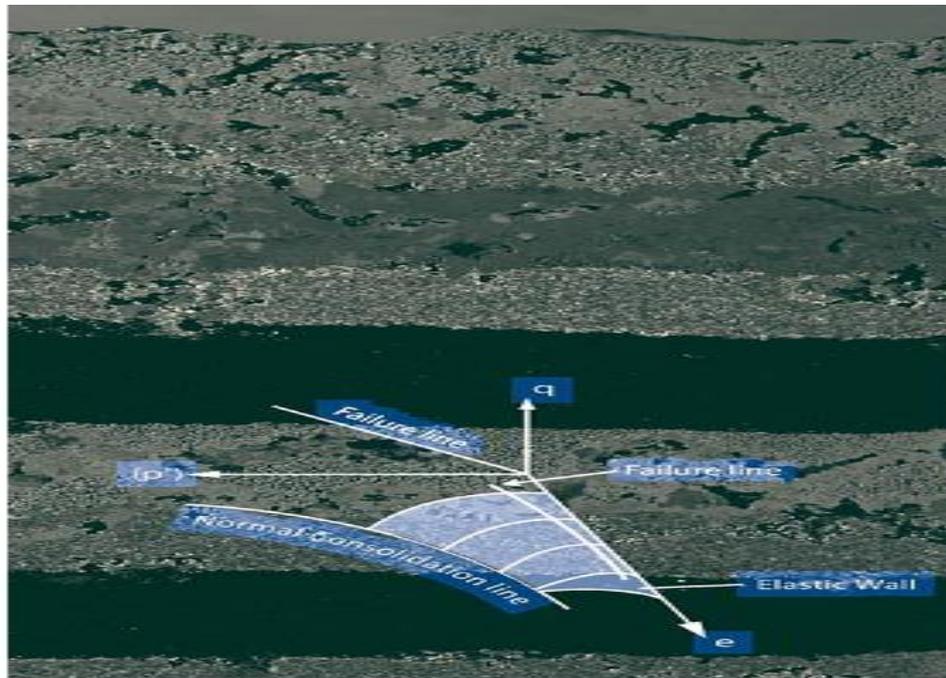


**Université BATNA 2**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**

---

**MASTER I GEOTECHNIQUE**  
**COURS**  
**Dynamique des Sols**



PRESENTE PAR KARECH TOUFIK ENSEIGNANT UNIVERSITE

MOSTEFA BENBOULAIID BATNA 2

# Chapitre I GENERALITES SUR LES SEISMES

## 1.1 Introduction

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il aura une rupture, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulée durant la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles. L'énergie brusquement dégagee le long de ces failles cause des séismes (tremblements de terre). Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture conséquente se fera dans les plans de faille déjà existants. A cause des forces de friction entre les deux parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs, dégageant à chaque fois un séisme. Dans une région donnée, des séismes se produiront à plusieurs reprises le long d'une même faille, puisque cette dernière constitue un plan de faiblesse dans la lithosphère. A noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide. Par conséquent, les séismes se produiront toujours dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est plastique.

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer.

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

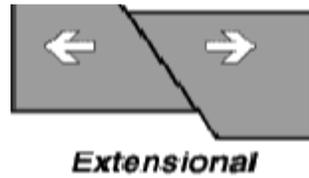
## 1.2 Les différents mécanismes des failles actives

Les différents « mécanismes » du jeu des failles correspondent aux différents types de contraintes possibles :

- traction (déplacements divergents)
- compression (déplacements convergents)
- cisaillement (déplacements « parallèles » mais de vitesses différentes ou de directions opposées).

Or, la roche résiste moins bien en traction qu'en cisaillement et qu'en compression. Ainsi une même roche rompra pour un niveau de contrainte plus ou moins élevé selon le mécanisme. Ceci conditionnera donc un cycle plus ou moins rapide (voir § 2. ) et des magnitudes plus ou moins fortes (voir § 2. ). L'identification des mécanismes des failles par les sismologues contribue à la compréhension de leur activité et ainsi aux arbitrages des politiques de prévention.

Faïlle normale  
(Traction)

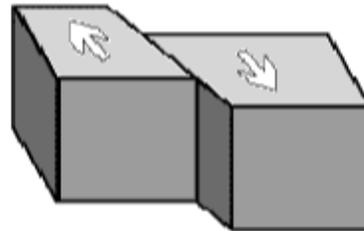


*Extensional*



*Compressional*

Faïlle inverse  
(Compression)



*Transform*

Faïlle en décrochement (Cisaillement)

### 1.2.1 Notion de cycle sismique d'une faïlle active

Chaque faïlle a un cycle sismique qui lui est propre et qui dépend de son mécanisme, de la vitesse de progression des contraintes, de la nature des roches et de sa géométrie. Le cycle de retour des séismes de différentes magnitudes obéit à des lois de probabilité. L'identification de ces lois par les sismologues fait partie des outils de la prévention.

### 1.2.2 La source sismique : surface de rupture sur la faïlle

La rupture brutale de la roche sur le plan de faïlle libère de l'énergie, sous forme de chaleur et d'émission d'ondes sismiques les secousses.

Plus la surface de la rupture et le déplacement sont importants, plus la quantité d'énergie libérée l'est, plus les secousses sont violentes. La Magnitude représente la quantité d'énergie libérée par le séisme. On nomme foyer le lieu du plan de faïlle où commence la rupture, alors que l'épicentre désigne le point de la surface terrestre à la verticale du foyer.

