



CM-P00061967

AR/Int. SG/65-28

le 17 novembre 1965

ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES
SUR LES SITES PROPOSES POUR UN ACCELERATEUR DE 300 GeV

par

J. Gervaise et Ch. Mallet

Le but de la présente note est de préciser un certain nombre de définitions qui permettront de répondre au questionnaire, que l'on trouvera à la fin de celle-ci. En effet, géologues et ingénieurs n'utilisent pas la même terminologie, et cette différence est encore accentuée par l'emploi d'une langue, qui n'est pas, en général, la langue maternelle des divers interlocuteurs. Si en "Mécanique des Sols" la littérature technique emploie un langage unifié, il n'en est pas de même en Géologie, ni surtout en "Mécanique des Roches" science encore trop jeune pour avoir fixé des règles identiques dans tous les pays.

Le questionnaire détaillé servira à l'établissement du rapport prévu pour juin 1966 sur les sites étudiés en Europe pour la construction d'un synchrotron de 300 GeV. Il comportera un plus grand nombre de questions que celles qui seraient uniquement nécessaires à la rédaction du rapport, mais il préparera ainsi la deuxième étape des recherches et devrait donner une indication dans chaque cas d'espèce, des méthodes et techniques à utiliser pour mener à bien l'étude préliminaire de génie civil.

I.1 En géologie, on définit une roche comme une association de minéraux ou de matériaux cristallins ou amorphes.

Le nombre de roches est très grand et leur aspect des plus variables: un granite, une lave, le calcaire, le charbon, le sable, le bitume sont des roches.

Les géologues classent les terrains en deux catégories:

- a) les terrains de couverture généralement constitués de roches meubles
- b) les roches du substratum se présentant le plus souvent sous la forme de roches cohérentes.

I.2 Les terrains de couverture

Ce sont des terrains meubles, plus ou moins perméables, de formation en général récente. Ils sont essentiellement constitués de produits d'altération des roches en place, de dépôts de ruissellement, d'alluvions, d'éboulis ou de moraines.

Ces terrains meubles sont composés de roches déformables et compressibles sous des efforts usuels, dans lesquelles les grains minéraux ne sont retenus que par les forces capillaires de l'eau d'imprégnation, et peuvent se déplacer les uns par rapport aux autres sans que la structure en soit bouleversée.

Dans cette catégorie rentrent les argiles rouges ou brunâtres, résidus de dissolution des calcaires: les arènes sableuses provenant de la décomposition de roches granitiques, les sables et les graviers d'origine morainique ou alluvionnaire.

I.3 Le Substratum

Le substratum est essentiellement composé de roches cohérentes, dans lesquelles, par opposition aux roches meubles, ce sont des forces entre solides qui relient les grains entre eux et qui disparaissent aussitôt ces grains séparés.

Il arrive ainsi que, par rapport aux efforts que l'on se propose d'exercer, la résistance propre des roches compactes, soit largement surabondante,

tout au moins en-dessous d'une tranche superficielle altérée. Mais les efforts qu'elles peuvent supporter se trouvent limités par l'existence de joints ou de diaclases, qui interrompent périodiquement la continuité mécanique de la roche. Les propriétés techniques des divers types de roches dépendent non seulement de la composition minéralogique et de la structure de la roche, mais aussi de son état local de fissuration et d'altération.

On classe généralement ces roches en trois groupes d'après leur caractère et leur origine:

- roches endogènes, engendrées par des facteurs internes (hautes températures et pressions ...)
- roches sédimentaires, engendrées par des facteurs externes (fleuve, mer, vent, glacier)
- roches métamorphiques, anciennes roches des autres types, ultérieurement transformées en profondeur et à ce titre se rapprochant des roches endogènes.

I.3.1 Roches endogènes

Si celles-ci sont constituées, en presque totalité de cristaux, elles prennent le nom de roches cristallines. Les plus fréquentes sont les granites et les gneiss. A condition d'être bien nettoyées de leur produit d'altération souvent fort épais, elles fournissent d'excellentes roches de fondation, mais, même peu altérées en surface, ces roches granitiques dans leur masse sont souvent très diaclasées, avec des fissures remplies de terre argileuse.

I.3.2 Roches sédimentaires

Elles proviennent d'une accumulation de particules minérales détritiques ou de corps précipités. Le sédiment ainsi formé se transforme en roche par déshydratation, compaction et cimentation.

Les roches calcaires sont très résistantes et peu altérables, mais elles posent des problèmes de perméabilité qui doivent être étudiés en détail. Les calcaires, roches compactes, sont imperméables en petit, mais souvent perméables en grand. Leur fissuration est plus ou moins grande selon qu'ils apparaissent plus massifs et plus purs, car ils deviennent alors plus fragiles.

La craie est un calcaire à grain fin, poreux, léger, traçant, d'un blanc pur, formé de fin débris et de carapaces d'organismes microscopiques.

La circulation des eaux souterraines et la porosité doivent être spécialement étudiées.

Les propriétés techniques des grès sont très variables et dépendent de la nature de leur ciment. Les types les plus cohérents et les plus résistants sont les grès à éléments détritiques et ciment siliceux, en raison de l'inaltérabilité de leur ciment. Une étude détaillée de leur composition, ainsi que des analyses chimiques sont absolument nécessaires pour en connaître les propriétés.

Les marnes et argiles sont des roches imperméables, plus ou moins meubles et peu résistantes; leurs propriétés techniques dépendent de la nature des minéraux argileux qui entrent dans leur constitution. Il faut tenir compte de la compressibilité des marnes ou argiles, phénomène dû à l'expulsion de l'eau qui sépare les particules argileuses, des gonflements pouvant se produire du fait de la modification du réseau hydrologique pendant les travaux. La stabilité nécessaire au fonctionnement d'un synchrotron de grande dimension semble peu compatible avec l'existence d'un matériau de fondation à base de marnes et encore moins d'argiles, des déformations importantes pouvant toujours se produire.

Les schistes en raison de leur structure feuilletée et de leurs constituants minéraux principalement argileux avec parfois présence de pyrite, présentent des caractéristiques techniques très différentes; ils n'ont en commun que le caractère d'être peu perméables en eux-mêmes sauf zones de dislocation ou fissures locales, mais leurs caractéristiques mécaniques peuvent être extrêmement variables.

Il faut en première étude préciser la constitution minéralogique et chimique de la roche, l'évolution possible sous l'effet des facteurs d'altération.

On peut classer dans la même famille les schistes marno-calcaires du jurassique et du crétacé.

I.3.3 Les roches métamorphiques

Elles sont composées principalement de roches cristalloyphylloïennes ou schistes cristallins, étant à la fois cristallines et schisteuses, elles comprennent les phyllades, les micaschistes, les gneiss, avec des variétés telles que amphibolites, chloritoschistes, calcschistes. L'étude des propriétés mécaniques de ces roches devra être conduite de la même manière que celle des roches cristallines. L'histoire de leur évolution fournira des éléments permettant de connaître leur comportement.

