

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITES FRANÇAIS DE
MECANIQUE DES SOLS
MECANIQUE DES ROCHES
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N°17

80 F

NOVEMBRE 1981



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 17
NOVEMBRE 1981

sommaire

Rapports généraux présentés aux Deuxièmes Journées Nationales Géotechniques organisées par les Comités Français de Mécanique des Sols, Mécanique des Roches, Géologie de l'Ingénieur les 11 et 12 mars 1981 à Nantes

Thème I : Prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages et des travaux

Sous-thème I.1 : Esthétique et sitologie : amélioration du paysage urbain et rural
Rapport général de A. Milliès-Lacroix

5

Sous-thème I.2 : Stockages souterrains, enfouissement et environnement
Rapport général de Ph. Masure

11

Sous-thème I.3 : Exploitation à ciel ouvert (mines et carrières) : dépôts de stériles, réaménagements...
Rapport général de L. Primel

21

Sous-thème I.4 : Construction sur zones de décharge
Rapport général de G. Cartier

27

Thème II : Géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement

Géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement
Rapport général de P. Chapot et Ph. Weber

39

Thème III : Mouvements de terrain induits d'origine anthropique à l'exclusion de leur seule détection

Sous-thème III.1 : Stabilité et consolidation des exploitations souterraines abandonnées
Rapport général de M. Dejean

47

Sous-thème III.2 : Glissements de terrain liés directement à des travaux
Rapport général de G. Pilot

55

Sous-thème III.3 : Mouvements de surface lors de travaux souterrains
Rapport général de M. Dejean

71

Le texte intégral des communications a été édité dans un numéro spécial de la Revue Française de Géotechnique. Pour se procurer ce numéro, utiliser le bon de commande en page 80.

Revue Française de Géotechnique

4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - G. Darmois

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction : E. Absi - J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 260 FF — étranger : 300 FF

Prix du numéro : 80 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés. Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur DARMOIS
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

ANNEE 1982

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues

France 300 F

Etranger/foreign countries 350 F

Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

VENTE PAR NUMERO

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Tarif/Price

– Numéros 1, 2, 4 à 13 : l'unité 65 F

– Number 1, 2, 4 to 13 : unit price 65 FF

– Numéro 3 spécial «Ancrages dans les sols» : l'unité 100 F

– Number 3 special «Ground anchors» : unit price 100 FF

– Numéros 14 à 17 : l'unité 80 F

– Number 14 to 17 : unit price 80 FF

– Numéros 18 à 21 : l'unité 90 F

– Number 18 to 21 : unit price 90 FF

Je souhaite recevoir _____ exemplaire(s) du (des) numéro(s) : _____
au prix de _____

Frais d'expédition pour la France et l'étranger : l'unité 20 FF x _____

I order _____ copies of number : _____

Unit price : _____

Postage for France and foreign countries : unit 20 FF x _____

Total _____

Thème I

prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages et des travaux



esthétique et sitologie : amélioration du paysage urbain et rural

Rapport général de
A. Milliès-Lacroix

Monsieur le Président, Mesdames, Messieurs,

Introduire des notions de sitologie et des critères de jugement fondés sur l'esthétique dans des disciplines telles que la géologie ou la mécanique des sols et des roches, ce n'est, à première vue, pas banal... Et pourtant, les spécialistes des sols et des roches sont des acteurs à part entière dans l'acte de construire et dans le développement de la cité. Comme tels, la qualité architecturale de l'urbanisme et de l'environnement les concerne aussi.

C'est aujourd'hui une banalité de rappeler que cette qualité architecturale passe d'abord par les fondations et par une meilleure adaptation des structures à la nature du sol : c'est la partie cachée de l'iceberg, la plus importante peut-être, celle par où peut périr l'édifice.

C'est par ailleurs le ministre de l'Équipement et du Cadre de Vie, à l'occasion de la cérémonie d'ouverture du 26^e Congrès Géologique International à Paris, qui soulignait la place de choix qu'occupent les sciences de la terre dans l'aménagement harmonieux de notre milieu naturel : comment elles favorisent l'utilisation rationnelle d'un bien de plus en plus rare, l'espace, et quel rôle elles jouent dans la planification de l'aménagement du territoire.

Ces sciences nous permettent d'évaluer les conséquences de nos projets et de réduire ou de supprimer celles qui seraient néfastes.

Elles contribuent à enrichir notre vie sociale en facilitant l'organisation de nos centres urbains.

Elles participent à la réhabilitation et à la reconstitution des paysages dénaturés par certaines activités industrielles, notamment extractives.

Elles aident enfin à préserver nos biens et à assurer la sécurité des personnes et permettent de nous guider en imposant aux ouvrages des règles de localisation, les mettant ainsi à l'abri de ces risques.

Ce sont ces sciences qui autorisent éventuellement une modification de notre environnement, dans le respect des équilibres fondamentaux, c'est-à-dire de l'écologie. Elles permettent ainsi d'éviter un immobilisme ou une interdiction systématique de remodeler un paysage, paysage qui n'a d'ailleurs bien souvent de naturel que le nom.

Ceci est important : tout aménagement n'est pas forcément une atteinte néfaste au milieu.

L'histoire en forme de parabole rappelée par Ian Mc Harg dans son ouvrage « Design with Nature » n'est pas à prendre au pied de la lettre. Pour la petite histoire, on se souvient qu'il s'agit d'un des premiers cosmonautes, dans l'espace, et qui s'émerveille du spectacle offert à sa vue, avec la couleur émeraude des algues et de la végétation à la surface de la Terre et des Océans. Se rapprochant de la planète, il prend conscience des taches noirâtres ou brunâtres qui commencent à enserrer la verdure, à la façon des tentacules d'une pieuvre. En blêmissant, le cosmonaute réalise qu'il s'agit des cités et des aménagements de l'homme et s'écrie alors : « L'être humain est-il une maladie planétaire, à l'image d'une moisissure ou d'un cancer? »

Ce sont les sciences de la terre, je l'espère, qui permettront de dégager une évolution plus esthétique et plus harmonieuse, et d'abord par un recours systématique à la sitologie.

Il n'est pas facile de définir un terme qui, pour beaucoup encore, reste un néologisme. On sait du moins qu'il ne s'agit pas de biologie cellulaire. Pour ce qui nous concerne et sans sophistication excessive, on doit pouvoir trouver un consensus, en définissant la sitologie comme l'étude des sites et des paysages, en vue d'une meilleure adaptation des ouvrages aux contraintes physiques, sur l'emprise de ces ouvrages et sur leur périphérie, c'est-à-dire par rapport à l'environnement. En d'autres termes, cela pourrait être « l'intégration au paysage ».

La sanction, dans ce domaine, est le jugement des utilisateurs, des contemporains, de la postérité.

Les critères d'évaluation, tenant compte notamment de l'esthétique, sont malaisés à apprécier, car soumis aux caprices de la mode et de l'évolution sociale.

Il n'est pas évident de savoir quels sont les bâtiments ou les ouvrages que le temps consacrerait, permettant leur intégration exemplaire dans le patrimoine immobilier de la Nation. Une destruction éventuelle de ces ouvrages, devenus « monuments historiques » par exemple, sera ressentie aujourd'hui comme une atteinte grave à « l'environnement ».

Une approche différente, adaptée à notre société de consommation, vise à l'obsolescence calculée des constructions, pour ne pas risquer une atteinte durable au milieu : nul doute que les entreprises de travaux soient acquiescentes à cette conception de l'art de bâtir.

Il reste entendu que la notion de site n'est pas restrictive et qu'à la limite, avec ses connotations de paysage, elle participe de l'environnement et se confond avec lui.

Très schématiquement, on peut illustrer cette notion de la manière suivante (fig. 1) :

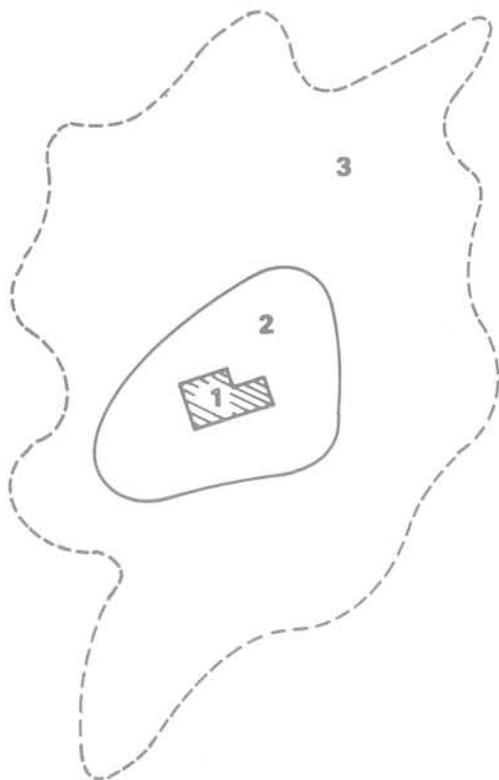


Fig. 1 Site d'un projet et contraintes physiques d'environnement

1 — Zone des contraintes « in situ », sur l'emprise de l'ouvrage (superficie occupée par un bâtiment par exemple)

2 — Zone où s'exercent des interactions directes, avec l'impact du projet sur la périphérie et les contraintes supplémentaires induites sur le projet par son environnement

3 — Zone où les impacts sont plus difficiles à évaluer, avec des incidences plus floues, susceptibles de varier dans le temps et dans l'espace (risque de pollution accidentelle, par exemple)

— De fait, il y a bien le *site stricto sensu*, avec le terrain d'emprise bien déterminé d'un ouvrage ou d'une opération d'aménagement.

— En limite du projet, *l'environnement immédiat*, avec les « riverains » de l'opération.

— Au-delà, *l'environnement général*, susceptible d'être très étendu lorsqu'on met en jeu les impacts visuels ou les risques de pollution par les eaux ou l'atmosphère.

A ces trois échelles de prise en compte du site et de l'environnement peuvent correspondre des approches très différentes au niveau des études et de la conception des ouvrages.

Dans le premier cas, c'est l'adaptation *classique* du projet aux difficultés locales du site, pour tenir compte par exemple de l'existence de cavités dans le sous-sol ou de couches d'argiles compressibles à l'emplacement d'un bâtiment d'habitation.

Dans le second cas, l'adaptation du projet à l'environnement immédiat montre souvent une interaction : la réalisation d'une fouille profonde, en milieu urbain dense, aura un impact sur l'environnement mais devra aussi prendre en compte en retour les contraintes nées par exemple de l'existence de bâtiments vétustes en périphérie ou de la nécessité de maintenir la circulation, d'où mise en œuvre de paroi moulée, tirants d'ancrage, butons, écran d'étanchéité par injections...

Dans le troisième cas, touchant à un horizon plus étendu, les interactions seront généralement moins évidentes, avec des impacts également plus difficiles à évaluer, et plus particulièrement pour ce qui concerne les impacts visuels; l'adaptation se traduira par exemple par le choix d'une solution d'ouvrage semi-enterré, s'inscrivant plus harmonieusement dans le paysage, ceci pour profiter parallèlement du curage d'une couche tourbeuse superficielle.

Une autre catégorie de projets, évoquée dans quelques communications, est représentée par les ouvrages exécutés *spécifiquement* pour pallier les effets d'une pollution, et non rattachés à un projet d'aménagement particulier.

Pour en revenir au premier cas, on conçoit que les géotechniciens se soient, de tous temps, préoccupés des contraintes physiques ayant un impact direct et évident sur les structures projetées, pour des raisons de coût et de risques : il s'agit là, en quelque sorte, des « servitudes » du site par rapport à un projet, implanté par exemple sur un versant instable.

Ce n'est pas un hasard si les marécages, les zones inondables, les talus instables, les terrains sous-cavés... ont été soit délaissés, soit colonisés tardivement, sous la pression de l'expansion démographique et urbaine.

La prise en compte en termes d'impact du projet sur l'environnement, avec les modifications éventuelles apportées aux études, à la conception et à la réalisation de ce projet, est une attitude de généralisation plus récente, renforcée en France par la loi du 10 juillet 1976 sur la protection des espaces naturels et par son décret d'application du 12 octobre 1977. Il est bon de rappeler, à ce propos, que l'analyse réglementaire de « l'état initial du site et de son environnement », prévue à l'article 2 de la loi du 10 juillet, est d'abord un problème à aborder dans l'optique des Sciences de la Terre.

Il y a là sans conteste un créneau important pour la géologie appliquée, surtout si l'on considère que les contraintes physiques généralement prises en compte dans les études d'impact concernent : la géologie *stricto sensu*, le climat, l'hydrologie et l'hydrogéologie, la topographie, la pédologie, la flore, la faune et le paysage.

A vrai dire, parmi les techniciens du sol, nombreux sont les précurseurs, qui, dans le passé, ont participé à la construction de la cité, collaborant avec les architectes et les ingénieurs pour une amélioration du cadre bâti.

Le « constructeur » pouvait alors réunir en une seule personne les compétences du géologue, de l'architecte et de l'ingénieur, et la démarche naturaliste des premiers temps s'est très souvent traduite par une recherche particulière dans la qualité du site et l'intégration au paysage.

C'est donc aujourd'hui, en quelque sorte, un retour aux sources, plus marqué peut-être chez le géologue, qui a toujours maintenu le contact avec le terrain et, partant, avec la Nature.

Au reste, avant même la création du Comité Français de Géologie de l'Ingénieur, nombreux étaient les géologues pour estimer que la première démarche, pour un aménageur, devait être l'étude comparative de plusieurs sites, comprenant, à côté des aspects sociologiques, économiques, climatologiques et de vocation des sols, une reconnaissance géologique et géotechnique autorisant un choix rationnel⁽¹⁾.

Dans cette reconnaissance, la prévision des modifications apportées au milieu naturel par les aménagements projetés (tassements du fait de pompages, inondations par suite de l'urbanisation et de la modification concomitante du coefficient de ruissellement...) est un élément d'appréciation indispensable.

C'est un point de vue voisin qui est exprimé par le groupe de travail constitué à l'initiative de J. Kérisel, rapporteur, à l'occasion du Symposium National « Sol et sous-sol et sécurité des constructions », tenu à Cannes en octobre 1973 (thème III : « Étude et définition des domaines d'intervention obligatoire d'un spécialiste des sols avant toute autorisation de travaux d'aménagement et en particulier avant délivrance du permis de construire ») : L'analyse générale des contraintes physiques des opérations d'aménagement démontre la nécessité d'une « étude du site, c'est-à-dire d'une étude géotechnique dépassant en général l'emprise de l'ouvrage ».

La démarche va jusqu'à suggérer une « servitude pour l'étude du site », comparable au « tour d'échelle », pour faciliter les accès et rendre possible cette étude géotechnique.

Allant plus loin encore, ce groupe de travail propose une procédure d'intervention obligatoire du géotechnicien « en fonction de trois types de critères, liés respectivement au site, aux travaux d'exécution et aux caractéristiques de l'ouvrage ». Dans ce contexte, l'étude géotechnique serait imposée pour tous les ouvrages publics et semi-publics.

(1) Arnould M. (1969) « Aspects géologiques des problèmes d'urbanisme » — Bull. liaison Labo. Routiers Ponts et Chaussées n° 41, pp. 93-100.

Dans son allocution d'ouverture à ce même Symposium National de Cannes, C. Guillemin demandait déjà aux participants à l'acte de construire d'avoir toujours « présent à l'esprit que les réalisations futures doivent s'intégrer dans leur cadre naturel en préservant au maximum la physionomie de la planète, en évitant de détériorer de façon irrémédiable [...] ces paysages, sans respect d'un patrimoine qui est notre propriété à tous ».

Il n'est pas inutile de rappeler ici qu'une des premières manifestations internationales de tout premier plan, concernant la géologie de l'environnement, a été organisée à la suggestion du regretté Dr. R. Wolters, secrétaire général de L'A. I. G. I. (Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur) : la section 13, représentant la Géologie de l'Ingénieur au 25^e Congrès géologique international organisé à Sydney, recevait des communications de douze pays sur le thème intitulé « contribution de la géologie à la gestion de l'environnement ».

D'autres manifestations marquantes telles que les Journées d'Études d'Orléans (février 1978) consacrées aux « Recherches réalisées dans le cadre de l'environnement », ou le Colloque national de Lyon (mars 1979) sur le thème de la connaissance du sous-sol et de l'aménagement urbain, ont facilité une prise de conscience par la profession, qui se sent de plus en plus concernée.

Au demeurant, cette orientation des Sciences de la Terre n'est pas isolée. On constate aujourd'hui :

— Un effort très important consenti en France pour l'environnement, avec une part sérieusement accrue dans les budgets de l'État, des collectivités et des entreprises.

— Une émergence accélérée des « produits » d'environnement, malgré la conjoncture récessionniste.

— Une adaptation des entreprises et des bureaux d'études à ce développement des produits d'environnement et d'abord au niveau des stratégies de groupe avec, par exemple, la définition de nouvelles entités fonctionnelles spécifiquement chargées de l'environnement.

Concrètement, l'engagement du géotechnicien pour une qualité accrue de l'urbanisme et pour une amélioration du paysage urbain et rural se situe à plusieurs niveaux :

Au niveau des études préalables, en vue d'un diagnostic ou d'une assurance de faisabilité, avec une campagne de reconnaissance préliminaire débordant généralement l'emprise proprement dite des ouvrages.

Au niveau de la conception des ouvrages, en concertation avec l'architecte ou le maître d'œuvre, pour permettre à ces derniers de mieux appréhender les conséquences des différents choix techniques, dans la solution de base et les solutions variantes.

Au niveau de l'exécution du projet, en accompagnement des différentes phases du chantier (terrassements, fouilles, rabattement de nappe, tirants d'ancrage, mise en place de butons...); ce suivi d'exécution allant parfois jusqu'à l'arbitrage, en cas de litiges entre les entreprises et le maître d'ouvrage.

Au niveau de la maintenance de l'ouvrage ou du suivi de l'étude d'environnement, avec par exemple le contrôle du tassement des fondations.

Présentation des communications

Les communications ayant été publiées avant les journées géotechniques, il ne sera pas utile d'aller très loin dans l'analyse.

Parmi les cinq communications suscitées par le premier sous-thème, toutes ne répondent pas forcément, dans leur intégralité, aux préoccupations que je viens d'exposer.

Globalement, ces travaux montrent bien cependant cette prise en compte croissante des spécialistes des sols et des roches pour une meilleure intégration des ouvrages dans leur site naturel.

En fonction des sujets abordés, je pense que nous pouvons distinguer quatre démarches dans les communications présentées :

— Un exposé sur les moyens et les méthodes de la reconnaissance géotechnique, avec la note de MM. Gonin et Pfefer.

— La présentation d'un outil privilégié de cette reconnaissance, avec la communication de MM. Aubert et Gros, sur les photographies aériennes.

— De remarquables exemples d'aménagement urbain, dans le rapport de MM. Mahé et Fontalirand.

— Des exemples, enfin, d'aménagements littoraux dans les contributions de M. Dupain, en zone d'estuaire, et de M. Grovel, en bord de mer.

Pour tout dire, cette préoccupation d'amélioration du paysage urbain et rural n'est pas limitée à ces cinq communications : les contributions du sous-thème 1-2 sur les stockages et installations souterrains, et le sous-thème 1-3 sur les exploitations à ciel ouvert entrent tout à fait dans cette même perspective.

L'implantation souterraine est envisagée ici comme solution alternative de nature à protéger au mieux l'environnement.

Dans leur allocution d'accueil et la « prise en compte de la géotechnique et de l'environnement pour l'aménagement de l'agglomération nantaise », MM. A. Mahé et P. Fontalirand nous ont opportunément rappelé le cas de la ville de Nantes et de son implantation, il y a plus de 3 000 ans, à la confluence de la Loire et de l'Erdre, à l'initiative de précurseurs de l'analyse sitologique. Nul doute que ses fondateurs ont procédé, avant la lettre, à une analyse géomorphologique du site, mettant en évidence le franchissement aisé du fleuve grâce à la présence de nombreuses îles.

Après un grand bond dans l'Histoire, un autre fait marquant, suite aux destructions causées par la Seconde Guerre mondiale, concerne la priorité donnée dans un premier temps au « quantitatif », pour reloger les habitants. Depuis près d'une décennie, c'est l'aspect « qualitatif » qui est mis en avant par les élus nantais, avec une politique volontariste de meilleure intégration des ouvrages dans le paysage urbain.

Dans les exemples cités, la démarche est tout à fait symptomatique : à la réflexion, on réalise, tout comme M. Jourdain faisait de la prose, que la géotechnique était directement concernée dans tous ces travaux d'aménagement.

Parmi les cas évoqués ici (remblaiement de zones marécageuses affectées à la construction et aux zones de loisirs, aménagement d'anciennes carrières, ouvrages d'art comme le pont des Bourdonnières ou celui de Cheviré), l'un d'eux me paraît particulièrement révélateur de cette tendance, avec la prise en compte

croissante de l'environnement et de critères esthétiques pour l'orientation des projets : dans les Z. U. P. de Beaulieu et de Pirmil, le site et les caractéristiques géomécaniques médiocres des sols imposent pratiquement l'alternative de fondations profondes, pour des surcharges importantes, ou de fondations superficielles grâce à un allègement des superstructures. C'est cette dernière orientation qui prévaut actuellement dans l'achèvement de la Z. U. P. de Beaulieu, avec un plan d'épannelage permettant de construire des immeubles bas beaucoup mieux intégrés dans le paysage et beaucoup plus conformes aux aspirations de la population.

Je pense enfin que nous partageons tous la conclusion de MM. Mahé et Fontalirand pour ce qui concerne la nécessaire intervention des spécialistes des sols et des roches, très en amont des projets, pour une meilleure évaluation des contraintes naturelles.

MM. H. Gonin et D. Pfefer, dans la communication intitulée « Problèmes de sol et d'environnement en région nantaise » passent en revue les méthodes et les moyens de la reconnaissance des sols.

La démarche est exemplaire, puisqu'elle se propose d'abord de décrire l'état du site à aménager, puis d'étudier sa genèse et de se préoccuper des modifications que l'on envisage d'y apporter.

Parmi ces moyens et ces outils, la place de la géomorphologie, de la géologie, de la photo-interprétation, des procédés géophysiques, de l'analyse structurale, de l'hydrogéologie et de la mécanique des sols sont rappelées à partir d'exemples généraux.

Le cas de la traversée du marais de Gesvres par la rocade Nord de la ville de Nantes fait bien prendre conscience des difficultés du site : le schiste, qui constitue localement le bed-rock, est surmonté par une couche de vase organique et de tourbe susceptible de dépasser 15 m d'épaisseur. On est amené à partager le regret des auteurs, qui n'ont pu réaliser la campagne sismique projetée, lorsqu'on considère le fort contraste de vitesse des ondes sismiques entre les sédiments de couverture et le rocher sous-jacent et la détermination a priori aisée de la conformation topographique du substratum rocheux à partir des dromochroniques.

La conclusion de ce travail, qui évoque ce que devrait être le contenu du rapport d'étude de sols, me paraît à même d'alimenter notre discussion, tout à l'heure, à l'occasion du débat général sur le thème I.

Un outil privilégié de cette étude de sols fait l'objet de la communication de MM. J. Aubert et G. Gros sur « la photographie aérienne pour la reconnaissance de l'environnement ».

Intervention tout à fait en amont des projets et analyse systématique de couvertures photo-aériennes exécutées à différentes époques, sur un même site, sont à préconiser pour appréhender globalement ce site et pour l'orientation des campagnes de reconnaissance géotechnique.

Une zone d'expérimentation d'environ 40 km², dans le département de l'Yonne, est ainsi étudiée à partir de couvertures-photo exécutées entre 1946 et 1976.

Des prises de vues obliques à basse altitude, en utilisation conjointe avec les couples stéréo, permettraient un allègement notable de la campagne de reconnaissance géotechnique.

Nous aurons certainement, au moment des discussions, le point de vue des bureaux d'études sur cette

simplification et peut-être sur le coût ainsi réduit de l'étude géotechnique.

En conclusion, l'étude de l'environnement facilite le choix des outils et le dimensionnement de l'étude géotechnique. L'utilisation des photos aériennes est caractéristique du sens de la démarche du géologue, au-delà de l'emprise *stricto sensu* de l'ouvrage ou du projet.

Il est regrettable par ailleurs de noter encore trop souvent, de la part du Maître d'Ouvrage, une réticence pour passer commande d'une couverture spéciale à grande échelle, à l'occasion des projets importants. Si le temps très minuté le permet, quelques clichés vous seront présentés en fin de séance, à partir de couvertures à une échelle voisine du 1/1 000, en noir et blanc et sur émulsion infra-rouge couleur, en vue de la résolution de problèmes spécifiques de fontis, dans une zone industrielle près d'Argenton-sur-Creuse.

Dans sa note sur les « effets de l'endiguement de la rive nord de l'estuaire de la Loire », M. R. Dupain décrit l'alluvionnement consécutif aux travaux exécutés entre 1930 et 1979 sous la direction du Port Autonome de Nantes-Saint-Nazaire.

La stabilisation du chenal de navigation s'est accompagnée, dans la concavité de Montoir, du dépôt de vase très plastique et compressible, d'environ 5 m d'épaisseur.

Deux cas de rupture de sol après chargement sont étudiés :

- sur la route d'accès au terminal roulier,
- sur l'aire de stockage des phosphates de Stocaloire.

On notera que les essais œdométriques ne montrent pratiquement aucune amélioration après quatre ans de stockage (ce que d'aucuns pourraient interpréter comme un fluage latéral sous charge). Cette évolution générale du site était prévisible, mais la réalisation de zones industrielles n'était pas le but recherché en 1930, à l'origine du projet.

La dernière communication du sous-thème 1 vient de M. A. Grovel. Elle concerne « l'environnement et la pose d'une conduite sous-marine » de 2300 m de longueur et de 250 mm de diamètre, près de Lorient, dans une région particulièrement exposée à la houle.

L'étude préliminaire, réalisée par l'auteur de la communication, avait pour finalité la définition des contraintes d'environnement, au niveau des choix du tracé, de la conception et de la mise en œuvre.

La solution adoptée de conduite ensouillée, orientée perpendiculairement à la houle dominante, s'est révélée bien adaptée aux difficultés du site.

L'étude de l'environnement et les mesures pratiquées, après exécution de l'ouvrage, débouchent sur une

conclusion très pratique : une bonne protection doit être assurée, dans un environnement comparable, à partir d'enrochements déversés de part et d'autre d'une conduite sous-marine.

Dans le cadre du thème 1 entre également une communication orale de M. C. Burlet (SERALP, Lyon), intitulée : « Influence de l'environnement sur la conception et l'exécution des ouvrages et des travaux de la manufacture d'Annecy. »

Cette opération de Rénovation Urbaine a été engagée par la municipalité d'Annecy sous la forme d'un concours d'architecture.

L'emplacement du projet occupait un site particulièrement privilégié, au carrefour de la vieille ville et de la ville moderne.

Pour l'insertion, dans un tel site, de plus de 10 000 m² de constructions neuves, le lauréat du concours prit le parti de réaliser une architecture très fondue dans le contexte et prolongeant le bâti existant.

Deux conséquences principales en découlèrent au niveau technique :

- la réalisation d'un minimum de deux niveaux en sous-sol, pour réduire le volume des superstructures et assurer le stationnement des véhicules automobiles,
- la recherche de structures permettant de rationaliser, dans les sous-sols et fondations, les formes et les volumes complexes des bâtiments.

La qualité très médiocre du sous-sol a considérablement amplifié ces contraintes d'environnement et a exigé des études approfondies pour mener, dans les meilleures conditions de sécurité et de prix, l'ensemble des travaux d'infrastructure.

Les principales difficultés rencontrées résultaient :

- des caractéristiques géomécaniques très médiocres des terrains d'assise,
- des contraintes hydrauliques induites par la proximité de la rivière Thiou,
- de la vétusté des immeubles riverains, dont le caractère historique ne permettait pas la destruction, et dont les fondations étaient très mal connues,
- de l'obligation de respecter un prospect très strict, avec conservation des vues existantes sur le château et les toitures environnantes, imposant les profondeurs de terrassement.

La coupe géologique, sur le site, montre une épaisseur moyenne de remblai de l'ordre de 3 m, recouvrant une argile silteuse grise de consistance plastique avec une teneur en eau de 30 à 40 %, voisine de la limite de liquidité. L'angle de frottement interne se situe, suivant les essais, de 4° à 8°, et la cohésion varie de 0,6 à 1,1 bar.

Les essais pénétrométriques font ressortir une résistance en pointe quasiment nulle avec, dans l'emprise de l'opération, le toit du bed-rock situé entre -5 m et -55 m de profondeur.

Au vu des caractéristiques du sol et de sa géométrie, l'objectif des concepteurs a été de réaliser une « boîte », dans un terrain se comportant pratiquement comme un liquide visqueux.

Pour assurer la stabilité, tant en phase provisoire qu'en phase définitive, on a envisagé une enceinte étanche à base de parois moulées et de palplanches, avec, localement, butonnage et ancrage par tirants.

La mise en place des palplanches, prévue à l'origine par vibration, a été, en définitive, effectuée par battage : le premier procédé provoquait en effet des nuisances beaucoup plus importantes du fait de phénomènes vibratoires se répercutant dans les immeubles environnants.

Les risques de sous-pression hydrostatiques ont également été à l'origine de modifications de la conception initiale des ouvrages, le niveau de la nappe phréatique se situant à -1,50 m en moyenne par rapport au niveau du terrain initial.

En dépit des difficultés d'exécution, la solution par pieux fondés au rocher a finalement été retenue.

Les précautions prises, tant au niveau des études que pendant l'exécution, ont permis de mener le chantier sans incident majeur et avec des nuisances réduites pour les riverains, et on peut considérer que l'inscription de l'opération dans le site s'est faite sans trop dénaturer le caractère historique de l'environnement bâti, en grande partie grâce aux volumes enterrés et aux techniques mises en œuvre, malgré un contexte géologique très contraignant et à priori difficile à maîtriser.

Conclusion

L'éveil ou l'émergence environnementaliste de la dernière décennie, renforcée par la crise de l'énergie, vient d'abord de la croissance des hommes, en nombre et en mobilité, sur une superficie qui reste inchangée, avec des ressources naturelles qui vont en s'amenuisant.

La recherche qui s'ensuit, pour une amélioration du cadre de vie, met en évidence tout un réseau de relations complexes et d'interactions entre l'homme et ce qui l'entoure.

En fait, le concept d'« Environnement » est presque devenu aujourd'hui un concept philosophique, plutôt qu'une entité visible et démontrable.

Dans cette recherche pour une meilleure qualité de l'environnement urbain et rural, géologues, mécaniciens des sols et mécaniciens des roches ont leur

contribution à fournir. La géologie de l'aménagement est d'abord et nécessairement une géologie de l'environnement.

Étendre sa finalité jusqu'à prendre en compte l'aspect esthétique des paysages est sans doute une démarche plus risquée. Mais n'est-ce pas Karl Terzaghi qui écrivait déjà, il y a plus d'un demi-siècle : « La force directrice est l'enthousiasme, la volonté passionnée de réussir, et le résultat est la beauté, beauté de la pensée ou de la forme, parce que la beauté dans le sens le plus large du mot est la manifestation physique parfaite d'une réalité non physique... »⁽¹⁾.

En définitive, l'entreprise amorcée par les spécialistes des sols et des roches n'est pas toujours aisée, ni ses processus d'intervention évidents.

Il reste que cette contribution à l'amélioration de l'environnement existe et qu'elle se développe tous les jours, comme l'attestent les communications et les travaux qui nous sont présentés, avec une mention particulière pour la qualité et le nombre des entreprises et des bureaux d'études venus exposer leur matériel ou leur savoir-faire à ces journées nationales de Nantes.

(1) Extrait d'un manuscrit retrouvé dans les papiers de K. Terzaghi, à sa mort. Cette note, sur le thème de « La vie et l'existence », est datée du 31 décembre 1923 (Istanbul).

stockages souterrains, enfouissement et environnement

Rapport général de

Ph. Masure

Chef du Département de Génie Géologique
Bureau de Recherches Géologiques et Minières - Orléans

1 Introduction

Les premières traces de l'exploitation des ressources du sous-sol par l'homme remontent à quelques 5000 ans. Des puits d'exploitation de silex de 10 à 15 m de profondeur reliés entre eux par des galeries ont été excavés à cette époque reculée en Belgique et en Hollande près de Maastricht sur de nombreux hectares. Depuis, l'exploitation des ressources minérales, de l'eau souterraine, des métaux et des substances organiques solides, liquides et gazeuses s'est grandement développée, accompagnant l'expansion des sociétés agricoles puis industrielles. Aujourd'hui, les ressources géothermiques, dont les manifestations nombreuses étaient connues depuis l'Antiquité, commencent à faire l'objet d'une exploitation planifiée dans notre pays.

De leur côté, les immenses ressources en espace souterrain n'ont retenu l'attention des sociétés que de manière diffuse durant des millénaires et ont été développées, comme les autres ressources du sous-sol, par nécessité. C'est la maîtrise de l'eau qui a d'abord exigé des tunnels à travers les montagnes [Duffaut, 1981]. Le premier fût creusé à Samos il y a 2600 ans par Eupalinos pour alimenter la ville avec une source lointaine en cas de siège. Les tunnels de communication suivirent beaucoup plus tard.

Le *stockage souterrain de matières consommables*, donc récupérables, a suivi la même évolution. Constituant d'abord une facilité pour l'homme préhistorique, redécouverte par l'homme moderne, cette activité devient aujourd'hui une nécessité de plus en plus impérative. Nécessité de préserver l'espace superficiel, nécessité de limiter la pollution et les nuisances, nécessité d'accroître la sécurité des installations. Les problèmes posés par l'évolution du milieu récepteur et son environnement au cours du stockage ont donné lieu à des études scientifiques et techniques spécifiques (mécaniques, thermiques et

hydrauliques) qui ont permis de maîtriser avec une fiabilité suffisante l'impact de tels projets sur l'environnement.

La situation est bien différente en matière d'*évacuation de déchets* de grande nocivité dans le sous-sol. La production de certains déchets industriels toxiques a atteint un niveau tel que leur dispersion dans le sol et les eaux n'est plus biologiquement satisfaisante. Leur transformation ou leur isolement définitif de la biosphère s'impose. Les projets d'évacuation définitive de substances toxiques par enfouissement dans le sous-sol constituent aujourd'hui un pari scientifique audacieux. Si la réussite de cette dernière entreprise n'est pas encore totalement assurée, elle a déjà permis de faire d'utiles réflexions sur la recherche et la sélection de sites de confinement et sur la nécessité d'une gestion rationnelle de l'espace souterrain.

Le géotechnicien joue un rôle actif à tous les niveaux de l'aménagement : dans les études de planification ou d'occupation de l'espace qui doivent tenir compte des contraintes comme des potentialités du milieu naturel; dans les études spécifiques d'infrastructure et d'équipement, de la conception à la réalisation des projets; dans les études d'impact qui visent à préserver — voire améliorer — la qualité du milieu; dans la surveillance et le contrôle des ouvrages durant leur exploitation et après leur fermeture, afin d'assurer la sécurité des personnes et des biens. Son domaine d'action se limite toutefois au milieu géologique — à la géosphère — aux côtés de nombreuses autres spécialités des sciences et de la technique. De ce fait, son rôle ne sera jamais aussi complet et prédominant que dans le domaine de la conquête de l'espace souterrain, dont il doit favoriser l'occupation sûre et rationnelle par une bonne connaissance de l'environnement géologique et de son comportement. Trop souvent limité à un rôle très spécifique et ponctuel dans des projets de génie civil, il a une vocation de maître d'œuvre en matière d'aménagement et de gestion de l'espace souterrain.

2 Le stockage souterrain des matières consommables

En 1980, notre pays a consommé 108 millions de tonnes de pétrole et 24 milliards de mètres cubes de gaz naturel. Pour des raisons économiques et stratégiques évidentes, la France est actuellement contrainte de stocker 30 millions de mètres cubes de pétrole et 4 milliards de mètres cubes normaux de gaz naturel. Ce stock de gaz devra être doublé en 1985, triplé en 1990. Le recours classique à de grandes cuves de 50 mètres de diamètre et 20 mètres de hauteur nécessiterait un équipement d'une centaine de milliers de gazomètres. Leur emprise au sol serait de plusieurs centaines de kilomètres carrés. Le stockage souterrain ne constitue plus alors une simple alternative, comme il l'a longtemps été en matière d'aménagement, mais devient une nécessité impérieuse.

Onze réservoirs souterrains de gaz naturel existent déjà dans notre pays, dont le premier — celui de Beynes, dans les Yvelines — a été mis en charge dès 1956 (fig. 1). La recherche de sites favorables se poursuit, activement dans les principaux bassins sédimentaires : bassins parisien, aquitain, méditerranéen, Alsace-Lorraine. En moyenne, quatre sites potentiellement favorables doivent être reconnus pour un site définitivement retenu par Gaz de France.

Cet effort important réalisé par les pays industrialisés ne se développe pas uniquement pour le stockage du gaz naturel, mais également pour de nombreux autres produits :

- pour le pétrole et ses dérivés liquides (naphta, fuel, essence, etc.),
- pour les produits chimiques de base (éthylène, propylène, ammoniac, etc.) ou les gaz de pétrole liquéfiés (butane, propane),
- pour l'eau chaude d'origine industrielle,
- pour l'air comprimé,
- pour les produits solides divers, y compris militaires.

Les stockages souterrains présentent en fait de nombreux *avantages*. En premier lieu, ils épargnent l'espace superficiel : un stockage souterrain d'un demi-milliard de mètres cubes de gaz présente une emprise au sol de 30 hectares seulement. La dégradation du paysage en est très limitée. La sécurité, vis-à-vis d'agressions extérieures ou d'accidents (chute d'avions par exemple), est très largement améliorée. Il en est de même pour la sécurité de l'installation au cours de l'exploitation, notamment pour le stockage de gaz liquéfiés sous pression. D'une manière générale, la protection de l'environnement écologique et de l'homme est respectée avec une qualité qu'il est rare de rencontrer dans les activités industrielles. En outre, lorsque l'alternative est possible, le stockage souterrain s'avère plus économique que le stockage superficiel, à partir d'une certaine dimension.

Ces aspects positifs ne doivent pas occulter cependant un certain nombre de *difficultés* que l'on connaît encore aujourd'hui, faute d'expérience et de maîtrise suffisante des connaissances sur la structure et le comportement du sous-sol. On ne domine pas encore dans tous ses détails la faisabilité technique des installations de stockage souterrain, ce qui se traduit par des incertitudes sur les délais d'exécution et les coûts, par des difficultés dans les conditions de

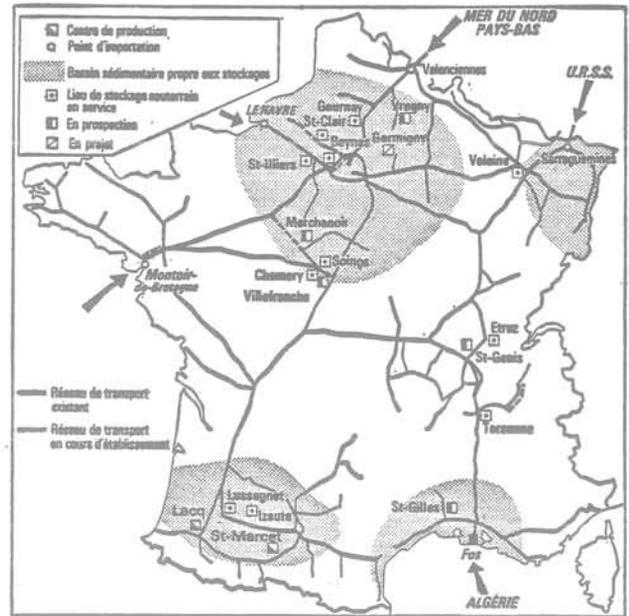


Fig. 1

passation des marchés. On doit correctement apprécier et prévenir les impacts possibles sur la surface du sol, sur l'eau souterraine, sur les massifs récepteurs eux-mêmes, ce qui nécessite des reconnaissances et études nombreuses. On doit enfin adapter les règlements administratifs à ce type nouveau d'occupation de l'espace.

Toutefois, il est clair que l'expérience acquise au cours de ces dernières décennies, notamment en matière de stockage d'hydrocarbures, a permis de dominer le problème de manière satisfaisante et d'assurer un respect rigoureux de l'environnement géologique, une préservation remarquable de l'environnement écologique.

Le stockage de gaz naturel (tabl. I) se fait généralement au sein d'*aquifères* dans lesquels toutes les conditions d'un gisement naturel sont rencontrées (fig. 2) : un niveau récepteur suffisamment poreux et perméable, surmonté d'un niveau imperméable à concavité dirigée vers le bas (structure anticlinale), assurant ainsi le piégeage du gaz. Des volumes énormes peuvent ainsi être stockés.

Le stockage peut également se faire en *cavités salines* qui sont creusées par simple lessivage du sel à l'eau douce (fig. 3). Cette technique, très répandue dans le monde (2000 cavités dans le sel, pour une soixantaine en France : Lacoste et Berrest, 1981) est utilisée pour tous les hydrocarbures liquides, gazeux ou liquéfiés. Les cavités lessivées peuvent avoir jusqu'à 200 ou 300 mètres de hauteur (Manosque) et des diamètres supérieurs à 50 mètres.

Le stockage en *cavités minées* fermées, enfin, peut se satisfaire dans des cas favorables, d'anciennes exploitations minières : c'est le cas célèbre de May-sur-Orne (Géostock). On évalue aujourd'hui la possibilité d'utiliser des karsts pour du gaz. Mais, dans la plupart des cas, on est contraint de créer spécialement des cavités de grand volume. Ce type de stockage a été remarquablement développé en Suède grâce à la qualité du sous-sol rocheux du bouclier scandinave. De par son coût de réalisation élevé, cette technique n'est attractive en France que pour les produits liquides ou liquéfiables. On doit noter cependant un intérêt nouveau porté aux mines et carrières abandonnées pour le stockage de produits solides.