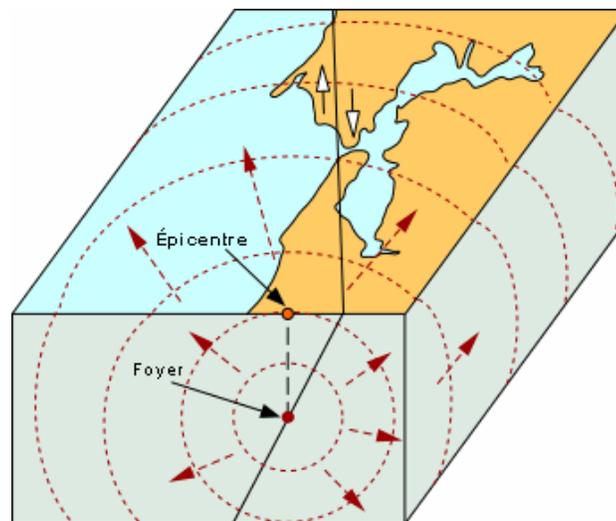


Figure 1.1 Propagation d'Onde Sismique en 3D

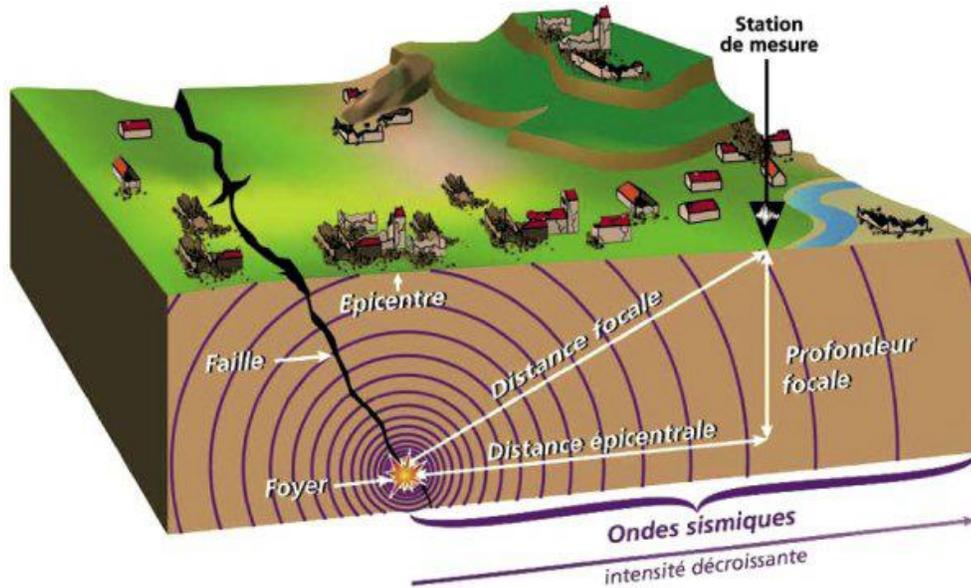


Figure 1.2 Propagation d'Onde Sismique en 2D

- foyer = lieu situé en profondeur où se produit la rupture de la roche et donc la libération d'énergie.
- ondes sismiques = vibrations produites par un séisme qui se propagent dans la roche.
- faille = cassure de l'écorce terrestre qui partage un ensemble rocheux en deux ou plusieurs parties.
- épicentre = zone située à la surface du globe où le séisme est le plus fortement ressenti. L'épicentre est situé à la verticale du foyer.
- Sismographe : appareil qui permet d'enregistrer les vibrations du sol
- Sismogramme : c'est l'enregistrement des ondes sismiques à partir d'un sismographe

Le séisme est superficiel ou profond selon que le foyer est à faible (quelques kms) ou à grande profondeur (plusieurs dizaines ou centaines de kms). La violence du séisme dépend de la quantité d'énergie stockée au niveau de la faille avant le séisme et de la position de la faille par rapport à la surface. Plus précisément, selon le type de déplacement au niveau des failles, on distingue :

- les déplacements verticaux appelés rejets se produisant sur des failles normales dans les zones d'extension et sur des failles inverses dans les zones de compression, - les déplacements horizontaux appelés décrochements dans le cas des failles de coulissage ou des failles transformantes. En Algérie, la tectonique active est localisée dans la région nord du pays, essentiellement dans le Tell. Dans cette région, frontière entre les plaques Africaine et Eurasiatique, la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle de ces deux plaques et se traduit par la fermeture progressive des bassins néogènes et par la poursuite de l'édification de la chaîne.

### 1.3 L'aléa sismique

#### 1.3.1 L'enregistrement des séismes

Le séisme se manifeste à la surface du sol par une série de vibrations. Elles peuvent être enregistrées au moyen d'un appareil appelé sismomètre. Celui-ci restitue une « image » du séisme en termes d'amplitude de la vibration: le sismogramme. Pour un même séisme, les différents

sismogrammes obtenus, au niveau de toutes les stations sismologiques, permettent de localiser l'épicentre du séisme, par lecture des délais d'arrivée des ondes et méthode des cercles