I.3.4 Substratum hétérogène

Une fondation basée sur une structure hétérogène est, en principe, moins favorable, que la même fondation en roche homogène. On peut même dire qu'un substratum formé d'une seule roche de qualité médiocre serait préférable à une zone de fondation où des bancs de cette même roche alternent avec des bancs d'une roche meilleure. Car les alternances peuvent amener des tassements différents dans les diverses parties de l'ouvrage et des différences de perméabilité, même peu marquées, pourront entraîner par altération et dégradation des roches des mouvements absolument incompatibles avec la stabilité requise. C'est pour toutes ces raisons qu'ont été systématiquement écartés tous terrains de fondation de ce type.

I.3.5 Conditions tectoniques du substratum, plongement des couches, plissements, flexures, failles

L'allure géométrique des bancs rocheux joue un rôle très important dans le comportement des assises de fondation.

Dans ce cadre, l'étude de la stratification et de la schistosité se révélera très importante.

Les couches horizontales offrent des conditions de stabilité satisfaisantes, mais sont défavorables du point de vue de l'étanchéité, car les infiltrations d'eau peuvent cheminer à grande distance.

Les zones où les couches sont plissées, tordues en charnières anticlinales ou synclinales, ainsi que celles où les terrains sont plus ou moins redressés dans une structure monoclinale, doivent faire l'objet d'une étude détaillée, car ces zones peuvent être fissurées, surtout si la roche est brisante.

Les failles sont des surfaces de contact anormal séparant deux compartiments de l'écorce terrestre qui se sont déplacés l'un par rapport à l'autre, soit dans le sens vertical, soit dans le sens horizontal.

Il est extrêmement rare qu'une faille corresponde à une fracture ouverte et restée vide. En raison de leur diversité, il importe de distinguer

- a) les failles qui affectent une épaisseur importante du terrain, celles-ci pouvant jouer dans certains zones;
- b) les failles superficielles en général inertes, limitées à quelques horizons géologiques de faible puissance.

I.3.6 Séismicité et tremblements de terre

En 1880 l'apparition du premier appareil enregistreur, le sismographe horizontal de MILNE, fit entrer la séismologie dans l'ère des mesures; depuis de nombreux types d'appareils ont été mis au point.

La destruction de San Francisco en 1906 conduisit les techniciens à se poser les premières questions sur le calcul des constructions exposées à une secousse tellurique. Depuis des règles de constructions antisismiques ont été étudiées dans divers pays: Japon, Etats-Unis, Italie, France.

En 1915 au Japon l'ingénieur RIKI-SANO a établi un principe assez généralement adopté: pour résister aux séismes, un bâtiment doit être construit en tenant compte d'une force séismique latérale proportionnelle au poids du bâtiment. Le coefficient K de SANO est égal à

$$K = \frac{\gamma}{g}$$

γ étant l'accélération du mouvement sismique
 g " " de la pesanteur

Le coefficient est calculé de la façon suivante:

$$K = K_0 \times \eta_1 \times \eta_2$$

K_0 dépend de la hauteur du bâtiment

η_1 dépend du type de construction et de la nature du terrain de fondation.

	<u>Bois</u>	<u>Acier</u>	<u>Ciment armé</u>	<u>Maconnerie</u>
Tertiaire et plus ancien	0,6	0,6	0,8	1,0
Graviers	0,8	0,8	0,9	1,0
Alluvions	1,0	1,0	1,0	1,0
Terrains mous ou saturés d'eau	1,5	1,0	1,0	1,0

η_2 dépend de la séismicité de la région.

On sait cependant que cette méthode présente le défaut de ne pas tenir compte de l'aspect dynamique du phénomène. L'utilisation des accélérographes pour forte intensité fournit des éléments importants, et, les codes récents des USA, de l'URSS et de la France en tiennent compte. Nous nous bornerons cependant dans cette note à la formule de RIKI-SANO. Pour avoir une idée de la séismicité de la région il est indispensable que les réponses au questionnaire fournissent les éléments suivants:

- Histoire des secousses sismiques de la région;
- Localisation des épicoentres les plus proches, y compris profondeur (h);
- Intensité et magnitude.

Les renseignements concernant l'intensité doivent être fournis dans une seule échelle: celle de Mercalli modifiée par Wood et Neumann en 1931; que nous rappelons ci-dessous.

Degré I ($\gamma < 2,5 \text{ mm/sec}^2$): Secousse imperceptible à l'homme, inscrite seulement par les séismographes.

Degré II (γ compris entre 2,5 et 5 mm/sec^2): Secousse ressentie par un petit nombre d'observateurs et surtout par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.

Degré III (γ compris entre 5 et 10 mm/sec^2): Secousse ressentie par un certain nombre d'habitants, comme le serait l'ébranlement produit par une voiture lancée à grande vitesse; la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.

Degré IV (γ compris entre 10 et 25 mm/sec^2): Ebranlement constaté par quelques personnes en plein air, par beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquements des planchers et des plafonds.

Degré V (γ compris entre 25 et 50 mm/sec^2): Ebranlement constaté par toute la population; réveil des dormeurs; ébranlement des meubles et des lits.

Degré VI (γ compris entre 50 et 100 mm/sec^2): Des personnes effrayées sortent des habitations; tintement général des sonnettes, arrêt des pendules; crépis fendillé, vaisselle brisée; cloches mises en branle, chute de plâtras.

Degré VII (γ compris entre 100 et 250 mm/sec^2): Maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs; chute de cheminées isolées en mauvais état; écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.

Degré VIII (γ compris entre 250 et 500 mm/sec^2): Sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, chute de clochers d'église; renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires; fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides; chute de rochers en montagne.

Degré IX (γ compris entre 500 et 1000 mm/sec²): De solides maisons de construction moderne sont sérieusement endommagées, un grand nombre rendues inhabitables; d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.

Degré X (γ compris entre 1 000 et 2 000 mm/sec²): La plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits avec leurs fondations; fentes dans les murs en briques; rails de chemins de fer légèrement recourbés; dommages aux ponts; tuyaux de conduite brisés ou refoulés les uns dans les autres; fentes en plis ondulés dans les rues; éboulements; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.

Degré XI (γ compris entre 2 000 et 5 000 mm/sec²): Destruction totale des bâtiments de pierre, des ponts, des digues; larges déchirures et crevasses dans le sol; grands éboulements de terrain.

Degré XII (γ compris entre 5 000 et 10 000 mm/sec²): Rien ne demeure plus des oeuvres humaines; changements dans la topographie; formation de grandes failles; dislocations horizontales et cisaillements du sol; rivières détournées de leurs cours.

Dans cette échelle, chaque degré correspond à une intensité double du précédent. Cependant l'intensité d'un séisme telle qu'elle est définie ci-dessus, varie d'un point à un autre et l'intensité maximum à l'épicentre est une notion peu précise. Pour remédier à ces inconvénients, on a défini une quantité appelée magnitude, liée à l'énergie développée au foyer du séisme. La magnitude est déduite de la lecture des seismogrammes. C.F. Richter (Pasadena) a défini la magnitude par le logarithme décimal de l'amplitude maximum (a) mesuré en microns sur l'inscription obtenue à une distance épacentrale de 100 km, inscription donnée par un seismographe étalon ayant une période de 0,8 s et un grandissement de 2.800. L'échelle de magnitude est donc une échelle physique indépendante de l'observateur et du lieu d'observation.