Tableau I
Volumes des stockages souterrains français (1979)
(d'après Lacoste et Bérest)

Type de stockage	Gaz naturel	10 kWh	10 ⁶ NM ³	Pétrole	10 ³ m ³	Gaz liquéfié	10 ³ m ³
Aquifères	Beynes	4,11	370				
	Saint-Illiers	6,4	580				
	Chemery	15,7	1 400				
	Velaine	5,3	480				
	Gournay	4,2	380				
	Lussagnet	4,4	400				
Cavités salines lessivées	Tersannes	1,7	150	Manosque	7 000	Viriat	120
						Grand Serre	70
						Carresse	44
Cavités minées				May-sur-Orne	5 000	Donges	80
						Lavéra	125
						Porcheville	130
						Petit-Couronne	65

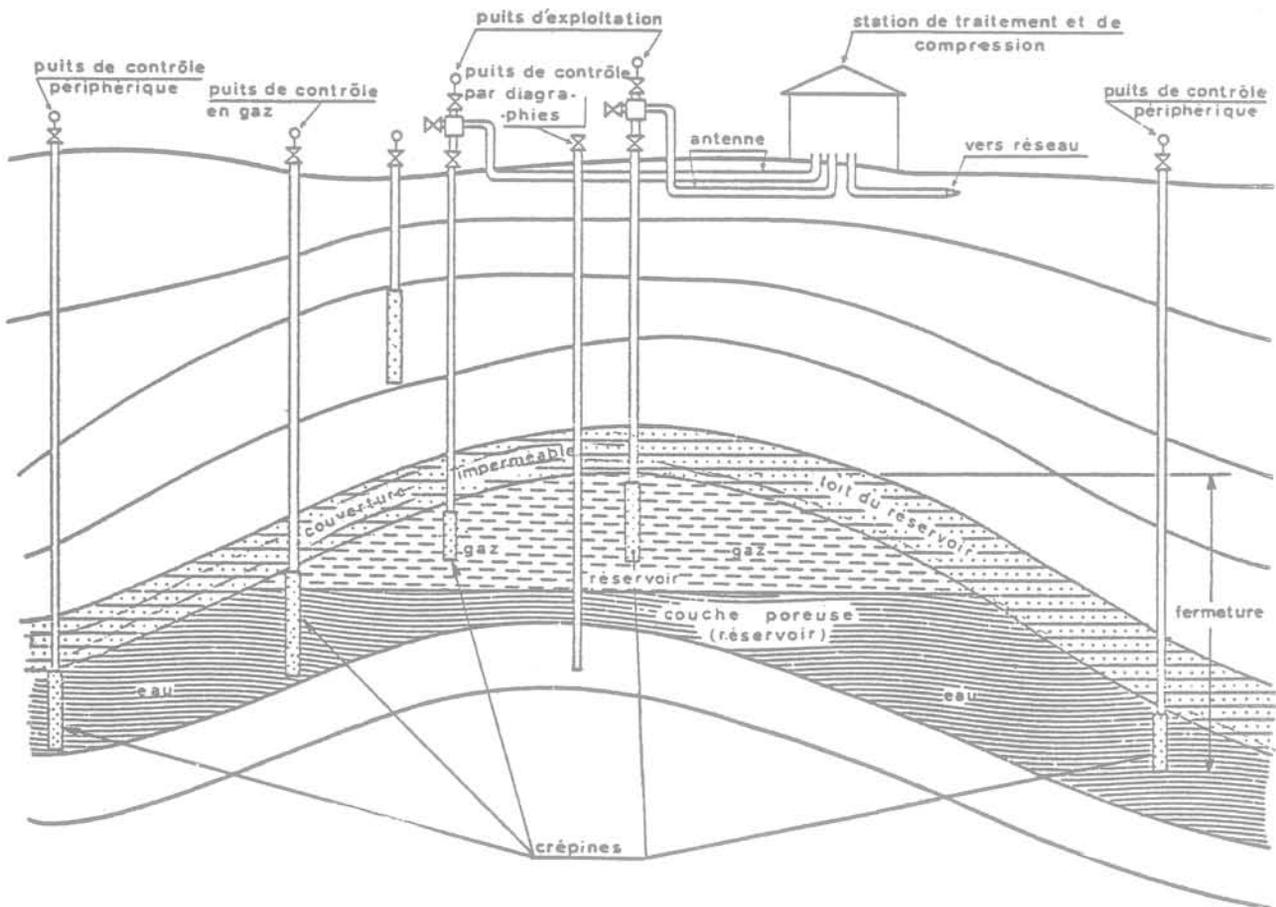


Fig. 2 Coupe schématique d'un réservoir souterrain en nappe aquifère

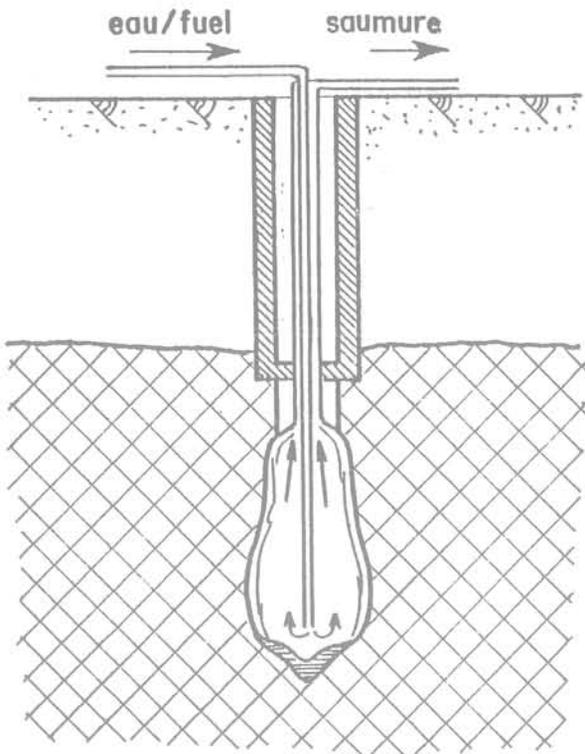
Les principales incertitudes auxquelles se heurtent les études de faisabilité de projets de stockages souterrains ne sont pas nouvelles pour les géotechniciens. Elles sont de trois ordres :

- (i) imprécision dans la définition de la structure interne des massifs rocheux, dans la détermination de leurs caractéristiques physiques, hydrauliques et mécaniques et dans la simulation de leurs équilibres internes,
- (ii) difficulté d'appréciation des effets d'échelle d'espace et de temps (comportement à long terme, fluage en masse),

(iii) difficulté de caractériser de manière précise et anticipée l'impact du stockage sur la géosphère.

Face à ces incertitudes inhérentes aux opérations nouvelles en matière de génie géologique, les programmes de conception et de réalisation de stockages souterrains se sont déroulés de manière pragmatique en mêlant, après une reconnaissance détaillée des sites sélectionnés, approche théorique et observations pratiques à grande échelle. La méthode appliquée consiste en une sélection et une adaptation

Formation de la cavité par lessivage.



Stockage du gaz.

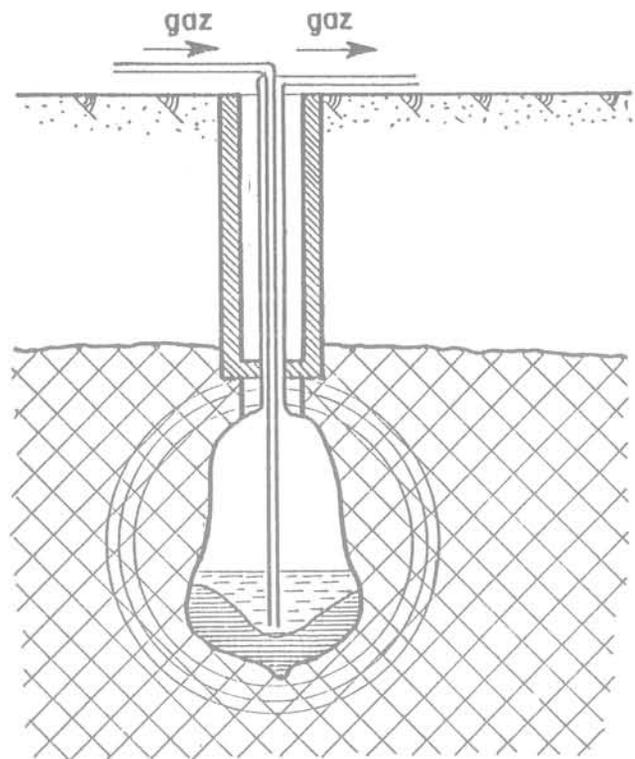


Fig. 3

progressive du projet aux conditions réelles du site, avec traitement éventuel du milieu naturel, pour en corriger les «défauts».

Dans cette démarche, l'évaluation des contraintes (géostatiques, hydrauliques, thermiques, dynamiques) et des écoulements (exhaure, risques de dénoyage, confinement des produits liquides ou gazeux) et leur observation et mesure «in situ» revêtent une importance fondamentale pour les stockages en cavités artificielles. Tout comme le maintien des formes et des tracés fixés, ainsi que le respect de l'intégrité du massif au cours de la réalisation des ouvrages, dans un but fonctionnel. Tout comme l'auscultation détaillée de l'ensemble massif-ouvrage au cours de l'exploitation, dans un but de sécurité.

De la même manière, les stockages en aquifères respectent diverses étapes techniques dont chacune est ponctuée par une analyse détaillée : par exemple, forage de reconnaissance, essais de pompage, injection expérimentale, essais d'étanchéité, mise en service avec forages de contrôle.

Il est clair que l'expérience accumulée aujourd'hui a fortement contribué à la maîtrise de la stabilité des cavités et de l'étanchéité des stockages, durant toute la période d'exploitation. Lacoste et Bérest (1981) apportent des précisions intéressantes sur le *comportement observé des cavités salines*. Des pertes de volume importantes ont pu être notées lorsque le gradient des pressions entre le stockage et le terrain est élevé (supérieur à 20 MPa environ). Ceci confirme le comportement visqueux du sel gemme, mais révèle des capacités de fluage nettement plus élevées que celles que l'on peut généralement définir au laboratoire. En particulier, le sel gemme ne peut supporter durablement un écart important à l'état de contrainte

isotrope. La cavité de Tersanne (1400 mètres de profondeur) a ainsi perdu 30 % de son volume après dix ans d'exploitation. L'expérience française incite aujourd'hui à ne pas implanter les cavités salines trop profondément, l'optimum se situant entre 800 et 1200 mètres. En évitant des toits plats de grande portée, la bonne tenue de la partie supérieure des cavités est assurée. Le développement de plusieurs cavités de stockage dans un même massif salin est possible si un écartement entre cavités égal à trois ou quatre fois leur diamètre maximum est respecté.

Les mêmes auteurs, tout comme V. Maury (1981), précisent également les conditions qui assurent l'étanchéité des stockages en cavités rocheuses non revêtues, ou plutôt, le *confinement des produits liquides ou gazeux stockés*. La première de ces conditions consiste bien évidemment à maintenir une dépression sensible entre la pression de l'eau dans le massif et la pression interne des produits stockés. Alors que l'eau qui pénètre en permanence dans la cavité doit être pompée, il convient quelquefois de la réinjecter dans le terrain afin que n'apparaisse une dépression dangereuse à la surface libre de l'aquifère, voire un dénoyage du massif. La deuxième condition a trait à ce que les auteurs appellent «l'appel d'eau». L'arrivée d'eau doit être effective sur l'ensemble du pourtour de la galerie. Ce phénomène peut être rendu très complexe par la hauteur des cavités, le cheminement préférentiel de l'eau le long de certaines discontinuités, la poussée d'Archimède sur le produit stocké et, en sens inverse, par les effets capillaires des parois. Pour cela, une dépression minimale tenant compte des caractéristiques physiques des cavités doit être respectée. Seule l'administration française semble s'être préoccupée de ce problème qui est à présent bien contrôlé. La société Géostock dispose à ce sujet

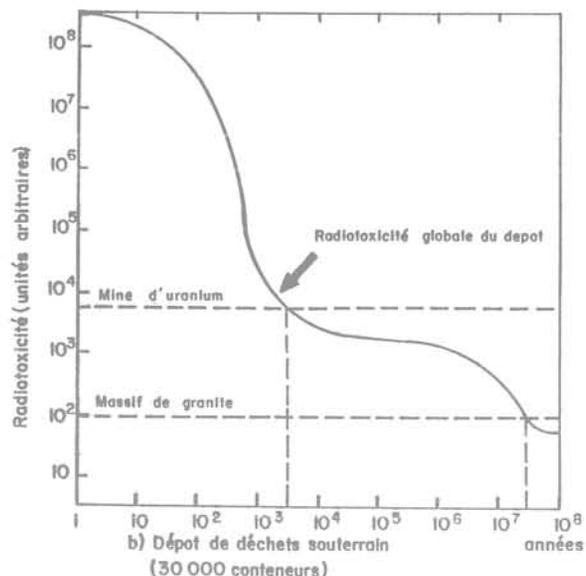
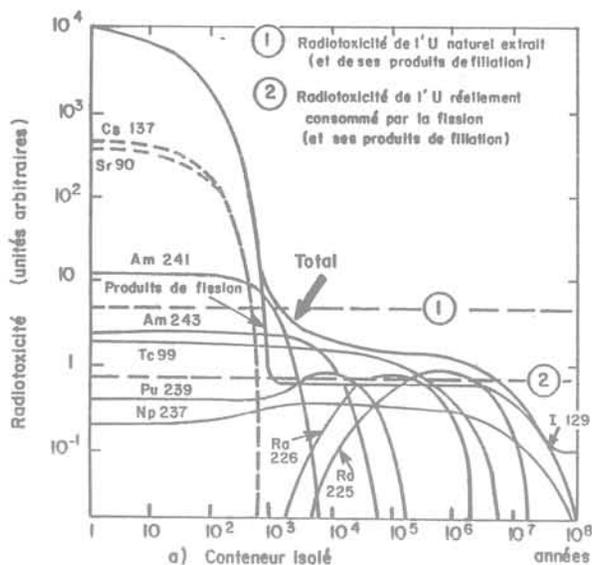


Fig. 4

d'une méthodologie pratique appelée « détermination du coefficient de forme ». A titre d'exemple, la dépression de sécurité pour un stockage de propane en cavité de hauteur modérée est de l'ordre de 30 mètres d'eau.

Si l'expérience acquise permet de maîtriser la sécurité de la plupart des projets de stockage souterrain, les géotechniciens n'ont pas encore su vaincre certaines difficultés présentées par les *stockages cryogéniques*. Le stockage souterrain de propylène liquéfié, à une température de -40°C , est aujourd'hui développé industriellement. Par contre, les tentatives de stockage d'éthylène à -101°C ou de gaz naturel à -162°C ont jusqu'ici échoué, bien que des études soient menées activement depuis plusieurs années dans divers pays, notamment aux États-Unis, en Suède et au Japon dans du granite, en Allemagne fédérale dans du sel. Le dépassement de la résistance à la traction à la paroi refroidie du stockage, sous l'effet du gradient thermique, favorise le développement de fissures, généralement perpendiculaires à la contrainte principale mineure. Le liquide pénètre alors dans les fissures, se vaporise et les propage indéfiniment, avec l'inconvénient supplémentaire d'augmenter les pertes énergétiques du système. Un important champ de recherche appliquée est encore largement ouvert dans ce domaine.

Les stockages souterrains de calories, auparavant négligées (rejets industriels) ou trop coûteuses à produire (solaire), suscitent depuis quelques années un intérêt croissant, notamment de par la souplesse d'utilisation intersaisonnaire qu'ils permettent. Ils demandent toutefois, plus encore que les autres stockages, d'être proches des centres d'utilisation. Différents systèmes de stockage sont actuellement développés dans ce but :

— *injection d'eau en formation aquifère*, les calories étant véhiculées par convection forcée dans une couche aquifère. L'exploitation peut se faire par puits unique, par doublet à puits chaud et froid, dans des aquifères libres ou confinés.

— *échangeurs enterrés*, les calories étant transférées au sein du stockage par conduction thermique à partir d'un échangeur (tubes horizontaux, radiateurs enterrés ou forages verticaux).

— *stockages d'eau chaude en cavités naturelles ou artificielles*, revêtues ou non. L'utilisation de jupes

plastiques assurant l'étanchéité des cavités de stockage permet d'envisager l'utilisation de carrières, puits et mines abandonnées près de centres urbanisés [Montjoie, 1981].

Ce type de stockage présente peu de risques d'impact sur l'environnement géologique ou écologique.

Au total, les problèmes posés par des stockages souterrains de produits consommables, dont la durée de vie sera de quelques générations humaines, donnent lieu à des études et des programmes d'auscultation qui permettent de maîtriser avec une fiabilité satisfaisante leur impact sur l'environnement. Il conviendra tout au plus de contrôler précisément leur fin d'exploitation et leur abandon, de manière à ce que ces phases ultimes ne se traduisent pas par des désordres soigneusement évités jusqu'alors.

La situation est toute autre en matière d'évacuation définitive de déchets de grande nocivité dans le sous-sol.

3 L'enfouissement profond des déchets toxiques

Chaque jour, on produit en France un million de tonnes de déchets de toutes natures. Annuellement, 16 millions de tonnes de déchets industriels renferment des éléments nocifs, dont la moitié est rejetée directement à l'égoût. Deux millions de tonnes de bains et autres concentrés chimiques à forte teneur en substances toxiques et dangereuses sont produits annuellement.

A l'examen de ces chiffres, le million de mètres cubes de déchets radioactifs que les centrales électronucléaires auront produit en l'an 2000 dans notre pays paraît bien raisonnable. En particulier, lorsque l'on sait que plus de 900 000 mètres cubes seront des déchets de faible et moyenne activité dont la radiotoxicité ne dépassera pas quelques siècles. Seuls les déchets contaminés par des émetteurs alpha (moins de 40 000 mètres cubes en l'an 2000 d'après l'Andra*) et les déchets de retraitement de haute activité, qui sont actuellement conservés en piscine pour refroidissement, contiennent la majeure partie de la radioactivité engendrée par l'électronucléaire. Ces derniers ont une durée de vie et une radiotoxicité quasi-illimitées (fig. 4). Ils sont incorporés dans des verres borosilica-

* Andra : Agence Nationale pour la Gestion des Déchets Radioactifs.

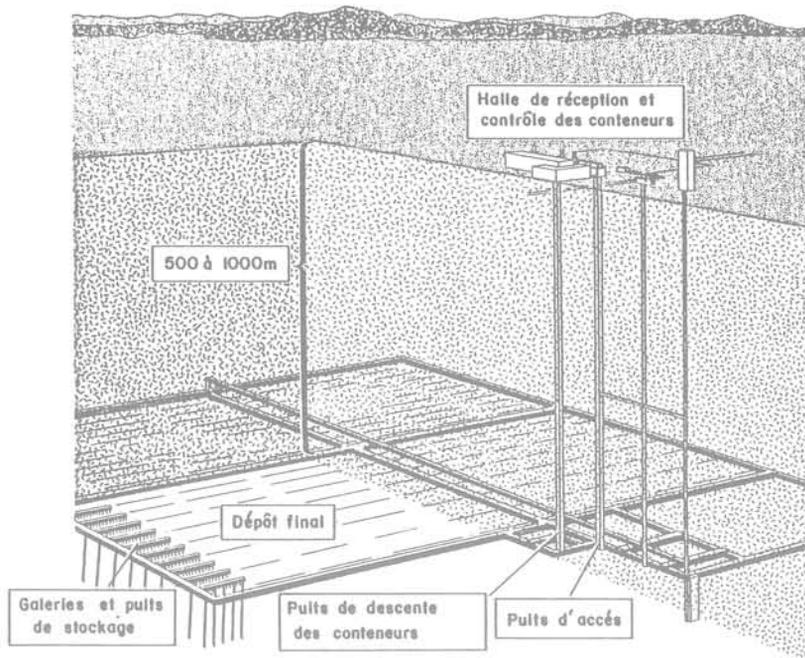
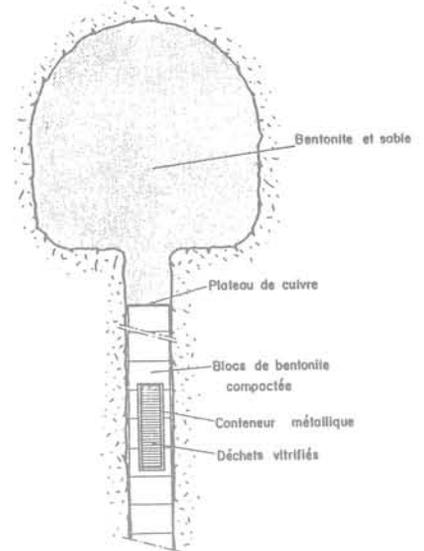


Fig. 5
a) Coupe et perspective de l'installation d'évacuation



b) Coupe de galerie et puits de stockage après fermeture

tés dont le volume total ne dépassera pas quelques milliers de mètres cubes à la fin du siècle. En dépit du laxisme persistant en matière de réglementation sur la gestion des déchets chimiques, les organismes internationaux et nationaux chargés de la radioprotection, coutumiers et respectueux de normes de sûreté rigoureuses, ont jugé que la dispersion des déchets à vie longue dans le sol et les eaux n'est pas biologiquement acceptable. Leur transformation ou leur isolement définitif de la biosphère s'impose.

Des concepts d'élimination variés ont été envisagés pour isoler ces déchets de la biosphère : évacuation dans l'espace extra-terrestre, destruction des radionucléides à vie longue par transmutation nucléaire, évacuation sur le fond des océans, évacuation sur le soubassement rocheux des calottes glaciaires, injection dans les zones de subduction des plaques océaniques, enfouissement profond en formations géologiques stables. Cette dernière alternative s'est vite imposée comme la plus accessible techniquement et la plus fiable scientifiquement, tout en paraissant économiquement raisonnable.

Le concept d'évacuation en formations géologiques profondes peut répondre « a priori » à un certain nombre d'exigences parmi lesquelles : inaccessibilité, stabilité à long terme, piégeage ou retardement du retour partiel des radionucléides jusqu'à la biosphère.

Les nappes d'eau souterraine ou l'eau interstitielle que l'on rencontre dans toutes les roches de la partie superficielle de la croûte terrestre constitueront le principal facteur potentiel de libération et de transfert des radionucléides jusqu'à la biosphère. C'est pourquoi les formations géologiques retenues jusqu'ici comme milieux de confinement potentiels (sel, argiles et schistes, granites et gneiss, basaltes) ont été choisies pour leurs structures simples, leur abondance, leur faible perméabilité ou porosité en masse, leur conductivité thermique et/ou leur capacité de sorption élevée.

Les projets de dépôts miniers en formations géologiques continentales actuellement élaborés (fig. 5) respectent trois exigences pratiques :

1) Les niveaux d'évacuation des déchets conditionnés à vie longue doivent être les plus profonds possible de manière à augmenter l'isolation des déchets. Toutefois, cette tendance est limitée par le coût de la construction, la stabilité des excavations et la température de travail en galerie qui devient rapidement excessive compte tenu du gradient géothermique naturel. Ces considérations antagonistes ont conduit jusqu'ici à la conception de projets d'évacuation à des profondeurs maximales de l'ordre de 1000 à 1300 mètres, profondeurs qui sont encore très superficielles lorsqu'on les compare à l'épaisseur des plaques continentales ou même à la frange d'exploitation actuelle du sous-sol.

2) Les déchets de retraitement contiennent des produits de fission dont la décroissance se traduit par un dégagement d'énergie thermique considérable au cours des premiers siècles (fig. 6). Pour cela, ils doivent être répartis homogènement dans la formation géologique avec une densité assez faible pour que les contraintes thermiques induites à la paroi et au sein de la masse rocheuse ne mettent en cause la stabilité mécanique et géochimique du massif. Ceci conduit à envisager des volumes de dépôts importants et en particulier une grande extension horizontale (plusieurs kilomètres carrés).

3) Les cavités créées pour la mise en place des conteneurs de déchets à vie longue seront remplies par une série de matériaux, disposés de manière homogène ou en couches successives, en vue d'assurer l'isolement des déchets, la stabilité, « l'étanchéité » et l'invulnérabilité du dépôt.

Ces matériaux doivent être sélectionnés selon un critère de stabilité à long terme, face aux phénomènes d'irradiation, d'élévation de température (dans le cas de déchets de haute activité) et d'érosion ou d'altération par l'eau des nappes aquifères (tout particulièrement dans la partie sommitale des puits).

En aucun cas les puits et galeries d'accès ne devront limiter la potentialité de confinement du milieu géologique sélectionné. Si cette question paraît secondaire pour les puits forcés dans des formations

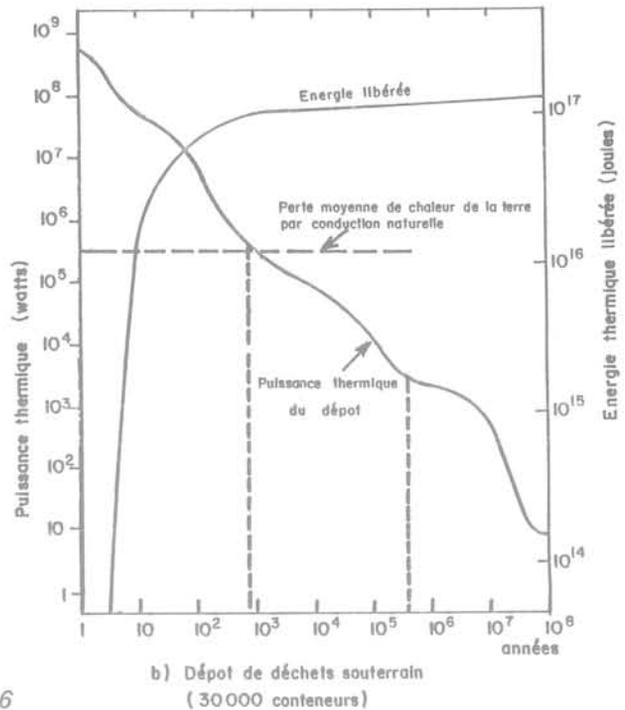
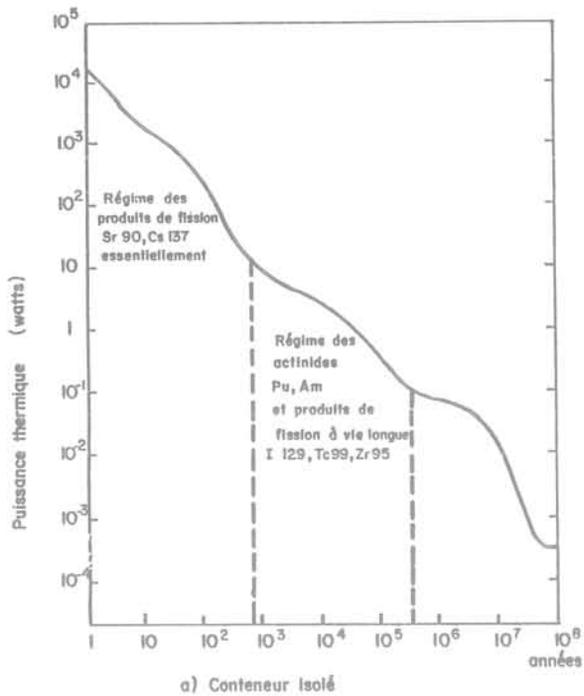


Fig. 6

argileuses plastiques, elle constitue un problème technologique qu'il serait imprudent de mésestimer pour les autres formations géologiques qui devront être remplies et obturées par des matériaux satisfaisants disponibles en quantités suffisantes et à un coût raisonnable.

A titre d'exemple [Maury, 1981], les déchets de retraitement provenant du fonctionnement du parc électronucléaire français jusqu'à la fin du siècle pourraient être enfouis dans un seul site d'évacuation en milieu granitique. Situé à 1000 mètres de profondeur, le dépôt souterrain aurait 5 kilomètres carrés d'extension horizontale environ, les conteneurs de déchets étant disposés dans des forages de 100 mètres de longueur. Cette hypothèse d'école conduit à envisager l'exécution de 180 kilomètres de galeries et 600 kilomètres de forages. Une telle installation d'évacuation fonctionnerait pendant 80 ans avant que la fermeture définitive du dépôt puisse être envisagée.

Les méthodes d'analyses, de mesures et de simulation mises en œuvre au cours des dernières décennies pour préciser la connaissance des équilibres internes des massifs rocheux, ainsi que l'expérience accumulée, sont satisfaisantes pour l'élaboration de tels projets de construction. En ce sens, la conception d'installations d'enfouissement de déchets nocifs dans le sous-sol ne pose pas de problèmes de construction exceptionnels pour le géotechnicien. Il n'en va pas de même pour l'évaluation scientifique de la sûreté à long terme du confinement des radionucléides apporté par les barrières technologiques et géologiques retenues dans les projets [Masure, 1981]. Pour la première fois sans doute, la communauté scientifique (géologues, hydrogéologues, géotechniciens, géochimistes, géothermiciens, radiochimistes, métallurgistes, biologistes, ingénieurs civils, etc.) ressent les incertitudes bien connues des géologues, confrontés à des échelles de temps et d'espace sans commune mesure avec celles de l'expérimentation, à des lois de comportement mal appréhendées ou à des milieux mal définis.

Les incertitudes qui sont liées à l'échelle de temps « géologique » imposée par le problème, conduisent à tenir compte de situations, dimensions ou facteurs cinétiques jugés négligeables dans les raisonnements courants : amplitude de l'érosion superficielle à

l'échelle du massif par exemple, influence des cycles climatiques lents sur les équilibres internes du milieu, effet à long terme des variations de température et des contraintes sur les conditions d'écoulement des fluides en milieux de très faible perméabilité, évaluation des risques d'intrusion accidentelle dans le dépôt souterrain par les générations futures, etc.

Les incertitudes qui sont liées au *dégagement thermique* des déchets de retraitement introduisent une dimension nouvelle en matière d'impact des grands ouvrages sur la géosphère, que ce soit des points de vue structural, minéralogique, géochimique, hydraulique ou mécanique. Après la découverte du *choc hydraulique* induit par les retenues de certains grands barrages, ou par l'injection massive de liquides dans certaines couches profondes, ne doit-on pas craindre un *choc thermique* ignoré jusqu'ici?

Face à ces incertitudes, il convient aujourd'hui de se référer aux *enseignements apportés par l'observation de notre environnement*. Pour de nombreux aménagements de surface, le meilleur emplacement est plus ou moins imposé par la nature : défilés pour les barrages et les ponts, vallées et cols pour les voies de communication, chutes d'eau pour l'énergie hydroélectrique. Tous ces sites naturels sont des emplacements privilégiés par des particularités morphologiques, tout comme les gisements métallifères sont privilégiés par leur contexte géologique et géochimique. La connaissance des potentialités de concentration et de piégeage naturel présentées par la géosphère (de nature structurale, stratigraphique, biochimique, capillaire, mécanique ou osmotique) a été à l'origine de l'option que représente l'évacuation des radionucléides à vie longue dans le sous-sol. Les références fournies par l'analyse détaillée des *conditions naturelles de piégeage* des éléments constitutifs de l'écorce terrestre doivent être exploitées, aussi bien dans la conception des projets d'évacuation et de confinement des déchets que dans la définition de critères de sélection des sites potentiellement favorables. Dans ce sens, les responsables du stockage souterrain d'hydrocarbures se sont déjà inspirés des conditions de piégeage naturel (fig. 2) pour rechercher des structures convenables. Cette notion gagnerait à être utilisée dans la recherche de sites d'évacuation

notamment pour les déchets de faible et moyenne activité comme pour les déchets chimiques très toxiques : structures anticlinales ou litées étanches, zones à gradient hydraulique nul, barrières capillaires, filtres géochimiques, etc.

Le concept de *barrières multiples* s'opposant à la migration des radionucléides dans la géosphère a donné lieu à de nombreuses recherches sur les barrières artificielles qui pourraient être disposées autour des conteneurs dans les puits forés (barrières géochimiques ou métalliques). Ce concept doit être enrichi par la recherche de solutions de *traitement du milieu géologique* entourant le dépôt en vue de limiter (ou éliminer) l'accès de l'eau souterraine dans le dépôt. L'aptitude de certaines formations à voir leurs caractéristiques naturelles améliorées par des procédés simples et dont la pérennité est assurée devrait constituer un autre critère de sélection préférentielle. A titre d'exemple, le traitement de certains milieux rocheux peut être très efficace par injection de silice ou de précipités dans les fissures ou les pores, par drainage des abords du dépôt ou par utilisation de barrières capillaires.

La définition de projets fiables de confinement à long terme des déchets de retraitement ne sera possible que lorsque sera mieux connu l'*impact thermique* de dépôts de grande capacité. Si l'élévation de température dans le massif entourant le dépôt peut être diminuée par une limitation de la densité des conteneurs mis en place, l'énergie thermique dégagée en quelques décennies atteindra, dans le cadre de certains projets actuels de dépôts, une dimension comparable à celle de phénomènes géologiques non négligeables. L'expérience apportée par l'exploitation croissante des ressources géothermiques pourra sans doute améliorer les connaissances des spécialistes en ce domaine dans les années à venir. En attendant, il n'est pas possible d'affirmer que la probabilité est nulle de voir l'impact des dépôts de déchets de retraitement se traduire, dans certains cas particuliers, par des secousses sismiques dans les massifs rigides, par une forte migration de l'eau interstitielle dans les couches argileuses plastiques* pouvant conduire à la destruction de la structure interne de la formation, ou par des phénomènes de soulèvement néodiapiriques dans les dômes salins qui pourraient rompre l'étanchéité des couches imperméables qui ont empêché jusqu'ici la dissolution des masses salées par l'eau des nappes aquifères superficielles.

* Qui ont une teneur en eau considérable : 20 à 35 %.

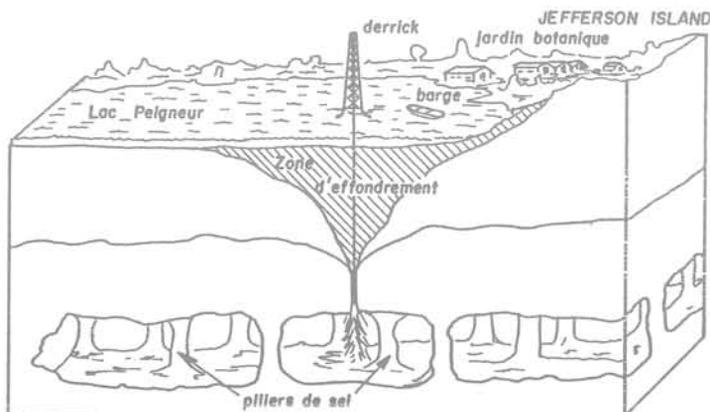


Fig. 7

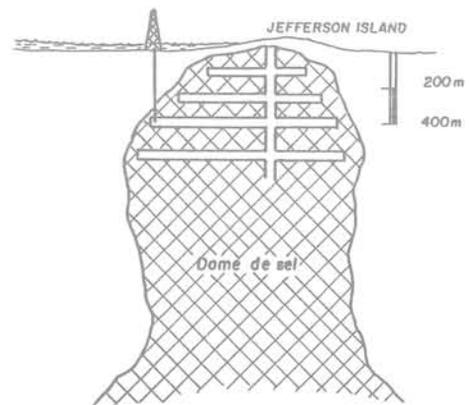
Face à ces incertitudes inhérentes aux opérations nouvelles en matière de génie géologique, il conviendrait de réaliser assez rapidement quelques *installations pilotes expérimentales et réversibles* simulant l'ouvrage final, en vue d'analyser l'impact réel du dépôt sur la géosphère, avec auscultation détaillée du massif et de l'ouvrage pendant plusieurs décennies. Ce n'est qu'après une telle phase expérimentale que la définition de critères de sélection de sites d'évacuation de déchets de retraitement pourra être assurée avec pertinence.

Ces quelques réflexions suffisent à démontrer que les problèmes scientifiques et techniques posés par l'enfouissement des déchets très nocifs dans le sous-sol, en vue de leur élimination définitive de la biosphère, présentent bien des aspects complémentaires de ceux que les spécialistes de stockage souterrain de substances récupérables ont à résoudre depuis 25 ans. Aussi, d'importants programmes de recherches internationales sont-ils coordonnés de manière efficace par des organismes comme la Commission des Communautés Européennes (Bruxelles), l'Agence de l'Énergie Atomique de l'O.C.D.E. (Paris) et l'Agence Internationale pour l'Énergie Atomique (Vienne). On peut espérer que les progrès que permettront ces programmes en matière de connaissance de l'environnement géologique et de protection de l'environnement écologique favoriseront la mise en œuvre d'une politique de gestion plus rigoureuse des quantités inquiétantes de déchets chimiques toxiques qui sont actuellement produits dans les pays industrialisés. Il est probable que le recours à des solutions d'enfouissement profond dans le sous-sol connaîtra alors un développement considérable auquel les géologues et les géotechniciens doivent se préparer dès aujourd'hui.

4 Exploitation, occupation et gestion du sous-sol

Dans un pays de faible superficie comme la France, le recours au sous-sol ne constitue plus une simple alternative, comme il l'a longtemps été en matière d'aménagement. Il devient bien au contraire une nécessité impérieuse en matière de stockage de grandes quantités de produits consommables et de calories, tout comme il semble devoir le devenir en matière de confinement de déchets très toxiques.

Depuis les premières traces d'exploitation du sous-sol à Maastricht, il y a plus de 5 000 ans, l'exploitation minière s'est approfondie, avec des records à plus de 3 000 mètres (Afrique du Sud). Les réservoirs d'hydro-



carbures sont recherchés jusqu'à 7 000 mètres de profondeur. Si l'exploitation des eaux souterraines conduit rarement à effectuer des forages de plus de 1 500 mètres, l'exploitation des ressources géothermiques, qui connaît une forte croissance, atteint fréquemment des profondeurs de 5 000 mètres. Le sondage de reconnaissances géologiques le plus long réalisé à ce jour est de 9 760 mètres (presqu'île de Kola, U.R.S.S., 1978), tandis que la mine à ciel ouvert (open-pit) la plus profonde a atteint - 900 mètres (Canada).

Les projets de stockage souterrain d'hydrocarbures (fig. 5) se situent généralement entre quelques dizaines (liquides) ou centaines de mètres (gaz) et 2 000 mètres (cavité de dissolution saline, Eminence, U.S.A.). Il est donc évident que les concepts actuels d'évacuation de déchets radioactifs se situent dans une tranche très superficielle de l'épiderme de la Terre*, quelque peu altérée par les activités humaines.

La profondeur des cavités minées est limitée par les problèmes de stabilité des excavations, par la chaleur naturelle dégagée en souterrain et par des considérations économiques. Des risques d'encombrement des sites de stockage souterrain en grandes cavités ne sont donc pas négligeables [J. Bregeon et P. Duffaut, 1981] dans un proche avenir et les massifs qui ne renferment pas de ressources minérales, organiques ou hydriques ne sont pas à l'abri d'une utilisation rapide de leurs ressources spatiales ou géothermiques. Une destruction irréversible des capacités de confinement de certains contextes favorables au stockages ou à l'évacuation est également à craindre.

Les exemples de coexistence difficile entre cavités souterraines sont déjà nombreux. Ainsi, la construction de tunnels hydro-électriques dans les Alpes françaises s'est heurtée à des difficultés liées à la proximité de nombreuses petites mines de charbon abandonnées depuis longtemps. Les effets catastrophiques de l'intrusion accidentelle d'un forage dans une mine ont récemment été illustrés de manière spectaculaire aux États-Unis, en Louisiane (fig. 7). Le 20 novembre 1980, à Jefferson Island, les eaux du lac Peigneur disparaissaient dans un forage pétrolier en cours de perforation, détruisant par leur tourbillon plate-forme de forage, derricks, barges, remorqueurs et maisons. Ce forage explorait les abords d'un dôme de sel, alors qu'une mine exploitait le même diapir. La pénétration du forage dans la mine à 400 m de profondeur allait favoriser l'intrusion d'eau, la dissolution des piliers et l'effondrement partiel de la mine. Bien que les dégâts fussent considérables, il n'y eut pas de victime.

Toutes ces remarques démontrent l'importance qu'il y a à organiser une *gestion rationnelle des ressources du sous-sol*. Celui-ci n'apporte pas seulement des ressources minérales, organiques et géothermiques (l'eau, les matériaux, les minerais, les hydrocarbures, le charbon), il apporte aussi des *ressources spatiales* et des *ressources de confinement*. Tout comme pour les ressources minières, incluant les eaux chaudes et l'eau, dont l'inventaire pour la France est réalisé par le Bureau de Recherches Géologiques et Minières, un véritable *inventaire des contextes géologiques* particulièrement favorables au piégeage et au confinement des déchets nocifs est à présent indispensable, ces déchets devant être considérés comme un minerai artificiel. Un tel inventaire devrait être intégré dans une

* Alors que l'épaisseur moyenne de la croûte terrestre est de 40 kilomètres.

banque de données centralisée regroupant tous les sites sélectionnés pour le stockage souterrain en grandes cavités convenant spécifiquement à chaque type de produit (hydrocarbures liquides ou gazeux, air comprimé, eau chaude, déchets chimiques, etc.) afin de définir des priorités et établir des réservations, des concessions. La gestion d'une banque de données sur les ouvrages et sites souterrains éliminerait les risques d'intrusion accidentelle et les difficultés de coexistence.

La prise en compte globale des intérêts de l'*exploitation* du sous-sol (ressources minérales, organiques et géothermiques) et de l'*occupation* du sous-sol (stockages, confinement, abris) permettrait d'en optimiser la gestion et d'éviter des conflits d'intérêt préjudiciables, par des mesures réglementaires, des incitations, des interdictions. Un véritable *bilan prospectif* en matière d'occupation de l'espace souterrain comparant les besoins et les ressources pourrait conduire à terme à une entente entre partenaires nationaux qui éviterait de passer sans transition de l'abondance à la pénurie, situation que nous connaissons déjà, au niveau international, en matière d'exploitation des ressources du sous-sol.

Cet objectif ne peut être atteint sans un ensemble de démarches convergentes de l'État et des différents maîtres d'ouvrages, de l'État et du public qui doit être informé et sensibilisé à cette nécessité, qui doit en comprendre les inconvénients, mais aussi les avantages et les impératifs.

Références bibliographiques

J. Bregeon, P. Duffaut (1981) La variante souterraine comme solution aux problèmes d'environnement, Deuxièmes Journées nationales géotechniques « Environnement et Géotechnique », Nantes, 11-13 mars 1981.