### 1.3.2 La quantification des séismes

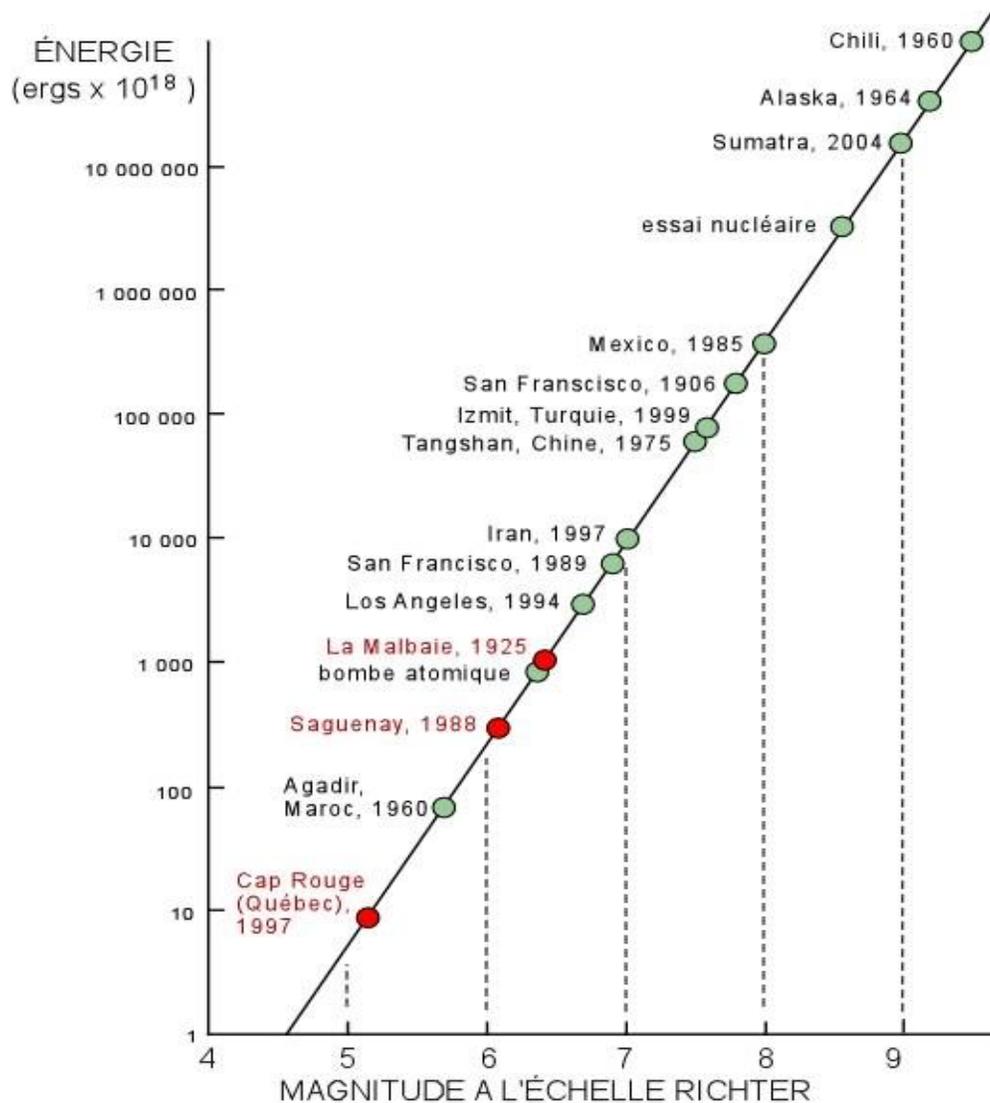
#### - **Magnitude :**

La magnitude est utilisée pour décrire l'énergie libérée par le séisme. C'est une valeur intrinsèque au séisme, qui n'est pas liée au lieu d'observation. Un séisme libère plus d'énergie, plus sa magnitude est élevée. Cette grandeur physique fut utilisée pour la première fois en 1935 par le sismologue américain, Charles Francis Richter, qui étudiait les séismes californiens. Pour évaluer la magnitude, il prenait en compte l'amplitude maximale de la secousse sismique enregistrée par un sismographe et la distance à l'épicentre. Un sismographe (« sismo= séisme » et « graphe =écrite ») est l'enregistrement des données d'un séisme dans la cible, il donne l'amplitude (en cm) ou l'accélération des mouvements du sol au moment d'un séisme. La magnitude est une grandeur physique complexe à appréhender car elle suit une fonction mathématique logarithmique et ne présente ni échelon (encore moins de degrés), ni limite supérieure ou inférieure. Quelques exemples concrets permettent toutefois de mieux cerner ce que représente la magnitude : — Accroître la magnitude de 1 (par exemple de 6 à 7) équivaut à multiplier par 30 l'énergie libérée, Accroître la magnitude de 2 (par exemple de 6 à 8) équivaut à multiplier par 1000 l'énergie libérée. — Ainsi, lors du séisme de magnitude 9.0 survenu au Japon le 11 mars 2011, une énergie équivalente à l'explosion de 30.000 bombes atomiques (type Hiroshima) a brutalement été libérée à 24 km de profondeur ! — le séisme le plus puissant s'est produit au Chili en 1960 et avait d'une  $M=9,5$ . La puissance d'un séisme est aussi caractérisée par la longueur de la faille qui entre en jeu. Les sismologues ont pu établir la relation entre la magnitude et les caractéristiques de la rupture d'une faille : plus la faille cède sur une longue distance, plus la magnitude est élevée. Par exemple, la rupture d'une faille sur 10 kilomètres libère, en à peine trois secondes, une énergie évaluée à magnitude 6 et engendre un déplacement relatif de blocs rocheux de 20 cm. Les différentes mesures effectuées lors du séisme du Japon du 11 mars 2011 ( $M=9.0$ ) ont révélé qu'une faille avait rompu sur 1000 km (Durée 2 à 3 minutes) et son glissement avait avoisiné les 25 mètres. Depuis Richter, les appareillages sismologiques se sont perfectionnés. Il existe à présent plusieurs manières d'estimer la magnitude. Ainsi, les sismologues et géophysiciens mesurent plusieurs magnitudes.

#### - **La magnitude de Richter :**

La magnitude d'un séisme (notée  $M$ ) est un chiffre sans dimension, représentant l'énergie libérée lors de la rupture. La magnitude est unique pour un séisme et indépendante du lieu d'observation. Estimée par exploitation des sismogrammes, la magnitude est théoriquement illimitée. Dans la pratique, aucune magnitude mesurée n'a dépassé 9,5 (au Chili, le 22 mai 1960). Augmenter la magnitude d'un degré revient à multiplier l'énergie libérée par trente. Ainsi, un séisme de magnitude 6 équivaut à la libération de l'énergie de trente séismes de magnitude 5.

Le graphique qui suit met en relation, la magnitude des séismes, sur échelle arithmétique, et l'énergie dégagée au foyer, sur échelle logarithmique; il présente aussi une comparaison entre quelques séismes les plus connus.



