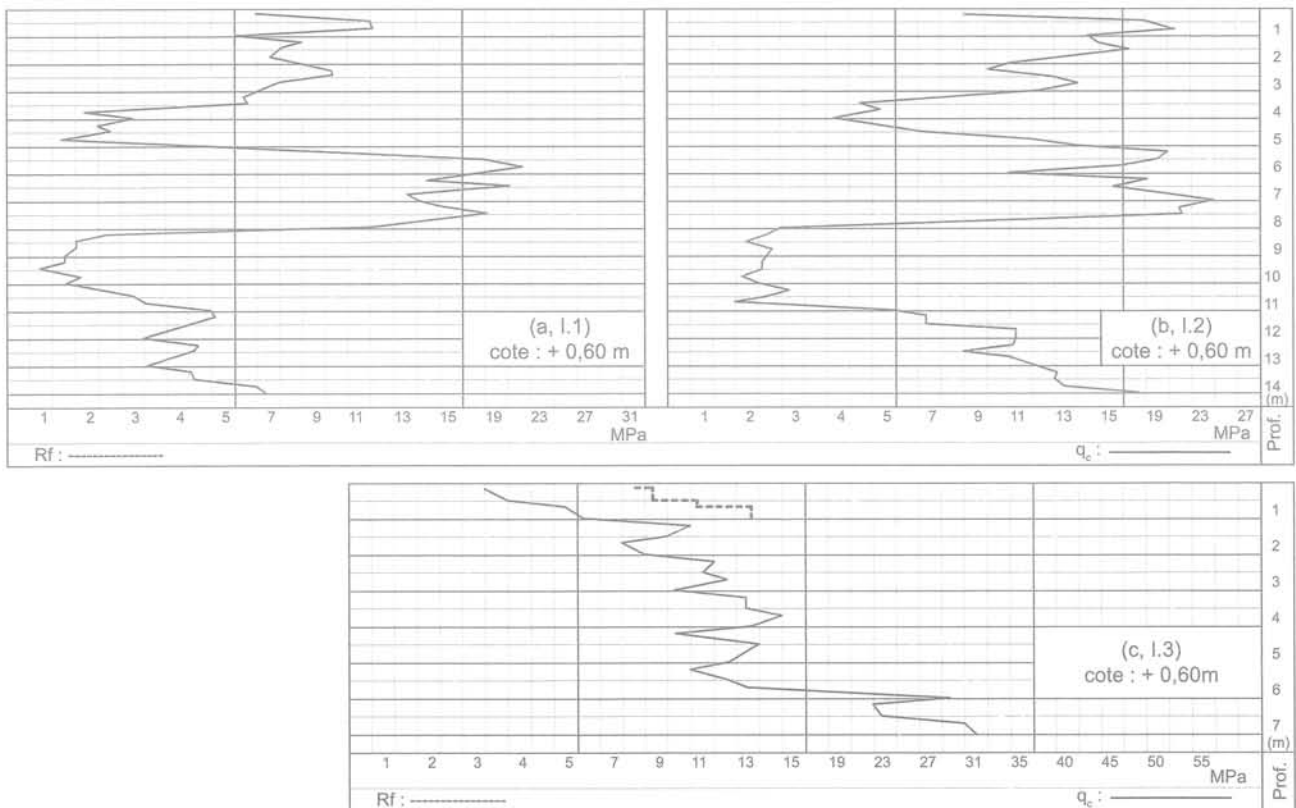


FIG. 9 Vibrocompactage : amélioration obtenue pour une maille de 1,7 m x 1,5 m (a, I.1).
 Vibro-compactation : improvement obtained for a grid of 1.7 m x 1.5 m (a, I.1).

Ménard la possibilité d'utiliser cette technique à l'usine de traitement des ordures ménagères à la Quarantaine dans Beyrouth. Mais le déclenchement des opérations militaires et la disparition brutale de Louis Ménard mirent fin à ce projet.

Plus tard, au cours de la guerre, en 1981, sur le site du centre balnéaire de Rimal, nous avons fabriqué un pilon de 80 kN chutant de 6 m à l'aide de grues de fortune. Le but était de compacter un remblai de 4 à 5 m d'épaisseur déversé sur une surface de 6 000 m² sur lequel devaient reposer la piscine olympique et les cabines. Ce traitement avait conduit à multiplier par 3 au moins le module initial moyennant un tassement en surface de 30 à 40 cm représentant une réduction de volume du remblai de l'ordre de 8 %. Il permit de réaliser des fondations superficielles chargées, en service, à 300 kPa.

Cette technique fut reprise lors de la construction d'un remblai entre Antelias et Dbayé. Les premières opérations de pilonnage furent ainsi réalisées avec le même pilon de 80 kN, ayant une aire d'impact de 2,25 m² et tombant une dizaine de fois de 8 m environ, en appliquant une énergie de 220 tm/m². Le tassement obtenu avec cette énergie était voisin de 60 cm.

Le résultat fourni par un essai pénétrométrique, réalisé près de S.1 (noté contrôle V/S.1(C.1), figure 10), a montré une amélioration certaine sur les trois mètres supérieurs mais la résistance de pointe ne s'éloignait pas beaucoup en profondeur de celle mesurée avant le compactage.

Il fut donc décidé d'utiliser un nouveau pilon, confectionné par l'Entreprise Khoury, ayant une masse de 220 kN et une aire d'impact de 4 m². Cette masse a été lancée une dizaine de fois de 10 m de hauteur jusqu'à

ce que son enfoncement atteigne une cote voisine de + 0,3 et des essais de contrôle ont été exécutés (Fig. 10). Ils sont repérés par les notations V/S1 (CC1) et V/S9 (C9). Ces essais ont montré que l'amélioration touchait maintenant 4 à 4,5 m en surface, mais qu'il restait entre 1 et 1,5 m de sable silteux plus ou moins lâche.

L'énergie de compactage a ensuite été augmentée pour atteindre la cote - 0,3 et à ce stade un sondage réalisé en P/C.6 a indiqué que le compactage avait fait passer la résistance de ce dernier mètre de sable silteux lâche à une valeur moyenne de 3 MPa, jugée acceptable (Fig. 11).

Le résultat ayant été concluant, il fut donc décidé d'atteindre la cote - 0,3 pour le remblai sableux.

Dans le même temps, on a mesuré la résistance du remblai en tout venant de carrière, au moyen du pénétromètre statique et par carottage avec essai pressiométrique Ménard. Du fait de la présence de blocs, trois des pénétrations réalisées à partir de la plateforme + 1,3 ont rencontré un refus à 2 m de profondeur, alors que le sondage par carottage exécuté à partir de la même cote montrait à ce niveau des pressions limites élevées, reflétant probablement la présence de ces blocs. Par ailleurs, au-delà de 4 m de profondeur, il a été impossible de réaliser le moindre essai à cause des éboulements qui se produisaient. Ces essais pressiométriques n'apportèrent donc pratiquement aucun résultat.

En revanche, les sondages pénétrométriques exécutés à partir de la cote + 0,3, c'est-à-dire après compactage (P1 et P2), ont montré que le remblai avait des caractéristiques moyennes à bonnes (Fig. 12), et que, de ce fait, une poursuite éventuelle du compactage jusqu'à la cote - 0,3 ne pouvait qu'améliorer encore les résultats obtenus.

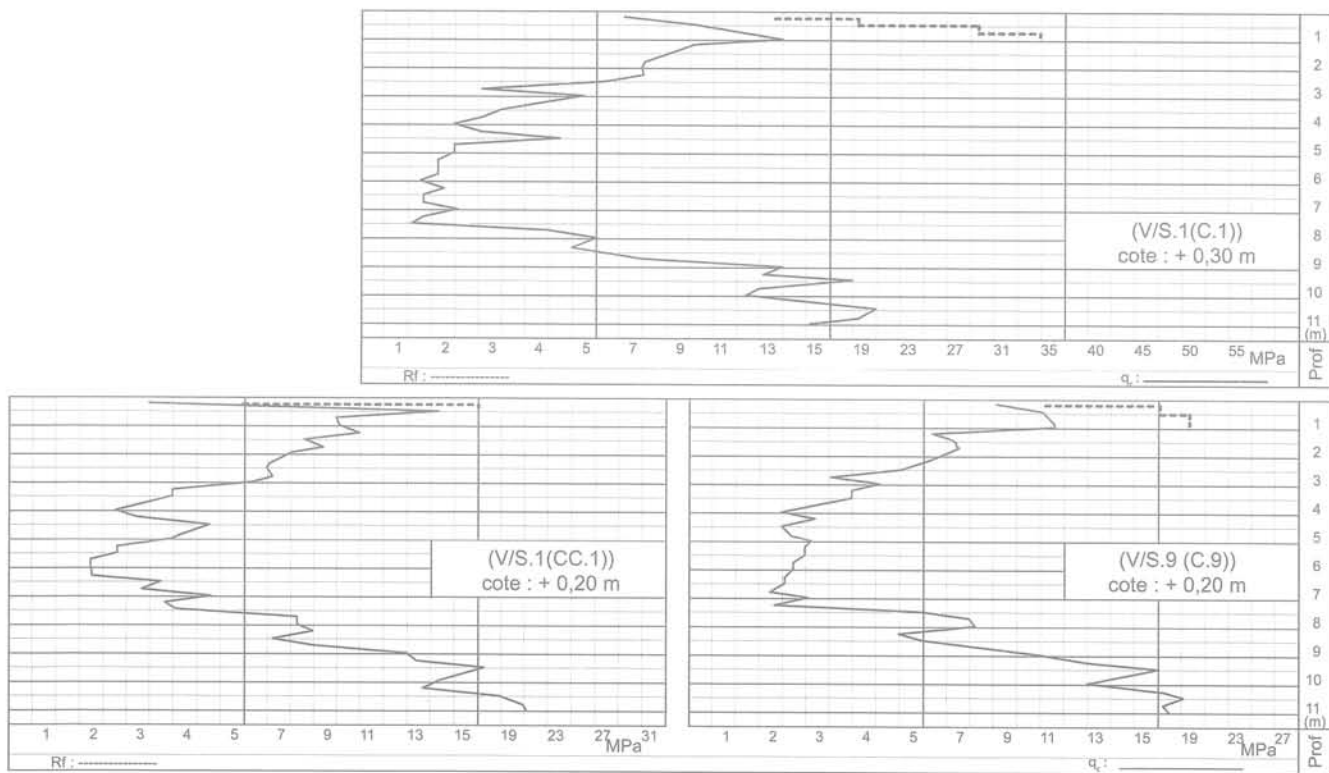


FIG. 10 Pilonnage intensif : amélioration obtenue avec un pilon de 80 kN chutant de 8 m (V/S.1(C.1)) et avec un pilon de 220 kN chutant de 10 m pour atteindre la cote + 0,3 (V/S.1(CC.1)) et (V/S.1(C.9)).
Dynamic compaction : improvement obtained with an 80 kN earth rammer falling from 8 m height (V/S.1(C.1)) and with a 220 kN earth rammer falling from 10 m to reach level + 0.3 (V/S.1(CC.1)) and (V/S.1(C.9)).

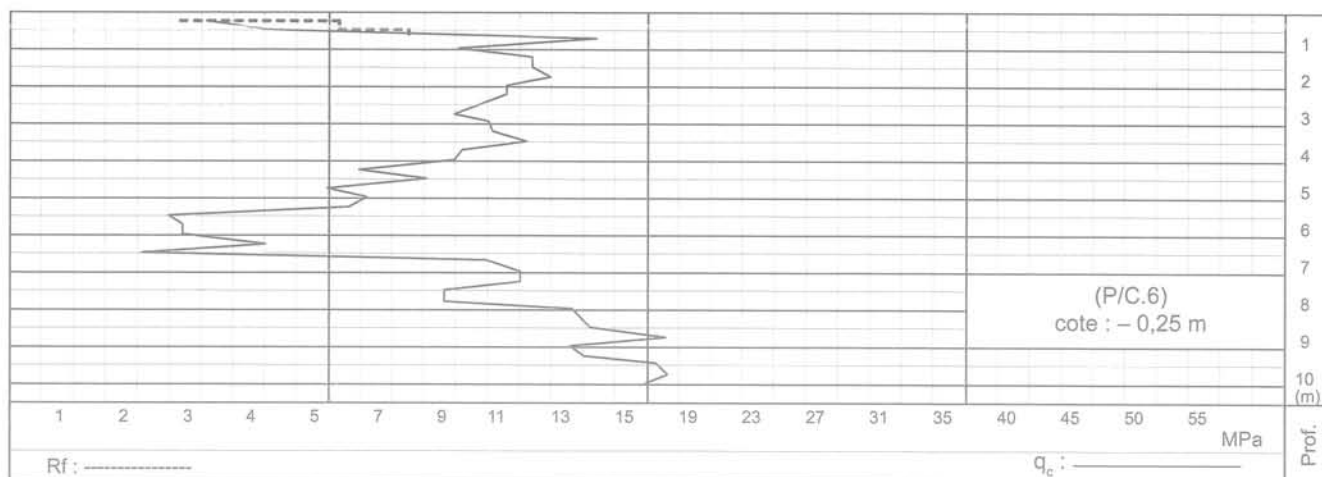


FIG. 11 Pilonnage intensif : amélioration avec un pilon de 220 kN chutant de 10 m pour atteindre la cote - 0,3 (P/C.6).
Dynamic compaction : improvement with a 220 kN earth rammer falling from 10 m to reach level - 0.3 (P/C.6).

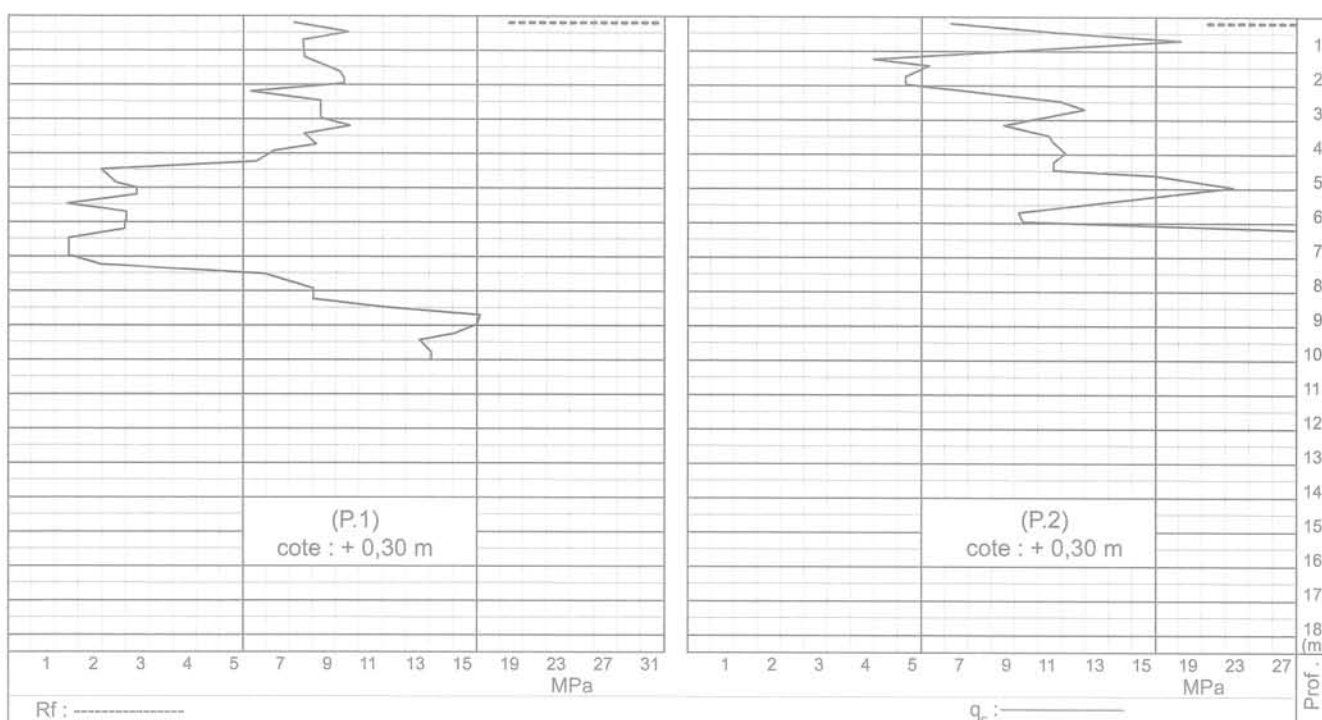


FIG. 12 Pilonnage intensif : amélioration dans le remblai de carrière (P.1) et (P.2).
Dynamic compaction : improvement in the quarries' fill (P.1) and (P.2).

Dans ces conditions, l'entreprise a décidé d'étendre à toute la parcelle concernée l'objectif à atteindre, c'est à dire la cote - 0,3 pour les zones sableuses et + 0,3 ou en dessous pour les zones en tout venant. On est ainsi parvenu à réduire de 1,6 m l'épaisseur du remblai, permettant à la résistance de pointe d'atteindre 12 à 15 MPa en surface et à réduire à 1 m au plus l'épaisseur du limon rencontré tout en augmentant sa résistance de pointe jusqu'à 4 MPa (Fig. 13).

4.3

Mode de vérification dans les enrochements

Si, dans le sable, le pénétromètre statique dynamique ANDINA a pu être utilisé, cet appareil s'est révélé inefficace quand il s'est agi de tester les enrochements.

Pour vérifier l'état de compactage de ces enrochements, on a estimé que l'enregistrement des paramètres de forage (notamment la vitesse d'avancement à pression constante sur l'outil) pouvait indiquer, au moins qualitativement, le degré de compactage. Pour cela, on a commencé par réaliser des diagraphies Lutz dans un remblai rocheux, à l'air, provenant de la même carrière. Les vitesses notées varient entre 150 et 250 m/h, celles obtenues en traversant un bloc étant comprises entre 10 et 20 m/h.

Au fur et à mesure que les éléments de rocher deviennent serrés, en fonction du degré de compactage, les vitesses précédentes décroissent et on constate, après dix chutes du pilon de 150 kN, des valeurs évoluant entre 50 et 100 m/h.

Par tranches de 30 cm de hauteur, on a évalué la fréquence des valeurs de vitesse de pénétration, notées jusqu'à 12 m de profondeur. Cette étude montre que :

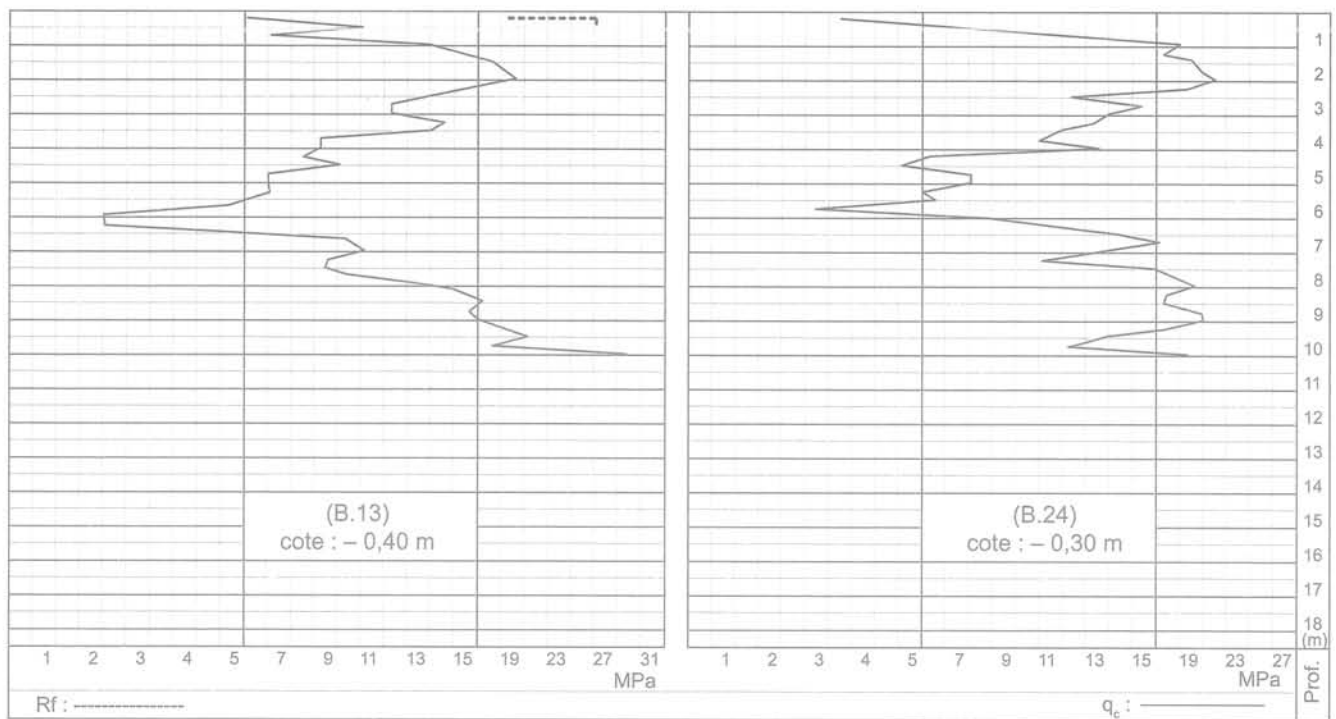


FIG. 13 Vibrocompactage et pilonnage intensif : amélioration obtenue après un tassement de 1,6 m (B.13) et (B.24).
Vibro-compaction and dynamic compaction : improvement obtained after reaching 1.6 m of settlement (B.13) and (B.14).

- les valeurs comprises entre 0 et 50 m/h représentent entre 7 et 20 % des valeurs obtenues ;
- celles comprises entre 50 et 100 m/h constituent 30 à 60 % des valeurs, cette dernière valeur étant notée proche de la surface et en profondeur ;
- celles comprises entre 100 et 150 m/h représentent 20 à 40 % des valeurs ;
- celles comprises entre 150 et 200 m/h représentent 15 à 30 % des valeurs ;
- celles comprises entre 200 et 250 m/h (argile ou sable) ne dépassent pas 5 %.

5

Validation des calculs avec des mesures de tassement en vraie grandeur

5.1

Estimation des modules de déformation Ménard

Les modules de déformation Ménard ont été estimés, à partir des résultats pénétrométriques statique ANDINA, de la manière suivante :

- pour les sables, la pression limite a été calculée à l'aide de la relation $p_l = q_c/12$ (CTRE, 1991) et on a considéré, pour les couches de surface, que le module de déformation E_M est égal à $15 p_l$, le coefficient de structure étant pris égal à 0,5 (CEGP, 1968) ;
- pour la couche de limon, la pression limite est égale à $q_c/6$ (CTRE, 1991), et le module E_M à $12 p_l$, le coefficient de structure étant égal à 0,5 (CEGP, 1968) ;

- au-delà de -16,5 m de profondeur, le module de déformation Ménard est pris égal à 50 MPa.

Le tassement total est ensuite calculé par la relation :

$$\omega = \frac{2qB_0}{qE_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c qB}{qE_c} \alpha \quad (3)$$

E_c est le module Ménard de la zone où domine la composante isotrope des contraintes et correspond à la moyenne harmonique des modules sur une épaisseur de sol égale à la demi-largeur du radier. E_d est le module Ménard correspondant à la zone où domine la composante déviatorique des contraintes ; son expression est donnée par :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left\{ \frac{1}{E_c} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}} \right\} \quad (4)$$

$E_{p/q}$ est la moyenne harmonique des modules dans les couches p à q .

5.2

Étude de la parcelle 765

Sur la parcelle 765, traitée en premier par pilonnage intensif avec un tassement du remblai de 1,5 m, quatorze sondages pénétrométriques ont été exécutés : huit en septembre 1998 et six autres en janvier 1999, c'est-à-dire sept à onze mois après le traitement. Ils confirmèrent, d'une part, l'amélioration déjà apportée lors du pilonnage et, d'autre part, montrèrent que, par

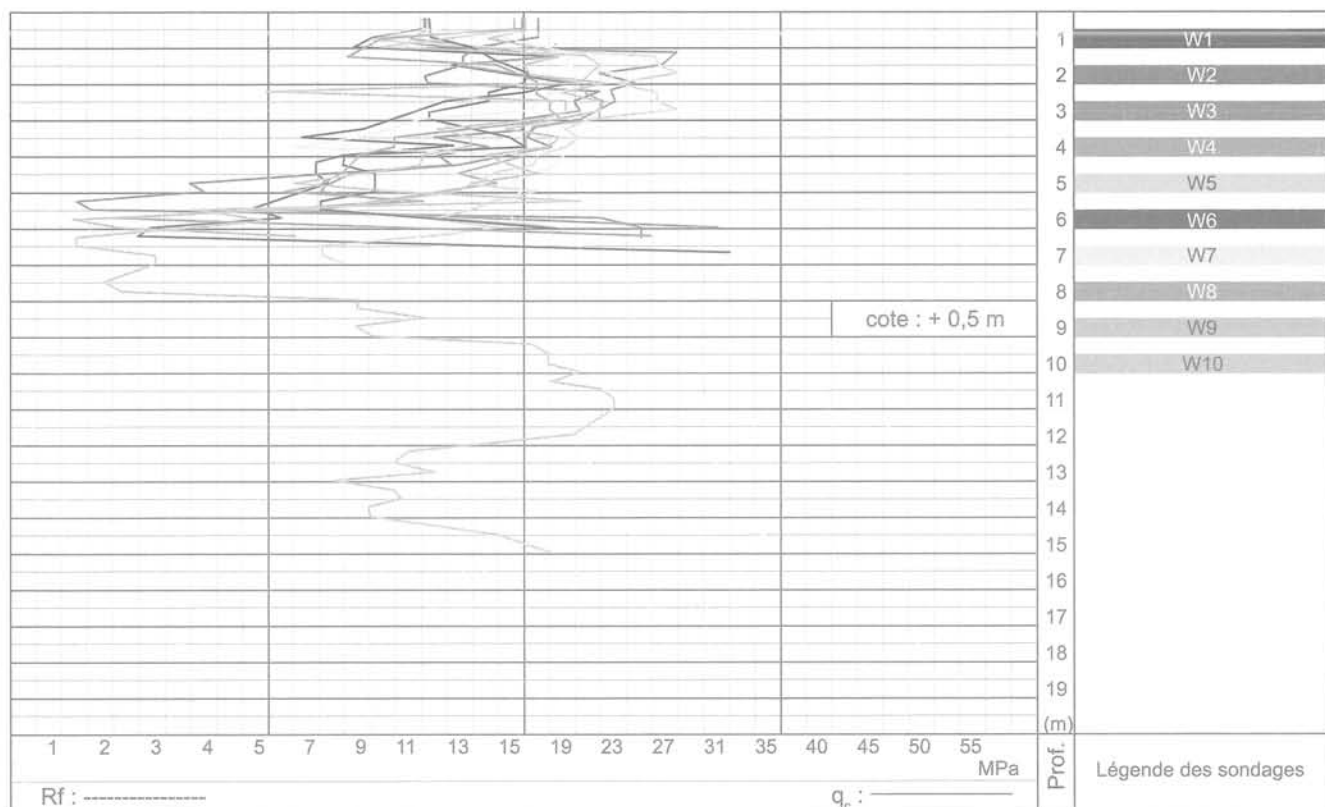


FIG. 14 Résultats regroupés de 10 sondages effectués sur la parcelle 765, vingt-cinq mois après le traitement (W.1 à W.14).
 Joined results of 10 soundings realized on plot 765, twenty-five months after treatment (W.1 to W.14).



FIG. 15 Évolution du tassement en fonction des contraintes appliquées.
 Evolution of the settlement in function of the applied loads.

rapport aux résultats déjà obtenus, la résistance avait augmenté avec le temps, mais sans que l'on ait trouvé de loi précise pour cette amélioration.

S'agissant de construire un immeuble d'habitation sur une surface de 30 m × 65 m reposant sur un radier de 1,2 m d'épaisseur, posé à la cote + 0,5, avec

deux sous-sols, un rez-de-chaussée et neuf étages, dix autres sondages au pénétromètre ANDINA ont été effectués, au droit de l'immeuble, juste avant le début des travaux, c'est-à-dire vingt-cinq mois après le traitement. Les résultats ont été regroupés sur la figure 14. Par ailleurs, les calculs de tassement basés

sur les modules de déformation Ménard montrèrent que l'on devait s'attendre à un tassement total moyen de 3 à 4 cm pour la coupe de sol décrite dans le tableau I. Les modules de déformation Ménard ont été obtenus par corrélation.

TABEAU I Modules de déformation Ménard E_M .
Parcelle 765.
Ménard deformation moduli E_M . Plot 765.

Profondeur (m)	+ 0,5 et - 1,5	- 1,5 et - 3,5	- 3,5 et - 4,5	- 4,5 et - 11,5	- 11,5 et - 15,5	- 15,5 et au-delà
E_M (MPa)	20	30	10	30	15	> 50

Cinq repères avaient été installés au pied de l'immeuble pour suivre le tassement avec la montée en charge. En réalité, les premières mesures n'ont vraiment commencé à être prises qu'après le coulage de la quatrième dalle.

L'évolution du tassement en fonction des contraintes appliquées est donnée sur la figure 15 où l'on a regroupé l'ensemble des mesures effectuées sur les cinq repères. Elle montre qu'à la fin de la construction de la structure, le tassement mesuré a varié, suivant les repères, entre 20 et 30 mm.

Après les finitions, quelques millimètres de tassement supplémentaires sont apparus confirmant le bien fondé des hypothèses faites sur les valeurs des modules retenus.

5.3

Étude de la parcelle 766

Sur la parcelle voisine 766, OTCE Liban a étudié un bâtiment de 12 étages construit sur un radier de 1,3 m d'épaisseur. Pour les calculs, ce radier a été assimilé à une plaque souple sur ressorts avec un module de réaction du sol de 6 MN/m^3 .

Là aussi, quinze sondages pénétrométriques ont été réalisés en 2002, 46 mois après la fin du traitement. Les résultats sont regroupés sur la figure 16. Les modules de déformation Ménard nécessaires au calcul du tassement sont indiqués dans le tableau II.

TABEAU II Modules de déformation Ménard E_M .
Parcelle 766.
Ménard deformation moduli E_M . Plot 766.

Profondeur (m)	+ 0,5 et - 2,5	- 2,5 et - 4,5	- 4,5 et - 5,5	- 5,5 et - 9,5	- 9,5 et - 11,5	- 11,5 et - 16,5	- 16,5 et au-delà
E_M (MPa)	15	11	8	20	10	20	> 50

D'après l'étude de OTCE, la contrainte maximale sous le radier aux états limites de service ne dépasse pas 0,25 MPa, ce qui est acceptable devant une capacité portante de service de 0,3 MPa, le tassement total prévisible étant de 35 mm.

Deux mesures faites au début et à la fin de la construction ont indiqué un léger tassement, de l'ordre de quelques millimètres. Une contre-expertise

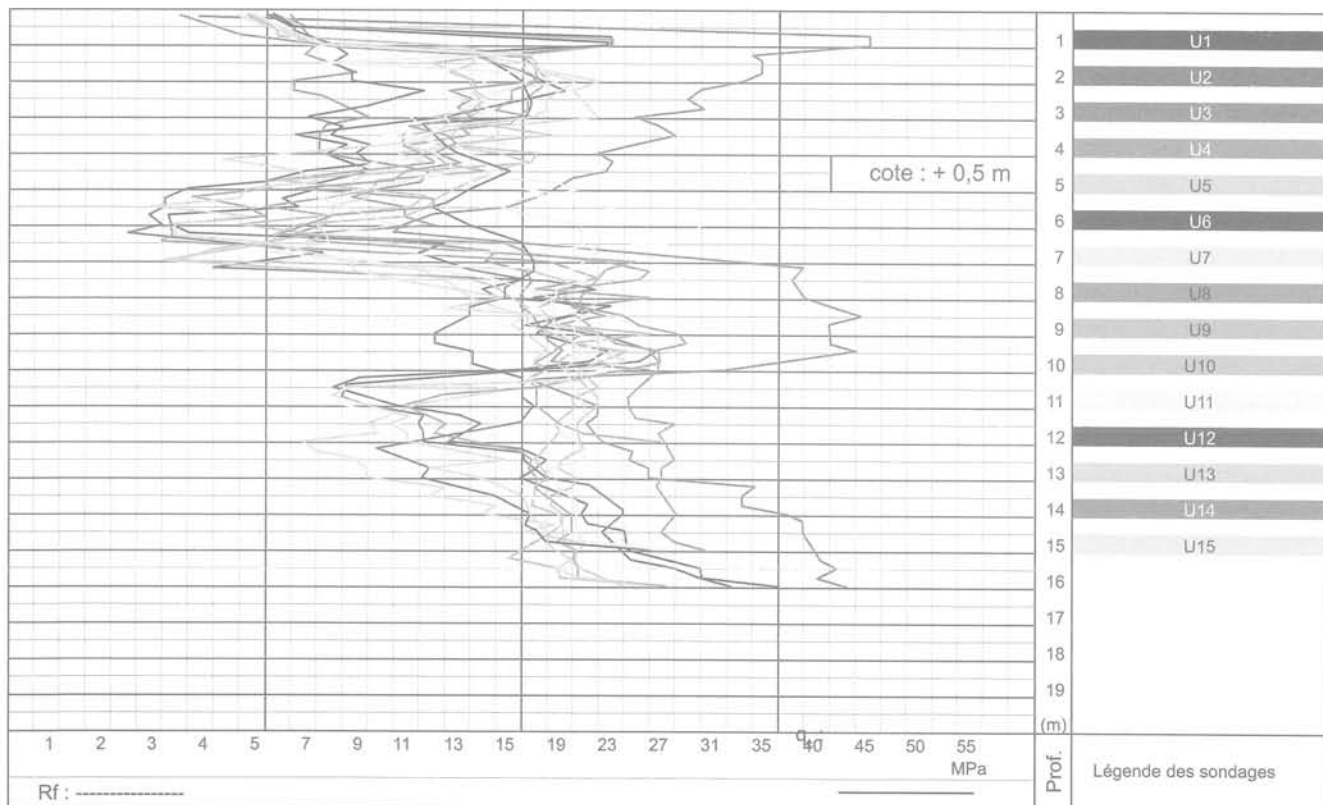


FIG. 16 Résultats regroupés de 15 sondages effectués sur la parcelle 766, quarante-six mois après le traitement (U.1 à U.15).
Joined results of 15 soundings realized on plot 766, forty-six months after treatment (UJW.1 to U.15).

en 2004, partant des coordonnées des repères posés en 2002, a montré que le tassement total variait entre 14 et 30 mm, c'est-à-dire de l'ordre du tassement prévu par les calculs.

6

Conclusion

L'amélioration obligatoire du remblai sableux hydraulique et du tout-venant obtenue en combinant les techniques du vibrocompactage et du pilonnage intensif a permis d'aboutir à un tassement voisin de 1,5 m pour ce remblai ayant 8 m d'épaisseur maximum, c'est-à-dire une réduction de volume de l'ordre de 20 %.

Cette réduction importante s'est traduite par une augmentation notable de la résistance de pointe et du module de déformation, empêchant de ce fait tout risque de liquéfaction pour une secousse sismique caractérisée par le rapport $a/g = 0,2$, valeur choisie compte tenu du contexte local.

Deux immeubles de douze étages fondés sur radier et construits sur ce sol amélioré ont accusé un tassement mesuré au plus égal à 30 mm, en très bonne concordance avec le résultat d'un calcul pressiométrique, les modules de déformation Ménard étant obtenus par corrélation à partir des valeurs de résistance de pointe q_c mesurées au pénétromètre statique ANDINA.

Bibliographie

- CEGP (Centre d'études géotechniques de Paris) – Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Brochure D/60/67. Techniques Louis Ménard, 1968.
- Corté J.-F. – Liquéfaction et essais de pénétration SPT. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 122, 1982, p. 103-113.
- CTRE (Comité technique régional européen) n° 4 – Pressiomètres, utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe ; 1^{re} partie « Pressiomètre Ménard/Pressiomètre automatique ». A.A. Balkema, Rotterdam, 1991.
- Davidovici V. – Génie parasismique. Presses des Ponts et Chaussée, Paris, 1985.
- Sanlaville P. – Étude géomorphologique de la région littorale du Liban. Tome II, Publications de l'Université libanaise, Section des études géographiques, Beyrouth, 1977, p. 602-606.
- Seed H.B., Idriss I.M. – Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 97, n° SM9, 1971.
- Seed H.B., Idriss I.M., Arango I. – Evaluation of liquefaction potential of sand deposits based on observations of performance in previous earthquakes. J. Geotechn. Eng. Div., ASCE, vol. 109, n° 3, 1983, p. 458-484.
- Seed H.B., Mori K., Chan C.K. – Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands. Report n° EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.

Analyse numérique 3D de la stabilité du front de taille d'un tunnel à faible couverture en milieu frottant

R. DEMAGH

Département de Génie civil
Batna, Algérie
rdemagh@yahoo.fr

F. EMERIAULT

LGCIE
INSA-Lyon
Bat. JCA Coulomb,
34 avenue des arts
69621 Villeurbanne Cedex
Fabrice.Emeriault@insa-lyon.fr

S. BENMEBAREK

LRGCB-Département
de Génie civil
Biskra, Algérie

Résumé

Les méthodes de calcul à la rupture proposent des solutions au problème de soutènement du front de taille d'un tunnel, soit à l'aide d'une approche statique (par l'intérieur), soit avec une approche cinématique (par l'extérieur). Ces méthodes, appropriées aux matériaux standard, imposent les mécanismes de rupture en surestimant la dilatance des sols frottants. Dans cet article, on s'intéresse au calcul en déplacements, à l'aide du code FLAC^{3D} en différences finies explicites, de la stabilité du front d'un tunnel à faible couverture creusé dans un sol frottant. L'effet du caractère non associé de la règle d'écoulement sur les pressions limites et les mécanismes de rupture est examiné. Deux modes de rupture sont analysés, correspondant aux cas de la poussée (*collapse*) et de la butée (*blow-out*). Les résultats du calcul en déplacement sont également utilisés pour évaluer la pertinence de modèles analytiques basés sur l'approche cinématique de l'analyse limite.