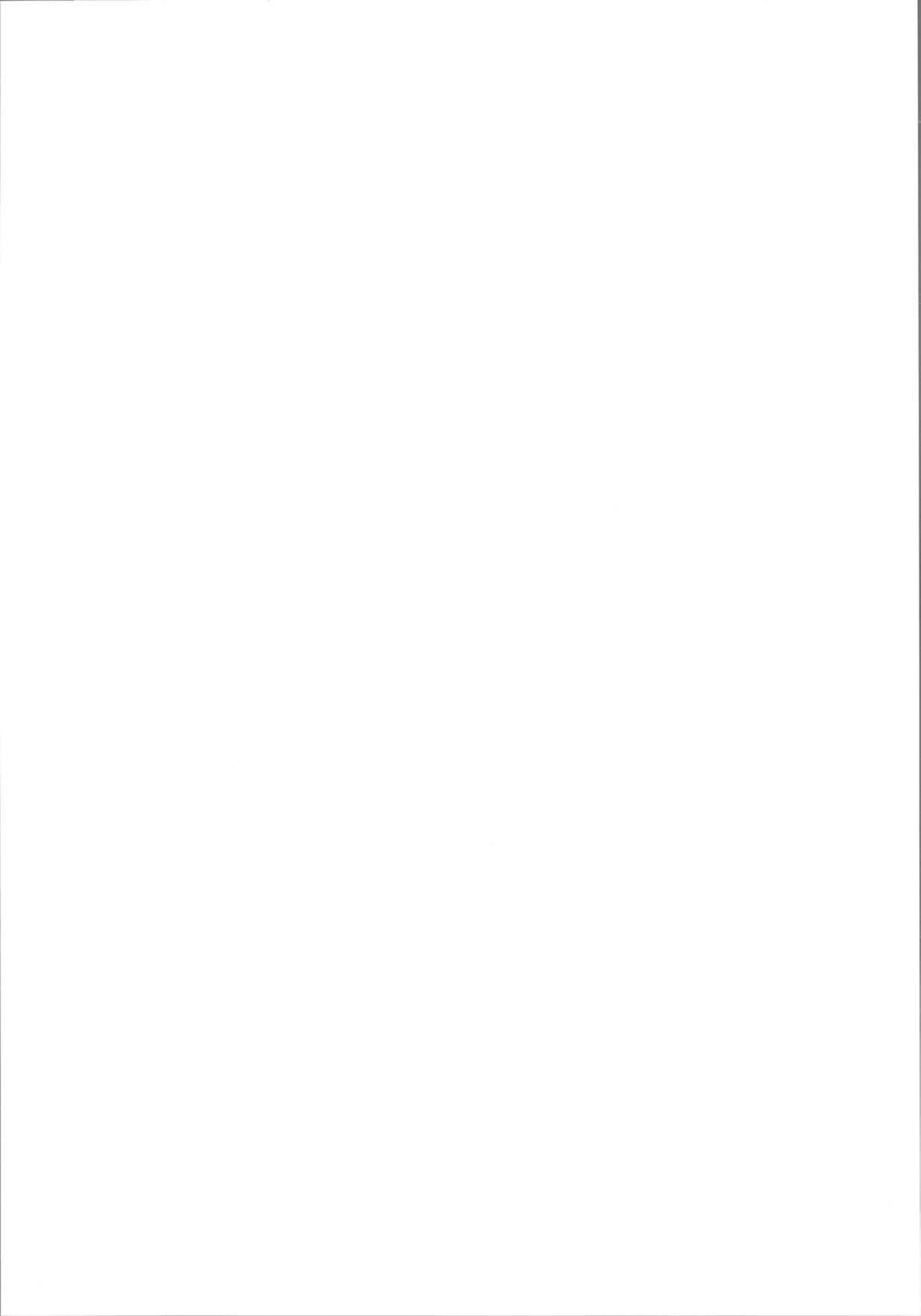
P. Duffaut (1981) *Prospection des usages de l'espace souterrain en Europe*, Symposium sur l'Usage industriel du sous-sol, Société espagnole de mécanique des sols, Madrid, 7-9 avril 1981.

J. Lacoste, P. Bérest (1981) *Politique du ministère de l'Industrie en matière de sécurité et protection de l'environnement dans les stockages souterrains d'hydrocarbures*, Deuxièmes Journées nationales géotechniques « Environnement et Géotechnique », Nantes, 11-13 mars 1981.

Ph. Masure (1981) *L'environnement et les concepts d'évacuation de déchets radioactifs à vie longue en formations géologiques continentales*, Deuxièmes Journées nationales géotechniques « Environnement et Géotechnique », Nantes, 11-13 mars 1981.

V. Maury (1981) *Le stockage souterrain : conception et réalisation. Applications aux énergies conventionnelles, nouvelles, aux déchets et à divers produits*, Conférence à l'Institut du bâtiment et des travaux publics, Paris, 31 mars 1981, à paraître dans les Annales de l'I.T.B.T.P.

A. Monjoie (1981) *Stockage de chaleur dans les excavations à ciel ouvert ou souterraines*, Deuxièmes Journées nationales géotechniques « Environnement et géotechnique », Nantes, 11-13 mars 1981.



exploitations à ciel ouvert

Rapport général de

L. Primel

L.C.P.C., Paris

Ce rapport ne vise en aucun cas à exposer tout ce qui a été fait en France dans le domaine des études géotechniques de carrières : les méthodologies d'études aux différentes échelles, depuis les inventaires jusqu'aux études détaillées de gisement, en passant par les essais géotechniques de laboratoire et de chantier qui permettent de définir l'utilisation des matériaux, ont fait l'objet de nombreux rapports, articles, normes (cf. Bibliographie); il s'agit plus concrètement d'essayer de montrer en quoi l'évolution des comportements dans un premier temps, puis de la législation plus récemment, ont eu des incidences importantes sinon sur nos méthodes elles-mêmes, en tous cas sur la façon de les mettre en œuvre.

La production de matériaux de carrières et plus particulièrement de granulats pose actuellement trois sortes de problèmes, que j'énoncerai dans un ordre qui n'implique aucune priorité :

a) Les premiers sont de caractère économique : compte-tenu du renchérissement des coûts de transport, il devient plus évident que jamais qu'il faut disposer de matériaux le plus près possible des lieux d'utilisation.

b) Les seconds — qui peuvent au premier abord apparaître en opposition avec les premiers — tiennent aux incidences multiples des exploitations sur l'environnement : ce sont les problèmes divers posés par les extractions dans les lits mineurs, ce sont les problèmes de pollution des eaux superficielles ou souterraines, ce sont les dégradations des paysages —, ce sont encore les nuisances diverses et classiques, comme le bruit, les poussières, etc.

c) Les troisièmes, complémentaires des précédents, et particulièrement aigus dans les vallées, sont les problèmes de concurrence pour l'occupation des sols : agriculture, urbanisme, exploitations forestières, etc.

Pour tenter de résoudre ces problèmes, se fait jour une tendance de plus en plus affirmée à pratiquer une

politique prévisionnelle et une meilleure programmation des exploitations dans l'espace. Ces soucis divers se sont traduits par des lois qui modifient le Code Minier, et qui conduisent à une évolution importante dans la conception des études.

En quoi ces prises en compte nouvelles des problèmes ont-elles modifié les études géotechniques? Quelles ont été également les implications de ces modifications sur la recherche? Je n'en ferai pas une analyse détaillée, mais je donnerai quelques exemples :

1° Problème des extractions dans les lits mineurs des cours d'eau.

2° Les exploitations dans les lits majeurs : mise en place des zones d'exploitation et de réaménagement coordonnés.

3° Recherche de matériaux de substitution.

4° Les études d'impact au niveau des gisements et des réaménagements de sites dégradés.

1 Extractions dans les lits mineurs

De nombreux cours d'eau français charrient vers leur embouchure des matériaux qui se déposent dans des emplacements où la vitesse du courant est plus faible, et ces dépôts ont été depuis très longtemps exploités pour en extraire essentiellement des sables, sans qu'aucune étude particulière ait généralement été réalisée; on avait tendance à considérer qu'en enlevant les apports, l'industrie extractive favorisait l'écoulement des eaux et par conséquent celle des crues. On s'est aperçu assez récemment que l'extraction est très généralement supérieure aux apports : on estime que l'on extrait annuellement 12 millions de tonnes du lit de la Loire, alors que les transports de matériaux par le fleuve se limiteraient à 600 000 tonnes. Il faut ajouter en outre que contrairement à l'opinion couramment admise, le débit solide de la quasi totalité des cours d'eau français provient essentiellement des matériaux

sablo-graveleux hérités des dernières glaciations et non de l'érosion continue des roches dans les massifs où ils prennent leur source.

Les extractions anarchiques et continues provoquent donc un creusement du fond du lit, qui a pour conséquences :

— l'abaissement de la ligne d'eau et par suite de la nappe phréatique, avec des conséquences possibles sur les captages et sur les rendements agricoles;

— l'affouillement des ouvrages en rivière : ce phénomène est particulièrement important pour les fondations de piles de ponts, notamment dans le cas de nombreux ouvrages anciens;

— l'érosion des berges. Bien qu'elle soit généralement due à de nombreuses causes, il est certain que les extractions ont dans certains cas, accéléré et aggravé le phénomène;

— les modifications du lit peuvent enfin avoir sur la faune et la flore aquatique ou voisine de l'eau diverses conséquences (dégradation ou suppression de frayères — destruction de flore ou au contraire implantation de nouvelles espèces désirées ou non, etc.);

— dans certains cas (Loire par ex.) remontée du bouchon vaseux et du front salé dans l'estuaire, avec ses incidences sérieuses sur l'alimentation en eau douce.

Cette prise de conscience de la gravité des problèmes posés par des extractions dans les lits mineurs a conduit d'une part à certaines interdictions et d'autre part à des études dans les domaines hydraulique, hydrogéologique et hydrobiologique beaucoup plus complètes qu'auparavant et qui permettent de définir dans quelles conditions on peut poursuivre les extractions et quelles sont les mesures à prendre (problème des seuils par exemple) pour éviter les conséquences que nous venons d'énumérer. On se soucie dans le même temps de beaucoup mieux maîtriser, non seulement la topographie du fond du fleuve, mais aussi l'épaisseur et la répartition spatiale des bancs de sables et graviers; ce qui suppose la mise au point, d'ailleurs en cours actuellement, d'appareils de mesure géophysiques simples permettant de définir rapidement ces paramètres en continu.

2. Devant les problèmes posés par les extractions dans les lits mineurs, le premier réflexe a été de transférer les exploitations dans les alluvions du lit majeur ou des basses terrasses des rivières. Seulement, il s'agit là d'un transfert dans un domaine qui est au moins aussi sensible sur le plan de l'environnement : n'oublions pas que les premières levées de boucliers contre les carrières se sont appuyées sur les pollutions et nuisances diverses créées par ces exploitations et qu'en outre elles se heurtent à la redoutable concurrence pour l'occupation des sols de l'agriculture, de l'urbanisme, etc.

Les conséquences dans le domaine géotechnique sont très importantes : alors que jusqu'à une date récente, on pouvait se contenter de délimiter les zones les plus riches en matériaux, puis de les exploiter, il devient maintenant indispensable de les concevoir dans un ensemble beaucoup plus complet : que les études se fassent dans le cadre de zones d'exploitation et de réaménagement coordonnées (Z.E.R.C.) ou par le biais de plans d'aménagement ou d'urbanisme, il s'agit en fait de pratiquer une politique prévisionnelle d'extraction, d'approvisionnement et de réaménagement. Les zones qui seront retenues pour l'exploitation devront être conçues dans un ensemble qui aura pris

en compte les besoins locaux et régionaux, l'ensemble de ce que l'on a coutume d'appeler les « contraintes », et aussi, et c'est ce qui est le plus nouveau, d'intégrer les exploitations dans un cycle d'utilisation du sol, c'est-à-dire de prévoir le devenir de l'ensemble de la zone après exploitation. Sur le plan géotechnique, tous ces impératifs signifient que le gisement doit être parfaitement connu, encore mieux que lorsque le seul problème était d'extraire des matériaux; les variations d'épaisseur de la découverte et du matériau exploitable influent non seulement sur le choix des zones d'extraction, mais aussi sur les modalités ultérieures du réaménagement; le contexte hydrogéologique de l'ensemble du site devra être très bien maîtrisé, pas seulement pour les raisons classiques et évidentes (zones inondables, modalités d'extraction), mais aussi pour prévoir l'incidence des extractions sur le niveau et la qualité de la nappe, ce qui conditionne directement les futurs aménagements. Il est bien évident que la plupart des méthodes à utiliser sont bien connues, mais cette évolution dans les préoccupations conduit cependant à une réflexion sur certains points de méthodologie. L'étude hydrogéologique consiste en fait à situer la place de l'extraction dans l'écoulement de la nappe, les influences étant différentes selon :

— sa pénétration dans la nappe, selon que l'on atteint ou pas le substratum de l'aquifère;

— sa position par rapport à l'aquifère et son type d'écoulement. Si l'extraction est située en amont de la nappe, elle peut contribuer à augmenter ou diminuer son alimentation (la notion « amont de la nappe » n'est d'ailleurs pas facile à définir avec précision);

— ses relations avec le cours d'eau;

— sa forme et la dimension de l'excavation par rapport à l'écoulement;

— les caractéristiques de l'aquifère (perméabilité, transmissivité, anisotropie, emmagasinement);

— la position de l'excavation par rapport à d'autres captages ou d'autres extractions.

En fait, il s'agit des paramètres nécessaires à l'étude hydrogéologique classique à l'échelle d'une nappe (et pas seulement à l'échelle du gisement). Les études peuvent se faire la plupart du temps par modélisation :

— modèles analogiques pour les cas simples,

— modèles mathématiques pour les cas plus complexes et les aquifères hétérogènes.

Outre ces études hydrogéologiques classiques (mais malgré tout différentes de ce qui se faisait auparavant pour des études de gisements alluvionnaires), des recherches sont engagées pour résoudre un certain nombre de points, soit insuffisamment connus, soit controversés, dont les principaux sont :

— Le colmatage du fond et des berges, correspondant à :

• l'accumulation côté aval, des fines entraînées par l'écoulement de la nappe,

• les éboulements et mélanges avec la terre végétale sur les bords,

• la production de fines lors de l'extraction,

• la prolifération d'algues sur le fond et les berges.

Ces éléments sont en fait assez mal maîtrisés actuellement et il est difficile de juger de leur importance et de leur évolution dans le temps :

— Évolution à terme de l'eau d'une extraction :

- l'extraction entraîne une modification du rôle de filtre de l'aquifère, souvent complexe (suppression des écrans de surface, mise en communication de nappes superposées, etc.);

- si l'on constate qu'en général la mise à nu de la nappe contribue à améliorer à court terme sa qualité par auto-épuration, on sait que ce phénomène est limité dans le temps par suite d'une pollution hydrobiologique qui dépend de nombreux facteurs, pas tous encore bien maîtrisés.

Citons encore les problèmes posés par le rejet (ou le recyclage) des eaux de lavage des matériaux extraits, ou le cas particulier, mais relativement fréquent des excavations en bordure de cours d'eau qui peuvent entraîner une modification du champ d'inondation, une rupture du cordon en cas de crue, un colmatage du cours d'eau par rejet des eaux de lavage, une modification de la température.

— Signalons enfin que certaines méthodes qui avaient été mises au point pour de nombreux types d'études géologiques se sont avérées particulièrement bien adaptées aux problèmes des gisements alluvionnaires : il s'agit en particulier des photographies aériennes obliques, dont l'interprétation apporte beaucoup d'éléments aussi bien pour l'étude du gisement que pour celle des écoulements souterrains, sans parler des données archéologiques, agricoles, forestières, etc. (cf. communication MM. Aubert-Gros).

3 Les matériaux de substitution

Les oppositions de plus en plus importantes aux extractions dans les lits mineur et majeur des cours d'eau, ont conduit peu à peu à envisager l'utilisation de matériaux dits de substitution. Qu'entend-on par matériaux de substitution? Schématiquement, il s'agit des matériaux susceptibles de remplacer les granulats alluvionnaires traditionnels dans leurs utilisations actuelles, c'est-à-dire essentiellement la fabrication des bétons et secondairement celle des matériaux de viabilité. Ce souci a conduit à la réalisation de nombreuses études, dont quelques-unes ont débuté dans certaines régions depuis plus de dix ans (calcaires tendres de la région parisienne, sables fins du Nord, par exemple), plus récemment dans le cadre de la taxe parafiscale sur les granulats, un peu partout en France.

On peut citer à titre d'exemples, les sables fins de la région parisienne, les schistes des terrils houillers du Nord, les calcaires tendres du Bassin de Paris au sens large, les alluvions argileuses des terrasses de la région toulousaine, les arènes granitiques et bien entendu les sables et graviers de la plate-forme continentale. L'élargissement considérable du champ des études a conduit à se poser toute une série de problèmes technico-économiques, dont les implications dans le domaine des études géotechniques proprement dites sont très importantes. Un rapide survol de quelques-uns des principaux matériaux de substitution permettra de s'en faire une idée :

— Matériaux alluvionnaires des moyennes et hautes terrasses, matériaux glaciaires et fluvio-glaciaires.

Cet ensemble très hétérogène correspond très généralement, soit à des placages plus ou moins importants sur les flancs des vallées, soit à d'anciens écoulements en nappes ayant laissé des dépôts très dispersés, soit enfin à des formations très hétérogènes (glaciaires et fluvio-glaciaires), mais souvent importantes localement.

Tous ces matériaux posent des problèmes beaucoup plus complexes que les gisements alluvionnaires classiques :

- la prospection est rendue difficile par les méthodes traditionnelles, en raison des variations très rapides et apparemment désordonnées des épaisseurs et des caractéristiques géotechniques (granularité, propreté);

- l'exploitation des gisements pose des problèmes de débouage, de lavage, de recyclage des eaux pour des raisons de respect de l'environnement, et donc aussi de stockage ou réutilisation des boues de décantation;

- l'utilisation de ces matériaux ne peut se faire qu'après des études sur les formulations possibles (en particulier en fonction des possibilités de « neutralisation » des minéraux argileux).

— Sables et graviers de la plate-forme continentale. Leur exploitation pose encore un certain nombre de problèmes, surtout d'ordre économique. Sur le plan géotechnique, il s'agit essentiellement :

- de chercher à optimiser les méthodes de prospection à l'échelle de l'exploitation opérationnelle (le coût des sondages en mer est très élevé);

- de résoudre deux problèmes particuliers :

- quelle teneur en sel peut-on admettre pour les différentes utilisations?

- quel est le pourcentage admissible de débris coquillers?

— Granulats issus de calcaires tendres (ou, et) hétérogènes.

Très répandus en France, et en particulier dans des régions où les granulats alluvionnaires traditionnels se raréfient (Bassin parisien au sens large, Charentes, Jura), ils constituent certainement une des solutions de remplacement les plus rapidement opérationnelles. Mais leur exploitation systématique suppose d'abord que les recherches en cours aboutissent à des conclusions favorables :

- quelles sont les limites d'utilisation des différents types de calcaires tendres : problèmes de dureté, de granularité, de sensibilité au gel. Les études en cours sont plus complexes qu'on pourrait le penser, dans la mesure où les caractéristiques des granulats ne sont qu'un des paramètres intervenant dans le comportement du matériau composite;

- si les problèmes d'élaboration doivent pouvoir être résolus (pourcentage pas trop important de fines, élimination des « boulettes » d'argiles ou de marnes), il n'en reste pas moins qu'il est indispensable pour ce type de matériaux de rechercher les gisements présentant le moins possible de « points faibles » (hétérogénéités verticales : lits marneux, argileux, ou poches de dissolution remplies d'argiles, ou encore variations latérales rapides de faciès, silicifications discontinues, etc.). Les recherches de gisements sont donc plus délicates que dans les massifs homogènes, et toute méthode nouvelle efficace (telle la magnétotellurique artificielle) est la bienvenue dans ces contextes difficiles;

- le but de ce rapport n'étant pas de faire un inventaire exhaustif de tous les problèmes, il suffira pour conclure ce chapitre consacré aux matériaux de substitution d'énumérer brièvement les autres matériaux sur lesquels des recherches sont en cours : utilisation optimale des « sables » non alluvionnaires, en particulier des sables fins, utilisation des sables de

concassage des roches magmatiques et métamorphiques pour la fabrication des bétons, « plein emploi » des « découvertes » de gisements, et en particulier des arènes granitiques, meilleure utilisation possible pour les éboulis divers, pour les déchets de mines, de carrières, les sous-produits industriels, tels que laitiers, scories, redéveloppement éventuel des granulats artificiels, etc. En fait, les problèmes divers, et en particulier les contraintes d'environnement, qui ont conduit à sortir de la facilité qui consistait à « écrémer » les gisements alluvionnaires ont donc conduit à une véritable explosion des études sur les matériaux de remplacement, et en tout premier lieu dans le domaine géotechnique.

4 Les études d'impact de carrière et les réaménagements de sites dégradés

La taxe parafiscale sur les granulats, instituée en 1975, a comme objectifs principaux, d'une part d'assurer la continuité des approvisionnements, d'autre part de réaliser des opérations expérimentales, exemplaires ou curatives de réaménagement dans les zones qui ont été dégradées par les exploitations de matériaux. Plus de 100 sites ont été réaménagés dans ce cadre depuis 5 ans. Par ailleurs, le nouveau régime des autorisations d'ouverture de carrière, qui s'est traduit par le décret de décembre 1979, rend obligatoire l'étude d'impact. Le souci, dans les deux cas est le même; il s'agit de réinsérer dans le premier cas les sites dégradés dans leur environnement et d'inclure dans le second cas les extractions dans ce qu'on pourrait appeler un cycle d'occupation des sols. Nous avons vu tout à l'heure qu'au niveau des études plus régionales, ce souci était déjà très apparent, ce sont les futures zones d'exploitation et de réaménagement coordonnés. En ce qui concerne les études d'impact, la communication présentée aux Journées par MM. Archimbaud et Primel a pour but essentiel de montrer que tous les problèmes que l'on doit prendre obligatoirement en compte dans les études d'impact ne peuvent pas être traités de façon sérieuse et efficace sans une très bonne connaissance géotechnique du gisement. Réciproquement, l'existence même de cette nouvelle obligation conduit sinon à bouleverser, du moins à infléchir et compléter nos études géotechniques. Pour illustrer cette tendance, il suffit de reprendre les principaux paramètres qui définissent le gisement (qu'il s'agisse de roches massives ou de matériaux alluvionnaires).

— La découverte : jusqu'à présent il faut bien dire que dans les études de gisement seule était prise en compte une estimation globale de l'épaisseur de la découverte, dans le cadre d'une gestion économique du gisement et en particulier des terrassements. Le problème du « devenir » de cette découverte était rarement envisagé sérieusement, alors que maintenant il s'agit d'une notion essentielle :

- il faut veiller à implanter judicieusement les stocks de découverte, en tenant compte de leur insertion dans le paysage, mais aussi de leur utilisation ultérieure éventuelle, par exemple pour la constitution de merlons qui serviront de protection contre le bruit ou contre les poussières, voire même d'écran de camouflage pour une meilleure intégration de la carrière dans le site;

- le stockage de la découverte doit aussi être organisé en fonction de ce qui est prévu dans l'étude d'impact pour la remise en état du site au fur et à mesure et en fin d'exploitation. Ces prévisions peuvent aller du simple remodelage, jusqu'à la reconstitution de terres

agricoles, ce qui signifie qu'il faut disposer d'une identification qualitative suffisante des matériaux de découverte.

- Le matériau exploitable.

Jusqu'à présent, les zones inexploitable d'un gisement, et elles existent toujours, bien qu'ignorées au départ, étaient laissées telles quelles, et elles donnaient à la carrière un aspect détestable. Leur mise en évidence lors de l'étude du gisement doit au contraire permettre de les utiliser intelligemment, soit pour y placer les installations, les stocks, soit comme moyen de lutte contre le bruit, les poussières, mais encore faut-il que la prospection du gisement soit suffisamment précise pour qu'elles soient connues en temps utile.

— De la même manière, il faut bien dire que jusqu'à présent on ne se souciait guère de la répartition des hétérogénéités et de l'état de fracturation du massif, si ce n'est à la rigueur pour faire en sorte que l'on soit dans les meilleures conditions économiques et techniques possibles pour la réalisation des abattages. Or, l'étude d'impact doit apporter des données chiffrées sur les problèmes de vibrations en particulier si l'exploitation prévue se trouve à proximité de sites sensibles (cf. thème 2 des Journées et Visite de la Carrière de la Noubleau). Enfin de l'état de fracturation du massif dépendra l'état des talus et les conséquences pour la sécurité, ainsi que pour l'aspect paysager en fin d'exploitation et enfin de cette fracturation découlera la possibilité ou non de réaliser des banquettes ou des gradins et aussi de prévoir l'implantation de tel ou tel type de végétation, ou encore de réutiliser la carrière comme lieu de stockage (cf. communication M. Montjoie).

— Les études actuelles de gisement sont beaucoup trop légères dans le domaine de l'hydrogéologie. Ce constat est vrai pour les carrières de roches massives, et encore plus bien sûr pour les carrières alluvionnaires.

— La connaissance du battement de la nappe, qui suppose une étude étalée dans le temps (ce qui n'est pratiquement jamais fait jusqu'à présent) est importante, pour l'extraction bien entendu, mais aussi pour une réalisation correcte des travaux de remise en état en fin d'exploitation ou, ce qui est plus souhaitable, à l'avancement. On connaît de nombreux sites où la méconnaissance de ce paramètre a été catastrophique, lors de remises en culture par exemple.

— L'évaluation du débit est également indispensable dans de nombreux cas, lorsque le lavage est obligatoire évidemment, ou lorsqu'on souhaite extraire hors d'eau et qu'un pompage est nécessaire, mais aussi pour l'utilisation future du site si l'on compte par exemple l'aménager en plan d'eau (ce qui est très fréquent en lit majeur). Il s'agit dans ce cas d'évaluer si les circulations d'eau seront suffisantes, compte tenu des problèmes de colmatage évoqués ci-dessus, pour éviter entre autre une eutrophisation des eaux retenues dans l'excavation.

En conclusion, on peut dire que la prise en compte de l'environnement dans le domaine des carrières a obligé les géotechniciens à « lever le nez » du sol, à regarder plus loin, aussi bien dans l'espace que dans le temps; cette « ouverture » se traduit par une utilisation différente de nos méthodes traditionnelles, et aussi par l'obligation de lancer de nouvelles recherches (pour résoudre des problèmes aussi variés que le colmatage des extractions alluvionnaires, ou encore l'utilisation

de calcaires tendres pour faire des bétons ou encore l'utilisation pour la prospection des gisements de nouvelles méthodes géophysiques, comme la magnétotellurique artificielle, ou enfin l'étude de la floculation des fines argileuses pour mieux résoudre le problème des eaux de lavage, etc.). Loin de les gêner, cette nouvelle dimension doit au contraire permettre aux géotechniciens de s'exprimer de façon plus complète.

Références bibliographiques

[1] Annales des Mines : numéro spécial « Carrières ». Mars-avril 1981. 224 pages.

[2] C. Archimbaud, L. Primié; Connaissance du gisement et étude d'impact. Revue Fr. de Géot. n° 14 bis. Mars 1981.

[3] J. Aubert, G. Gros; La photographie aérienne pour la reconnaissance de l'environnement. Revue Fr. de Géot. n° 14 bis. Mars 1981.

[4] Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Numéro spécial « Granulats ». Juin 1977.

[5] Les études d'impact de carrières de roches massives. Note d'information technique du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (59 pages). Septembre 1980.

[6] Les études d'impact de carrières de matériaux alluvionnaires. Note d'information technique du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (à paraître février 1982).

[7] A. Montjoie; Stockage de chaleur dans les excavations à ciel ouvert ou souterraines. Revue Fr. de Géot. n° 14 bis. Mars 1981.

[8] C. Schröder; Exploitation rationnelle d'un terril. Revue Fr. de Géot. n° 14 bis. Mars 1981.

construction sur zones de décharge

Rapport général de

G. Cartier

L. C. P. C., Paris

Introduction

Une des activités importantes de l'homme depuis qu'il vit en sociétés organisées consiste à stocker ou détruire les déchets produits par son activité. C'est, bien entendu, avec la croissance industrielle et la poussée démographique de ces dernières décennies que cette situation est devenue cruciale au point que les problèmes techniques posés nécessitent d'avoir recours à diverses spécialités allant du génie sanitaire à la géotechnique. Ceci n'est pas étonnant si l'on songe que le stockage des différents résidus modernes, dont la production croît plus ou moins exponentiellement avec le temps, est devenu un problème économique majeur pour tous les pays industrialisés et que les solutions pour leur traitement ou leur réemploi ne sont ni simples, ni bien connues. D'après Sowers (1976), la production de déchets aux États-Unis s'élevait en 1976 à 10^9 à 3×10^9 tonnes par an, soit une moyenne de 10 à 30 kg par personne et par jour. Parmi cette quantité, 1 à 2 kg sont imputables à la consommation individuelle journalière. Ceci est à comparer aux chiffres fournis en 1979 dans les cahiers techniques de la Direction de la Prévention des Pollutions, soit 0,6 à 1 kg par habitant et par jour.

De nombreux projets et quelques réalisations existent pour traiter, dès leur production, les résidus ménagers et industriels (Maes, 1980) :

— *le recyclage* : il permet de réduire la taille des installations de traitements ultérieurs, d'économiser les matières premières et l'énergie. Toutefois, l'insertion des matériaux récupérés dans les circuits commerciaux et industriels pose un problème déterminant.

— *l'incinération* : elle permet la récupération de l'énergie interne des résidus combustibles. Actuellement, 20 p. 100 du tonnage d'ordures ménagères collectées en France (15 millions de tonnes en 1980) est incinéré; si cette proportion passait à 50 p. 100 une économie d'énergie primaire supérieure à 700 000 t

d'équivalent-pétrole pourrait être réalisée chaque année. Toutefois, aussi parfaits que soient les procédés d'incinération ils nécessiteront toujours l'élimination, et donc le stockage, de résidus solides (mâchefer notamment) qui peuvent difficilement être récupérés par ailleurs, compte tenu de l'irrégularité du marché. De plus, le coût de ces installations pourrait les limiter aux grosses agglomérations.

— *la pyrolyse* : la fermentation méthanique et le compactage sont d'autres exemples de traitements des résidus qui utilisent leurs pouvoirs énergétiques ou fertilisants.

Tous ces procédés, bien qu'extrêmement prometteurs, nécessitent encore de gros efforts de recherches et ne permettront pas, de toute façon, de traiter l'ensemble des résidus (notamment industriels). On se retrouve donc finalement avec une quantité importante de déchets ou de sous produits que l'on peut chercher à réutiliser dans les structures terrestres (remblais par exemple), ou stocker de manière à ce qu'il n'aient pas d'influence sur l'environnement (pollution des nappes notamment) voire qu'ils puissent être utilisés comme terrains de fondation.

Cette dernière possibilité, qui en d'autres termes a pour objectif la *construction d'ouvrages sur zones de décharges*, se retrouve généralement dans les deux cas suivants (Cartier, 1979) :

1) Un projet doit être implanté sur une zone de décharge tout en satisfaisant aux critères des structures projetées (bâtiments, remblais, déblais, ouvrages d'art, ouvrages hydrauliques...); il faut alors évaluer les possibilités de fondation sur ces matériaux compte tenu du coût important qu'entraînerait une substitution. Il peut également s'agir de constructions existantes qui présentent des désordres et dont on veut connaître l'évolution.

2) On doit créer une zone de stockage de résidus et on souhaite, en fin d'exploitation, réhabiliter le terrain pour y construire des structures, généralement

légères, mais néanmoins définitives : dans ce cas, il faut décider des matériels et traitements à utiliser pour accroître les propriétés mécaniques et la densité des résidus et évaluer le comportement ultérieur des matériaux. Pour les déchets industriels, il faut de plus se préoccuper des difficultés liées à l'opération même du stockage et prévoir les dispositions constructives adéquates.

Ces deux situations concernent quasiment tous les types de constructions ainsi qu'en témoignent les communications présentées à ce sous-thème. Ceci confirme d'ailleurs les résultats d'une enquête portant sur 35 sites étudiés dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées (Cartier, 1981) qui indiquaient la répartition suivante :

— Bâtiments - Constructions industrielles	35 %
— Ouvrages en terre	35 %
— Chaussées	18 %
— Ensembles de loisirs	6 %
— Ouvrages d'art	3 %
— Divers (collecteur Ø 2500 par exemple)	3 %

Lors de l'étude de ce type de projet, le géotechnicien est généralement confronté aux questions traditionnelles de la mécanique des sols, mais la nature du matériau de fondation crée des problèmes très spécifiques que Sowers (1968) classe en quatre catégories :

— *Caractérisation du matériau* : c'est essentiellement l'hétérogénéité des constituants, les difficultés de reconnaissance et l'inadéquation des essais courants qui rendent cette phase délicate.

— *Capacité portante* : la faible capacité portante de ces matériaux qui est due essentiellement à la nature élastique des constituants et aux difficultés de compactage, doit pouvoir être évaluée.

— *Tassements* : les tassements immédiats sont assez souvent rapides, importants et différentiels. Par contre, l'activité biochimique des résidus putrescibles assure une phase secondaire qui se traduit par des tassements importants mais différés, ainsi que des problèmes de corrosion. L'évaluation a priori des phases de tassements est bien entendu beaucoup plus délicate que pour les sols : quelques auteurs établissent à cette occasion un parallèle avec les tourbes.

— *Dispositions constructives* : les terrassements réalisés dans ces matériaux sont particulièrement pénibles du fait des émanations de gaz et des odeurs désagréables, mais également de la présence de gros blocs. Quand on a affaire à des déchets industriels particuliers, on peut de plus être exposé à des dangers spécifiques (présence de produits chimiques nocifs, par exemple).

En outre, l'analyse de ces différents problèmes montre que le géotechnicien est tenu de déborder son cadre de compétence traditionnel et qu'il est souvent nécessaire d'évaluer conjointement les problèmes liés à l'influence sur l'environnement (pollution liquide, présence de gaz, ...).

En première analyse, on ne peut donc que constater que les études de faisabilité pour des constructions sur des zones de décharge posent des problèmes spécifiques qui sont aussi divers que délicats à aborder avec les techniques et méthodologies traditionnelles. A l'évidence, ceci n'a toutefois pas découragé les bâtisseurs puisque la littérature technique, notamment américaine, cite des exemples frappants et très divers de constructions importantes sur des décharges comme par exemple :

— une partie de la ville de San-Diego (Californie), un grand immeuble de bureaux à Memphis (Tennessee), l'université de Seattle (Washington);

— un terrain de golf à Houston (Texas), un complexe de sports et de loisirs à Detroit (Michigan) construit sur une décharge contrôlée et comportant notamment une colline de 60 m de hauteur réalisée avec 6 millions de mètres cube de déchets compactés et destinée à la pratique du ski;

— des gares routières, centres commerciaux, stations services et même des pistes d'aéroport (La Guardia à New York, notamment).

A la lecture de cette bibliographie, presque exclusivement anglo-saxonne, on remarque que la plupart des publications traitent des problèmes sanitaires posés par les décharges (Yen et Scanlon annoncent 450 articles pour la période antérieure à 1971). Par contre, on dispose de très peu d'expérience sur les caractéristiques géotechniques des résidus et sur leur comportement sous chargement ainsi que sur les ordres de grandeur des phénomènes (tassements, capacité portante).

La liste des articles traitant de ce sujet s'étoffe toutefois très vite actuellement, traduisant ainsi l'ampleur des problèmes : on notera notamment que ce sujet a fait l'objet d'une séance spéciale au IX^e Congrès International de Mécanique des Sols et Travaux de Fondation en 1977 à Tokyo, puis d'une séance plénière au X^e Congrès de Stockholm en 1981 et d'une conférence particulière de l'American Society of Civil Engineers (Geotechnical Engineering Division) en Juin 1977.

Ceci confirme, s'il en était besoin, l'importance qu'il faut accorder à ce sous thème et surtout l'utilité des contributions écrites qui ne peuvent qu'enrichir les connaissances actuelles et aider à la mise en place d'une expérience française. L'analyse des communications au sous-thème et la synthèse des connaissances actuelles, qui suivent, sont réalisées dans cet esprit.

Analyse des communications présentées au sous-thème I-4

Quatre communications écrites ont été proposées au sous thème I-4 :

- *Reprise des fondations sur zone de décharge*, par D. Gouvenot de Solétanche Entreprise.
- *La consolidation dynamique rend possible la construction en zone de décharge*, par M. Gambin et P. Guinnement de Techniques Louis Ménard.
- *Constructions de remblais autoroutiers sur ballastières remblayées*, par J.-P. Cudennec, J.-P. Gigan et G. Cartier des Laboratoires des Ponts et Chaussées.
- *Comportement géotechnique des résidus urbains*, par G. Cartier du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Les deux derniers articles ont été présentés lors de l'intervention du Rapporteur Général alors que les deux premiers ont fait l'objet d'une courte intervention orale par leurs auteurs.

D. Gouvenot rapporte deux cas de bâtiments fondés sur zones de décharge pour lesquels il a fallu recourir à une reprise en sous œuvre afin de stabiliser l'évolution de désordres dans la structure. La technique utilisée consiste à placer une armature métallique dans un forage de petit diamètre (qui ne pose pas trop de problèmes de réalisation à travers les obstacles

couramment rencontrés dans les résidus) et à la sceller au sol par injection de ciment sous pression. Le coulis utilisé peut être associé à une protection du pieu contre la corrosion et également assurer un remplissage des vides du terrain. Les essais de chargement rapportés par l'auteur témoignent du comportement correct de la fondation qui, par ailleurs, ne semble pas poser de problème de flambement, notamment en cas d'évolution des vides de la décharge. Il semble bien, finalement, que l'on dispose avec ce type de procédé d'un moyen efficace de traitement a posteriori de constructions subissant des tassements ou des défauts de capacité portante. Pour les projets une comparaison économique reste à faire avec les autres traitements possibles.

M. Gambin et P. Guinnement développent les principes généraux et les principaux avantages du traitement en masse par la méthode de la consolidation dynamique. Outre quelques références étrangères d'application de la méthode aux zones de résidus, qui seront intéressantes à consulter, les auteurs présentent quatre exemples localisés dans l'ouest de la France. Dans chacun des cas, les objectifs ont été atteints puisque les caractéristiques mécaniques du terrain mesurées au pressiomètre ont généralement été multipliées par un facteur 3 à 4 et que l'évolution des tassements semble avoir été stabilisée, tout en assurant probablement une certaine homogénéisation du matériau. On notera avec les auteurs que les règles d'utilisation de la méthode pour les sols usuels restent difficiles à extrapoler aux remblais d'ordures. De plus, il existe certainement une limite d'efficacité vis à vis de la profondeur (noter que les cas présentés n'excèdent pas 7 m d'épaisseur) et vis à vis des déchets noyés ou très putrescibles (ordures ménagères notamment).

J.-P. Cudennec, J.-P. Gigan et G. Cartier complètent la panoplie des méthodes de traitement des décharges de résidus en montrant à partir de trois exemples largement instrumentés comment le chargement (qu'il soit définitif ou réalisé à titre de préchargement avant construction d'un ouvrage définitif) permet d'augmenter les caractéristiques mécaniques du matériau et quelle est l'allure des tassements correspondants. On retiendra que dans les cas présentés où les résidus étaient essentiellement constitués de gravats et déblais de terrassement, donc avec un faible pourcentage de déchets industriels et ménagers, les tassements ont été assez modestes (3 % de l'épaisseur initiale au maximum) et obtenus en quelques mois, c'est-à-dire en général suffisamment rapidement eu égard aux impératifs des chantiers. Les caractéristiques mécaniques ont généralement été multipliées par deux si l'on en croit les mesures au pressiomètre qui, par ailleurs, semblent pouvoir être utilisées pour la prévision des tassements, sous réserve que l'on puisse aboutir à la définition d'une gamme de valeurs numériques pour le coefficient α qui caractérise le sol et la géométrie du remblai. En tant que traitement, la méthode du préchargement apparaît satisfaisante et il reste à réaliser des comparaisons efficacité-coût, par exemple avec la consolidation dynamique.

G. Cartier dresse un inventaire des problèmes géotechniques posés pour les résidus urbains qui se distinguent des autres déchets par la prédominance de l'activité biochimique due à la forte proportion d'éléments putrescibles. La première partie présente les principales caractéristiques de ces résidus et un état des connaissances bibliographiques sur les tassements, la capacité portante, l'amélioration et le traitement des ordures ménagères. Les mesures

présentées sur l'évolution des tassements de deux décharges montrent toutefois que les corrélations proposées dans la littérature technique méritent d'être précisées sur de plus nombreux sites et que la détermination de certains paramètres, comme la densité ou l'indice des vides, est fondamentale mais délicate à réaliser.

Caractéristiques des différents types de résidus

Les résidus que l'on peut rencontrer dans les projets de constructions sont très variés et d'un comportement très différent suivant leur composition. On peut les classer grossièrement en trois catégories :

— *Les déchets et sous produits industriels* : ils sont très particuliers suivant leur nature et leur provenance. Les plus couramment rencontrés sont les déchets de mines, les résidus d'incinération, les cendres, les sous produits d'industries textiles et chimiques, les résidus de décantation. Dans la plupart des cas, ils correspondent à une production continue et sont donc relativement contrôlés et homogènes. Leur diversité, par contre, est telle que l'on ne peut pas les caractériser globalement et qu'ils doivent être l'objet d'études particulières. Quand ils ne sont pas organiques et composés d'éléments résistants, ces matériaux se compactent généralement bien et ne posent pas de problèmes insurmontables en tant que terrain de fondation.

— *Les décharges « sauvages »* : les périphéries urbaines sont typiques de ces sites remblayés de façon peu ou pas contrôlée. Il s'agit le plus souvent d'anciennes ballastières que les exploitants ont abandonnées ou ont comblées de matériaux divers. On y trouve des matériaux de démolition (gravats, briques, bois, ...), des exédents de déblais (limons, ...), des « monstres ménagers » (réfrigérateurs, cuisinières, matelas, ...), ainsi que des ordures ménagères mais en quantité généralement faible (fig. 1). Ce dernier point est en fait primordial et il faut, dans ces cas, s'attacher à caractériser le pourcentage de matières putrescibles. Quand il est faible, on peut s'attendre à un comportement global satisfaisant, sous réserve d'un traitement par compactage ou préchargement, ainsi qu'en témoignent Cudennec et al., et Gambin et al. dans leurs communications écrites. Si les matériaux putrescibles prédominent on s'approche du comportement des décharges d'ordures ménagères.



Fig. 1 Ancienne ballastière comblée de résidus divers



Fig. 2 Mise en dépôt de déchets ménagers dans une décharge contrôlée

— *Les déchets ménagers* : les résidus de l'usage domestique sont traditionnellement stockés dans des décharges municipales qui peuvent également recevoir la collecte de déchets variés. Toutefois, la prise en compte de plus en plus fréquente des problèmes d'environnement encourage les municipalités à avoir recours à des installations plus rationnelles facilitant d'ailleurs une réhabilitation des sites après exploitation. Les décharges contrôlées ainsi réalisées consistent essentiellement en un épandage des ordures en couches successives de 2 à 2,5 m d'épaisseur recouvertes chaque jour d'un matériau inerte. Cette opération est assortie d'un compactage à l'aide d'engins munis de roues à bandages spéciaux (type « pied de mouton », par exemple) ou d'un broyage préalable à la mise en dépôt. Dans l'optique d'une utilisation comme terrain de fondation, les matériaux de ces sites présentent l'avantage d'être homogènes et d'avoir une densité élevée (fig. 2).

La composition des décharges d'ordures ménagères varie bien entendu d'un site à l'autre; on notera toutefois sur le tableau I une valeur moyenne française (Maes, 1979) assez comparable aux valeurs trouvées dans la littérature technique. La détermination de cette

composition sur un site donné est particulièrement importante car il apparaît à l'évidence que le comportement global de la construction à réaliser dépendra du comportement des différents constituants. De ce point de vue, on peut dresser un bref inventaire des principales caractéristiques des éléments constituant une décharge d'ordures ménagères (Sowers 1973) :

— *Déchets alimentaires* : Humide. Fermente et pourrit rapidement; compressible.