### - Intensité :

Les échelles de l'intensité correspondent à une évaluation conventionnelle et harmonisée des dégâts, fondée sur la perception humaine et l'observation des changements affectant les divers types de constructions ainsi que la nature. Un séisme de très forte magnitude peut avoir une intensité zéro lorsqu'il a lieu très loin de toute habitation. L'intensité est évaluée selon une échelle qui comporte 12 degrés (notés en chiffres romains de I à XII). L'échelle de Mercalli (élaborée en 1902) a été définie, puis modifiée par la suite, a été adaptée internationalement sous le nom d'échelle macrosismique international d'intensité. En 1964 par trois sismologues Medvedev, Sponheuer et Karnik ont proposé une nouvelle échelle dénommée MSK, cette méthode est plus précise que Mercalli, elle prend mieux en compte les indicateurs suivants (classification des constructions non sismique, importance des dommages, degrés d'endommagement et effets sur les personnes, structure et les sites naturels. En 1988, la Commission Sismologique Européenne décida de réviser l'échelle MSK64. Il fallut cinq années de recherches intenses, suivies d'une période test de quatre ans si bien que depuis 1996, la 25<sup>ème</sup> Assemblée Générale de la Commission Sismologique Européenne recommande fortement l'usage de la nouvelle échelle EMS98 à ses pays membres. L'Échelle Macrosismique Européenne (European Microseismic Scale) est fondamentale pour évaluer l'intensité sismique d'un tremblement de terre ressenti en

Europe mais aussi dans d'autres continents. Toutes ces échelles ont été définies sur douze degrés notés généralement en chiffres romains de I à XII. Le degré I correspond aux secousses les plus faibles, à peine ressenties, tandis que le degré XII exprime une destruction totale du paysage. Le nombre de victimes n'est pas pris en compte dans ces évaluations car il dépend non seulement de l'intensité, mais aussi du type local de construction, de la densité de population et de l'heure de l'avènement du séisme. Depuis 2000, l'échelle EMS 98 est devenue l'échelle de référence.

**- L'échelle de Mercalli :**

Il a été développé en 1902 et modifiée en 1931. Elle indique l'intensité d'un séisme sur une échelle de I à XII. Cette intensité est déterminée par deux choses: l'ampleur des dégâts causés par un séisme et la perception qu'a eu la population du séisme. Il s'agit d'une évaluation qui fait appel à une bonne dose de subjectivité. De plus, la perception de la population et l'ampleur des dégâts vont varier en fonction de la distance à l'épicentre. On a donc avec cette échelle, une échelle variable géographiquement. Mais, à l'époque, on ne possédait pas les moyens d'établir une échelle objective.

ÉCHELLE D'INTENSITÉ DE <b>MERCALLI</b>	MAGNITUDE À L'ÉCHELLE <b>RICHTER</b>
<b>I</b> Séisme perçu uniquement par quelques personnes dans des circonstances particulières; détecté seulement par des instruments très sensibles.	<b>2</b>
<b>II</b> Perçu par quelques personnes au repos et se trouvant aux étages supérieurs; balancement d'objets suspendus.	<b>3</b>
<b>III</b> Perçu principalement par des personnes à l'intérieur des édifices. Les automobiles stationnées peuvent bouger.	
<b>IV</b> Perçu par la plupart des gens à l'intérieur des édifices et par certains à l'extérieur; suffisant pour réveiller certaines personnes. Bruits de vaisselle, fenêtres et portes.	<b>4</b>
<b>V</b> Perçu par presque tout le monde; plusieurs personnes sont réveillées. Bris de vaisselle et de fenêtres; les objets instables sont renversés.	<b>5</b>
<b>VI</b> Perçu par tout le monde; plusieurs personnes sont effrayées et courent à l'extérieur; quelques meubles sont déplacés; quelques morceaux de plâtre tombent et quelques dommages aux cheminées. Dommages légers.	
<b>VII</b> La plupart des gens paniquent et courent à l'extérieur; dommages minimes aux constructions conçues pour les zones sismiques, de minimes à moyens chez les bonnes constructions ordinaires, importants chez les mauvaises constructions. Meubles renversés.	<b>6</b>
<b>VIII</b> Dommages légers aux constructions conçues pour les zones sismiques, importants chez les bonnes constructions ordinaires avec des effondrements possibles, catastrophiques chez les mauvaises constructions.	<b>7</b>
<b>IX</b> Dommages considérables aux constructions conçues pour les zones sismiques. Edifices déplacés sur leurs fondations. Fissuration du sol. Bris des canalisations souterraines.	
<b>X</b> Quelques bonnes constructions en bois et la plupart des constructions en maçonnerie sont détruites. Sol fortement fissuré. Plusieurs glissements de terrain se produisent.	<b>8</b>
<b>XI</b> Très peu de constructions en maçonnerie restent debout; rails tordus; ponts détruits. Grandes fissures dans le sol.	
<b>XII</b> Destruction quasi totale. Ondulations visibles à la surface du sol. Objets projetés dans les airs.	<b>9</b>

L'intensité macrosismique : L'intensité macrosismique EMS98 est estimée par observation des désordres sur les bâtiments et les infrastructures, ainsi que par la perception du séisme par la population. Elle comporte douze niveaux (de I à XII). Pour un même séisme, l'intensité macrosismique varie dans l'espace en fonction de la distance à l'épicentre et des phénomènes annexes, tels que l'amortissement ou l'amplification des ondes sismiques (effets de site). La zone d'intensité maximale est appelée épicentre macrosismique et peut être différente de l'épicentre réel.

Pour un séisme donné, l'intensité varie principalement avec la distance épacentrale et la profondeur focale. Sur une carte, une courbe isoséiste est obtenue en reliant entre les lieux d'égale intensité. Le

centre de la courbe de plus forte intensité est appelé épicycle macrosismique. Pour les séismes historiques (produits avant l'installation du réseau sismographe aux années 1960 environ), les observations macrosismiques (descriptions des dégâts) sont les seules informations disponibles pour déterminer l'épicentre du séisme.

En Europe, l'échelle d'intensité EMS-98 précise l'ancienne échelle MSK utilisée jusqu'alors; elle comporte douze degrés. L'EMS-98 fut la première échelle d'intensité à être illustrée : des dessins montrent graphiquement avec précision le niveau de dommage désigné. L'emploi des illustrations est censé améliorer la standardisation entre les utilisateurs de l'échelle. (Commission européenne de Sismologie, 1989). (in [1]).