Mots-clés : front de taille, sols frottants, analyse limite, mécanisme tridimensionnel, méthode numérique.

3D Numerical analysis of face stability of shallow tunnel in cohesionless material

Abstract

The yield design theory proposes some solutions to the problem of tunnel face stability either by a static approach (lower bound) or kinematical approach (upper bound). The failure mechanisms considered in these methods, based on an associated flow rule, are imposed. In this paper, the face stability of shallow tunnel in cohesionless material is investigated by 3D numerical simulation using FLAC^{3D} code. The effect of a non-associated flow rule on the critical pressures and on the failure mechanisms are examined. The relevance of analytical models based on the kinematical approach of the limit analysis is evaluated also.

Key words : tunnel face, frictional soil, limit analysis, three-dimensional mechanism, numerical method.

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} mars 2009.

Introduction

En zone urbaine, concevoir un tunnel (creusé au bouclier à front pressurisé dans les terrains meubles) impose une maîtrise totale de la stabilité du front de taille, particulièrement à faible profondeur. Se basant sur des mécanismes bidimensionnels, le problème de la stabilité du front a été étudié pour la première fois par Atkinson et Potts (1977) en terrain purement frottant, ensuite par Davis *et al.* (1980) en terrain purement cohérent. En milieu frottant-cohérent, on connaît essentiellement en bidimensionnel les résultats obtenus par Muelhaus (1985), Leca et Panet (1988), Chambon et Corté (1990), en tridimensionnel, Leca et Dormieux (1990), Soubra (2000), Wong et Subrin (2006). Tous se réfèrent au calcul à la rupture par analyse limite et proposent des solutions analytiques (ou sous forme d'abaques). Le calcul de la charge de rupture se fait avec deux approches complémentaires : une approche statique qui donne la borne inférieure de la pression limite et une approche cinématique qui fournit la borne supérieure.

L'approche cinématique est fondée sur la règle de normalité de Hill qui reste sévère pour les matériaux non standard ($\psi < \phi$). La conséquence de l'application de cette règle à un sol frottant, avec un angle de frottement interne ϕ , est que son écoulement plastique sera accompagné par une expansion de volume caractérisée par un angle de dilatance $\psi = \phi$. Cependant, les sols frottants s'avèrent expérimentalement se dilater moins que ce qui est prévu par la règle de normalité et doivent donc être considérés comme non standard. Un sable lâche constitue, à ce titre, un cas extrême (matériau contractant pour lequel $\psi = 0$). La non prise en compte de la dilatance des matériaux non standards est donc la principale limite de la méthode.

Par ailleurs, la borne supérieure dépend aussi du mécanisme de rupture imaginé, ce qui constitue une autre limite. Des techniques de régularisation de la méthode cinématique ont été proposées permettant de pallier à cette dernière difficulté (Pastor *et al.*, 2000 ; Lyamin et Sloan 2002 ; module LIM1 de CESAR ; Droiniuc *et al.*, 2005a, 2005b).

Cependant, les résultats ne permettent pas toujours d'aboutir à une quantification précise du risque d'instabilité du fait de l'écart important qui subsiste entre les approches statique et cinématique.

Le recours aux méthodes de calcul en déplacement, qui s'affranchissent des hypothèses des méthodes analytiques, est aussi un moyen d'évaluer leur pertinence. Le calcul en déplacement permet de représenter des complexités diverses qui peuvent être liées soit à des

configurations géométriques (différentes couches de sol en particulier), soit à des chargements particuliers (forces d'écoulement par exemple). Il permet aussi de prendre en compte plus finement le comportement des sols (caractère non associé, comportement pré-rupture, anisotropie...) et de n'imposer aucune contrainte sur la forme et l'ampleur du mécanisme de rupture. Cependant, outre le caractère prohibitif des temps de calcul liés à l'analyse d'une configuration particulière ou de la réalisation d'une étude paramétrique complète, il faut mentionner l'attention toute particulière qu'il faut apporter à la définition des conditions aux limites imposées et à leur description numérique (précision des pas de calculs, critères de convergence...).

Dans cet article, on s'intéresse à la stabilité tridimensionnelle du front de taille en milieu frottant, avec un matériau standard ($\psi = \phi$) et non standard (le cas extrême $\psi = 0$ a été retenu dans cette étude). Cette analyse est menée dans le cas de la poussée et de la butée des terres, communément appelées *collapse* et *blow-out*. Les résultats du calcul en déplacements obtenus à l'aide du code FLAC^{3D} en différences finies sont comparés aux principales approches cinématiques tridimensionnelles proposées dans la littérature et qui sont appelées dans le paragraphe 2.

2

Approche par analyse limite

2.1

Cas des matériaux standard ($\psi = \phi$)

Le problème est idéalisé avec un tunnel de diamètre D creusé dans un milieu homogène et pesant de poids volumique γ , sous une couverture C . Le matériau est standard ($\psi = \phi$), ses paramètres de résistance sont la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ . Une pression uniforme σ_s simule une surcharge éventuelle en surface.

Dans le cas de la poussée, Leca et Dormieux (1990) ont imaginé un mécanisme de rupture tridimensionnel, composé de deux blocs tronconiques à un degré de liberté α , le cône supérieur étant maintenu vertical. L'optimisation faite sur α conduit à une borne supérieure pour $\alpha^* = 49 - \phi/2$ (en degrés), figure 1a. Soubra (2000) a étendu ce mécanisme en intercalant entre les deux blocs une zone de cisaillement radial, appelée log sandwich et a libéré l'axe vertical du bloc supérieur (Fig. 1b). La zone log sandwich est approchée avec $(n - 2)$ blocs tronconiques. Soubra (2000) montre que pour $n \geq 5$, la pression limite reste la même. Leca et Dor-

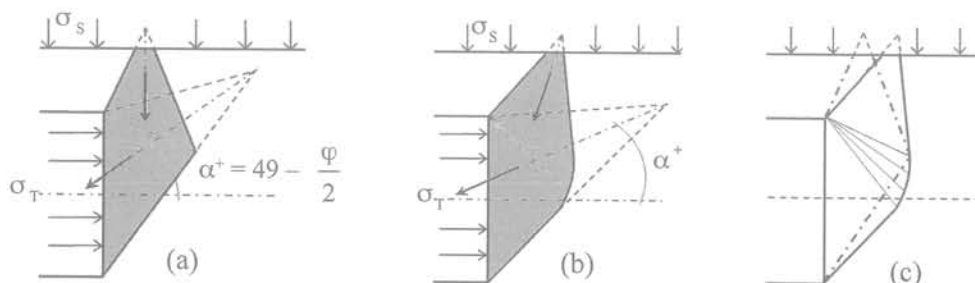


FIG. 1 Mécanismes $\phi = 20$ degrés et $C/D = 0,4$: (a) Leca et Dormieux (1990) ; (b) Soubra (2000) ; (c) superposition. Collapse mechanism $\phi = 20$ degrees and $C/D = 0.4$: (a) Leca et Dormieux (1990) ; (b) Soubra (2000) ; (c) superposition.

mieux (1990) comme Soubra (2000) sont parvenus à la même formulation de la borne supérieure, donnée par les équations (1) et (2). Les coefficients N_s^{C+} , N_γ^{C+} et N_c^{C+} ne sont en revanche pas les mêmes pour les auteurs :

$$\sigma_T \geq \sigma_s N_s^{C+} + \gamma D N_\gamma^{C+} + c N_c^{C+} \quad (1)$$

avec

$$N_c^{C+} = \frac{N_s^{C+} - 1}{\text{tg}\varphi} \quad (2)$$

Chambon et Corté (1990) ont proposé un mécanisme de rupture bidimensionnel avec un monobloc rigide, délimité par deux arcs de spirales logarithmiques (Fig. 2a). Plus tard, Wong et Subrin (2006) l'ont adapté au cas tridimensionnel et ont proposé un mécanisme original en forme de corne de rhinocéros, construit à partir d'arcs de spirales logarithmiques (Fig. 2b).

Dans le cas de la butée, Leca et Dormieux (1990) ont considéré un mécanisme monobloc, l'optimisation faite sur α donne une borne supérieure pour $\alpha = 49$ degrés (Fig. 3a). Soubra (2000) a proposé un mécanisme inverse à celui de la poussée (Fig. 3b). Leca et Dormieux (1990) comme Soubra (2000) ont fourni la même formulation de la borne supérieure donnée par les équations (3) et (4) avec des coefficients N_s^{B+} , N_γ^{B+} et N_c^{B+} propres à chaque mécanisme :

$$\sigma_T \leq \sigma_s N_s^{B+} + \gamma D N_\gamma^{B+} + c N_c^{B+} \quad (3)$$

avec

$$N_c^{B+} = \frac{N_s^{B+} - 1}{\text{tg}\varphi} \quad (4)$$

Dans cet article, les résultats du calcul en déplacements à l'aide de FLAC^{3D} sont comparés aux résultats du calcul par analyse limite fournis par Leca et Dormieux (1990) et Soubra (2000). Ceux-ci présentent

l'intérêt d'avoir été développés avec une homogénéité d'approche en poussée et en butée, même si l'analyse bibliographique montre que le mécanisme, en poussée uniquement, de Wong et Subrin (2006) affine la borne supérieure.

2.2

Cas des matériaux non standards ($\psi < \varphi$)

Le problème de la stabilité du front de taille dans les matériaux non standard n'a pas encore été étudié. En s'intéressant au problème de la capacité portante des fondations filantes, Drescher et Detournay (1993) ont montré que la charge limite pour un matériau non standard correspond en fait à une résistance réduite liée à la non-associativité de la règle d'écoulement. Cette approche donne une bonne approximation de la capacité portante des fondations superficielles pour les cas analysés, $\psi = 0$ et $\psi = \varphi/2$. La charge limite fournie par un calcul en déplacement pour un matériau non associé est comparée à celle évaluée avec les équations (5) à (7). La différence est de 12 % (cas $\varphi = 20$ degrés avec $\psi = 0$) et de 20 % (cas $\varphi = 40$ degrés avec $\psi = 20$ degrés). Les paramètres réduits pour un matériau de Coulomb sont :

$$\text{tg}\varphi^* = \eta \text{tg}\varphi \quad (5)$$

$$c^* = \eta c \quad (6)$$

avec

$$\eta = \frac{\cos\psi \cos\varphi}{1 - \sin\psi \sin\varphi} \quad (7)$$

3

Cas d'étude et exploitation

3.1

Configuration étudiée

On considère un tunnel de diamètre $D = 6,5$ m, creusé sous une couverture C variable. On s'intéresse à un matériau purement frottant, le massif est homogène et la cohésion est nulle. Le poids volumique γ vaut 16 kN/m^3 (en référence aux essais en centrifugeuse de Chambon et Corté, 1990), la surface du massif est soumise à une surcharge $\sigma_s = 25 \text{ kPa}$. Le modèle géomé-

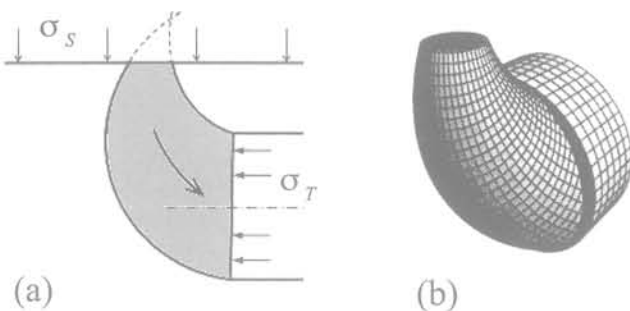


FIG. 2 Mécanisme débouchant : (a) Chambon et Corté (1990) ; (b) Wong et Subrin (2006). Collapse mechanism : (a) Chambon & Corté (1990) ; (b) Wong et Subrin (2006).

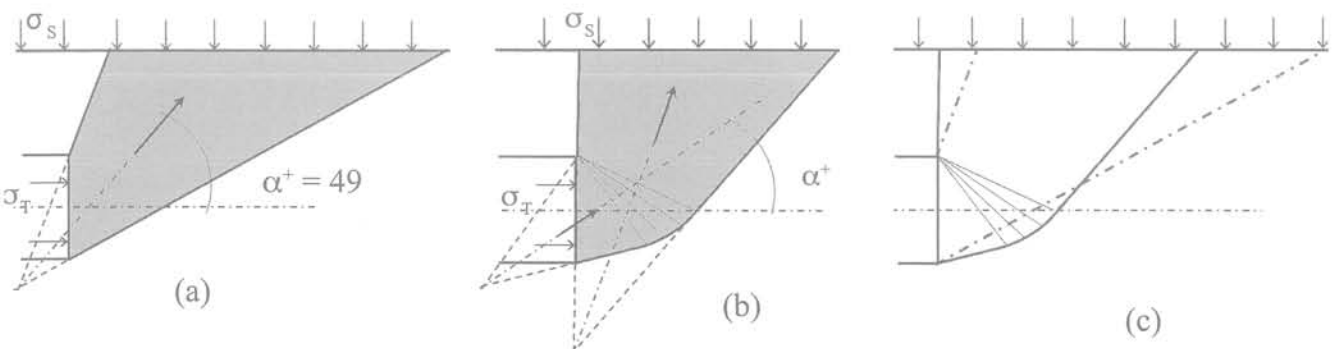


FIG. 3 Mécanismes $\varphi = 20$ degrés et $C/D = 1$: (a) Leca et Dormieux (1990) ; (b) Soubra (2000) ; (c) superposition. Collapse mechanism $\varphi = 20$ degrees and $C/D = 1$: (a) Leca & Dormieux (1990) ; (b) Soubra (2000) ; (c) superposition.

trique a pour dimensions $60\text{ m} \times 60\text{ m} \times 30\text{ m}$ (Fig. 4b). Le maillage est composé d'environ 25 000 nœuds, il est généré avec les éléments volumiques de FLAC^{3D} (brique à huit nœuds). Les conditions aux limites classiques sont appliquées : déplacement horizontal nul sur les faces verticales et déplacement vertical nul à la base. Le sol est modélisé en élasto-plasticité avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Un état de contraintes géostatiques est initialisé avec un coefficient des terres au repos $K_0 = 0,5$. Le module élastique est $E = 150\text{ MPa}$ et le coefficient de Poisson $\nu = 0,3$. La surcharge σ_s est appliquée graduellement par incrément de 2,5 kPa. La stabilité du front est assurée par une pression uniforme σ_T , initialement égale à la contrainte horizontale naturelle. Pour simuler un revêtement parfaitement rigide, les nœuds situés sur la frontière de l'excavation sont fixés.

3.2

Modèles de calcul

Les simulations ont été effectuées pour chacun des modes en poussée et en butée. Elles correspondent aux cas : $C/D = 1$ avec φ variable $20 \leq \varphi \leq 40$ (en degrés) et $\varphi = 30$ degrés avec un rapport C/D variable $0,5 \leq C/D \leq 2$. Pour rendre compte du phénomène de dilatance des matériaux frottants, les deux cas suivants sont pris en considération : matériau standard ($\psi = \varphi$) pour permettre une comparaison avec les pressions limites données dans la littérature et matériau non standard ($\psi = 0$) pour examiner l'influence de la dilatance dans un cas extrême.

3.3

Paramètres de calcul et critères de convergence

Une étude de sensibilité de la pression limite vis-à-vis des paramètres de calcul a été faite dans le cas de la poussée, sur un matériau standard avec $C/D = 1$ et $\varphi = 30$ degrés. Les deux paramètres concernés par cette étude sont le nombre de pas de calcul de chaque palier de pression appliquée au front (5 000 pas en référence aux recommandations de la notice de FLAC^{3D} ou

10 000) et la valeur de l'incrément de diminution de la pression, 2,5 ou 1 kPa.

Pour tous les cas testés (Fig. 5a), le dernier palier de pression pour lequel on observe encore la stabilité du front est le même (12,5 kPa en l'occurrence). A partir de ce palier, une réduction de la pression de 0,5 kPa provoque une rupture (ce qui correspond à une précision maximale de 4 % sur la pression limite). D'une façon globale, la précision des résultats du calcul en déplacement, dans le cas de la rupture par poussée, est au maximum comprise entre 2 et 6 %, la recherche d'une meilleure précision, jugée peu utile, entraînerait en revanche des temps de calcul importants.

En outre, les différents chargements testés ont conduit à une réponse qui est pratiquement la même en termes de déplacement final du front. La figure 5a montre l'extrusion axiale du front (rapportée au diamètre D de l'excavation) enregistrée à la fin du calcul de chaque palier en fonction de la pression appliquée au front. Cette figure montre, en particulier, que la rupture du front est effective après un déplacement relatif de l'ordre de 1 %.

La butée quand à elle est simulée par une incrémentation de 25 kPa avec 5 000 pas de calcul associés à chaque palier de pression appliquée au front (recommandations de FLAC^{3D}). La précision sur les pressions limites est au maximum comprise entre 0,5 et 3 %, ce qui justifie par ailleurs ce choix.

Cette façon de procéder, même si elle entraîne des temps de calculs importants, est préférable du point de vue physique à une simulation basée sur un contrôle en déplacement.

Typiquement, avec un processeur Intel Pentium 4 et 3 Go de vitesse d'horloge, les temps de calculs jusqu'à la rupture, pour le cas d'un matériau standard avec $C/D = 1$ et $\varphi = 30$ degrés, sont de 15 heures pour le mode poussée et de 45 heures pour le mode butée, le maillage étant composé d'environ 25 000 nœuds. Les temps de calculs augmentent rapidement avec l'angle de frottement interne (et donc avec la dilatance) : à titre d'exemple, en mode butée pour le cas $C/D = 1$ et $\varphi = 40$ degrés, il faut 200 paliers de 25 kPa pour atteindre les 5 MPa nécessaires à la rupture, à raison de 5 000 pas de calcul par palier, il faut au moins 4 jours de calcul.

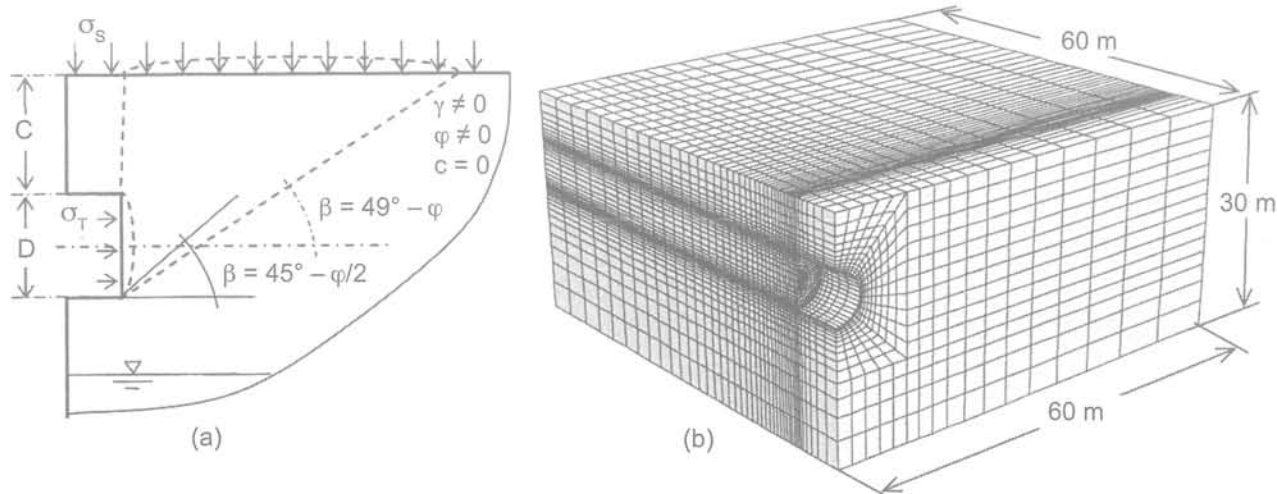


FIG. 4 Cas étudié : (a) en butée d'après Leca et Dormieux (1990) ; (b) maillage 3D utilisé.
Study case : (a) blow-out mode Leca & Dormieux (1990) ; (b) 3D mesh used.

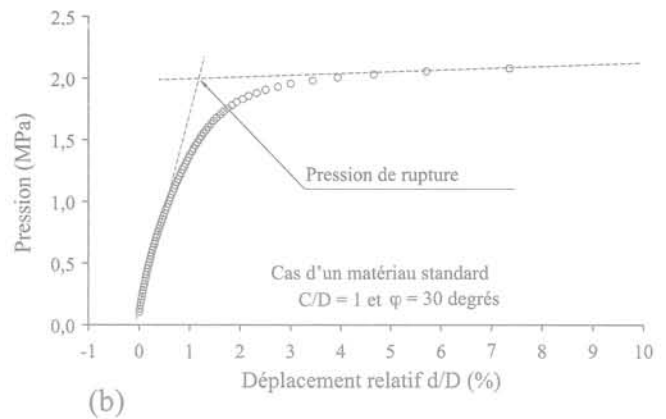
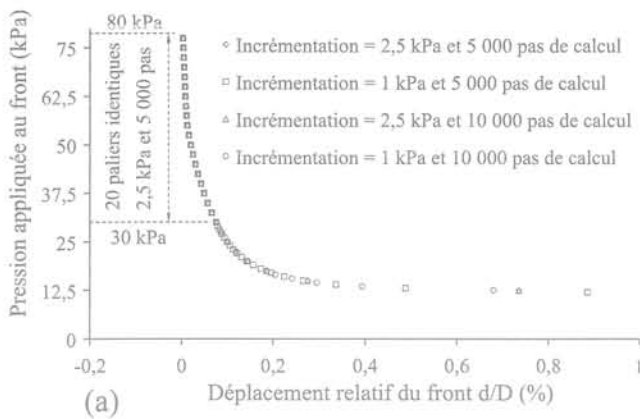


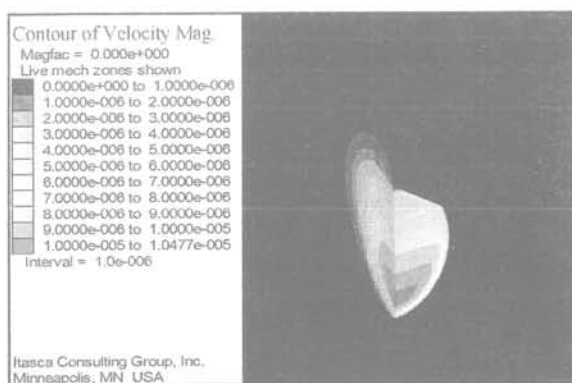
FIG. 5 (a) Étude de sensibilité ; (b) critère en déplacement.
Criteria of failure : (a) sensitivity study ; (b) displacement criteria.

3.4

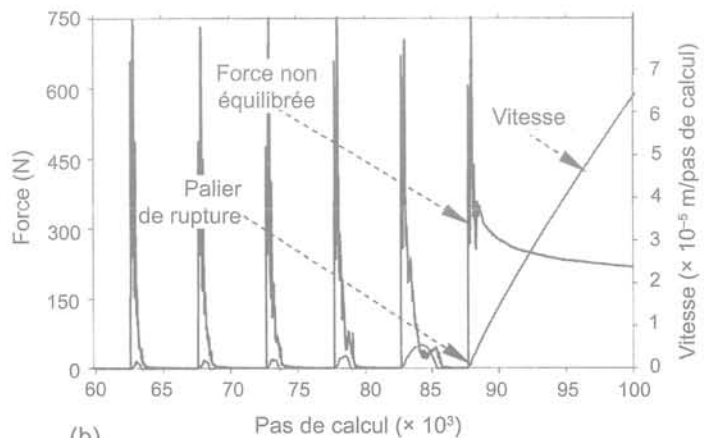
Critères de rupture du front de taille

Pour apprécier la pression de rupture, Demagh *et al.* (2005) et (2006), dans des travaux précédents, ont proposé une méthode basée sur un calcul en déplacement à l'aide de FLAC^{3D}. La courbe de déplacement du front en fonction de la pression σ_r a été exploitée comme indiqué sur la figure 5b. Cette approche relativement rapide permettait un calcul paramétrique mais avait tendance à donner une valeur trop conservatrice.

Pour cette analyse, deux critères propres au code FLAC^{3D} sont utilisés pour juger de l'apparition de la rupture. Le premier critère est observé lorsque la force maximale non équilibrée (*maximum unbalanced force*) converge vers une valeur non nulle (égale à quelques dizaines de Newton, figure 6b). Le second critère concerne la vitesse axiale d'un nœud appartenant au front (le centre du tunnel par exemple). Pour le palier équilibré précédent la rupture, le champ de vitesse est diffus à travers tout le massif et la vitesse est quasi nulle (valeur comprise entre 10^{-11} et 10^{-12} m/pas de calcul). Au palier suivant (correspondant à la rupture), cette vitesse enregistre un saut et ne peut plus converger vers une valeur constante (Fig. 6b). Ce saut de vitesse est accompagné par l'apparition brutale d'un champ de vitesse localisé (Fig. 6a). On estime que la rupture est atteinte à partir d'une vitesse de 10^{-5} m/pas de calcul, ce qui correspond à un déplacement axial de 10 cm tous les 10 000 cycles de calcul.



(a)



(b)

FIG. 6 Critères de rupture du front : (a) contour du champ de vitesse ; (b) historiques de la force maximale non équilibrée et de la vitesse.
Criteria of failure : (a) contour of velocity ; (b) histories of maximum unbalanced force and velocity.

L'application simultanée de ces deux critères permet une évaluation précise de la charge limite correspondant à la pression de rupture.

4

Résultats et interprétation

Les résultats des simulations sont donnés sous forme de courbes représentant la pression limite en fonction du rapport C/D et de l'angle de frottement ϕ . Les équations (1) à (4) permettent le calcul de la borne supérieure des pressions limites évaluées par Leca et Dormieux (1990) ainsi que par Soubra (2000).

Dans le cas de la poussée, le mécanisme à cinq cônes de Soubra (2000) apporte une amélioration de 6 à 9 % par rapport au mécanisme à deux cônes de Leca et Dormieux (1990). La différence entre les pressions limites obtenues avec un calcul en déplacement et celles évaluées à partir du mécanisme à cinq cônes est inférieure à 10 %. On note même une bonne concordance pour le cas d'un matériau standard avec $\phi = 30$ degrés (Fig. 7a). Les pressions limites données par le mécanisme à cinq cônes constituent bien une borne supérieure quels que soient le rapport C/D (Fig. 7a) et l'angle de frottement ϕ (Fig. 7b). Par ailleurs, les pressions limites calculées avec FLAC^{3D} sont indépendantes du rapport C/D (Fig. 7a), ce qui est en accord avec l'équation (1) pour laquelle les paramètres N_{γ}^* et N_{ϕ}^* fournis

par l'analyse limite sont respectivement constant et nul pour le cas $C/D \geq 0,5$ et $\varphi \geq 20$ degrés.

Pour un matériau non standard (ici purement contractant $\psi = 0$), les pressions limites obtenues avec FLAC^{3D} restent supérieures de 4 à 7% à celles calculées avec un matériau standard (Fig. 7a et 7b).

Ces mêmes résultats ont été comparés avec l'approche par analyse limite non associée proposée par Drescher et Detournay (1993). On note une grande différence entre les deux approches (jusqu'à 3,2 kPa au maximum, soit 30 %). De plus, pour un angle $\varphi \geq 23$ degrés environ, les pressions limites données par l'analyse limite non associée sont supérieures aux pressions limites obtenues avec un calcul en déplacement et de ce fait ne peuvent constituer une borne supérieure pour le cas extrême $\psi = 0$ (Fig. 9a). Ainsi, pour l'évaluation de la pression limite dans le cas d'un matériau non standard, on préférera l'approche originale de Soubra (2000) avec $\psi = \varphi$.

Dans le cas de la butée, le mécanisme à cinq cônes de Soubra (2000) améliore jusqu'à 50 % les pressions limites données par le mécanisme monobloc de Leca et

Dormieux (1990), (Fig. 8a et 8b). Pour un matériau standard, les pressions calculées à partir du mécanisme de Soubra (2000) sont supérieures de 13 à 40 % aux pressions limites fournies par un calcul en déplacement.

Pour un matériau non standard, les calculs FLAC^{3D} fournissent des valeurs de pression limite inférieures de 10 à 40 % à celles calculées avec un matériau standard. Cette différence, contrairement au cas de la poussée (4 à 7 %), montre l'influence de la dilatance sur la butée.

La figure 9b montre que, pour un matériau non standard, l'approche par analyse limite non associée proposée par Drescher et Detournay (1993) fournit des pressions limites supérieures de 10 à 20 % à celles obtenues avec un calcul en déplacement et qu'elle peut donc constituer une bonne approximation de la *borne supérieure* pour les matériaux non standard, du moins pour le cas extrême $\psi = 0$.

La validation de l'approche de Drescher et Detournay (1993) avait été effectuée à partir de calcul de capacité portante de semelles de fondation filantes. Il est intéressant de noter que cette approche semble être pertinente

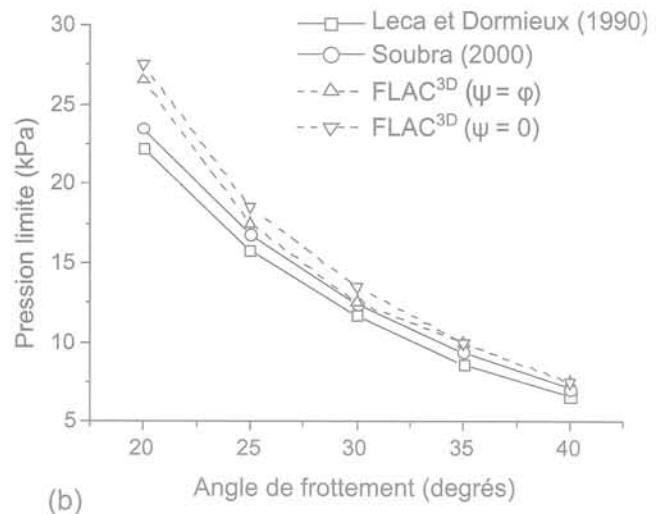
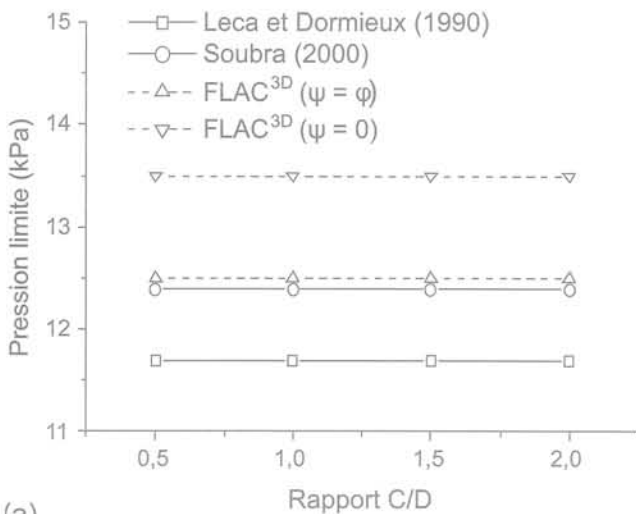


FIG. 7 Borne supérieure en poussée : (a) $\varphi = 30$ degrés ; (b) $C/D = 1$.
Upper bound for collapse : (a) $\varphi = 30$ degrees ; (b) $C/D = 1$.

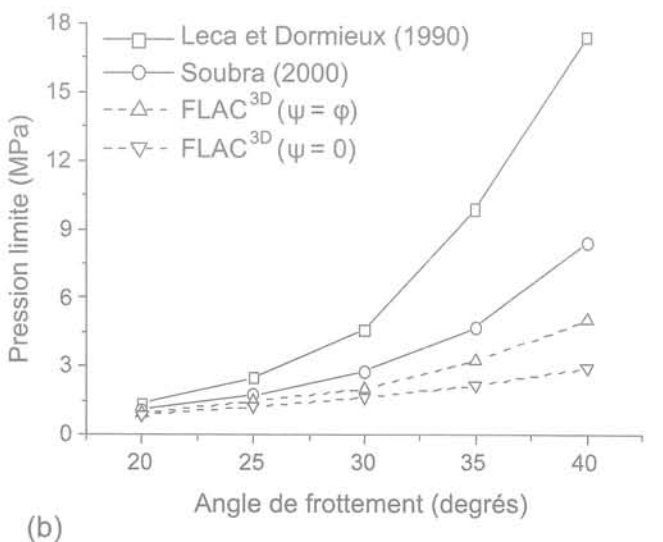
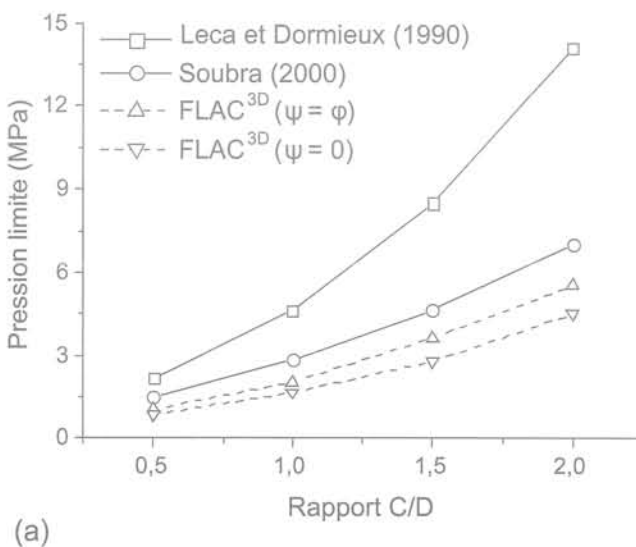


FIG. 8 Borne supérieure en butée : (a) $\varphi = 30$ degrés ; (b) $C/D = 1$.
Upper bound for blow-out : (a) $\varphi = 30$ degrees ; (b) $C/D = 1$.

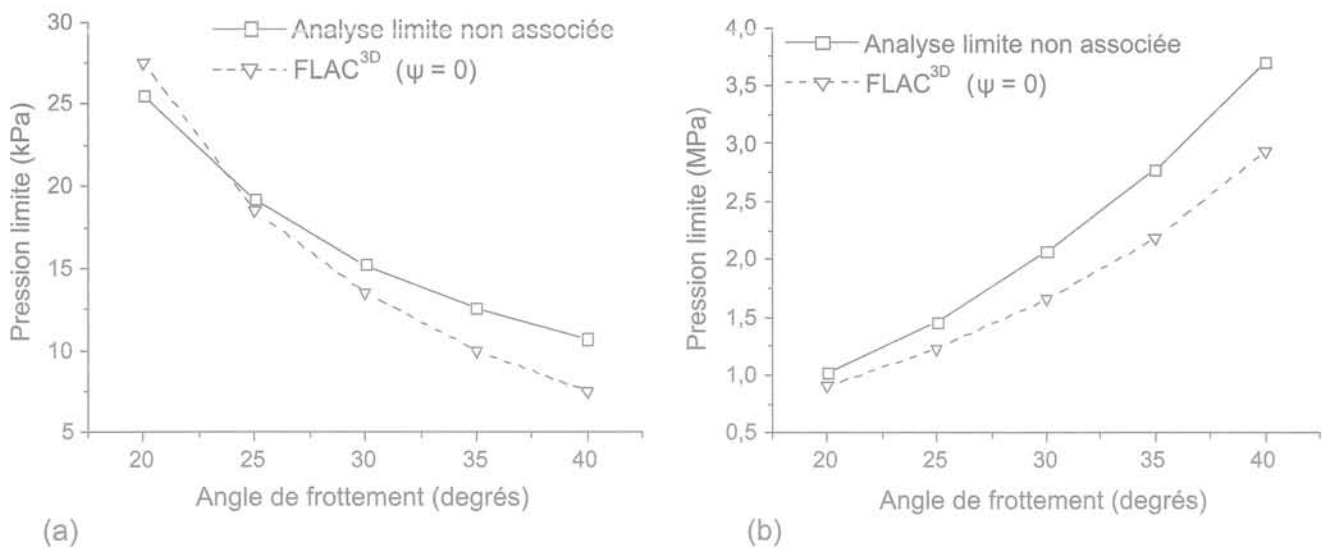


FIG. 9 Comparaison de la pression limite donnée par FLAC^{3D} ($\psi = 0$) et l'analyse limite non associée donnée par l'équation (5) pour ($\psi = 0$) : (a) en poussée ; (b) en butée.
Comparison of limit pressure from FLAC^{3D} and equation (5) : (a) collapse ; (b) blow-out.

dans le cas d'une sollicitation similaire, celle de la rupture en butée du front d'un tunnel alors qu'elle donne des résultats non satisfaisants pour une rupture en poussée.

5

Analyse des mécanismes de rupture

Les résultats de la section 4 sont ici analysés sous l'angle des mécanismes de rupture. Pour cela, on a superposé le champ de vitesses obtenu par le calcul en déplacement et celui construit à partir du mécanisme à cinq blocs de Soubra (2000).

Dans le cas de la poussée, pour un matériau standard, les figures 10a et 10b présentent les mécanismes obtenus pour $C/D = 1$ et pour deux valeurs de ϕ . Le mécanisme obtenu pour $\phi = 10$ degrés débouche en surface alors que pour $\phi = 25$ degrés celui-ci est non débouchant. Ces exemples confirment les résultats de l'approche par analyse limite qui prédisent pour tout le domaine défini par $C/D \geq 0,5$ et $\phi \geq 20$ degrés, des mécanismes de rupture en poussée non débouchant. Dans les deux cas de figure, le champ de vitesse obtenu

avec FLAC^{3D} est bien encadré par le mécanisme à cinq blocs, avec cependant une meilleure approximation pour le cas d'un mécanisme débouchant. Le mécanisme lié aux forces de surface (fournissant le coefficient N_s) est par ailleurs légèrement plus performant que celui qui est défini à partir des forces de gravité (donnant le coefficient N_γ).