— *Papiers-Tissus* : Humide. Pourrit et brûle; compressible.

— *Déchets de pelouses, broussailles, souches* : Humide. Fermente, pourrit et brûle.

— *Matières plastiques* : Sec. Compressible; indestructible sauf par combustion.

— *Matériaux métalliques divers (boîtes de conserve, ...)* : Sec; se corrode et s'écrase.

— *Masses métalliques (cuisinières, ...)* : Sec. Rigide; se corrode légèrement.

— *Caoutchouc (pneus)* : Sec. Brûle; compressible mais ne s'écrase pas; ne pourrit pas.

— *Verre* : Sec. S'écrase; indestructible.

— *Matériaux de démolition* : Sec. S'écrase et se comprime.

— *Cendres — Déchets chimiques* : Très humide. Compressible; actif chimiquement; partiellement soluble.

Ces différents processus de décomposition sont directement liés à la teneur en eau (l'expression « teneur en matières liquides » serait peut être mieux adaptée) régnant dans les décharges. Rao (1974) relate des mesures faites à l'Université de Purdue en 1959 qui montrent que la teneur en eau peut être de 65 à 72 % dans les matières végétales et animales et environ de 1 à 3 % dans les résidus plus solides. Ceci correspond à une valeur moyenne de 20 % qu'il faut rapprocher des 20 à 50 % annoncés par Sowers (1973) et de valeurs similaires données par ailleurs (Chen et al., 1977). Malgré la présence d'éléments liquides dans les

Tableau I Comparaison de la composition de quelques décharges municipales

Référence Composition	Madison U.S.A. Chen et al.	Valeurs moyennes Sowers	Carlton Moore et al.	Springvale Moore et al.	Coburg Moore et al.	U.S.A. Valeurs moyennes	FRANCE Valeurs moyennes
Papier, cartons et textiles	44 %	10 à 40 %	42,2 %	28,3 %	22,9 %	42 %	30 %
Matières végétales et animales	29,1 %	20 à 40 %	24,5 %	45,3 %	49,3 %	22,5 %	25 %
Verre	10 %	5 à 15 %	11,5 %	13,6 %	14,8 %	6 %	7 %
Métaux	6,7 %	6 à 16 %	11 %	8,7 %	9,0 %	8 %	6 %
Bois	1,1 %	0 à 5 %	-	-	0,1 %	11 %	-
Plastiques	1,8 %	1 à 2 %	10,5 %	3,6 %	3,1 %	-	5 %
Démolition (briques, béton ..)	7,2 %	0 - 10 %	-	-	-	-	-
Éléments fins	-	0 à 5 %	-	-	-	-	17 %
Divers	-	5 - 10 % (pneus)	0,3 %	0,5 %	0,8 %	10 %	10 %

déchâres, il faut également noter que 45 % du poids total des résidus est susceptible de brûler ou de se consumer, phénomène qui contribue aux tassements.

Le comportement d'une décharge sous chargement est, d'autre part, fortement influencé par l'état de compacité du matériau que l'on peut caractériser par la densité et l'indice des vides. La détermination de la densité des résidus en place reste une opération délicate puisqu'il est difficile de prélever un échantillon représentatif en profondeur. Les densités que l'on trouve dans la littérature sont généralement déterminées par pesées lors de la mise en dépôts. Il s'agit donc de poids volumiques initiaux. Le tableau II donne quelques valeurs typiques du poids volumique des ordures ménagères. On estime généralement qu'après tassements le poids volumique d'une décharge peut atteindre 10 KN/m^3 .

L'indice des vides correspondant peut varier dans une fourchette très large suivant que les déchets sont bien compactés ($e_0 = 2$) ou non compactés ($e_0 = 15$).

Enfin, une particularité essentielle des décharges de résidus ménagers réside dans la décomposition lente des différents déchets. Une partie de cette décomposition résulte d'activités physico-chimiques (dues notamment aux infiltrations d'eau et à la chaleur dégagée par le pourrissement des matières organiques) : oxydation, entraînement de particules, etc... Les solutions liquides qui s'échappent des décharges contiennent généralement des matières en suspension et des microorganismes susceptibles de polluer l'environnement. L'essentiel de la décomposition résulte en fait de l'activité biochimique qui est continue : elle est anaérobie en profondeur et aérobie en surface et se traduit par la production de liquides et de gaz. Le méthane et le dioxyde de carbone sont les deux principaux gaz et proviennent essentiellement de la décomposition des déchets animaux et végétaux qui contiennent des hydrates de carbone et des sucres qui sont décomposés par les bactéries. La décomposition des graisses ou de la cellulose contenue dans le papier peut durer des années si l'on est en conditions anaérobies (Laguros et Robertson, 1977). On estime généralement que la production de méthane dans les décharges peut durer 20 ans. En général la concentration en méthane augmente avec le temps pendant que

celle en CO_2 diminue. Laguros et Robertson (1977) donnent la comparaison suivante entre le gaz ainsi produit et le gaz naturel :

	Gaz de décharge	Gaz naturel
Méthane	35 à 45 %	95 %
Éthane	0	3 %
Hydrocarbures lourds	0	2 %
CO_2	36 %	1 %
Azote	15 à 25 %	0

La décomposition des résidus produit également des acides organiques qui sont très corrosifs et attaquent les métaux et le béton (Sowers, 1968) et sont donc un facteur de la décomposition physico-chimique. Cette action s'accompagne d'une élévation de la température des déchets qui est par conséquent indicative de la décomposition. On note des moyennes allant de 35 à 45 °C, voire plus (Rao, 1974).

Problèmes géotechniques rencontrés par les constructions sur décharges

• Techniques de reconnaissance. Essais.

La caractérisation d'une décharge de résidus, tant au niveau de la reconnaissance que de la détermination des paramètres géotechniques, n'est pas, a priori, redevable des techniques habituellement utilisables pour les sols. Lors de la reconnaissance préliminaire on se heurte tout d'abord au caractère très hétérogène du matériau et à la présence de blocs. Taylor (1972) indique qu'il suffit qu'un sondage rencontre un bloc de béton ou même de bois, pour que l'on doive se déplacer de quelques mètres et recommencer le forage. De plus la quantité de matériau récupérée au carottage est souvent faible surtout sous la nappe. Le Comité de l'ASCE (Committee on Sanitary Engineering

Tableau II Valeurs typiques de poids volumiques des déchets ménagers

Référence Traitement	Rao, 1974	Brunner et Keller, 1971	Sowers 1968	Moore et al. 1977	Yen et Scanlon 1975
Sans compactage	1,5 à 2 kN/m^3	-	8	2,5 à 3,5 kN/m^3	-
Faible compactage	3,5 à 6 kN/m^3	3 kN/m^3	à	-	6,5 kN/m^3
Compactage sérieux	-	10 kN/m^3	12 kN/m^3	-	-

Research of the Sanitary Engineering Division) a étudié de nombreuses décharges à partir d'échantillons prélevés avec un carottier d'un pouce de diamètre et six pouces de longueur battu dans le terrain par un marteau de 16 kg et vériné au moment du prélèvement. Il ne fait pas de doute que cela ne permet par contre pas d'identifier les matériaux et de faire des essais classiques en laboratoire. Il faut pour cela avoir recours à de gros forages plus délicats et coûteux à réaliser. Afin de caractériser la résistance globale du matériau et de détecter les passages plus durs ou les blocs, Sowers utilise l'essai standard de pénétration (SPT). Il précise toutefois que les valeurs élevées, mesurées localement, sont rarement représentatives d'une forte résistance et sont généralement dues à un point dur. Le pénétromètre classique à cône est également cité (Florian, 1977). En France, on a utilisé le pénétromètre (généralement dynamique) ainsi que le pressiomètre. Les résultats sont souvent difficiles à interpréter (fig. 3), mais fournissent toutefois des indications notamment sur les hétérogénéités en grand. De plus, Cudennec et al., ainsi que Gambin et al. ont donné des résultats numériques pressiométriques qui semblent applicables pour caractériser les phénomènes (tassements et amélioration de caractéristiques, respectivement).

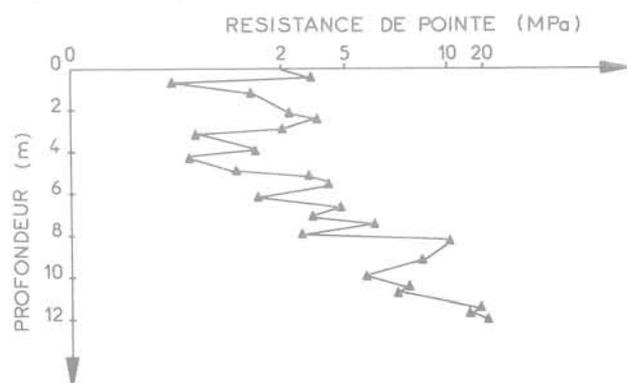


Fig. 3 Exemple de résultats d'un essai pénétrométrique dans une décharge municipale

Pour la détermination de modules de déformation des résidus en place, Moore et Pedler (1977) ont utilisé des essais de plaque de différentes dimensions (diamètres 30, 45 et 60 cm). L'interprétation de ces essais est réalisée à l'aide d'un programme sur la base des solutions théoriques pour les déformations de multicouches élastiques.

La détermination des caractéristiques géotechniques en laboratoire est plus difficile pour les résidus que pour les sols. Ceci tient à la difficulté de tailler un échantillon représentatif, mais également au fait que c'est essentiellement les paramètres du comportement différé (tassements secondaires notamment) qui sont intéressants. De plus, ce type d'essai est à l'évidence limité aux résidus possédant une certaine homogénéité et peu de gros blocs (résidus ménagers, certains résidus industriels, cendres, ...). Quelques auteurs, cependant, ont adapté le type de matériel existant pour réaliser des essais de consolidation. Rao (1974) utilise un œdomètre métallique traité à l'époxy, de grande dimension (échantillon de diamètre 60 cm et de hauteur 20 cm). Des ouvertures pratiquées sur le côté de l'appareil permettent de prélever les gaz, et d'autres sous l'échantillon permettent de recueillir les liquides polluants. Des appareillages encore plus sophistiqués ont été construits. Chen, Zimmerman et Franklin (1977) qui ont proposé un modèle pour le comportement des

résidus ont fait leurs essais sur un œdomètre permettant d'appliquer une contre pression, de contrôler le drainage et de mesurer la pression interstitielle à la base de l'échantillon. De nombreux auteurs s'accordent toutefois pour reconnaître que ces essais ont une valeur assez théorique et que l'essai de chargement en vraie grandeur reste une solution mieux adaptée à ces matériaux. Ceci pose toutefois le problème de l'instrumentation de l'ouvrage expérimental qui doit tenir compte de particularités comme la température élevée (dans les décharges d'ordures ménagères) et la présence de points durs qui peuvent, par exemple, détruire les rilsans reliant les appareils au plot de mesure (généralement des tassomètres).

• Capacité portante. Fondations

La capacité portante des résidus, c'est-à-dire en fait leur aptitude à supporter des charges, est généralement faible. En outre, elle dépend bien entendu des proportions respectives d'éléments très résistants (briques, métaux, ...) et de la façon dont l'ensemble a été compacté. D'autre part, la conséquence directe de cette hétérogénéité est que la capacité portante peut être très variable d'un point à l'autre du site et se traduire par un comportement différentiel de la construction. Une fois encore, on est donc amené à conseiller au projeteur une caractérisation préalable de la constitution de la décharge, par exemple grâce à une campagne pénétrométrique.

Pour ce qui est des ordures ménagères (qui donnent généralement les valeurs les plus faibles) la capacité portante peut être comprise entre 25 et 100 kPa selon l'âge des résidus. Des essais statiques relatés par Rao (1974) indiquent des valeurs de 125 kPa après une période de préchargement d'un an. Sowers (1968) propose par contre de se limiter à 50 à 80 kPa si on ne veut pas risquer une rupture. Divers auteurs notent également que la présence d'une couche de sol bien compacté en surface peut permettre d'éviter des problèmes pendant et après construction, notamment en assurant une certaine diffusion des charges. Quand il apparaît impossible de construire à la surface d'une décharge, on peut bien entendu envisager de se fonder en profondeur au niveau du bon terrain. Ainsi que le souligne Gouvenot ceci pose toutefois des problèmes de réalisation car on peut notamment se heurter à des obstacles infranchissables, même au trépan. De plus, la présence de matériaux en décomposition oblige à protéger les pieux contre toute corrosion.

• **Tassements** : plusieurs mécanismes sont responsables du tassement des décharges de résidus (Sowers, 1973) :

Action mécanique : la distorsion et la réorientation des divers composants produisent une consolidation similaire à celle des sols organiques.

Percolation et ravinement : l'eau qui percole à travers les résidus entraîne les éléments fins vers les vides laissés par les plus gros éléments.

Changements physico-chimiques : il s'agit essentiellement de la corrosion, de l'oxydation et de la combustion.

Décomposition biochimique : la fermentation et la décomposition (aérobie ou anaérobie) des matières végétales et animales se traduisent par des actions continues, à long terme.

Interaction : ces différentes actions interfèrent dans le phénomène du tassement. Les gaz produits par la fermentation brûlent; les acides organiques produisent

de la corrosion; la consolidation engendre des changements de volume propices aux percolations.

Il faut ajouter à ces actions le tassement élastique qui représente un faible pourcentage du tassement total et qui se produit dès l'application de la charge. Il est en général réversible.

Les tassements résultant, qui se traduisent par l'expulsion de liquide et de gaz, ne cessent quasiment jamais, notamment pour les résidus très organiques où la phase secondaire est en général prépondérante. La vitesse de dissipation des pressions dépend en fait de l'indice des vides, de la perméabilité et des caractéristiques de compressibilité du matériau. Zimmerman et al. (1977) ont montré que la variation de la perméabilité des résidus affecte la vitesse de dissipation des pressions alors que les changements dans la matrice solide affectent surtout le taux de fluage. La vitesse de tassement d'une décharge dépend finalement de la température, de la teneur en eau et des conditions d'environnement comme la présence d'une nappe ou de ravinements. Quand la proportion d'éléments putrescibles est importante, le phénomène de décomposition se produit très vite dès la mise en décharge, puis diminue d'intensité avec le temps et la profondeur en fonction des conditions d'exposition des déchets. En effet, selon Merz et Stone (1966) le tassement aérobie peut être quatre à six fois supérieur au tassement anaérobie.

En général, la majorité des tassements se produisent durant la première année de mise en décharge (entre la moitié et les deux tiers du tassement total selon Sowers, 1968) ce qui est favorable pour les constructions réalisées sur zone ancienne. Le tableau montre de plus qu'ils sont souvent importants : ils peuvent atteindre 10 à 30 % de l'épaisseur initiale sous poids propre (Comité de l'ASCE; Rao). Le caractère très hétérogène des décharges provoque par ailleurs des tassements différentiels qui sont particulièrement gênants pour la plupart des structures rigides. Afin de minimiser ce problème, Rogus (1960) recommande une densification de la couche superficielle par l'action de compacteurs lourds, alors que Sowers (1968) suggère le préchargement.

Pour le projeteur, le problème est bien entendu la prévision de ces tassements. Cudennec et al. ont montré dans leur communication à ce sous-thème que le pressiomètre peut être un instrument intéressant. Toutefois, la valeur du coefficient α qui intervient directement dans le résultat reste à caler sur de plus nombreux sites. En fait, bien que les essais en place soient certainement l'outil le plus raisonnable pour ces matériaux hétérogènes, la littérature technique décrit principalement des méthodes de prévision basées sur les théories œdométriques usuelles pour les sols. Sowers (1973) se base notamment sur le comportement des sols organiques et décompose le tassement des résidus urbains en deux phases :

— Une phase primaire qui dure rarement plus d'un mois et pendant laquelle l'indice des vides décroît suivant la relation bien connue :

$$\Delta e = -C_c \cdot \lg \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0}$$

où σ'_0 est la contrainte effective initiale et $\Delta \sigma$ l'accroissement de contrainte dû à un chargement. L'indice de compression C_c est donné par la figure 4 en fonction de l'indice des vides initial. Moore et Pedler (1977) ont confirmé le fuseau donné par Sowers à l'aide d'essais de chargement à la plaque sur une

décharge contrôlée. Ces résultats, obtenus en supposant une densité des matières solides de 2, sont tout à fait concordants. On a d'autre part porté sur la figure 4 les valeurs obtenues sur les sites de Roanne et d'Arnouville (Cartier, 1981) et qui semblent apporter un certain crédit au fuseau de Sowers.

— Une phase secondaire qui résulte de la compression secondaire, de l'action physico-chimique et de la décomposition biochimique et qui se traduit par la relation :

$$\Delta e = e_2 - e_1 = -\alpha \cdot \lg \frac{t_2}{t_1}$$

entre l'indice des vides et le temps. Le coefficient de compression secondaire α est donné par la figure 5 suivant les conditions de la décomposition.

Ces dernières valeurs sont généralement considérées pessimistes. Keene (1977) a réalisé des mesures de tassement à diverses profondeurs d'une décharge. Cela conduit à une valeur moyenne du coefficient α qui est assez proche de la limite « conditions non favorables à la décomposition ». Ceci est confirmé par Yen et Scanlon (1975) sur la base de comparaisons de vitesses relatives de tassements de trois décharges

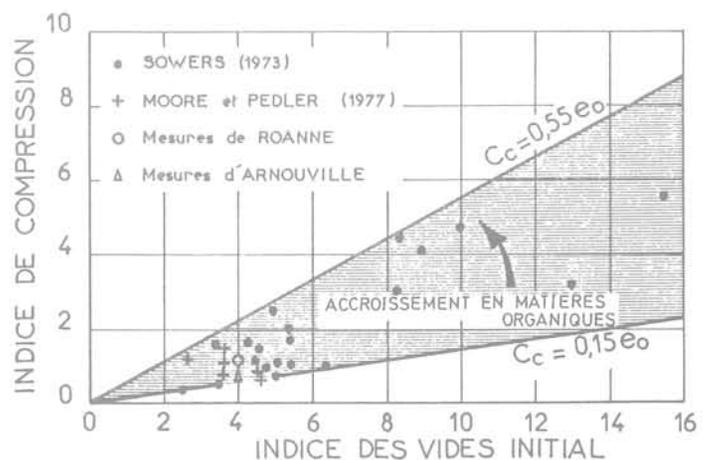


Fig. 4 Indice de compression en fonction de l'indice des vides initial

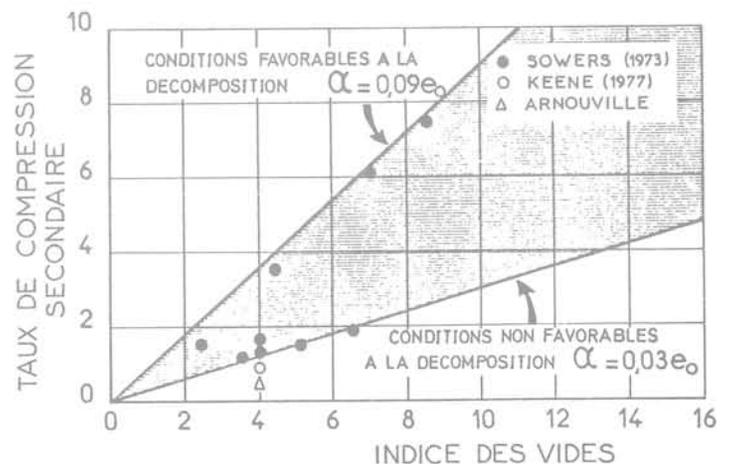


Fig. 5 Taux de compression secondaire en fonction de l'indice des vides initial

contrôlées dans la région sèche de Los Angeles. La valeur tirée de la décharge d'Arnouville est par contre plus faible que la borne inférieure du fuseau. Ceci pourrait provenir du fait que les conditions de décomposition de cette décharge contrôlée sont parfaitement anaérobies et que le compactage a été très énergique.

Les valeurs de Sowers semblent donc pouvoir être utilisées pour des projets, bien que les paramètres à introduire (conditions de la décomposition, indice des vides, pourcentage de matières organiques) paraissent bien délicats à estimer avec précision. On peut également reprocher à ce modèle qu'il soit calqué sur le comportement des sols, alors que la plupart des hypothèses habituelles ne sont pas satisfaites. En effet, on n'a vraisemblablement pas la saturation complète (présence de gaz), les grains et le liquide interstitiel ne sont pas incompressibles, la validité de la loi de Darcy est très douteuse et, surtout, on a prépondérance des phénomènes secondaires. Pour tenir compte de ces effets particuliers, divers auteurs ont proposé des modèles plus sophistiqués. Zimmerman et al. (1977), notamment, ont bâti une relation entre la dissipation de pression interstitielle et le temps qui se présente sous forme d'une équation de continuité incluant l'influence des déformations, de l'activité chimique et biologique et de la variation du degré de saturation avec le temps.

Les essais de consolidation en laboratoire, réalisés par Rao (1977) puis Chen et al. (1977), ont montré une bonne concordance entre les mesures et les prédictions faites suivant ce type de modèle. Toutefois, l'allure des courbes de tassements mesurés en laboratoire est très différente de ce que l'on obtient en général in-situ et la distribution en fonction du temps que l'on peut calculer dépend essentiellement de la théorie choisie pour tenir compte des effets secondaires. A l'évidence, de nouvelles recherches, aussi bien en laboratoire qu'in-situ, semblent nécessaires si l'on veut développer des méthodes de prédiction des tassements et affiner les ordres de grandeur des paramètres. En pratique, les calculs de tassements restent délicats et, chaque fois que cela est possible, le suivi d'une planche expérimentale en vraie grandeur est le meilleur outil de prévision du comportement de l'ouvrage définitif.

● Phénomènes liés à l'activité biochimique

Le méthane contenu dans le gaz des décharges est légèrement soluble dans l'eau et très léger, ce qui explique qu'il se dégage verticalement. Quand il rencontre des vides importants, il s'y accumule ce qui peut être très dangereux lors d'excavations ou de sondages (formation de grisou). Stone (1978) et Mac Farlane (1969) relatent ainsi un certain nombre d'accidents avec morts d'hommes ou dégâts matériels importants (explosion, feux).

Laguros et Robertson (1977) montrent de plus que selon les caractéristiques de la décharge (perméabilité, pouvoir d'absorption, minéralogie des sols, nature du gaz) la nappe de gaz peut se propager sur des distances de l'ordre de 200 m.

Le contrôle de la concentration des gaz (avant qu'elle ne devienne dangereuse), nécessite un appareillage particulier. York et al. ont développé cet aspect du problème en réalisant des mesures in-situ à l'aide de différentes méthodes (tubes événements ou membranes emprisonnant le gaz en surface) et de différents appareils (analyseur de gaz, mesure de pression, mesure du débit, etc.). Le géotechnicien, de son côté, est concerné par les dispositions constructives

permettant de récupérer le gaz ou d'assurer une ventilation en toute sécurité à proximité des constructions. Parmi les nombreuses méthodes existantes on citera les tranchées (autour et dans la décharge) remplies de graviers ou les tuyaux d'aération (fig. 6). On peut également avoir recours à des recouvrements imperméables et des membranes mais ces dernières sont parfois incompatibles avec des grandes déformations. Dans tous les cas le réseau doit être dimensionné pour éviter toute sous pression sous les ouvrages et être équipé de tuyaux de ciment résistants au sulfates et munis de joints souples pouvant admettre des déformations différentielles.

La décomposition produit également des acides organiques qui attaquent les tuyaux d'acier, les drains, les fondations de bâtiments. Un tuyau d'acier galvanisé peut, en effet, être piqué en un an s'il n'est pas traité avec un revêtement résistant à la corrosion. C'est également le cas du ciment qui est attaqué par l'ion sulfate.

Les problèmes de pollution du sous-sol par les liquides s'écoulant de la décharge nécessitent, bien entendu, d'être évalués en même temps que les aspects géotechniques.

● Terrassements

On dispose de très peu de renseignements sur les problèmes posés par les terrassements dans les résidus. On comprend que le caractère hétérogène et la présence de blocs ne facilitent pas la réalisation d'excavations et conduisent à prévoir un matériel approprié à ces conditions. Dans les décharges de résidus uniquement ménagers on a noté que le matériel traditionnel pour les terrassements (Scraper, dumper) était peu efficace notamment à cause du caractère très fibreux du matériau et du fort coefficient de foisonnement dans les bennes. Dans ce cas, l'utilisation d'une pelle hydraulique qui « coupe » le matériau est préférable. Bien entendu les cadences s'en trouvent réduites et les coûts augmentés d'autant. Enfin, Sowers signale également l'aspect pénible de ce travail et relate même des cas d'asphyxie ou de maladie du personnel.

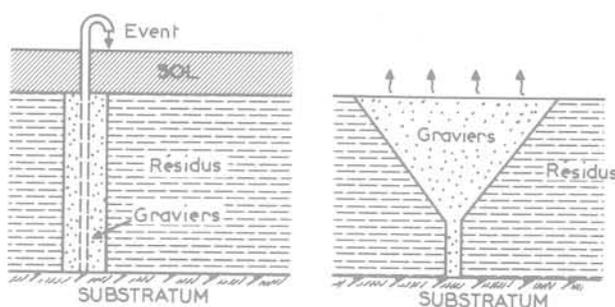


Fig. 6 Systèmes d'aération d'une décharge

Amélioration et traitement des décharges de résidus

Les différents problèmes qui peuvent se poser lors de la construction sur décharges de résidus ayant été quantifiés selon les quelques règles précédentes, on est assez souvent amenés à envisager une amélioration du site, notamment afin d'augmenter la capacité portante et de réduire ou anticiper les tassements. Pour cela diverses techniques sont envisageables sans que, dans l'état actuel des connaissances, on soit

parfaitement capable de dire lesquelles sont les mieux adaptées en fonction des différentes conditions rencontrées.

- **Compactage** : bien que la densité d'une décharge augmente naturellement avec le temps, il est intéressant de densifier les résidus lors de leur mise en dépôt puisque l'on a vu que ce facteur influe sur le comportement sous charge. Il permet de diminuer le volume initial, de réduire les vides et d'uniformiser le matériau. Le résultat final dépend évidemment de l'équipement utilisé, du nombre de passes et de l'épaisseur des couches compactées mais également de la teneur en eau lors du compactage. Le matériel spécialement conçu pour les décharges contrôlées est généralement lourd et permet de niveler et de broyer les résidus (pieds de moutons). Sowers indique que l'efficacité du compactage est maximale durant les 8 à 12 premières passes et limitée en profondeur à environ 3 mètres.

Quand la décharge est déjà en place au moment où on réalise le projet, le compactage en surface devient peu intéressant mais on peut alors avoir recours à la consolidation dynamique qui, comme le montrent Gambin et al., permet d'augmenter les caractéristiques de déformabilité et d'homogénéiser la masse de terrain.

- **Préchargement** : cette méthode, qui consiste à placer une charge sur le terrain jusqu'à ce que la vitesse de tassement soit compatible avec les critères de l'ouvrage à construire, est classique et efficace pour les sols. Pour les résidus, les essais à la plaque de Moore et Pedler (1977) ont montré l'influence positive d'un préchargement sur la vitesse et la valeur des tassements à court terme (fig. 7). Toutefois, leur amplitude finale est gouvernée par le comportement à long terme et il subsiste dans ces résultats un doute quant à l'efficacité du préchargement sur la compression secondaire. Les mesures rapportées par Cudennec et al. montrent toutefois que sur les sites de résidus divers comportant une faible proportion d'éléments putrescibles, le préchargement est tout à fait efficace vis-à-vis des tassements, qui se stabilisent en quelques mois, et vis-à-vis des caractéristiques mécaniques qui sont facilement doublées.

- **Injections** : Rao (1977) a réalisé des essais en laboratoire et en cuve sur des résidus traités aux cendres volantes, elles-mêmes intéressantes à réutili-

ser. Les résultats sont toutefois encore insuffisants et de nouvelles recherches seraient souhaitables ainsi que sur les injections de produits accélérant la décomposition (mélange d'azote, de phosphore et de potassium).

Conclusions

Les projets actuels conduisent de plus en plus souvent les géotechniciens à étudier la faisabilité de constructions sur zones de stockage de résidus. Les problèmes qui se posent lors de ces études sont divers et délicats à aborder, ainsi qu'en témoigne l'analyse de la bibliographie et de quelques cas réels rapportés à ce sous-thème :

- **Caractérisation des matériaux** : l'hétérogénéité des constituants, les difficultés rencontrées lors des reconnaissances et l'inadéquation des essais courants ne permettent pas de fournir une modélisation simple du matériau en vue d'une quantification des phénomènes.

- **Capacité portante** : la faible capacité portante de la plupart des résidus peut être améliorée par compactage, mais les auteurs recommandent toutefois de prendre des valeurs admissibles assez faibles pour éviter toute rupture.

- **Tassements** : on assiste généralement à une première phase rapide, importante et différentielle suivie d'une phase secondaire qui dépend de la teneur en matières organiques. Divers modèles tenant compte de ces effets différés ont été proposés pour les ordures ménagères, mais les résultats restent dispersés et il apparaît qu'il faudrait entreprendre d'autres recherches, aussi bien en laboratoire qu'in-situ, si l'on veut développer de meilleures méthodes de prédiction des tassements et affiner les ordres de grandeur des paramètres. En ce qui concerne les résidus de comblement de ballastières et certains résidus industriels où la proportion de sol l'emporte sur celle des matières putrescibles, les tassements doivent être plus rapides et peuvent certainement être anticipés par préchargement avant construction.

- **Dispositions constructives** : les projets doivent tenir compte du caractère polluant des résidus et notamment de la production de liquides corrosifs et de gaz toxiques. Quelques indications sont données dans la littérature vis-à-vis de ces phénomènes, ainsi que sur le traitement que l'on peut appliquer aux résidus pour diminuer les conséquences de l'activité biochimique (compactage, préchargement, injections, ...). Ce dernier aspect, fondamental pour les projets réels, reste toutefois à développer si on veut disposer de méthodes bien adaptées aux différents cas.

Ces différents aspects spécifiques des décharges de résidus font que le géotechnicien est actuellement relativement mal armé pour dimensionner des structures sur ces sites. Dans l'état actuel de nos connaissances, l'alternative passe par un suivi de planches d'essai en vraie grandeur permettant notamment de suivre les mouvements induits. Pour l'avenir, l'accumulation de ces cas devrait de plus permettre de classer de façon plus fine les différents matériaux et de définir une méthodologie d'étude, depuis la reconnaissance jusqu'au dimensionnement. On ne peut que souhaiter par ailleurs que cette méthodologie inclue des préoccupations plus vastes que celle de la seule mécanique des sols et notamment tout ce que le mot environnement englobe dans le langage actuel.

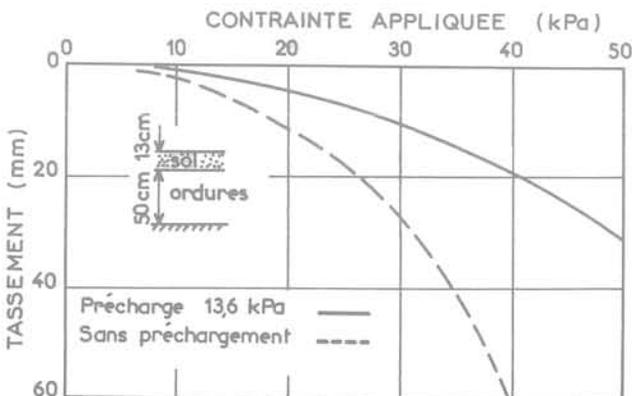


Fig. 7 Influence d'un préchargement sur les tassements de résidus provoqués par un essai de plaque

Références bibliographiques

- ANRED (1979), Cahiers techniques de la Direction de la Prévention des Pollutions «Élimination des déchets des ménages».
- G. Cartier (1979), Les résidus urbains et industriels comme sous-sol de fondation, Colloque national «Connaître le sous-sol» (1), p. 407-416, Lyon.
- G. Cartier (1981), Enquête sur les problèmes de construction sur résidus, Rapport de recherche interne LCPC.
- G. Cartier, N.T. Long, P. Pouget, R. Bargillat et J.P. Cudennec (1981), Déchets urbains et pneumatiques usagés en génie civil, X^e CIMSTF, p. 603-606, Stockholm.
- W.H. Chen, R.E. Zimmerman et A.G. Franklin (1977), Time settlement characteristics of milled refuse, Spec. conf. of the GED, ASCE, Univ. of Michigan, p. 136-152.
- Committee on Sanitary Engineering Division (1959), Refuse volume reduction in a sanitary landfill, Proc. ASCE, J. SED, n° SA6, novembre, p. 37-50.
- G.F. Florian (1977), Landfill of solid waste on soft subsoil, IX^e CIMSTF, session spéciale n° 11, Tokyo, p. 131-136.
- P. Keene (1977), Sanitary landfill treatment : Interstate highway 84, Spec. conf. of the GED, ASCE, Univ. of Michigan, p. 632-644.
- J.G. Laruros et J.M. Robertson (1977), Generation, movement and control of gas in sanitary landfills, IX^e CIMSTF, Session spéciale n° 11, Tokyo, p. 295-304.
- I.C. Mac Farlane (1969), Muskeg Engineering Handbook, Univ. of Toronto Press (cité par RAO, 1974).
- M. Maes (1980), Les grandes options techniques de l'assainissement contemporain, Le Moniteur des T.P., 3 mars 1980, p. 43-46.
- R.C. Merz et R. Stone (1966), Sanitary landfill behavior in an aerobic environment, Public works, janvier, p. 67-70 (cité par RAO, 1974).
- P.J. Moore et I.V. Pedler (1977), Some measurements of compressibility of sanitary landfill material, IX^e CIMSTF, Session spéciale n° 11, Tokyo, p. 319-330.
- S.K. RAO (1974), Prediction of settlement in landfills for foundation design propose, Ph. D. Thesis, West Virginia Univ.
- S.K. Rao, L.K. Moulton et R.K. Seals (1977), Settlement of refuse landfills, Spec. conf. of the GED, ASCE, Univ. of Michigan, p. 574-598.
- G.F. Sowers (1968), Foundation problems in sanitary landfills, Proc. ASCE, Journal of the SED, n° SA1, p. 103-116.
- G.F. Sowers (1973), Settlement of waste disposal fills, VIII^e CIMSTF, Moscou, vol. 2, p. 207-210.
- G.F. Sowers (1976), Discussion on : Sanitary landfill settlement rates, Journal of the GED, Proc. ASCE 102, n° GT6, p. 653.
- R. Stone (1978), Preventing the underground movement of methane from sanitary landfills, Civil Engineering - ASCE, janvier, p. 51-53.
- M.J. Taylor et A.I. Buchignani (1972), Field test of debris fill over soft soil, ASCE Spec. conf. on earth structures performance, Purdue, vol. 1, p. 395-414.
- B.C. Yen et B. Scanlon (1975), Sanitary landfill settlement rates, Journal of the GED, Proc. ASCE 101, n° GT5, p. 475-487.
- D. York, N. Lesser, J. Bellatty, E. Irsai et A. Patel (1977), Terminal development on a refuse fill site, Spec. conf. the GED, ASCE, Univ. of Michigan, p. 810-830.
- R.E. Zimmerman, W.H. Chen et A.G. Franklin (1977), Mathematical model for solid waste settlement, Spec. conf. of the GED, ASCE, Univ. of Michigan, p. 210-226.

Thème II

géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement



géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement

Rapport général de

P. Chapot

Ingénieur, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Nancy

Ph. Weber

Professeur, École Nationale Supérieure des Techniques Industrielles et des Mines d'Alès

Dans la variété des sujets abordés, les diverses communications et interventions apportent des éléments de réponse aux trois questions centrales de ce thème :

— Par quelles relations la source d'une vibration et son environnement sont-ils liés?

— Comment l'environnement modifie-t-il la vibration?

— Comment déceler, puis quantifier, la dégradation que la vibration inflige à son environnement?

Douze communications ont donc été présentées et discutées; de leur analyse, les rapporteurs généraux tirent tout d'abord deux commentaires préliminaires :

Sur le choix d'un critère de nocivité

Si aucune communication n'apporte d'éléments réellement nouveaux concernant la justification, théorique ou expérimentale, du critère de nocivité en vitesse particulière, la plupart d'entre elles y font référence pour l'adopter : il semble en effet s'établir, ou se confirmer, un consensus sur le choix de ce critère, quitte à en moduler la valeur du seuil en fonction d'éléments liés à l'environnement.

Sur la prise en compte du paramètre temps

Les sources de vibrations ont un caractère transitoire — généralement lié à la mise en œuvre de l'explosif — ou plus ou moins permanent — trafic routier, compactage, vibrofonçage. Or il apparaît que le problème de l'influence de la durée de la vibration et son incidence sur la dégradation éventuelle de l'environnement, n'est guère abordé. Ainsi, les critères de nocivité auxquels la plupart des auteurs se réfèrent concernent les vibrations de tir; il s'agit de phénomènes qui sollicitent l'environnement durant quelques dixièmes de seconde à quelques secondes avec une récurrence qui peut varier de quelques tirs par jour à un tir isolé; s'il est très probable que la répétitivité des tirs doit avoir une influence sur l'environnement, aucun

élément ne nous permet actuellement de l'appréhender; à la limite, vaut-il mieux fractionner un tir, quitte à solliciter plus longtemps l'environnement, ou au contraire lui infliger un seul train d'ondes d'amplitude plus élevée? Le choix d'un critère en vitesse peut conduire à retenir le premier terme de l'alternative, mais ce choix n'apparaît pas nécessairement le meilleur.

En ce qui concerne les vibrations à caractère plus ou moins continu, il n'apparaît aucune donnée nouvelle concernant l'effet de « fatigue dynamique » sur les terrains et les structures sollicitées.

L'essentiel des développements auxquels ce thème a donné lieu est regroupé sous quatre chapitres :

- les critères de nocivité,
- la propagation des vibrations,
- la dispersion des mesures,
- la métrologie.

1 Les critères de nocivité

Si aucune des communications présentées ne traite de la détermination, ou de la justification d'un critère de nocivité, toutes celles qui concernent des travaux en zone construite font référence à celui de la vitesse particulière maximale [(12), (22), (31), (42)]. Les nombreux exemples de travaux à l'explosif en site contraignant [(31), (41), (42)], témoignent que la référence à ce critère s'est faite à la satisfaction des utilisateurs.

La référence à ce critère pose évidemment le problème du choix du seuil : malgré l'optimisme affiché dans les diverses communications, le choix du seuil apparaît lié à une appréciation qualitative et intuitive des risques encourus, voire au contexte politique local ou à une estimation de la valeur des biens concernés. On notera à ce propos que la fourchette des valeurs seuil peut s'ouvrir de 5 mm/seconde à 50 mm/seconde (12).

Cette latitude dans le choix d'une valeur seuil a sans doute conduit à une trop grande prudence et à une limitation des charges unitaires à des valeurs beaucoup trop faibles, mais aucun élément ne permet de l'affirmer.

L'adoption quasi-générale de la vitesse maximum de vibration comme critère de nocivité est le résultat d'expériences systématiques effectuées en Suède, au Canada, aux États-Unis et en Tchécoslovaquie depuis une vingtaine d'années. Les expériences ont porté sur l'observation de dégâts provoqués sur des immeubles d'habitation courants et de hauteur limitée, par les vibrations dues à des tirs d'explosif, au total quelques dizaines de tirs sur quelques dizaines d'immeubles; les résultats de ces mesures ont permis de proposer des valeurs considérées comme « acceptables » pour les constructions : 70 mm/seconde en Suède, 50 mm/seconde en Amérique du Nord, 10 à 30 mm/seconde en Tchécoslovaquie.

Une étude plus fine, menée par le Bureau des Mines Américain a porté sur la discrimination entre un critère en accélération et un critère en vitesse particulière : la corrélation (dégâts - critère en vitesse) apparaît effectivement moins dispersée que la corrélation (dégâts - critère en accélération).

Par la suite, le développement des mesures de vibrations sur les chantiers en zone plus ou moins urbanisée a amené à moduler les valeurs limites et, au fur et à mesure de la parution des publications sur le sujet, on voit diminuer les seuils de nocivité retenus par les divers auteurs. Un consensus s'établit néanmoins actuellement sur une fourchette comprise entre 10 et 30 mm/seconde dans la plupart des cas.

Certains pays ont transformé ces recommandations en normes mais il semble qu'elles reflètent davantage l'expérience ou la notoriété de quelques spécialistes; un projet de norme internationale s'est d'ailleurs soldé par un échec. Parallèlement à cette recherche sur la détermination d'un seuil, une réflexion s'est développée, visant à prendre en compte d'autres paramètres : caractéristiques des terrains de fondation, fréquence de la vibration (rappelons à ce propos que le choix d'un critère en vitesse particulière constitue le corollaire du fait que les dégâts sont — ou semblent être — indépendants des fréquences mises en jeu). Cette réflexion n'a jusqu'à présent pas abouti.

Les principales interrogations qui subsistent actuellement, et auxquelles les communications n'apportent que peu d'éléments concernent :

— l'adaptation des critères de nocivité à d'autres structures que les habitations de type standard. La protection des tunnels se fait actuellement par la même démarche que celle qui est utilisée pour les habitations, bien qu'il s'agisse de structures totalement différentes, et probablement susceptibles d'absorber sans dommage des vibrations d'un niveau nettement plus important;

— l'adaptation des critères à des sources autres qu'explosives : vibrofonçage, compactage;

— la prise en compte plus fine des paramètres géotechniques et des données de l'environnement : qualité des terrains de fondation;

— la prise en compte du paramètre temps selon le caractère permanent, temporaire, occasionnel ou isolé dans le temps, de la vibration.

Malgré ces lacunes qui doivent susciter autant de pistes de recherche, il convient de souligner le

consensus qui se confirme sur le choix d'un critère de nocivité en vitesse particulière et la restriction des valeurs seuils dans la fourchette 10-30 mm/seconde pour les cas standards.

2 La propagation des vibrations

Deux approches différentes nous sont proposées par les intervenants. La première, purement empirique, consiste à modéliser l'amortissement de la vibration par une loi générale de la forme $V = KD^{-\alpha}$ et à déterminer expérimentalement les valeurs du coefficient d'amortissement α [(11, Figure 1), (22, Figure 2), (42)] la seconde consiste à déterminer l'expression mathématique de la loi propagatoire [(33), (34)] à partir d'hypothèses sur la source de vibration et le comportement du matériau; cette approche permet en particulier de mettre en lumière les contributions respectives des divers types d'ondes. Une étude sur modèle expérimental de laboratoire (13) montre que l'expression générale $V = KD^{-\alpha}$ est parfois mise en défaut.