#### 1.4 Les séismes les plus importants qu'a connus l'Algérie depuis 1365

Localité	Date	Io*	M*	Victimes	Observations
Alger	03-01-1365	Forte	Forte	plusieurs	Destructeur : Alger complètement détruite. 100 répliques pendant la nuit une partie d'Alger fut inondée.
Alger	10-03-1673	Forte	Forte	?	Destructeur : comparable au séisme de 1716.
Atlas Métidjien	03-02-1716	X	7.5	20 000	Destructeur : Alger plusieurs maisons détruites (plusieurs répliques (4,5 et 26 février, mai et juin).
Oran	09-10-1790	IX-X	6.5-7.5	2 000	Destructeur : Dégâts au pied des monts de Murdjadjo. 3 importantes répliques : 19-10(Io=V); 21-10(Io=V); 25-10(Io=VI-VIII); ressenties à Malte.
Blida	02-03-1825	X-XI	7.5	7 000	Destruction de Blida et peu de dégâts à Alger. 11 importantes répliques ont été ressenties entre le 02 et le 06/03.
Djijelli	22-08-1856	X	7.5	?	Destructeur : un raz de marée a été observé le long du littoral (Alger, La Calle, Nice...) le précurseur du (21-08) et le choc principal ont détruit les ¼ des Habitations à Djijelli. La réplique la plus importante a atteint une intensité Io=VIII.
Gouraya	15-01-1891	X	7.5	0038	Destructeur : Dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites. 53 immeubles et maisons détruits ou endommagés. Dégâts à Cherchell, Kherba, El Affroun, Mouzaia, Blida, Miliana et Orléansville. Mouvement vertical observé à Gouraya. Ressenti à Saïda et Djelfa. fortes Répliques. Rayon macrosismique=200km.
Chlef (Orléansville, El Asnam)	09-09-1954	X-XI	6.7	1 243	Destructeur : 20.000 habitations détruites. effets observés : glissement de terrain et liquéfaction du sol. plusieurs répliques.
Chlef (Orléansville, El Asnam)	10-10-1980	IX	7.3	2 633	Destructeur : 8369 blessés, 348 portés disparus, 6778.948 sinistrés, 70% des Habitations détruites. Faille inverse sismogène a été observée. Une forte Réplique a été enregistrée une heure après le choc principal (M-6.5) et Plusieurs répliques pendant une année.

Tableau 1.2 Données extraites à partir de la liste des séismes survenus entre 1365 et 1990 publiée dans l'ouvrage «Les séismes en Algérie entre 1365 à 1992», page 266, annexe C.)

Io\* = Intensité maximale ; M\* = Magnitude

##### 1.4.1 Tenir compte des effets de sites

Les couches géologiques superficielles peuvent influencer le mouvement sismique en surface. La RFS 2001-01 recommande donc d'adapter le spectre de réponse en fonction du type de sol sur lequel repose l'installation. La RFS 2001-01 distingue différents types de sol en fonction de la vitesse de propagation des ondes sismiques de cisaillement (Vs) moyennée sur les 30 mètres les plus superficiels de la colonne de sol sous le site. Pour les sols ayant des Vs faibles (qualifiés de sol meubles), le mouvement sismique incident peut être amplifié et sa durée augmentée.

Par ailleurs, des configurations particulières peuvent aussi perturber la propagation des ondes sismiques (par exemple : bassin sédimentaire enchâssé dans un milieu rocheux, forte épaisseur de sol meuble). Dans une telle situation, la RFS 2001-01 recommande de mener des études spécifiques en vue de déterminer le mouvement sismique à prendre en compte (aux niveaux SMHV et SMS).

##### 1.4.2 Calculer les mouvements du sol à prendre en compte pour le dimensionnement des installations

Une fois les caractéristiques du ou des SMS et, le cas échéant, du paléoséisme établies (magnitude, distance entre le foyer du séisme et le site de l'installation) il est nécessaire de définir le mouvement du sol attendu au site. Ce mouvement sera ensuite utilisé par les ingénieurs du génie civil pour établir et/ou vérifier le dimensionnement des installations et des équipements.

Le mouvement du sol peut être décrit sous différentes formes : l'évolution de l'accélération du sol en fonction du temps (dit accélérogramme) ou le « spectre de réponse ». Ce dernier, qui est couramment utilisé, exprime l'accélération maximale (et donc la force) à laquelle est soumise une série de ressorts, chacun caractérisé par une fréquence caractéristique (voir Figure 5). En première approximation, ces ressorts peuvent être assimilés à des bâtiments ou à des équipements.