Lorsque le matériau est non standard (figure 10c avec $C/D = 1$, $\phi = 30$ degrés et $\psi = 0$), le calcul en déplacement fournit un mécanisme de rupture débouchant et qui présente une forme cylindrique dans sa partie supérieure. L'approche par analyse limite modifiée suivant les propositions de Drescher et Detournay (1993) donne en revanche un mécanisme non débouchant qui, du fait de la valeur non nulle de ϕ^* , est de forme conique à proximité de la surface. Il apparaît donc intéressant de proposer une autre approche par analyse limite non associée pour la détermination des caractéristiques réduites c^* et ϕ^* qui permette, en particulier lorsque $\psi = 0$, d'avoir $\phi^* = 0$ et c^* non nulle, conditions nécessaires pour obtenir un mécanisme de rupture par analyse limite cylindrique dans sa partie supérieure et donc débouchant en surface.

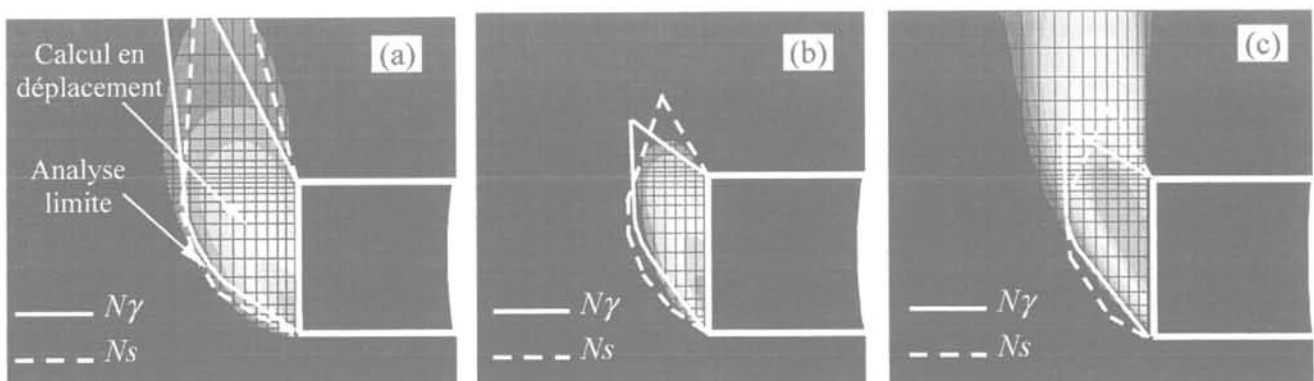


FIG. 10 Mécanismes en poussée $C/D = 1$: (a) débouchant $\psi = \phi = 10$ degrés ; (b) non débouchant $\psi = \phi = 25$ degrés ; (c) matériau non standard $\psi = 0$ et $\phi = 30$ degrés ($\phi^* = 26,6$ degrés).
Collapse failure mechanism $C/D = 1$: (a) $\psi = \phi = 10$ degrees ; (b) $\psi = \phi = 25$ degrees ; (c) non-standard material $\psi = 0$ and $\phi = 30$ degrees ($\phi^* = 26.6$ degrees).

Conclusion et perspectives

De plus, il est intéressant de noter que, pour le cas des matériaux standard ($\psi = \varphi$), la rupture obtenue par le calcul en déplacement semble plus présente en radier du tunnel (Fig. 6a, 10a et 10b), ce qui est logique pour un matériau pesant. Dans le cas des matériaux non standard ($\psi = 0$), on observe une vitesse maximum au niveau de l'axe du tunnel. Le mécanisme de rupture translationnel retenu par l'analyse limite ne permet pas de rendre compte de ce phénomène.

Dans le cas de la butée, pour un matériau standard, le mécanisme à cinq blocs encadre très largement le champ de vitesses capté juste après la rupture (Fig. 11a), ce qui explique en partie la marge de 13 à 40 % entre la borne supérieure donnée par le mécanisme à cinq cônes et les pressions limites fournies avec un calcul en déplacement (Fig. 8a et 8b). Globalement, le mécanisme de Soubra prédit un bloc en rupture de volume plus important que celui obtenu avec FLAC^{3D}. Les mécanismes de rupture associés aux termes de surface et de gravité (responsables des coefficients N_s et N_γ) sont globalement identiques.

Le constat est le même pour un matériau non standard (Fig. 11b). L'analyse limite modifiée suivant les propositions de Drescher et Detournay (1993) conduit à un mécanisme de rupture encore plus important que celui fourni par un calcul en déplacement, de forme cylindrique dans sa partie supérieure, ce qui, comme dans le cas de la rupture par poussée, incite à proposer une nouvelle approche de l'analyse limite non associée pour le calcul des caractéristiques réduites φ^* et c^* .

Dans les matériaux frottants (avec ou sans cohésion), la méthode de la borne supérieure de l'analyse limite impose un mécanisme translationnel de cônes rigides qui donne une intersection elliptique avec la section transversale du tunnel. A ce titre, il est apparu intéressant de tester sur un cas ($\varphi = 30$ degrés et $C/D = 1$ en l'occurrence), un tunnel présentant la même section elliptique que celle correspondant au mécanisme de rupture obtenu par analyse limite (grand axe $D = 6,5$ m et petit axe $d = 5$ m). Dans ce cas, la différence entre la pression limite évaluée par l'analyse limite et celle fournie par un calcul en déplacement n'est plus que de 7 % pour le cas d'un matériau standard (alors qu'elle était de 28 % pour le cas d'un tunnel avec une section circulaire de même diamètre). Ceci montre qu'une partie de l'écart avec la borne supérieure donnée par le mécanisme à cinq cônes de Soubra (2000) tient au choix du mécanisme lui-même. Un mécanisme épousant la section circulaire du tunnel (de conception bien plus complexe), permettrait certainement d'améliorer ce résultat.

Pour étudier la stabilité tridimensionnelle du front de taille des tunnels à faible couverture et afin d'avoir une estimation réaliste de la pression critique de soutènement du front, des calculs en déplacement utilisant le code en différences finies explicites FLAC^{3D} ont été entrepris. Une méthode d'exploitation des résultats et d'analyse des mécanismes de rupture a également été présentée.

Dans le cas des matériaux standard ($\varphi = \psi$), le calcul en déplacement fournit des résultats (pression limite et mécanisme de rupture) qui restent bien encadrés par les bornes supérieures des approches tridimensionnelles par analyse limite existantes dans la littérature. La comparaison avec l'ensemble de ces approches (qui se distinguent essentiellement par la forme générale des mécanismes de rupture considérés) prouve que ces dernières fournissent, dans le cas de la poussée, une évaluation satisfaisante de la borne supérieure (au maximum 10 % de différence). En revanche, dans le cas de la butée, elles peuvent conduire à une très forte surestimation de la pression limite, jusqu'à 40 % et donc à trop d'optimisme. Dans ce dernier cas, le mécanisme de rupture fourni par l'analyse limite encadre largement le champ de vitesse observé.

Le caractère associé ou non de la loi d'écoulement du matériau a un impact très important en particulier sur la butée. L'ensemble des calculs en déplacement a montré que si la différence dans le cas d'une rupture par poussée n'est que de 7 % au maximum, en revanche elle peut aller jusqu'à 40 % dans le cas d'une rupture par butée.

La prise en compte du caractère non associé du comportement du sol n'est théoriquement pas possible par l'analyse limite. L'approche par analyse limite non associée proposée par Drescher et Detournay (1993) a été testée : si elle conduit effectivement à une bonne approximation de la borne supérieure dans le cas de la butée pour $\psi = 0$, il n'en est pas de même en poussée où la nature du mécanisme de rupture est différente.

Le calcul en déplacement a permis de montrer les limites des mécanismes actuellement pris en compte dans l'approche par l'analyse limite :

- dans le cas extrême du matériau non standard ($\psi = 0$), le calcul en déplacement fournit un mécanisme de rupture débouchant et cylindrique dans sa partie supérieure ;

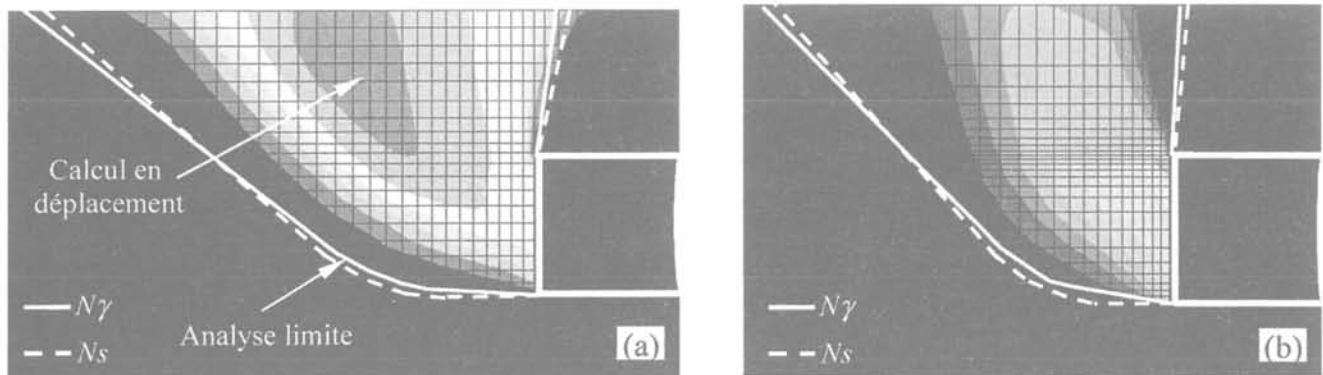


FIG. 11 Mécanismes en butée $\varphi = 30$ degrés et $C/D = 1$: (a) $\psi = \varphi$; (b) $\psi = 0$.
Blow-out failure mechanism $\varphi = 30$ degrees and $C/D = 1$: (a) $\psi = \varphi$; (b) $\psi = 0$.

– la section transversale de la zone en rupture au niveau du front (circulaire pour le calcul en déplacement) n'est pas correctement représentée par l'analyse limite (section elliptique de demi grand axe vertical et égal au diamètre du tunnel).

Le calcul en déplacements peut ainsi être utilisé comme source d'inspiration pour le développement de nouveaux mécanismes en analyse limite.

Enfin, l'ensemble des approches par analyse limite proposées jusqu'à présent, considère un tunnel dont le diamètre est faible au regard de la variation de la pression appliquée au front (par la boue ou la terre dans les techniques du tunnelier à front pressurisé). La pression σ_T est donc supposée constante. Il serait

intéressant de faire évoluer ces approches vers l'analyse de tunnels de grands diamètres pour lesquels la rupture pourrait être plus localisée et ne pas intéresser l'ensemble du front. Le calcul en déplacements pourrait alors également servir de base de validation à ces nouvelles approches.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient R. Kastner, Professeur au Laboratoire de génie civil et d'ingénierie environnementale (LGCIÉ) de l'INSA-Lyon pour ses suggestions au cours de cette étude ainsi que A.H. Soubra, professeur à l'UTP de Génie civil et Infrastructures de Saint-Nazaire pour les discussions pertinentes et l'autorisation d'utiliser le programme d'optimisation du mécanisme à cônes, ce qui a permis de réaliser ce travail avec la précision qu'il méritait.

Bibliographie

- Atkinson J.H., Potts D.M. – Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Géotechnique* 27, n° 2, 1977, p. 203-215.
- Chambon P., Corté J.-F. – Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant, approche cinématique en calcul à la rupture. *Revue française de géotechnique* n° 51, 1990, p. 51-59.
- Davis E.H., Gunn M.J., Mair R.J., Seneviratne H.N. – The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique* 30, n° 4, 1980, p. 397-416.
- Demagh R., Benmebarek S., Kastner R. – Analyse 3D des mouvements générés par le front d'un tunnelier à pression de boue. *Conférence internationale GeocityNet'05*, 2005, Lille, France.
- Demagh R., Benmebarek S., Kastner R. – Analyse 3D des mécanismes de rupture du front de taille dans les sols meubles. *Symposium international ELU/ULS*, 2006, Marne-la-Vallée LCPC/ENPC, France.
- Drescher A., Detournay E. – Limit load in translational failure mechanisms for associative and non-associative materials. *Géotechnique* 43, n° 3, 1993, p. 443-456.
- Droniuc N., Magnan J.-P., Mestat P., Humbert P. – Introduction de la méthode cinématique régularisée dans CESAR-LCPC (module LIM). *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* n° 256-257, 2005, p. 135-148.
- Droniuc N., Magnan J.-P., Humbert P., Mestat P. – La méthode cinématique régularisée appliquée à l'étude de la stabilité des pentes. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* n° 256-257, 2005, p. 149-161.
- FLAC^{3D}, Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three Dimensions. Itasca Consulting Group Inc., 2000, Mineapolis.
- Leca E., Panet M. – Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel. *Revue française de géotechnique* n° 43, 1988, p. 5-19.
- Leca E., Dormieux L. – Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique* 40, n° 4, 1990, p. 581-606.
- Leca E., Dormieux L. – Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent. *Revue française de géotechnique* n° 61, 1992, p. 5-16.
- Lyamin A. V., Sloan S. W. – Upper bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 26, 2002, p. 181-216.
- Muelhaus H. B. – Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 18, 1985, p. 35-52.
- Pastor J., Thai T.H. et Francescato P. – New bounds for the height limit of a vertical slope. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 23, 2000, p. 165-182.
- Soubra A.H. – Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnel. *International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne, Australia, 2000, p. 1-6.
- Wong H., Subrin D. – Stabilité frontale d'un tunnel : mécanisme 3D en forme de corne et influence de la profondeur. *Revue européenne de génie civil*, vol. 10, n° 4, 2006, p. 429-456.

Caractérisation du tenseur des contraintes naturelles : bases théoriques et retours d'expérience

P. SIRIEYS[†]

13, rue de la République
38000 Grenoble
psirieys@orange.fr

D. FABRE

Conservatoire national
des arts et métiers
Chaire de Géotechnique
2, rue Conté, CP 341
75141 Paris Cedex 3
denis.fabre@cnam.fr

M. SAHLI

EHTP, Département PCT
BP 8108 Casablanca
Maroc
sahli@ehp.ac.ma

B. MAYEUR

Coyne et Bellier
92632 Gennevilliers Cedex
bertrand.mayeur@coyne-
et-bellier.fr

Résumé

L'état de contraintes actuel, dont la modification anthropique ou naturelle entraîne des déformations, éventuellement des désordres, est un des éléments essentiels de la reconnaissance d'un terrain.

Sa détermination fait appel à des bases théoriques et à l'expérimentation.

Dans la première partie, outre quelques rappels bibliographiques concernant les champs théoriques pour des surfaces topographiques planes ou diédriques, est introduit le tenseur (K_0) qui se ramène au scalaire k_0 dans le cas du milieu pulvérulent. Le tenseur de surface (Σ_0) conduit à une nouvelle définition de k_0 pour les milieux cohésifs. Enfin, une étude originale en élasticité est proposée pour les vallées en U et V et les massifs en éperon ou en aiguille.

La deuxième partie traite des reliefs de type vallée, montagne ou mixte par modélisation numérique.

Sont présentés des exemples avec tracé des isostatiques et, sur une isostatique verticale, les variations des contraintes principales verticale et horizontale (σ_v et σ_H). L'effet d'un serrage latéral « tectonique » est analysé.

La troisième partie a trait à des retours d'expérience français récents ; elle confronte résultats analytiques et numériques avec mesures de terrain. L'Est de la France est concerné par une extension qui peut se manifester en surface par une contrainte principale mineure négative (traction). Dans le cas des Alpes, les effets des reliefs et de la tectonique se font sentir : inclinaison du trièdre principal sous les versants (parallélisme entre versant et isostatique majeure) ; concentration des contraintes horizontales sous les vallées (souvent perpendiculairement à celles-ci) ; pour les contraintes verticales : effets d'alourdissement sous les vallées et d'allègement sous les montagnes.

Mots-clés : contraintes, trièdre principal, orthotropie, majeure-mineure-intermédiaire, isostatiques, mesure des contraintes, méthodes hydrauliques, relief, conditions tectoniques.

In situ stress tensor characterization : Theoretical background and field results

Abstract

The actual state of stresses, of which the anthropic or natural modification drags some distortions, is one of the essential elements of the soil recognition. Its determination calls on theoretical bases and experimentation.

In the first part, besides some bibliographic recalls concerning the theoretical fields under plane or diedric topographic surfaces, the tensor (K_0) is introduced that reduces to the scalar k_0 for granular media. The surface tensor (Σ_0) leads to a new definition of k_0 for cohesive media. An original elastic analytical study is also proposed for valleys in « U » and « V » and massifs in « spur » or « needle » shape.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2009.

NOTATIONS

(Σ_0)	: tenseur des contraintes naturelles
$(\Sigma_0)_0$: tenseur des contraintes en surface ($z = 0$)
(H, h, v)	: trièdre principal de (Σ_0) , lorsque la verticale z est direction principale
(I, II, III)	: trièdre principal de (Σ_0) , avec II horizontal, perpendiculaire au plan xz
γ	: poids volumique du terrain
c, ϕ	: cohésion et angle de frottement pour un matériau obéissant à la loi de Coulomb
$(\sigma_{H'}, \sigma_{h'}, \sigma_v')$: contraintes principales, lorsque z est direction principale
$(\sigma_{H0}, \sigma_{h0})$: valeurs des contraintes horizontales en surface
k_0	: rapport des contraintes effectives σ'_h / σ'_v
$k_{0\lambda}$: rapport des contraintes pour un sol élastique lorsque $\epsilon_x = 0$
k_{0H}	: gradient du rapport des contraintes dans la direction H
k_{0h}	: gradient du rapport des contraintes dans la direction h
(K_0)	: tenseur adimensionnel

NB : selon l'usage en géotechnique, les compressions sont positives et les tractions négatives.

1

Introduction

Le terrain, dans sa configuration actuelle, est le siège d'un état de contraintes, dit naturel et noté (Σ_0) . Parfois, notamment dans les formations superficielles sous certaines conditions (géométriques et mécaniques), (Σ_0) peut être défini à l'aide d'un scalaire noté k_0 . Mais, dans les massifs de roches indurées, son

The second part is about realistic reliefs (valley, mountain or combined) using numerical modelling. Some examples are presented showing the isostatic lines and, on a vertical isostatic, the variations of the main vertical and horizontal stresses (σ_v and σ_h). The effect of a « tectonic » lateral tightening is analyzed. The third part deals with recent returns of French experience ; it confronts analytical and numerical results with field measurements. The East of France is concerned with a regional extension that may even appear in surface by a main minor negative stress (traction). In the case of the Alps, the topographic and tectonic effects are sensitive : i) slant of the principal reference axes under the sides (parallelism between relief side and major isostatic) ; ii) concentration of the horizontal stresses under the valleys (often perpendicularly to these) ; iii) for the vertical stresses : « heaviness effect » under the valleys and « lightness effect » under the mountains.

Key words : stresses, principal direction axes, orthotropy, major-minor-intermediate, isostatic lines, stress measurements, hydraulic methods, mountainous relief influence, tectonic conditions.

expression doit être adaptée à la réalité géologique. Les résultats de l'analyse des mesures au vérin plat montraient déjà cette complexité en surface (Hoek et Brown, 1980, Froidevaux *et al.*, 1980). Plusieurs publications récentes en France soulignent l'importance d'une meilleure connaissance du champ de contraintes naturel pour le calcul des ouvrages géotechniques (CFMR, 2000, Sirieys, 2001, Fabre *et al.*, 2002 ; AFTES, 2003). Un numéro spécial de la revue *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* (2003, n° 7-8) est consacré aux contraintes avec une synthèse historique (Fairhurst, 2003), de nombreux exemples de résultats et la présentation des méthodes de mesure recommandées (« ISRM suggested methods for rock stress estimation »).

Cet article souligne cependant les éléments théoriques qui permettent de caractériser complètement le tenseur de contraintes naturelles dans les divers types de terrains (sols et roches) et pour des géométries simples de la surface. Un essai de modélisation numérique des effets de la topographie et des conditions tectoniques est présenté. Des résultats de récentes campagnes de mesures dans l'Est et le Sud-Est de la France illustrent enfin la variabilité des champs naturels.

2

Résultats théoriques : solutions analytiques

Dans les massifs rocheux en général, incluant les roches meubles (Σ_0) est caractérisé par :

- le comportement mécanique du terrain : élasticité ; atteinte de l'équilibre limite ; anisotropie (induite notamment par la déformation tectonique) ;
- les conditions aux limites : géométrie de la surface topographique, chargements éventuels...

Les champs peuvent être explicités par des solutions analytiques, seulement pour des surfaces à géométrie simple (plans, dièdres et rectangles en relief ou en creux).

Massif semi-infini à surface libre horizontale

Milieu pulvérulent, homogène, isotrope, en régime élastique

a) Le scalaire k_0

Dans le cas des sols meubles, (Σ_0) est considéré comme de révolution autour de la direction principale verticale z (isotropie dans le plan horizontal). Dans le référentiel (x, y, z) , en un point de cote z (profondeur), les équations de l'équilibre conduisent à l'expression de la contrainte lithostatique verticale :

$$\sigma_z = \gamma z$$

résultat encore appelé « poids des terres » ou « poids de couverture ».

Le tenseur (Σ_0) est défini complètement, lorsque la contrainte principale horizontale σ_h est connue ; il est caractérisé par un paramètre unique : le scalaire k_0 , appelé « coefficient de pression des terres au repos », défini par :

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (1)$$

ou $k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ en milieu saturé, en faisant intervenir les

contraintes intergranulaires.

Les composantes principales du tenseur des contraintes sont alors $(k_0 \gamma z, k_0 \gamma z, \gamma z)$ et le champ des contraintes s'exprime par :

$$\sigma_z = \gamma z \quad \sigma_h = k_0 \gamma z \quad (2)$$

L'hypothèse d'une déformation horizontale nulle (condition appelée « œdométrique » en mécanique des sols, et « lithostatique » en géologie), en milieu élastique (ν étant le coefficient de Poisson), conduit à une valeur particulière notée $k_{0\lambda}$:

$$k_{0\lambda} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3)$$

soit pour $\nu = 1/3$, $k_{0\lambda} = 0,5$.

k_0 varie dans le temps (une contraction horizontale l'accroît, une extension le fait décroître) dans des limites définies par le critère de limite élastique, soit, pour un sol répondant au critère de Coulomb (angle de frottement φ) :

$$k_a < k_0 < k_p$$

$$\text{avec } k_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

k_0 est donc encadré par deux valeurs limites (pour $\varphi = 30^\circ$: $1/3 < k_0 < 3$).

b) Le tenseur (K_0)

En milieu pulvérulent, les conditions aux limites de surface (pour $z = 0$, $\sigma_v = \sigma_h = 0$) permettent de normer (Σ_0) par γz , soit :

$$(\Sigma_0) = \gamma z (K_0) \quad (3)$$

La relation (3) définit un tenseur (K_0) de révolution autour de la verticale, de composantes principales adimensionnelles $(k_0, k_0, 1)$.

L'isotropie des contraintes horizontales n'est que rarement vérifiée, notamment par suite d'un épisode tectonique : serrage ou extension dans une direction. L'état orthotrope se caractérise par son trièdre principal (v, H, h) , c'est-à-dire par la verticale $v (= z)$ et deux directions orthogonales majeure (H) et mineure (h) dans le plan horizontal (x, y) , dont l'orientation ne dépend que d'un paramètre angulaire $\alpha = (x, H)$ (Fig. 1).

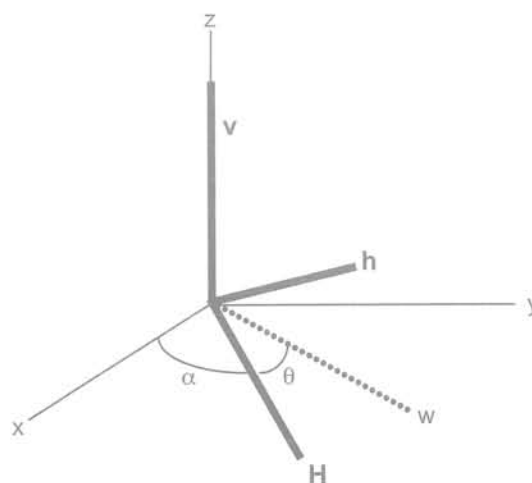


FIG. 1 Cas de l'orthotropie, notations : trièdre principal (H, h, v) et direction quelconque w dans le plan horizontal.

Notations (orthotropy) : principal trihedron (H, h, v) ; any direction (w) in the horizontal plane.

Les composantes principales de (Σ_0) sont : $\sigma_z (= \sigma_v)$, σ_H et σ_h (avec $\sigma_H > \sigma_h$).

Une variation linéaire avec z de ces trois composantes conduit aux trois gradients principaux : γ , γk_{0H} , γk_{0h} .

(K_0) est alors caractérisé par ses trois composantes principales distinctes $(1, k_{0H}, k_{0h})$ avec $k_{0h} < k_{0H}$, ce qui conduit à trois possibilités :

$$1 < k_{0h} ; k_{0h} < 1 < k_{0H} ; k_{0H} < 1,$$

lesquelles correspondent respectivement à trois cas de la direction principale z (z mineure ; z intermédiaire ; z majeure).

Dans une direction horizontale quelconque W , repérée par l'angle $\theta = (H, W)$ (Fig. 1), la contrainte horizontale σ_θ s'exprime par :

$$\sigma_\theta = (k_{0H} \cos^2 \theta + k_{0h} \sin^2 \theta) \gamma z = k_{0\theta} \gamma z \quad (4)$$

Le coefficient $k_{0\theta}$, défini par (4), est intermédiaire entre k_{0h} et k_{0H} . Les valeurs moyenne $k_{0m} = \frac{k_{0H} + k_{0h}}{2}$ et déviatoire $k_{0d} = \frac{k_{0H} - k_{0h}}{2}$ caractérisent l'intensité et l'anisotropie du champ de contraintes.

La variation des contraintes en fonction de la profondeur est représentée figure 2a pour le cas $k_{0H} < 1$.

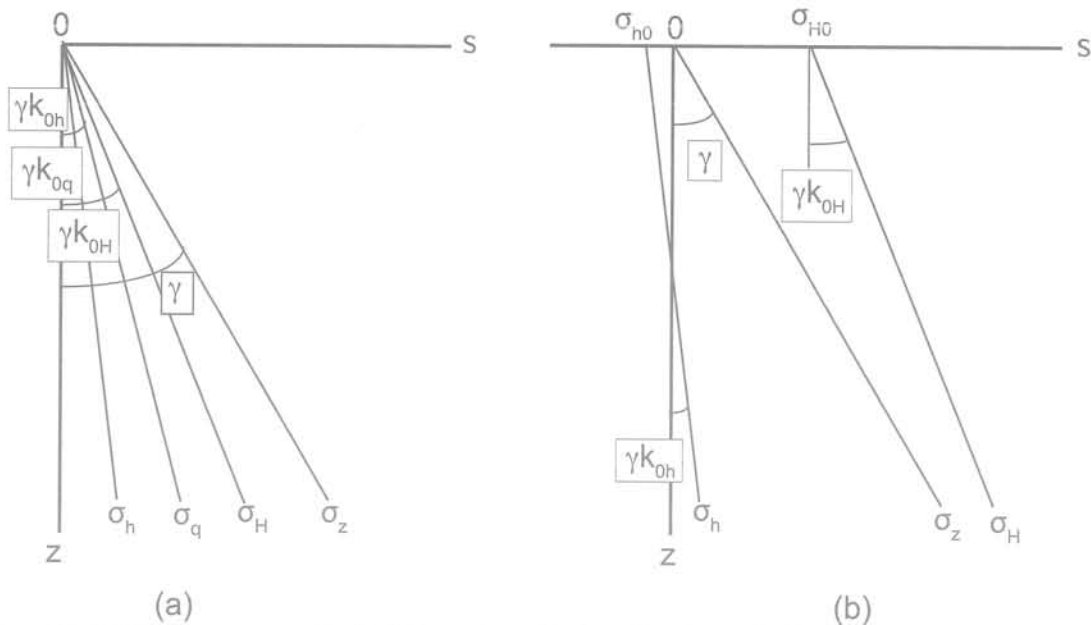


FIG. 2 Variations des composantes de (Σ_v) avec la profondeur dans le cas de l'orthotropie.
 a) Milieu pulvérulent ; b) Milieu cohérent (cas $\sigma_{h0} < 0$).
 Variation of (Σ_v) components vs depth (orthotropy).
 a) Non cohesive material ; b) Cohesive material (with $\sigma_{h0} < 0$).

2.1.2

Milieu cohérent (sols indurés et roches compactes)

a) Isotropie du tenseur (Σ_v) dans le plan horizontal

En surface $\sigma_z = 0$, σ_{h0} est non nulle, en général une faible compression. Le champ s'écrit alors :

$$\sigma_z = \gamma z \quad \sigma_H = \sigma_h = k_0 \gamma z + \sigma_{h0} \quad (5)$$

La définition de k_0 par la relation (1), qui s'écrit :

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = k_0 + \frac{\sigma_{h0}}{\gamma z}$$

et conduirait à faible profondeur à des valeurs infinies (tendance remarquée d'après les mesures par Hoek et Brown 1980...) n'est pas acceptable. En considérant une variation linéaire de σ_h et σ_v avec z , la définition (1) doit être remplacée par :

$$k_0 = \frac{\sigma_h - \sigma_{h0}}{\sigma_v} \quad (6)$$

σ_{h0} (nulle pour un sol pulvérulent) est compris entre 2 valeurs qui résultent de l'atteinte de l'état limite en plasticité, soit pour un matériau de Coulomb, avec les coefficients k_a et k_p définis ci-dessus :

$$-2c k_a \frac{1}{2} < \sigma_{h0} < 2c k_p \frac{1}{2}$$

soit, pour $\phi = 30^\circ$: $-1,15 c < \sigma_{h0} < 3,46 c$

Généralement, σ_{h0} est positive : de rares structures circulaires en système extensif pourraient correspondre à une traction.

b) Orthotropie du tenseur (Σ_v) dans le plan horizontal

Avec la condition de surface, le champ s'écrit :

$$(\Sigma_v) = \gamma z (K_0) + (\Sigma_v)_0 \quad (7)$$

$(\Sigma_v)_0$, état de contraintes en surface, a pour trièdre principal (H, h, z) et pour composantes principales $(\sigma_{H0}, \sigma_{h0}, 0)$.

Comme dans le cas des sols pulvérulents en champ

orthotrope, (K_0) a comme composantes principales $(k_{0H}, k_{0h}, 1)$. La composante principale mineure de $(\Sigma_v)_0$ peut être une traction ($\sigma_{h0} < 0$), comme le montrent certains retours d'expérience (§ 4). L'exemple théorique de la figure 2b correspond à cette situation.

En état d'équilibre limite, trois cas se présentent, selon les valeurs relatives de k_{0h} et k_{0H} , par rapport à 1, les structures géologiques relatives à ces trois cas (Fig. 3) étant les failles normales (si conjuguées : « graben »), les failles inverses (« chevauchements ») et les décrochements.

Concernant les orientations principales :

– $k_{0H} < 1$ (Fig. 3a) : H est la direction principale intermédiaire, son azimut est celui des failles normales ; il y a eu extension dans la direction h ;

– $1 < k_{0h}$ (Fig. 3b) : h est l'intermédiaire ; le milieu a subi une contraction dans la direction H ; deux directions de failles inverses peuvent exister ;

– $k_{0h} < 1 < k_{0H}$ (Fig. 3c) : z est l'intermédiaire ; il y a deux familles de décrochements conjugués (dextres et senestres) verticaux.

Dans le cas d'une contraction horizontale, l'atteinte de la limite élastique peut donc se manifester de deux façons : décrochement ou chevauchement, selon la direction de la contrainte intermédiaire.

2.2

Milieu semi infini à surface libre d'inclinaison sur l'horizontale (rappel de quelques solutions analytiques)

En déformation plane, dans le référentiel (n, t) (Fig. 4.1a), le tenseur des contraintes noté $(\Sigma)_{nt}$, qui s'exprime par : $(\Sigma)_{nt} = \begin{pmatrix} \sigma_n & \tau_{nt} \\ \tau_{nt} & \sigma_t \end{pmatrix}$ vérifie les équations d'équilibre statique d'un milieu pesant :

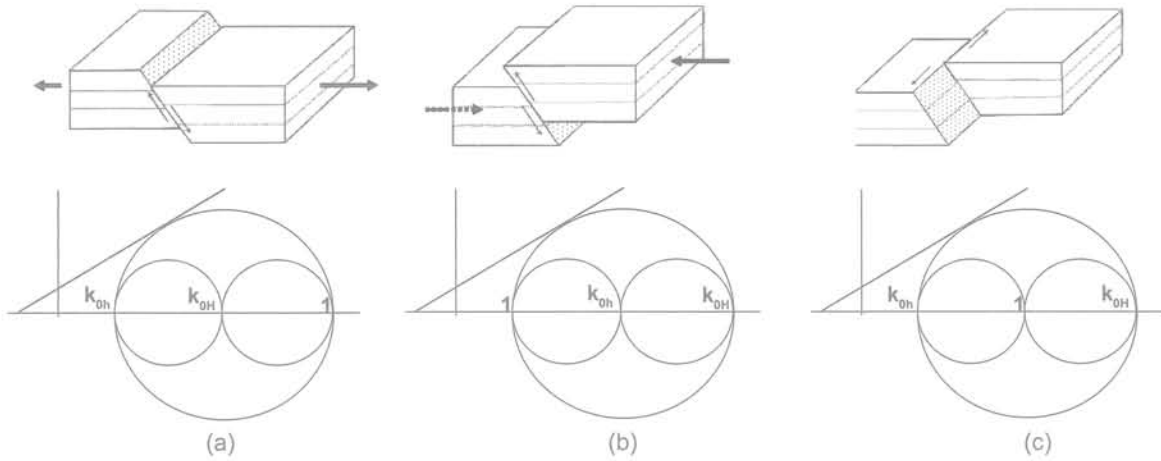


FIG. 3 Structures géologiques et tenseurs limite (K_0) associés.
 a) Faille normale ; b) Faille inverse ;
 c) Décrochement (senestre).
 Geological structures with associated limit tensors.
 a) Normal fault ; b) Reverse fault ; c) Strike-slip fault.

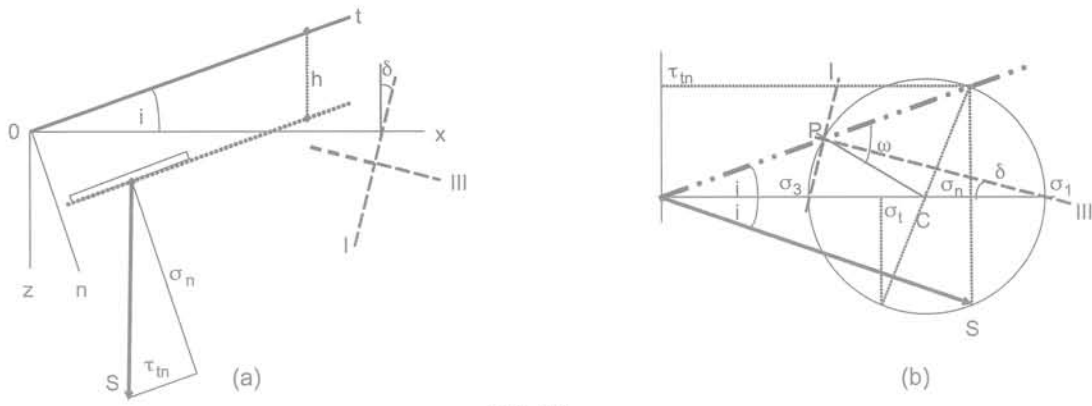


Fig. 4.1

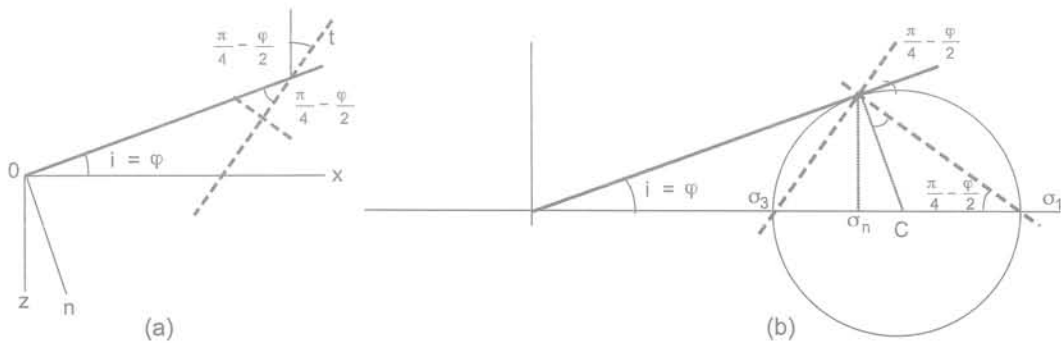


Fig. 4.2

FIG. 4 Contraintes sous un milieu semi infini d'inclinaison i .
 4.1. Élastique ($0 < i < \phi$)
 4.2. Plastique ($c = 0$, cas $i = \phi$).
 a) directions des contraintes principales ; b) construction de Mohr dans le cas où $\sigma_n > \sigma_1$.
 Stresses for semi-infinite medium under inclined surface (angle i).
 4.1. Elastic conditions ($0 < i < \phi$).
 4.2. Plastic conditions (case $i = \phi$; $c = 0$)
 a) directions of principal stresses ; b) Mohr circle for $\sigma_n > \sigma_1$

$$\frac{\delta\sigma_{nn}}{\delta n} + \frac{\delta\tau_{nt}}{\delta t} = \gamma \cos i$$

$$\frac{\delta\tau_{nt}}{\delta n} + \frac{\delta\sigma_t}{\delta t} = -\gamma \sin i$$

Avec l'hypothèse selon laquelle (Σ) est indépendant de t , et O_t étant une surface libre :

$$\sigma_n = \gamma h \cos^2 i$$

$$\tau_{nt} = -\gamma h \cos i \sin i$$

Selon la loi de comportement, les champs de contraintes ont des caractéristiques (orientations, valeurs) différentes :

a) En élasticité de Hooke et en condition « oedométrique », les contraintes principales s'écrivent analytiquement en fonction de σ_n , du scalaire $k_{0\lambda}$ ($k_{0\lambda} = \frac{\nu}{1-\nu}$)

et de l'angle i , pour i tel que : $0 < i < \varphi$ (Panet, 1973 ; Descœudres, 1984). La direction principale majeure fait avec la verticale un angle δ dont l'expression analytique est (Fig. 4.1a et 4.1b) :

$$\delta = \frac{\omega - i}{2} \text{ avec } \sin \omega = \frac{(1 - k_{0\lambda}) \sin i}{\sqrt{\text{tg}^2 i + \frac{(1 - k_{0\lambda})^2}{4}}}$$

b) Dans le cas d'un écoulement isovolume, l'angle δ vaut $(\frac{\pi}{4} - i)$ (Goguel, 1942).

c) Pour un sol en état limite (Coulomb) et pour i tel que $0 < i < \varphi$, l'angle δ vaut $\frac{\theta - i}{2}$, avec $\sin \theta = \frac{\sin i}{\sin \varphi}$ (Sokolovski 1965) ; $\delta = (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ dans le cas particulier $i = \varphi$ (Fig. 4.2).