Si la nature des terrains sollicités intervient à l'évidence dans l'expression de l'amortissement, aucune donnée nouvelle ne permet d'appréhender cette influence : la disposition des diaclases, la stratification et l'anisotropie du matériau, la géométrie locale des terrains, la présence éventuelle de terrains de fondation plus raides, ... doivent contribuer à l'expression générale de la loi d'amortissement; il semble que la dispersion des résultats expérimentaux masque ces contributions dans la plupart des cas. Les communications (21) et (22, Figure 3) font néanmoins référence à l'influence d'une tranchée comme facteur de réduction des vibrations.

Le coefficient d'amortissement α apparaît généralement compris entre 1,1 et 1,8 [(11), (12)] pour des distances variant entre quelques mètres et quelques centaines de mètres. Cette ouverture importante de la fourchette traduit, outre une dispersion des résultats expérimentaux (nous reviendrons sur ce point ultérieurement), une évolution complexe des vibrations superficielles dans laquelle doit s'opérer graduellement, à mesure de leur progression dans les terrains, une modification dans la contribution des divers types d'ondes qui composent la vibration. On se heurte là à une question concernant la nature des vibrations : s'agit-il d'ondes de compression, de cisaillement, de surface? On sait que les deux premières s'estompent progressivement pour laisser la place, de façon prépondérante, aux ondes superficielles. La référence à un coefficient d'amortissement unique est sans doute illusoire.

L'approche théorique présentée dans les communications (33) et (34, Figure 4) n'est applicable qu'à une source excitatrice harmonique et ne peut rendre compte que de phénomènes permanents (trafic routier).

L'une des difficultés fondamentales pour le calcul de l'effet vibratoire induit par l'explosif réside dans l'impossibilité actuelle à modéliser l'interaction entre l'explosif et le milieu environnant : les phénomènes développés durant la détonation conduisent à une dégradation des terrains telle qu'elle résiste à toute approche scientifique.

Néanmoins, et sur un plan pratique, on peut noter avec satisfaction que les nombreuses mesures effectuées sur des sites variés conduisent à des expressions cohérentes de la relation entre vitesse maximale,

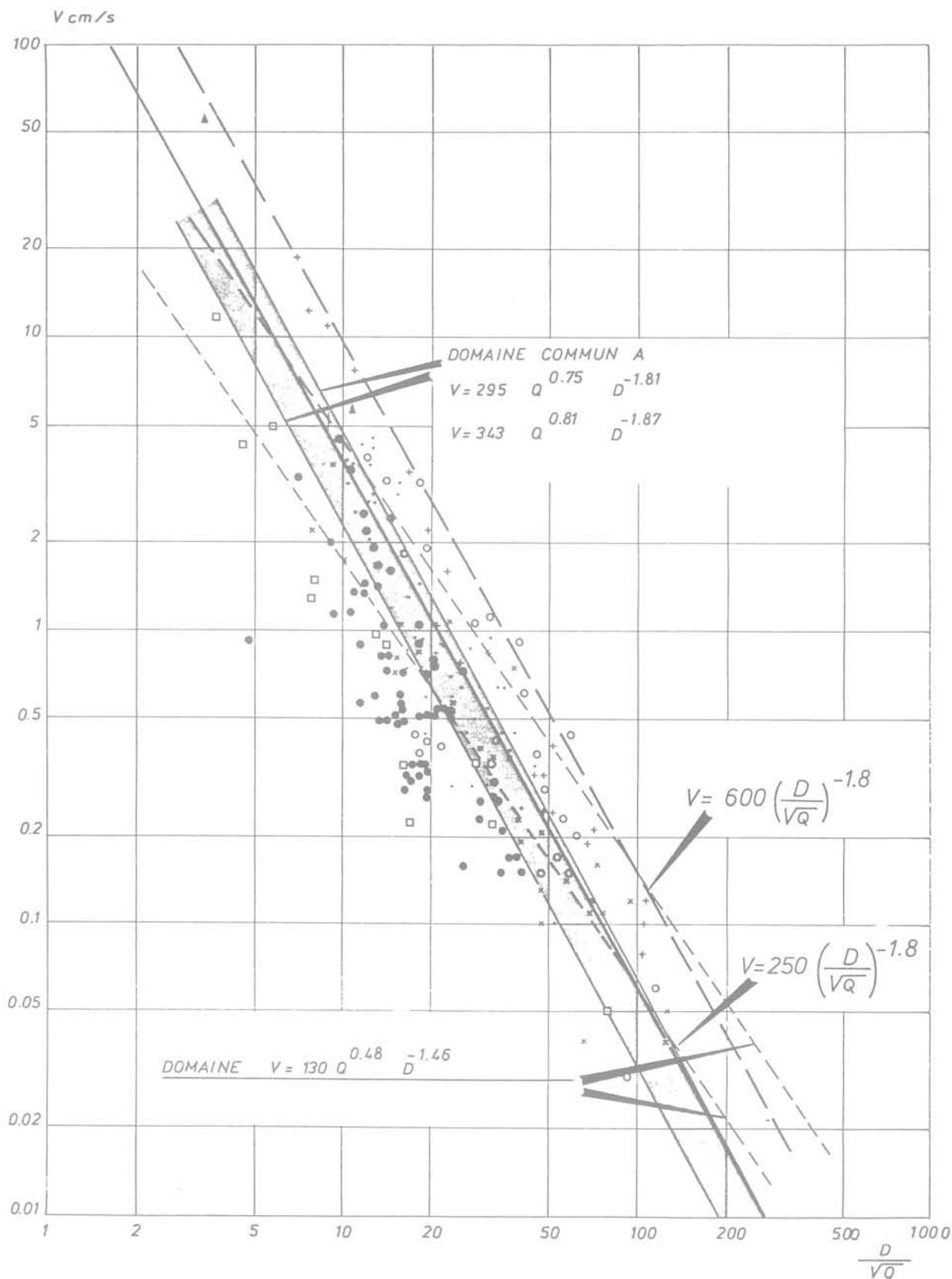


Fig. 1 Vitesse maximum de vibration en fonction de la distance réduite par la racine carrée de la charge

distance et charge unitaire [(11), (31), (42)]. Cette relation permet de définir, grossièrement, le niveau vibratoire escompté sur un site donné, pour des tirs en surface.

La notion de « distance réduite » (D/\sqrt{Q}) est utilisée et permet de présenter la relation vitesse-distance-charge sous une forme simple (11, Figure 1).

3 La dispersion des mesures

Tous les intervenants soulignent l'importance de la dispersion des mesures de vibration consécutives au tir. Les raisons de cette dispersion sont multiples :

- Un essai de tir est par essence non reproductible, le site étant détruit chaque fois.

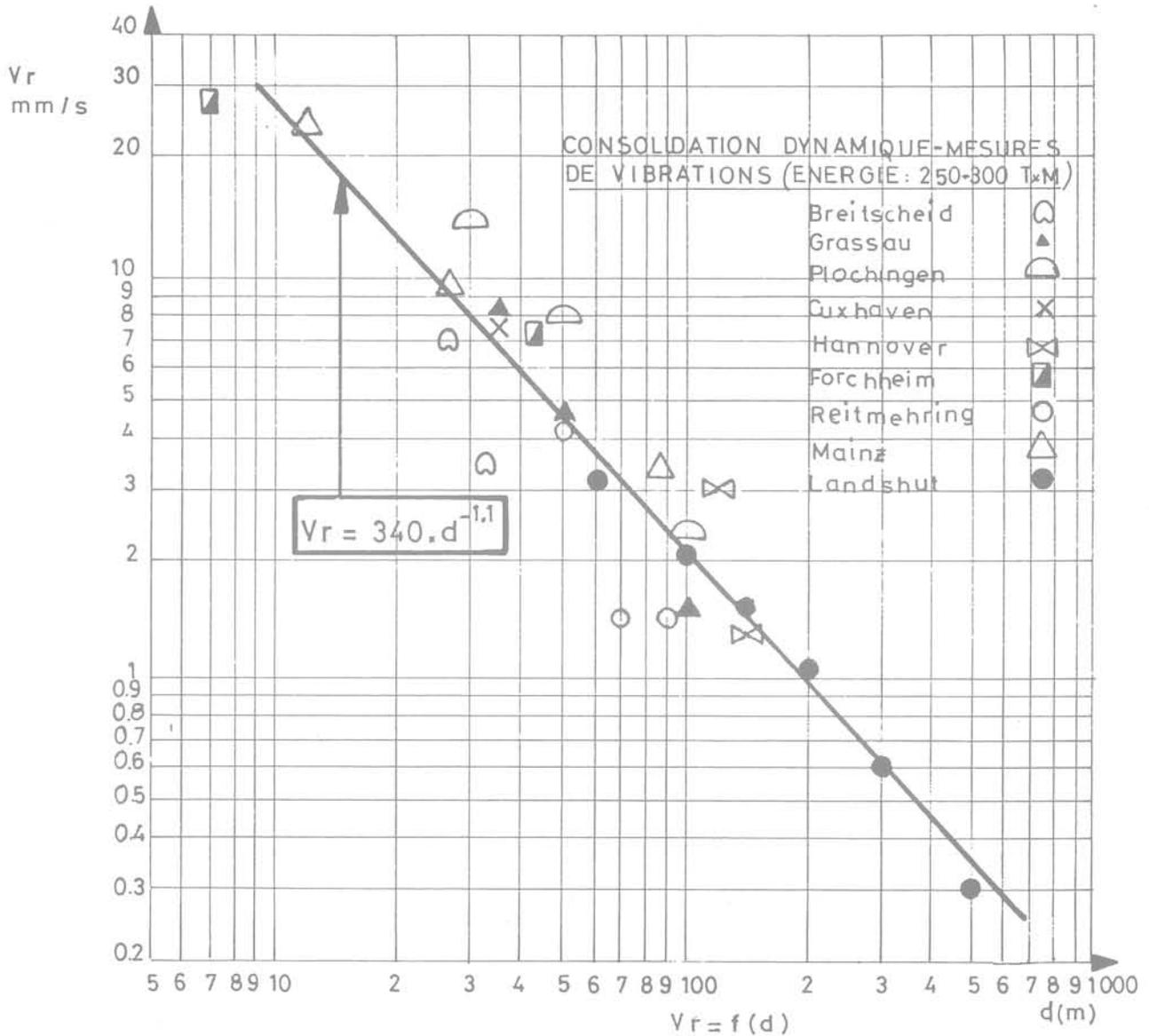


Fig. 2 Vitesse particulaire V_r en fonction de la distance d d'un impact (pour un choc de 200 à 300 t x m)

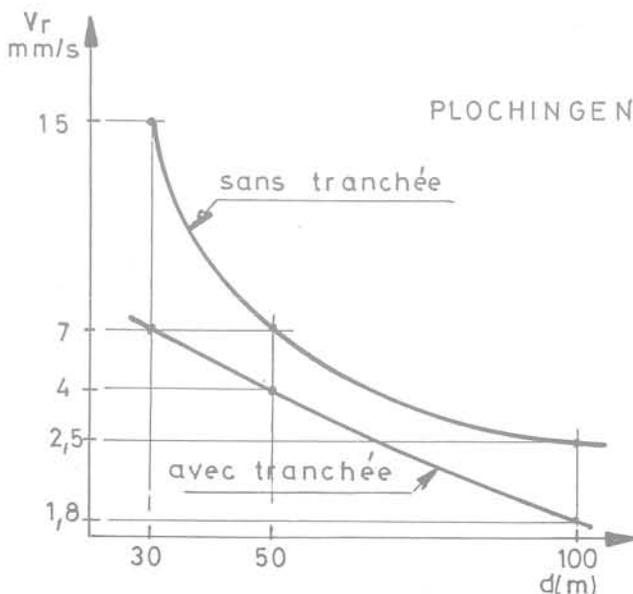


Fig. 3 Influence d'une tranchée de 2 m de profondeur environ sur les effets des ondes de Rayleigh

— Même dans des conditions de site parfaitement homogènes, et en réalisant le même plan de tir, on a noté un rapport 2,5 entre les amplitudes des vibrations extrémales. Il semble en effet que le phénomène de détonation en site confiné ne soit pas reproductible.

— Enfin, dans le cas de tirs d'abattage, on peut avoir toutes les nuances entre un tir confiné parfaitement bourré et un tir à l'air libre (pétardage d'un bloc par exemple); dans le premier cas, l'énergie sismique générée dans le massif rocheux est maximale — de l'ordre de 20 % de l'énergie totale libérée par la détonation —; dans le second cas, l'énergie sismique est quasi nulle. Il semble d'ailleurs, au vu des résultats expérimentaux, que la dispersion des mesures de vibrations soit plus forte « vers le bas » que « vers le haut » : on conçoit en effet que, pour une quantité donnée d'explosif, il existe un maximum théorique d'énergie sismique transmise au terrain, et par conséquent une amplitude maximale de la vibration; par contre, le minimum théorique est nul.

— Soulignons enfin une dernière source de dispersion liée à l'instrumentation utilisée et à l'adaptation de la bande passante de la chaîne aux fréquences engendrées par le tir.

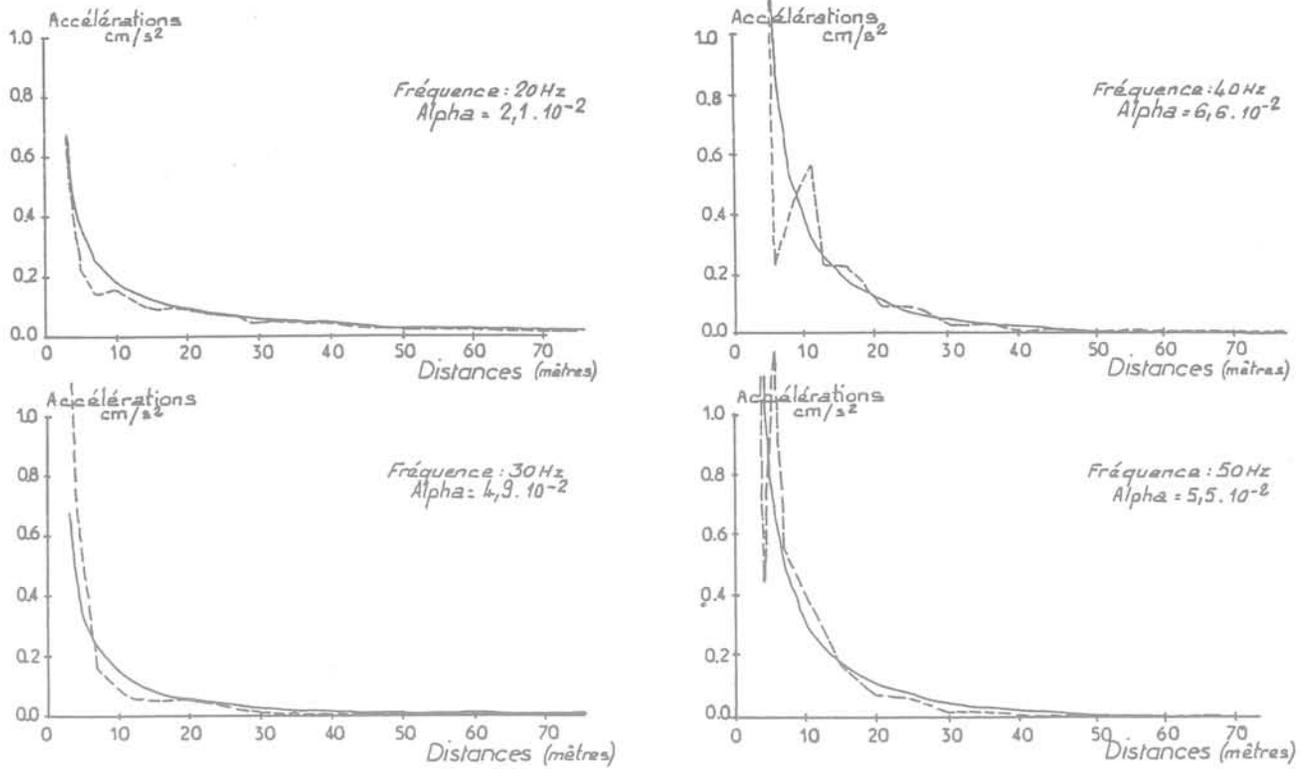


Fig. 4 Atténuation des ondes en fonction de la distance pour quelques fréquences sur du sable argileux — lissage du type $(W_0/d + W_1/d^2) \exp(-\alpha d)$

Cette dispersion des résultats expérimentaux, inhérente à ce type de problèmes, masque partiellement l'origine des phénomènes observés et rend malaisée toute interprétation « fine » des résultats.

4 La métrologie

Sans revenir sur la grande variété des chaînes instrumentales utilisées, rappelons qu'elles sont de trois types :

- géophones + détecteur de crête;
- géophones + enregistreur et dépouillement en vitesse particulière maximale et fréquence associée;
- géophones (ou accéléromètres) + enregistreur avec analyse complète du signal.

Le choix de la bande passante

Les premières mesures de vibration ont été faites, il y a une vingtaine d'années, sans précaution particulière concernant le choix de la bande passante; celle-ci étant de l'ordre de 10 hertz à quelques centaines de hertz.

Il est apparu, à l'occasion d'enregistrements de tirs particuliers (tirs en terrains déconsolidés, enregistrement à grande distance) qu'il subsistait une énergie vibratoire significative à des fréquences de l'ordre de 1 hertz; inversement, lors d'enregistrements à faible distance du tir, il apparaît des fréquences supérieures à 1 000 hertz. Dans quelle mesure les conclusions quant au choix d'un critère de nocivité, élaborées à partir d'enregistrements — probablement tronqués — sont-elles valables? Comment intégrer ces nouvelles données instrumentales au niveau du choix du critère? Faute de données sur la contribution éventuelle de ces composantes à fréquence très élevée, ou très basse, à la nocivité de la vibration, il convient d'être très

prudent : la tendance serait d'abaisser le seuil pour les composantes à basse fréquence, et de le relever pour les composantes à fréquence très élevée.

Une étude comparative des vibrations transcrites au même point par un accéléromètre de large bande passante et un géophone de fréquence de résonance 4,5 hertz (21) confirme la perte d'information par le géophone au-dessous de sa fréquence de résonance.

Si l'on désire une information complète sur la vibration, il y a donc lieu d'adapter le capteur au contenu spectral de la vibration et de noter que la réponse transitoire d'un géophone distord le signal d'entrée jusqu'à des fréquences de l'onde de 10 fois sa fréquence de résonance.

Une recherche approfondie doit être conduite, tant sur les performances des divers types de capteurs en régime transitoire, que sur le contenu spectral des vibrations.

Le traitement de signal

Deux types de traitement nous sont proposés :

— le traitement le plus rustique consiste à ne mesurer que l'amplitude de la vibration, et, éventuellement, la fréquence associée [(11), (13), (31), (42)]; ce traitement conduit directement à la définition du critère de nocivité en vitesse particulière;

— un traitement plus complet est proposé dans les communications (21) et (32) notamment; il consiste à mettre en œuvre les techniques d'analyse harmonique et d'associer à la vibration son contenu spectral. Cette approche permet notamment :

- de corréler entre eux des signaux (21),
- de suivre l'évolution spectrale de la vibration (21),
- de définir une « signature sismique » d'un site déterminé (32),

- de discriminer une vibration transitoire d'une pollution sismique ambiante (32),
- de définir une fonction de transfert d'une structure (21).

Cette approche doit ouvrir la voie à des progrès décisifs, en matière de connaissance des phénomènes vibratoires. Mais pour être réellement opérationnelle, elle devra être complétée par des données nouvelles concernant les mécanismes de dégradation des structures.

L'ensemble des communications et des interventions de ce thème « Géotechnique, vibrations et environnement » constitue une photographie actualisée de l'état des connaissances en la matière. Les rapporteurs souhaitent, en guise de conclusion, dégager les pistes de recherches qui leur paraissent les plus judicieuses et les plus efficaces, pour aboutir à la définition d'un critère d'endommagement dynamique des structures :

- Il conviendrait tout d'abord de mener une recherche sur la « fatigue dynamique » des structures et sur l'effet répétitif et cumulatif des sollicitations vibratoires.
- Puis d'amplifier l'effort actuellement mené afin de « décoder » et d'interpréter une vibration pour en dégager les paramètres réellement significatifs vis-à-vis d'un éventuel endommagement.
- De développer toutes recherches, théoriques et expérimentales, sur les mécanismes de transfert d'énergie depuis la source excitatrice vers le milieu environnant.
- De poursuivre l'approche d'une définition probabilité du critère de nocivité, tenant compte du caractère dispersé et non répétitif de la vibration.
- Enfin et dans la mesure du possible, de mettre à disposition des divers laboratoires les informations et données de cas concrets afin de leur donner les moyens d'une interprétation de phénomènes d'endommagement réellement observés.

Références bibliographiques

Les références bibliographiques se rapportent aux communications présentées dans le thème II aux 2èmes journées nationales géotechniques, rassemblées dans le numéro 14 bis de la RFG. Le chiffre des dizaines des références renvoie au numéro du sous-thème et le chiffre des unités est le numéro d'ordre des articles dans le sous-thème. Le numéro 42 correspond à une présentation orale de MM. Chapot et Schwenzseier.

Thème III

mouvements de terrains induits d'origine anthropique à l'exclusion de leur seule détection

Dans leur ensemble, ces vides souterrains représentent un danger à cause des risques d'instabilité des terrains environnants qu'ils peuvent provoquer. Dans des cas extrêmes, cette instabilité peut entraîner des catastrophes comme celle de Clamart en 1961, mais ce serait une erreur grave d'associer systématiquement l'existence de ces vides avec l'éventualité d'une telle catastrophe, ne serait-ce que parce que, en dehors de la région parisienne, les anciennes carrières reconnues sont souvent situées sous des terrains agricoles.

Il est vrai que souvent ces vides souterrains sont situés au voisinage d'agglomérations importantes (Lille, Caen, ...) dont ils gênent l'extension. Mais, même dans ces cas, le comblement aveugle et systématique de ces vides n'est pas forcément la meilleure solution, d'abord parce qu'il n'est pas forcément réalisable immédiatement, en raison des volumes considérables impliqués (de l'ordre du million de m³ pour les grandes carrières du Nord par exemple), ensuite parce qu'il ne garantit pas nécessairement qu'il n'y ait plus de tassement de la surface, et enfin parce que si ces vides s'avéraient stables, ils pourraient constituer, moyennant des aménagements, des volumes utilisables à des fins de stockage, de culture, d'abris, etc.

Dans la suite de ce rapport, nous examinerons les trois questions de fond que posent ainsi ces vides souterrains, à savoir :

- comment en évaluer la stabilité à un moment donné et préciser les éventuels risques d'instabilité;
- comment contrôler l'évolution de cette stabilité;
- enfin, comment stabiliser les terrains.

1 Comment évaluer la stabilité des anciennes exploitations souterraines à un moment donné

Ce problème a fait l'objet de nombreux travaux, en particulier par le Cerchar, et M. Schwartzmann présente dans sa publication un ensemble complet de moyens d'étude in situ et une méthode de travail qui sont maintenant tout à fait opérationnels.

Bertrand et al., dans leur étude de stabilité d'une carrière soumise à l'influence du trafic routier lourd, utilisent la même méthode de travail.

Dans son principe, cette étude de stabilité consiste à évaluer d'une part la sollicitation tolérable pour le matériau, et d'autre part la charge qui lui est imposée afin de comparer ces deux termes.

La difficulté du problème réside dans la détermination de ces deux grandeurs.

En effet, les sollicitations régnant dans le massif sont variables parce que les dimensions des chambres et piliers sont elles-mêmes variables et parce que les discontinuités et hétérogénéités des terrains provoquent parfois des concentrations d'efforts dans certaines zones et des détentes en d'autres points. La figure 2 illustre ce dernier point en montrant les répartitions de contraintes verticales qui peuvent être obtenues sur un pilier selon les caractéristiques de fracturation du toit (Bonvallet [1]). Ces sollicitations régnant dans le matériau peuvent être évaluées soit au moyen de modèles (aire tributaire, poutre, plaque, modèles de blocs, etc.) ou mesurées in situ par les méthodes du vérin plat ou de surcarottage présentées dans la communication de R. Schwartzmann. Dans tous les cas, cette évaluation doit reposer sur un grand nombre de mesures pour être crédible.

La sollicitation tolérable dans le matériau est difficile à déterminer; en outre c'est une grandeur dispersée.

Ainsi, pour un matériau et un ouvrage donnés, il importe de préciser laquelle des grandeurs mécaniques suivantes sera prise en compte dans le calcul :

- la limite de fluage, ou résistance ultime,
- la limite élastique,
- la résistance instantanée.

Suivant le type d'exploitation et la nature du matériau, les conceptions varient avec les auteurs. Il s'agit là d'un sujet d'étude certainement à développer, car, si le choix de la résistance instantanée conduit à des résultats optimistes, la prise en compte de la limite de fluage peut être critiquée d'un double point de vue : d'une part sa détermination expérimentale pose des problèmes en raison de l'absence de normalisation, de la durée toujours courte des essais et de la taille faible des échantillons vis-à-vis des durées et grandeurs réelles des piliers; d'autre part, on constate que certaines exploitations de craie, à fort taux de défrètement, où règnent des contraintes qui ont été mesurées in situ et qui sont largement supérieures à la limite de fluage, sont stables depuis plusieurs siècles.

La dispersion de ces grandeurs de résistance a été étudiée par de nombreux auteurs (Coates [2] par exemple) et son étude a fait l'objet d'autres journées géotechniques.

La comparaison de la résistance du matériau et de la sollicitation qui lui est imposée est un problème simple pour les statisticiens, et Bonvallet et Chambon [3] ont proposé de construire l'histogramme de tous les rapports possibles entre les résistances mesurées et les valeurs des sollicitations calculées ou mesurées. Sur un tel histogramme, comme sur la figure 3, on peut déterminer le plus petit coefficient de sécurité, en lui attachant, en outre, une probabilité de mise en défaut.

Chronologiquement, une étude de stabilité peut être découpée en quatre phases faisant intervenir les moyens d'étude de plus en plus performants au fur et à mesure qu'on cherche à affiner le diagnostic final. Le schéma de principe en est le suivant, tel que proposé par Bonvallet [1] (fig. 4).

Étape 1 : connaissance du problème posé par la carrière.

C'est une phase d'enquête, de visites du fond et d'information sur l'environnement.

Étape 2 : estimation grossière de la stabilité.

Après la mesure des caractéristiques géomécaniques du matériau, l'évaluation de sa continuité à différentes échelles, et le report sur plan de la géométrie générale de l'exploitation, un calcul utilisant des modèles simples, permet de déterminer un coefficient de sécurité global pour l'exploitation. Les mesures de contraintes in situ sont souhaitables pour contrôler la validité de ces modèles.

Étape 3 : détermination de coefficients de sécurité locaux.

Dans cette étape, on cherche à prendre en compte les singularités des travaux, après avoir identifié les zones à caractéristiques homogènes. Pour mener à bien cette partie de l'étude, de nombreuses mesures de caractérisation du matériau, et de nombreuses mesures in situ sont nécessaires.

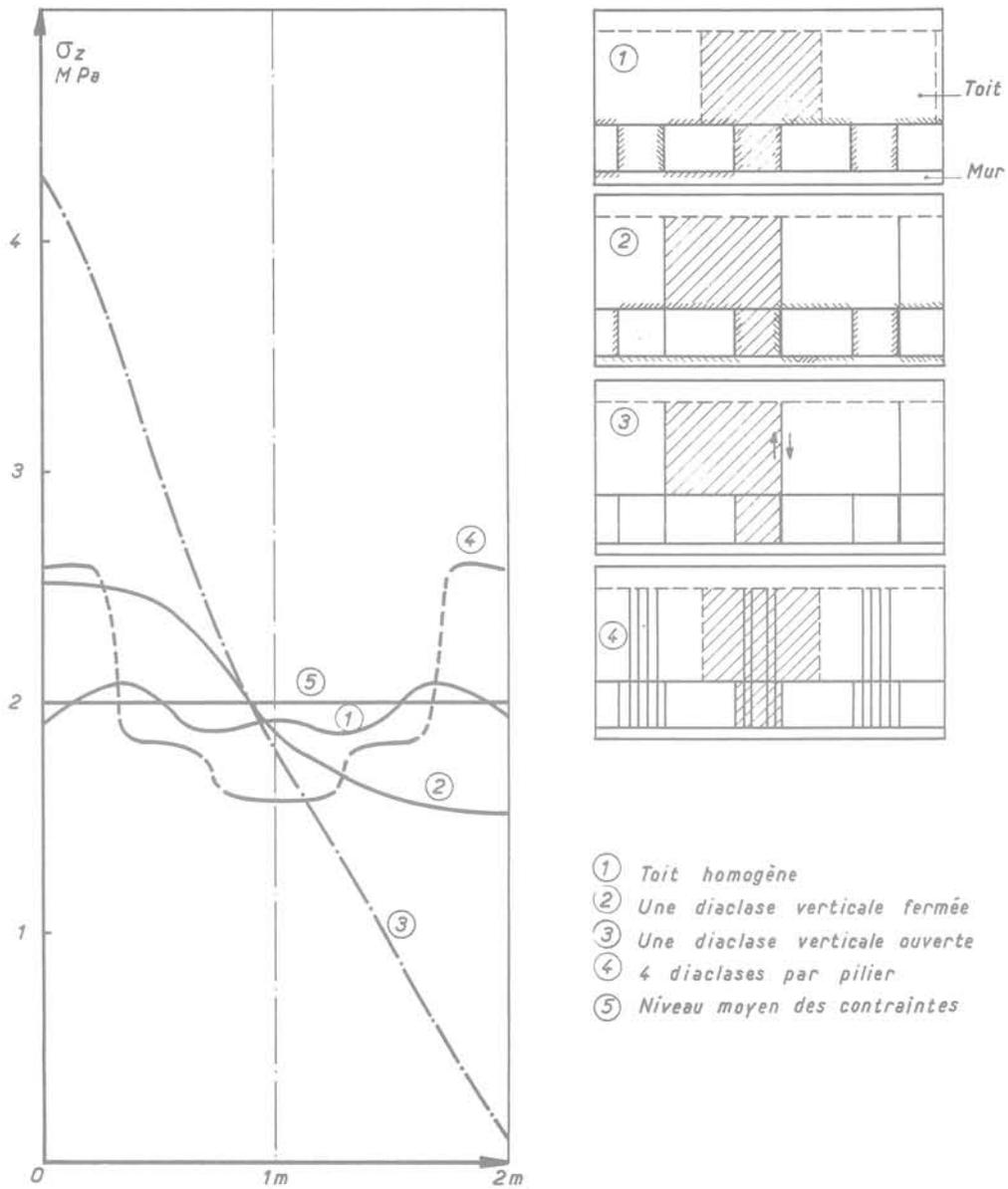
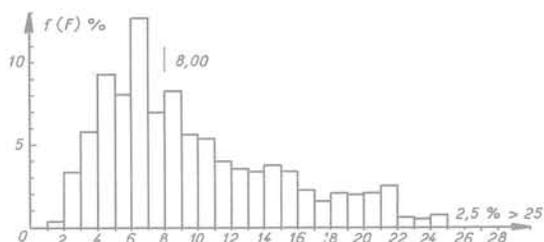
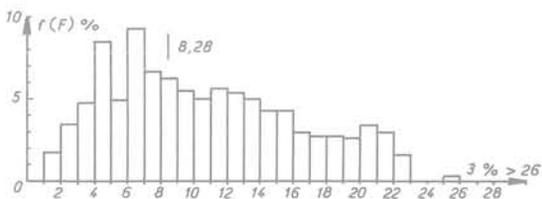


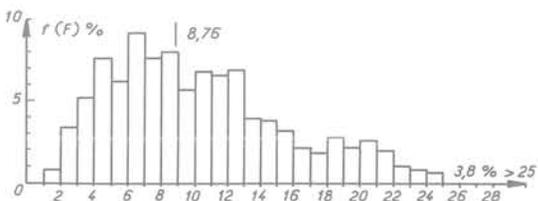
Fig. 2 Distribution de σ_v au sein d'un pilier suivant différentes hypothèses ($\tau = 90\%$)



a) Distribution expérimentale de $F = R/S$ dans la zone pilote



b) Distribution théorique de $F = R/S$ dans la zone pilote



c) Distribution théorique de $F = R/S$ pour l'ensemble de la carrière (CD 146)

Fig. 3 Détermination de $F = R/S$

Etape 1 — Poser le problème de la carrière
 Connaître l'environnement
 Connaître l'histoire de son exploitation

Etape 2 — Estimation grossière de la stabilité

Stratigraphie.
 Lithologie
 Pétrographie
 Tectonique

Caractérisation physique et géomécanique

Continuité du matériau à différentes échelles

Calcul du taux de défrètement et
 du volume excavé au mètre carré

Connaissance
 du
 matériau

Connaissance
 de la
 géométrie

Interprétation grossière de la stabilité globale
 à l'aide d'un modèle simple

Aire tributaire

$$\frac{q}{1-\tau} / R_c$$

Modèle de poutre

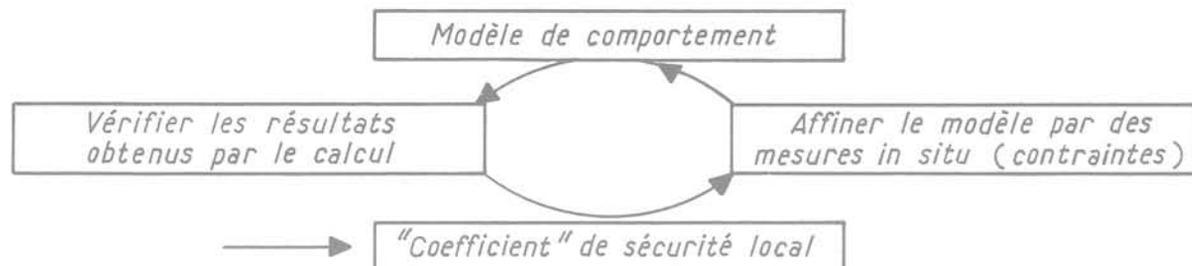
$$\frac{3ql^2}{h^2} / R_t$$

Modèle monolithique

$$\beta \frac{6qa^2}{h^2} / R_t$$

Etape 3 — Estimation locale du coefficient de sécurité

- Affiner la connaissance du matériau et du milieu
- Rechercher les zones homogènes dans la carrière
- Localiser les singularités et les caractériser
- Qualifier les conditions aux limites



Etape 4 — Corriger le diagnostic en fonction du temps

- Etude de l'influence des surcharges dynamiques et statiques (modèle et in situ)
- Analyser les processus de dégradation : diagnostic corrigé
 - montées de voute
 - fissuration des piliers
 - évolution des déformations

→ Carte géotechnique
 Interventions nécessaires

Fig. 4 Méthodologie d'étude des carrières souterraines

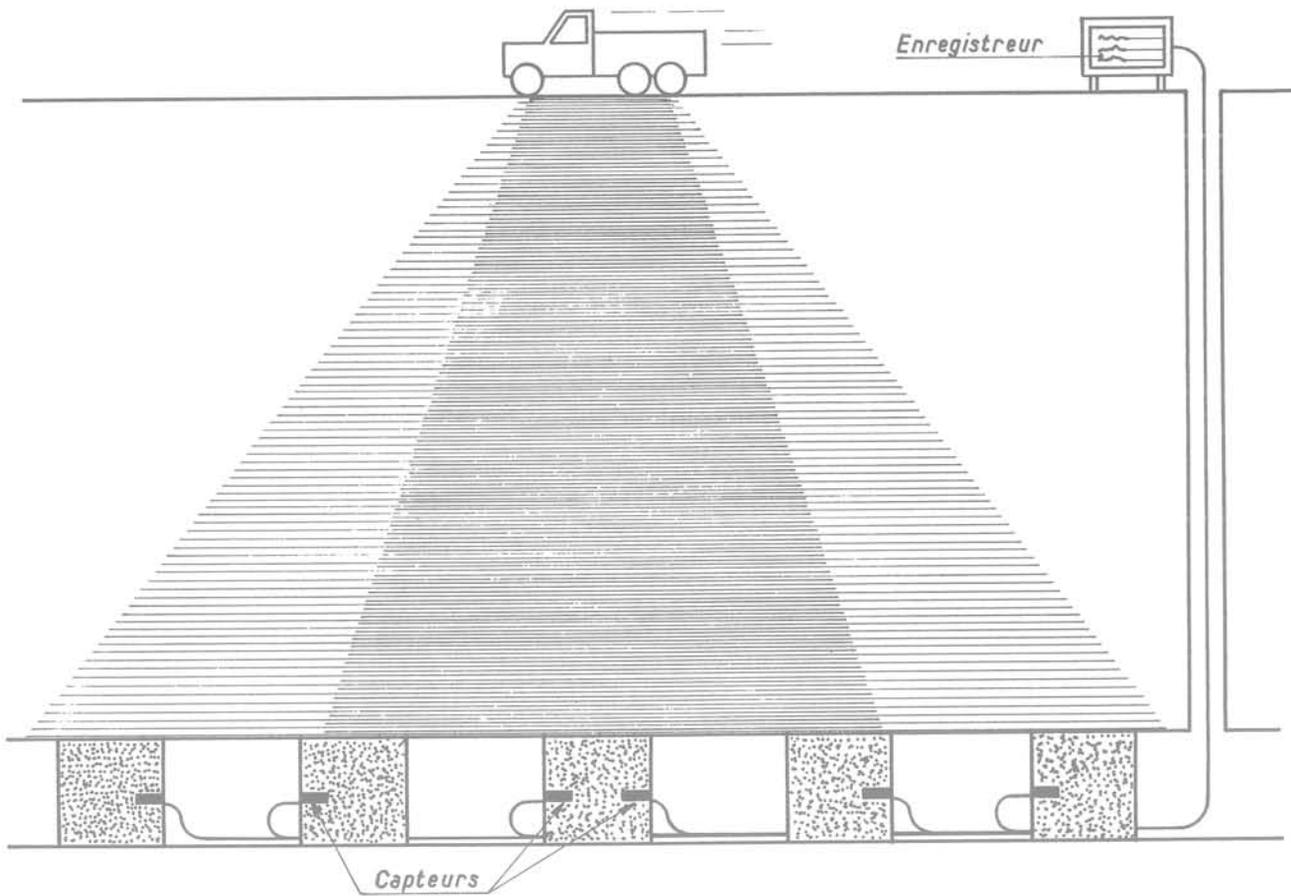


Fig. 5 Principe de la mesure des surcontraintes

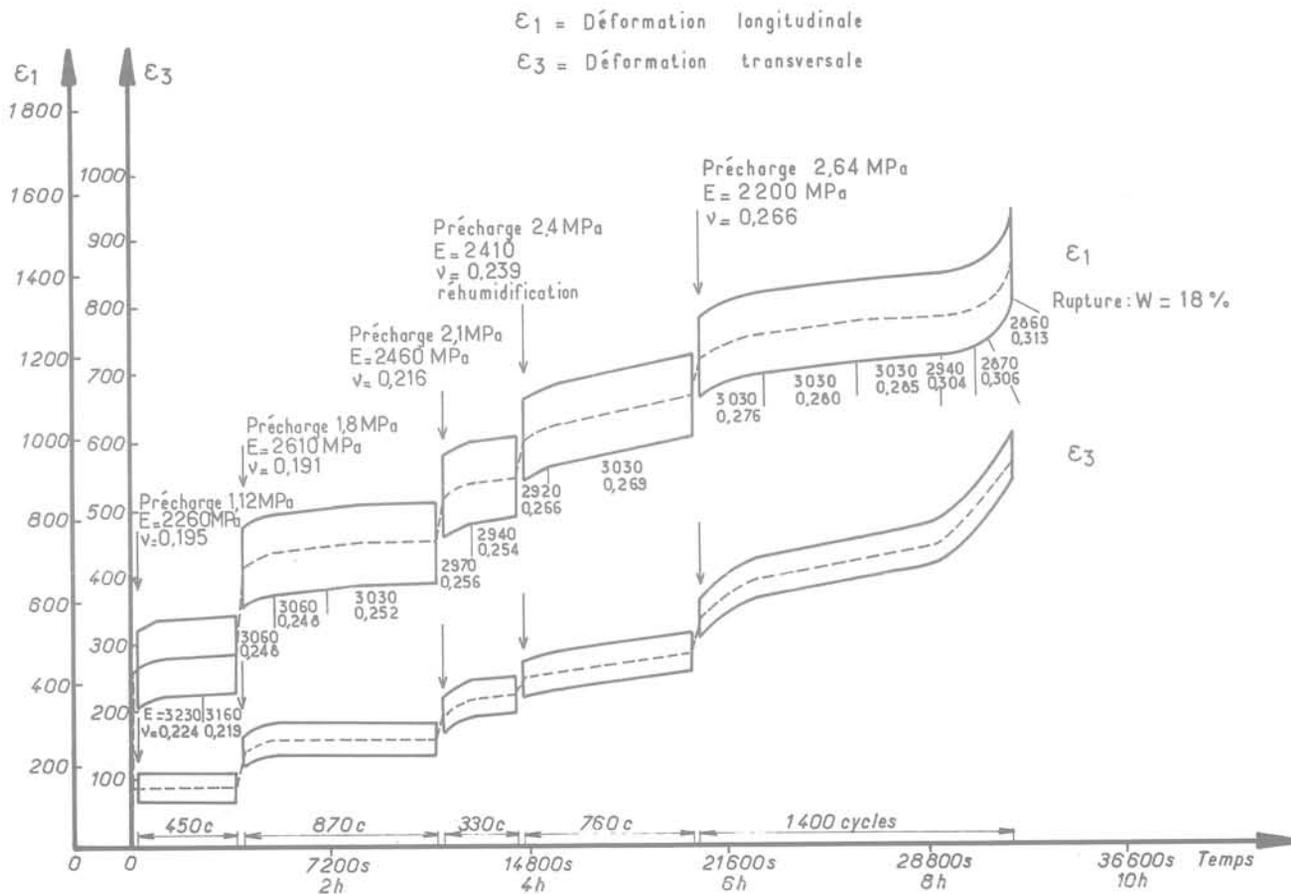


Fig. 6 Essai de fatigue sous sollicitation cyclique sur éprouvette cylindrique

Étape 4 : prise en compte des facteurs exogènes.

Dans cette étape, on s'attache à quantifier l'effet de différents facteurs, en particulier l'hydrologie, les surcharges, les vibrations...

Les phénomènes pris en compte dans cette dernière étape sont certainement parmi les plus importants, en tout cas ceux sur lesquels le maximum d'effort devrait être porté actuellement. On sait mesurer par exemple les sollicitations imposées au matériau des piliers et du toit par la circulation routière au-dessus d'un vide souterrain, comme le montre la figure 5. Bertrand et al. ont effectué de telles mesures dans une carrière souterraine située sous une route, et ont pu évaluer les effets de ces sollicitations dynamiques sur la résistance du matériau par des essais de variation cyclique de charge. La figure 6, extraite de leur communication, montre que ces sollicitations peuvent accélérer notablement la rupture du matériau.