2

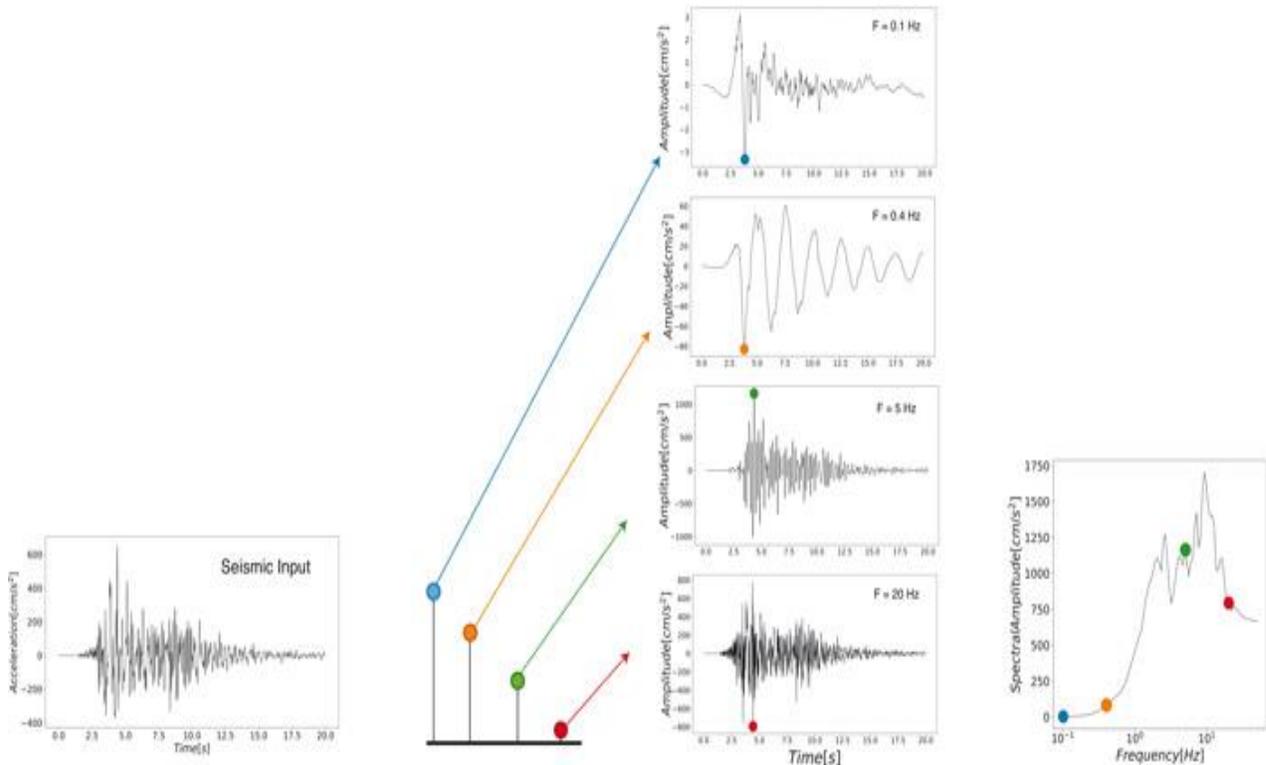


Figure 5 : Le spectre de réponse décrit le comportement d'oscillateurs simples sous sollicitation sismique. Il permet d'évaluer les forces qui s'exerceront sur un bâtiment lors d'un séisme (IRSN).

## Chapitre II : PROPAGATION DES ONDES

### 2.1 La secousse sismique, caractérisation des ondes sismiques.

Libérées par la rupture sur la faille, des ondes sismiques se propagent dans toutes les directions. Plusieurs types d'ondes aux effets différents sur les sols et les structures sont générés par le séisme. La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes (et de leurs conditions de propagation) permet de comprendre leur action sur une structure en fonction du site géologique où se situe la construction et de sa distance au foyer.

#### 2.1.1 Les ondes de volume

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source. Lorsqu'elles arrivent à la surface elles provoquent les déformations des constructions sous l'effet des forces d'inertie (forces qui s'appliquent à une masse qui subit une accélération, comme le passager d'un véhicule qui démarre ou freine).

- **Les ondes P (Primaires)** : Qui progressent en animant les particules des sols traversés en compression/dilatation comme les mouvements des spires d'un ressort. Elles secouent les bâtiments de haut en bas.

$$V_p = \sqrt{\frac{K+4/3\mu}{\rho}} \quad 2.1$$

$V_p$  : Vitesse des ondes P

$\rho$  : masse volumique (en  $\text{kg.m}^{-3}$ ) : Plus un corps est dense, plus il est difficile à mettre en mouvement : l'onde se propage alors moins vite...

$K$  (coefficient de compressibilité) : une pression (en GPa), c'est la résistance d'un matériau au changement de volume sous l'effet de la pression

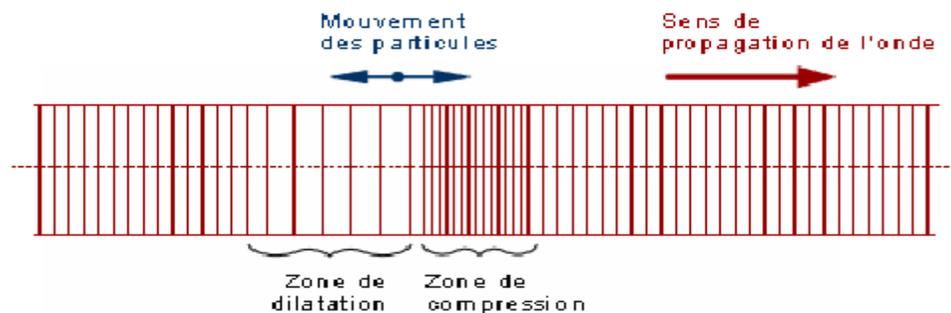
$\mu$  (coefficient de résistance à la déformation) : une pression (en GPa), c'est la résistance d'un matériau à changer de forme sous l'action d'une force cisailante.

Quand on s'enfonce dans le sol, la masse volumique des matériaux augmente (en particulier parce que la pression augmente) donc la vitesse des ondes devrait diminuer. Mais quand la pression augmente,  $K$  et  $\mu$  (au numérateur) augmentent plus que  $\rho$ . Donc la vitesse des ondes P augmente avec la profondeur.

La température du milieu a aussi une influence, quand elle croît, la vitesse décroît (augmentation de la distance entre les particules composants la matière)

- **Les ondes S (Secondaires)** : Qui progressent en cisillant le sol perpendiculairement à leur sens de cheminement. Elles secouent les bâtiments horizontalement dans tous les sens.

**Onde P (compression)**



### Onde S (cisaillement)

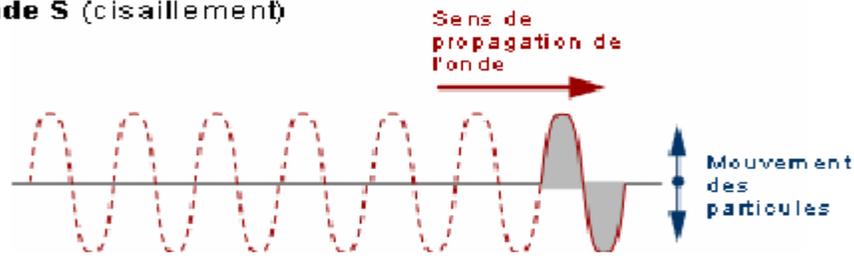


Figure 2.1 Représentation schématique du mouvement des ondes P et des ondes S

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad 2.2$$

Dans un liquide,  $\mu = 0$  car on ne peut pas déformer un liquide par cisaillement donc les ondes S ne se propagent pas dans un liquide.