La notion de magnitude, d'abord établie pour les séismes californiens, a été ensuite étendue aux séismes éloignés, en mesurant soit l'amplitude maximum des ondes superficielles, soit celle des ondes longitudinales (ondes P) et transversales (ondes S).

D'une manière générale, une station séismologique donnée pourra déterminer la magnitude d'un séisme par la formule:

$$M = \log a + C \log \Delta + D$$

a - amplitude maximum du mouvement horizontal du sol en microns

Δ - distance en degrés de la station à l'épicentre

C et D - coefficients qui dépendent du sous-sol de la station.

B. Gutenberg, en Californie, a établi des formules expérimentales qui permettent de relier la magnitude à l'énergie, à l'intensité et à l'accélération du sol.

Les magnitudes vont de 0 à 9.

Magnitude 2 - séisme superficiel ressenti dans une zone peu étendue.

Magnitude 5 - séisme enregistré jusqu'à 10° de l'épicentre, cause de dégâts sérieux.

Magnitude 6 - séisme enregistré jusqu'à 90° .

Magnitude 7 - séisme enregistré jusqu'aux antipodes.

Les séismes profonds ne dépassent guère la magnitude 8.

9 est la magnitude hypothétique du séisme de Lisbonne (1755).

Une classification des secousses a été établie en tenant compte de la profondeur des foyers. Des phases spéciales caractéristiques ont pu être relevées sur les seismogrammes: leur étude permet de calculer avec une précision de quelques kilomètres la profondeur h des foyers.

- séismes normaux $h < 60$ km
- séismes intermédiaires $60 \text{ km} < h < 300$ km
- séismes profonds $300 \text{ km} < h < 720$ km

La plupart des considérations ci-dessus ont été développées en vue de leur application à des constructions en surface. En profondeur comme en surface, il est nécessaire de connaître l'accélération maximum γ communiquée par une secousse à une particule du sol; en effet les deux quantités fondamentales qui définissent la force destructrice d'un tremblement de terre sont la période T et l'amplitude a du mouvement, c'est-à-dire le temps que prend une particule pour revenir à sa position de repos et la distance totale dont elle s'en est éloignée:

$$\gamma = 4 \pi^2 a / T^2$$

Pour un séisme d'une certaine énergie les actions destructrices (facteur a) sont fonction:

- a) de la nature géologique du terrain;
- b) de la distance au foyer de la secousse;
- c) des effets de résonance et des diverses sortes d'ondes (facteur T) surtout des ondes de surface, car la profondeur à laquelle sera placée l'anneau est faible vis à vis de l'épaisseur intéressée par une secousse tellurique.

2. En géotechnie la classification des matériaux qui constituent la croûte terrestre est en général la suivante:

- a) le sol
- b) la roche.

Le sol est un agrégat naturel de grains minéraux qui peuvent être séparés par de légères actions mécaniques telles que l'agitation dans l'eau. La roche est aussi un agrégat naturel de grains minéraux mais liés par des forces de cohésion fortes et permanentes.

Il y a beaucoup d'agrégats naturels de grains minéraux qui sont difficiles à classer, soit comme sols, soit comme roches. Dans la suite de la présente note nous appellerons "sols":

- les terrains meubles de couverture (notamment argiles, sables et graviers);
- les argiles et certains marnes du substratum.

Le terme de "roches" englobera les autres terrains du substratum définis ci-dessus dans 1.3.

3. Mécanique des roches

3.1 Introduction

Dans le chapitre 2, nous avons défini comme "roches" les terrains du substratum formés de matériaux cohérents et peu compressibles. Nous les rappelons ci-dessous :

- a) roches endogènes, granite, granulite
- b) roches sédimentaires, calcaire, marno calcaire
craie
grès
schistes
- c) roches métamorphiques.

En vue de l'étude géotechnique des sites proposés pour la construction d'un synchrotron à protons de 300 GeV, nous devons préciser un certain nombre de définitions

- a) valables pour tous les cas
- b) valables dans certains cas particuliers, qui permettront de répondre d'une façon homogène au questionnaire que l'on trouvera à la fin de la présente note.

3.2 Forages dans les roches

3.2.1 Forages préliminaires

Ces forages, exécutés par des moyens simples, ont pour but de déterminer l'épaisseur du recouvrement au-dessus de la roche saine. Nous entendons par recouvrement, l'épaisseur des terrains meubles et celle de la zone altérée du substratum.

3.2.2 Forages au double carottier

Si l'épaisseur du recouvrement reste dans les limites acceptables pour la construction de l'accélérateur, une campagne de reconnaissance de la roche saine sera entreprise.

La localisation des sondages sera faite en fonction de l'étude géologique préliminaire, de la topographie de surface, des accidents tectoniques mis en évidence dans le rapport géologique et éventuellement des résultats de la campagne de sondages préliminaires, ou d'une campagne de sismique-réfraction.

3.2.3 Technique des forages

Afin de prélever des échantillons intacts, le matériel utilisé sera exclusivement composé d'une sondeuse à rotation à double carottier. Cette méthode permet un carottage à peu près de 100⁰/o des différentes couches, l'outillage comprend le tube carottier classique à l'intérieur duquel est monté sur roulement à billes, un tube qui coiffe la carotte et ne tourne pas. Il est muni d'une soupape qui empêche l'injection d'y pénétrer, mais permet à l'eau refoulée par l'avancement de la carotte de s'échapper. Le diamètre du forage sera donc au minimum de 85 mm afin de permettre les essais de laboratoires sur des échantillons intacts de 80 mm de diamètre. Le rapport du sondeur devra obligatoirement fournir, en plus des difficultés et anomalies rencontrées, les renseignements suivants:

- a) description des matériaux
- b) pourcentage des carottes
- c) fragmentation des carottes dans le tube (nombre de morceaux au mètre linéaire)
- d) perte d'eau.

Les précautions suivantes devront être prises, afin de donner au carottage continu toute sa valeur; dès leur sortie du tube carottier, les carottes doivent être étiquetées avec indication du sens du forage. Elles seront rangées dans des caisses en bois, marquées du nom ou du numéro du forage, avec indication de la profondeur.

L'expérience montre qu'avec un double carottier on retire pratiquement 95 à 100⁰/o de carotte dans une roche saine. L'examen des carottes devra permettre de relever l'ensemble des cassures, dans lequel on distinguera celles provoquées par le forage de celles existant naturellement. Le nombre de morceaux par mètre linéaire de forage, fournit un bon critère de la qualité de la roche en place.

Les forages descendront 20 mètres minimum en-dessous de la cote du plancher de l'anneau fixée initialement en fonction de la topographie. On mettra sous paraffine des échantillons des différents matériaux rencontrés dans la zone comprise entre les cotes +10 et -20 par rapport au niveau supposé de l'anneau, en vue des essais de laboratoire.

Par examen de la série complète des carottes, le géologue fournira un rapport détaillé en termes géologiques et non plus en termes de foreur, rapport qui devra comprendre une description lithologique détaillée banc par banc, et notera éventuellement la présence de fossiles.