D'autres problèmes restent à résoudre dans le domaine de l'évaluation de la stabilité des vides souterrains abandonnés, par exemple celui de l'évaluation de la stabilité des vides souterrains dans lesquels le matériau qui constitue les piliers est fracturé et a apparemment un comportement post-rupture. Le sujet fait l'objet d'une étude du Cerchar dans le Nord de la France.

Un autre problème doit être examiné, c'est celui du risque d'effondrement spontané. En fonction des mécanismes que l'on peut supposer initiateurs de ces effondrements, en particulier ceux proposés par Tincelin en 1962 [4] et par Maury en 1979 [5] on peut évaluer les risques et même proposer des mesures préventives, comme le drainage des toits. Une autre solution est proposée : la surveillance des sites que nous allons examiner maintenant. Mais le sujet des effondrements brutaux mérite encore de longues études.

2. Comment contrôler l'évolution de la stabilité

Lorsqu'une ancienne exploitation a été identifiée comme stable par une étude de stabilité, cela a pour conséquence pratique de permettre de dire que ce vide n'est pas le plus urgent à traiter ou à conforter, et même que la surface peut être utilisée immédiatement pour en faire des espaces verts, des terrains de sports ou de jeux, le vide lui-même peut être utilisé. Encore faut-il s'assurer de la pérennité de cette stabilité, par une surveillance du site.

Cette surveillance doit porter a priori sur les facteurs susceptibles de modifier le comportement des terrains, et sur le comportement des terrains eux-mêmes. Il est important de noter ici qu'une surveillance n'est pas un renforcement : son objectif est seulement de permettre de prévoir l'évolution vers la ruine de l'édifice souterrain assez longtemps à l'avance soit pour permettre de mettre en place des renforcements nécessaires pour empêcher cette ruine de se produire, soit pour minimiser ses conséquences et empêcher que l'effondrement ne soit une catastrophe.

La surveillance de l'évolution de l'environnement des vides est simple dans son principe; cela consiste essentiellement à s'assurer que le régime hydrologique n'est pas modifié, que les caractéristiques d'atmosphère du vide (ventilation, humidité, teneur en gaz divers susceptibles d'altérer les roches) restent constantes et que les terrains ne sont pas soumis à des

surcharges statiques (constructions, dépôts divers) ou dynamiques (vibrations en particulier) dont l'influence n'aurait pas été prise en compte dans l'étude de stabilité initiale.

Dans la pratique, la réalisation d'une telle surveillance est facile dans le cas où ces carrières sont utilisées. Des progrès sont à faire pour faciliter cette même surveillance dans le cas des vides abandonnés.

La surveillance du comportement des terrains repose sur le principe suivant, qui a été proposé ou repris par de nombreux auteurs : lorsque les roches constituant un édifice sont soumises à des efforts qui conduisent à la ruine, les déformations de l'ouvrage présentent une phase d'accélération quelque temps avant la ruine. Ceci a été observé dans de très nombreuses situations, et la figure 7 qui montre l'accélération par paliers des convergences observées dans une ancienne carrière de craie avant l'effondrement de la zone surveillée en est une illustration parmi beaucoup d'autres.

D'une manière plus générale, la surveillance des déformations dans les vides souterrains permet également de compléter l'étude de la stabilité. Car, par opposition à l'accélération des mouvements qui traduit un risque de ruine imminent, la diminution de la vitesse de déformation pendant une longue période est un indice de stabilité.

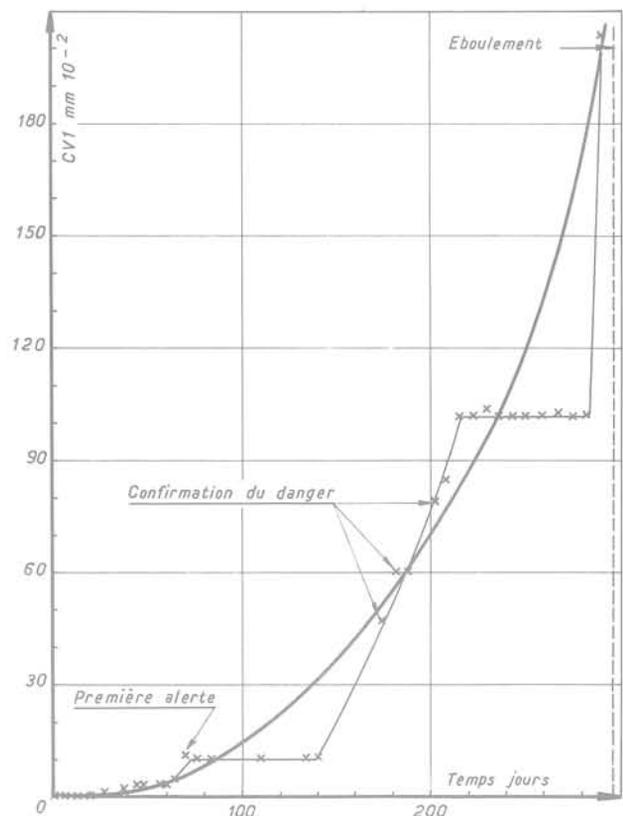


Fig. 7 Accélération des convergences avant un effondrement

Des systèmes complets de télémessure et de télésurveillance des déformations sont maintenant au point, qui fonctionnent à l'aide de micro-ordinateurs du commerce sans autre intervention humaine directe qu'un entretien périodique, et sont capables de signaler à distance, par exemple par un composeur téléphonique automatique, toute anomalie significative dans l'évolution des déformations, ou toute panne grave du système.

3 Comment stabiliser les terrains

En pratique, il est nécessaire de stabiliser les terrains lorsque :

- les résultats de l'étude de stabilité ou la surveillance précédente ne permettent pas de garantir la stabilité,
- l'utilisation des sols que l'on envisage exige une stabilité totale du sous-sol. Il est utile de signaler à ce sujet que la construction sur pieux chemisés pour être protégés contre les frottements négatifs, comme ceux présentés sur la figure 8, permet l'édification de bâtiments importants sur des terrains imparfaitement consolidés, voire sur des vides, à condition de prendre toute précaution pour parer à l'éventualité d'une destruction par cisaillement.



Fig. 8 Exemple de pieux chemisés dans une carrière souterraine (Nord de la France)

Cette stabilisation des terrains peut être envisagée de trois manières :

- par confortement direct, c'est-à-dire par substitution du matériau;
- par confortement indirect, c'est-à-dire par renforcement des structures portantes existantes (renforcement des piliers et du toit);
- enfin, par effondrement contrôlé.

3.1 Confortement direct

Lastabilisation des terrains par confortement direct, c'est-à-dire par mise en place d'un matériau de substitution est une solution définitive, mais très onéreuse*. Une application est présentée dans la communication de Dufour, sur le cas de la colline d'Issy-les-Moulineaux, où il est montré qu'elle était la seule possible. Le principe de cette méthode consiste à réaliser, en général par injection, des piliers artificiels, de position et de dimensions contrôlées, ou bien un remblai *portant*. Cette notion de portance du remblai est importante, car seul un remblai injecté permet de réaliser un tel confortement, par opposition à un remblai pneumatique par exemple qui, n'étant pas précontraint, tolérera des tassements avant d'exercer une réaction directement portante sur les terrains.

* (=100 F/m³.)

Par ailleurs, on peut, par des méthodes d'injection dans les terrains déconsolidés au toit des cavités, ou dans les éboulis mal consolidés de foudroyage, réaliser des confortements directs qui empêcheront tout tassement ultérieur. Le problème majeur qui se pose alors est celui de l'identification des vides et des consolidations. Il semble que les techniques de diagraphies employées par Erling en particulier soient bien au point et tout à fait efficaces. Dufour a réalisé des contrôles semblables par des essais de perméabilité. Il serait intéressant de comparer les résultats obtenus par les deux techniques.

3.2 Confortement indirect

L'idée de base du confortement indirect est de renforcer les structures portantes existantes, c'est-à-dire les piliers et les bords fermes, d'une part, et le toit d'autre part pour garantir leur stabilité. Cela peut être fait soit par du remblayage simple, qui, à défaut de soutenir activement le toit, réalise un confinement très efficace des piliers, et en garantit sûrement la pérennité.

Ce mode de traitement coûte ce que coûte tout remblayage, c'est-à-dire fort cher en général (plus de 50 F/m³), à l'exception de certaines régions (comme la région parisienne) où des matériaux de remblayage comme les cendres volantes sont disponibles en quantité suffisante à très bas prix.

Mais le confortement des piliers peut être réalisé par des moyens moins radicaux que le remblayage, par du cerclage, du boulonnage (figure 9) ou des constructions de renfort. Ces derniers confortements permettent une utilisation industrielle des vides, moyennant certains aménagements. Toutes les techniques qui permettent une réutilisation des vides nous paraissent des moyens de stabilisation à encourager, car en même temps qu'ils peuvent permettre de restituer des terrains de surface utilisables, ils procurent des espaces qui autrement auraient été irrémédiablement perdus.

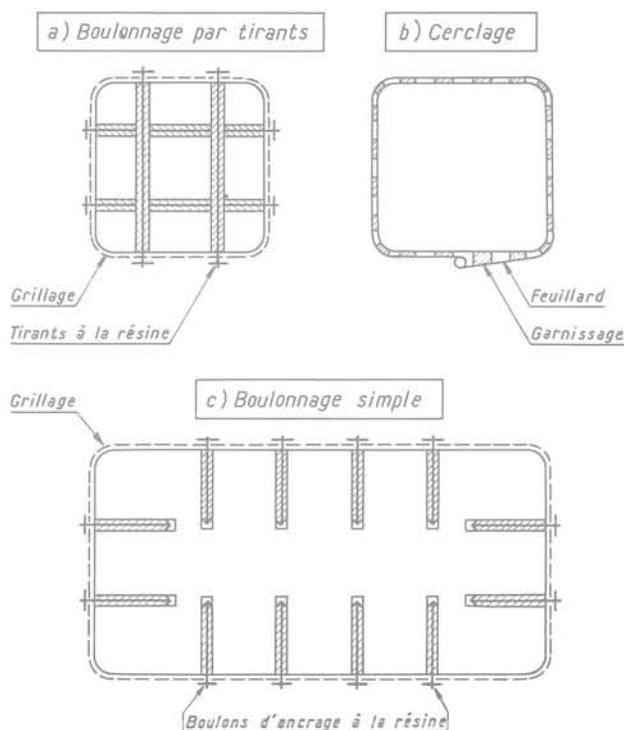


Fig. 9 Renforcement des piliers

3.3 Effondrement du vide souterrain

Enfin les terrains peuvent être stabilisés en supprimant le vide, c'est-à-dire en provoquant un foudroyage contrôlé. L'idée n'est certes pas nouvelle, puisqu'entre 1780 et 1840 on a torpillé à la poudre les piliers des anciennes carrières de gypse de Montmartre, de Ménilmontant et des Buttes-Chaumont. Mais peut-être mal conduites, ces opérations se sont traduites par des effondrements irréguliers et parfois très largement différés. Beaucoup plus récemment une méthode de foudroyage en masse a été mise au point et utilisée avec succès dans les exploitations de gypse de Port-Marion situées à l'aplomb de la forêt de l'Hautil, dans les Yvelines, comme le rapporte Vidal [6].

Ce foudroyage en masse est intéressant dans la mesure où il permet de livrer, après coup, des terrains en bon état et assez rapidement disponibles pour la construction. Cela exige en particulier :

- que la surface des travaux torpillés en une fois soit la plus grande possible, de façon à obtenir une descente d'un seul bloc des terrains sus-jacents;
- que le torpillage des piliers ne laisse subsister aucun « point dur ». Cela implique une réalisation extrêmement soignée du tir;
- que les tassements différentiels soient réduits au minimum.

Mais la plus grande prudence est nécessaire sur ce sujet. En effet, les techniques du foudroyage ont bien donné les résultats attendus lorsque celui-ci était réalisé sur une exploitation prévue à cet effet (exemple de Port-Marion), mais avant d'être appliquée à n'importe quel vide, l'ensemble des opérations doit faire l'objet de mises au point et de contrôles très soignés portant en particulier :

- sur le tir lui-même en raison de la précision des résultats attendus;
- sur la délimitation des zones foudroyées lorsque l'ensemble du vide n'est pas traité en une fois, pour pouvoir continuer l'opération dans de bonnes conditions;
- sur le tassement des terrains, dont la réutilisation dépend de la vitesse à laquelle ils se stabilisent. A ce sujet, il est intéressant de noter qu'à Port-Marion on n'observait plus d'affaissement notable après un an environ. Ce mode de traitement est en pleine évolution, et nul doute que des progrès considérables dans les réductions des nuisances qu'il provoque conduiront à son développement.

3 Conclusion

Le problème majeur que pose la présence d'exploitations souterraines abandonnées est bien celui de leur stabilité et, de manière plus immédiate, celui de l'utilisation des sols au-dessus de ces vides. Des solutions peuvent lui être apportées dans de bonnes conditions techniques en faisant appel aux moyens

modernes de stabilisation qui ont été décrits. Mais ces moyens doivent être choisis au vu de leur coût, en fonction des problèmes posés dans chaque cas.

Ainsi, dans les zones urbaines, la mise en place d'un matériau de substitution (remblai cimenté et clavé) permet de rendre utilisables des sols qui auparavant n'avaient aucune valeur. La valeur prise par les terrains ainsi récupérés doit permettre en général de payer le traitement qui est nécessaire.

En dehors des zones urbaines, le problème est différent et il est nécessaire de se demander si une solution acceptable pour l'utilisation des sols ne peut pas être obtenue par une étude de stabilité et la surveillance de l'évolution de cette stabilité. Par ailleurs, des moyens financiers supplémentaires pour stabiliser ces vides peuvent être procurés par la valeur qu'ils acquièrent s'ils peuvent être utilisés. Cette solution pose de nombreux problèmes techniques et juridiques, mais elle mérite d'être encouragée. Enfin, si la stabilité des vides apparaît comme menacée, leur foudroyage par torpillage des piliers pourrait devenir, moyennant la mise au point de contrôles au moment de sa mise en œuvre, une solution intéressante.

Mais d'une manière générale, lorsque l'on constate la difficulté des problèmes posés par les vides incontrôlés, on se dit que le mieux est certainement de ne pas en créer, c'est-à-dire, plus simplement, de les traiter au moment de leur creusement par un foudroyage partiel ou total lorsque cela est possible.

Références bibliographiques

- [1] J. Bonvallet
« Critères de stabilité des exploitations souterraines à faible profondeur. » Thèse I.N.P.L. Nancy, 1978.
- [2] D. F. Coates
« Principes de la mécanique des roches », monographie 874. Direction des Mines, Ottawa, Canada.
- [3] C. Chambon et J. Bonvallet
« Détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés. » Revue Française de Géotechnique, n° 13.
- [4] E. Tincelin et P. Sinou
« Effondrements brutaux et généralisés, coups de toit. » Revue de l'Industrie Minière, avril 1962.
- [5] V. Maury
« Effondrements spontanés. Synthèse d'observations et possibilité de mécanisme initiateur par mise en charge hydraulique. » Revue de l'Industrie Minière, octobre 1979.
- [6] V. Vidal
« Foudroyage dans l'exploitation de gypse de Port-Marion. » Revue de l'Industrie Minière, 9/1970.

glissements de terrain liés directement à des travaux

Rapport général de

G. Pilot

Adjoint au Chef du Département des Sols et Fondations
Laboratoire central des ponts et chaussées - Paris

1 Introduction

Les glissements de terrain se produisent sous l'action d'un (ou plusieurs) « facteur déclenchant » qui rompt l'équilibre, soit au niveau des forces massiques, soit au niveau des forces extérieures, ou au niveau des forces de liaison dans le massif.

Certains de ces facteurs déclenchants sont naturels, tels que séismes, érosions, fluctuation des écoulements hydrauliques, altération, etc.

A l'échelle des travaux de génie civil, l'activité humaine s'ajoute à ces facteurs naturels et constitue fréquemment un facteur essentiel dans la rupture de l'équilibre des massifs.

Du seul point de vue du rôle de l'activité humaine le sujet à traiter est très vaste, puisqu'il couvre des matériaux très divers, des argiles molles aux massifs rocheux, et des ouvrages très variés (barrages, ports, bâtiments, infrastructures, etc.).

Face à une telle diversité il fallait se limiter à quelques aspects du problème : on a donc choisi de traiter trois sujets de mécanique des sols : les remblais sur sols mous, les talus de déblais, les constructions sur versants.

Après avoir présenté les facteurs d'instabilité on décrit les principales configurations de tels glissements induits par des travaux en insistant sur le mécanisme des ruptures. On s'est efforcé d'illustrer ces conditions par des exemples concrets étudiés au L.C.P.C. ou puisés dans la bibliographie de ces dix dernières années. Des considérations plus détaillées, notamment en ce qui concerne les méthodes de calcul, les projets et les confortements, peuvent être trouvées dans les états des connaissances présentés aux congrès internationaux de mécanique des sols de Mexico (Skempton, Hutchinson, 1969), Moscou (Bjerrum, 1973), Tokyo (Morgenstern et al., 1977) et Stockholm (La Rochelle, Marsal, 1981).

2 Les facteurs d'instabilité

Les glissements de terrain se produisent le long d'une surface de glissement (fig. 1), discontinuité plus ou moins complexe, lorsque la contrainte de cisaillement τ devient supérieure à la résistance au cisaillement τ_{\max} . On exprime le coefficient de sécurité F , au moins localement, par la relation

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'}{\tau} = \frac{c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi'}{\tau}$$

($F = 1$ à la rupture).

L'extension de cette relation à l'ensemble de la courbe de rupture, plane, circulaire ou de forme quelconque, considérant ou non que la rupture se produit simultanément en tout point, conduit à l'expression globale du coefficient de sécurité du talus. Des formulations différentes s'emploient dans le cas d'autres mouvements de terrains tels que le fluage ou les coulées de boue.

On trouve dans cette expression les différentes grandeurs sur lesquelles agissent les facteurs d'instabilité.

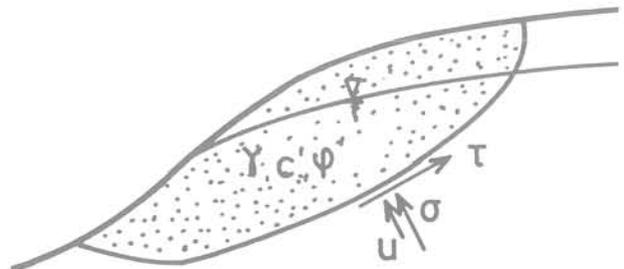


Fig. 1 Eléments de définition du coefficient de sécurité d'un talus

Lorsque le facteur d'instabilité est une modification d'ordre géométrique (tranchée de déblai, remblais) ce sont les composantes σ et τ de la contrainte qui sont affectées, ainsi que, dans le cas des sols fins peu perméables, la valeur u de la pression interstitielle (apparition de surpressions positives ou négatives).

Lorsque le facteur d'instabilité est d'ordre hydraulique seul, sous forme d'une variation du niveau de la nappe, ou de variation de pression interstitielle dans un aquifère captif, c'est la valeur u de la pression interstitielle qui commande l'évolution de la stabilité.

Le facteur d'instabilité peut également être d'ordre structurel : dans les argiles surconsolidées raides, par exemple, il existe généralement un réseau dense de microfissures : l'ouverture d'une tranchée de déblai crée une diminution des contraintes et favorise l'ouverture de ces microfissures; l'infiltration d'eau et l'altération qui en résultent provoquent alors une diminution de la résistance au cisaillement (terme de cohésion effective).

La combinaison de ces trois facteurs d'instabilité, générés par les réalisations humaines, se fait dans des conditions extrêmement variables avec des influences très diverses de l'un ou l'autre des facteurs, lesquelles conduisent le coefficient de sécurité à diminuer. Il est important de noter que, du fait des variations lentes et assez complexes des surpressions interstitielles, les conditions de stabilité les plus critiques (éventuellement la rupture) peuvent n'apparaître qu'à long terme, bien après la fin des travaux (cas des tranchées de déblais dans les sols surconsolidés); il s'agit d'une conséquence directe de l'activité humaine et non d'un phénomène naturel, ainsi que le délai d'apparition d'une telle rupture pourrait le laisser penser.

Afin de mieux préciser les interventions respectives des divers facteurs présentés, on examine ci-dessous trois grands types « d'ouvrages en terre » particulièrement menacés par les glissements de terrain; remblais sur sols mous, talus de déblais, construction sur versant.

3 Remblais sur argiles molles

Les constructions sur argiles molles sont assez variées : remblais, stocks de pondéreux, réservoirs à hydrocarbures et autres produits chimiques, silos à grains et autres produits pulvérulents. Leurs comportements varient selon la rigidité de l'ouvrage construit, c'est-à-dire selon l'adaptation de la structure aux déformations du sol.

Le mécanisme de la rupture, poinçonnement vertical ou rupture rotationnelle (fig. 2) est donc variable en fonction du sol et de la structure, mais la mobilisation de la résistance au cisaillement est identique dans les différents cas, en sorte qu'on se limitera à l'examen d'un type d'ouvrage : on a choisi le cas des remblais parce qu'ils ont fait l'objet des travaux et synthèses les plus nombreux (Bjerrum 1972, 1973, Pilot 1976, Tavenas 1980).

Lors de la construction d'un tel ouvrage sur argile molle, les contraintes totales dans le massif augmentent, de même que la pression interstitielle de l'eau. Les calculs montrent, et les constatations confirment, qu'il en résulte une diminution du coefficient de sécurité en sorte que lorsque des glissements se produisent, c'est essentiellement pendant la phase de construction (rupture à court terme). Ces ruptures sont sensiblement circulaires et profondes, passant largement sous

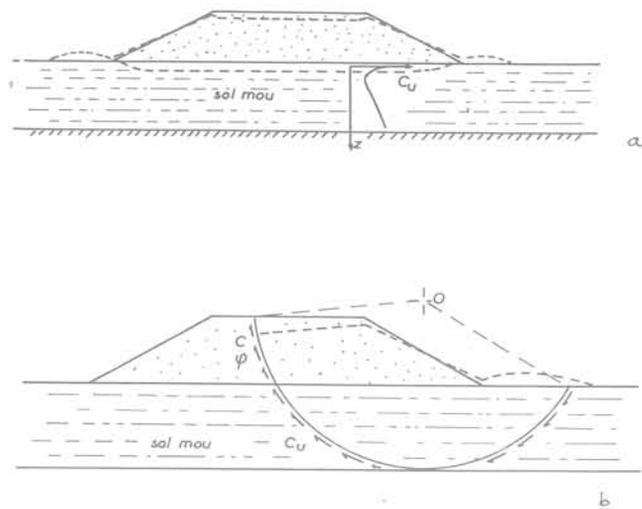


Fig. 2 Modes de rupture d'un remblai construit sur argile molle
a) Poinçonnement
b) Rupture rotationnelle

le talus du remblai. A l'issue de la construction les contraintes totales demeurant constantes et la pression interstitielle décroissant, du fait de la consolidation, le coefficient de sécurité augmente.

Ce schéma n'est mis en défaut, lors de ruptures différées, que dans de rares cas de sols à anisotropie fortement marquée : il se produit un transfert horizontal d'eau interstitielle et une augmentation des pressions interstitielles sous les talus du remblai, situation dont peut résulter une situation temporaire de faible valeur du coefficient de sécurité.

Ce sont donc les surpressions interstitielles résultant du chargement qui gouvernent la stabilité; leur détermination a priori demeure difficile dans la mesure où les relations théoriques ou semi expérimentales $\Delta u = f(\bar{\sigma}_1)$ n'ont pas reçu de confirmation par les mesures réalisées en vraie grandeur.

Par contre, la synthèse de ces mesures (Leroueil et al., 1978) a permis de préciser l'évolution de Δu , dans l'axe d'un remblai, en fonction de l'augmentation $\Delta\sigma_v$ de la contrainte verticale (fig. 3); on distingue les trois phases suivantes (fig. 4) :

- au début du chargement, tant que $\Delta\sigma_v$ est inférieur à la pression de préconsolidation σ'_p , Δu varie moins vite que $\Delta\sigma_v$ ($B_1 = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_v} < 1$), ceci étant dû aux effets tels que la non saturation, la structure de l'argile, etc;
- par la suite, $\Delta u = \Delta\sigma_v$ ($B_1 = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_v} = 1$);
- enfin, lorsque le processus de rupture s'amorce, puis se développe, Δu croît plus vite de $\Delta\sigma_v$

$$\left(B_1 = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_v} > 1 \right).$$

Les pressions interstitielles mesurées permettent de faire des calculs de stabilité, en cours de construction, en contraintes effectives (Pilot et al., 1982); la quasi impossibilité de leur prévision amène à faire les calculs de stabilité prévisionnels en contraintes totales sur la base de la cohésion non drainée c_u .

L'évaluation de la stabilité, au stade des projets, se fait donc à partir de ces valeurs c_u , généralement mesurées au scissomètre du chantier.

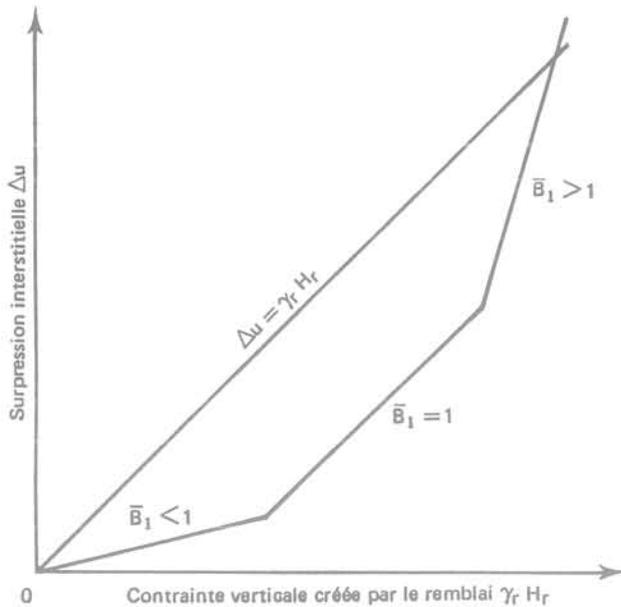


Fig. 3 Evolution des surpressions interstitielles dans une argile molle en fonction de l'augmentation de la contrainte verticale dans l'axe d'un remblai

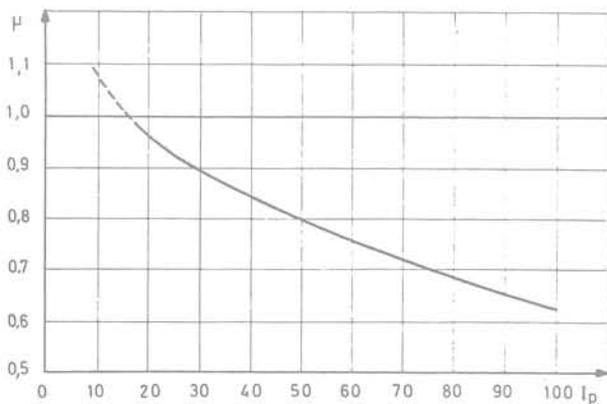


Fig. 4 Coefficient correcteur μ (IP) de la cohésion non drainée c_u des argiles molles sous remblai (Bjerrum, 1972)

On notera cependant que, lors de la mesure au scissomètre, les effets de l'anisotropie du sol de fondation et de la vitesse de cisaillement ne sont pas sollicités dans les mêmes conditions que lors de la rupture d'un remblai; il est donc nécessaire d'opérer une correction par le biais du coefficient μ de Bjerrum, directement lié à l'indice de plasticité IP du sol (Bjerrum, 1972).

$$c_{u \text{ sous remblai}} = c_{u \text{ scissomètre}} \times \mu(IP).$$

Ce coefficient μ est donné en fonction de IP à la figure 4.

4 Talus de déblais

Les talus de déblais se réalisent dans des conditions très variées :

- au plan du projet, les exigences du constructeur amènent à concevoir :

- soit des talus dont la stabilité doit être assurée tant à court qu'à long terme : c'est le cas des infrastructures de transport (autoroutes, voies ferrées...);

- soit des talus dont on ne se préoccupe que de la stabilité à court terme : fouilles de certains bâtiments, par exemple;

- soit des talus dont on s'accommoderait d'une stabilité précaire : cas des exploitations minières;

- au plan des sols, les comportements sont assez sensiblement différents selon qu'il s'agit d'argiles molles, d'argiles raides fissurées, de massifs argileux discontinus, etc.

On commence donc par expliciter ci-après le mécanisme du comportement à court et à long terme dans l'argile, puis on examine d'une façon concrète la stabilité des talus dans les argiles molles, dans les argiles raides, dans les argiles fissurées et on termine par deux illustrations concernant le secteur bâtiment, d'une part, celui des mines, d'autre part.

4.1 Stabilité à court terme et stabilité à long terme des massifs argileux

La question se pose de savoir si la période critique de stabilité d'un talus de déblai donné sera à court terme (en cours ou en fin de construction) ou à long terme (éventuellement plusieurs années après la réalisation). La réponse à cette question réside dans la valeur atteinte par les pressions interstitielles en fin de construction et dans leur évolution ultérieure (régime hydraulique transitoire qui tend vers le régime permanent déterminé par les conditions aux limites).

L'évolution des pressions interstitielles, ainsi que de la stabilité correspondante, ont été très clairement illustrées par Bishop et Bjerrum en 1960.

Sur la figure 5 a, on a représenté un talus de déblai, assorti des positions initiales et finales de la nappe, une courbe potentielle de rupture et un point particulier où on examine l'évolution de la pression interstitielle.

En ce point, la surpression interstitielle Δu atteinte en fin de construction dépend de la variation des contraintes, de la durée de la construction et de la nature du sol.

Une valeur théorique de Δu est obtenue par application de la classique formule de Skempton

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)].$$

Des ordres de grandeur de A sont 0 et 1 respectivement pour une argile raide surconsolidée et une argile molle normalement consolidée. La figure 5 b indique clairement les différences de pressions interstitielles régnant dans le massif selon l'état de consolidation de l'argile. Pendant la construction, rapide, de la tranchée, le coefficient de sécurité global du talus décroît rapidement, l'allure de sa variation demeurant cependant liée à l'état du sol (fig. 5 c).

Durant la période de redistribution de la pression interstitielle, le coefficient de sécurité global continue à décroître sensiblement dans le cas de l'argile raide ($A=0$), légèrement dans le cas de l'argile molle. A l'équilibre des pressions interstitielles (long terme), en admettant un régime hydraulique et des paramètres effectifs de résistance au cisaillement identiques dans les deux types de sol, une valeur unique du coefficient de sécurité global est atteinte.

De part les positions des courbes de variation du coefficient de sécurité (fig. 5 c), on imagine bien que si la valeur finale de F était inférieure à 1, la rupture serait obtenue dans l'argile molle ($A=1$), soit pendant la construction, soit peu après son achèvement, alors que

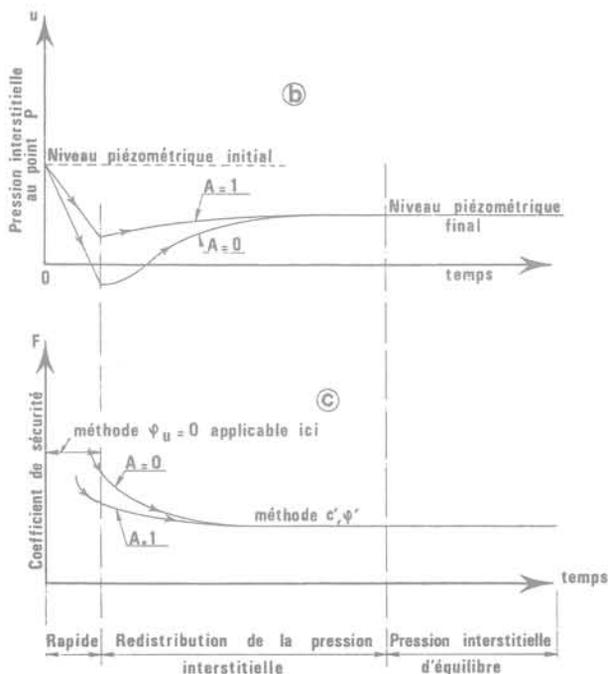
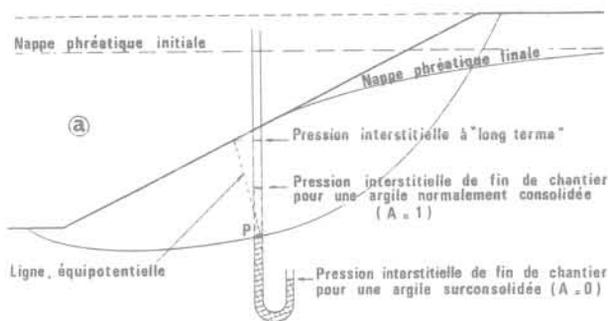


Fig. 5 Variation de la pression interstitielle et évolution du coefficient de sécurité dans un talus de déblai argileux (Bishop et Bjerrum, 1960)

pour l'argile raide ($A = 0$), cette rupture se manifesterait bien après la fin de construction.

Cette schématisation concorde bien avec l'observation courante que les ruptures de talus de déblai se produisent à court terme dans les sols normalement consolidés ou légèrement surconsolidés, tandis que des ruptures à long terme s'observent dans les sols fortement surconsolidés.

Des exemples sont fournis dans les deux chapitres qui suivent.

4.2 Talus de déblai dans des argiles molles

Un certain nombre de ruptures a été observé et étudié en détail dans des argiles molles; on prendra pour exemple la rupture expérimentale provoquée près de Bordeaux, à Bosse-Galin (Blondeau, Queyroi, 1975).

Le sol de fondation consiste en une argile organique reposant à 10 m de profondeur sur un sable limoneux; sa teneur en eau est de l'ordre de 60 % et ses limites d'Atterberg respectivement de 40 % et 80 % environ pour la limite de plasticité et la limite de liquidité (IP de l'ordre de 40). Ce matériau possède une surconsolidation de 40 à 60 kPa, tandis que sa résistance au cisaillement non drainée c_u mesurée au scissomètre de chantier varie entre 20 et 40 kPa.

La fouille expérimentale faisait 45 m de longueur et 20 m de largeur, tandis que la profondeur, déterminée d'après les calculs à la rupture en contraintes totales, exécutées préalablement, aurait dû atteindre 5,5 m. La figure 6 montre que trois pentes de talus différentes avaient été choisies afin de provoquer des ruptures graduelles. Une forte instrumentation avait été mise en place pour suivre les pressions interstitielles et les déplacements.

Les ruptures se sont effectivement produites d'abord dans la pente à 60° (fig. 6), ainsi que dans les talus des petits côtés de la fouille (pentes à 45°), alors que la profondeur de la fouille n'atteignait que 4 m (au lieu de 5,5 m initialement prévus).

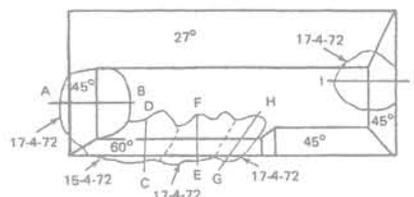


Fig. 6 Talus expérimentaux de Bosse Galin (Blondeau, Queyroi, 1972). Plan général.

C'est donc bien une rupture à court terme qui s'est produite, en accord avec le schéma présenté en 4.1. Les relevés piézométriques ont d'ailleurs indiqué une décroissance régulière de la pression interstitielle, ainsi que le montre la figure 7.

Au plan de l'étude de stabilité, le calcul à court terme, en contraintes totales, n'est pas satisfaisant, puisqu'à la rupture le coefficient de sécurité ressort à 1,45, au lieu de 1. La figure 8 situe le point correspondant à Bosse-Galin, ajouté dans le diagramme (F, IP) sur lequel Bjerrum (1972) avait collationné les résultats de calculs provenant de diverses ruptures de tranchées de déblai.

Ce diagramme montre que le désaccord calcul-observation est comparable dans les talus de déblai en argile molle et dans les remblais sur sols mous : la correction de Bjerrum mentionnée en 3 doit donc être appliquée à la cohésion non drainée mesurée au scissomètre de chantier avant d'être introduite dans les calculs de stabilité.

On notra que dans le cas présent l'étude de stabilité en contraintes effectives faite avec les valeurs mesurées de la pression interstitielle a donné une valeur proche de 1 du coefficient de sécurité.

4.3 Talus de déblais dans les argiles raides surconsolidées

On a mentionné en 4.1 que les considérations théoriques aussi bien que les observations mettaient en évidence des ruptures à long terme résultant de l'évolution spécifique de la pression interstitielle. Une question importante demeure : quel est le délai entre la fin de réalisation d'un talus de déblai et l'apparition du « long terme » ?

Des mesures en place assez récentes faites dans des tranchées de déblai en argile de Londres fournissent d'intéressantes données à cet égard.

On citera d'abord les résultats obtenus par Vaughan et Walbancke (1973) sur la tranchée d'Edgewarebury, taillée en 1964 dans l'argile de Londres. Sur 17 m de

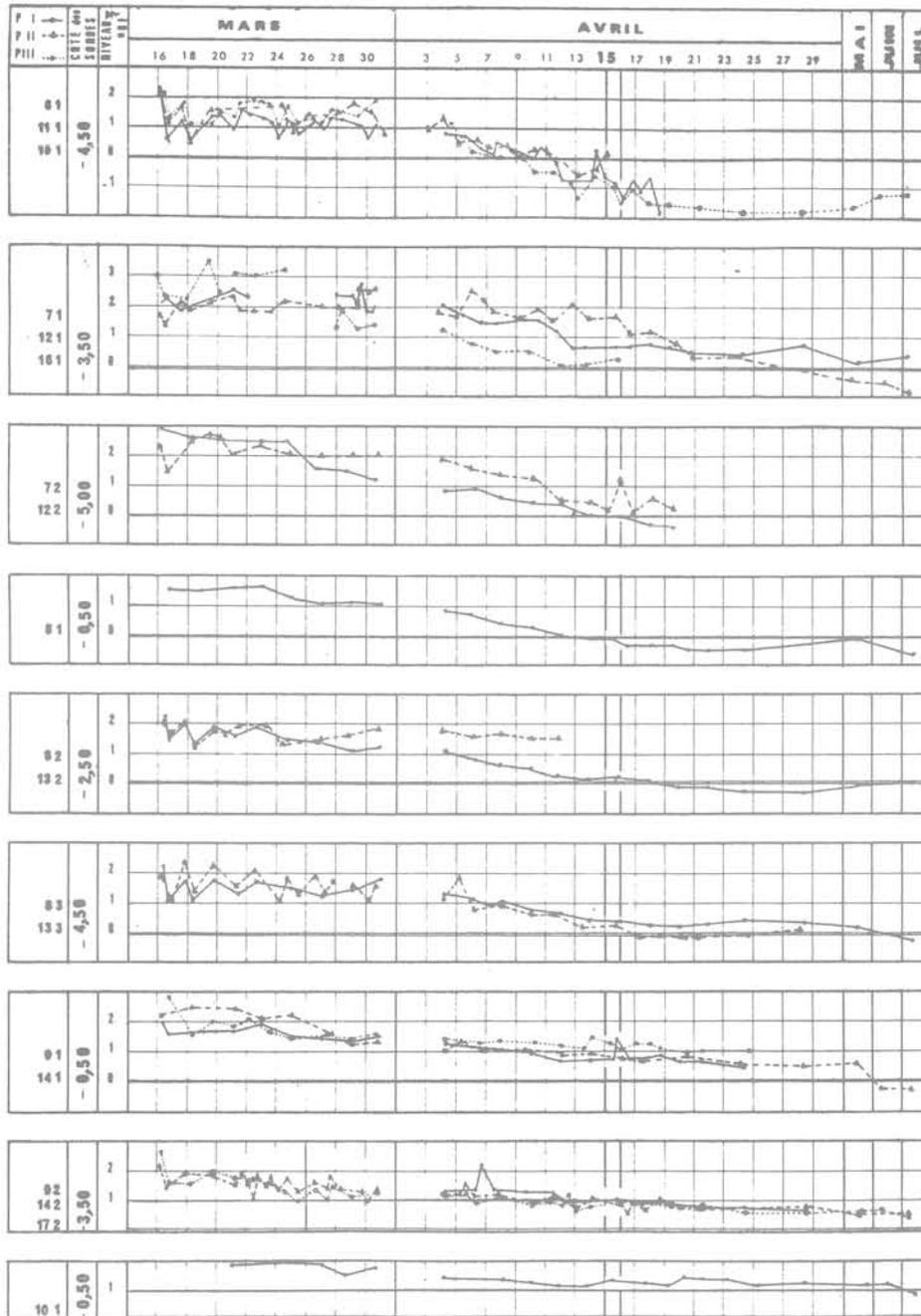


Fig. 7 Evolution de la pression interstitielle dans un talus expérimental de Bosse Galin (Blondeau, Queyroi, 1975)

hauteur, cette tranchée recoupe, à la base, l'argile bleue non altérée et au sommet l'argile brune altérée (fig. 9). Des piézomètres ont été installés en 1972 et on a observé que neuf ans après la réalisation de ce talus, il régnait encore de fortes pressions interstitielles négatives (-60 kPa) assurant la stabilité de ce talus en période transitoire; les mesures effectuées en 1975, soit 11 ans après construction, montrent que l'évolution vers le régime permanent se poursuit, mais que l'on en est encore éloigné.

Le tableau I montre cette évolution, le paramètre choisi étant la pression interstitielle réduite r_u .

Des résultats plus complets ont été fournis par Walbrancke (1976) à la suite de mesures piézométriques dans la tranchée de Potters Bar, laquelle met également en jeu l'argile de Londres.

Cette tranchée de chemin de fer a été taillée en 1850, puis élargie d'un côté en 1956 (fig. 10). Les mesures piézométriques réalisées en 1975 permettaient donc une comparaison entre un régime hydraulique « âgé » de 125 ans et un autre « âgé » de 19 ans seulement.

La comparaison des résultats se fait sur le tableau II, d'où il ressort qu'à position semblable des piézométries la pression interstitielle réduite est systématiquement sensiblement plus faible 19 ans après construction que 125 ans après.

L'ensemble des mesures de ce type a été compilé par Skempton (1977) qui a présenté l'évolution de la valeur moyenne de r_u dans divers profils en fonction du temps. La figure 11 montre l'allure générale du phénomène : dans l'argile de Londres, il faudrait attendre une cinquantaine d'années pour que les conditions hydrauliques de la stabilité à long terme soient atteintes.