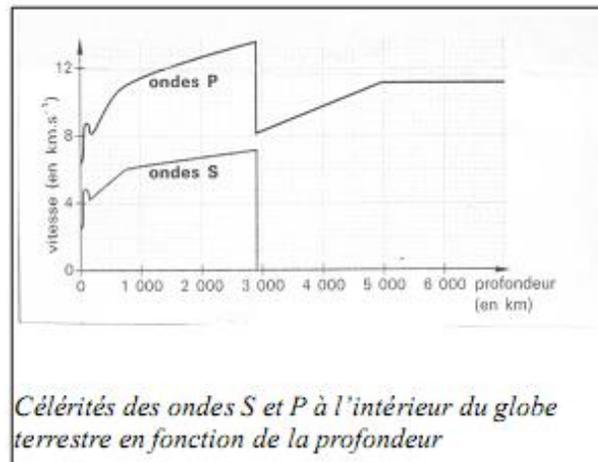


Figure 2.2 Célérités des ondes S et P

#### 2.1.2 Les ondes de surface :

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre, Leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte. On peut distinguer :

**2.1.3 L'onde de Love :** le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.

**2.1.4 L'onde de Rayleigh :** le déplacement est complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement à la fois horizontal et vertical, elliptique, en fait. Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de

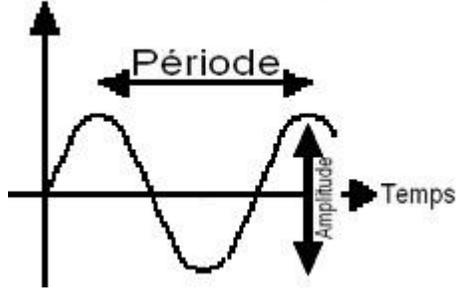
Rayleigh. Le document joint montre les 4 sortes d'ondes sismiques fondamentales ressenties lors d'un tremblement de terre.

### 3 Caractéristiques de toutes les ondes sismiques

Toutes ces ondes mécaniques, comme les ondes électromagnétiques, transportent de l'énergie sans transporter de matière. Ainsi l'énergie émise par un séisme est transportée par les différentes ondes sismiques, les ondes R et L transportant le plus d'énergie sont logiquement les ondes les plus destructrices. Les ondes P et S transportent aussi de l'énergie mais en quantité inférieure et donc font moins de dégâts. Mais lors de la propagation des ondes dans les différents milieux, à cause des frottements, une partie de l'énergie transportée est perdue (elle se transforme en chaleur). Donc plus le séisme est éloigné moins il y aura de dégâts.

Les dégâts observés en surface sont liés à l'énergie transportée par les ondes, ils diffèrent en fonction de l'amplitude, de la fréquence et de la durée des vibrations engendrées par les ondes qui caractérisent les phénomènes ondulatoires :

- La période est la durée d'un cycle d'oscillation
- La fréquence, le nombre de cycles par seconde
- L'amplitude est mesurée de « pic à pic » sur un sismogramme :



L'énergie produite par un séisme peut être calculée grâce à l'une de ces caractéristiques : l'amplitude. L'amplitude maximale d'un séisme est l'une des vibrations du sol entraînée par le mouvement ondulatoire des ondes R (les plus puissantes). Cette amplitude maximale permet de mesurer la magnitude d'un séisme :

$$M = \log(A) - A_0 + c + \log(D) \quad 2.3$$

A : amplitude maximale mesurée sur un sismogramme (mm)

A<sub>0</sub> : amplitude de référence correspondant à un séisme de magnitude 0 à 100 km (A<sub>0</sub> = 2,48)

D : distance épicentrale (km)

M : magnitude de Richter

C : constante de calibration (c = 2,76)

log : logarithme décimal

La magnitude peut-être aussi reliée à l'énergie libérée par le séisme par la relation ci-dessous :

$$\log E = 4,5 + 1,5M$$

E : énergie (en Joules)

M : magnitude

### 4 Analyse de la propagation des ondes

Le chargement dynamique du sol se manifeste sous forme de propagation d'ondes dans le massif. La caractéristique de ces ondes et l'étude de leur propagation permettent d'élucider bon nombre de

phénomènes vibratoires dans le sol. Comme le sol est composé de trois phases (air, eau et solide). Chacune des phases vibrent différemment en fonction de ces propriétés mécaniques. La vibration des grains dépend de leur degré de saturation c'est-à-dire la célérité des ondes dans un sol saturé diffère de celle dans le même milieu considéré sec. En conclusion le comportement dynamique du sol est assez complexe et dépend entre autre de la nature du sol, de ses propriétés mécaniques, de son degré de saturation, de sa perméabilité, et des conditions de drainage.

## 5 Propagation des ondes à une seule direction

### Exemples

Dans des conditions géométriques particulières relatives au système sol/ouvrage, il arrive que la propagation des ondes s'effectue selon une seule direction, tels que les exemples illustrés à la figure 2.5, la figure 2.5a schématise le comportement d'un sol ayant une épaisseur négligeable devant les dimensions du radier. De ce fait les déplacements horizontaux du sol sous un chargement vertical sont négligeables. Le chargement provenant par exemple des machines se traduit par la propagation des ondes verticales.

L'opération du battage d'un pieu préfabriqué, illustré à la figure 2.b l'énergie de battage est fournie par la chute libre du mouton sur le casque ce qui induit du fait de l'élancement élevé du pieu, des ondes verticales se propagent le long du pieu. Enfin à la figure 2.5c on présente le cas d'une sollicitation sismique déclenchée en profondeur à partir d'un foyer supposé de grande étendue. Les ondes sismiques de cisaillement se propagent dans ce cas verticalement et le sol manifeste des déplacements horizontaux.