Ces forages permettront l'étude de la perméabilité, de la porosité, et éventuellement des circulations d'eau. Ils serviront également à l'étalonnage des vitesses de la sismique réfraction, si une telle campagne se révèle nécessaire.

3.3 Porosité. Perméabilité. Essais Lugeon

Pour caractériser le comportement de l'eau dans une zone il est nécessaire de définir deux grandeurs qu'il est essentiel de bien distinguer, la porosité et la perméabilité.

La porosité, qui s'exprime en pourcentage, est le rapport du volume des vides pouvant être occupés par l'eau au volume total de la roche (V_v/V). Cette définition correspond à la porosité absolue, elle s'applique à toutes les roches envisagées dans cette note. A titre d'information, nous donnons le pourcentage des vides V_v/V des roches d'après 4000 mesures recueillies en URSS et présentées par C. Maximovitch et divers auteurs.

<u>Roches</u>	<u>Pourcentage de vide</u>		
	<u>Minimum</u>	<u>Maximum</u>	<u>Moyen</u>
Calcaire	1,2	26,5	11,65
Dolomie	0,3	25	7,7
Craie	3	53	26,4
Granite	0,05	2,8	0,95
Grès arkosique	0,6	9,3	3,0
Gneiss	0,3	2,4	1,35
Galets et graviers	15	42	28
Schistes noirs	0,7	7,5	3,95
Marnes	16	52	20

Ces valeurs résultent de mesures de laboratoire, la porosité in situ est en général plus élevée; ceci est dû à la présence de joints, cassures, diaclases etc.

En laboratoire la méthode que nous recommandons est la mesure directe à l'aide des volumes et des densités.

$$\frac{V_v}{V} = \frac{\delta_a - \delta_s}{\delta_a}$$

δ_a = densité absolue du solide, vides exclus

δ_s = densité sèche, y compris les vides mais secs.

Si les valeurs de la porosité résultent de mesures de laboratoire, la mesure de la perméabilité par contre sera effectuée in situ dans les forages, bien que dans certains cas particuliers des mesures faites en laboratoires permettent d'obtenir certaines indications.

Les mesures in situ portent sur le débit d'apport ou de fuite du forage lorsqu'on modifie de façon connue, par injection ou par pompage, la pression naturelle de la nappe.

Les terrains en roches dures et fissurées, pour lesquelles le coefficient K est élevé et irrégulier, sont étudiés par une méthode due à Maurice Lugeon. Elle permet de rechercher un coefficient de classement des terrains. On utilise la mise en pression d'un tronçon de forage de 76 mm de diamètre environ et d'une longueur de l'ordre d'un mètre. L'inclinaison du forage peut d'ailleurs être quelconque. Un terrain est défini comme étanche si le taux de perte ne dépasse pas 1 litre par minute par mètre de forage à la pression de 10 bars, celle-ci ayant été maintenue pendant 10 minutes.

Le forage est isolé par un obturateur, en caoutchouc, qui doit pouvoir s'appliquer exactement sur les parois du trou. Le serrage de l'obturateur est obtenu soit par pression hydraulique, soit mécaniquement par vissage. La mise en charge est effectuée par paliers de 2 bars.

On notera avec soin les pertes pour chaque tronçon, pour chaque palier de pression et pour chaque minute de mise en charge.

Le coefficient K, cité ci-dessus, et dont dépend la perméabilité, résulte de l'équation de Darcy

$$q = K \times S \times \frac{h}{\ell}$$

q = débit en cm³/s

S = cm²

h = hauteur d'eau en centimètres

ℓ = en cm

K = exprimé en cm/s.

3.4 Prospection géophysique

Sont groupés sous ce vocable, divers moyens d'investigations des terrains de recouvrement et du substratum liés aux différentes propriétés physiques de la matière.

Notons cependant que toutes les méthodes employées relèvent de l'exploration en surface d'un "champ" existant naturellement ou créé artificiellement.

Nous ne parlerons dans ce chapitre que des méthodes sismiques, et encore nous limiterons nous à la "SISMIQUE REFRACTION" qui pour des profondeurs faibles ou moyennes devrait fournir les meilleures indications. La méthode utilisée sur le terrain sera fonction des buts recherchés:

- a) épaisseur du recouvrement (alluvions, roches altérées);
- b) caractéristiques mécaniques des milieux traversés obtenues à partir des courbes dromochroniques.

En vue d'avoir des réponses homogènes nous indiquons ci-dessous les notations que nous désirons voir employer.

3.4.1

Pour la vitesse des ondes longitudinales (ou de compression) nous utiliserons la notation V_p :

$$V_p^2 = \frac{E}{\rho} \cdot \frac{1 - \sigma}{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)}$$

E est le module de YOUNG (dimensions $[M] [L^{-1}] [T^{-2}]$)

σ le coefficient de POISSON (sans dimension)

ρ la masse de l'unité de volume (dimensions $[M] [L^{-3}]$)

On utilisera un système cohérent d'unités. Par exemple pour

$$\sigma = 0,30$$

$$\rho = 2 \text{ g/cm}^3$$

$$V_p = 260\,000 \text{ cm/s}$$

on a

$$E = \rho V_p^2 \frac{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)}{1 - \sigma} = 10^{11} \text{ dynes/cm}^2 \text{ ou } 10^5 \text{ bars.}$$

3.4.2

Pour la vitesse des ondes transversales (ou de cisaillement) nous prendrons la notation V_s soit:

$$V_s^2 = \frac{E}{2(1 + \sigma) \cdot \rho}$$

3.4.3

Si l'on a pu mesurer V_p et V_s on aura de suite:

$$E = \rho V_s^2 \cdot \frac{3 V_p^2 - 4 V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} = \rho \cdot V_s^2 \cdot \frac{3K - 4}{K - 1}$$

$$\sigma = \frac{V_p^2 - 2 V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} = \frac{K - 2}{2(K - 1)}$$

en posant $V_p^2 = K V_s^2$, remarquons d'ailleurs que $K \geq 2$ puisque théoriquement l'on a; (K est ici un coefficient sans dimension, et sans rapport avec le coefficient K de Darcy - page 16 -)

$$K = \frac{2(1 - \sigma)}{1 - 2\sigma}$$

et que le coefficient de Poisson est toujours plus grand ou égal à zéro.

3.4.4

Si le milieu est altéré dans certaines régions et si les vitesses dans ces régions sont $V'_p = V_p - \Delta V_p$ et $V'_s = V_s - \Delta V_s$, ΔV_p et ΔV_s mesurant les écarts par rapport aux régions saines, ΔV_p et ΔV_s sont alors positifs. Si l'altération n'a pas détruit profondément l'élasticité du milieu on aura

$$\frac{\Delta K}{2K} = \frac{\Delta V_p}{V_p} - \frac{\Delta V_s}{V_s} = \varepsilon$$

Dans le cas où ε est grand, l'application de la théorie de l'élasticité est sujette à caution.