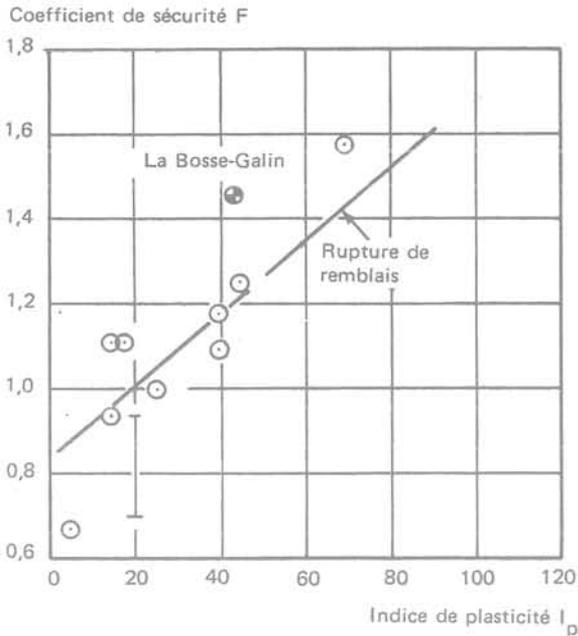


Fig. 8 Relation (F, I_p) correspondant à la rupture de talus de déblais en argile molle (Bjerrum, 1973)

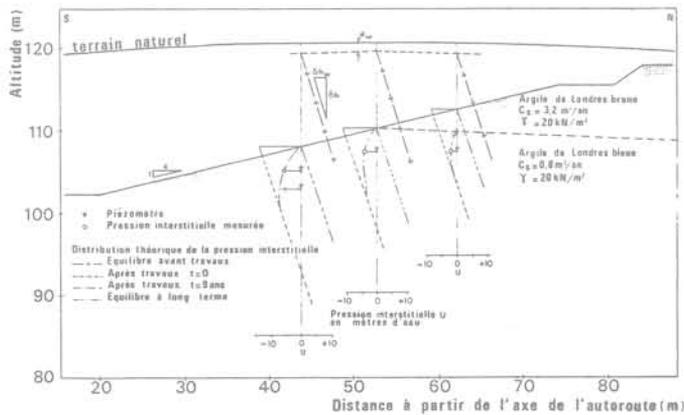


Fig. 9 Pressions interstitielles mesurées dans les talus de la tranchée d'Edgewarebury (Vaughan, Walbrancke, 1973)

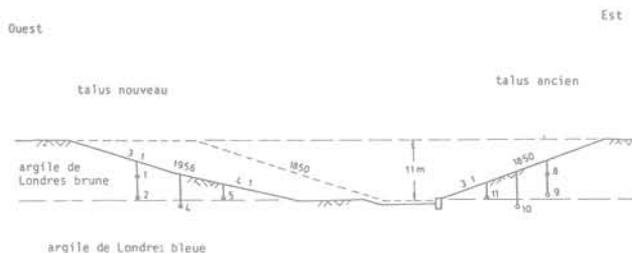


Fig. 10 Pressions interstitielles mesurées dans les talus de la tranchée de Pottersbar (Walbrancke, 1976)

Ce délai ne doit pas être appliqué tel quel à toutes les formations, puisqu'il est évident que c'est la perméabilité du sol qui conditionne le délai.

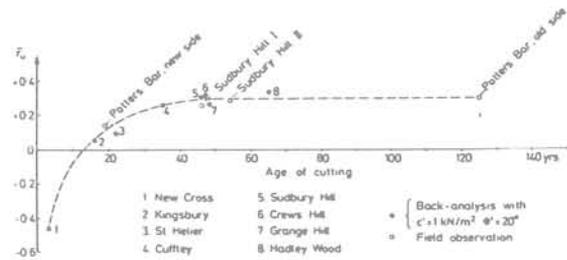


Fig. 11 Evolution des pressions interstitielles réduites, en fonction du temps, dans les talus de déblais en argile de Londres (Skempton, 1977)

On citera à cet égard deux configurations différentes :

- dans la tranchée en argile sableuse de Tronchon (Gosset, Khizardjian, 1976) les mesures piézométriques ont montré que la pression interstitielle était en relation directe avec la pluviométrie, ce qui indique que les suppressions interstitielles de construction s'étaient très rapidement dissipées.

- Dans des tranchées en argile sensible du Québec (Silvestri, 1980) il est apparu que ce matériau présentait un réseau très dense de fissures interconnectées autorisant une réponse rapide de la nappe à la pluviométrie.

L'aspect dominant de la stabilité à long terme des talus de déblai dans les argiles raides ne doit pas masquer quelques problèmes de stabilité à court terme.

Pour les raisons déjà invoquées (impossibilité d'évaluer les pressions interstitielles) les études de stabilité à court terme sont faites en contraintes totales à partir de la cohésion non drainée c_u . Ce paramètre est généralement mesuré en laboratoire à l'appareil triaxial, sur éprouvettes de petites dimensions (38 mm de diamètre) lors d'essais rapides (de l'ordre de la dizaine de minutes).

L'expérience a montré que la résistance au cisaillement ainsi mesurée pouvait surestimer considérablement la résistance effectivement mobilisée en place. C'est ainsi que le glissement à court terme d'un talus de déblai de la fouille de la centrale nucléaire de Bradwell (Grande Bretagne) a montré que dans l'argile raide fissurée de Londres, 56 % seulement de la résistance mesurée en laboratoire avait été mobilisée (Skempton, La Rochelle, 1965).

Cette surestimation résulte des effets suivants :

- effet du temps : l'essai de laboratoire, beaucoup plus rapide que la rupture en vraie grandeur, conduit à une valeur élevée de c_u ;

- effet de la fissuration : la surface de glissement en vraie grandeur chemine beaucoup plus facilement dans le réseau de fissures de l'argile que ne le fait la surface de rupture d'une petite éprouvette; il se mobilise ainsi en place une plus faible valeur de résistance au cisaillement qu'en laboratoire;

- effet de l'anisotropie : l'orientation des éprouvettes cisillées en laboratoire (axe de l'échantillon extrait vertical) ne garantit pas que la valeur la plus faible de la résistance au cisaillement soit mise en évidence.

Ces effets se manifestent de façon extrêmement spécifique selon les argiles étudiées, en sorte qu'on ne peut donner de facteurs correctifs généraux. Le tableau III (Blivet, 1976) fournit des données relatives à quelques sols connus.

Tableau I
Tranchée d'Edgarebury
Evolution de la pression interstitielle réduite r_u
dans le temps

Piézomètre	Mesure de 1973 (+9 ans)	Mesure de 1975 (+11 ans)
1	-0,17	+0,09
2	-0,22	-0,32
3	-1,0	-0,80
5	-1,1	-0,95
6	-0,5	-0,5

Tableau II
Lecture des piézomètres en 1975
Tranchée de Potters bar

Talus nouveau (19 ans)	Piéz	r_u	Piéz	r_u	Talus ancien (125 ans)
Moyenne $r_u=0,15$	1	0,06	8	0,31	Moyenne $r_u = 0,32$
	2	0,18	9	0,34	
	5	0,21	11	0,31	
	4	0,09	10	0,32	

Tableau III
Effets des facteurs vitesse de déformation et fissuration

Facteurs correctifs pour la vitesse de cisaillement d'essais UU

Matériau		Facteurs correctifs X_1 $X_1 = \frac{C_u(t_2)}{C_u(t_1)}$ $t_1 = 10 \text{ à } 15 \text{ mm}$	Référence
Origine	Nature		
Argile de Cambridge		0,91 ($t_2 = 1 \text{ j}$)	Skempton et Hutchinson (1969)*
Argile de Londres	$w_L = 95$ $I_p = 65$ $w = 33$ $\% < 2 \mu = 55$	0,89 ($t_2 = 1 \text{ j}$)	
Argile plastique		0,75 à 0,78 ($t_2 = 500 \text{ mm}$)	Wilson et Casagrande (1950)
Sable argileux		0,98	
Argiles des Flandres	$w_L = 82$ $I_p = 48$ $w = 35$ $\% < 2 \mu = 60$	1,15* ($t_2 = 6 \text{ j}$)	Article de Blondeau, Blivet et Ung Seng. Résistance au cisaillement des argiles raides. Influence des paramètres d'essais
Argiles de Dozulé	$w_L = 48$ $I_p = 17$ $w = 17$ $\% < 2 \mu = 97$	0,65 ($t_2 = 1 \text{ j}$)	
Argiles de Provins	$w_L = 89$ $I_p = 55$ $w = 28$ $\% < 2 \mu = 95$	0,88 ($t_2 = 5 \text{ j}$)	
Argile verte	$w_L = 93$ $I_p = 47$ $w = 32$ $\% < 2 \mu = 71$	1	

* Pour cette argile au-delà d'un temps de rupture de l'ordre d'une journée il y a rigidification de la texture.

Diamètre de l'échantillon cisailé (mm)	Argile de Londres	Argile verte	Argile des Flandres	Argile de Dozulé	Argile de Provins
16	1,9				
38	1	1	1	1	1
153	0,64	1			
306	0,66		0,86	0,52	0,56

4.4.1 Sols résiduels

Les sols résiduels se forment par l'altération, en place, de massifs rocheux ignés ou métamorphiques. Ce processus, illustré figure 12 (John et al., 1969), génère une structure complexe de matériaux à dominante, de haut en bas, argileuse, puis limoneuse, enfin rocheuse.

Ce mode de constitution mène à la formation de vastes réseaux de discontinuités présentant des « miroirs de glissement » et des fissures emplies de minces dépôts minéraux.

Dans tous les cas, la résistance au cisaillement le long de ces discontinuités est plus faible que dans le matériau intact. A titre d'exemple, John cite que l'angle de frottement ϕ' de la matrice argileuse vaut $18,5^\circ$, mais s'abaisse à $14,5^\circ$ dans les fissures emplies d'oxydes métalliques pour aller jusqu'à $10,5^\circ$, en présence de miroirs de glissements.

Les déblais exécutés dans ces massifs subissent des glissements complexes dont la surface est guidée par les discontinuités. La figure 13 montre la rupture d'une tranchée routière de 24 m de hauteur à Porto-Rico.

4.4.2 Discontinuités d'origine glaciaire

La présence et l'évolution de glaciers situés sur des massifs argileux s'accompagne de mouvements qui déforment l'argile jusqu'à la cisailier en son sein sur de grandes surfaces le long desquelles l'état résiduel de résistance au cisaillement peut être atteint.

L'exécution de terrassements à proximité de ces surfaces entraîne de vastes réactivations de ces mouvements anciens.

Un exemple d'une telle rupture a été clairement observé au Saskatchewan (Canada) lors de l'ouverture d'une tranchée autoroutière (Krahn et al., 1979).

La figure 14 montre le profil en travers du site; les sols comprennent une formation sablo-limoneuse de 15 à 30 m d'épaisseur, reposant sur 5 à 10 m d'argile raide dans laquelle des « miroirs de glissement » avaient été détectés lors des sondages. Le toit de la nappe se situe à la base de la formation sablo-limoneuse.

Pour tenir compte de l'existence des discontinuités observées les calculs de stabilité avaient été exécutés en tenant compte de valeurs minimisées de résistance au cisaillement: $c' = 5 \text{ kPa}$ et $\phi' = 10^\circ$ et 15° , ceci conduisant à la valeur $F = 1,3$ du coefficient de sécurité. En fait, la rupture se produisit dès l'achèvement de la tranchée le long d'une surface située au contact argile-limon sous-jacent.

Le calcul de stabilité « à l'envers » réalisé sur la surface de glissement observée a montré que les valeurs des

4.4.3 Terrassements dans des glissements existants

Des tranchées de déblai sont parfois exécutées (consciemment ou inconsciemment) dans des massifs ayant subi des glissements. L'expérience montre que le sol ne se « cicatrise » pas le long de la surface de glissement et que la résistance au cisaillement mobilisable y est abaissée au niveau de la résistance résiduelle (ce cas de figure n'est pas sans analogie avec le précédent).

paramètres de résistance au cisaillement, dans l'argile, permettant d'expliquer cette rupture sont $c' = 0$ et $\phi' = 8^\circ$; ces valeurs constituent la limite inférieure des

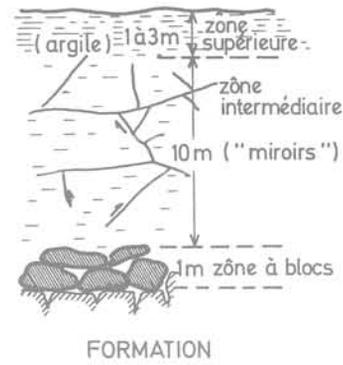


Fig. 12 Formation de discontinuités dans les massifs de sols résiduels (John et al., 1969)

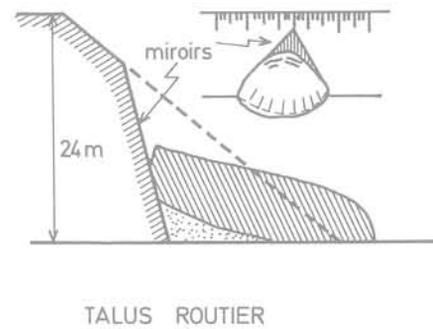


Fig. 13 Glissement d'un talus de déblai dans un massif de sol résiduel (John et al., 1969)

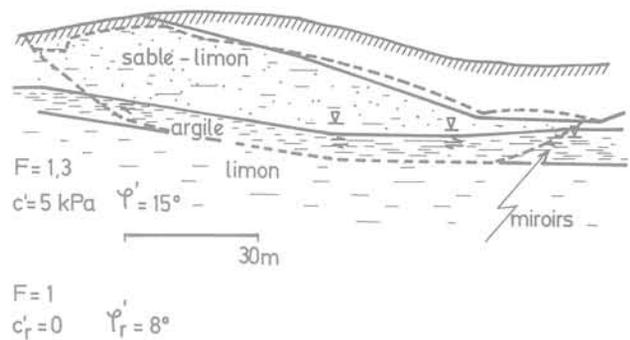


Fig. 14 Glissement de talus le long d'une discontinuité d'origine glaciaire (Krahn, 1979)

paramètres résiduels mesurés dans les formations du crétacé de cette région.

Ce glissement s'explique ainsi par l'existence d'une surface de rupture dans la couche d'argile, surface réactivée par le déséquilibre des efforts lors du terrassement.

4.4 Talus de déblais dans les massifs argileux discontinus

Le passé géologique de certains massifs argileux se perpétue parfois sous forme de discontinuités très

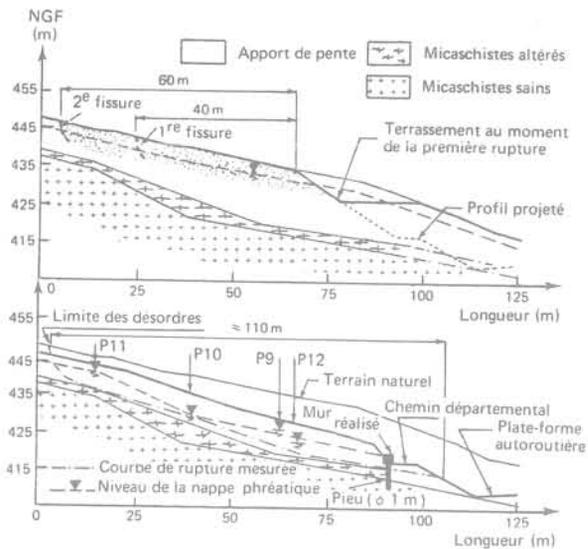


Fig. 15 Glissement de terrain réactivé par l'exécution d'un talus de déblai (Blondeau, Virollet, 1976)

étendues le long desquelles les surfaces de glissement se développent facilement; on examine ci-dessous trois cas différents de ruptures agissant dans ce contexte.

Une telle situation s'est rencontrée lors du terrassement d'un déblai autoroutier en pied de versant (Blondeau, Virollet, 1976). Les sols sont constitués (fig. 15) de 20 m environ d'éboulis de pente reposant sur une couche d'épaisseur métrique de micachistes altérés surmontant le micachiste sain. Le glissement s'est produit alors que le déblai atteignait environ 5 m de profondeur, loin encore du profil projeté; le fort développement de la zone affectée par les fissures de traction témoignait de la présence d'une rupture préexistante; ceci fut confirmé par le repérage d'un niveau de glissement dans les tubes piézométriques profonds et par le réexamen de la géomorphologie locale, laquelle révélait la présence d'un vaste mouvement ancien.

La réalisation du profil projeté a nécessité le terrassement partiel du glissement, la mise en place de drainages et la construction d'une rangée de pieux solidarisés par une longrine, remplacés par un soutènement massif en pied de talus après rupture des pieux lors de mouvements ultérieurs.

L'exécution de talus de déblais dans des formations instables est donc toujours extrêmement difficile et entraîne la mise en place d'ouvrages de soutènement très importants : un exemple en est fourni par Huder et Duerst (1981).

Des accidents de ce genre se rencontrent assez fréquemment lors de la réalisation de plate-formes, dans des versants, destinés à recevoir des bâtiments; les travaux de terrassement sont généralement peu importants et de faible coût par rapport à celui de l'opération immobilière ou industrielle : il attirent peu l'attention et n'impliquent que peu d'études. Silleran (1981) cite le cas de sites qui ont dû être abandonnés du fait de glissements inconsidérément réactivés (fig. 16).

4.5 Talus de mines et carrières

Le problème général des mines et carrières est de dresser les fronts de taille selon une pente qui satisfasse un compromis entre les contraintes suivantes :

- l'exploitation maximale des matériaux à extraire nécessite des talus à pente élevée;
- la stabilité doit être suffisante pour éviter des glissements qui perturbent l'exploitation et, par extension, affectent les constructions avoisinantes.

On citera deux exemples de glissements résultant de travaux de ce type :

- Zaruba et Mencl (1969), citent le cas d'une carrière d'argile ouverte au pied d'un versant, travaux qui déclenchaient un phénomène de rupture régressive. Se développant sur 140 m de profondeur, ces mouvements détériorèrent un bâtiment public qui dut subir de coûteux travaux de reprise en sous-œuvre, tandis que l'exploitation de la mine était interrompue (fig. 17);



Fig. 16 Réactivation de glissements anciens à l'ouverture de fouilles de bâtiments (Silleran, 1981)

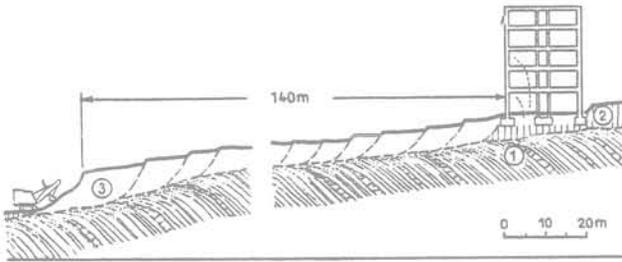


Fig. 17 Rupture régressive d'un massif argileux lors d'une exploitation de carrière (Zaruba, Mencl, 1969)

- La mine d'amiante d'Asbestos, au Québec, se présente sous forme d'un vaste puits (2 km dans sa plus grande dimension) de 200 m environ de profondeur. (Ministère des Richesses Naturelles du Québec.)

Le massif rocheux de péridolite exploité est surmonté de sédiments meubles fluvio-glaciaires et de dépôts de lacs glaciaires comprenant aussi bien de l'argile que des bancs de sables. Cette zone de mort terrain, épaisse de plusieurs dizaines de mètres forme une couronne autour de la mine, siège de multiples instabilités. L'une des plus importantes, survenue en 1975, s'est traduite par un glissement de 500 000 m³ qui s'est déversé jusqu'au fond de la mine; ce mouvement affecte une couche de 40 m d'épaisseur et s'étend sur 350 m (fig. 18). Les causes lointaines de ce mouvement pourraient résider dans la forte pente du talus (des désordres importants avaient commencé à se manifester plusieurs mois auparavant Le facteur déclenchant serait d'ordre hydraulique : on notera que le substratum rocheux a une forme de thalweg où un écoulement longitudinal avait été mis en évidence; en outre, au cours de l'hiver, le gel intense en surface a pu empêcher le suintement sur le talus et entraîner une élévation du niveau de la nappe. A l'appui de cette thèse, il viendrait les témoignages qui font état du dégagement initial d'une très forte quantité d'eau.

Cet incident a entraîné l'évacuation de plus de 300 personnes et la destruction de plusieurs habitations et de deux pelles de l'exploitation minière.

Le confortement a été obtenu par drainages et terrassements.

Un autre exemple intéressant de glissement de terrains de couverture induits par un exploitation minière est décrit par Bourguet et al. (1973).



Fig. 18 Glissement d'une découverte de mine à Asbestos, Québec (Document Service Géotechnique MER)

5 Constructions sur versants

Les versants sont naturellement sensibles aux glissements de terrain pour de multiples raisons telles que :

- présence de nappes, éventuellement assorties d'écoulements artésiens très défavorables à la stabilité;

- formation géologique qui confère une situation d'instabilité potentielle; il en est notamment ainsi dans les conditions suivantes :

- éboulis de pente en montagne, en état permanent d'instabilité du fait des forts angles de talus;

- remplissage de thalwegs par des matériaux argileux;

- formation de couches instables dans les affleurements argileux, conséquence, par exemple, des effets périglaciaires qui ont affecté le Lias dans l'Est de la France.

Dans ces conditions, tous les travaux, même d'ampleur limitée, sont susceptibles de créer des instabilités; il en est ainsi lorsque l'on perturbe le régime hydraulique, que l'on construit des ouvrages sur ces versants et même, dans certains cas particuliers, que l'on impose des vibrations (par exemple lors du battage de pieux).

5.1 Perturbations d'ordre hydraulique

Parmi les perturbations d'ordre hydraulique résultant de travaux, on citera :

- abaissement des plans d'eau, lesquels provoquent des conditions de vidange rapide. Les barrages en terre sont conçus pour résister à cet effet, mais les berges de retenues sont fréquemment affectées par des glissements importants dûs à ces abaissements : on citera la prise en compte de ce facteur dans les études du barrage Idriss 1^{er} au Maroc (Lheriteau et al., 1977), les glissements des berges de retenue de l'Angara (Trzhtinskii, 1978) et les déplacements des berges du réservoir de Dirillo (Italie) sous l'effet des fluctuations du niveau du plan d'eau (Japelli, Musso, 1981).

- L'infiltration des eaux de ruissellement à la suite de travaux pour lutter contre l'érosion. Les travaux de défense et de restauration des sols, très développés en Afrique du Nord visent à ralentir l'érosion des pentes, rétablir la végétation et éviter l'entraînement des sols jusque dans les réservoirs hydrauliques. A cet effet, on établit des banquettes courant le long des versants, destinées à couper, puis orienter le ruissellement. De ce fait, l'infiltration de l'eau est facilitée et il en résulte des écoulements internes et des glissements montrés par Jeanette et Millies-Lacroix (1965), ainsi que par Flotte (1981) qui a illustré l'apparition de ces désordres en Algérie (fig. 19).

5.2 Construction d'ouvrages sur versants

La construction d'ouvrages divers (bâtiments, remblais, terrils, etc.) sur versants provoque de fréquents glissements dont l'origine réside dans les facteurs suivants :

- surcharge appliquée au versant et génération de pressions interstitielles de construction;

- diminution de la perméabilité des sols sous-jacents, d'où perturbation de l'écoulement de la nappe et augmentation des pressions interstitielles;



Fig. 19 Désordres dans un versant dûs à la création de banquettes de défense et restauration des sols (Flotte, 1981)

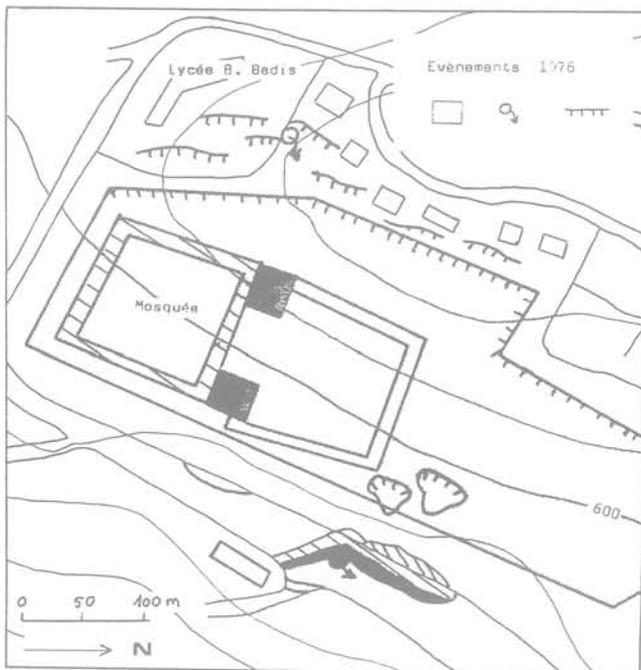


Fig. 20 Désordres observés lors de la construction de la mosquée Abd-El-Kader à Constantine (Beucler, 1981)

- Ouverture de fissures dans le versant (cas des terrils et des subsidences liées à l'exploitation souterraine) provoquant une intense infiltration et l'apparition des nappes correspondantes.

On examine ci-dessous les principaux aspects de ce problème.

5.2.1 Désordre de bâtiments construits sur versants

Ces désordres sont fréquents et parfois graves : les implications contentieuses qui en résultent imposent une stricte confidentialité, en sorte que peu de publications sont connues (Sanglerat, 1978); on se limitera donc à citer le glissement consécutif aux travaux de la mosquée Abd-el-Khader à Constantine

(Beucler, 1981). La figure 20 montre la localisation des désordres à l'issue de cinq ans de constructions marquées par des glissements répétés :

- coupure de la route située à l'aval de la mosquée;
- rupture des conduites de gaz;
- désordres dans les infrastructures du lycée situé en amont;
- désordres dans le lotissement situé en amont;
- mise hors service du bâtiment situé en aval de la route.

Il a été constaté en permanence un accroissement des déplacements des sols de fondation et une accentuation des désordres lors de périodes de construction de la mosquée, ainsi qu'une aggravation de la situation lors des périodes pluvieuses : cela est attribué à l'infiltration facilitée par l'ouverture des fissures en amont de l'ouvrage en construction.

5.2.2 Remblais sur versants argileux

De nombreux versants argileux en état de stabilité précaire, voire franchement instables, sont appelés à recevoir des infrastructures, notamment routières. On sait que dans ces situations la résistance au cisaillement est réduite à l'état résiduel (Skempton, 1964), la validité de ce concept ayant été vérifiée sur sites réels (Pilot, 1969, Blondeau et al., 1977, entre autres).

La construction de remblais autoroutiers dans ces conditions a connu de nombreuses difficultés (Amar et al., 1973, Pilot et al., 1979). Ces glissements se traduisent généralement par l'affaissement d'une partie de la plate-forme et la réactivation d'une partie du glissement ancien sur lequel repose le remblai (fig. 21) : ces mouvements se produisent généralement en cours de construction, mais ils sont susceptibles d'apparaître à long terme par réactivation du glissement du versant résultant de conditions hydrauliques défavorables.



Fig. 21 Glissement d'un remblai construit sur versant instable (Document LRPC Nancy)

L'étude de tels remblais sur des zones instables demeure difficile du fait des incertitudes suivantes :

- identification de la position de la surface de glissement;
- détermination du volume de sol susceptible de se réactiver;

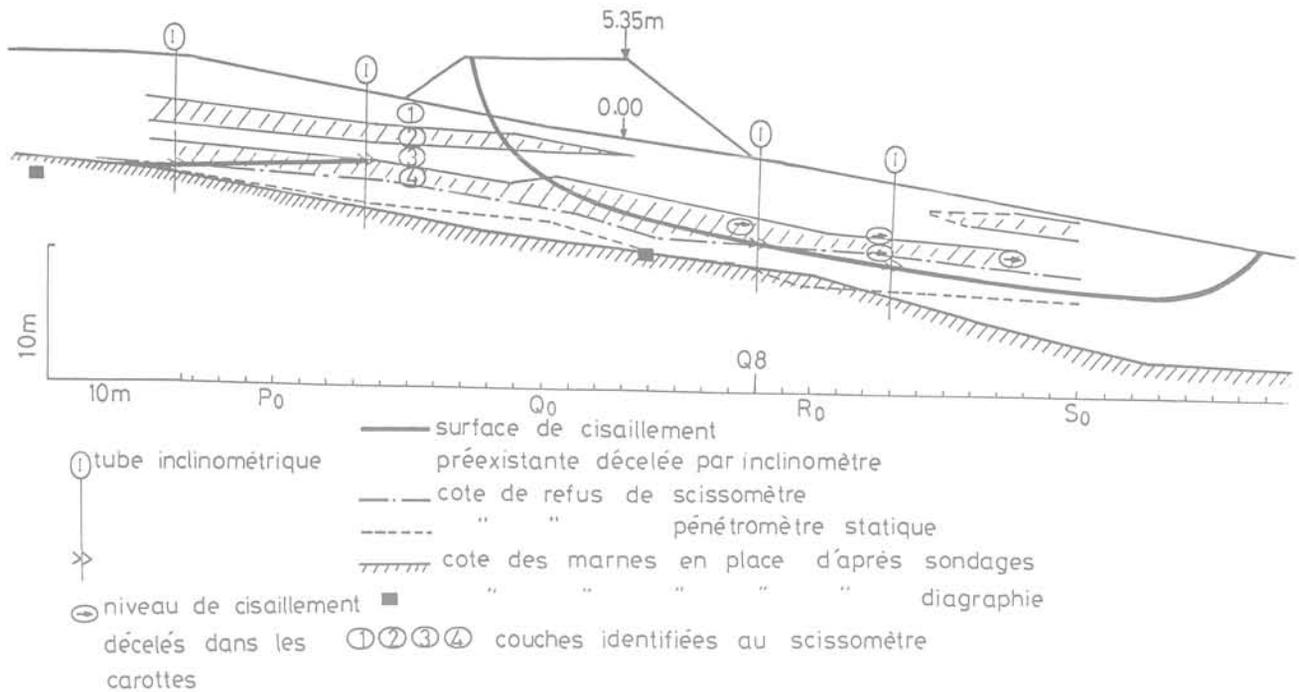


Fig. 22 Coupe des sols et du site expérimental de Sallèdes

● calcul en contraintes totales ou en contraintes effectives? Le choix se porterait a priori sur le calcul en contraintes effectives, mais il demeure le problème de l'évaluation des pressions interstitielles générées par la construction du remblai.

Ces différents aspects ont été étudiés en vraie grandeur sur le site expérimental L.C.P.C. de Sallèdes, près de Clermont-Ferrand (Blondeau et al., 1981).

Les sols de ce site (fig. 22) sont constitués de colluvions et de marnes remaniées de 7 à 10 m d'épaisseur reposant sur un substratum de marnes raides intactes. Une surface de rupture avait été détectée à 6,5 m de profondeur en moyenne.

Divers types de calculs de stabilité ont été réalisés, prenant en compte les incertitudes mentionnées ci-dessus.

Le tableau IV rassemble les résultats et montre la dispersion des valeurs obtenues. La rupture a été obtenue pour 5,35 m de hauteur de remblai, avec une faible augmentation de pressions interstitielles et réactivation de tout le glissement ancien situé à l'aval du glissement.

5.2.3 Terrils de mines ou de déchets industriels

Les terrils constituent, parmi les ouvrages humains les plus vastes et, par leur mode de mise en place, les plus sujets à subir ou déclencher des instabilités.

Parmi les accidents ayant fait l'objet de publications, on citera ceux de Rodange (Mayer, Habib, 1961) qui endommagea des routes, de Charleroi (Schroeder, 1981), qui détruisit plusieurs immeubles et d'Aberfan (Grande-Bretagne), qui provoqua plusieurs dizaines de morts.

Ce dernier accident illustre l'un des caractères particuliers des glissements de terrils : les matériaux qui les constituent sont dans un état de densité lâche, très déformables, susceptibles de donner naissance à des coulées « humides » ou sèches.

Dans le cas d'Aberfan (Bishop et al., Woodland, Moore, Wardell et al., 1969) un ensemble de terrils de déchets d'exploitation charbonnière reposait sur un versant (fig. 23) principalement constitué de grès (les veines de charbon exploitées sont en profondeur), recouvertes en surface d'argile sableuse sous les terrils et d'argile à blocs au-delà du pied du terril n° 7.

C'est à la suite d'une forte période de pluie que la rupture du terril s'est produite très peu de temps après que des signes de déformation se soient manifestés; le glissement s'est brutalement transformé en une coulée sèche qui parcouru très rapidement la pente pour achever sa course dans la ville minière d'Aberfan (fig. 24).



Fig. 23 Terrils d'Aberface. Vue générale (Bishop et al., 1969)

Tableau IV
Calculs prévisionnels de stabilité;
hauteur à la rupture du remblai de Sallèdes selon diverses méthodes

calcul	mesure	non circulaire	circulaire
Contraintes totales	scissomètre (s_u)	12 m	16 m
	triaxial (C_u)	6 m	8 m
Contraintes effectives	triaxial (c', ϕ')	—	7-10 m
	boîte (c', ϕ')	6 m	4-7 m

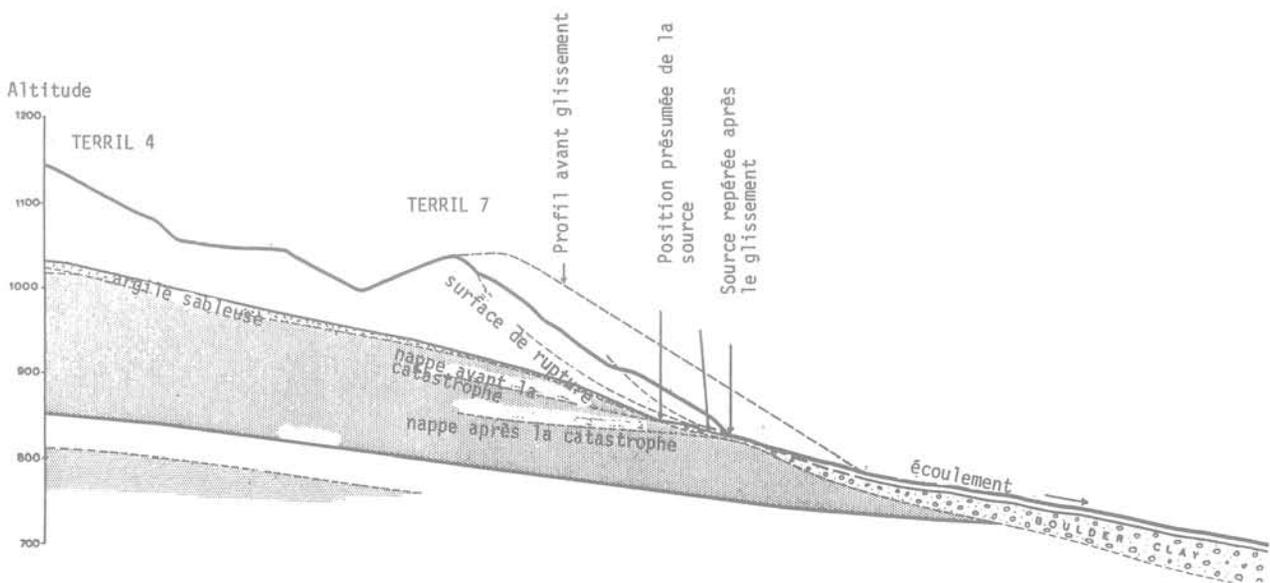


Fig. 24 Coupe de la rupture du terril n° 7 d'Aberface (Bishop et al., 1969)



Fig. 25 Glissement du versant naturel en argile sensible lors d'un battage de pieux à Rigaud, Québec (Document Service Géotechnique MER)

Un brusque changement de régime hydraulique est considéré comme le facteur déclenchant du glissement :

- les mouvements de subsidence dûs à l'exploitation charbonnière ont créé de larges fissures de traction en amont des terrils : l'infiltration de l'eau y est très facile, l'écoulement se faisait aisément dans le grès, naturellement faillé, puis certainement fracturé par la subsidence;
- on a observé que la nappe fluctuait avec un faible temps de réponse lors de pluies abondantes;
- l'exhaure de la nappe est gênée en pied du terril n° 7 par la couverture argileuse du grès : on avait d'ailleurs noté la présence d'une source en pied de talus peu avant le glissement.

On ajoutera que les calculs de stabilité réalisés au cours de l'enquête, s'appuyant sur des mesures de caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau, et sur une position de nappe compatible avec les mesures réalisées après glissement et les observations faites avant glissement, ont correctement permis d'expliquer cette rupture.

5.2.4 Battage de pieux dans les versants argileux

Le battage des pieux dans les formations argileuses se traduit par deux effets néfastes :

- transmission de vibrations;
- augmentation des pressions interstitielles lors du refoulement du sol.

Ces effets se sont révélés extrêmement nocifs à la stabilité des versants argileux (Massarsch, Broms, 1981) et de nombreux glissements importants se sont ainsi produits dans les argiles sensibles du Canada et de Scandinavie.

A titre d'illustration, la figure 25 montre le glissement survenu lors du battage de pieux destinés à supporter un pylone de ligne électrique.

6 Conclusions

L'expérience montre que les travaux de l'homme sont souvent générateurs de glissements de terrains et que, dans bien des cas (souvent les plus graves), ils résultent d'une aggravation imprévue d'une situation précaire de la stabilité; ceci a été évoqué dans quelques configurations classiques, mais on doit insister sur la gravité d'autres situations : il suffit de rappeler les questions qui se posent actuellement quant au rôle des grands aménagements de haute montagne dans la formation de coulées de boues très destructrices.

La connaissance actuelle du mécanisme des glissements de terrains est suffisamment avancée pour que des études intégrées (géologie, hydraulique, comportement des sols et des roches, mesures de déplacements, etc.) permettent de formuler un jugement valable sur une situation donnée et sur les perturbations attendues du fait des travaux envisagés. De ce fait, les lacunes qui demeurent (progressivité de la rupture, extension d'un glissement initial, par exemple) ou les méconnaissances locales (pressions interstitielles générées par une pluie de période de retour élevée) sont appelées à constituer des facteurs dont l'influence demeure dans l'«enveloppe de la sécurité»; à défaut d'analyses suffisantes, ces facteurs inattendus se cumulent aux facteurs cachés et deviennent le facteur déclenchant redouté.

Dans les circonstances où le doute demeure, il faut savoir instrumenter les sites en appareils de mesure; dans les cas les plus simples, les mesures serviront à confirmer les hypothèses, sinon elles permettront de faire un recalage du modèle et de revoir les jugements initiaux. Même dans les cas (et peut-être surtout) où les mesures infirment les hypothèses formulées a priori, les informations recueillies sont précieuses, puisqu'elles permettent au moins de prendre des mesures de sauvegarde propres à assurer la stabilité des constructions et la sécurité des vies.

Références bibliographiques

S. Amar, B. Gaudin, J. Legrand, M. Londez (1973). Franchissement de zones instables par des voies autoroutières. Comptes rendus. Symposium «Sol et sous-sol. Sécurité des constructions». Vol. 1, pp. 247-271.

D. Beucler (1981). Glissement de la Mosquée «Emir Abd el Khader» à Constantine. Revue Française de Géotechnique, n° spécial 14 bis «Environnement et Géotechnique», pp. 190-193.

A.W. Bishop, L. Bjerrum (1960). The relevance of triaxial test to the solution of stability problems. Proc. Research conf. shear strength of cohesive soils. Boulder, pp. 437-501.

A.W. Bishop, J.N. Hutchinson, A.D. Penman, H.E. Ewans (1969). (1969). Geotechnical investigation into the causes and circumstances of the disaster of 21st October 1966. A selection of technical reports submitted to the Aberfan Tribunal. Welsh office, pp. 1-82.

L. Bjerrum (1972). Embankments on soft ground. Proc. ASCE specialty conf. on performance of earth and earth supported structures. Purdue University, Lafayette. Vol. 2, pp. 1-54.

L. Bjerrum (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clay and structurally instable soils. Comptes rendus 8^e congrès international mécanique des sols et travaux de fondations. Moscou. Vol. 3, pp. 111-159.

J.-C. Blivet (1976). Stabilité des talus de déblais. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II «Déblais et remblais», pp. 9-22.

F. Blondeau, J.-C. Blivet, Y. Ung Seng (1976). Résistance au cisaillement des argiles raides. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial III «Déblais et remblais», pp. 23-38.

F. Blondeau, D. Queyroi (1976). Rupture de la tranchée expérimentale de la Bosse Galin. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial III «Déblais et remblais», pp. 59-69.

F. Blondeau, M. Virollet (1976). Comportement des murs de soutènement en zone instable. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II «Versants naturels», pp. 149-154.

F. Blondeau, A. Perrot, G. Pilot (1977). Étude en vraie grandeur de versants naturels instables. 9^e congrès international de mécanique des sols et travaux de fondations. Tokyo. Vol. 2, pp. 21-24.

F. Blondeau, P. Morin (1980). Rupture d'un remblai expérimental sur versant à Sallèdes. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 106, pp. 133-137.

J.-P. Flotte (1981). Mouvements liés à des travaux de défense et de restauration des sols. Revue Française de Géotechnique, n° spécial 14 bis «Environnement et géotechnique», pp. 194-197.

J.-P. Gosset, J.-P. Khizardjian (1976). Étude de la tranchée d'essai du Tronchon sur l'autoroute A6. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial III «Déblais et remblais», pp. 49-58.

J. Huder, R. Duerst (1981). Safety consideration for cut in unstable slope. Comptes rendus, 10^e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations. Stockholm. Vol. 3, pp. 431-436.

R. Japelli, A. Musso (1981). Slope response to reservoir water level fluctuations. Comptes rendus, 10^e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations. Stockholm. Vol. 3, pp. 437-442.

A. Jeannette, A. Millies-Lacroix (1965). La lutte contre l'érosion dans le domaine rifain. Le rôle des banquettes sur la stabilité des versants. Mines et géologie. Rabat, n° 23, pp. 49-56.

B.J. John-St, G.F. Sowers, C.E. Weaver (1969). Slickensides in residual soils and their engineering significance. Comptes rendus, 7^e congrès IMSTF Mexico. Vol. 2, pp. 591-557.