Dans les trois cas, les champs sont rectilignes et les isostatiques, enveloppes des directions principales appelées aussi « trajectoires des contraintes principales », sont des droites obliques par rapport au versant.

2.3

Surface topographique en forme de dièdre (brève revue bibliographique)

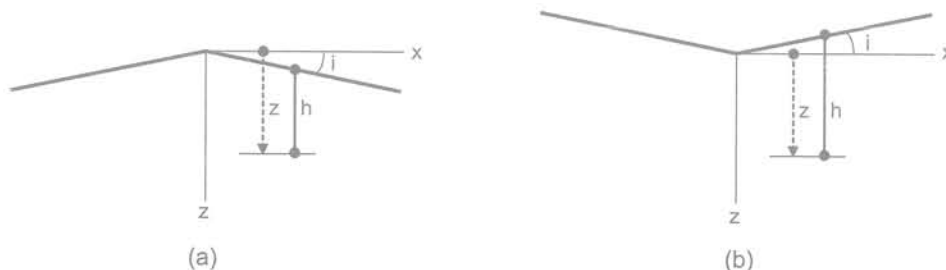


FIG. 5 Reliefs en forme de dièdres (symétriques par rapport à z).
a) Dièdre d'angle $< \pi$; Dièdre d'angle $> \pi$.
Surface with dihedral relief.
a) Dihedral angle $< \pi$; b) Dihedral angle $> \pi$.

2.3.1

Dièdre symétrique d'angle $< \pi$ à flancs inclinés à i (« montagne », Fig. 5a)

a) Un exemple de solution élastique obtenu à l'aide d'une fonction d'Airy polynomiale du 3^e degré (Davis et Salvadurai, 1996) est celui de Lévy (*in* Panet, 1973), pour lequel :

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \gamma h \cot^2 i$$

$$\sigma_z = \frac{1}{2} \gamma h$$

$$\tau_{xz} = \frac{1}{2} \gamma x$$

Le champ de Lévy est curviligne et de type linéaire ; Σ_0 croît linéairement avec les coordonnées ; les faces du dièdre sont des isostatiques.

Sur Oz , direction principale, la contrainte verticale

$$\sigma_z = \frac{1}{2} \gamma z \text{ a une valeur inférieure au poids de cou-}$$

verture (« allègement »), indépendante de l'inclinaison i . Le scalaire k_0 vaut $\cot^2 i$ (pour $i = 45^\circ$, le tenseur est isotrope).

b) Solutions plastiques

Le champ de Sokolovski (1965) comporte trois zones (deux rectilignes de Rankine et une curviligne) avec raccordement selon une ligne de glissement. Sur la verticale Oz , isostatique : $\sigma_z = \alpha \gamma z$. Lorsque i croît de 0 à φ , pour $\varphi = 30^\circ$, α , « coefficient d'allègement », varie de 1 à $0,8$. Bien sûr ici : $k_0 = k_\alpha$.

2.3.2

Dièdre symétrique d'angle $> \pi$, à flancs inclinés à i (« vallée », Fig. 5b) :

Une solution élastoplastique est proposée par Sokolovski (1965). La zone centrale est en régime élastique entourée de deux zones de Rankine.

Sur l'axe de symétrie z (isostatique), $\sigma_z = \alpha \gamma z$ et le scalaire k_0 varient avec l'inclinaison i . Par exemple, pour un angle de frottement φ de 30° , lorsque i décroît de φ à 0 , α « coefficient d'alourdissement », varie de $1,8$ à 1 . Le scalaire k_0 varie de $0,6$ à $0,33$.

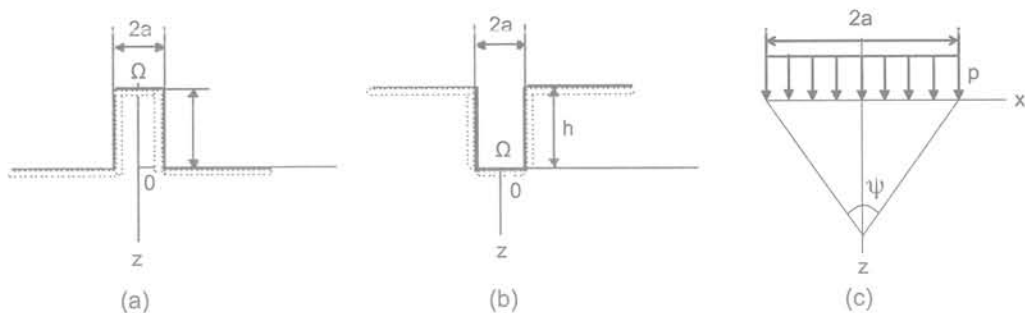


FIG. 6 Reliefs à profil rectangulaire (éperon et vallée en U).
 a) Montagne (éperon) ; b) Vallée en U ; c) Champ de Boussinesq : charge uniforme.
 Surface with rectangular relief.
 a) Steep mountain ; b) U shape valley ; c) Boussinesq model (uniform load).

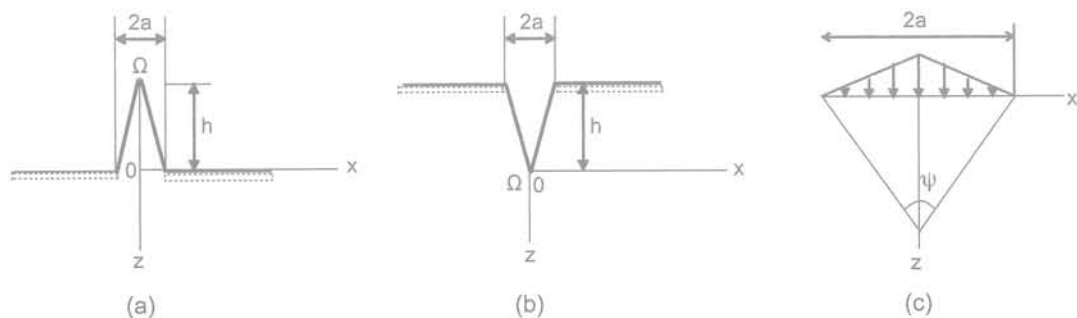


FIG. 7 Reliefs à profil triangulaire (aiguille et vallée en V).
 a) Montagne en aiguille ; b) Vallée en V ; c) Champ de Boussinesq : charge triangulaire.
 Surface with triangular relief.
 a) Sharp mountain ; b) V shape valley ; c) Boussinesq model (triangular load).

2.4

Surface topographique à profil rectangulaire ou triangulaire (étude originale en élasticité)

L'analyse proposée s'appuie, en supposant que la base du profil est une isostatique, sur le principe de substitution (pression p substituée au matériau) et sur la théorie de Boussinesq. Elle permet l'étude, en régime élastique, de l'influence de la topographie sur le champ (Σ_0) : notamment les effets sur la notion de « poids de couverture » de la présence d'un éperon rocheux (« pain de sucre », « aiguille ») ou d'une vallée (« glacière » en U, « fluviale » en V). En toute rigueur, l'application du principe de substitution supposerait ici la verticalité d'une direction principale, ce qui n'est pas partout vérifié en cas d'un profil triangulaire (aiguille ou V).

2.4.1

Profil rectangulaire

L'analyse consiste, sur l'axe x (base du rectangle de hauteur h) à ajouter au champ initial (dont la contrainte verticale en fonction de z est $\sigma_z^i = \sigma_z^j = \gamma(h+z)$), les effets d'une surcharge uniforme de valeur p sur une longueur $2a$ représentant l'éperon rocheux (ou la vallée) à la côte $z = 0$ (Fig. 6).

Pour un tel massif semi infini horizontal, soumis à une surcharge (pour une montagne) ou à une traction (pour une vallée), verticale uniforme d'intensité p , sur une largeur $2a$, le champ de Boussinesq donnant les

surpressions $\delta\sigma_1$ et $\delta\sigma_2$ s'exprime, à une cote z , sur l'axe de symétrie Oz par :

$$\delta\sigma_1 = \frac{p}{\pi}(\psi + \sin\psi) \quad \text{avec } \psi = 2\text{arctg} \frac{a}{z}$$

$$\delta\sigma_2 = \frac{p}{\pi}(\psi - \sin\psi)$$

Selon le principe de substitution, d'un côté d'une surface isostatique, le matériau est remplacé par une pression normale égale à la contrainte principale correspondante.

Pour l'éperon : $p = \gamma h$ (surcharge) ; pour la vallée : $p = -\gamma h$ (traction).

a) Pain de sucre (Fig. 6a)

La surpression due à la surcharge $p = \gamma h$, appliquée

à la côte $z = 0$, est : $\delta\sigma_1 = \gamma h F$ avec ; $F = \frac{(\psi + \sin\psi)}{\pi}$
 sur l'axe z : $\sigma_1 = \sigma_z$.

Par superposition, la contrainte verticale totale sous l'éperon à la profondeur z est : $\sigma_z = \gamma z + \gamma h F$.

La contrainte verticale sous l'éperon est ainsi toujours plus faible que celle correspondant à un terrain semi infini de surface horizontale passant par le sommet de l'éperon (point de référence), la différence étant : $\Delta\sigma = (\gamma z + \gamma h F) - \gamma(h+z)$ soit $\Delta\sigma = \gamma h (F - 1) < 0$, qui correspond à un allègement relatif (déficit de σ_z) par ailleurs constaté par les mesures (voir § 4.2).

b) Vallée glacière (Fig. 6b)

La décharge correspondant à $p = -\gamma h$, appliquée à la cote $z = 0$, est : $\gamma\sigma_1 = -\gamma h F$. La contrainte verticale

totale sous la vallée à une profondeur z est : $\sigma_z = \gamma(z + h) - \gamma hF$, soit $\sigma_z = \gamma z + \gamma h(1 - F)$. La contrainte verticale sous la vallée est ainsi toujours plus grande que celle due à un terrain semi infini de surface horizontale passant par la base de la vallée ; la différence étant : $\Delta\sigma = \gamma z - \gamma h(1 - F) - \gamma z$ soit $\Delta\sigma = \gamma h(1 - F) > 0$, qui exprime l'alourdissement relatif (excès de σ_z) constaté par les mesures (voir § 4.2)

2.4.2

Surface topographique à profil triangulaire (Fig. 7)

Des calculs analogues, effectués en considérant un profil triangulaire simulant une aiguille ou une vallée en V (Fig. 7a et 7b) aboutissent, en donnant à F la

valeur $\frac{\Psi}{\pi}$, à la même expression des résultats et aux mêmes conclusions.

3

Modèles numériques

Les méthodes numériques (2D et 3D) permettent de modéliser le champ de contraintes sous des reliefs quelconques, avec des structures et propriétés de terrain et des conditions aux limites variées. Si elles sont possibles depuis longtemps (voir Goodman, 1989), les

exemples de calcul restent cependant peu nombreux dans la bibliographie.

3.1

But et hypothèses des modélisations effectués

Les simulations numériques sont faites pour un massif à topographie non plane en fonction des contraintes horizontales appliquées sur le bord d'un modèle-2D et traitées par la méthode des différences finies avec le logiciel FLAC.

Le massif rocheux, homogène, élastique, isotrope a pour caractéristiques :

– poids volumique $\gamma = \rho g = 27 \text{ kN/m}^3$;

coefficient de Poisson $\nu = 0,25$;

– module d'Young E (paramètre d'entrée obligatoire pour la méthode numérique utilisée, sans influence sur les contraintes calculées) fixé arbitrairement à 15 GPa.

Les dimensions choisies (profondeur de 5 km, largeur de 8 à 10 km) permettent de s'affranchir des effets de bord, la zone d'étude étant ainsi éloignée de plusieurs kilomètres de chaque bord. Le choix d'une montagne de 1 000 m de haut et d'une vallée de 1 000 m de profondeur (versant de 2 000 m) correspond à une situation moyenne rencontrée dans les Alpes.

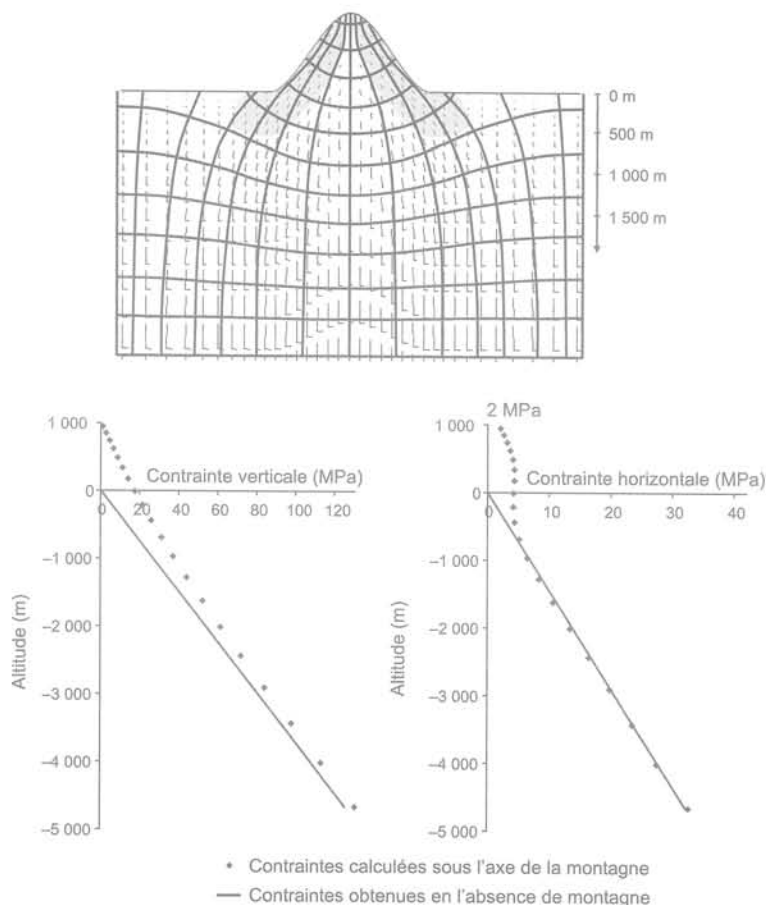


FIG. 8 Montagne isolée en condition lithostatique.

a) Isostatiques majeure X et mineure Y (zone grisée : inclinaison de X supérieure à 15°) ;

b) Valeurs des contraintes verticale σ_v et horizontale σ_H sur l'axe de la montagne.

Isolated mountain under lithostatic conditions.

a) Major X and minor Y isostatic lines (zones where slant of X is $> 15^\circ$ appear in grey) ;

b) Vertical stress σ_v and horizontal stress σ_H along mountain axis.

Les conditions aux limites des modèles sont :

- sur le fond horizontal : contraintes verticales constantes, équilibrant le poids total du modèle ;
- sur la face supérieure et sur les deux faces verticales avant et arrière : contraintes nulles ; ces hypothèses simplificatrices *en contraintes planes* ont été justifiées par Mayeur (1999, p. 137 ; calculs p. 326-327), après comparaison des résultats obtenus avec celles des *déformations planes* : les contraintes horizontales et verticales calculées sont très peu différentes ; seuls les déplacements sont modifiés sensiblement ;
- sur les faces latérales, deux types de conditions sont appliquées, soit des déplacements horizontaux bloqués (condition « lithostatique » : équivalente à un k_0 latéral « faible », d'environ 0,25 en contraintes planes), soit l'application d'une contrainte aux limites latérales $\sigma_H = k_{0es} \gamma z$ (condition « tectonique »), avec trois valeurs étudiées ici : $k_{0es} = 0,5 ; 1 ; 1,5$, toutes trois supposant rester dans le domaine élastique ($k_0 < k_{0es} < k_p$).

3.2

Effets de la topographie en condition lithostatique

3.2.1

Cas d'une montagne isolée (Fig. 8)

La modélisation permet d'examiner les perturbations apportées par la présence de la montagne :

- sur les directions principales du champ des contraintes (isostatiques de la figure 8a) qui sont modifiées surtout sous les flancs de la montagne, où la direction principale majeure a tendance à s'aligner avec la ligne de plus grande pente. L'étendue de la zone perturbée (dans laquelle la direction principale majeure s'écarte de plus de 15° de la verticale) apparaît en grisé. Avec ce critère de 15°, la zone perturbée occupe une partie importante de la montagne à l'exception du centre où, par raison de symétrie, les directions principales sont l'horizontale et la verticale ; elle s'étend jusqu'à une profondeur de 600 m sous le niveau des plateaux, et latéralement au pied de la montagne sur une largeur comparable ;

- sur les valeurs des contraintes principales verticale σ_v et horizontale σ_H selon l'axe de la montagne (Fig. 8b). La contrainte horizontale est plus forte sous la montagne que sous les plateaux latéraux (droite de référence) : en sommet de montagne (en concordance avec le calcul analytique, une compression horizontale non nulle, de 2 MPa est obtenue), puis jusqu'à une profondeur de 800 m. La situation s'inverse très légèrement au-delà.

3.2.2

Cas d'une vallée isolée (Fig. 9)

Les zones où les isostatiques sont les plus déviées (Fig. 9a) se trouvent sous les flancs de la vallée où, comme dans le cas de la montagne, la direction principale majeure tend à s'orienter parallèlement à la ligne

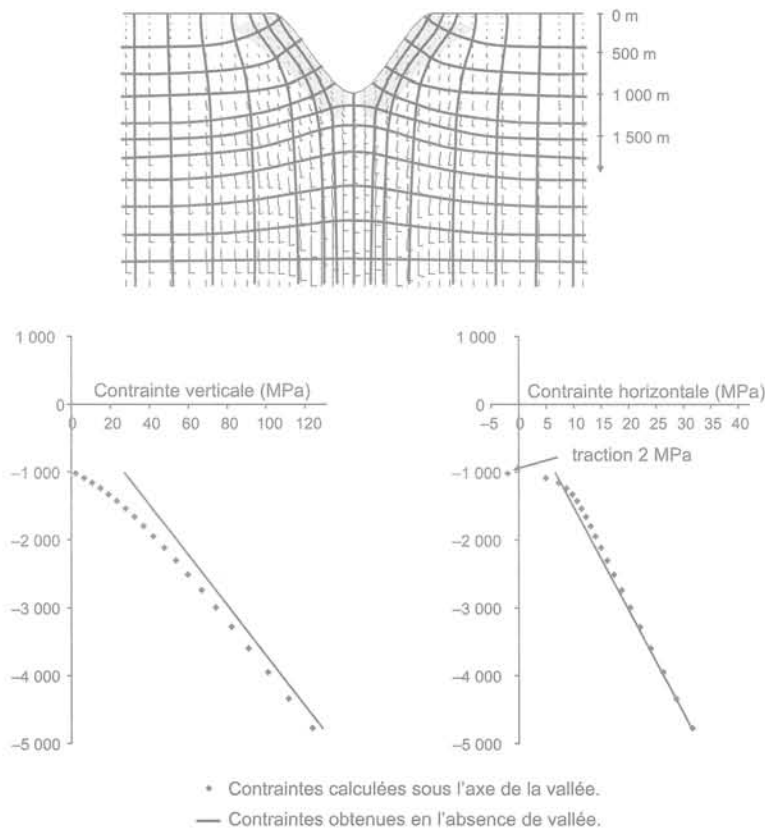


FIG. 9 Vallée isolée en condition lithostatique.
a) Isostatiques majeure X et mineure Y (zone grisée : inclinaison de X supérieure à 15°) ;
b) Valeurs des contraintes verticale σ_v et horizontale σ_H sur l'axe de la vallée.
Isolated valley under lithostatic conditions.
a) Major X and minor Y isostatic lines (zones where slant of X is >15° appear in grey) ;
b) Vertical stress σ_v and horizontal stress σ_H along valley axis.

de plus grande pente. Ces zones d'épaisseur voisine de 500 m sont limitées à une profondeur d'environ 250 m sous le niveau du fond de la vallée.

Les valeurs des contraintes verticale σ_v et horizontale σ_H selon l'axe de symétrie montrent des résultats « inversés » par rapport à ceux pour une montagne (Fig. 9b) : la contrainte horizontale σ_H est plus faible sous la vallée que sous les plateaux latéraux, jusqu'à une profondeur de 200 m sous le fond de vallée, puis la situation s'inverse. Juste sous le fond de vallée, conformément au calcul analytique, une petite zone est en traction ($\sigma_{ho} = -2$ MPa).

3.3

Influence de la tectonique (Figs. 10 et 11)

Pour simuler des conditions tectoniques existant dans les chaînes de montagne, une approche dynamique est possible (Savage *et al.*, 1992). Elle nécessite

des données réalistes sur les taux de déformation et l'histoire de la chaîne (surrection, creusement des vallées...).

L'effet d'un serrage latéral ou d'une extension peuvent être étudiés plus simplement de manière statique, par application du principe de superposition (Timoshenko et Goodier, 1970) en additionnant au champ gravitaire celui résultant d'un cas de chargement latéral sur un milieu non pesant.

Dans le cas d'un modèle « une montagne-une vallée », la figure 10 montre, en fonction de l'intensité de la contrainte tectonique latérale appliquée $\sigma_H = k_{0m} \gamma z$, l'évolution des contraintes verticale et horizontale (voisines des contraintes principales) sur l'axe de la montagne et sur l'axe de la vallée.

La variation de σ_v avec l'augmentation de k_{0m} est à peine sensible sous la montagne, mais déjà plus nette sous la vallée où σ_v augmente avec k_{0m} jusqu'à environ 2 000 m sous le fond de vallée. La variation relative est faible sauf à proximité du fond de vallée : à 150 m sous

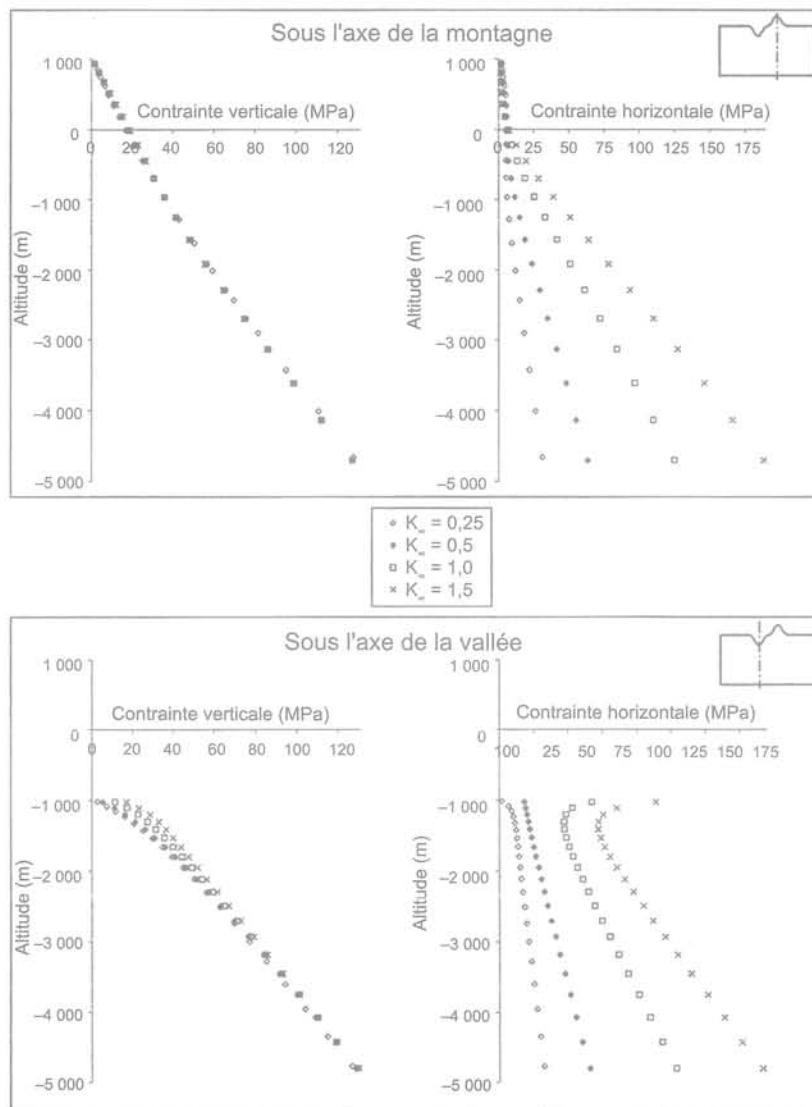


FIG. 10 Effets des conditions tectoniques latérales : valeurs des contraintes verticale et horizontale sous la montagne (en haut) et sous la vallée (en bas) en fonction de k_{0m} (sur la figure k_{0m} est noté K_m), d'après Mayeur 1999. Effect of lateral tectonic conditions (one mountain-one valley model). Horizontal and vertical stresses under mountain axis (upper part) and valley axis (lower part) with different values of K_m ($= k_0$ value applied on lateral limits of the model), after Mayeur 1999.

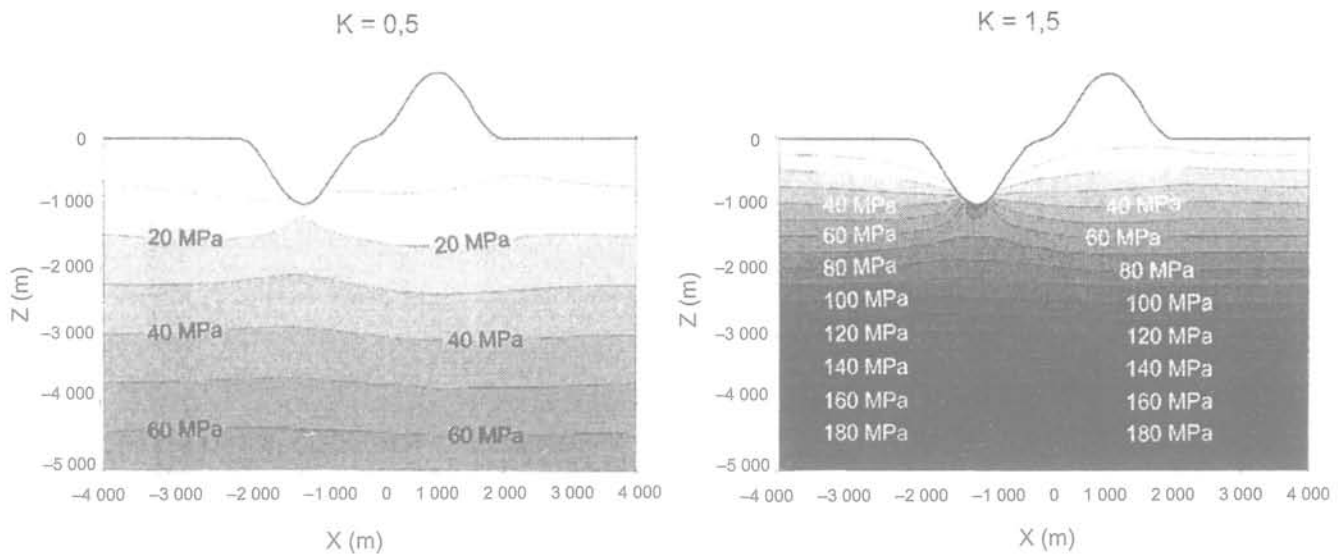


FIG. 11 Effets des conditions tectoniques latérales sur les contraintes horizontales : isovaleurs des contraintes horizontales pour deux situations de serrage latéral ($k_{0_{\text{lat}}} = 0,5$ à gauche ; $k_{0_{\text{lat}}} = 1,5$ à droite), d'après Fabre *et al.*, 2002. Effect of lateral tectonic conditions (one mountain-one valley model) on horizontal stress values : isovalues for 2 situations of lateral conditions ($K = k_{0_{\text{lat}}} = 0.5$ at left ; $K = k_{0_{\text{lat}}} = 1.5$ at right), after Fabre *et al.* 2002.

le fond de la vallée, la contrainte verticale pour $k_{0_{\text{lat}}} = 1,5$ est le double de celle obtenue pour $k_{0_{\text{lat}}} = 0,5$.

L'augmentation avec $k_{0_{\text{lat}}}$ des contraintes horizontales calculées est beaucoup plus importante ; elle est particulièrement nette sous le fond de vallée où la concentration de contrainte est très forte. Un changement de forme des courbes est observé entre le cas de serrage faible (où la contrainte horizontale reste nulle en surface) et les cas de serrage plus marqué, avec création d'une zone de surface en « surcompression ».

Pour le même modèle « une montagne-une vallée », la figure 11 montre les isovaleurs des contraintes horizontales pour deux valeurs du coefficient $k_{0_{\text{lat}}}$: $k_{0_{\text{lat}}} = 0,5$ valeur classique « faible » ; $k_{0_{\text{lat}}} = 1,5$ valeur « forte » correspondant à un serrage latéral bien marqué. La vallée concentre les contraintes horizontales : on atteint $\sigma_H = 60$ MPa sous la vallée à 500 m de profondeur dans le deuxième cas, ce qui correspond à un rapport σ_H/σ_v local de 2,2.

3.4

Effets de la topographie et des conditions tectoniques

3.4.1

Sur l'orientation des directions principales

Les orientations des directions principales sont fortement dépendantes des contraintes tectoniques :

- lorsque $k_{0_{\text{lat}}} < 1$, la direction principale majeure est subverticale (avec une tolérance de 15°) dans la majeure partie du massif, sauf dans une bande parallèle à la surface topographique dont l'épaisseur dépend de $k_{0_{\text{lat}}}$ (500 m pour $k_{0_{\text{lat}}} = 0,25$; 800 m pour $k_{0_{\text{lat}}} = 0,50$) ;
- lorsque $k_{0_{\text{lat}}} = 1$, les orientations sont très dispersées,

car mal définies en raison de la quasi-isotropie du champ de contraintes ;

– lorsque $k_{0_{\text{lat}}} > 1$, la direction principale majeure est subhorizontale (avec une tolérance de 15°) dans une grande partie du massif, sauf dans une zone aplatie horizontalement qui tangente le fond de vallée et englobe presque tout le volume de la montagne ; en dessous du fond de vallée, les directions principales se rapprochent de l'horizontale et de la verticale.

La situation est différente à proximité du versant, les modélisations confirment que la direction principale majeure tend à s'orienter parallèlement à ligne de plus grande pente, ce qui rejoint l'observation de Talobre (1967) et diffère du résultat des calculs analytiques pour un versant infini (§ 2.2).

3.4.2

Sur la valeur des contraintes principales

En condition « lithostatique » (k_0 faible), les écarts entre la contrainte horizontale (resp. verticale) calculée sous une vallée et la valeur de référence en l'absence de relief (« poids de couverture ») diminuent avec la profondeur : de 19 % (resp. 40 %) à 500 m sous le fond de vallée, à 14 % (resp. 17 %) à 1 000 m, et à 9 % (resp. 8 %) à 1 500 m.

L'application de contraintes tectoniques latérales modifie surtout les valeurs des contraintes horizontales, qui augmentent en général proportionnellement aux contraintes imposées aux limites, sauf sous les vallées, où elles sont plus fortement accrues (« effet de concentration »), et sous les montagnes, où elles sont un peu atténuées. Les contraintes verticales ne sont que peu modifiées, mais leurs modifications sont significatives : elles diminuent légèrement sous les montagnes (« effet d'allègement ») et augmentent plus fortement sous les vallées (« effet d'alourdissement »), en accord qualitatif avec les calculs analytiques.

Retours d'expérience

Des exemples naturels, dans des terrains et des conditions tectoniques variées (Est de la France, Alpes) illustrent le caractère tensoriel de (K_0), soulignant en particulier l'hétérogénéité et l'anisotropie des contraintes horizontales et les effets d'allègement ou d'alourdissement de σ_v liés aux reliefs.

4.1

Est de la France (zone à relief modéré dans un contexte « en extension »)

Les mesures de Froidevaux *et al.* (1980) en France et en Bavière et la carte européenne des contraintes, établie à l'aide de données géophysiques (Müller *et al.*, 1992), montrent généralement une forte anisotropie des contraintes dans le plan horizontal, avec parfois la contrainte principale mineure en traction (σ_{h0} négatif).

Trois sites français ayant donné lieu à des observations (Vieux Pré) et à des mesures (Soultz, Bure) sont analysés ci-après.

4.1.1

Secteur du barrage EDF de Vieux Pré

Lors des injections réalisées sous le barrage, la surprise a été d'observer de très importantes absorptions de coulis de ciment dans le substrat (grès vosgiens du Trias inférieur), notamment dans sa partie profonde (à une cote inférieure au fond de la vallée), alors que la fracturation générale était considérée comme faible et les fractures non ouvertes en profondeur. L'interprétation a été donnée (Haguenaer et Hilly, 1987) par la présence d'une famille de fissures « ouvertes » perpendiculaires à h (ou // à H), orientée N-S, et considérée comme une conséquence de la « distension » régionale (« rift rhénan »).

L'influence des contraintes naturelles sur les capacités d'injection du massif rocheux pour un site de barrage n'est pas une observation nouvelle : Antoine et Fabre (1979) l'avaient signalée, mais en situation inverse au barrage de Vinça, où l'absorption était anormalement faible en regard d'une fracturation très dense.

4.1.2

Site de Soultz-sous-Forêts

Dans le cadre d'un projet européen de géothermie à Soultz-sous-Forêts, de nombreuses mesures de contraintes ont été réalisées par la méthode HTPF (*Hydraulic Tests on Preexisting Fractures*, Cornet et Valette, 1984) et analysées (Cornet *et al.*, 2006). Le tableau I résume les principaux résultats acquis entre 1 400 et 5 000 m de profondeur.

Globalement, l'état de contraintes est anisotrope avec deux contraintes principales voisines du poids des terres (isotropie transversale, $\sigma_H/\sigma_v = 1$) et la contrainte σ_h plutôt faible ($\sigma_h/\sigma_v = 0,54$). Concernant l'orientation du tenseur (Σ_0), il est suggéré une légère rotation de la direction principale majeure horizontale H entre N 165 à 1 600 m de profondeur et N 185 à 3 800 m, en accord

TABLEAU I Valeurs des contraintes mesurées à Soultz-sous-Forêts d'après Cornet *et al.*, 2006. Stress values at Soultz-sous-Forêts.

Profondeur (m)	σ_h (MPa)	σ_h/σ_v	σ_H/σ_v
1 980	26,3	0,535	légèrement > 1
2 880	39,5	0,548	
3 315	45	0,541	légèrement < 1
4 550	-	0,537	

avec des données géophysiques et des mesures sur des sites voisins en Allemagne (Bad Urach et KTB, *in* Cornet *et al.*, 2006).

Plusieurs auteurs (Rummel et Baumgartner, 1991 ; Heinemann, 1994...) ont proposé pour ce site une expression des contraintes principales σ_h , σ_H et σ_v en fonction de la profondeur pour les mesures au-delà de 1 400 m (changement important dans la géologie à 1 377 m), notamment Cornet *et al.* (2006) :

$$\sigma_h = 0,54 [33,8 + 0,0255 (z - 1377)] \text{ (MPa, avec } z \text{ en m)}$$

Avec cette formule, le calcul pour la surface ($z = 0$) conduirait à une valeur faiblement négative ($\sigma_{h0} = -0,7$ MPa), en accord avec le contexte extensif reconnu (graben rhénan). Un résultat similaire (σ_{h0} en traction) serait obtenu sur un autre site français (Merifons, *in* Cornet et Burlet, 1992).

4.1.3

Site de Bure

Sur le site de Bure (laboratoire souterrain, projet ANDRA) des mesures de contraintes par stimulation hydraulique ont été effectuées en 2000 dans cinq forages entre 380 et 640 m de profondeur (Wileveau *et al.*, 2006).

Les équations des contraintes en fonction de la profondeur ont été données par Gunzburger *et al.* (2007). Celles-ci sont différentes pour les formations calcaires (Oxfordien jusqu'à 400 m et Dogger à partir de 550 m) et pour les argilites (420 à 550 m) :

$$\begin{aligned} &\text{– pour les calcaires : } \sigma_h = 0,7 \cdot 10^{-3} z + 7,9 \\ &\text{et } \sigma_H = 0,7 \cdot 10^{-3} z + 13,9 \text{ (MPa, avec } z \text{ en m) ;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{– pour les argilites : } \sigma_h = 6,8 \cdot 10^{-3} z + 9,1 \\ &\text{et } \sigma_H = 6,8 \cdot 10^{-3} z + 11 \text{ (MPa, avec } z \text{ en m).} \end{aligned}$$

De ces équations, sont déduits : pour les calcaires $k_{oh} = k_{oH} = 0,03$; et, pour l'argilite $k_{oh} = k_{oH} = 0,28$.