3.4.5

La résistance à la compression croît en fonction de la célérité des ondes; parmi les formules qui permettent de calculer l'ordre de grandeur de la résistance à la compression en fonction de V_p nous recommandons d'utiliser une des 2 formules suivantes qui donnent des résultats analogues:

$$R_c = 30 \left(\frac{V_p}{1000} - 1,35 \right)^4$$
$$R_c = 15 + \left(\frac{V_p - 1385}{424} \right)^4$$

Dans les 2 formules V_p est exprimé en m/seconde et la résistance R_c en bars.

3.5 Essais de laboratoire

Etant données les faibles surcharges imposées à la roche, dans le cas de la construction d'un synchrotron, les problèmes essentiels sont des

problèmes de déformation. Toutefois, lors de la construction du tunnel et éventuellement de zones d'expériences, où les charges pourront être très élevées (ponts roulants, grandes chambres à traces, etc.) d'autres éléments interviendront, notamment les résistances à la compression, à la traction et la fragilité du matériau.

3.5.1 Résultats à fournir en première étape

- Densité: a) densité apparente, méthode hydrostatique (pesée des éprouvettes et mesure du volume après inhibition dans l'eau),
b) densité apparente par mesure dimensionnelle.

Module d'élasticité

a) Module d'élasticité statique

Le module d'élasticité statique E_s est déterminé de façon suivante: On procède par cycle de chargement et de déchargement de l'éprouvette en principe 5 cycles pour chaque valeur de ΔP (ΔP étant la différence de pression en bars appliquée sur l'éprouvette par l'intermédiaire d'une presse d'essai). Cette presse est munie d'un comparateur dont le palpeur est en contact avec le plateau inférieur de la presse. On enregistre ainsi les déformations subies par l'éprouvette durant l'application des cycles et on détermine Δh qui est la variation de hauteur de l'éprouvette en fonction de la pression appliquée. Soit H la hauteur totale de l'éprouvette; le module d'élasticité statique est donné par la relation

$$E_s = \frac{\Delta P}{\Delta H/H} \quad \text{en bars}$$

b) Module d'élasticité dynamique

Le module d'élasticité dynamique E est déterminé par la méthode de mise en résonance (appareil Bouchet).

Les éprouvettes sont mises en vibration. On calcule la fréquence de la vibration fondamentale qui provoque la vibration de l'éprouvette en demi-onde et on en déduit le module d'élasticité "E".

Si "f" est la fréquence fondamentale de vibration

"L" la longueur de l'éprouvette en cm

"γ" le poids spécifique de la roche

"g" l'accélération de la pesanteur

le module d'élasticité E, exprimé en bars, est donné par la relation

$$E = 4f^2 L^2 \frac{\gamma}{g}$$

Pour la détermination de ces valeurs l'élanement devra être au minimum de 2. On définit par élanement le rapport entre la longueur de l'éprouvette et son diamètre. Les valeurs de ces 2 modules seront très différentes du fait que le module d'élasticité statique est un module de déformation, alors que le module dynamique se rapproche du module théorique.

3.5.2 Résultats à fournir pour la deuxième étape

Rappelons que la résistance de rupture à la compression simple ou à la traction simple est la charge maximum produisant la première rupture au cours d'un essai progressif de compression ou de traction, cette charge étant rapportée à la section initiale de l'éprouvette.

La valeur de la limite de résistance à la traction simple peut être très faible, cela serait dû aux causes suivantes: plans de stratification, plans de schistosité, fissures même microscopiques dues aux effets tectoniques etc. Cette valeur de la résistance à la traction simple est liée au nombre de morceaux de carottes par mètre linéaire, grandeur que nous avons demandée d'indiquer dans le rapport de forage.

La fragilité ne peut être réellement déterminée qu'à partir de la courbe limite de rupture, "enveloppe" des cercles de Mohr, correspondant à la rupture pour différents modes de contrainte., mais l'ordre de grandeur en est fourni par le rapport entre la limite de rupture à la compression simple et la limite de rupture à la traction simple. Les renseignements à fournir seront donc:

- a) résistance à la compression simple en bars
- b) résistance à la traction simple en bars. Cette dernière valeur étant mesurée soit par la méthode brésilienne, soit par essai de traction uniaxiale.

3.6 Examens physico-chimiques et pétrographiques

Ces examens se limiteront à:

- a) essais à l'eau:
 - altération, gonflement
 - solubilité dans l'eau douce naturelle (eau non distillée) ou eau de pluie.
- b) analyse chimique usuelle (pour les schistes ne pas oublier la teneur en pyrite)
- c) analyse pétrographique après prélèvements de lames minces, pourcentage et indice granulométrique de Clayes déterminés par la méthode du compteur de point. L'indice granulométrique de Clayes est défini par le nombre de minéraux cardinaux rencontrés pendant une traversée de 40 mm au compteur de point.
Analyse du ciment liant les minéraux cardinaux.
Etude du réseau vacuolaire.
- d) étude des fossiles (éventuellement)
- e) foisonnement.

Ultérieurement, d'autres éléments physico-chimiques devront être déterminés entre autres: in situ mesure de la température à l'intérieur des forages, au laboratoire coefficient de conductivité thermique.

4. Mécanique des sols

Pour la construction du synchrotron à protons de 300 GeV, nous avons exclu les sols à texture fine, tels que les argiles, nous nous limiterons donc dans ce chapitre à l'étude des sables et graviers ne présentant qu'un très faible pourcentage d'éléments fins.

Si, dans le cas de la construction de l'anneau en terrain rocheux il est envisagé un percement en galerie, pour une formation géologique essentiellement composée de sables et graviers, un mode de construction en tranchée doit être considéré, ce qui pose un certain nombre de questions relevant de la mécanique des sols. Il est évident que dans certains cas un percement en tunnel est également possible.

4.1 Reconnaissance. Forages mécaniques

La reconnaissance par forages mécaniques a pour but:

- a) de déterminer l'épaisseur et l'homogénéité de la couche des sables et de graviers,
- b) de permettre un échantillonnage complet,
- c) de connaître la cote de la nappe phréatique et éventuellement les variations de cette nappe dans le temps, ainsi que la composition de ces eaux grâce à des analyses chimiques,
- d) d'étudier la perméabilité,
- e) dans le cas où l'épaisseur de cette couche de graviers le nécessite, la connaissance des terrains du substratum.

4.1.1 Epaisseur

Une fois la cote du plancher de l'anneau déterminée en fonction de la topographie et des éléments de sécurité nécessaires à la construction, comme une charge placée sur un sol compressible intéresse dans tous les cas une hauteur de terrain supérieure à une fois et demi la plus petite dimension de l'ouvrage, l'épaisseur de la couche de gravier devra être relativement importante, au minimum de l'ordre de 30 m sous le point le plus bas topographiquement. Dans le cas où la reconnaissance décèlerait des lentilles d'argiles ou de terrains plus compacts, des sondages plus nombreux devraient indiquer l'importance de ces inhomogénéités.

Il n'est pas possible de fixer à priori le nombre de sondages nécessaires pour la reconnaissance complète de l'emplacement. Ce nombre ne pourra être fixé qu'en fonction de la régularité des couches rencontrées. En deuxième étape, il sera nécessaire suivant les conditions locales d'opérer une reconnaissance au moyen de puits, dans ce cas il faudra veiller au prélèvement d'échantillons intacts au fur et à mesure du forage des puits alors que les parois n'ont pas encore été longuement exposées à l'air.