- J. Krahn, R.F. Johnson, D.G. Fredlund, Clifton (1979). A highway cut failure in cretaceous sediments at Maymont, Saskatchewan. *Revue Canadienne de Géotechnique*. Vol. 16, n° 4, pp. 703-733.
- P. La Rochelle, R.J. Marsal (1981). Slope stability. General report. X Int. conference soil mechanic foundation engineering. Stockholm. Tirage préliminaire, pp. 141-161.
- S. Lerouil F. Tavenas, C. Mieussens, M. Peignaud (1978). Construction pore pressures in clay foundations under embankments; part. 2. Generalized behaviour. *Revue canadienne de géotechnique*. Vol. 15.1, pp. 66-82 et *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 98, pp. 53-67 (en français).
- G. Lheriteau, M. Moudden, G. Post (1977). Étude de la stabilité des rives de la cuvette du barrage Idriss 1^{er} au Maroc. *Revue Française de Géotechnique* n° 1, pp. 7-16.
- K.R. Massarsch, B.B. Broms (1981). Pile driving in clay slopes. *Comptes rendus 10^e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Stockholm. Vol. 3, pp. 469-474.
- A. Mayer, P. Habib (1961). Étude de la stabilité de deux crassiers d'usine métallurgiques. *Comptes rendus, 5^e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Paris. Vol. II, pp. 669-672.
- L.R. Moore (1969). Geological report on the tipping site and its environs at Merthyr Vale and Aberfan. A selection of technical reports submitted to the Aberfan Tribunal. Welsh office, pp. 147-185.
- N. Morgenstern, G.E. Blight, N. Janu, D. Resendiz (1977). Slopes and excavations. 9^e congrès international mécanique des sols et travaux de fondations. Tokyo. Vol. 2, pp. 547-604.
- G. Pilot (1969). Discussions. 7^e congrès international de mécanique des sols et travaux de fondations. Mexico. Vol. III, pp. 408-409.
- G. Pilot (1972). Study of five embankment failures on soft soils. Proc. ASCE specialty conf. on performance of earth and earth supported structures. Purdue University. Lafayette. Vol. I, part. 1, pp. 81-100.
- G. Pilot (1976). La stabilité des remblais sur sols mous. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° spécial III «Stabilité des talus», pp. 83-106.
- G. Pilot (1976). La stabilité des remblais sur sols mous. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° spécial II «Déblais et remblais», pp. 70-82.
- G. Pilot, B. Pincent, G. Cartier, F. Blondeau (1979). Mesure des déplacements et confortement des glissements de remblais sur versants. 7^e congrès européen de mécanique des sols et travaux de fondations. Brighton. Vol. 3, pp. 253-260.
- G. Pilot, B. Trak, P. La Rochelle (1982). Calcul en contraintes effectives de la stabilité des remblais sur sols mous. A paraître.
- G. Sanglerat (1978). Pathologie des fondations et reprises en sous-œuvre. CAST Lyon, 44 p.
- C. Schroeder (1981). Exploitation rationnelle d'un terril. *Compte rendu des secondes journées nationales de géotechnique*. Nantes. *Revue Française de technique*, n° 14 bis, pp. 80-84.
- A. Silleran, (1981). Glissements de terrain liés à des travaux. *Revue Française de Géotechnique*, n° spécial 14 bis «Environnement et Géotechnique», pp. 198-202.
- V. Silvestri (1980). The long term stability of a cutting slope in an overconsolidated sensitive clay. *Revue Canadienne de Géotechnique*. Vol. 17, n° 3, pp. 337-351.
- A.W. Skempton, P. La Rochelle (1965). The Bradwell slip. A short term failure in London clay. *Geotechnique*. Vol. XV.3, pp. 221-242.
- A.W. Skempton (1964). Long term stability of clay slopes. *Geotechnique* 14, pp. 77-101.
- A.W. Skempton (1977). Slope stability of cuttings in brown London clay. Conference au 9^e congrès IMSTF de Tokyo. Vol. 3, pp. 261-270.
- A.W. Skempton, J. Hutchinson (1969). Stability of natural slopes and embankment foundations. *État des connaissances. Comptes rendus 7^e congrès international de mécanique des sols et travaux de fondations*. Mexico, pp. 291-340.
- F. Tavenas, S. Le Roueil (1980). The behaviour of embankments on clay foundations. *Revue Canadienne de Géotechnique*, n° 17, pp. 236-260.
- Y.B. Trzhtzinskii (1978). Landslides along the Angara reservoirs. *Bulletin AIGI*, n° 17, pp. 42-43.
- P.R. Vaughan, H.J. Walbrancke (1973). Pore pressure changes and the delayed failure of cutting slopes in overconsolidated clay. *Geotechnique* 23, pp. 531-539.
- H.J. Walbrancke (1976). Pore pressures in clay embankments and cuttings. Ph.D. Thesis. University of London.
- A.W. Woodland (1969). Geological report on the Aberfan tip disaster of october 21st 1966. A selection of technical reports submitted of the Aberfan Tribunal. Welsh office, pp. 119-145.
- Q. Zaruba, V. Mencl (1969). Landslides and there control. Elsevier-Academica, 205 p.



mouvements de surface lors de travaux souterrains

Rapport général de

M. Dejean

Ingénieur au Cerchar

Les trois publications qui nous sont présentées sur le thème des mouvements de surface lors de travaux souterrains sont assez bien représentatives des préoccupations actuelles des spécialistes sur ce sujet. Dans ce rapport, nous allons traiter plus particulièrement des mécanismes de comportement des terrains lorsqu'ils s'affaissent et du comportement des structures soumises à affaissement. L'objectif de cette analyse des mécanismes est d'élaborer une méthodologie de traitement des problèmes d'affaissement. Avant de préciser ce que nous entendons par « mécanismes » et de faire le point sur les préoccupations du moment sur ce sujet, il est utile de rappeler très brièvement les résultats acquis en la matière.

Le problème des affaissements de surface sous l'effet d'exploitations souterraines est certainement celui qui a fait le plus l'objet d'études expérimentales et théoriques en matière de mécanique des roches appliquée à la mine, en raison de la préoccupation constante du mineur qui est de conduire l'exploitation sans provoquer de dégâts à la surface.

Deux formes d'exploitations doivent être distinguées :

— celles où on exploite au maximum le gisement, en laissant les terrains sus-jacents s'affaisser;

— celles où on n'effondre pas les terrains sus-jacents, c'est-à-dire les méthodes où on abandonne du gisement sous la forme de piliers pour empêcher les affaissements.

Dans le premier cas on peut espérer limiter les affaissements en remplissant les vides par des remblais, mais outre le coût élevé de cette manière de procéder, son efficacité peut souvent paraître très limitée, car on réduit les affaissements sans en changer réellement l'ordre de grandeur.

Dans le second cas, les affaissements de surface seront négligeables, car réduits au tassement des piliers, tant que ces piliers resteront en place. Et le vrai problème a toujours été dans ce cas de dimensionner l'exploitation pour assurer une stabilité infinie dans le temps des terrains sus-jacents.

Avant d'examiner les différents mécanismes qui régissent les mouvements des terrains, conduisant aux affaissements et aux dégâts de surface, et la méthode d'étude qui en découle, il est nécessaire de faire le point sur les connaissances actuelles en la matière, en suivant le cheminement qui a conduit à ces connaissances.

1 Forme des mouvements de surface lors de travaux souterrains, et conséquences sur les structures

1.1 Les mouvements de surface provoqués par des travaux souterrains

Pour simplifier l'exposé, comme précédemment, nous distinguerons deux formes d'exploitation :

— les exploitations où on laisse les terrains s'affaisser (dépilage le plus complet possible),

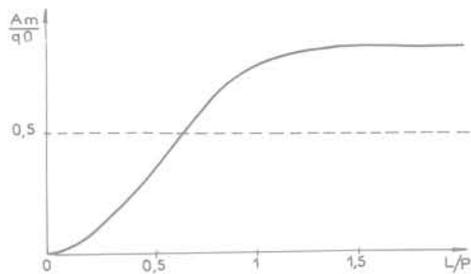
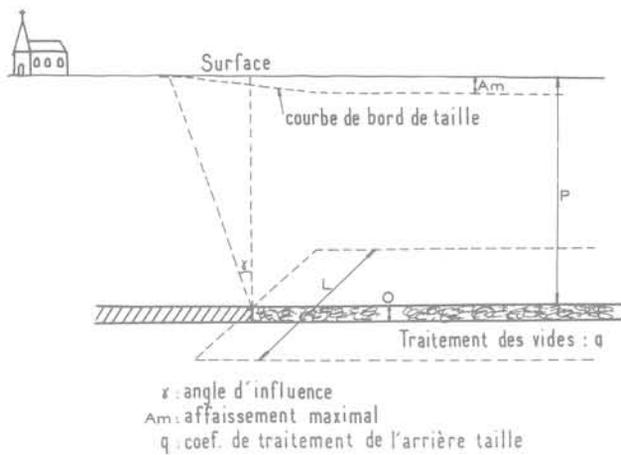
— les exploitations par chambres et piliers, où on abandonne du gisement pour empêcher les affaissements.

Une exploitation totale n'est a priori concevable que dans la mesure où les mouvements induits à la surface par les travaux souterrains sont sans conséquence, les zones à protéger étant bien délimitées.

Le problème à résoudre est alors de déterminer la forme et l'influence à la surface d'une exploitation souterraine, et de préciser la liaison entre mouvements de surface et dégâts.

Les études qui ont été menées sur ces sujets ont d'abord eu pour objectif d'élaborer des modèles de prévision des mouvements dans lesquels l'accent a été mis sur les caractéristiques géométriques des travaux souterrains au détriment souvent des caractéristiques géologiques et géomécaniques des terrains de recouvrement [1] [2]*.

* Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.



EXEMPLE DE COURBE LIANT L'AFFAISSEMENT MAXI OBSERVÉ À L'OUVERTURE EXPLOITÉE, AU TRAITEMENT DE L'ARRIÈRE TAILLE, À LA LARGEUR ET LA PROFONDEUR DU PANNEAU EXPLOITÉ. CETTE COURBE VARIE AVEC LES SITES ET LE NOMBRE DE COUCHES EXPLOITÉES.

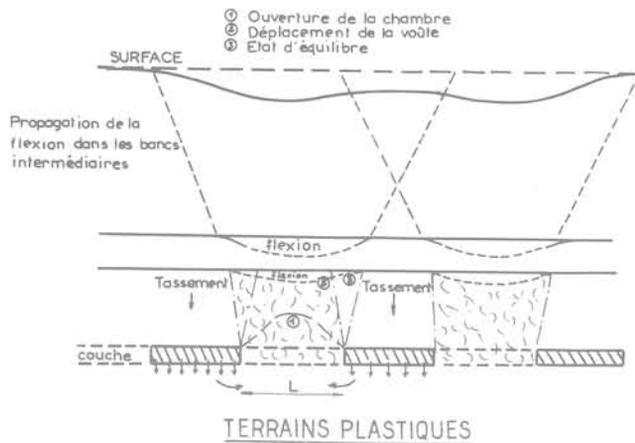
Fig. 1 *Éléments de prévision des affaissements*

Cette approche du problème a conduit à des résultats remarquables qui ont mis en évidence l'influence de l'épaisseur exploitée O , du traitement des vides (par remblayage éventuel) q , de la « largeur » exploitée L et de la profondeur P sur l'amplitude de l'affaissement maximum observé in fine. Ces études ont permis de préciser la répartition des affaissements à la surface par la courbe de bord de taille, comme représenté sur la figure 1. Ces études ont également permis de préciser la répartition des affaissements dans le temps.

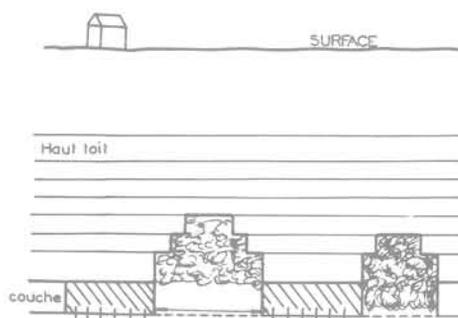
Toutes ces observations ont montré que les différents paramètres varient avec les sites d'exploitation. C'est en particulier le cas de l'angle d'influence qui permet de déterminer la position en surface de la zone où les travaux souterrains cessent d'avoir une influence. De même, il a été établi que la forme de la liaison entre la hauteur exploitée et l'affaissement maximal mesuré en surface dépend des sites, tout comme la rapidité de stabilisation des mouvements. Ces différences traduisent, à l'évidence, des mécanismes d'affaissement sensiblement différents, mais l'identification de ces mécanismes et la compréhension de leurs différences demandent qu'une synthèse soit faite avec les phénomènes de mouvements de terrains qui accompagnent les exploitations par chambres et piliers.

Les exploitations par chambres et piliers sont conçues le plus souvent avec pour objectif de préserver l'intégrité des terrains situés entre le niveau exploité et la surface.

Le premier contrôle des terrains qu'il faut assurer se situe au niveau du chantier, et il faut signaler ici l'intérêt de la communication de Sinou et al. qui nous



TERRAINS PLASTIQUES



TERRAINS RESISTANTS

Fig. 2 *Cas d'exploitation partielle*

présentent une panoplie complète d'appareils de mesure in situ permettant le suivi et l'étude des chantiers dans les exploitations par chambres et piliers du type des mines de fer de Lorraine.

Il est assez paradoxal qu'une méthode sûre de protection de la surface dans ce type d'exploitation, qui est la méthode d'exploitation partielle par piliers et bandes exploitées, repose sur un effet de foudroyage; cette méthode est connue depuis bien longtemps, puisque l'on trouve trace de travaux miniers conduits dans la région de Sheffield au siècle dernier par une méthode de bandes étroites (quelques dizaines de mètres) séparées par des piliers larges (quelques dizaines de mètres également) qui ne se sont jamais effondrés [3]. Elle est toujours utilisée, sous le nom de méthode des îlots dans les mines de fer, qui fait l'objet de la communication de Tincelin et al, ou sous le nom d'exploitation partielle dans les autres exploitations conduites par méthode de longues tailles. Dans tous les cas, le découpage est caractérisé par une alternance de bandes exploitées, de largeur limitée pour que l'effondrement du toit soit limité en extension, et de piliers larges, d'élanement très faible, et dont la stabilité est assurée à très long terme par le confinement que provoque le foudroyage partiel du toit des bandes exploitées (fig. 2).

Les effets à la surface de ce type d'exploitation sont toujours faibles : dans les expériences rapportées par Tincelin dans sa communication, les affaissements sont nuis ou de l'ordre de quelques centimètres; dans les cas étudiés par Orchard [4] Wardell et Arcamone [5] ils sont de plusieurs décimètres.

1.2 Les dégâts de surface

Les dégâts provoqués par les mouvements de la surface ne sont pas toujours simplement liés à l'amplitude des affaissements et les exemples abondent d'immeubles ou d'ouvrages d'infrastructure qui ont subi des affaissements d'ordre de grandeur décimétrique, voire métrique sans subir de dommage. En effet, l'affaissement lui-même, dans sa composante verticale, n'a d'effet que sur les écoulements d'eau, et affecte donc a priori rivières et canaux. Les structures construites sont sensibles à la déformation du sol, qu'elle soit verticale, sous la forme de tassements différentiels des appuis, ou qu'elle soit horizontale, se traduisant alors par des efforts latéraux sur les appuis. Des règles empiriques ont été proposées pour évaluer l'amplitude des déformations accompagnant les affaissements et le risque encouru par les constructions en fonction de ces déformations. L'ensemble des courbes présenté sur la figure 3 représente la liaison entre dégâts attendus, la largeur des constructions et les déformations horizontales au droit des fondations. L'expérience montre que ces règles doivent être adaptées à la nature du sol, et aux constructions elles-mêmes :

— dans des sols constitués de bancs rocheux relativement épais et résistants, ces déformations n'apparaissent jamais de manière régulière dans les terrains, mais au contraire se localisent au droit des discontinuités naturelles dans ces bancs;

— la présence de joints de dilatation rapprochés dans les constructions longues, ou la construction d'ouvrages d'art sous la forme de structures isostatiques sur lesquelles on peut corriger des déplacements d'appuis, permet de tolérer des affaissements miniers considérables sur des constructions importantes, pourvu que les mécanismes de comportement des terrains et des constructions aient été bien identifiés au départ.

2 Mécanismes d'affaissements et de dégâts aux structures à la surface

La confrontation de l'ensemble des résultats précédents permet de proposer des mécanismes de mouvement des terrains à la surface dont la connaissance permettra ensuite de proposer une méthodologie de traitement des problèmes de protection de la surface en présence d'exploitations souterraines.

2.1 Mécanisme dans les terrains

Différents auteurs (Proust [6] Wardell [3]) ont étudié la manière dont se développe l'affaissement en fonction de l'avancement du front de dépilge. Les courbes ont été réalisées à partir des mesures faites au-dessus d'exploitations dans des sites différents (fig. 4).

On note trois phases :

- une phase en plateau au cours de laquelle l'affaissement évolue lentement,
- une phase d'accélération des déplacements,
- une phase de ralentissement tendant vers un équilibre.

Au cours de la première phase, l'affaissement est très inférieur à l'épaisseur exploitée et la formation de la voûte qui se crée autour de la zone exploitée n'aurait pas évolué si les fronts n'avaient pas avancé au-delà

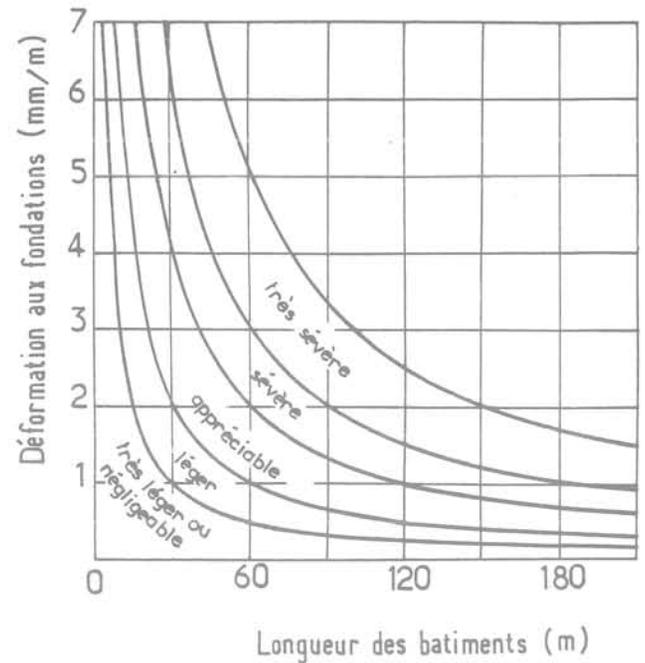


Fig. 3 Courbes des dégâts à la surface

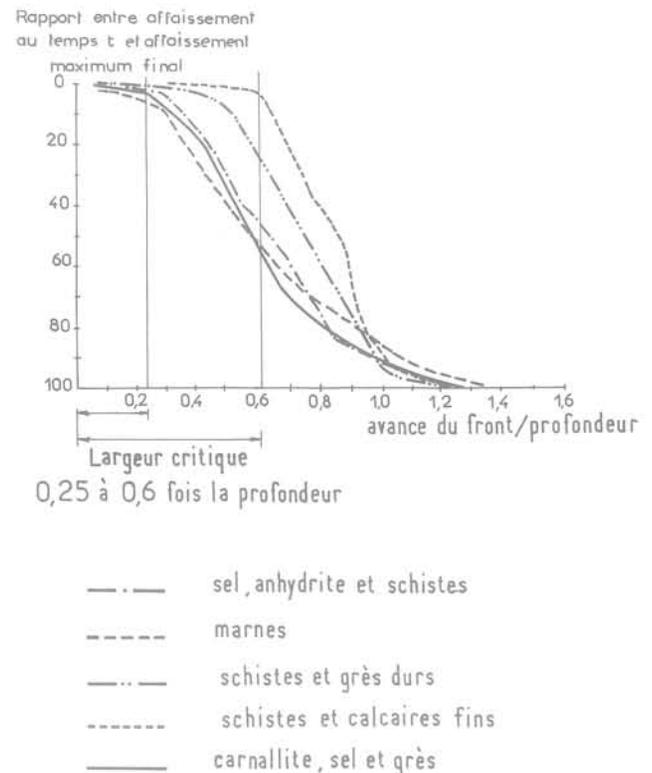


Fig. 4 Comparaison de différentes courbes d'affaissement en fonction de l'avance du front

d'une largeur que nous appellerons « largeur critique », au-delà de laquelle les affaissements touchent la surface.

Aussi longtemps que la largeur critique n'est pas atteinte, les pressions des terrains sus-jacents se portent sur les appuis périphériques. La largeur critique ainsi définie correspond à la portée maximale d'une voûte stable dans le haut toit. Elle dépend donc étroitement de la nature de ce haut toit. Pour les terrains résistants, comme ceux étudiés par Tincelin, cette largeur peut atteindre voire dépasser la moitié de

la profondeur. Ainsi, si la largeur exploitée reste bien inférieure à cette largeur critique, un régime d'affaissement correspondant à l'effondrement des terrains ne s'établira pas à la surface. Mais cela ne signifie pas nécessairement qu'il n'y aura *aucun* affaissement. En effet, dans cette situation, pour qu'il n'y ait aucun affaissement, deux conditions doivent être remplies.

Il faut que les appuis de part et d'autre de la zone exploitée ne subissent pas d'écrasement notable. Cela suppose d'abord qu'ils soient stables, et lorsque l'on juxtapose de telles zones exploitées séparées par des piliers, on trouve là le problème de dimensionnement des piliers larges pour ceux-ci restent *indéfiniment* stables. Il faut signaler ici les progrès considérables qui ont été réalisés par la combinaison de l'expérimentation in situ et du calcul dans ce dimensionnement.

Il faut par ailleurs que la voûte du haut toit ne subisse pas de flexion appréciable. Les petits affaissements que l'on observe de manière inéluctable dans le cas d'exploitations de ce type dans le charbon, peuvent être dus à ce type de flexion, plutôt qu'à l'enfoncement des piliers dans les épontes, comme le montre une étude statistique d'Arcamone [5] sur des cas d'exploitation partielle dans du charbon : ce n'est qu'en présence de haut toit raide que l'on peut dimensionner des largeurs de bandes exploitées de telle sorte qu'aucun affaissement ne se produise (fig. 6).

Au cours de la phase d'accélération des déplacements, il y a rupture du haut toit, et le mouvement se transmet rapidement jusqu'à la surface en laissant des zones ouvertes entre les bancs de raideur différente. Les résultats de mesures effectuées sur des extensomètres dans des sondages situés au-dessus d'exploitations en cours confirment cette hypothèse. On peut constater sur la figure 5 que les différents bancs ne s'affaissent pas tous de la même quantité. Des mesures réalisées par le Cerchar dans le gisement de phosphate du Sehib ont montré en outre que les décollements entre bancs se produisent plutôt lorsqu'un banc dur et épais surmonte un banc tendre et fin.

Cette analyse du mécanisme des affaissements, comme la plupart de celles qui ont été conduites jusqu'à présent, s'attache à l'identification de l'effet direct du vide souterrain. Mais les mouvements du sol peuvent être provoqués également par les effets indirects des affaissements miniers, en particulier par le déplacement des nappes souterraines qu'ils peuvent provoquer, qui peuvent être responsables de dissolutions et de tassements de différentes natures, et par la modification des caractéristiques de cohésion des sols que peuvent provoquer en particulier les déformations horizontales à la surface.

La communication de Viallanaix est particulièrement intéressante sur le premier point, car on peut penser que l'essentiel des phénomènes d'affaissement observés à la surface, et dont les conséquences en zone urbaine sont particulièrement graves, proviennent du rabattement de nappe qui a été réalisé par les travaux souterrains.

La modification des propriétés mécaniques des sols sous l'effet des affaissements miniers est un phénomène bien connu des mineurs qui ont pu voir des terrils, ou bien des flancs de mine à ciel ouvert déstabilisés par des exploitations sous-jacentes. Le Cerchar a acquis sur ce sujet une bonne expérience depuis 5 ans, et a résolu des problèmes de dimensionnement de pentes artificielles soumises à des affaissements miniers, mais c'est un sujet sur lequel il reste encore beaucoup à faire.

2.2 Mécanisme des effets des affaissements sur les structures

Depuis déjà de nombreuses années, Wardell et d'autres ont montré que les déplacements différentiels horizontaux sont les principaux responsables des dégâts.

On s'est longtemps contenté de considérer uniquement la déformation du sol, et de relier par des moyens empiriques ces déformations aux dégâts. Mais au cours des dernières années, certaines expérimentations sont allées plus loin en essayant de définir des longueurs de structures évitant les dégâts en fonction des propriétés de la structure et du sol. On peut considérer que la voie est ouverte à de telles études, mais les investissements qu'elles demandent sont souvent importantes.

La prise en compte des caractéristiques mécaniques des structures dans la prévision des dégâts dus aux mouvements du sol pose des problèmes difficiles en raison essentiellement des difficultés de dialogue entre les techniciens des affaissements, et les techniciens de la construction des structures.

Rappelons seulement que l'utilisation systématique et sans grandes précautions des abaques qui ne prennent en compte que la longueur et la déformation des bâtiments conduira souvent à des prévisions tout à fait erronées.

3 Conclusions

L'analyse des mécanismes d'affaissements et de dégâts aux structures permet de proposer une méthodologie de dimensionnement et de traitement des travaux souterrains en vue de maîtriser les phénomènes de surface.

La première phase consiste à déterminer les tolérances en matière d'affaissement et de déformation des structures à protéger à la surface. Cette phase est essentielle et demande une bonne connaissance de l'état des constructions et des liaisons avec le sol.

La deuxième phase consiste à choisir le mode de calcul des mouvements de surface qui pourra être utilisé, en fonction de la nature des terrains qui constituent le haut toit de l'exploitation, et de la méthode d'exploitation utilisée. Cela est grandement facilité si des mesures d'affaissements ont déjà été réalisées sur un site voisin et comparable lors d'exploitations antérieures.

La troisième phase consiste à évaluer le mode de répartition des mouvements de surface en fonction du modèle défini à la phase précédente, et en tenant compte de la nature des terrains de surface (plastique ou résistant).

La quatrième phase consiste, lorsque cela est possible, à calibrer l'outil ainsi défini à l'aide de mesures d'affaissement et de mouvements à la surface sous l'influence de travaux souterrains par une expérimentation préalable.

La cinquième phase consiste à rechercher un dimensionnement de l'exploitation (position pour une exploitation totale, dimensionnement des panneaux et des piliers pour une exploitation partielle) qui, compte tenu du modèle élaboré et calibré aux hases précédentes, permettent de satisfaire a priori aux tolérances définies à la première phase.

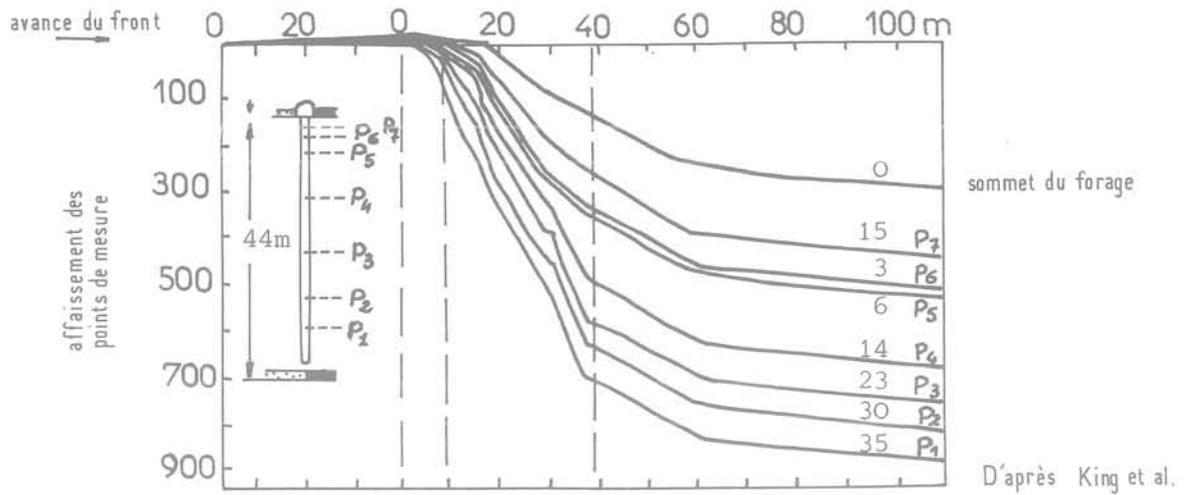


Fig. 5 Résultats des mesures d'extensométrie au-dessus d'un défilage

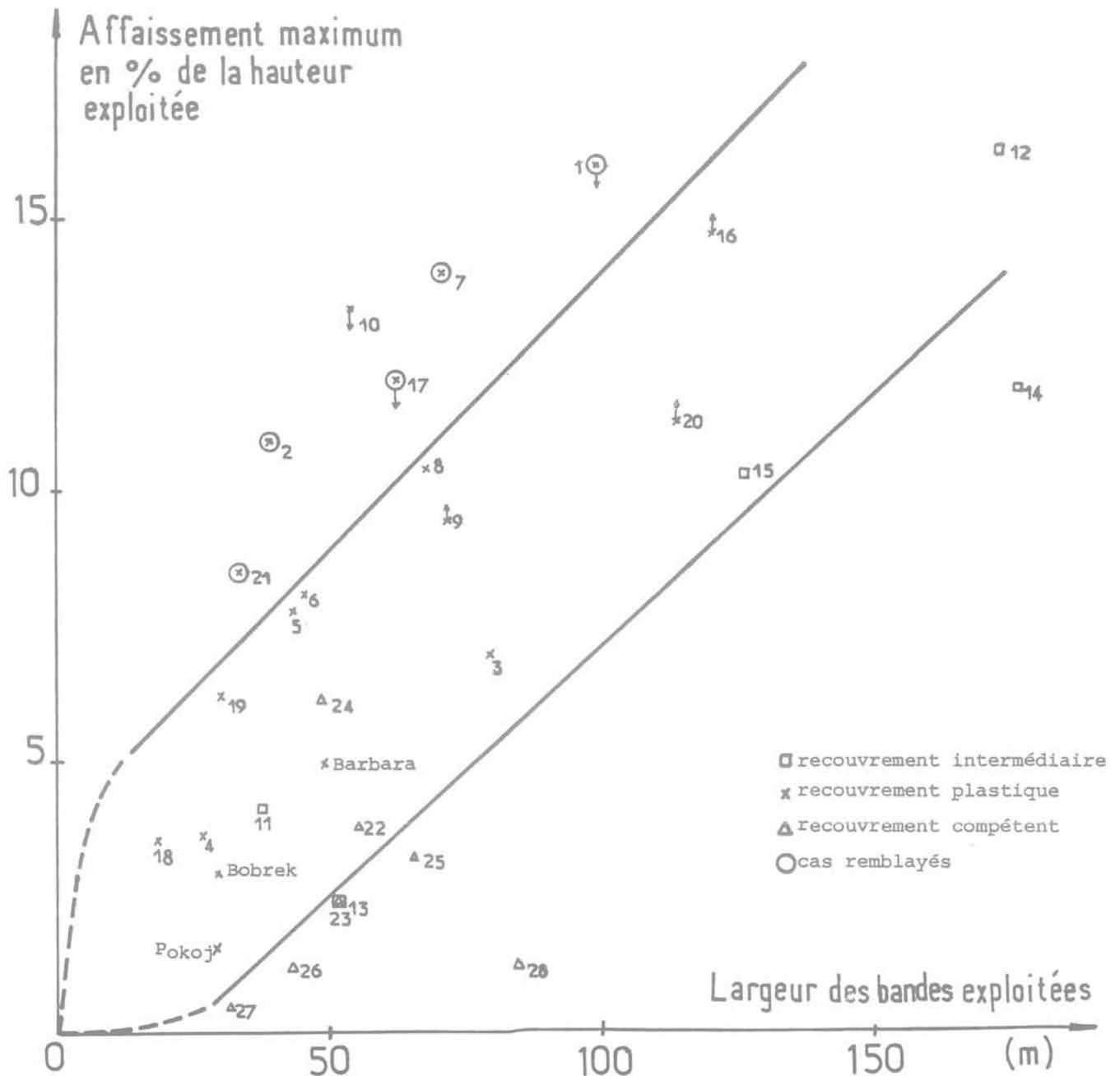


Fig. 6 Evolution de l'affaissement maxi en fonction de la largeur des bandes

Une sixième phase consiste à contrôler, par des mesures de mouvements de terrain (affaissements, déformations à la surface et éventuellement au fond) le comportement réel des terrains et des structures, de manière à tirer profit de l'expérience et éventuellement à intervenir sur les travaux pour respecter les tolérances.

Chacune de ces phases pose encore des problèmes et demande que des expérimentations soient réalisées pour améliorer les outils et les techniques. C'est bien ce qu'ont contribué à faire, par leur orientation expérimentale, les trois communications qui nous sont proposées aujourd'hui.

Références bibliographiques

[1] Niemczyk, « Bergschadenkunde ». Glükauf, Essen.

[2] Kratsch, « Bergschadenkunde ». Editions Springer, Berlin.

[3] Wardell, Webster, « Some surface observations and their relationship to movement underground. Leeds, 1957.

[4] Orchard, Allen, « Longwall partial extraction systems ». Mining Engineer, col 129, 1969-1970.

[5] Arcamone, « Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle ». Thèse, INPL, Nancy, 1980.

[6] Proust, « Les affaissements miniers dans le Bassin du Nord et du Pas-de-Calais », mai-juin 1964.

INFORMATIONS

Colloque :

Delta Barrier Symposium

Rotterdam (Pays-Bas)
13-15 octobre 1982

Le colloque se propose d'étudier les aspects structurels du contrôle des inondations et des travaux offshore, à la lumière notamment de la construction actuelle de l'important ouvrage de l'Eastern Scheldt.

Pour tous renseignements :
Delta Barrier Symposium
Attention of Mrs. J.M. Witte
Postbus 5003
4328 ZV Burgh-Haamstede (Pays-Bas)

Livres reçus :

Structural foundations on rock

Comptes rendus du Congrès international sur les Fondations au rocher qui s'est déroulé les 7 et 9 mai 1980 à Sydney, publiés sous la direction de P.J.N. Pells.

Volume 2 (le volume 1 est paru en mai 1980)
Prix : 285 F (chez l'éditeur)

Editeur : A.A. Balkema
Lisplein 11
P.O. Box 1675
Rotterdam (Pays-Bas)

Une épistémologie des sciences du sol

de Yvon Chatelin

Mémoire numéro 88
ORSTOM – Service des Publications
70/74 route d'Aulnay 93140 Bondy

La publication de la thèse d'Yvon Chatelin, pédologue de l'ORSTOM, s'adresse en premier lieu à des spécialistes des sols. La démarche épistémologique vise en effet à contribuer au progrès des sciences du sol. Mais pour l'auteur, le recours à l'épistémologie doit également permettre, par la recherche des idées «transcientifiques», concepts communs à plusieurs disciplines, et par l'étude des transferts entre les champs de la connaissance, de toucher un public plus large.

Après les grandes tendances historiques, l'ouvrage examine les pratiques de la pédologie, ses méthodes et ses raisonnements. Deux chapitres étudient longuement le langage, essentiellement le vocabulaire de la pédologie, dans ses liens avec la classification.

L'auteur trouve enfin dans des travaux existants la justification aussi bien d'une pédologie dialectique que d'une pédologie structurale : «Une nouvelle dualité épistémologique s'offre donc à la science du sol. L'avenir jugera des valeurs comparées de l'une et l'autre option, ou montrera peut-être le succès d'un va-et-vient entre des positions en fait plus complémentaires qu'opposées».

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

1981

Index des articles

- | | |
|--|--------------------|
| <i>Analyse critique des essais de cisaillement en mécanique des roches</i> | |
| Fumagalli (E.) | numéro 16, page 57 |
| <i>Analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue</i> | |
| Cambou (B.) | numéro 14, page 5 |
| <i>Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente</i> | |
| Giraud (A.), Gourc (J.P.), Besson (L.), Fabre (D.) | numéro 14, page 57 |
| <i>Caractéristiques mécaniques des sols fins déduites des essais d'identification (les)</i> | |
| Hurtado (J.) | numéro 14, page 70 |
| <i>Construction sur zones de décharges (ordures ménagères, déchets industriels...)</i> | |
| Cartier (G.) | numéro 17, page 27 |
| <i>Détermination des coefficients élastiques d'un massif anisotrope par poinçonnement et ancrage</i> | |
| Dahan (M.), Habib (P.), Predeleanu (M.) | numéro 16, page 35 |
| <i>Esthétique et sitologie : amélioration du paysage urbain et rural</i> | |
| Millies-Lacroix (A.) | numéro 17, page 5 |
| <i>Etude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique</i> | |
| Pecker (A.), Dupas (J.-M.) | numéro 15, page 59 |
| <i>Evaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique</i> | |
| Verbrugge (J.-C.) | numéro 15, page 75 |
| <i>Exploitation à ciel ouvert (mines et carrières) : dépôts de stériles, réaménagements...</i> | |
| Primel (L.) | numéro 17, page 21 |
| <i>Fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi-saturé</i> | |
| Félix (B.) | numéro 14, page 25 |
| <i>Frottement des pieux dans le renforcement des sols (le)</i> | |
| Schlosser (F.), Guilloux (A.) | numéro 16, page 65 |
| <i>Géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement</i> | |
| Chapot (P.), Weber (P.) | numéro 17, page 39 |
| <i>Glissements de terrain liés directement à des travaux</i> | |
| Pilot (G.) | numéro 17, page 55 |
| <i>Mécanisme de déplacement et déformation des nappes - exemple de la nappe de Gavarnie (Pyrénées centrales)</i> | |
| Deramond (J.), Sirieys (P.) | numéro 16, page 41 |
| <i>Mesure de la déformation radiale des éprouvettes de sol par un système de bagues</i> | |
| Félix (B.) | numéro 15, page 53 |
| <i>Modélisation d'une cavité de stockage de gaz dans le sel considéré comme matériau élastoviscoplastique - solution explicite</i> | |
| Nguyen Minh Duc, Berest (P.) | numéro 16, page 11 |
| <i>Mouvements de surface lors de travaux souterrains</i> | |
| Dejean (M.) | numéro 17, page 71 |
| <i>Portance réelle et portance calculée des pieux isolés, sollicités verticalement - règles pressiométriques</i> | |
| Bustamante (M.), Gianeselli (L.) | numéro 16, page 17 |
| <i>Premiers temps de la mécanique des sols (les)</i> | |
| Skempton (A.W.) | numéro 15, page 5 |
| <i>Quai à tirants de Fos (Darse III)(le)</i> | |
| Fenoux (G.Y.) | numéro 14, page 43 |
| <i>Réalisation d'un remblai fondé sur des vases et argiles molles dans le lac de Tunis</i> | |
| Bordes (J.-L.), Guellec (H.) | numéro 15, page 35 |
| <i>Stabilité des cavités de stockage d'hydrocarbures dans le sel</i> | |
| Berest (P.) | numéro 16, page 5 |
| <i>Stabilité et consolidation des exploitations souterraines abandonnées (à l'exclusion de leur seule détection)</i> | |
| Dejean (M.) | numéro 17, page 47 |
| <i>Stockages et installations souterrains : hydrocarbures, énergie, déchets</i> | |
| Masure (P.) | numéro 17, page 11 |
| <i>Toponymie et géotechnique</i> | |
| Habib (P.) | numéro 14, page 67 |

Index des auteurs

- Berest (P.)
Stabilité des cavités de stockage d'hydrocarbures dans le sel numéro 16, page 5
- Berest (P.) voir Nguyen Minh Duc
- Besson (L.) voir Giraud (A.)
- Bordes (J.-L.), Guellec (H.)
Réalisation d'un remblai fondé sur des vases et argiles molles dans le lac de Tunis numéro 15, page 35
- Bustamante (M.), Gianeselli (L.)
Portance réelle et portance calculée des pieux isolés, sollicités verticalement - règles pressiométriques numéro 16, page 17
- Cambou (B.)
Analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue numéro 14, page 5
- Cartier (G.)
Construction sur zones de décharges (ordures ménagères, déchets industriels...) numéro 17, page 27
- Chapot (P.), Weber (P.)
Géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement numéro 17, page 39
- Dahan (M.), Habib (P.), Predeleanu (M.)
Détermination des coefficients élastiques d'un massif anisotrope par poinçonnement et ancrage numéro 16, page 35
- Dejean (M.)
Mouvements de surface lors de travaux souterrains numéro 17, page 71
- Dejean (M.)
Stabilité et consolidation des exploitations souterraines (à l'exclusion de leur seule détection) numéro 17, page 47
- Deramond (J.), Sirieys (P.)
Mécanisme de déplacement et déformation des nappes - exemple de la nappe de Gavarnie (Pyrénées centrales) numéro 16, page 41
- Dupas (J.-M.) voir Pecker (A.)
- Fabre (D.) voir Giraud (A.)
- Félix (B.)
Fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi-saturé numéro 14, page 25
- Félix (B.)
Mesure de la déformation radiale des éprouvettes de sol par un système de bagues numéro 15, page 53
- Fenoux (G.Y.)
Quai à tirants de Fos (Darse III)(le) numéro 14, page 43
- Fumagalli (E.)
Analyse critique des essais de cisaillement en mécanique des roches numéro 16, page 57
- Gianeselli (L.) voir Bustamante (M.)
- Giraud (A.), Gourc (J.P.), Besson (L.), Fabre (D.)
Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente numéro 14, page 57
- Gourc (J.P.) voir Giraud (A.)
- Guellec (H.) voir Bordes (J.-L.)
- Guilloux (A.) voir Schlosser (F.)
- Habib (P.)
Toponymie et géotechnique numéro 14, page 67
- Habib (P.) voir Dahan (M.)
- Hurtado (J.)
Caractéristiques mécaniques des sols fins déduites des essais d'identification (les) numéro 14, page 70
- Masure (P.)
Stockages et installations souterrains : hydrocarbures, énergie, déchets numéro 17, page 11
- Millies-Lacroix (A.)
Esthétique et sitologie : amélioration du paysage urbain et rural numéro 17, page 5
- Nguyen Minh Duc, Berest (P.)
Modélisation d'une cavité de stockage de gaz dans le sel considéré comme matériau élastoviscoplastique - solution explicite numéro 16, page 11
- Pecker (A.), Dupas (J.-M.)
Etude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique numéro 15, page 59
- Pilot (G.)
Glissements de terrain liés directement à des travaux numéro 17, page 55
- Predeleanu (M.) voir Dahan (M.)
- Primel (L.)
Exploitation à ciel ouvert (mines et carrières) : dépôts de stériles, réaménagements... numéro 17, page 21
- Schlosser (F.), Guilloux (A.)
Frottement des pieux dans le renforcement des sols (le) numéro 16, page 65
- Sirieys (P.) voir Deramond (J.)
- Skempton (A.W.)
Premiers temps de la mécanique des sols (les) numéro 15, page 5
- Verbrugge (J.-C.)
Evaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique numéro 15, page 75
- Weber (P.) voir Chapot (P.)

Environnement et Géotechnique

n° 14 bis de la Revue Française de Géotechnique

Edité par l'Association Amicale des Ingénieurs Anciens
Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères
75007 Paris

Format 21 x 29,7

247 pages — nombreuses figures

ISSN 0181-0529

Communications présentées aux Deuxièmes Journées Nationales Géotechniques organisées par les Comités Français de Mécanique des Sols, Mécanique des Roches, Géologie de l'Ingénieur, les 11 et 12 mars 1981 à Nantes.

Thème I :

Prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages et des travaux

Thème II :

Géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement

Thème III :

Mouvements de terrains induits d'origine anthropique à l'exclusion des risques dits « naturels ».

BON DE COMMANDE

Nom _____

Prénom _____

Organisme _____

Adresse _____

Je souhaite recevoir _____ exemplaire(s) du numéro 14 bis de la Revue Française de Géotechnique
au prix unitaire de 130 F

Frais d'expédition pour la France : l'unité 12 F x

Frais d'expédition pour l'étranger : l'unité 18 F x