En dehors de souligner l'influence de la lithologie (propriétés mécaniques), la singularité des mesures faites à Bure est de donner de très faibles valeurs pour les gradients de contraintes horizontales k_{oh} et k_{oH} ; l'extrapolation en surface donne des valeurs de contraintes positives assez fortes. Cependant, l'orientation trouvée pour la direction principale majeure dans ce secteur (N 155) est en bon accord avec les déterminations faites sur les deux sites précédents.

4.2

Alpes françaises (zone de fort relief dans un contexte « en compression »)

Une importante campagne de mesures par la méthode HTPF a été réalisée entre 1990 et 2000 pour le projet de tunnel de base franco-italien « Maurienne-

TABLEAU II

Résultats de la détermination du tenseur des contraintes pour 16 forages profonds (reconnaisances du tunnel de base Maurienne-Ambin) (voir les domaines Fig. 12).

p et z : profondeur et altitude de la zone de mesure ; γh : poids des terres (calculé ; h peut différer de p pour un forage incliné) ; σ_v : valeur de la contrainte verticale mesurée ; σ_h (resp. σ_H) : valeur de la contrainte horizontale mineure (resp. majeure) mesurée ; l'azimut α de H est précisé entre parenthèses.

Stress tensor determined in 16 boreholes (HTPF method) near Modane (Maurienne-Ambin tunnel project) (see geographic domains on Fig. 12).

p : depth ; z : altitude ; γh : overburden pressure ; σ_v : vertical stress ; σ_h : horizontal minor stress ; σ_H : horizontal major stress ; α azimuth of H (between brackets).

Domaine	Forage	p (m)	z (m)	γh (MPa)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	σ_H (MPa)
A	S5	740	780	20	19	10	30 (N53)
A	S23	473	569	13	14	7	9 (N58)
B	F16	1 141	840	29	23	28	36 (N126)
B	S4	535	624	21	17	20	30 (N53)
B'	F7	1 099	753	29,7	21,4	20,2	23,5 (N97)
C	F5	161	894	4,3	8,7	5,3	8,5 (N172)
C	F8	391	839	10,6	15,3	7,2	13,5 (N145)
C	F17	516	735	13,9	18,1	8,5	13,6 (N181)
C	F31	912	864	24,6	37,4	8,1	22,8 (N133)
C	F33	408	751	11,0	15,5	15,3	28,3 (N123)
C	F57	414	831	11,2	12,0	10,0	15,4 (N211)
C	F67	1 150	675	30	25,2	13	28,8 (N157)
D	F14	818	795	22,1	21,3	14,5	37,1 (N1)
D	F21	709	824	19,1	20,4	10,4	17,1 (N114)
atyp.	F6bis	923	629	24,9	8,5	15,1	48,7 (N125)
atyp.	F25	298	1 018	8,0	3,0	3,9	12,8 (N45)

Ambin » (nouvelle ligne ferroviaire Lyon-Turin). Le tableau II donne les résultats de la détermination de (Σ_0) pour 16 forages profonds. La verticalité d'une contrainte principale a été ici soit vérifiée (S23), soit adoptée comme hypothèse étant donnée la profondeur de la zone de mesure .

4.2.1

Massif d'Ambin

Deux domaines principaux A et B diffèrent par leur régime de contraintes (Fig. 12) :

– A : bordure externe (S5 et S23), où règnerait un (Σ_0) relativement simple avec σ_v majeure et σ_h , σ_H voisins (orthotropie de révolution) et faibles ($k_0 = 0,5$) ;

– B : partie centrale du massif (F16, S4), où la verticale est la direction de la contrainte mineure, les contraintes horizontales fortes ($\sigma_H/\sigma_v = 1,6$; $\sigma_h/\sigma_v = 1,2$) et où l'azimut α de H semble encore, même à la profondeur importante des mesures, être influencé par le relief : H tend ainsi à se situer perpendiculairement aux vallons bien marqués existant en surface (val Clarea pour S4, ruisseau d'Ambin pour F16).

L'allègement de contrainte verticale constaté ($\sigma_v < \gamma h$) est qualitativement en accord avec des solutions analytiques (§ 2.3) et numériques (§ 3.3.3).

4.2.2

Vallée de l'Arc

Le champ des contraintes est hétérogène. A côté de deux cas atypiques (très proches d'un accident géologique : F6bis et F25), trois domaines peuvent cependant être identifiés (Fig. 12) :

– B' : à 2,5 kilomètres en rive gauche (F7, sondage le plus au cœur du massif avec F16) , les contraintes mesurées sont pratiquement isotropes et valent environ 75 % de la contrainte lithostatique (« effet d'allègement » : $\sigma_z < \gamma z$, comme dans le massif d'Ambin) ;

– C : à moins d'un kilomètre du fond de vallée, et 300 m sous la cote de l'Arc, les contraintes horizontales sont très anisotropes (rapport σ_H/σ_h , jusqu'à 2,8) orientées approximativement parallèlement (h) et perpendiculairement (H) à la vallée ; la contrainte verticale vaut entre 1,1 et 2 fois le poids des terres : « effet d'alourdissement » ($\sigma_z > \gamma z$) bien marqué, dû au poids des versants ;

– D : entre 1 et 2 kilomètres en rive droite, et toujours 300 m sous la cote de l'Arc (sondages F14 et F21), les contraintes horizontales sont ici encore anisotropes (σ_H/σ_v entre 0,5 et 0,7 ; σ_h/σ_v entre 0,9 et 1,7) et la contrainte verticale est très proche du poids des terres.

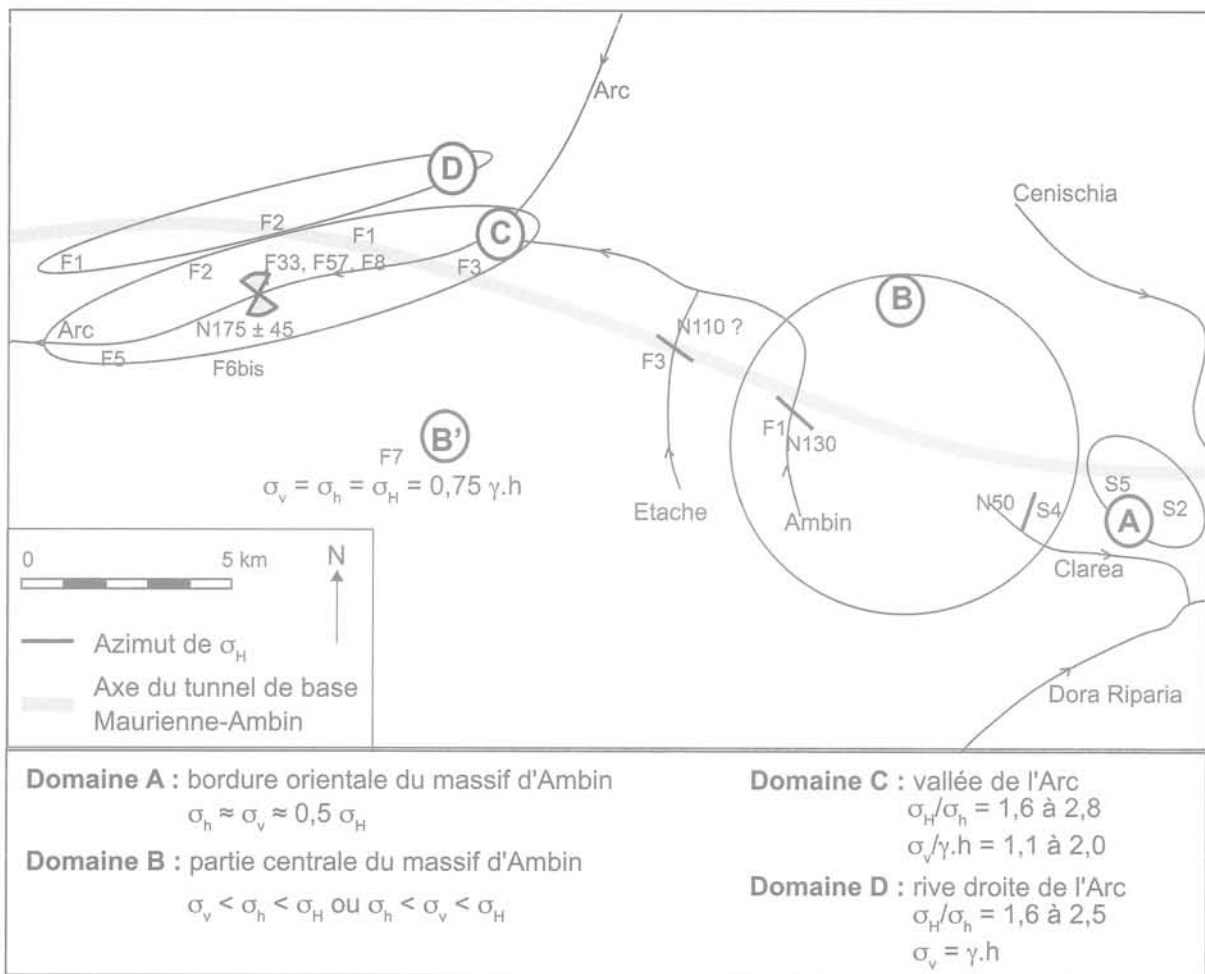


FIG. 12 Carte générale des contraintes dans les secteurs de Modane et du mont d'Ambin, d'après les mesures HTPF (1990-2000).
 General map of stress near Modane and Mont d'Ambin (from HTPF measurements, 1999-2000). Four main domains of natural state of stress are defined (see text), after Mayeur 1999.

4.2.3

Bilan

En accord avec les solutions analytiques et les modélisations présentées, les mesures montrent systématiquement une concentration des contraintes horizontales sous les vallées avec augmentation du coefficient k_{0H} sous les vallées (Fabre *et al.*, 2002). Cette situation amène à nuancer l'argument qui préconisait, dans les études préliminaires du projet de tunnel de base franco-italien, de suivre les vallées pour « éviter les contraintes ». Dans le secteur de Modane, on se trouverait plutôt avec une contrainte principale majeure horizontale nettement supérieure au poids des terres et perpendiculaire au tunnel, situation confirmée par d'autres indices (discage de carottes, ovalisation de forages).

5

Conclusion

Le champ (Σ_0) est une caractéristique intrinsèque des terrains, dont la détermination fait partie de la reconnaissance du milieu. Ses composantes interviennent dans la conception et la réalisation d'ouvrages souterrains ou même de surface (barrages). Il est caracté-

risé le plus souvent par un tenseur adimensionnel (K_0).

Dans le cas particulier d'un milieu pulvérulent à surface libre horizontale, il se ramène à un scalaire unique k_0 ($= \sigma'_h / \sigma'_v$) ou k_{0k} ($= \nu / (1 - \nu)$) en élasticité.

Dans les massifs rocheux et les milieux cohérents en général, deux caractéristiques doivent être prises en compte :

- d'une part, la non-nullité du champ en surface : (Σ_0)₀ pour composantes 0 , σ_{h0} et σ_{H0} , ce qui conduit à utiliser le gradient vertical et non le rapport des contraintes pour caractériser le champ ;
- d'autre part, une fréquente anisotropie de (Σ_0) dans le plan horizontal ($\sigma_{h0} \neq \sigma_{H0}$), résultant de l'histoire géologique (déformation tectonique, érosion), qui conduit à deux gradients et à deux valeurs de k_0 distinctes pour les directions principales horizontales.

Sous un relief subhorizontal ou loin de la surface topographique, (Σ_0) présente une direction principale verticale et une homogénéité dans le plan horizontal ; il se caractérise alors par cinq paramètres : un angle α (azimut de la direction H), deux coefficients (k_{0H} et k_{0h}) et deux contraintes horizontales de surface (σ_{H0} et σ_{h0}). Les valeurs de ces paramètres et notamment le classement des scalaires principaux (k_{0H} , k_{0h} , 1) du tenseur (K_0) sont nettement reliés à l'histoire des déformations tectoniques du secteur.

Parfois, dans le cas de zones en extension, la contrainte principale mineure de surface (σ_{ho}) peut être une traction, comme dans l'Est du territoire français, entre le bassin parisien et le graben rhénan. N 65 à Bure, la direction de l'extension deviendrait pratiquement E-W dans la zone profonde des sondages de Soultz. Les mesures sur le site de Bure font apparaître une nette hétérogénéité du champ au niveau de la couche d'argilite (discontinuité de σ_h) et de très faibles valeurs des coefficients k_{oh} et k_{oh} .

Dans le cas de relief accidenté, le champ n'est plus homogène dans le plan horizontal et la détermination des paramètres σ_{ho} , σ_{ho} , k_{oh} et k_{oh} est déli-

cate au voisinage de la surface, sur une épaisseur évaluée à environ une fois la profondeur des aspérités du relief, d'après les modélisations effectuées (Mayeur, 1999). Les zones situées sous des fonds de vallée présentent fréquemment de fortes contraintes horizontales (direction H souvent perpendiculaire à l'axe de la vallée et $k_{oh} > 1$); et, sous les versants, l'inclinaison des axes principaux peut devenir forte (une contrainte principale en surface parallèle au versant). Ces effets sont renforcés par le serrage tectonique, situation qui paraît être actuellement le cas dans la direction N 140 à N 180 pour la zone de la vallée de l'Arc près de Modane.

Bibliographie

- AFTES, Groupe de Travail n° 1 – « Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains ». *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 177, 2003, p. 138-186.
- Antoine P., Fabre D. – Réflexions sur le rôle et l'orientation des études de fracturation pour la fondation d'un barrage en béton. *Bull. AIGI*, n° 20, 1979, p. 40-44.
- Burlet D., Fabre D., Ménard G. – Mesures de contraintes *in situ* par tests hydrauliques de fracture en forage, dans le cadre d'un projet de grand tunnel sous les Alpes. *Proc. 8th Int. Congress ISRM*, Tokyo, Balkema, vol. 3, 1995, p. 1141-1144.
- Carpegna M., Mayeur B., Fabre D., Gaudin B., Tournery H., Bultel F. – Influences du relief et de la tectonique pour la prévision des états de contraintes sous fort recouvrement. *Proc. 9th Int. Congress ISRM*, Paris, Balkema, 1999, p. 1137-1142.
- CFMR – *Manuel de Mécanique des Roches*, Presses de l'École des mines, Paris, 2000, tome 1, chapitre 7.
- Cornet F.H., Valette B. – *In situ* stress determination from hydraulic injection test data. *J. of Geophys. Res.*, vol. 89, 1984, p. 11527-11537.
- Cornet F.H., Burlet D. – Stress field determination in France by hydraulic tests in boreholes. *J. of Geophys. Res.*, vol. 97, B8, 1992, p. 11829-11849.
- Davis, Salvadurai – *Elasticity and Geomechanics*. Cambridge University Press, 1996, 200 p.
- Descœudres F. – *Mécanique des roches*. Cours photocopié, LMR-ISRF, École polytechnique fédérale de Lausanne, 1984.
- Fabre D., Sirieys P., Mayeur B. – Paramètres caractérisant l'état de contraintes naturel dans les massifs rocheux. *C.R. Symp. Int. PARAM 2002, Paramètres de calcul géotechnique*, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2002, p. 359-368.
- Fairhurst C. – Stress estimation in rock : A brief history and review. *Int. J. of Rock Mech. & Min. Sc.*, vol. 40, 2003, p. 957-975.
- Froidevaux C., Paquin C., Souriau M. – Tectonic stresses in France : *In situ* measurements with a flat jack. *J. of Geophys. Res.*, vol. 85, B11, 1980, p. 6342-6346.
- Goguel J. – Calcul des contraintes dans l'hypothèse de la relaxation complète. *C. R. Acad. Sc.*, tome CCXIV, 1942, p. 470.
- Goodman R.L. – *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & sons, New York, 1989.
- Gunzburger Y., Cornet F.H. – Rheological characterization of a sedimentary formation from a stress profile inversion. *Geophys. J. Int.*, vol. 168, 2007, p. 402-418.
- Haguenaer B., Hilly J. – Naissance et déclin du bassin parisien dans ses marges orientales. *Bull. Inform. Géol. Bassin de Paris*. Mém. h.-sér. n° 6, p. 105-116.
- Hoek E., Brown E.T. – *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980, p. 93-101.
- Sirieys P. – Structure, contraintes lithostatiques et notations des massifs rocheux, *Revue française de géotechnique*, n° 97, 2001, p. 53-60.
- Mayeur B., Fabre D. – Mesure et modélisation des contraintes naturelles. Application au projet de tunnel ferroviaire Maurienne-Ambin. *Bull. Eng. Geol. & Env.*, vol. 58, 1999, 45-59.
- Mayeur B., Fabre D. – Measurement and modeling of *in situ* rock stresses in the Ambin Massif (Franco-Italian Alps). *Proc. 37th U.S. Rock Mech. Symp. "Vail Rock 1999"*, Balkema, 1999, p. 1157-1163.
- Mayeur B. – *Mesure et modélisation des contraintes dans les massifs rocheux. Application au tunnel profond Maurienne-Ambin*. Thèse de doctorat Géomécanique, Grenoble, 1999, 327 p. (2 vol.).
- Müller B., Zoback M.L., Fuchs K., Mastin L., Gregersen S., Pavoni N., Stephansson O., Ljunggren C. – Regional patterns of tectonic stress in Europe. *J. of Geophys. Res.*, vol. 97, B8, 1992, p. 11783-11803.
- Panet M. – *La stabilité des ouvrages souterrains. Soutènement et revêtement*. LCPC Paris, Rapport de recherches n° 28, 1973, 108 p.
- Savage W.Z., Swolfs H.S., Amadei B. – On the state of stress in the near surface of the Earth's crust. *Pure & Appl. Geophys.*, 138, 1992, p. 207-228.
- Sokolovski V.V. – *Statics of granular media*. Pergamon Press, 2nd ed., 1965, 220 p.
- Talobre J. – *La mécanique des roches*, Dunod, Paris, 1957.
- Timoshenko S.P., Goodier J.N. – *Theory of elasticity*. McGraw-Hill, New York, 3rd ed. 1970, 567 p.
- Wileveau Y., Cornet F.H., Desroches J., Blumling P. – Complete *in situ* stress determination in an argillite sedimentary formation. *Phys. & Chem. of the Earth*, 2007, p. 866-878.

Effets de l'encadrement juridique sur la pratique géotechnique

F. BLONDEAU

Consultant
38, rue Boiteau
75016 Paris

S. BOREL

Solétanche-Bachy
6, rue Watford
92000 Nanterre

M.-L. CARRIÈRE

Avocate
134, bd Saint-Germain
75006 Paris

P. GUILLERMAIN

Expert
6, rue Louis-Pasteur
92774 Boulogne-Billancourt
Cedex

J. ROBERT

Arcadis
9, av. Réaumur
92354 Le Plessis-Robinson
Cedex

Résumé

La recherche du « risque zéro », le développement de la normalisation, la désignation d'un responsable à tout préjudice (trois caractéristiques de notre société actuelle) s'imposent également à la pratique de la géotechnique dont l'objet d'étude est le sous-sol par nature même domaine des incertitudes car non visible, hétérogène et évolutif.

L'analyse des effets de cet encadrement juridique inévitable conduit à proposer les principales pistes d'amélioration suivantes pour tenir compte de la réalité géotechnique :

- mettre en place un véritable management des risques à chacune étape du projet, avec transparence, partage, réactivité et traçabilité des décisions influant sur l'évolution du projet ;
- favoriser l'implication plus continue du géotechnicien au cours du projet pour une analyse cohérente et globale des risques géologiques ;
- impliquer plus étroitement les assureurs dans la gestion des risques, afin de développer des programmes d'assurance cohérents et représentatifs du poids économique et des responsabilités réelles des différents acteurs du projet ;
- recourir plus fréquemment aux contrats sur prix mixtes forfaitaires et unitaires et développer les contrats en partenariat pour gérer les risques et optimiser le projet dans une relation gagnant / gagnant entre tous les intervenants ;
- former et sensibiliser les juristes et les ingénieurs aux spécificités de la géotechnique : aspect prototype de chaque ouvrage, sous-sol hétérogène et évolutif loin des matériaux industriels, normes ne pouvant pas couvrir toutes les situations et devant laisser la possibilité d'innover ;
- en cas de litige, faire intervenir des experts spécialistes en géotechnique et intéresser effectivement les parties à la résolution des conflits au plus vite et au moindre coût.

Mots-clés : géotechnique, juridique, risques, responsabilité, contrats

Effects of liability and insurance legal framework on geotechnical practice

Abstract

The research of « risk zero », the development of standardization, the research of a person liable for any damage (three characteristics of our French Society) have a great influence on the geotechnical practice studying the ground which is non visible, heterogeneous, changing and with uncertainties. The analysis of this inevitable legal framework effects leads to propose the main following improvement actions taking account of geotechnical reality :

- set up a true risks management at each project stage, with transparency, sharing, reactivity and traceability of the decisions influencing the project modifications ;
- support the more continuous implication of the geotechnical engineering during the project for a coherent and total analysis of the geological risks ;

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2009.

- imply the insurers in the risk management, in order to develop programs of insurance coherent and representative of the economic weight and real responsibilities for the project actors ;
- resort to the contracts on mixed fixed and unit prices and develop the contracts in partnership for risks management and project optimizations in a relation gaining/gaining between all the actors ;
- train and sensitize lawyers and engineers with geotechnical specificities : each project is unique, ground is heterogeneous and changing far from industrial materials, standards are not able to cover all the situations and have to leave the possibility of innovating ;
- in case of litigation, choose experts specialists in geotechnic and interest the actors in the resolution of the conflicts as fast as possible and at a lower cost.

Key words : geotechnic, legal, risks, liability, contracts.

1

Objet du document

Contrairement à ce que laisse imaginer l'article 1792 du code civil, le géotechnicien dit que le sol n'a pas de « vice ». Le sol, c'est-à-dire la nature, est le partenaire obligé du spécialiste. « On ne commande à la nature qu'en lui obéissant »⁽¹⁾ et on ne peut pas tricher avec elle. Ce constat, dont on ne prend conscience qu'à l'usage et toujours à ses dépens, impose au géotechnicien une humilité permanente dans l'exercice de son talent.

Mais une conduite sage n'est malheureusement pas suffisante pour mettre à l'abri des risques matériels et corporels inhérents aux conséquences des nombreuses incertitudes qui caractérisent notre compréhension très imparfaite des lois de la nature.

La loi du 4 janvier 1978 relative à la responsabilité et à l'assurance dans le domaine de la construction, dite loi Spinetta, et l'ordonnance du 8 juin 2005 « portant modification de diverses dispositions relatives à l'obligation d'assurance dans le domaine de la construction et aux géomètres experts » instituent une assurance obligatoire des risques de la construction dont l'objet est de couvrir la réparation des dommages « de nature décennale » des ouvrages de bâtiment et en précisent les conditions d'application.

Ces textes, accompagnés du cortège de documents techniques nationaux ou européens, à caractère « indicatif » ou « normatif », sont là pour limiter les risques et protéger les maîtres d'ouvrage contre les conséquences fâcheuses des interventions des acteurs de la construction. Initialement limités aux « ouvrages de bâtiment », ils ont – par extension progressive – induit de profondes modifications des conditions de la pratique professionnelle.

L'objet de ce document est d'en analyser les effets – bons ou mauvais – sur l'exercice de la profession de géotechnicien et de proposer des améliorations.

2

Du constructeur au géotechnicien : vingt siècles de responsabilité

Dans la première édition de son livre, Jacques Montmerle cite l'époque du roi de Babylone et de Chaldée, Hammourabi (1730-1685 av. J.-C.), qui avait institué un régime pour le moins sévère contre les mauvais constructeurs :

« Si la maison construite s'est écroulée et a tué le maître de la maison, l'architecte est passible de mort, si c'est l'enfant du maître de la maison qu'il a tué, on tuera l'enfant de l'architecte... »

« Si c'est la fortune mobilière qu'il a détruite, il restituera tout ce qu'il a détruit et parce qu'il n'a pas rendu solide la construction et qu'elle s'est effondrée, il restituera la maison à ses propres frais. »

Au temps des Romains, le législateur a institué une responsabilité de quinze années de l'architecte en matière de travaux publics (385 apr. J.-C., Constitution de Gratien et de Théodose).

L'ancien droit français a repris l'ancien droit romain et l'a étendu aux travaux privés en réduisant le délai de garantie à dix ans.

Pendant très longtemps, la différenciation entre le maître d'œuvre et l'entreprise n'est pas clairement établie, l'architecte étant souvent un architecte-constructeur.

Lors de la rédaction du code civil, ce délai de prescription de dix ans en faveur de l'architecte et de l'entrepreneur, à raison de la garantie des gros ouvrages qu'ils ont dirigés ou faits, est maintenu.

Il faut attendre les progrès techniques considérables du XIX^e siècle pour voir se mettre en place une véritable organisation professionnelle, notamment des entrepreneurs avec la création du Syndicat général de l'entreprise en 1853, puis l'apparition de la Fédération du bâtiment en 1859.

Cette même année 1859 a vu la création de la Mutuelle des entrepreneurs.

Pour les architectes, il faut attendre 1931 pour que soit fondée la Mutuelle de l'association provinciale.

La seconde moitié du XX^e siècle est marquée par

la renommée des créateurs des bureaux d'études de sols qui ont profondément influencé la mécanique des sols française, tels que Jean Kerisel (SIMECSOL, 1952), Jacques Florentin (MECASOL, 1948), Louis Parez (SOL-ESSAIS, 1953) pour ne citer que ceux qui nous ont quittés.

Les plus jeunes de la profession pourront se faire une idée de l'environnement de la pratique géotechnique avant les années 80 au travers de cet extrait de l'article du juriste Pierre Liochon – à l'époque chef du bureau des études et recherches de la direction du Service national de la protection civile au ministère de l'Intérieur – publié dans le numéro spécial du *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées* consacré à la stabilité des talus (1976). L'article portait sur les aspects juridiques des problèmes de glissements de terrain :

« Les géotechniciens interviennent dans des circonstances très diverses et très variées et pour des affaires d'importance très inégale... Il faut d'abord observer que l'intervention d'un géotechnicien n'est pas obligatoire en France dans l'état actuel de la réglementation. D'ailleurs, la définition juridique d'un géotechnicien est difficile à préciser : le mot n'est pas protégé, il n'existe pas un ordre des géologues ou géotechniciens pouvant imposer une certaine discipline déontologique ; les filières pédagogiques permettant de s'intituler géotechniciens sont variées et concurrentes.

Cette absence de réglementation et cette inorganisation juridique favorisent la profession qui connaît un grand essor.

« Bien entendu, les maîtres d'ouvrage ont toute liberté pour choisir leurs spécialistes des problèmes de sol et de sous-sol. Que ce soit l'État ou une collectivité locale pour la confection de cartes géotechniques ou l'étude d'un ouvrage (ponts, barrages, talus, routes et autoroutes), que ce soit un promoteur pour l'aménagement d'une station de sport d'hiver ou plus simplement pour la construction d'un immeuble, tous ont recours aux géotechniciens de leurs goûts. C'est celui qui paye qui décide du choix.

« L'ambiance psychologique est en général très bonne du fait de la communauté intellectuelle et de la communauté d'intérêt qui existent entre le géotechnicien et les ingénieurs des bureaux d'études dont dispose le maître de l'ouvrage ; ces ingénieurs sauront comprendre le langage et les états d'âme du géotechnicien.

« Par ailleurs, l'environnement réglementaire est nul. Le géotechnicien est lié au maître de l'ouvrage ou au maître d'œuvre par un contrat qui définit d'une manière plus ou moins précise sa mission. Cette mission peut être limitée à une étude de sol et de sous-sol ; dans ce cas, le géotechnicien ne participe pas directement à l'acte de construire, ce n'est pas lui qui étudie les fondations et la structure du bâtiment et de l'ouvrage ; il se contente, et c'est déjà beaucoup, de donner des éléments techniques chiffrés aux ingénieurs du bureau d'études et de contrôle. Cependant, on peut noter une évolution vers l'élargissement progressif de la mission du géotechnicien vers la conception et le dimensionnement des ouvrages (fondations, soutènements, talus, etc.) ; cette évolution dépend principalement de la personnalité même de l'ingénieur-conseil, de la façon dont il comprend son rôle, de la profondeur de ses connaissances et de son goût pour les responsabilités. Jusqu'à présent, il semble qu'aucune jurisprudence n'ait établi la responsabilité du géotechnicien au sens strict pour son étude de sol. Dans les sinistres qui auraient pu faire jurispru-

dence, le géotechnicien au sens large (étude de sol et conception) était confondu avec les ingénieurs dans un bureau d'études de calcul d'ouvrages.

« De toutes façons, le géotechnicien doit tenir son rôle avec franchise. La géotechnique a des limites ; c'est une science expérimentale qui évolue en permanence et non une technique éprouvée reposant sur des règles strictes. Alors que le béton et le métal se calculent selon des règlements précis, la géotechnique est encore un art. Le géotechnicien ne doit donc pas bluffer ; il doit employer avec pondération le conditionnel et les formules dubitatives ou restrictives ; mais il ne doit pas non plus chercher à tout prix à couvrir sa responsabilité en exigeant des mesures longues et coûteuses, ou en imposant des dispositions constructives manifestement exagérées compte tenu des risques présentés par l'ouvrage. C'est un jeu difficile où la vie de nombreuses personnes et des biens considérables peuvent être mis en cause. »

Heureuse époque où l'ambiance était effectivement exempte de la crainte d'une « mise en cause ». La faiblesse des hypothèses et des modèles que l'on s'autorisait à développer selon l'adage de Karl Terzaghi « *learn as we go* » appliqué à une discipline encore balbutiante, ne se heurtait pas encore au diktat des kilos de papier débités par l'informatique omniprésente, sensée formaliser la science légale.

Dans les années 70, période faste pour les concepteurs et constructeurs d'autoroutes, les études de stabilité de pentes se faisaient essentiellement à l'aide d'abaques et les premiers logiciels de calcul développés au Laboratoire central des ponts et chaussées étaient réservés à l'usage du noyau de spécialistes du réseau des LPC, de crainte de voir l'informatique prendre le pas sur la réflexion chez des ingénieurs que pouvait fasciner l'apparente magie de ce nouvel instrument de travail. De mémoire, les cas de glissements n'étaient pas plus spectaculaires qu'aujourd'hui et les coûts de confortements préventifs restaient raisonnables.

La pratique de la géotechnique faisait traditionnellement appel à deux domaines de compétences :

– la *théorie* acquise dans les diverses filières d'enseignement de l'ingénierie – écoles d'ingénieurs, facultés de génie civil, IUT – elle est indispensable pour comprendre les fondements géologiques, hydrauliques, minéralogiques et mécaniques de la discipline ; mais, depuis que l'a souligné P. Liochon dans ses écrits de 1976, la définition juridique d'un géotechnicien, c'est-à-dire des compétences qui lui sont nécessaires, n'est toujours pas établie en 2008 ;

– l'*expérience* des ouvrages construits : acquise avec le temps, beaucoup de temps, elle est le complément indispensable qui permet d'intégrer la prise en compte des écarts systématiques entre le comportement « sur le papier » et le comportement « sur le terrain ». Dans son discours prononcé à l'occasion de l'inauguration de l'amphithéâtre Albert Caquot, le 25 mai 1977⁽²⁾, Roger Coquand (IGPC) retraçait les grandes étapes de la vie professionnelle de celui qui fut certainement l'un des plus grands ingénieurs de génie civil du XX^e siècle et soulignait de son œuvre et de ses

(2) « Hommage à Albert Caquot », ENPC.

publications que : « *Toutes ces innovations ont été inspirées par l'expérience. Dans la préface de l'ouvrage (Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes, 1934), l'auteur écrit : "Les ingénieurs ne doivent pas oublier qu'ils sont avant tout des physiciens" – critique implicite des théories mathématiques trop abstraites ne se prêtant pas à des procédés de mesure commodes et fidèles. La démarche intellectuelle d'Albert Caquot est toujours la même. Mis par son expérience pratique en face d'un problème, son intuition aiguë lui en fait pressentir une solution, que sa maîtrise des sciences physiques et mathématiques lui permet de démontrer.* »

Depuis ces années techniques, le droit s'est invité d'office à la table de travail du géotechnicien, en la personne de son avocat. Ces deux partenaires ne parlent pas la même langue.

3

Le cadre juridique actuel

Ce bref rappel du cadre dans lequel s'inscrit la responsabilité du géotechnicien est largement inspiré de deux documents rédigés par M^e Marie-Laure Carrière :

– « Les obligations des bureaux d'études de sols », rapport pour l'USG, juin 1996 ;

– « La responsabilité en matière de sol », colloque Justice et Construction, Paris 2004 ;

ainsi que d'informations recueillies sur le site Internet de la SMABTP⁽³⁾.

3.1

Les principes généraux de la responsabilité

L'objet de la responsabilité civile est la réparation d'un dommage, alors que la responsabilité pénale constitue la sanction d'une infraction.

La responsabilité civile impose de réparer le dommage causé à autrui et suppose en principe l'existence de trois éléments :

- une faute ;
- un dommage ;
- un rapport de causalité entre ces deux éléments.

Les deux régimes de responsabilité civile délictuelle et contractuelle de droit commun coexistent et se distinguent dans la rédaction du code civil :

– la responsabilité délictuelle, qui est l'obligation, pour l'auteur d'un fait dommageable, d'indemniser le tiers victime. Elle est fondée sur les articles 1382 et suivants du code civil, les juges apprécient le comportement et qualifient la faute selon sa gravité. En dehors de tout contrat, l'action s'exerce nécessairement sur le fondement délictuel et en dehors de cas de présomption de responsabilité, la charge de la preuve repose sur la victime ;

– la responsabilité contractuelle, qui est l'obligation, pour le contractant qui ne remplit pas une obligation prévue au contrat, de réparer le dommage causé à l'autre partie. L'obligation est appréciée au regard de la convention liant les parties et donc de l'étendue des obligations. C'est dans ce domaine qu'est née la distinction jurisprudentielle entre les obligations de moyens et les obligations de résultat. Le point essentiel est de déterminer sur qui repose la charge de la preuve.

En matière de construction, en matière contractuelle à l'égard du maître d'ouvrage, deux régimes de responsabilité peuvent s'appliquer :

– la responsabilité de droit commun, dont sont débiteurs les constructeurs à l'égard du maître de l'ouvrage avant ou en l'absence de réception, ou pour les dommages qui ne sont pas de nature décennale. Elle s'appuie sur les principes généraux évoqués ci-dessus ;

– la responsabilité dite « légale » (loi Spinetta), à savoir les garanties décennale, biennale et de parfait achèvement, qui implique une présomption de responsabilité des constructeurs, après réception, pour une durée déterminée de 10 ans à compter de la réception de l'ouvrage, mais seulement pour les dommages graves entrant dans le champ de ces garanties.

3.2

L'obligation de moyens

Se fondant sur la notion d'aléa, la doctrine a distingué :

– l'obligation de résultat, dont l'objet est strictement déterminé ; elle fait reposer sur le contractant une présomption de faute, dont il pourra s'exonérer par la démonstration d'une cause étrangère. C'est une responsabilité de plein droit, telle que celle imposée par la loi Spinetta ;

– l'obligation de moyens, ou de prudence et diligence ; elle n'engage le débiteur qu'à un certain comportement, sans garantie de résultat. C'est précisément le cas du médecin, qui doit prodiguer des soins consciencieux, conformes aux données acquises de la science, mais ne peut s'engager à guérir ses malades. Cette obligation n'est sanctionnée que si tous les moyens promis ou escomptés raisonnablement n'ont pas été mis en oeuvre et le débiteur de l'obligation peut être dégagé de toute responsabilité en prouvant qu'il s'est comporté « en bon père de famille » selon les prescriptions de l'article 1137 du code civil.

Les juges apprécient la nature et l'étendue de l'engagement pris en fonction de cette distinction et déterminent ainsi qui supporte la charge de la preuve. A titre d'exemple, ils font reposer une obligation de résultat sur l'entrepreneur qui s'oblige à construire un immeuble suivant un plan déterminé moyennant un prix convenu dans un certain délai. En revanche, ils n'imposent qu'une obligation de moyens pour des prestations d'études tendant à parvenir à un résultat reconnu incertain.

Si on se réfère à l'aléa, l'étude de sols constitue en principe une obligation de moyens. La faute du géotechnicien doit donc être prouvée.

En fait, il existe une multitude de gradations des obligations de moyens et de résultat et certaines

(3) http://www.smabtp.fr/WebCommun/WEB_P_GENERALE.NSF/0/72478DE30FB9B82FC125706E003B310F?OpenDocument

obligations comportent les deux caractères soit simultanément, soit successivement. Ainsi, la qualification d'obligation de moyens des bureaux d'études de sols trouve ses limites dans l'engagement des parties et l'état actuel de la science. A titre d'exemple, le respect des délais, l'exécution du nombre de sondages prévus, à l'emplacement fixé, la véracité des caractéristiques des terrains rencontrés au droit des sondages, sont autant d'obligations finalement de résultat.

L'important est d'exécuter les obligations conformément aux règles établies, ce qui conduira nécessairement à atteindre les objectifs fixés, en l'absence d'aléa et il est donc nécessaire de démontrer le caractère aléatoire de certaines techniques, mais après avoir mis en œuvre tous les moyens possibles pour parvenir à un résultat.

En matière de construction, la preuve est généralement établie par le biais d'une expertise judiciaire ordonnée en vertu de l'article 145 du nouveau code de procédure civile.

Dans ces conditions, c'est un expert technique qui appréciera en premier lieu si le débiteur d'une obligation a fait preuve d'une diligence et d'une compétence normale eu égard à l'état actuel de la science, s'il a respecté les normes et usages de la profession et s'il a rendu un service conforme à ce que le bénéficiaire pouvait normalement attendre d'un tel professionnel.