4.1.2 Echantillonnage

Les appareils à utiliser peuvent être difficilement précisés tant qu'on ne connaît pas la nature exacte des sables et graviers, toutefois le carottier DENISON à double enveloppe pourra être utilisé pour prélever des échantillons d'environ 15 cm de diamètre.

En même temps que ces prélèvements, les forages permettront des essais soit au pénétromètre, soit au pressiomètre.

4.1.3 Nappe phréatique et mesure des variations de cette nappe

Le niveau de la nappe phréatique par rapport au niveau du plancher de l'anneau doit être déterminée avec précision en raison du rôle important que joue la présence de l'eau sur la stabilité des fondations, surtout en raison du fait que la construction de l'anneau risque d'entraîner de sérieuses perturbations dans le système hydrologique de l'ensemble du site.

Il est nécessaire d'installer dans les forages des piézomètres enregistreurs afin de mesurer les variations de la nappe pendant une période d'au moins un an avec recouvrement de quelques mois, le tout doublé d'un bilan météorologique et hydrogéologique du bassin versant.

La température du sol sera également mesurée à différentes profondeurs dans les forages.

Des analyses chimiques précises devront être effectuées afin de déterminer, si les eaux des différents forages appartiennent ou non à une même famille.

Les analyses devront également fournir tous les éléments permettant de chiffrer l'agressivité de ces eaux à l'égard des bétons.

4.1.4 Perméabilité in situ

La perméabilité des sables et graviers est régie par la même loi que celle que nous avons indiquée dans la mécanique des roches: la loi de Darcy. Mais la manière d'obtenir le plus facilement des indications nécessaires à l'étude est d'utiliser les résultats d'essais de pompage, qui permettront de calculer le coefficient de perméabilité, tout au moins le coefficient de perméabilité du sol dans le sens horizontal. Ces résultats obtenus in situ seront complétés par application des formules donnant la valeur du coefficient de perméabilité à partir de la granulométrie déterminée en laboratoire, et éventuellement par les mesures au perméamètre.

4.1.5 Reconnaissance du substratum

Il est important de mettre en évidence la nature des couches du substratum, même si l'épaisseur de la couche de graviers sous le plancher de l'anneau est supérieure à une fois et demi la plus petite dimension de l'ouvrage (largeur de l'anneau). En effet, même à des profondeurs de 50 m sous la construction, une légère augmentation de pression sur une couche épaisse d'argile molle peut entraîner des tassements de l'ordre de plusieurs dizaines de centimètres. C'est donc principalement de l'absence ou de la présence de couches compressibles que dépend la profondeur de la zone à reconnaître (TERZAGHI et PECK - Mécanique des sols appliquée. Edition française - Dunod 1961, page 299).

4.2 Essais au laboratoire

4.2.1 Porosité, teneur en eau, masse spécifique

La porosité n est le rapport du volume des vides au volume total de l'agrégat, le terme volume des vides se rapporte à la portion du volume du sol qui n'est pas occupé par des grains minéraux. Si la

porosité est exprimée en ‰, on lui donne le nom de pourcentage des vides. L'indice des vides e est le rapport du volume des vides au volume de la substance solide. Si l'on pose:

V = volume total

V_v = volume total des vides

on a alors

$$n = \frac{V_v}{V}$$

$$e = \frac{V_v}{V - V_v}$$

d'où les relations, qui lient l'indice des vides à la porosité:

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{et} \quad n = \frac{e}{1+e}$$

La teneur en eau W d'un sol se définit comme le rapport du poids de l'eau contenue dans le sol au poids de l'agrégat sec. La masse spécifique (γ) de l'agrégat est par définition la masse de l'agrégat solide plus eau, par unité de volume.

Description	Porosité n (‰)	Indice des vides e	Teneur en eau W	Masse spécifique (γ) g/cm ³
Sable uniforme, peu compact	46	0,85	32	1,89
Sable uniforme compact	34	0,51	19	2,09
Sable à granulométrie complexe, peu compact	40	0,67	25	1,99
Sable à granulométrie complexe, compact	30	0,43	16	2,16

4.2.2 Granulométrie. Compacité

Les éléments qui précèdent, porosité, teneur en eau, masse spécifique, ne renseignent pas à eux seuls, sur le degré de compacité du sol,

puisqu'il est conditionné en grande partie par la forme des grains et le degré d'uniformité.

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la quantité de matériaux dont les grains ont un diamètre moyen compris entre deux valeurs données. Le mode de représentation le plus commode des résultats d'une analyse granulométrique est la courbe dite "granulométrique" tracée en coordonnées semi-logarithmiques: les abscisses sont exprimées en log du diamètre des grains et en ordonnées figure le rapport du poids des grains d'un diamètre inférieur à ce diamètre d , au poids de l'échantillon examiné. Pour les sables et graviers l'analyse pourra être faite uniquement aux tamis, le plus fin à utiliser étant celui de 0,07 mm.

La compacité relative peut s'exprimer numériquement par la valeur de C_r :

$$C_r = \frac{e_o - e}{e_o - e_m}$$

où l'on fait

e = indice des vides du sol en place

e_o = indice des vides correspondant à la compacité la plus faible

e_m = indice des vides correspondant à la plus forte compacité réalisable en laboratoire.

4.2.3 Perméabilité

Elle peut être mesurée en laboratoire à l'aide d'appareils appelés perméamètres. Dans le cas des sables et graviers les résultats sont sûrs si la teneur en éléments fins est très faible.

Le coefficient de Darcy peut être calculé à partir des éléments tirés des courbes de granulométrie. De nombreuses formules ont été proposées.

Rappelons que la loi de Darcy n'est qu'approchée lorsqu'on parle de sables et graviers. Rappelons aussi que le coefficient de Darcy K est inversement proportionnel au coefficient de viscosité de l'eau, et varie donc assez rapidement avec la température.

Pour toutes ces raisons nous ne citerons qu'une formule liant le coefficient de Darcy à la granulométrie:

$$K = A \frac{\gamma}{\mu} d_{10}^2 e^2$$

A est une constante qui dépend des unités choisies

μ la viscosité dynamique

d_{10} la taille effective

La taille effective d_{10} est celle dont le logarithme est l'abscisse du point de la courbe granulométrique d'ordonnée 0,10.

A = 20 pour:

K exprimé en cm/s

d_{10} en cm.

<u>Température en degré centigrade</u>	<u>γ/μ</u>
0°	0,558
5°	0,658
10°	0,764
15°	0,876
20°	0,993
25°	1,118

4.2.4 La reconnaissance complète nécessitera bien d'autres études et celles-ci entraîneront l'exécution de puits, de tranchées, éventuellement de galeries. Des essais de chargement afin de déterminer la force portante du sol pourront être entrepris et être poursuivis assez longtemps pour obtenir un tracé correct de la courbe des tassements de fonction du temps.