L'enjeu des expertises judiciaires est donc très important puisqu'elles assument la charge de la preuve et conditionnent l'appréciation ultérieure des juges.

Ainsi, l'intérêt de la théorie distinguant les obligations de moyens ou de résultat s'efface devant la nécessité, surtout pour une science en évolution telle la géotechnique, de recourir à une expertise qui établit, avant toute décision sur les responsabilités, la faute du spécialiste du sol, au regard des règles de l'art.

Les tribunaux entérinent souvent les conclusions de l'expert, même si ce dernier a effectué une mauvaise appréciation des données techniques d'une matière dépassant ses propres compétences. Pourtant, le caractère aléatoire de la géologie et les limites scientifiques auxquelles se heurtent les géotechniciens doivent conduire les tribunaux à définir strictement les obligations contractuelles des bureaux d'études suivant chaque cas d'espèce, afin de ne pas reporter le risque du sol sur ces intervenants et bouleverser l'économie du contrat (honoraires dérisoires au regard du coût global de la construction).

La normalisation constitue alors un garde-fou indispensable contre les abus tendant à faire supporter aux professionnels, par l'extension de la notion de faute, la charge de sinistres résultant parfois simplement de contraintes financières.

3.3

Le devoir de conseil

L'obligation de conseil, et plus généralement d'information, est une création jurisprudentielle, devenue un fondement juridique autonome suffisant à une action en justice. Imposée au titre d'un contrat, la base juridique de cette obligation semble être l'article 1135 du code civil, qui oblige les contractants non seulement au respect des stipulations expresses,

« mais encore à toutes les suites, que l'équité, l'usage ou la loi donne à l'obligation d'après sa nature », mais la jurisprudence se réfère également aux vices du consentement, notamment l'article 1116 relatif au dol, à l'article 1147 ou même à une prétendue obligation précontractuelle fondée sur l'article 1382.

En matière de construction, on note une évolution importante dans l'application du devoir de conseil. Cette notion recouvre le devoir de conseiller la solution la plus favorable, d'informer des contre-indications de sa propre prestation, de ses limites, des risques encourus, des contraintes. L'étendue de l'obligation varie en fonction du contrat liant le constructeur au maître de l'ouvrage, professionnel avisé ou profane, assisté ou non d'un conseil professionnel. L'absence de maître d'œuvre doit conduire à une plus grande vigilance.

Face à un maître d'ouvrage inexpérimenté, l'obligation du bureau d'études détenant la compétence est plus lourde et en matière de géotechnique, il est rare de voir le devoir de conseil s'effacer devant la compétence notoire du maître de l'ouvrage, cause exonératoire de responsabilité. Il ne reste alors que la force majeure. Le géotechnicien subit donc une présomption irréfragable de connaissance de l'information dès lors que celle-ci relève de ses compétences.

Dans le cadre des prestations d'un bureau d'études, le conseil constitue souvent l'obligation principale. Mais lorsque la jurisprudence condamne sur le fondement du devoir de conseil, il ne s'agit pas de sanctionner l'inexécution de cette obligation, mais d'un devoir accessoire hors prestations.

Ainsi en principe, le devoir de conseil impose au géotechnicien de signaler les risques de faits portés à sa connaissance, mais dont il ne supporte pas la responsabilité principale, parce qu'ils sont exclus du champ strictement contractuel.

Il existe parfois une confusion, parce qu'il est difficile pour un juge de délimiter précisément le cadre contractuel dans un domaine technique.

En définitive, le juge interdit toute attitude passive des constructeurs et favorise une véritable immixtion dans des décisions qui ne leur incombent pas normalement. Cela entraîne un enchevêtrement des missions et compétences, pour parvenir à une dilution des responsabilités.

Face à cette situation, l'assureur donne les conseils suivants :

« Lorsque des "variantes" sont sollicitées par le client, adressez-lui par écrit vos remarques sur les solutions adoptées. Attention, cependant, à ce que cette mise en garde ne conclut pas à un risque certain de survenance de désordres, auquel cas, en l'absence d'aléa, l'assurance ne serait plus possible ! Alertez le client sur les éventuelles limites ou contraintes d'utilisation de l'ouvrage réalisé : charges admissibles, ouvrages non circulables, etc. Veillez à remettre au client, lors de la livraison, un document précisant clairement les modalités d'entretien ou de maintenance de l'ouvrage ; le cas échéant, attirez son attention sur la nécessité de conclure un contrat d'entretien. N'oubliez pas que, même si certains DTU prévoient expressément les modalités d'entretien de l'ouvrage (DTU *Étanchéité*, par exemple), les dispositions de ces documents ne s'imposent pas au client : c'est à l'entrepreneur d'en rappeler la teneur auprès de son client. »

La loi Spinetta

L'objectif de la loi 78-12 du 4 janvier 1978, dite loi Spinetta, est de protéger le maître de l'ouvrage des conséquences des sinistres par une modification du régime de responsabilité, une implication du monde de l'industrie et une réforme de l'assurance construction, obligatoire pour les travaux de bâtiment, avec un système de préfinancement de l'assureur dommage-ouvrage. Elle donne une protection au maître de l'ouvrage, tout en limitant la responsabilité des constructeurs aux dommages, même résultant d'un vice du sol, qui compromettent la solidité de l'ouvrage ou le rendent impropre à sa destination. Les principales dispositions de cette loi, relatives à l'objet de la présente analyse, sont rappelées en annexe.

Pour les marchés publics, sans reprendre les dispositions littérales du code civil, le juge administratif retient en la matière les principes dont s'inspirent les articles 1792 et 2270 du code civil et fait directement référence à la loi du 4 janvier 1978.

La responsabilité décennale trouve donc application en droit public comme en droit privé pour tous les dommages graves des ouvrages de bâtiment et de génie civil.

Corrélativement, la loi comporte un volet assurance dont les conséquences sur l'exercice de la profession sont considérables et seront commentées ci-après.

Il est important de commenter ici les situations visées par la loi et précisées par l'ordonnance 2005-658 du 8 juin 2005.

● **Constructeur.** La loi s'applique aux seuls « constructeurs de l'ouvrage » que l'article 1792-1 du code civil définit ainsi : « *Tout architecte, entrepreneur, technicien ou autre personne liée au maître de l'ouvrage par un contrat de louage d'ouvrage...* ».

Ce régime est donc applicable au bureau d'études de sols, lorsque ce dernier intervient, ce qui est souvent le cas, pour le compte du maître de l'ouvrage. La responsabilité contractuelle de droit commun reprend en revanche son office dans le cas d'une intervention du géotechnicien en qualité de sous-traitant du maître d'œuvre ou de l'entreprise.

● **Ouvrage.** La notion d'ouvrage désigne la globalité d'une construction de caractère immobilier, ainsi que tous ses éléments constitutifs et d'équipement indissociables.

● **Bâtiment.** Dans son texte initial, la loi Spinetta circonscrit l'obligation d'assurance aux « travaux de bâtiment », mais elle n'apporte aucune précision sur les ouvrages concernés par cette notion. A défaut d'une telle définition, on a assisté à une extension jurisprudentielle de son champ d'application, les tribunaux allant jusqu'à inclure certains ouvrages de génie civil dans le champ d'application de l'assurance obligatoire. Pour rétablir l'esprit de la loi, le Gouvernement a pris l'ordonnance du 8 juin 2005 « *portant modification de diverses dispositions relatives à l'obligation d'assurance dans le domaine de la construction et aux géomètres*

experts » qui s'inspire du rapport déposé le 18 décembre 1997 par trois éminents juristes, dont M^e J.-P. Karila qui en a détaillé les dispositions dans un article du *Moniteur* auquel nous renvoyons le lecteur⁽⁴⁾. Ainsi, cette ordonnance :

– définit le champ de l'assurance obligatoire, en établissant la liste des ouvrages exclus de son champ d'application, notamment les ouvrages de génie civil ou infrastructures ;

– exclut également du champ d'application de l'assurance obligatoire les éléments d'équipement dont la fonction exclusive est de permettre l'exercice d'une activité professionnelle.

Sous réserve d'inventaire, le champ d'application de l'assurance obligatoire défini par ces dispositions de l'ordonnance est cohérent avec celui que précisait la circulaire du 79-38 du 5 avril 1979 du Ministre de l'Environnement et du cadre de vie pour les marchés publics.

● Assurance des dommages aux existants.

Les imprécisions du texte initial ont conduit la jurisprudence à opérer, là encore, une interprétation extensive de la loi concernant l'assurance des dommages aux existants. D'une façon générale, les tribunaux ont en effet admis que lorsque l'on ne pouvait dissocier les existants des travaux neufs (incorporation de l'existant à l'ouvrage neuf), il convenait de leur appliquer l'assurance obligatoire. L'ordonnance de 8 juin 2005 est venue préciser ce point :

– l'obligation d'assurance ne s'applique pas aux ouvrages existants avant l'ouverture du chantier, à l'exception de ceux qui, totalement incorporés dans l'ouvrage neuf, en deviennent indivisibles ;

– pour les dommages causés aux existants qui ne seraient pas incorporés aux travaux neufs (existants physiquement éloignés, par exemple), l'assurance obligatoire ne s'applique donc pas.

● Délai de prescription pour les sous-traitants.

Par principe, le sous-traitant n'est pas soumis à l'obligation d'assurance décennale. En effet, tiers au marché principal entre l'entrepreneur et le maître d'ouvrage, il n'engage que sa responsabilité contractuelle envers l'entrepreneur principal qui lui confie le marché de sous-traitance, et sa responsabilité délictuelle envers le maître d'ouvrage. Le sous-traitant est donc soumis à une prescription « de droit commun » qui, en ce qui concerne le géotechnicien, lui impose en principe une « obligation de moyens » commentée précédemment. Dans ce cadre, sa responsabilité court à compter de l'apparition du dommage alors que celle de la responsabilité décennale court à compter de la réception des travaux. Afin de garantir une sécurité juridique aux sous-traitants, l'ordonnance prévoit désormais que les actions au titre des désordres de nature décennale mettant en cause la responsabilité des sous-traitants sont soumises aux mêmes délais de prescription que celles qui mettent en cause la responsabilité des constructeurs. La prescription de ces actions est donc de 10 ans, à compter de la réception de l'ouvrage.

(4) « Responsabilité assurance construction : la réforme du 8 juin 2005 », *Le Moniteur*, 16/09/2005.

● **Cas d'exonération de responsabilité.** En cas de dommages d'ordre décennal, les constructeurs sont responsables de plein droit, ce qui dispense le maître de l'ouvrage de la démonstration d'une faute. Les juges font une application très stricte de ce principe d'ordre public. Toutefois, l'alinéa 2 de l'article 1792 prévoit : « Une telle responsabilité n'a point lieu si le constructeur prouve que les dommages proviennent d'une cause étrangère. » Il existe deux cas de cause étrangère :

- la force majeure. Elle suppose réunis les trois caractères d'irrésistibilité, d'imprévisibilité et d'extériorité. Elle est rarement admise ;
- le fait du maître de l'ouvrage. La faute du maître de l'ouvrage revêt principalement trois aspects :
 - l'immixtion dans le processus de construction d'un maître d'ouvrage notoirement compétent ;
 - l'acceptation délibérée du risque par un maître d'ouvrage dûment informé, par écrit, des limites et risques présentés par ses choix constructifs (économie abusive, par exemple) ; il semble en effet normal que le maître d'ouvrage soit responsable du choix qu'il impose, dès l'instant où ce dernier a été fait en toute connaissance de cause ;
 - la mauvaise utilisation de l'ouvrage ou son défaut d'entretien, à la condition que le constructeur démontre qu'il a rempli son devoir de conseil en attirant l'attention du maître d'ouvrage sur les limites d'utilisation ou les contraintes d'entretien de l'ouvrage réalisé.

4

L'environnement du géotechnicien

Le géotechnicien intervient dans un contexte où sont impliqués différentes parties dont chacune doit jouer son rôle dans le cadre de ses engagements contractuels.

4.1

Le maître d'ouvrage

Il s'en remet à son maître d'œuvre pour les décisions techniques. Étant observé que, dans le domaine du bâtiment, à la différence des carrelages de salle de bain, les fondations, les ouvrages de soutènement et les éventuels ouvrages hydrauliques ne sont en rien un argument de commercialisation de l'ouvrage acheté. Le géotechnicien apparaît comme un facteur de dépenses inutiles auquel on n'a aucun scrupule à imposer en permanence une contrainte de coûts qui a forcément une conséquence sur la qualité de la prestation fournie et augmente les risques d'être impliqués dans de futurs désordres.

On imagine mal un patient dictant au médecin la liste de ses prescriptions. Un maître d'ouvrage ne voit pas d'inconvénient à dicter ou à faire dicter sa conduite au géotechnicien, car, dès lors qu'il est entouré de prestataires assurés, il est imperméable à toute argumentation visant à lui démontrer qu'il est de l'intérêt de tous de soigner les études de ce qui va être la base sur laquelle va reposer tout son ouvrage plutôt que de reprendre en sous-œuvre des fondations qui risquent de s'avérer inappropriées faute d'études suffisantes.

4.2

Le maître d'œuvre

Pris en tenaille entre les exigences financières du maître d'ouvrage et ses propres impératifs techniques, il a tendance à se décharger sur le géotechnicien de toute responsabilité eu égard aux conséquences du comportement des parties d'ouvrage en contact avec le sol, tout en brandissant les demandes légitimes du géotechnicien retenu, qui finira par accepter d'intervenir « sans filet » et sans assurer l'accompagnement géotechnique du projet pourtant prévu par la norme sur les missions d'ingénierie géotechnique.

4.3

Le sol

Il est incontournable. Ses propriétés n'ont pas été affectées par la loi Spinetta. Les essais en laboratoire ou en place sont quasiment les mêmes qu'il y a cinquante ans. Seul le développement de l'informatique permet de progresser si et seulement si les hypothèses introduites dans les modèles sont fiables c'est-à-dire issues de bonnes mesures ou de calages appropriés. Sur ce thème, les trente dernières années ont vu un bouleversement des objectifs à atteindre : d'une mécanique de la rupture, plus immédiatement à la portée de calculs « manuels », on est passé à une mécanique des déformations permise par l'informatique et supposée répondre à la demande toujours plus pressante des maîtres d'œuvre de réduire les déplacements des structures. L'interaction sol-structure a déplacé sur le sol, qui est l'élément le plus complexe à modéliser, la responsabilité de ne pas solliciter les structures au-delà du domaine de déformation autorisé par les règlements y afférents. Il est loin le temps où, demandant au géotechnicien de limiter à moins d'un centimètre par an sur dix ans les tassements d'une plate-forme de triage reposant sur 10 m de tourbe franche, le géotechnicien, avisé et conscient des limites de sa discipline, a pu convaincre le client qu'il était plus sage d'adapter les performances du futur dispositif de freinage automatique des wagons aux inévitables tassements du sol plutôt que le contraire.

A titre d'illustration, il est bon de souligner que les usages en matière de reconnaissances de sols conduisent à prétendre caractériser l'emprise des fondations d'un projet sur la base d'un échantillonnage qui, dans les cas favorables, équivaut à vouloir caractériser toute la population française en interrogeant moins de cinq individus.

4.4

L'entreprise

Lorsqu'elle connaît le sol – terrassier, entreprise de fondations spéciales ou de travaux souterrains – l'entreprise est, comme le géotechnicien, tenue d'un devoir de conseil. L'entreprise doit fréquemment adapter ses méthodes d'exécution à des situations inattendues, à un sol dont les caractéristiques sont parfois très différentes de celles annoncées, avec le souci constant de terminer son ouvrage et de ne pas créer de situations provisoires ou définitives incompatibles avec les hypothèses justificatives du dossier.

59

L'assureur et le contrôleur technique

L'assureur est l'interlocuteur caché mais omniprésent dans les esprits. C'est, avant tout, un financier qui n'a que très peu de préoccupations techniques dès lors que le montant des primes couvre le montant des sinistres à venir. La prévention n'est pas son objectif premier et le bonus n'existe pas dans ce domaine alors qu'on pourrait imaginer que le contreseing d'un avocat au bas d'un contrat soit un gage de sécurité qui apaise les craintes de l'assureur lequel en tient compte dans le calcul de ses primes.

Comment peut-il être rassuré sur le bon déroulement du projet qu'il assure, si le contrôleur technique, qui est son homme de l'art sur le terrain, est dans l'incapacité d'exercer sa mission sérieusement faute d'être rémunéré à juste prix par un maître d'ouvrage qui l'a mis en concurrence au même titre que tous les autres corps de métier. Seul un retour à une rémunération directe et adéquate des contrôleurs par les assureurs permettrait de rendre au contrôle son sens et de limiter les sinistres.

Mais est-ce un objectif de l'assurance ? On constate dans la pratique que la réaction de cette profession face à la croissance du poids des sinistres consiste dans un premier temps à augmenter les primes du géotechnicien : le taux actuel est voisin de 10 % des honoraires encaissés. Dans un deuxième temps, l'assureur ne renouvelle pas les contrats puis ferme son portefeuille de géotechniciens. L'obtention d'une couverture d'assurance devient une préoccupation prégnante au même titre que la recherche des affaires ! C'est ainsi qu'un éminent confrère, à la compétence reconnue sur le plan international, n'a pas trouvé d'assureur pour couvrir les activités de consultant privé qu'il voulait exercer après son départ en retraite de la société géotechnique qu'il dirigeait depuis plus de vingt ans.

L'expert judiciaire

La profession des géotechniciens est très exposée en terme de responsabilités. Les experts sont très bien placés, de part leurs missions, pour constater les dysfonctionnements d'une opération de construction dans ce domaine.

1) Au préalable, il convient de rappeler que l'expert judiciaire, s'il doit éclairer le juge sur un problème technique, n'est pas le garant de la juste répartition des responsabilités. Il se doit de « vulgariser » la technique tout en restant le plus précis possible, ce qui n'est pas un exercice simple compte tenu de la complexité croissante des projets, notamment dans le domaine géotechnique.

Cette complexité des projets conduit l'expert judiciaire à jouer un rôle de plus en plus important dans les litiges, y compris dans l'approche des responsabilités, où souvent il lui est demandé d'indiquer des pourcentages pour chacun des intervenants à l'acte de construire. Il s'agit d'une dérive progressive qui est dangereuse et nuit à la juste répartition précitée, car elle conduit les experts techniciens à sortir de leur métier de base.

2) L'expertise connaît également ses propres dysfonctionnements. Force est de constater que l'attitude des parties au cours des opérations d'expertise mérite quelques observations.

Les parties sont de moins en moins actives dans les dossiers. Un grand nombre d'entre elles, dès lors que la garantie leur est accordée par leur assureur, se contentent de gérer le problème de franchise, ce qui conduit à une déresponsabilisation des acteurs.

Il faudrait donc que les parties s'impliquent davantage dans les litiges, notamment les géotechniciens. Ils ne font que rarement preuve d'une attitude active dans la recherche des causes, des solutions et surtout de la maîtrise du quantum, se contentant d'analyser le dossier du demandeur, c'est-à-dire quelque part de subir au lieu d'agir. Combien de réunions dites de synthèse ne permettent pas de conclure définitivement parce qu'il manque des devis, ou que ceux-ci sont insuffisamment précis, ou qu'il n'existe pas de contre-devis, ou encore parce que certains défenseurs se « réveillent » et demandent des délais pour produire une solution chiffrée qu'ils auraient pu proposer des mois auparavant.

Pour obtenir une juste répartition des responsabilités, mais aussi le juste prix d'un sinistre, il convient que des efforts soient faits pour fédérer l'ensemble des intervenants à l'acte de construire (maîtrise d'ouvrage, Ingénierie et entreprises), et les intéresser à la résolution des sinistres.

Les litiges faisant apparaître plusieurs géotechniciens sont souvent l'occasion de débats « fratricides », très préjudiciables à la défense de cette profession.

3) La responsabilité des maîtres d'ouvrage est un sujet important. Chacun est conscient que, lors des négociations des marchés, la plupart des budgets sont très courts, ce qui conduit la maîtrise d'ouvrage à pousser les intervenants, et notamment les géotechniciens, à la recherche d'économies. Ceci veut dire concrètement limiter ou modifier certaines prestations, mais aussi bien souvent faire des impasses techniques, en se disant que finalement les assureurs payeront probablement in fine.

Cette dérive doit être combattue et, pour cela, il convient d'établir une traçabilité des actions et décisions de chacun. En marché privé de bâtiment par exemple, cette traçabilité n'existe pas. Tout ce qui a été discuté en amont du projet, les modifications décidées, le programme même du maître d'ouvrage n'existent pas, ne sont pas contractualisés. Aujourd'hui, en dehors du cas des ventes en VEFA où il est possible, dans le cadre d'une expertise, de se reporter à la notice descriptive de vente pour essayer de définir quel était le programme (ces notices sont de plus en plus succinctes également pour des problèmes de responsabilité), l'expert ne possède que très rarement le programme envisagé par le maître d'ouvrage. Il est courant d'aller expertiser un problème de dallage dans un bâtiment industriel de 15 000 m² sans qu'un cahier des charges précis n'ait été établi par le maître d'ouvrage (charges roulantes, largeur des bandes des chariots, vitesse de ceux-ci, position exacte des racks, etc.).

Or, s'il existait un document rendu obligatoire intitulé « programme du maître d'ouvrage », sur lequel pourrait d'ailleurs être rajouté tout ce qui a été négocié

et modifié tant avec l'Ingénierie qu'avec l'Entreprise jusqu'à la signature des marchés de travaux, l'analyse des dossiers en serait rendue plus aisée et le rôle des maîtres d'ouvrage serait bien clarifié.

4) La mission de diagnostic sur existants est aussi un sujet important. Les chantiers en site urbain, comportant des travaux de réhabilitation lourds, sont de plus en plus nombreux. Or, les experts constatent que ce type de mission de diagnostic est souvent négligé, et la plupart du temps se résume à quelques sondages. Il en est de même des avoisinants où l'étude de la ZIG (zone d'influence géotechnique) n'est que très rarement effectuée.

On voit encore trop de mission de contrôle technique « solidité » sans que les volets « existants » ou « avoisinants », complémentaires et facultatifs, n'aient été retenus par le maître d'ouvrage. Ces volets devraient être systématiquement inclus dans la mission solidité.

Le nombre de sinistres relevant de ce problème est croissant et prend une dimension particulièrement lourde lorsque l'entreprise est au forfait, avec la plupart du temps un arrêt de chantier et des préjudices élevés.

5) La méthode observationnelle, définie par les Eurocodes, devrait être plus largement utilisée (suivre le comportement de l'ouvrage pour s'assurer que celui-ci est conforme aux prévisions, définir les moyens à mettre en œuvre et les coûts si tel n'est pas le cas). Cette approche pragmatique permettrait de régler les problèmes techniques en cours de chantier, et non par la suite dans un cadre d'assurances.

6) La nécessité d'élargir la mission de maîtrise d'œuvre d'exécution, en y associant le géotechnicien, devient une priorité absolue, avec une présence quasi constante sur le chantier, même pour les chantiers de moyenne importance (cette mission élargie est déjà pratiquée dans certains pays). Comment peut-on encore assurer une mission de direction de chantier, dont la complexité est croissante, en se contentant de la présence hebdomadaire de « l'architecte » comme au XIX^e siècle ? La norme NFP 94500 prend ici toute son importance.

Cela est d'autant plus vrai que l'on assiste à une perte de technicité de l'encadrement de chantier dans les entreprises, notamment par des départs massifs d'un personnel expérimenté en retraite lors de la dernière décennie, et que l'on compense difficilement actuellement par l'apport de jeunes cadres manquant encore d'expérience.

8) Tout le monde, sauf probablement les maîtres d'ouvrage, s'accorde sur le fait que la forfaitisation du lot « fondations » devrait être proscrite. Cela supprimerait bon nombre de litiges.

9) La notion d'impropriété à destination est difficile à apprécier pour un expert, dans un certain nombre de cas. Limiter et préciser cette notion serait probablement sage, tant elle paraît conduire, au moins pour un technicien, à une dérive du système.

Cette dérive est particulièrement évidente dans les dossiers où la pathologie est faible et où, malgré tout, les solutions de réparation adoptées sont souvent lourdes, en vertu du principe de précaution...

Les experts qui pratiquent de façon trop systéma-

tique ce principe devraient prendre conscience qu'ils agissent dans le sens d'un appauvrissement du débat technique et donc de leur rôle.

10) Enfin, la géotechnique est une matière infiniment complexe. C'est pourtant l'un des domaines où l'on rencontre le plus d'experts généralistes.

4.7

L'avocat et le juge

Dans la tradition et encore à ce jour, les bureaux d'études géotechniques sont des entités restreintes, parfois limitées à quelques hommes, dépourvues de service juridique et qui ne savent pas préserver leurs droits dans le cadre des relations contractuelles qui les animent.

C'est le plus souvent démunie et face à un flou artistique que l'avocat devra défendre de tels acteurs de la vie économique, et dans un domaine particulièrement rigoureux par son contexte financier et sa législation.

Avant l'édiction de la norme NF P 94-500 en juin 2000, les contrats, qui se résumaient le plus souvent à une énumération de sondages aux noms incompréhensibles pour tout sujet extérieur à ce monde restreint de la géotechnique, ne donnaient aucun élément de nature à permettre à l'avocat de défendre le bureau d'études et éviter sa condamnation, le plus souvent exclusive, dans le cadre de sinistres relatifs au sol.

L'avocat des géotechniciens conserve une position fragile devant les juges et cela est aggravé par le talent des confrères intervenant pour d'autres constructeurs mieux organisés et dont la science est plus certaine. Il est aisé d'interpréter à l'infini les limites d'une mission géotechnique pour la faire juger insuffisante et faire imputer ce manquement au bureau d'études concerné.

En effet, en application d'une jurisprudence constante, les juges se montrent sévères à l'égard des professionnels et en particulier des spécialistes en géotechnique puisqu'ils sont les seuls à appréhender leur art sans pourtant le maîtriser du fait des aléas de la nature.

Le géotechnicien est souvent perçu à tort comme le maître d'œuvre des infrastructures. Les limites de ses prestations sont difficiles à définir strictement. Il apparaît alors comme le garant du « bon sol » et le risque du sol est reporté abusivement sur cet intervenant à l'acte de construire, alors qu'il intervient le plus souvent en amont et n'est pas associé à l'élaboration ou la construction du projet.

Les juges, mal informés, rarement spécialisés en droit de la construction, sont enclins à effectuer un amalgame en considérant que le détenteur de la science géotechnique particulièrement spécifique est le responsable des dommages résultant du sol. C'est pourtant souvent un choix économique ou constructif auquel le géotechnicien n'a pas participé qui conduit à la survenance de désordres.

La norme sur les missions d'ingénierie géotechnique a donc une fonction d'enseignement des juges qui doivent dire le droit non seulement au regard des dispositions strictes du contrat mais également de la norme.

Mais les responsabilités sont appréciées en fonction d'une notion plus large, les règles de l'art. Les normes

techniques ne représentent pas toujours les règles de l'art, données actuelles de la science. En vertu du décret du 26 janvier 1984, la norme est uniquement une donnée de référence. D'ailleurs, le respect de la norme ne permet pas d'exonérer de la responsabilité fondée sur une obligation de résultat : dans le cadre du régime de la responsabilité de plein droit de l'article 1792 du code civil, le géotechnicien a peu de chance d'échapper à une condamnation *in solidum* lorsque le dommage relève du sol, donc nécessairement de sa sphère d'intervention.

En conséquence, le géotechnicien doit impérativement remplir son devoir de conseil en informant des aléas inévitables et des limites de sa mission pour voir les autres constructeurs ou le maître de l'ouvrage assumer un risque pris délibérément.

Dans ces conditions, la défense est aisée et la sanction du juge sera appliquée à ceux qui sont réellement responsables.

4.8

Les conditions d'intervention du géotechnicien

La loi a été créée en priorité pour la protection des maîtres d'ouvrage « individuels » qui sont effectivement incompetents par nature mais également peu enclins à dépenser pour les fondations de leur pavillon. Hormis les cas de sécheresse – dont il semble qu'elle soit de plus en plus routinière ! – l'expérience suffit généralement au géotechnicien local et expérimenté pour concevoir un projet de fondations adapté, sur la base d'une reconnaissance très limitée qui ne sert qu'à vérifier que le terrain est bien identique à celui du voisin pour lequel il est intervenu l'année précédente.

En revanche, nombre de sinistres conséquents concernent des ouvrages collectifs ou publics dont les maîtres d'ouvrage sont techniquement compétents et se sont immiscés dans le processus de construction en amont de la signature des contrats, dès lors qu'ils ont imposé tout ou partie du programme de reconnaissances au géotechnicien qui est forcé d'en accepter les conditions sous peine d'aller chercher ailleurs de quoi exercer ses talents. Cette immixtion disparaît naturellement dans le dossier qui sera éventuellement plus tard entre les mains de l'expert judiciaire.

Que dire des pressions subies par le géotechnicien pour édulcorer les réserves qui l'amèneraient à conseiller des fondations superficielles au profit de fondations profondes, ces dernières disparaissant au fil des révisions du rapport lorsque se précisent les justifications de l'ouvrage ? On connaît ainsi le cas, extrême il est vrai, d'une grande surface qui a subi un tassement différentiel de plus d'un mètre à cause d'un choix de fondation inapproprié mais finalement accepté par l'ensemble des intervenants, sous la pression, non consignée, du maître d'ouvrage.

Que dire du caractère forfaitaire des contrats relevant de la géotechnique, tant au stade des études (missions d'ingénierie et exécution des investigations géotechniques) qu'au stade des travaux (notamment fondations, améliorations de sols, soutènements) ? Le forfait est le mode de rémunération qui fait supporter au contractant le maximum d'aléas. En conséquence, il n'est à utiliser que lorsque le contexte du projet est bien défini, avec des risques résiduels clairement identifiés : cela ne peut être le cas qu'en fin d'étape de conception !

Ainsi, demander de garantir par avance qu'un ouvrage complexe et dans un site difficile, dont on ne connaît rien ou peu au départ, se comportera conformément aux prévisions et ce, dans le cadre d'un forfait, est à peu près équivalent au fait de demander au chirurgien du cerveau de vous assurer de la réussite de l'ablation d'une tumeur, dont il n'a encore aucune caractéristique, dans le cadre d'un forfait financier limité et dans un délai de guérison estimé à la demi-journée près.

5

La pratique géotechnique

Le numéro 32 de la *Lettre de la géotechnique* (septembre 2003) reproduisait in extenso le texte d'une conférence donnée le 29 mars 2003, à Yaoundé, par l'IGPC Jean-Pierre Magnan sur « Les normes et la pratique de la géotechnique ».

La figure présentée en annexe 3, extraite de ce document, illustre clairement l'emprise croissante du domaine normatif sur l'exercice de la profession.

L'auteur y apportait les commentaires suivants :

« De fait, la norme joue deux rôles : celui d'une référence technique et celui d'un document contractuel. »

« En tant que référence technique, la norme peut limiter la responsabilité personnelle de l'exécutant d'un essai ou d'une étude. Dans certains pays (comme l'ancienne Union Soviétique), l'application de la norme faisait d'ailleurs totalement disparaître cette responsabilité. Mais dans la majorité des pays, le projeteur garde la responsabilité pénale de ses projets, qu'il ait ou non appliqué des normes, ce qui impose qu'il conserve une certaine liberté par rapport à la lettre des normes. Pour que les normes jouent pleinement le rôle de référence technique, il faut d'ailleurs qu'elles couvrent l'ensemble des processus qui contribuent à l'activité des ingénieurs géotechniciens. Cela n'est pas actuellement le cas en France, où des textes réglementaires coexistent avec des normes et avec des textes sans statut juridique, et l'établissement d'une collection de textes couvrant l'ensemble du domaine de la géotechnique semble pratiquement impossible, faute de temps et d'argent pour réaliser ce travail mais aussi parce que l'on manque de spécialistes disponibles et possédant les connaissances et l'expérience nécessaires. »

« En tant que référence contractuelle, la norme facilite l'expression de la commande d'une étude géotechnique ou de l'exécution des travaux. Mais elle ne dispense pas le client de décider lui-même la nature et les caractéristiques de l'ouvrage qu'il désire. Maîtres d'ouvrages et maîtres d'œuvre doivent aussi rester conscients que la référence à une norme peut suffire à définir les spécifications techniques d'une prestation mais pas les quantités correspondantes et que les normes n'empêchent pas l'existence d'offres anormales. Ils doivent non seulement définir les quantités mais aussi les spécifications que le texte de la norme peut leur demander (ce qui suppose que l'on connaisse les normes auxquelles on fait référence !). Enfin, il peut être utile de vérifier que les normes (et autres spécifications techniques) sont réellement appliquées, ce que les systèmes de qualification, certification ou accréditation ne garantissent pas de façon certaine. »

La norme NF P94-500 sur les missions d'ingénierie géotechnique

La norme NF P94-500 sur la « classification et les spécifications des missions d'ingénierie géotechnique », tout d'abord éditée en juin 2000, a fait l'objet d'une révision importante publiée en décembre 2006. Cette norme précise le contenu et les limites des missions d'ingénierie géotechnique ainsi que leur enchaînement nécessaire au cours de la conception, de la réalisation et de la vie d'un aménagement de site ou d'un ouvrage pour contribuer à la maîtrise des risques liés aux aléas géologiques. Elle précise également le contenu et les limites des prestations d'investigations géotechniques qu'il y a lieu d'effectuer pour la bonne exécution de chaque mission d'ingénierie géotechnique. L'extrait de la norme « 4. Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique », reporté en annexe 4, donne une description synthétique des missions à réaliser successivement à chacune des étapes d'études et de réalisation d'un projet.

● **Étape 1** : études géotechniques préalables

L'étude géotechnique préliminaire de site permet de définir un modèle géologique préliminaire et certains principes généraux d'adaptation d'un projet au site, avec une première identification des risques géologiques qui sont inhérents au site.

L'étude géotechnique d'avant-projet permet de définir les hypothèses géotechniques à prendre en compte pour l'établissement de l'avant-projet des ouvrages géotechniques à l'étude, certains principes généraux de construction envisageables avec une éventuelle ébauche dimensionnelle de quelques structures types.

● **Étape 2** : étude géotechnique de projet

L'étude géotechnique de projet permet, en phase « projet », de finaliser les hypothèses géotechniques à retenir pour le dimensionnement au niveau projet des ouvrages géotechniques. Elle fournit les notes techniques sur les méthodes d'exécution proposées et les valeurs seuils associées pour l'application du « dimensionnement interactif », les notes de calculs de dimensionnement au niveau projet, l'approche des quantités, des délais de réalisation et des coûts. En phase « assistance aux contrats de travaux », elle fournit les documents de consultation des entreprises spécialisées, une liste des entreprises compétentes pour les travaux à réaliser, et l'analyse technique de leurs offres.

● **Étape 3** : exécution des ouvrages géotechniques

L'étude et le suivi géotechniques d'exécution permettent, en phase « étude », de valider les hypothèses géotechniques retenues pour le dimensionnement au niveau exécution des ouvrages géotechniques, fournissent les méthodes et conditions de leur exécution et définissent les mesures d'adaptation ou d'optimisation et leurs conditions de mises en œuvre en fonction des observations (relevés et auscultations) faites en cours de chantier par le suivi géotechnique qui lui est indissociable. La phase « suivi » de l'exécution permet de valider les données géotechniques retenues pour les études d'exécution à partir des observations faites

en continu sur le chantier, de déclencher à temps si nécessaire les adaptations et les dispositions constructives prédéfinies, de fournir les éléments nécessaires pour l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance.

La supervision géotechnique d'exécution permet, en phase « supervision de l'étude d'exécution », de valider l'étude géotechnique d'exécution, et en particulier le programme d'auscultation et de valeurs seuils associées ainsi que les adaptations ou optimisations potentielles proposées par les entreprises en fonction des observations faites en cours de chantier. La phase « supervision du suivi d'exécution » permet, par une intervention périodique et discontinue sur le chantier, de valider pour le maître d'ouvrage le contexte géotechnique tel qu'observé par les entreprises, le comportement observé de l'ouvrage en cours de construction et des avoisinants concernés, les adaptations ou les optimisations proposées en temps réel par les entreprises.

Parallèlement à ces missions d'ingénierie géotechnique qui sont à réaliser successivement en suivant les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet, la norme définit la mission de diagnostic géotechnique qui peut être entreprise pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage. Il a pour objet d'étudier, dans le cadre d'une mission ponctuelle et strictement limitative, un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques : il intègre une enquête documentaire et la validation des données géotechniques nécessaires au diagnostic. Si ce diagnostic géotechnique conduit à préconiser une modification de travaux en cours ou la réalisation de travaux, l'enchaînement des missions définies précédemment est alors à lancer.

Les missions des étapes 1 et 2 de conception ainsi que la mission de supervision géotechnique d'exécution de l'étape 3 sont normalement réalisées à l'initiative et pour le compte du maître d'ouvrage. La mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution est usuellement réalisée à l'initiative et pour le compte de l'entreprise.