Bibliographie

- 1) BAULE, Heinrich und MULLER, Erich, Messung Elastischer Eigenschaften von Gesteinen. Handbuch der Physik, Band XLVII - Geophysik I, 1956.
- 2) CAILLEUX, A, Les roches - Presses Universitaires de France 1965.
- 3) CAQUOT et KERISEL, Traité de Mécanique des Sols. Gauthiers-Villars, Paris 1949.
- 4) COULOMB, Jean, La constitution physique de la terre, Paris 1952.
Ondes sismiques - La Terre. Encyclopédie de la Pléiade 1959.
- 5) DESIO, Ardito, Geologia applicata alla ingeneria. Hoepli 1959.
- 6) GERVAISE, Jean, Geodätische Feinmessungen zur Untersuchung der Lage und Höhenstabilität des Protonen-Synchrotrons CERN in Genf, 1965.
- 7) GIGNOUX, H, Géologie des Barrages. Masson, 1955.
Géologie Statigraphique. Masson, 1960.
- 8) GOVERNET, C., Communication privée, 1965.
- 9) GOGUEL, J., Application de la Géologie aux Travaux de l'Ingénieur. Masson, 1959.
- 10) MAYER, A., Précis de Mécanique des Sols. Armand Colin, 1959.
- 11) MAILLET, R., La prospection sismique du sous-sol. Ann. des Mines, 1931.
- 12) MALLET, Ch., Les Barrages en Terre. Eyrolles, 1951.
Sur la Théorie de la déformation permanente et de la rupture.
Travaux Octobre-Novembre 1952, Nov. 1953.
- 13) ROSENAK, Sidney, Soil Mechanics. B.T. Batsford Ltd., London, 1963.
- 14) ROTHE, J.P., Les effets des tremblements de terre. La Terre, Encyclopédie de la Pléiade, 1959.
- 15) SARCIA, J., Communication privée.
- 16) SCHOELLER, H., Les Eaux Souterraines. Masson, 1962.
- 17) TALOBRE, J., La mécanique des roches appliquée aux travaux publics. Dunod, 1957.
- 18) TAYLOR, Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley and Sons Ltd., 1948.
- 19) TERZAGHI, K. et PECK, R.B., Mécanique des sols appliquée. Dunod, 1961.
- 20) TIDESTRÖM, S. Hison, Manuel de Base de l'Ingénieur. Dunod, 1959.
- 21) TSCHEBOTARIOFF, Soil Mechanics. Foundations and Earth Structures. McGraw Hill, New York, 1951.

QUESTIONNAIRE

Ce questionnaire a pour but de préciser les points 2 et 3 du questionnaire CERN/485/Rev., page 5.

1. GEOLOGIE

- G.1 Rapport géologique préliminaire basé sur la connaissance de la région (rapports et cartes géologiques, sondages existants, carrières, puits, tranchées ou tunnels de chemin de fer, tranchées de route).
- G.2 Carte géologique de détail. Echelle 5.000^e - 10.000^e - 20.000^e ou échelle équivalente.
- G.3 Coupe distinguant les terrains de couverture du substratum (1.2 et 1.3) et dans la mesure du possible précisant la nature du substratum ainsi que la tectonique (1.3.1 à 1.3.5).
- G.4 Eventuellement carte et coupe hydrogéologique

2. SEISMICITE (1.3.6)

- S.1 Histoire des secousses sismiques de la région.
- S.2 Localisation des épacentres les plus proches.
- S.3 Intensité. Echelle de Mercalli modifiée.
- S.4 Magnitude.
- S.5 Profondeur des foyers.

3. MECANIQUE DES ROCHES

MR.1 Forages

- Détermination de l'épaisseur du recouvrement (3.2.1)
- Reconnaissance de la roche saine (3.2.3)
- Rapport du sondeur: Description des matériaux,
Pourcentage des carottes, Fragmentation au m.
Perte d'eau
Incidents divers, Failles, Cassures (3.2.3)

MR.2 Porosité. Perméabilité. Essai Lugeon. (3.3)

MR.3 Prospection géophysique (3.4)

- Epaisseur du recouvrement (alluvions et roche altérée)
- Caractéristiques mécaniques (3.4.1)
- $V_p - V_s$ (3.4.2)
- $E - \sigma - R_c$ (3.4.3)
- (3.4.9)
- (3.4.5)

MR.4 Essais de laboratoire

Densité apparente (3.5.1)

Modules d'élasticité E_s et E (3.5.1)

Résistance de rupture à la compression simple

Résistance de rupture à la traction simple) (3.5.2)

Examens physico-chimiques et pétrographiques (3.6)

A la lumière de ces résultats un rapport géologique et géotechnique détaillé sera fourni, comprenant notamment la description lithologique banc par banc des couches traversées, la présence de fossiles, et un essai d'interprétation tectonique sous forme de bloc diagramme.

Il est important de préciser les points suivants selon la nature de la roche:

Granite. Granulite. Gneiss	- Texture et examen pétrographique. Altérations. Diaclases.
Calcaire	- Fissuration. Perméabilité. Solubilité.
Craie	- Teneur en eau à l'état naturel. Porosité absolue. Solubilité.
Grès	- Module de déformation. Texture. Analyse chimique. Module de déformation. Comportement en présence de l'eau.
Marne	- Teneur en eau à l'état naturel. Analyse chimique. Module de déformation. Gonflement.
Schistes	- Analyse chimique (Pyrite). Schistosité et examen pétrographique. Comportement en présence de l'eau. Gonflement.

4. MECANIQUE DES SOLS (Sables et Graviers)

MS.1 Epaisseur (4.1.1)

Echantillonnage (4.1.2)

Nappe phréatique (4.1.3)

Enregistrement des variations de la nappe dans le temps.

Perméabilité (4.1.4)

Reconnaissance du substratum (4.1.5)

MS.2 Essais en laboratoire.

Porosité. Teneur en eau. Masse spécifique (4.2.1)

Granulométrie. Compacité. (4.2.2).

Perméabilité (4.2.3)

L'ensemble des résultats dans le cas d'un tel site doit permettre l'établissement d'un rapport orienté principalement vers la géotechnique et l'hydrogéologie, en ne négligeant pas toutefois l'importance de la nature du substratum.

problèmes de déformation. Toutefois, lors de la construction du tunnel et éventuellement de zones d'expériences, où les charges pourront être très élevées (ponts roulants, grandes chambres à traces, etc.) d'autres éléments interviendront, notamment les résistances à la compression, à la traction et la fragilité du matériau.

3.5.1 Résultats à fournir en première étape

- Densité: a) densité apparente, méthode hydrostatique (pésée des éprouvettes et mesure du volume après inhibition dans l'eau),
b) densité apparente par mesure dimensionnelle.

Module d'élasticité

a) Module d'élasticité statique

Le module d'élasticité statique E_s est déterminé de façon suivante: On procède par cycle de chargement et de déchargement de l'éprouvette en principe 5 cycles pour chaque valeur de ΔP (ΔP étant la différence de pression en bars appliquée sur l'éprouvette par l'intermédiaire d'une presse d'essai). Cette presse est munie d'un comparateur dont le palpeur est en contact avec le plateau inférieur de la presse. On enregistre ainsi les déformations subies par l'éprouvette durant l'application des cycles et on détermine Δh qui est la variation de hauteur de l'éprouvette en fonction de la pression appliquée.