L'avant-propos de la norme est consacré à la « Problématique de la maîtrise des risques liés aux aléas géologiques » qui est particulièrement importante pour cette discipline qui étudie le comportement des terrains en relation ou non avec des ouvrages existants ou à construire. En effet, les sols sont fondamentalement très hétérogènes et présentent des discontinuités. Procédant par investigations géotechniques ponctuelles, l'ingénierie géotechnique ne peut prétendre à une connaissance exhaustive des sols qu'elle étudie. Quels que soient le maillage et la nature des investigations géotechniques réalisées, le sol gardera toujours une part importante d'inconnues et d'incertitudes : la géotechnique n'est pas une science exacte. Ainsi, l'enchaînement des missions géotechniques défini dans la norme est une procédure rigoureuse qui permet la réduction *progressive* des incertitudes relatives à la nature et au comportement des sols étudiés, au fur et à mesure de l'élaboration du projet et de sa réalisation. La maîtrise des risques géologiques, donc des coûts et des délais qui en découlent pour toute opération de construction, ne peut pas atteindre un niveau satisfaisant si cette procédure n'est pas respectée. En particulier :

– le budget d'une opération, et *a fortiori* un forfait de fondations ou d'ouvrages géotechniques, ne peuvent être établis avec un minimum de fiabilité sur la seule

base des conclusions d'une étude géotechnique préliminaire de site (G11) ou d'une étude géotechnique d'avant projet (G12) : l'étude géotechnique de projet (G2) est indispensable ;

– la non-réalisation par une ingénierie géotechnique des missions d'étude géotechnique de projet (G2), d'étude et suivi géotechniques d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) est souvent à l'origine de sinistres car seul l'enchaînement de ces missions permet de définir les actions préventives possibles vis-à-vis des risques liés aux aléas géologiques (incertitudes résiduelles, variabilité naturelle des paramètres géotechniques), les dispositions à mettre en œuvre pour détecter leur survenance le plus tôt possible et les actions curatives pour en minimiser l'impact s'ils se réalisent.

En conclusion, l'application de cette norme s'inscrit dans l'action plus générale de management de projet avec processus de maîtrise des risques en toute transparence pour un partage équilibré et équitable des risques et donc des responsabilités. Elle doit se traduire en particulier par une maturité géotechnique suffisante du projet et un suivi assidu des travaux pour une vision partenariale des problèmes à résoudre qui seront détectés au plus tôt. Ainsi l'ingénierie géotechnique aura les moyens d'apporter sa contribution indispensable à la réalisation d'ouvrages de qualité.

5.2

Les autres documents techniques de référence

Les nombreux documents qui constituent le référentiel technique géotechnique illustré sur la figure 1 sont d'origines et de natures très variées : documents techniques unifiés (DTU), normes européennes et françaises, normes étrangères, cahiers des charges validés par des contrôleurs techniques, fascicules édités par les instituts comme les laboratoires des ponts et chaussées, recommandations établies par des organisations professionnelles, mais aussi des logiciels ou des livres rédigés par des géotechniciens reconnus et qui font eux aussi partie du corpus commun à la profession.

Certains ouvrages, comme les fondations, sont soumis à des documents très détaillés qui sont toutefois différents selon qu'ils sont destinés aux ouvrages publics (fascicules du CCTG) ou privés (DTU).

Il est important de noter que tout document est établi à un moment donné, avec les connaissances techniques et le retour d'expérience disponible à ce moment là. Même si les rédacteurs sont conscients de ces limites, il peut arriver que l'utilisateur généralise, sans en prendre toujours conscience, les prescriptions à des situations qui n'avaient pas été envisagées au moment de la rédaction.

Les méthodes de calcul considèrent très souvent des cas idéaux qui ne correspondent pas à la complexité des ouvrages à construire dans la pratique. L'expérience du géotechnicien est alors essentielle pour adapter ces méthodes, choisir les paramètres.

Ces questions ne sont d'ailleurs pas limitées à la géotechnique. Par exemple, dans le domaine du béton armé, les Eurocodes ne sont pas adaptés au calcul de la fissuration des éléments autres que rectangulaires et d'épaisseur relativement limitée. S'il n'est pas interdit d'utiliser d'autres méthodes de calcul, le concepteur est démuné lorsqu'il doit les étayer par des essais en

laboratoire, en vraie grandeur, ou des mesures sur des ouvrages réels. On se heurte alors à des débats sans fin où la véritable question est – *in fine* – celle de la responsabilité en cas de problème.

Beaucoup de procédés ne sont pas couverts par les méthodes de conception. C'est évidemment le cas des procédés nouveaux, pour lesquels les entreprises développent des cahiers des charges particuliers, généralement avec le concours de contrôleurs techniques ou de services techniques publics. Ces cahiers des charges sont établis sur une base d'essais et de retour d'expérience nécessairement limitée.

Dans ce domaine, il est donc important que les clients publics favorisent la réalisation d'ouvrages de référence, ouvrages qui sont ensuite utilisés pour justifier une application plus large de ces techniques et procédés innovants. Les ouvrages de référence sont aussi un vecteur important pour la promotion à l'étranger des techniques développées en France.

Les aléas liés à ces ouvrages « hors normes » sont en général largement compensés par une mobilisation forte d'expertise pour leur conception, leur suivi et leur contrôle.

5.3

Les investigations géotechniques

Comme indiqué dans la colonne de droite du tableau I de l'extrait de la norme NF P94-500 reporté en annexe 4, l'enchaînement des investigations géotechniques suit celui des missions d'ingénierie géotechnique. En effet, chaque mission s'appuie sur les résultats d'un programme d'investigations géotechniques dont la définition fait partie de la mission d'ingénierie. Chaque étape d'investigations géotechniques, réalisées ou non par l'ingénierie géotechnique, comporte l'exécution du programme de sondages, essais et mesures en place ou en laboratoire et l'établissement du compte rendu factuel.

Le programme d'investigations géotechniques est établi en fonction de trois éléments majeurs :

- la nature de l'ouvrage à réaliser ;
- le contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique du site ;
- la zone d'influence géotechnique, zone d'interaction entre le projet, le terrain et le voisinage.

Il doit préciser la nature des investigations (type de sondages et d'essais), la quantité des investigations (nombre de points de sondages et d'essais) et leur extension (périmètre à reconnaître, profondeur, espacement entre points de sondages). En particulier, les techniques de reconnaissance utilisées doivent être particulièrement bien adaptées aux objectifs recherchés : ainsi, les « recommandations sur la consistance des investigations géotechniques pour la construction de bâtiments », établies par l'USG avec le concours du CFMS, donnent un tableau de la pertinence des techniques usuelles de reconnaissance.

Toute campagne d'investigations géotechniques comporte un nombre limité de sondages et essais qui ne permettront jamais de lever toutes les incerti-

tudes inhérentes à cette science naturelle. Toutefois, ces incertitudes doivent être réduites de manière économiquement acceptable, selon le contexte du site et du projet : elles devront être prises en compte dans la conception de l'ouvrage géotechnique. En particulier, les conclusions géotechniques qui reposent sur ces investigations géotechniques ne peuvent conduire à traiter à forfait le prix des fondations sans prise de risque, compte tenu d'hétérogénéités toujours possibles (naturelles ou du fait de l'homme) et des aléas d'exécution pouvant survenir lors de la découverte des terrains d'assise.

5.4

Les avoisinants sensibles

L'exemple de la rue Raynouard à Paris a montré à quel point les avoisinants peuvent constituer un risque de préjudice majeur. Or, si les risques attachés à l'ouvrage proprement dit sont relativement identifiables, les risques liés aux avoisinants sont très difficiles à cerner. Qui plus est, les avoisinants sont hors de la propriété du maître d'ouvrage. Dans le cas d'un soutènement, le sol soutenu est chez le voisin où les reconnaissances sont *a priori* impossibles bien qu'indispensables pour détecter les éventuels accidents de sol et connaître les conditions hydrauliques.

Il y a là une limitation drastique des possibilités d'intervention du géotechnicien.

Il est de la responsabilité du maître d'ouvrage de faire réaliser les études adaptées sur les mitoyens puis de choisir, en matière de soutènement, les solutions qui apportent la meilleure sécurité pour les mitoyens, et d'en supporter le coût.

5.5

L'intérêt du dimensionnement interactif

Au VIII^e Congrès international de la mécanique des sols et des travaux de fondation (ICSMFE – Moscou 1973), Ralph Peck concluait son discours d'ouverture par ce conseil adressé à toute la profession : tant que nous, géotechniciens, n'avons pas été sur le terrain voir comment le conducteur de pelle réalise le fruit de notre étude, nous n'avons pas rempli notre mission. C'était, avec trente ans d'avance sur la norme, la demande expresse de la généralisation des missions aujourd'hui préconisées dans l'étape 3 de la norme.

La conception et la réalisation d'ouvrages complexes dans un contexte de voisinage urbanisé sensible justifient la nécessité de recourir au dimensionnement interactif. Il se caractérise par :

- des études très détaillées au stade de la conception : études intégrant chaque phase de travaux, la sensibilité de la structure à construire et celle des avoisinants, les variabilités et les incertitudes affectant les données géotechniques du site ;
- un dispositif de suivi et d'auscultations de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux pour s'assurer que leur comportement observé est dans les limites admissibles lors de la conception, ou pour permettre la mise en œuvre d'adaptations constructives avant l'apparition de désordres majeurs.

L'application du dimensionnement interactif repose sur quatre exigences :

- les limites acceptables du comportement des ouvrages concernés doivent être établies ;
- le domaine de variation possible du comportement doit être estimé, avec une forte probabilité pour que le comportement réel reste dans les limites acceptables ;
- le programme de suivi doit être établi, pour vérifier que le comportement réel des ouvrages est dans les limites acceptables ;
- un programme de mesures d'urgence doit être établi avant le début des travaux, afin de pouvoir le mettre en œuvre sans délai de réaction si le suivi des travaux révèle un comportement des ouvrages sortant des limites acceptables.

Le dimensionnement interactif est ainsi un élément majeur dans le processus de la maîtrise des risques liés aux aléas géologiques et de voisinage, processus particulièrement important aussi bien pour les projets complexes que pour les sites au contexte géologique défavorable ou au voisinage sensible.

Le dimensionnement interactif est toutefois incompatible avec la notion juridique du forfait qui implique que l'objet de l'engagement contractuel, contrepartie du prix fixé, soit clairement et précisément défini. Or il est clair que si l'ouvrage à réaliser évolue de manière notable, si les méthodes d'exécution doivent être totalement modifiées, du fait et par application du dimensionnement interactif, le prix et les délais contractuels doivent évoluer parallèlement.

6

Les pistes d'amélioration

Le challenge à relever par le géotechnicien pour apporter sa contribution à l'amélioration du processus de construction est de marier une discipline expérimentale avec un cadre juridique et d'entreprise très contraignant.

Pour éviter qu'une faible pathologie géotechnique ne conduise un expert généraliste à faire réaliser une réparation lourde, des améliorations sont souhaitables et possibles à toutes les étapes de conception, réalisation et exploitation d'un ouvrage.

6.1

La contractualisation des risques géologiques

L'accroissement des risques dans le domaine de la construction, constaté depuis plus d'une décennie, a des origines multiples mais les plus importantes à souligner sont les suivantes :

- une mobilisation des bonnes compétences trop souvent allégée en amont par le maître d'ouvrage, par manque de temps ou recherche d'économie abusive ;
- l'utilisation des terrains encore disponibles, de qualité géotechnique souvent médiocre, avec un voisinage de plus en plus sensible ;
- des ouvrages de plus en plus complexes, avec des exigences renforcées en termes de performances et de qualité, alors que les méthodes d'exécution sont de moins en moins adaptables aux aléas et anomalies rencontrés ;

- des intervenants de plus en plus nombreux, donc une chaîne des risques et des responsabilités plus complexe ;
- des délais d'études et de travaux souvent trop raccourcis ;
- une maintenance des ouvrages trop souvent négligée, voire inexistante ;
- des procédures judiciaires banalisées et onéreuses, conduisant souvent à des dommages immatériels sans rapport avec le coût des réparations ou de l'ouvrage à l'origine.

Devant cet accroissement des risques, il est apparu nécessaire à tous les intervenants à l'acte de construire que le management d'un projet intègre un processus continu de gestion des risques. Seule cette démarche permet d'obtenir un ouvrage de qualité et pérenne, tout en optimisant son coût et son délai de réalisation. Le coût final de l'ouvrage, obtenu après gestion optimale des risques et opportunités intervenus en cours de chantier, doit bien être différencié du coût optimal recherché en début d'opération et résultant d'un niveau de risques supposé le plus bas et d'un niveau d'opportunités supposé le plus élevé.

Cette gestion des risques doit être présente à chacune des quatre étapes d'un projet : programmation, conception, passation des marchés travaux, exécution des travaux. Elle doit être transparente, dynamique et partagée pour éviter tout transfert caché de risque et obtenir ainsi leur traitement optimum : elle doit être axée sur leur détection le plus en amont possible et sur le contrôle de l'efficacité des parades prévues. Elle comporte les quatre volets habituels : identification, évaluation, traitement, suivi.

Le partage des risques doit résulter d'une démarche volontaire et non fataliste, la prise en charge de chaque risque relevant de l'intervenant qui est le mieux à même de le maîtriser compte tenu de sa compétence technique et de ses engagements contractuels.

Le maître d'ouvrage doit mobiliser une équipe de concepteurs en rapport avec la complexité de son projet : il doit vérifier en particulier que leurs compétences, les délais et rémunérations qu'il leur accorde ne sont pas de nature à accroître le risque d'une maturité insuffisante de son projet. Étant le bénéficiaire de la construction, il doit assumer les risques inhérents à l'opération qui auront été identifiés et traités selon les règles de l'art.

L'ingénierie doit veiller à ce que la maturité des études soit suffisante à chaque étape de la conception puis de l'exécution pour que la gestion des risques soit pertinente tout au long du déroulement du projet : c'est à ce niveau qu'elle doit assumer son devoir de conseil envers le maître d'ouvrage. En particulier, l'ingénierie doit conseiller au maître d'ouvrage le type de contrats de travaux le mieux adapté au niveau de définition de l'ouvrage lors de la consultation des entrepreneurs, permettant le partage des risques le plus efficace et le mode de rémunération le plus adéquat.

L'entrepreneur doit valider et compléter lors de son offre les quatre phases de la gestion des risques faite en amont, compte tenu des méthodes d'exécution qu'il prévoit de mettre en œuvre. Il pourra alors assumer en toute connaissance de cause les risques liés à ses propres méthodes d'exécution, compte tenu des données du projet et des risques identifiés.

Cette répartition équilibrée des engagements de chaque acteur dans son domaine de compétence et dans sa sphère d'influence permet une vision partenariale des problèmes à résoudre, au-delà des divergences d'intérêt propres à chacun.

C'est dans cet état d'esprit que la révision de la norme NF P94-500 a été établie en décembre 2006. Le géotechnicien doit être associé aux autres ingénieries, à toutes les étapes successives de conception et de réalisation d'un projet, afin de contribuer à une gestion efficace des risques géologiques et ainsi fiabiliser le délai d'exécution, le coût à terminaison et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

Les conditions générales des missions d'ingénierie géotechnique (annexe 5), établies par l'Union syndicale géotechnique (USG), rappellent au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre les spécificités de ces missions et la nécessité de leur enchaînement.

6.2

Le contexte des contrats

Depuis une décennie et surtout depuis la parution de la norme NF P 94-500, la pratique de la géotechnique est en constante évolution, mais elle demeure encore souvent inadéquate. En principe, les missions d'avant-projet (G1) ne permettent pas de « forfaitiser » les fondations ; en pratique, à ce jour, la majeure partie des opérations ne bénéficie que d'une telle étude préalable et font l'objet d'un marché forfaitaire. Ainsi, de nombreux litiges sont relatifs à des travaux supplémentaires résultant de la variabilité de la nature du sol découverte en cours de chantier, différente de celle décrite par le géotechnicien dans son rapport géotechnique préalable ou différente de celle prise en compte par l'entreprise dans l'évaluation de son forfait. Il s'agit d'un contentieux florissant dans un marché concurrentiel redoutable qui conduit les entreprises à remettre des offres sans prévoir les aléas inéluctables et souvent prévisibles en matière de sol.

Pourtant le droit peut être source de déconvenues pour de tels entrepreneurs trop optimistes.

Dans le cadre d'un marché à forfait, en droit privé comme en droit public, l'entreprise a la charge du risque du sol à l'égard du maître de l'ouvrage.

Les juridictions judiciaires se montrent sévères par application de l'article 1793 du code civil pour la construction selon un plan arrêté et convenu d'un bâtiment et admettent de manière restrictive le droit à paiement des travaux supplémentaires. Ainsi, les réserves émises aux termes du rapport d'étude géotechnique préalable doivent être prises en compte par l'entreprise [Cass. civ. 3è 21 juin 2000].

De même, le juge administratif est d'autant plus soucieux du respect du contrat conclu, dans un contexte rigoureux d'appel à la concurrence où le prix proposé constitue un élément non négligeable du choix du cocontractant. Tout le jeu serait nécessairement faussé si on admettait une révision du prix à la hausse en fonction du coût effectif des travaux. Les sujétions techniques imprévues ne sont admises par le juge administratif que si elles ont présenté un caractère d'anormale gravité et étaient imprévisibles ; les difficultés susceptibles d'entraîner l'application d'une telle théorie tiennent

évidemment à des sujétions liées au sous-sol par nature imprévisible. Pour un marché forfaitaire, les sujétions imprévisibles ne peuvent donner lieu à indemnisation que si elles ont provoqué un bouleversement de l'économie du contrat [CE 6 mai 1936, *Ministre de la Guerre c/ Régnier*].

Ce panorama juridique devrait conduire à développer des cadres contractuels mieux adaptés pour une appréhension normale des risques. D'ailleurs, il ne s'agit pas seulement d'appréciation du coût de l'ouvrage définitif, mais également des risques engendrés dans le temps. La vie de l'ouvrage suppose une maintenance, voire un suivi détaillé avec mise en place d'une instrumentation, permettant de pallier les effets inéluctables du temps qui engendrent des risques pouvant s'avérer tragiques au plan humain. Mais n'est-ce pas un vœu pieux pour la plupart des ouvrages ?

Des solutions juridiques existent ; elles permettent un partage des risques et surtout prévoient un financement à ce titre. Solutions acquises pour des ouvrages exceptionnels, elles ne demandent qu'à prospérer, mais nécessitent une évolution des mœurs en France et une certaine ouverture à des pratiques communautaires qui ont fait leurs preuves.

D'influence étrangère et communautaire (Livre vert sur les partenariats public-privé et le droit communautaire des marchés publics et des concessions du 30 avril 2004), le contrat de partenariat dit « PPP » est issu de l'ordonnance n° 2004-559 du 17 juin 2004 : une personne privée est chargée, par une personne publique, de financer, construire et exploiter un équipement ou un service public. Ce contrat comble un vide entre les marchés publics qui interdisent le paiement différé et les délégations dans lesquelles la rémunération se fait sur l'utilisateur. Avec une phase novatrice de dialogue pour la passation du marché, il permet une répartition des risques en fonction des capacités de chacun des cocontractants à les assumer, le cocontractant privé pouvant prendre en charge le risque de construction et de maintenance, mais non celui de la réglementation (mise aux normes).

En toute hypothèse, la maîtrise du coût d'un projet passe par une contractualisation adaptée à chaque étape. En particulier, dans la contractualisation avec chaque intervenant, les délais de remise des offres, de mise au point du contrat et de préparation des travaux ne doivent pas être réduits au strict minimum : il faut être conscient qu'une partie de la réussite de la prestation réside dans la qualité de sa préparation par les deux parties.

Ainsi, en amont, le maître d'ouvrage doit préciser son programme, avec selon ses compétences techniques internes, l'aide d'un assistant à maître d'ouvrage et surtout de son maître d'œuvre dès qu'il l'a déjà choisi.

La compétence du géotechnicien s'exerce au départ dans un contexte de fortes incertitudes, la compréhension du contexte géologique étant indispensable pour les gérer. Il doit donc être mis en place avec le maître d'ouvrage, dès les études géotechniques préalables (étape 1 de la norme des missions d'ingénierie géotechniques), un processus de management des risques qui suscite une motivation convergente des intervenants.

Les mécanismes contractuels permettant plus de souplesse doivent être retenus, qui donneront au géotechnicien compétent les moyens de participer à la

maîtrise du projet : délais d'études suffisants, modes de rémunération adaptés aux évolutions du projet et à son optimisation permanente. Ce sont les faits générateurs de coûts et non le coût lui-même que le géotechnicien doit aider à maîtriser.

La formule de passation des marchés de travaux géotechniques doit être choisie sur la base de trois critères :

- le niveau de définition de l'ouvrage géotechnique au lancement de la procédure ;
- le mode de partage des risques le plus efficace et transparent ;
- le mode de rémunération le plus adéquat.

Le contrat sur prix mixtes forfaitaires et unitaires est celui qui est a priori le mieux adapté pour ce type de travaux où les aléas géologiques sont toujours plus ou moins présents. Il doit être établi en respectant les fondamentaux suivants :

- une estimation « honnête » et transparente des quantités pour que l'entreprise puisse comprendre comment elles ont été calculées, un coefficient d'incitation étant introduit pour la réduction des quantités ;
- la définition d'un mode de règlement des écarts prévisibles évalués dans l'analyse de risques ;
- la décomposition des prix unitaires et/ou forfaitaires pour permettre le cas échéant la prise en compte des problèmes susceptibles d'être rencontrés et notamment des adaptations normales en fonction de la variabilité constatée des caractéristiques des terrains.

6.3

L'exercice de la profession

Le texte de J.-P. Magnan cité plus haut, concluait :

« Le développement de la normalisation est une tendance forte de l'évolution des sociétés modernes, même si quelques malentendus ont pu exister entre les tenants de la normalisation et les spécialistes de la géotechnique (normaliser les essais sur les sols ou les roches, ou encore les calculs ou les travaux est différent de normaliser des prises électriques). En géotechnique, la génération d'experts actuelle a créé les textes de référence et les normes... les générations suivantes verront ce qu'elles doivent devenir. Mais il paraît souhaitable de respecter les particularités de la géotechnique dans cette codification des pratiques, notamment le caractère artisanal des études géotechniques (tous les cas sont uniques). Il faut aussi organiser les carrières des spécialistes qui seront les experts de demain. »

Cette conclusion exprime, en termes diplomatiques, qu'un cadre est nécessaire à l'exercice de la profession mais que l'encadrement juridique ne crée pas la compétence. De plus, un carcan trop fort ou inadapté risque d'enlever à l'homme de l'art toute possibilité de mettre à profit son expérience pour prendre des risques « raisonnables » face aux situations non couvertes par la réglementation en vigueur.

Elle ouvre ainsi les pistes envisageables pour améliorer l'exercice de la profession de géotechnicien face aux partenaires contractuels :

- intégrer la culture de la norme dans la formation scolaire, universitaire et professionnelle des spécialistes afin qu'ils en connaissent le contenu technique et les implications contractuelles ;

– éliminer de la norme toute prescription incompatible avec cet incontournable duo de situations que constituent l'inapplicabilité de la statistique classique au matériau « sol » associée au caractère « prototype » de la plupart des ouvrages dès lors qu'il ne s'agit pas du n^{ième} pavillon d'un lotissement en rase-campagne.

6.4

L'accompagnement du géotechnicien

Le géotechnicien est l'intervenant le mieux qualifié pour aider le maître d'ouvrage à maîtriser les risques liés aux aléas géologiques, l'aléa géologique étant défini comme étant un événement géologique non prévisible dans l'espace et dans le temps concernant les caractéristiques d'un site.

Les risques géologiques sont tributaires :

– du contexte géotechnique du site. Sa modélisation est toujours simplificatrice et réductrice, alors que le problème rencontré est souvent lié à une hétérogénéité locale dont les conséquences peuvent être amplifiées par une détection tardive. Cette spécificité justifie la réalisation des études et investigations géotechniques par étapes successives pendant la phase de conception, puis le suivi géotechnique pendant la phase de travaux, afin d'obtenir une meilleure maîtrise des risques liés aux incertitudes restantes, aux variabilités des paramètres et aux aléas géologiques ;

– des spécificités de l'ouvrage à construire, et en particulier de la sensibilité de sa structure vis-à-vis des incertitudes et variabilités sur les paramètres géotechniques ;

– de la zone d'influence géotechnique (ZIG), volume de terrain au sein duquel il y a interaction entre le projet (du fait de sa réalisation et de son exploitation) et l'environnement (sol et ouvrages avoisinants). La maîtrise de l'impact sur l'environnement passe par une bonne connaissance du contexte géotechnique au droit de la ZIG ainsi que des ouvrages avoisinants (structure et conditions de fondation).

Ainsi, l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique en accord avec le déroulement du projet (conception, travaux, maintenance) conduit le géotechnicien à avoir une vue plus globale sur la bonne adaptation du projet au contexte géotechnique du site : en particulier, le suivi géotechnique lors des travaux permet de détecter à temps les anomalies par rapport aux prévisions et de mettre en œuvre si nécessaire les adaptations constructives.

L'accompagnement du géotechnicien contribue à une meilleure maîtrise des risques géologiques :

– au stade de la conception, par une évaluation des incertitudes et des variabilités des paramètres géotechniques influents, par une connaissance de la sensibilité de l'ouvrage projeté et de l'environnement, par la prévision des dispositions constructives à mettre en œuvre éventuellement, par une identification des risques inhérents à budgéter, par la conception d'un dispositif de contrôle et de surveillance de l'environnement et de l'ouvrage projeté pour valider la concordance entre prévision et réalité ;

– pendant l'exécution des travaux, par la mise en œuvre et le suivi du dispositif de contrôle et de surveillance avec définition de la valeur des seuils de vigilance et d'alerte, par la réalisation à temps des dispositions constructives prévues à l'avance si nécessaire ;

– après les travaux, par une maintenance adaptée au contexte géotechnique et à l'ouvrage.

6.5

Le partenariat des assureurs

Pour que les assureurs puissent remplir leur rôle, il faut rétablir entre les constructeurs et eux une relation de confiance fondée sur le partenariat. Cela implique un processus continu de la gestion des risques mobilisant tous les intervenants y compris les assureurs qui pourront alors plus facilement mettre en place une couverture des risques résiduels aléatoires concernant aussi bien les dommages à l'ouvrage qu'aux tiers.

Instaurée pour tout projet, cette gestion des risques, transparente, partagée et dynamique, doit permettre à chaque constructeur et en particulier au géotechnicien d'optimiser son programme d'assurances annuelles pour son activité propre, aussi bien pour couvrir sa responsabilité civile professionnelle classique que sa responsabilité « décennale bâtiment » qu'il convient de mieux encadrer.

Pour ce qui concerne le géotechnicien, le marché de l'assurance pourra alors lui proposer des conditions de couverture de ses responsabilités plus en adéquation avec son poids économique : en limitant raisonnablement sa couverture d'assurance entre un et trois millions d'euros par sinistre selon sa taille, le géotechnicien retrouvera un assureur et des cotisations raisonnables.

Pour ce qui concerne le maître d'ouvrage, selon la complexité et le coût de son projet, il pourra alors mettre en place une « complémentaire de groupe » pour couvrir la plupart de ses risques au-delà de la couverture apportée par chaque constructeur : en effet, mobilisé plus en amont, son assureur pourra juger de la qualité de la gestion dynamique et transparente des risques et mettre ainsi en place un programme optimal et cohérent.

Cette démarche globale de gestion des risques permettra une juste répartition des risques et responsabilités, condition indispensable pour qu'un programme d'assurances optimum et cohérent puisse être mis en place pour la couverture de risques mieux appréhendés, et cela quel que soit le coût global du projet, ce qui n'est plus le cas aujourd'hui.

6.6

La pratique des experts

S'agissant de la pratique expertale dans la gestion des sinistres, et reprenant les propositions faites au chapitre 4.6, on retiendra comme pistes d'amélioration possibles :

– que les parties s'impliquent davantage dans les litiges, notamment les géotechniciens. L'expertise est la seule situation où le géotechnicien dispose, en prin-

cipe, de toutes les pièces d'un dossier dont il n'a eu jusqu'alors que les bribes qu'on a bien voulu lui transmettre. A lui d'en profiter ;

– aux ingénieurs qui le consultaient, Albert Caquot donnait toujours ce conseil reçu, jamais démenti par l'expérience : « *Un ingénieur est d'abord un "dessinateur" et plutôt que de "poser" une question, "dessinez-la". Vous verrez apparaître spontanément l'essentiel de la réponse que vous attendez.* » Dans le cadre d'une expertise, le dessin ou le plan bien fait a, de plus, la vertu de ne pas pouvoir faire l'objet d'interprétation erronée, voire malicieuse. On ne peut qu'encourager les experts et les conseillers techniques des parties à recourir systématiquement aux documents dessinés comme support écrit et oral de l'expertise. L'expérience prouve que les juristes savent être aussi sensibles à cette approche « bande dessinée » des dossiers exposés ;

– pour obtenir une juste répartition des responsabilités, mais aussi le juste prix d'un sinistre, il convient que des efforts soient faits pour fédérer l'ensemble des intervenants à l'acte de construire (maîtrise d'ouvrage, ingénierie et entreprises), et les intéresser à la résolution des sinistres ;

– la dérive de la pression des maîtres d'ouvrages sur la consistance des études géotechniques doit être combattue et pour cela il convient d'établir une traçabilité des actions et décisions de chacun en rendant obligatoire un document intitulé « programme du maître d'ouvrage », sur lequel pourrait d'ailleurs être rajouté tout ce qui a été négocié et modifié tant avec l'ingénierie qu'avec l'entreprise jusqu'à la signature des marchés de travaux ;

– les volets « existants » ou « avoisinants » devraient être systématiquement inclus dans la mission solidité du contrôle technique. Le propre du domaine des soutènements et – par extension – du domaine de la stabilité des pentes, est que la ZIG (zone d'influence géotechnique), c'est-à-dire le volume des sols concernés par les équilibres mécaniques et les amplitudes de déplacements à respecter, se situe la plupart du temps hors de l'emprise du projet. Les reconnaissances y sont souvent difficiles, voire impossibles – techniquement ou de par l'obstruction des propriétaires voisins – et les risques associés peuvent avoir des conséquences sans commune mesure avec le coût du projet ;

– le géotechnicien doit être associé à la mission de maîtrise d'œuvre d'exécution en application de l'étape 3 de la norme géotechnique ;

– préciser la notion d'impropriété à destination et en limiter l'étendue de façon à favoriser les solutions réparatoires « raisonnables » ;

– porter une attention particulière à l'agrément des experts spécialistes en géotechnique et, surtout, à l'adéquation de leur désignation lorsque l'expertise relève de leur compétence. A défaut d'une refonte des listes existantes, mettre en place des listes de sages spécialistes, agréés par la profession selon un mode d'élection à définir.

7

Conclusion

La recherche du « risque zéro », le développement de la normalisation, la désignation d'un responsable à tout préjudice sont des tendances fortes de notre société

en ce début de XXI^e siècle, tendances qui s'imposent évidemment à la pratique de la géotechnique.

Or la géotechnique est un domaine spécifique qui doit tenir compte d'un acteur d'humeur variable, difficile à appréhender et généralement insensible aux règles et normes édictées par les hommes : le sol.

Outre le sol, ce document a passé en revue les nombreux acteurs d'un projet de construction : maître d'ouvrage, maître d'œuvre, entreprise, assureur, contrôleur technique, expert judiciaire, avocat, juge, sans oublier le géotechnicien. Leurs logiques propres, leur rôle dans les projets, leurs relations contractuelles, leurs responsabilités, notamment vis-à-vis d'un encadrement juridique complexe et pas toujours adapté à la pratique géotechnique, ont été analysés.

A l'issue de cette analyse des effets de l'encadrement juridique sur la pratique géotechnique, les principales pistes d'amélioration, issues de la réalité géotechnique pour une pratique juridique renouée, sont les suivantes.

Mettre en place un véritable *management des risques* à chacune des étapes des projets : programmation, conception, passation des marchés de travaux, construction. Transparente, dynamique et partagée, cette gestion des risques doit éviter tout transfert caché de responsabilité et assurer une traçabilité des décisions et des évolutions du projet.

Favoriser l'*implication plus continue du géotechnicien* au cours du projet. Les interventions trop souvent fractionnées en lots indépendants ne permettent pas au géotechnicien d'accompagner le projet par une analyse cohérente et globale des risques.

Impliquer plus étroitement les assureurs dans la gestion des risques, afin de développer des programmes d'assurance cohérents et représentatifs du poids économique et des responsabilités réelles des différents acteurs du projet. Favoriser la rémunération directe par l'assureur du contrôleur technique, homme de l'art de l'assureur sur le terrain et qui est pourtant choisi par le maître d'ouvrage après mise en concurrence.

Recourir plus fréquemment aux contrats sur *prix mixtes forfaitaires et unitaires* et développer les *contrats en partenariat*. Couramment utilisés dans certains pays européens, ce type de contrat fournit un environnement contractuel permettant de gérer les risques et d'optimiser le projet dans une relation gagnant / gagnant entre tous les intervenants. La forfaitisation des contrats provoque de nombreuses situations conflictuelles lorsque le sol est susceptible de modifier significativement la prestation à réaliser. La notion de forfait n'est certainement pas adaptée au dimensionnement interactif des ouvrages géotechniques.

Former et sensibiliser les juristes et les ingénieurs aux spécificités de la géotechnique : chaque ouvrage ou presque est unique, le sol est un matériau hétérogène et évolutif qui répond mal au formalisme statistique développé pour les matériaux industriels, comme le béton armé. Si un cadre normatif est nécessaire, la norme ne peut pas couvrir toutes les situations rencontrées dans la pratique. La norme doit laisser la possibilité aux hommes de l'art d'adapter les réponses et les techniques aux réalités du terrain. Elle doit aussi laisser aux entreprises la possibilité d'innover avec des solutions techniques, validées sur des projets de référence en France et destinées à renforcer la compétitivité de nos entreprises à l'étranger.

En cas de litige, faire intervenir des experts spécialistes en géotechnique et intéresser effectivement les parties à la résolution des conflits au plus vite et au moindre coût. L'expertise judiciaire est une situation où la mise à disposition de l'ensemble des pièces d'un dossier permet aux parties une approche globale de l'enchaînement des décisions et de la définition des responsabilités des acteurs.

Bibliographie

- Allagnat D. (sous la dir. de) – *La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des ouvrages*, Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 2005.
- Carrière M.-L. – *Les obligations des bureaux d'études de sols*, rapport pour l'USG, juin 1996.
- Carrière M.-L. – *La responsabilité en matière de sol*. Colloque Justice et Construction, Paris, 2004.
- Caston A. – *La responsabilité des constructeurs*, éditions Le Moniteur, Paris, 1995.
- Catz J. – *Les constructeurs et le risque du sol*. Colloque du 18 septembre 2006 au Palais du Luxembourg « Risques, Responsabilités, Assurances », organisé par Syntec Ingénierie (résumés dans les *Cahiers de l'Ingénierie de Projet* d'avril 2007 et textes sur le site www.syntec-ingenierie.fr).
- Karila J.-P. – Responsabilité assurance construction : la réforme du 8 juin 2005. *Le Moniteur*, 16 septembre 2005.
- Journées d'étude du GIS MR-GenCi du 23 mars 2006. Actes de la journée dans les *Annales du bâtiment et des travaux publics*, août et septembre 2006.
- Magnan J.-P. – Les normes et la pratique de la géotechnique. Conférence donnée à Yaoundé le 29 mars 2003. *La Lettre de la Géotechnique* n° 32 (www.geotechnique.org), 2003.
- Malinvaud P. – La responsabilité en matière de construction après l'ordonnance n° 2005-658 du 8 juin 2005. *RDI*, juillet-août 2005.
- Norme NF P94-500 – *Missions d'ingénierie géotechnique*. Classification et spécifications (AFNOR, novembre 2006).
- Rapport sur l'Assurance Construction de l'Inspection générale des finances et du conseil général des Ponts et Chaussées (octobre 2006).
- Syntec Ingénierie – Livre blanc *Responsabilité et assurances*. Syntec Ingénierie, mars 2005.
- USG – Recommandations sur la consistance des investigations géotechniques pour la construction de bâtiments. USG, janvier 2005 modifié mars 2007.
- USG – Colloque du 20 mai 2005 au Palais du Luxembourg « Risque Construction : le coût du sol », organisé par l'USG.

Annexes

A.1

Article 1134

« Les conventions légalement formées tiennent lieu de loi à ceux qui les ont faites. »

« Elles ne peuvent être révoquées que de leur consentement mutuel, ou pour les causes que la loi autorise. »

« Elles doivent être exécutées de bonne foi. »

Article 1135

« Les conventions obligent non seulement à ce qui y est exprimé, mais encore à toutes les suites que l'équité, l'usage ou la loi donnent à l'obligation d'après sa nature. »

Article 1147

« Le débiteur est condamné, s'il y a lieu, au paiement de dommages et intérêts, soit à raison de l'inexécution de l'obligation, soit à raison du retard dans

l'exécution, toutes les fois qu'il ne justifie pas que l'inexécution provient d'une cause étrangère qui ne peut lui être imputée, encore qu'il n'y ait aucune mauvaise foi de sa part. »

A.2

Loi Spinetta du 04 janvier 1978 (extraits)

Art. 1. L'article 1792 du code civil est remplacé par les dispositions suivantes :

Art. 1792. Tout constructeur d'un ouvrage est responsable de plein droit, envers le maître ou l'acquéreur de l'ouvrage, des dommages, même résultant d'un vice du sol, qui compromettent la solidité de l'ouvrage ou qui, l'affectant dans l'un de ses éléments constitutifs ou l'un de ses éléments d'équipement, le rendent impropre à sa destination.

Une telle responsabilité n'a point lieu si le constructeur prouve que les dommages proviennent d'une cause étrangère.

Art. 2. Il est ajouté, après l'article 1792 du code civil, six articles 1792-1, 1792-2, 1792-3, 1792-4, 1792-5 et 1792-6 ainsi rédigés :

Art. 1792-1. Est réputé constructeur de l'ouvrage :

- 1) Tout architecte, entrepreneur, technicien ou autre personne liée au maître de l'ouvrage par un contrat de louage d'ouvrage ;
- 2) Toute personne qui vend, après achèvement, un ouvrage qu'elle a construit ou fait construire ;
- 3) Toute personne qui, bien qu'agissant en qualité de mandataire du propriétaire de l'ouvrage, accomplit une mission assimilable à celle d'un locateur d'ouvrage.

Art. 1792-6. La réception est l'acte par lequel le maître de l'ouvrage déclare accepter l'ouvrage avec ou sans réserves. Elle intervient à la demande de la partie la plus diligente, soit à l'amiable, soit à défaut judiciairement. Elle est, en tout état de cause, prononcée contradictoirement.

La garantie de parfait achèvement, à laquelle l'entrepreneur est tenu pendant un délai d'un an, à compter de la réception, s'étend à la réparation de tous les désordres signalés par le maître de l'ouvrage, soit au moyen de réserves mentionnées au procès-verbal de réception, soit par voie de notification écrite pour ceux révélés postérieurement à la réception.

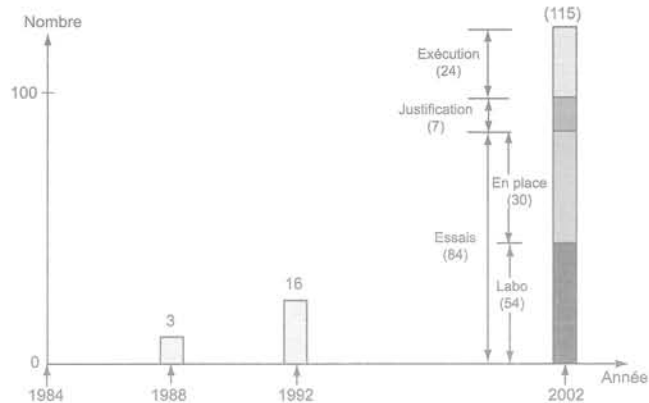
Art. 3. L'article 2270 du code civil est remplacé par les dispositions suivantes :

Art. 2270. Toute personne physique ou morale dont la responsabilité peut être engagée en vertu des articles 1792 à 1792-4 du présent code est déchargée des responsabilités et garanties pesant sur elle, en application des articles 1792 à 1792-2, après dix ans à compter de la réception des travaux ou, en application de l'article 1792-3, à l'expiration du délai visé à cet article.

Art. 12. Le titre IV du livre II du code des assurances est remplacé par les dispositions suivantes :

Art. L. 241-1. Toute personne physique ou morale, dont la responsabilité peut être engagée sur le fondement de la présomption établie par les articles 1792 et suivants du code civil à propos de travaux de bâtiment, doit être couverte par une assurance.

A.3



Évolution du nombre de normes françaises applicables à la géotechnique de 1984 à 2002 (hors normes relatives aux géotextiles (41 en 2002), géomembranes (17) et granulats (86), d'après Magnan, 2003).

A.4

Extrait de la norme NF P94-500 révisée en 2006

Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet.

Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site, définis lors d'une mission géotechnique préliminaire, ne peuvent servir qu'à identifier des risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. L'étude de leurs conséquences et leur réduction éventuelle ne peuvent être faites que lors d'une mission géotechnique au stade de la mise au point du projet : en effet, les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps, puisque les formations géologiques se comportent différemment en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises (géométrie de l'ouvrage, intensité et durée des efforts, cycles climatiques, procédés de construction, phasage des travaux notamment).

L'ingénierie géotechnique doit donc être associée aux autres ingénieries, à toutes les étapes successives d'étude et de réalisation d'un projet, et ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions types d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2. Les éléments de chaque mission sont spécifiés dans les chapitres 7 à 9. Les exigences qui y sont présentées sont à respecter pour chacune des missions, en plus des exigences générales décrites au chapitre 5 de la présente norme. L'objectif de chaque mission, ainsi que ses limites, sont rappelés en tête de chaque chapitre. Les éléments de la prestation d'investigations géotechniques sont spécifiés au chapitre 6.

TABLEAU 1 Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique.

Étape	Phase d'avancement du projet	Missions d'ingénierie géotechnique	Objectifs en termes de gestion des risques liés aux aléas géologiques	Prestations d'investigations géotechniques *
1	Étude préliminaire Étude d'esquisse	Étude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	Avant-projet	Étude géotechnique d'avant-projet (G12)	Identification des aléas majeurs et principes généraux pour en limiter les conséquences	Fonction des données existantes et de l'avant-projet
2	Projet Assistance aux Contrats de Travaux (ACT)	Étude géotechnique de projet (G2)	Identification des aléas importants et dispositions pour en réduire les conséquences	Fonction des choix constructifs
3	Exécution	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3)	Identification des aléas résiduels et dispositions pour en limiter les conséquences	Fonction des méthodes de construction mises en œuvre
		Supervision géotechnique d'exécution (G4)		Fonction des conditions rencontrées à l'exécution
Cas particulier	Étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ce ou ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés

* Note. A définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante.

TABEAU II Classification des missions types d'ingénierie géotechnique.

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques. Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques. Il appartient au maître d'ouvrage ou à son mandataire de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique.

Étape		
1	ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PRÉALABLES (G1)	Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de projet (étape 2). Elles sont normalement à la charge du maître d'ouvrage.
	ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE DE SITE (G11)	Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques d'un site : - faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique spécifique du site et l'existence d'avoisnants ; - définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ; - fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation du projet au site et une première identification des risques.
	ÉTUDE GÉOTECHNIQUE D'AVANT-PROJET (G12)	Elle est réalisée au stade d'avant projet et permet de réduire les conséquences des risques géologiques majeurs identifiés : - définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. - fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants). Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).
2	ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET (G2)	Elle est réalisée pour définir le projet des ouvrages géotechniques et permet de réduire les conséquences des risques géologiques importants identifiés. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage et peut être intégrée à la mission de maîtrise d'œuvre générale. Phase projet : - définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ; - fournir une synthèse actualisée du site et les notes techniques donnant les méthodes d'exécution proposées pour les ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, dispositions vis-à-vis des nappes et avoisinants) et les valeurs seuils associées, certaines notes de calcul de dimensionnement niveau projet ; - fournir une approche des quantités/délais/coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des conséquences des risques géologiques résiduels. Phase assistance aux contrats de travaux : - établir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel), - assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.
3	EXÉCUTION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES (G3 et G4, distinctes et simultanées) ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3)	Se déroulant en deux phases interactives et indissociables, elle permet de réduire les risques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures d'adaptation ou d'optimisation. Elle est normalement confiée à l'entrepreneur. Phase étude : - définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ; - étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations en fonction des valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles), élaborer le dossier géotechnique d'exécution. Phase suivi : - suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Étude. - vérifier les données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats). - Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.
Cas particuliers	SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (G4)	Elle permet de vérifier la conformité aux objectifs du projet, de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage. Phase supervision de l'étude d'exécution : - avis sur l'étude géotechnique d'exécution, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées. Phase supervision du suivi d'exécution : - avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisinants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur
	DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)	Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle : - définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. - étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques. Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, de suivi et supervision, doivent être réalisées ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique, si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.

Conditions générales des missions d'ingénierie géotechnique (établies par l'Union syndicale géotechnique)

Cadre de la mission

Par référence à la norme NF P 94-500 sur les missions d'ingénierie géotechnique (en particulier extrait de deux pages du chapitre 4 joint à toute offre et à tout rapport), il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre de veiller à ce que toutes les missions d'ingénierie géotechnique nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art.

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution. En particulier :

- les missions d'étude géotechnique préliminaire de site (G11), d'étude géotechnique d'avant-projet (G12), d'étude géotechnique de projet (G2), d'étude et suivi géotechniques d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) sont réalisées dans l'ordre successif ;
- exceptionnellement, une mission confiée à notre société peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante après accord explicite, le client confiant obligatoirement le complément de la mission à un autre prestataire spécialisé en ingénierie géotechnique ;
- l'exécution d'investigations géotechniques engage notre société uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et sur l'exactitude des résultats qu'elle fournit ;
- toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage notre société sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport ;
- toute mission d'étude géotechnique préliminaire de site, d'étude géotechnique d'avant projet ou de diagnostic géotechnique exclut tout engagement de notre société sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques. De convention expresse, la responsabilité de notre société ne peut être engagée que dans l'hypothèse où la mission suivante d'étude géotechnique de projet lui est confiée ;
- une mission d'étude géotechnique de projet G2 engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

La responsabilité de notre société ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission d'ingénierie géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

Recommandations

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une investigation du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés à l'ingénierie géotechnique chargée de l'étude et suivi géotechniques d'exécution (mission G3) afin qu'elle en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution, voire la conception de l'ouvrage géotechnique.

Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations, notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

Rapport de la mission

Le rapport géotechnique constitue le compte-rendu de la mission d'ingénierie géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission.

Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier, l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

Inspection générale des finances et conseil général des Ponts et Chaussées Rapport sur l'assurance construction

Établi par :

Philippe DUMAS, inspecteur général des Finances

Alexandre MACAIRE, inspecteur des Finances

Jean-Jacques BRYAS, ingénieur général des Ponts et Chaussées

Jacques FRIGGIT, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées

Isabelle VAULONT, inspectrice générale de l'Équipement

Résumé

La mission a établi, au terme de ses travaux, deux documents distincts : le présent *rapport de synthèse* et un *rapport particulier*, présenté en un fascicule séparé, qui compare les régimes d'assurance construction dans une vingtaine de pays étrangers.

Le *rapport particulier* met en évidence que le dispositif adopté par la France en matière d'assurance construction, établi essentiellement sur base législative, est l'un des plus régulés au monde s'agissant tant de la responsabilité des constructeurs à l'égard des maîtres d'ouvrage que de sa couverture par des mécanismes assuranciers ou de garantie. Il est également l'un des plus protecteurs pour les maîtres d'ouvrage.

Le présent *rapport de synthèse constate quant à lui, en sa première partie*, que l'on est parvenu, après une longue phase de montée en régime, à une relative stabilisation du dispositif : d'une part, la sinistralité de la construction, quoique mal connue, ne semble pas augmenter ; d'autre part, après de fortes hausses des primes, les régimes d'assurance construction sont désormais proches de l'équilibre comptable.

Le rapport souligne cependant plusieurs difficultés. D'une part, l'évaluation du dispositif se heurte à un *manque d'information*, s'agissant notamment de la sinistralité. D'autre part, les *effets déresponsabilisants* propres à tout mécanisme assuranciel sont aggravés par l'esprit, les règles et même la pratique du dispositif, qui conduisent, lors de la manifestation des sinistres, à impliquer au plus tôt l'assureur DO⁽⁵⁾, même lorsque le constructeur responsable peut être clairement identifié et pourrait (voire devrait, au titre de la garantie de parfait achèvement) réparer rapidement le dommage. Cet enclenchement rapide de la mécanique assurancière a engendré des coûts élevés. Les mesures prises pour les réduire, via notamment la CRAC⁽⁶⁾, aboutissent à ce que les assureurs DO n'exercent que très partiellement les recours auxquels ils auraient droit contre les constructeurs responsables. Il en découle que, bien souvent, les dommages causés par ces derniers ne sont pas enregistrés dans leur historique de sinistralité et n'affectent donc pas leurs primes d'assurance : les dommages dont ils sont responsables demeurent ainsi sans conséquence financière pour eux ; bien au contraire, leur réparation leur procure un chiffre d'affaires supplémentaire. La régulation économique de la sinistralité s'en trouve ainsi sérieusement affectée. La possibilité d'un recours au Bureau central de tarification pour obtenir une couverture que les assureurs sollicités ont préalablement refusée ne concourt sans doute pas non plus à encourager du côté des constructeurs les comportements de prévention.

Par ailleurs, la réforme de 1978 appliquait un *cadre juridique unique* à un éventail de situations extrêmement différenciées, allant de la construction d'une seule maison, en lots séparés, par un particulier choisissant éventuellement de réaliser lui-même une partie du second oeuvre, jusqu'à de très grands chantiers

décidés et financés par des maîtres d'ouvrage qui sont en pratique des professionnels expérimentés. *L'expérience a montré les limites de cette réponse unique* : principalement aux deux extrémités de ce spectre se sont développés, par choix, par méconnaissance ou par nécessité, des écarts fréquents et peu satisfaisants entre le droit (une obligation légale d'assurance) et la pratique (une absence d'assurance ou une assurance partielle). Ainsi, les particuliers qui font construire sans CMI⁽⁷⁾ ne souscrivent que très rarement une ADO⁽⁸⁾, principalement en raison de son coût, il est vrai particulièrement élevé dans leur cas. Quant à la couverture assurancière de la RCD⁽⁹⁾ des constructeurs qui interviennent sur les grands chantiers, elle est souvent, notamment en raison des plafonds de capacité du marché de la réassurance, inférieure à l'étendue de leur responsabilité légale.

Enfin, *le coût de l'assurance, plus élevé qu'à l'étranger*, atteint parfois des niveaux économiquement dissuasifs.

La comparaison internationale effectuée par la mission met en évidence que les dispositifs appliqués dans les autres pays sont extrêmement variés. Dans certains domaines (tels que la transparence), ils ne fournissent pas – sauf exception – de meilleurs résultats. Quelques « bonnes pratiques » émergent néanmoins : la primauté accordée, surtout dans les premières années de la vie de l'ouvrage, à la réparation directe par les constructeurs plutôt qu'à l'indemnisation assurancière, la place accordée dans ce contexte à des procédures de conciliation, voire l'effet souvent responsabilisant à l'égard des constructeurs eux-mêmes de l'absence d'obligation d'assurer qui existe *de facto* sinon *de jure* du côté des assureurs.

A partir de ce constat, la mission présente dans la *deuxième partie* du présent rapport de synthèse un ensemble de recommandations de portée générale visant à améliorer la *transparence*, à réduire la *sinistralité* et à conforter les régimes de *responsabilité*.

S'agissant de la transparence du dispositif, la mission ne pouvait, dans le délai de quelques mois dont elle a disposé, combler par elle-même le déficit d'information qu'elle a constaté. *La constitution de bases de données, la réalisation d'études par échantillonnage* et leur exploitation sont des tâches de longue durée. La mission a pris connaissance des récentes décisions de l'Agence Qualité Construction (AQC) en liaison notamment avec les assureurs et les experts visant à améliorer tant l'alimentation que l'exploitation de ses propres bases de données. Elle pense que ces décisions peuvent atteindre leur objectif. Elles pourraient être utilement complétées par des études statistiques par échantillonnage. Si néanmoins la voie du consensus professionnel n'aboutissait pas, la collectivité serait fondée à intervenir.

Outre l'amélioration de l'information sur la sinistralité, la mission propose par ailleurs plusieurs mesures visant à permettre une *meilleure transparence des couvertures assurancielles* des constructeurs.

Elle recommande enfin que le Bureau central de tarification (BCT) établisse et publie un rapport annuel d'activité.

S'agissant de la réduction de la sinistralité, cet objectif devrait être atteint grâce à l'ensemble des mesures recommandées par la mission, et au premier chef par

(5) Dommage ouvrage.

(6) Convention de règlement de l'assurance construction.

(7) Constructeur de maison individuelle au sens de la loi de 1990.

(8) Assurance dommage ouvrage.

(9) Responsabilité civile décennale.

celles visant à améliorer la transparence de l'information et à responsabiliser les acteurs.

La mission préconise par ailleurs des mesures complémentaires visant à faciliter *l'adaptation des fondations à la nature des sols*.

La mission recommande enfin que les assureurs français (et, le cas échéant, les autres professionnels intéressés) étudient de façon plus détaillée qu'elle n'a pu elle-même le faire le *dispositif d'inspection systématique* par le National House-Building Council (NHBC) des entreprises et des chantiers et évaluent la réduction du coût de l'assurance construction que pourrait engendrer *la mise en place d'un dispositif et de procédures analogues adaptés aux structures françaises et au droit français*, dispositif qui ne devrait pas interférer avec l'exercice des missions et des responsabilités des constructeurs⁽¹⁰⁾.

La mission suggère que cette étude, si elle est entreprise, consacre une attention soutenue à la « valeur ajoutée » particulière qui doit normalement être celle des inspections du NHBC en ce qui concerne les qualifications professionnelles des constructeurs britanniques adhérant au système et apprécie les enseignements que pourraient en tirer les assureurs français quant à leurs propres méthodes d'évaluation des risques.

S'agissant des régimes de responsabilité, la mission recommande pour l'essentiel de *maintenir inchangé le régime de responsabilité décennale*, exception faite du cas des EPERS⁽¹¹⁾.

En revanche, pour favoriser une réparation directe des sinistres sans implication de l'assurance, la mission recommande de *porter à deux ans la durée de la garantie de parfait achèvement*.

Par ailleurs, il lui est apparu souhaitable que, lorsque des particuliers recourent, en matière de construction, aux services d'intermédiaires professionnels, ces derniers puissent jouer dans tous les cas le rôle d'un « interlocuteur unique » auquel les maîtres d'ouvrage devraient, en cas de problème, pouvoir s'adresser par priorité (cf. *infra*) avant de saisir l'assureur DO, et sans avoir à faire appel aux différentes entreprises. La mission recommande pour cela d'impliquer davantage les promoteurs au sens large⁽¹²⁾ dans la mise en oeuvre de la garantie de parfait achèvement et de *faire bénéficier les acquéreurs successifs d'un immeuble pendant les deux ans suivant la prise de possession d'une protection d'effet équivalent à la GPA due au maître d'ouvrage*.

La troisième partie du rapport présente des recommandations spécifiques concernant les régimes d'assurance obligatoires, visant : 1° à les rendre plus responsabilisants, 2° à en rendre l'application effective plus conforme au droit, fut-ce au prix de certaines adaptations de celui-ci et 3° à en améliorer le rapport coût/efficacité.

Ces recommandations, pour la plupart, visent à *apporter des réponses différenciées à la grande variété des problèmes à traiter* : petits et grands sinistres, petits et grands chantiers, petits et grands maîtres d'ouvrage, etc.

(10) De telles inspections pourraient notamment être organisées par les assureurs lorsque aucune intervention d'un contrôleur technique agréé n'a été prévue ou qu'aucune mission équivalente à une mission de base telle que définie dans la loi « MOP » n'a été confiée à une maîtrise d'œuvre professionnelle par le maître d'ouvrage.

(11) Éléments pouvant entraîner la responsabilité solidaire.

(12) Promoteur immobilier mais aussi vendeur d'immeuble à construire et vendeur professionnel d'immeuble achevé depuis moins de deux ans.

La mission préconise tout d'abord de privilégier la réparation directe des défauts de construction par les constructeurs eux-mêmes (au titre de la garantie de parfait achèvement et/ou de leur responsabilité décennale) plutôt que l'indemnisation assurancielle, et pour cela de rendre obligatoire la saisine par le maître d'ouvrage ou l'acquéreur du bien de l'intermédiaire unique interposé dans sa construction ou dans sa vente (CMI ou promoteur) ou, à défaut, d'un constructeur pouvant raisonnablement être supposé responsable du problème, préalablement à celle de l'assureur.

Ce dernier ne serait donc appelé à n'intervenir financièrement que si la saisine de l'intermédiaire / constructeur n'avait pas permis, dans un délai fixé, d'obtenir la réparation du dommage.

La mission préconise également l'introduction, en cas d'échec de cette saisine, d'une phase de conciliation préalable au déclenchement de la procédure assurancielle.

Ces deux mesures, associées au renforcement de la garantie de parfait achèvement susmentionné, devraient faire sortir du champ de l'assurance un grand nombre de petits sinistres. Le coût de l'assurance DO devrait s'en trouver sensiblement réduit.

La mission estime que les assureurs sauront, par une tarification appropriée des primes de l'assurance RCD, inciter les constructeurs, promoteurs et CMI notamment, à réparer ou faire réparer directement et rapidement une grande partie des petits dommages. Les constructeurs seront ainsi plus efficacement encouragés à réduire la sinistralité résultant de leurs interventions.

Dans le cas des particuliers faisant construire sans CMI, la mission recommande que le contrat du lot de gros oeuvre mentionne obligatoirement, comme le CMI, la référence de l'assurance de dommages souscrite par le maître d'ouvrage (ou, sur mandat de sa part et pour son compte, par le titulaire dudit contrat).

Elle recommande par ailleurs de réduire l'obligation d'assurance de ces maîtres d'ouvrage à une ADO « de base », limitée aux atteintes à la solidité de l'ouvrage. Ces particuliers, actuellement dépourvus d'ADO le plus souvent, seraient donc soumis à une obligation d'assurance certes plus limitée qu'actuellement mais beaucoup moins coûteuse et effectivement appliquée. Ils seraient bien sûr libres de souscrire, en sus, des couvertures assurancielle facultatives portant notamment sur l'impropriété à destination.

S'agissant des grands chantiers – plus de 30 M€ – (qui, pour l'essentiel, ne portent pas sur des logements) et encore plus des très grands chantiers – plus de 150 M€ –, la mission recommande, *en dehors du secteur du logement qui resterait soumis aux règles actuelles*, de plafonner les garanties dues par l'assurance RCD⁽¹³⁾ obligatoire et de laisser aux maîtres d'ouvrage le soin d'ajuster la couverture assurancielle exigée de chaque constructeur.

Utilisées par des maîtres d'ouvrage avertis faisant un usage approprié des polices complémentaires de groupe à hauteur de la couverture obligatoire ou même d'une couverture complémentaire facultative, ces dispositions devraient résoudre une grande partie des difficultés actuellement rencontrées par les constructeurs lorsqu'ils tentent de satisfaire à leur obligation d'assurance sans restreindre l'accès des PME aux marchés de construction.

(13) Responsabilité civile décennale.

La mission recommande également que soient précisées les conditions dans lesquelles les maîtres d'ouvrage publics peuvent ou pourraient, dans ce contexte, recourir à des polices complémentaires de groupe et que, simultanément, ces derniers soient incités à déterminer et à expliciter la politique assurancière qu'ils souhaitent suivre.

Par ailleurs, hors logement, la mission recommande d'élargir le champ des exonérations de l'obligation d'ADO, voire de supprimer cette obligation, pour restaurer la liberté contractuelle là où sa restriction n'est pas justifiée.

S'agissant du logement, dans les cas où un seul interlocuteur (CMI et promoteur pour l'essentiel) existe face au maître ouvrage, la mission recommande que soit étudiée la faisabilité du remplacement de l'ADO et de la RCD par une assurance unique de responsabilité renforcée.

La mission constate qu'il n'a pas été effectué jusqu'à présent d'étude évaluant spécifiquement la sinistralité des opérations assurées sur décision du BCT. Elle préconise donc qu'une telle étude soit conduite et permette ainsi au Bureau lui-même de mieux apprécier la pertinence des tarifications appliquées par lui au regard de l'importance des risques.

La mission propose aussi de modifier les procédures de gestion de l'assurance construction afin de les rendre plus responsabilisantes et notamment d'aménager le fonctionnement de la CRAC afin d'accroître le taux de recours des assureurs DO contre les assureurs RCD.

Elle recommande également d'autoriser la pratique de franchises en ADO, et de demander aux assurés une participation aux coûts d'expertise en cas de déclaration abusive.

Enfin, la question délicate de l'impact éventuel des textes et projets européens sur le régime de l'assurance construction est abordée dans l'annexe 1.

En conclusion, la mission souligne que la mise en oeuvre de ses recommandations, qui suppose pour certaines d'entre elles le passage par la voie législative, devrait être préparée par une phase de concertation avec les professionnels, au sein notamment de la commission technique de l'assurance construction.

Extraits du rapport

p. 17

La mission a eu le souci d'essayer de répondre à la demande qui lui était faite de porter notamment « une attention particulière à la typologie des sinistres selon leur taille et leur origine ainsi qu'à son évolution éventuelle ». Il lui était également demandé que certains vecteurs de sinistralité tels que la question des fondations des maisons individuelles fassent l'objet d'un examen plus précis.

Mais elle n'a pas, en définitive, pu rassembler des informations détaillées sur ces points.

2.2.1 Adéquation des fondations à la nature du sol

L'attention de la mission a été à de nombreuses reprises attirée sur les dommages causés par une mauvaise adéquation des fondations au sol.

Les données disponibles sur les bâtiments assurés – on rappelle qu'il s'agit de données portant sur les bâtiments assurés en ADO – montrent que les sinistres de ce type ne sont pas les plus fréquents⁽¹⁴⁾, mais qu'ils sont d'un mon-

tant unitaire élevé. Il s'agit donc d'une sinistralité d'intensité, non de fréquence. En tant que telle, elle ne devrait relever ni de l'auto-assurance, ni même du préfinancement par le propriétaire lésé, surtout s'agissant des particuliers. La mission a pris connaissance de diverses propositions visant à rendre obligatoire une étude de sol avant toute construction (ou même avant toute vente de terrain à bâtir), voire même à renforcer les normes de fondation sur l'ensemble du territoire.

En premier lieu, elle rappelle le principe économique selon lequel le coût total des mesures préventives imposées par l'État ne doit pas, du moins en matière de dommages aux biens, être trop supérieur⁽¹⁵⁾ au montant des sinistres qu'elles permettent d'éviter.

La mise en oeuvre de ce principe suppose une bonne connaissance non seulement du nombre, du montant unitaire et de la typologie des dommages causés par une mauvaise adéquation des fondations à la nature du sol, mais également de la proportion dans laquelle ces dommages pourraient être réduits, et avec quelle probabilité⁽¹⁶⁾, par les diverses mesures envisageables (« diagnostics sols » plus ou moins poussés, donc d'un coût plus ou moins élevé, imposant la réalisation de fondations plus ou moins robustes donc plus ou moins chères, etc.).

Or cette connaissance fait actuellement défaut : la mission n'a pas eu connaissance d'étude permettant de chiffrer ne serait-ce qu'approximativement le bilan économique des mesures proposées⁽¹⁷⁾.

Une première étape est donc la réalisation d'une telle étude. Elle est de la responsabilité de l'État, relayé éventuellement par l'AQC, en collaboration avec les professions concernées dans le cadre notamment de la commission technique de l'assurance construction (CTAC)⁽¹⁸⁾.

A supposer qu'au vu de cette étude la collectivité impose des « diagnostics sol » obligatoires, il conviendrait de déterminer :

– à quels acteurs du processus de construction elle l'imposerait⁽¹⁹⁾ ;

(14) Les sinistres les plus fréquents sont ceux provenant d'un défaut d'étanchéité.

(15) Il peut lui être supérieur, mais seulement dans une proportion raisonnable reflétant la valeur que la collectivité attache à la réduction du risque apportée par la mesure.

(16) Les géotechniciens s'accordent à considérer que leur science n'est pas totalement exacte. Plus une étude géotechnique est poussée (par augmentation du nombre de sondages par exemple), plus elle réduit le risque de mauvaise adéquation des fondations au sol, mais elle ne peut l'annuler.

(17) Les bases de données de l'AQC sont insuffisamment fiables sur sur ce point et les données émanant des assureurs ne distinguent pas les sinistres par cause.

(18) La mission a bien noté que la CFEC (Compagnie française des experts construction) envisage de mener une telle étude. Ses membres sont bien placés, tant par leur position dans le mécanisme de l'assurance construction que par leurs compétences techniques, pour collecter l'information nécessaire.

(19) Par exemple, à l'acheteur ou au vendeur d'un terrain à bâtir ? Le vendeur ne connaît pas *a priori* la construction envisagée par les acheteurs potentiels et est donc mal placé pour effectuer le diagnostic ; si des sondages sont nécessaires, l'acheteur ne peut effectuer le diagnostic qu'avec l'autorisation du vendeur ; par ailleurs, si plusieurs acheteurs font effectuer un diagnostic adapté à leur projet, puis renoncent l'un après l'autre, une dépense significative aura été effectuée en pure perte.

- quelle en serait l'étendue et qui en supporterait le coût (un diagnostic nécessitant des sondages pouvant coûter plusieurs milliers d'euros, soit un montant du même ordre de grandeur que l'avantage de taux procuré par le prêt à taux zéro) ;
- au cas où un sinistre surviendrait alors que les conclusions du diagnostic ont été prises en considération (éventualité à ne pas écarter), qui supporterait la responsabilité d'éventuels dommages ;
- sur quel périmètre elle l'imposerait (plusieurs périmètres différents étant nécessaires si l'on veut traiter l'ensemble des risques liés à la présence d'argile, au risque de tassement, etc.) ;
- dans quelles proportions la sinistralité causée par l'inadéquation des fondations au sol serait réduite par ces mesures.

Par ailleurs, la mission considère qu'en matière de construction non résidentielle, il appartient aux professionnels, entourés si nécessaire de conseils plus compétents, de gérer au mieux le risque de dommages à l'ouvrage pouvant découler d'une inadéquation des fondations au sol : une éventuelle intervention de l'État au titre de l'assurance construction⁽²⁰⁾ en ce domaine ne se justifierait qu'en matière de logement.

S'agissant des logements construits par des maîtres d'ouvrage professionnels ou avec le concours de CMI, la pratique d'études de sol au moins sommaires semble en voie de généralisation, au vu des entretiens menés par la mission. Le problème se pose donc principalement (mais non exclusivement) dans le cas des particuliers qui font construire sans CMI. La mesure recommandée par la mission au § 3.2 devrait assujettir efficacement ces maîtres d'ouvrage à une obligation d'ADO limitée aux atteintes à la solidité de l'ouvrage. L'assureur qui supportera le risque d'inadéquation des fondations à la nature du sol demandera sans doute, dans les cas où le sol peut être présumé particulièrement risqué⁽²¹⁾, une étude de sol ou un renforcement *a priori* des fondations⁽²²⁾. Cela contribuera à une meilleure gestion du risque de sol.

Enfin, la collectivité peut déjà imposer des contraintes portant sur la nature des fondations des constructions, au titre de l'article R 111-2 du code de l'urbanisme⁽²³⁾ et des plans de prévention des risques.

Ces contraintes seront elles-mêmes peut-être renforcées dans le futur si les pouvoirs publics retiennent tout ou partie des mesures préconisées par la récente mission interministérielle sur le régime d'indemnisation des victimes de catastrophes naturelles.

(20) Il en va bien sûr différemment en matière de sécurité des personnes.

(21) Dans les autres cas, il mutualisera le risque.

(22) Les exigences des assureurs DO en la matière devraient cependant demeurer raisonnables. En l'absence d'une telle étude, le BCT pourrait arguer de l'absence d'aléa pour refuser au maître d'ouvrage le bénéfice de l'obligation d'assurer. S'il s'avérait cependant que les exigences des assureurs DO étaient excessives, le BTC pourrait être amené à prendre des décisions propres à les réduire.

(23) Qui dispose que « le permis de construire peut être refusé ou n'être accordé que sous réserve de l'observation de prescriptions spéciales si les constructions, par leur situation ou leurs dimensions, sont de nature à porter atteinte à la salubrité ou à la sécurité publique. Il en est de même si les constructions projetées, par leur implantation à proximité d'autres installations, leurs caractéristiques ou leur situation, sont de nature à porter atteinte à la salubrité ou à la sécurité publique ».

Pour l'ensemble de ces raisons, la mission⁽²⁴⁾ n'a pas recommandé de rendre obligatoires de façon générale des « diagnostics sol ».

En revanche, dans sa majorité, la mission a considéré qu'il pourrait être exigé que tout vendeur de terrain à bâtir porte à la connaissance de l'acheteur les informations *en sa possession*⁽²⁵⁾ sur les caractéristiques du sol et du sous-sol susceptibles à sa connaissance d'entraîner des inconvénients particuliers pour la réalisation d'une construction, notamment en ce qui concerne l'importance des fondations⁽²⁶⁾.

La mission a par ailleurs noté que certains constructeurs de maisons individuelles souhaiteraient, lorsque des fondations plus coûteuses que prévu apparaissent nécessaires après la conclusion du contrat, pouvoir être déliés de leur engagement concernant la fixité du prix.

Sur ce sujet, la mission a considéré que deux situations pouvaient en pratique se rencontrer.

Lorsque le particulier dispose déjà du terrain sur lequel la maison qu'il désire sera construite, il appartient au CMI, s'il le juge nécessaire, de demander à son client potentiel, de faire réaliser lui-même une étude de sol avant de fixer son prix ou, s'il veut en prendre le risque commercial, de réaliser lui-même cette étude et de ne fixer sa proposition de prix qu'après son achèvement.

Lorsque, au contraire, le CMI assiste le maître d'ouvrage dans l'identification d'un terrain à bâtir, il n'est pas illégitime qu'il fasse procéder à ses frais aux études de sol nécessaires avant de s'engager sur un prix de vente et qu'à défaut le risque de sol demeure à sa charge, le CMI étant en situation, en tant que professionnel, de mutualiser ce risque, c'est-à-dire de le répartir sur tout un ensemble de constructions.

En conclusion, la mission ne considère pas qu'il soit utile d'apporter des aménagements au principe selon lequel les contrats de construction de maison individuelle sont conclus à prix ferme.

3.7 Améliorer l'assurabilité de certains professionnels

On a souligné au § 1.3.2.3 les difficultés que rencontrent certains professionnels à trouver une assurance RCD.

Elles sont aggravées par plusieurs difficultés propres au domaine de la construction.

Le jeu de la concurrence conduit souvent certains prestataires à prendre des marchés pour un montant d'honoraires trop faible ; il en résulte un risque élevé de mauvaise réalisation des prestations. La résolution de cette difficulté relève des prestataires eux-mêmes.

(24) Par analogie avec des dispositions similaires existantes. L'article L. 75-2-1 du code minier impose au vendeur d'un terrain sur le tréfonds duquel une mine a été exploitée d'en informer par écrit l'acquéreur, et d'informer également ce dernier, « pour autant qu'il les connaisse, des dangers ou inconvénients importants qui résultent de l'exploitation ». L'article L. 125-5 du code de l'environnement impose au vendeur d'un immeuble bâti qui a subi un sinistre ayant donné lieu au versement d'une indemnité au titre des risques catastrophes naturelles ou technologiques, « d'informer par écrit l'acquéreur de tout sinistre survenu pendant la période où il a été propriétaire de l'immeuble ou dont il a été lui-même informé en application des présentes dispositions ».

(25) Il ne lui serait donc pas demandé de rechercher des informations au-delà de ce qu'il connaît ; en particulier, il ne serait pas exigé qu'un diagnostic soit réalisé.

(26) Devraient également être fixées les sanctions qu'entraînerait l'inobservation de cette disposition.

Lorsque le domaine en question, tel que la géotechnique, ne relève pas de la science exacte, il est difficile pour les professionnels de faire valoir l'imperfection de leur science pour dégager leur responsabilité en cas de désordres, même si des précautions rédactionnelles ont été prises lors de la définition de leur mission. Leur responsabilité, qui relève de l'appréciation des tribunaux sur le fondement des travaux des experts judiciaires, peut difficilement être réduite, à supposer qu'on le souhaite, par des mesures relevant du domaine de l'assurance. Par contre s'agissant du risque géotechnique celui-ci sera mieux évalué, et réduit, si le maître de l'ouvrage associe l'ingénierie géotechnique aux autres ingénieries à toutes les étapes d'étude et de réalisation du projet comme le préconise l'avant-projet de norme relatif aux missions d'ingénierie géotechnique qui vient d'être soumis à enquête probatoire (en vue d'être substituée à la norme homologuée NFP 94-500).

La longévité des prestataires intellectuels, qui sont fréquemment des personnes physiques, est souvent supérieure à celle des personnes morales qui exécutent les travaux ; il est donc courant, lorsqu'un dommage survient, que les premiers exercent encore leur activité alors que les secondes ont disparu et alors que l'identité de leur assureur, tenu de supporter le coût des dommages dont elles sont responsables, n'a pas été demandée ou conservée par le maître d'ouvrage ou le prestataire intellectuel.

Compte tenu du fait que les tribunaux prononcent souvent des condamnations *in solidum*, une fraction élevée des dommages peut alors être mise à la charge du prestataire intellectuel⁽²⁷⁾. Cette difficulté peut être en partie surmontée par la collecte et la conservation des attestations d'assurance des autres constructeurs participant aux chantiers.

Néanmoins, les difficultés que rencontrent certaines professions pour assurer leur responsabilité décennale trouvent principalement leur origine dans le plafond très élevé (égal au coût total de reconstruction de l'ouvrage) de la couverture imposée par la loi.

La mesure recommandée au § 3.3 résoudrait en grande partie cette difficulté, puisqu'elle permettrait aux maîtres d'ouvrage recourant à une police complémentaire de groupe de différencier la couverture assurancière exigée des différents constructeurs concourant à une même réalisation, et donc de l'adapter à l'offre disponible sur le marché de l'assurance pour chaque profession. Au-delà de cette couverture individualisée, la responsabilité globale de ces constructeurs serait couverte par la police complémentaire de groupe, dans le cadre d'une obligation de couverture jusqu'à un montant d'indemnités de 30 millions d'euros et d'une couverture facultative au-delà. Bien utilisée par les maîtres d'ouvrage, cette mesure devrait donc améliorer significativement l'assurabilité de certaines professions.

Par ailleurs, la mission a observé qu'à l'étranger (Royaume-Uni, Allemagne) la question de l'assurance des agences et entreprises nouvellement créées est parfois résolue dans le cadre de polices dont les organismes professionnels, notamment ceux qui recrutent leurs associés sur le fondement d'une procédure de qualification préalable, négocient les termes, au bénéfice de leurs adhérents, le cas échéant après mise en concurrence de plusieurs courtiers. Les professions dont les jeunes membres rencontrent en France des difficultés à s'assurer, pourraient s'inspirer de ces exemples.

(27) Dans le même sens, la mission a relevé que le barème de préfinancement forfaitaire prévu par la CRAC impute parfois au prestataire intellectuel une fraction élevée de la responsabilité ; ce dernier peut la contester, mais cela a un coût, au moins administratif.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
LCPC
58 boulevard Lefebvre
75735 Paris CEDEX 15

Frédéric Pellet
L3S - Univ. Joseph Fourier
Domaine universitaire
BP n° 53
38041 Grenoble CEDEX 9

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; Un projet de *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas 200 mots.

Les **graphiques** devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en *anglais*.

Les **photographies** devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin).*

Les **tableaux** pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les **équations** seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les **références bibliographiques** citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La **bibliographie**, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. - *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, ol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M. Ducroq J., Corbetta F. - Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimés en noir et blanc : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.