Soit H la hauteur totale de l'éprouvette; le module d'élasticité statique est donné par la relation

$$E_s = \frac{\Delta P}{\Delta H/H} \quad \text{en bars}$$

b) Module d'élasticité dynamique

Le module d'élasticité dynamique E est déterminé par la méthode de mise en résonance (appareil Bouchet).

Les éprouvettes sont mises en vibration. On calcule la fréquence de la vibration fondamentale qui provoque la vibration de l'éprouvette en demi-onde et on en déduit le module d'élasticité "E".

Si "f" est la fréquence fondamentale de vibration

"L" la longueur de l'éprouvette en cm

"γ" le poids spécifique de la roche

"g" l'accélération de la pesanteur

le module d'élasticité E, exprimé en bars, est donné par la relation

$$E = 4f^2 L^2 \frac{\gamma}{g}$$

Pour la détermination de ces valeurs l'élanement devra être au minimum de 2. On définit par élanement le rapport entre la longueur de l'éprouvette et son diamètre. Les valeurs de ces 2 modules seront très différentes du fait que le module d'élasticité statique est un module de déformation, alors que le module dynamique se rapproche du module théorique.

3.5.2 Résultats à fournir pour la deuxième étape

Rappelons que la résistance de rupture à la compression simple ou à la traction simple est la charge maximum produisant la première rupture. au cours d'un essai progressif de compression ou de traction, cette charge étant rapportée à la section initiale de l'éprouvette.

La valeur de la limite de résistance à la traction simple peut être très faible, cela serait dû aux causes suivantes: plans de stratification, plans de schistosité, fissures même microscopiques dues aux effets tectoniques etc. Cette valeur de la résistance à la traction simple est liée au nombre de morceaux de carottes par mètre linéaire, grandeur que nous avons demandée d'indiquer dans le rapport de forage.

La fragilité ne peut être réellement déterminée qu'à partir de la courbe limite de rupture, "enveloppe" des cercles de Mohr, correspondant à la rupture pour différents modes de contrainte., mais l'ordre de grandeur en est fourni par le rapport entre la limite de rupture à la compression simple et la limite de rupture à la traction simple. Les renseignements à fournir seront donc:

- a) résistance à la compression simple en bars
- b) résistance à la traction simple en bars. Cette dernière valeur étant mesurée soit par la méthode brésilienne, soit par essai de traction uniaxiale.

Pour toutes ces raisons nous ne citerons qu'une formule liant le coefficient de Darcy à la granulométrie:

$$K = A \frac{\gamma}{\mu} d_{10}^2 e^2$$

A est une constante qui dépend des unités choisies

μ la viscosité dynamique

d_{10} la taille effective

La taille effective d_{10} est celle dont le logarithme est l'abscisse du point de la courbe granulométrique d'ordonnée 0,10.

A = 20 pour:

K exprimé en cm/s

d_{10} en cm.

<u>Température en degré centigrade</u>	<u>γ/μ</u>
0°	0,558
5°	0,658
10°	0,764
15°	0,876
20°	0,993
25°	1,118

4.2.4 La reconnaissance complète nécessitera bien d'autres études et celles-ci entraîneront l'exécution de puits, de tranchées, éventuellement de galeries. Des essais de chargement afin de déterminer la force portante du sol pourront être entrepris et être poursuivis assez longtemps pour obtenir un tracé correct de la courbe des tassements de fonction du temps.

Bibliographie

- 1) BAULE, Heinrich und MULLER, Erich, Messung Elastischer Eigenschaften von Gesteinen. Handbuch der Physik, Band XLVII - Geophysik I, 1956.
- 2) CAILLEUX, A., Les roches - Presses Universitaires de France 1965.
- 3) CAQUOT et KERISEL, Traité de Mécanique des Sols. Gauthiers-Villars, Paris 1949.
- 4) COULOMB, Jean, La constitution physique de la terre, Paris 1952. Ondes sismiques - La Terre. Encyclopédie de la Pléiade 1959.
- 5) DESIO, Ardito, Geologia applicata alla ingegneria. Hoepli 1959.
- 6) GERVAISE, Jean, Geodätische Feinmessungen zur Untersuchung der Lage und Höhenstabilität des Protonen-Synchrotrons CERN in Genf, 1965.
- 7) GIGNOUX, H., Géologie des Barrages. Masson, 1955. Géologie Statigraphique. Masson, 1960.
- 8) GOUVERNET, C., Communication privée, 1965.
- 9) GOGUEL, J., Application de la Géologie aux Travaux de l'Ingénieur. Masson, 1959.
- 10) MAYER, A., Précis de Mécanique des Sols. Armand Colin, 1959.
- 11) MAILLET, R., La prospection sismique du sous-sol. Ann. des Mines, 1931.
- 12) MALLET, Ch., Les Barrages en Terre. Eyrolles, 1951. Sur la Théorie de la déformation permanente et de la rupture. Travaux Octobre-Novembre 1952, Nov. 1953.
- 13) ROSENAK, Sidney, Soil Mechanics. B.T. Batsford Ltd., London, 1963.
- 14) ROTHE, J.P., Les effets des tremblements de terre. La Terre, Encyclopédie de la Pléiade, 1959.
- 15) SARCIA, J., Communication privée.
- 16) SCHOELLER, H., Les Eaux Souterraines. Masson, 1962.
- 17) TALOBRE, J., La mécanique des roches appliquée aux travaux publics. Dunod, 1957.
- 18) TAYLOR, Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley and Sons Ltd., 1948.
- 19) TERZAGHI, K. et PECK, R.B., Mécanique des sols appliquée. Dunod, 1961.
- 20) TIDESTRÖM, S. Hison, Manuel de Base de l'Ingénieur. Dunod, 1959.
- 21) TSCHEBOTARIOFF, Soil Mechanics. Foundations and Earth Structures. McGraw Hill, New York, 1951.

Granite. Granulite. Gneiss	- Texture et examen pétrographique. Altérations. Diaclasses.
Calcaire	- Fissuration. Perméabilité. Solubilité.
Craie	- Teneur en eau à l'état naturel. Porosité absolue. Solubilité.
Grès	- Module de déformation. Texture. Analyse chimique. Module de déformation. Comportement en présence de l'eau.
Marne	- Teneur en eau à l'état naturel. Analyse chimique. Module de déformation. Gonflement.
Schistes	- Analyse chimique (Pyrite). Schistosité et examen pétrographique. Comportement en présence de l'eau. Gonflement.

4. MECANIQUE DES SOLS (Sables et Graviers)

MS.1 Epaisseur (4.1.1)

Echantillonnage (4.1.2)

Nappe phréatique (4.1.3)

Enregistrement des variations de la nappe dans le temps.

Perméabilité (4.1.4)

Reconnaissance du substratum (4.1.5)

MS.2 Essais en laboratoire.

Porosité. Teneur en eau. Masse spécifique (4.2.1)

Granulométrie. Compacité. (4.2.2).

Perméabilité (4.2.3)

L'ensemble des résultats dans le cas d'un tel site doit permettre l'établissement d'un rapport orienté principalement vers la géotechnique et l'hydrogéologie, en ne négligeant pas toutefois l'importance de la nature du substratum.