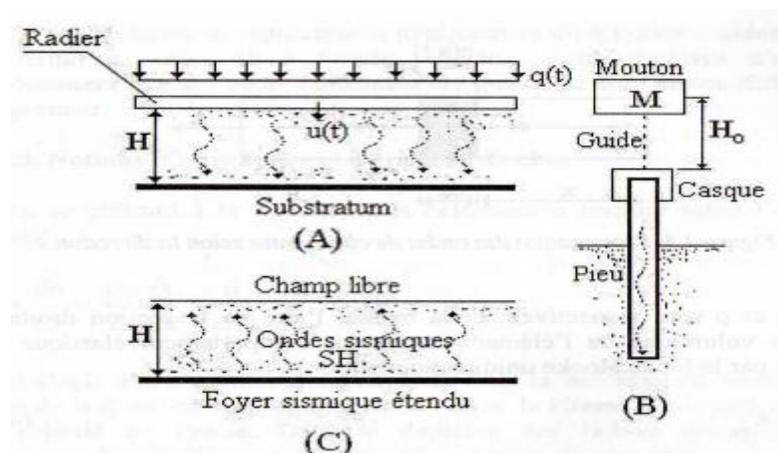


Figure 2.5 Exemple de propagation d'onde à une direction

## 2.4 Equation de propagation des ondes

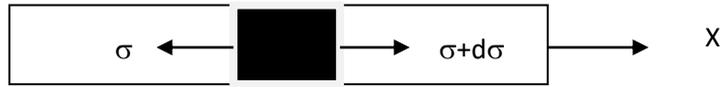


Figure 2.6 Propagation d'onde suivant X

Soit M,S, $\rho$  respectivement la masse, l'aire de la section droite et la masse volumique de l'élément a étudié.

Le comportement élastique de l'élément est décrit par la loi de Hook :

$$\sigma = E \varepsilon \quad 2.4$$

$$\sum F_x = M \ddot{U} \quad 2.5$$

$$(\sigma + d\sigma)S - \sigma S = \rho S dx \ddot{U} \quad 2.6$$

$$\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} = \frac{1}{c_1^2} \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} \quad 2.7$$

Avec  $C_1$  est la vitesse de propagation de l'onde

$$C_1 = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = v_x \quad 2.8$$

L'équation Eq 2.7 est appelée équation de la corde vibrante ou équation des ondes vibratoire unidirectionnelle. La solution de cette équation est :

$$U(x, t) = g(x).U(t) \quad 2.9$$

$g(x)$  : Fonction de position ou déformée modale

$U(t)$  : Amplitude modale

La solution de cette équation est donnée sous la forme suivante :

$$U(x, t) = U_1(X - v_x t) + U_2(X + v_x t) \quad 2.10$$

$U_1$  : Déplacement du à l'onde incident

$U_2$  : Déplacement du à l'onde réfléchi

## 2. 5 Notion d'impédance et de polaire de choc

En se référant à la barre figure 2.6 en déformations linéaire

$$\varepsilon = \frac{\partial U}{\partial x} = \frac{\partial U}{\partial t} \frac{\partial t}{\partial x} = \frac{\dot{U}}{C_1} \quad 2.11$$

C'est une relation fondamentale reliant la déformation linéaire le long de la direction de propagation de l'onde.

$$\sigma = \frac{E}{C_1} \dot{U} = \rho C_1 \dot{U} = Z_S \dot{U} \quad 2.12$$

Equation qui d'écrit un comportement elasto-dynamique.

$$(Z_S = \frac{E}{c_1} = \rho C_1 = \sqrt{E\rho}) \quad 2.13$$

$Z_S$  : D'écrit l'inertie du milieu élastique au passage d'onde, on l'appelle aussi impédence unidirectionnelle dépendant de la densité et du module de déformation du milieu.

En présence éventuelle d'un état initial de contrainte

$$U(0) = \dot{U}_0 \text{ et } \sigma(0) = \sigma_0$$

$$\sigma = \sigma_0 + Z_S (\dot{U} - \dot{U}_0) \quad \text{Onde Incidente}$$

$$\sigma = \sigma_0 - Z_S (\dot{U} - \dot{U}_0) \quad \text{Onde Réfléchie}$$

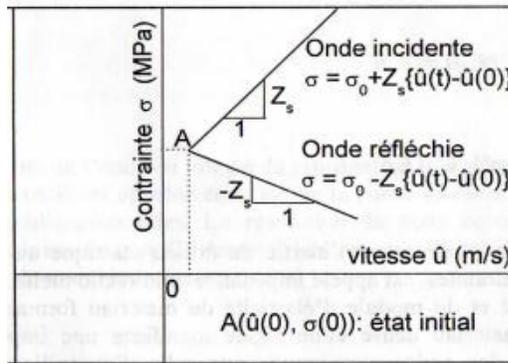


Figure 2.7 Loi elasto-dynamique Unidimensionnelle

## 2.6 Transmission réflexion des ondes unidirectionnelle

A l'interface de deux milieux ayant des impédances différentes comme présenter à la figure 2.7

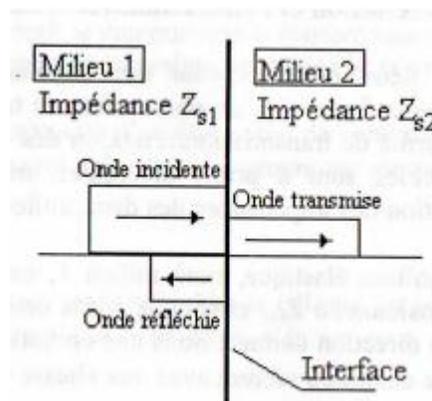


Figure 2.8 transmission/réflexion des ondes

Un phénomène de transfert d'énergie se manifeste sous forme de transmission/réflexion des ondes transmises et réfléchies sont à priori inconnues, mais peuvent être déterminées en fonction des impédances des deux milieux et des données de l'onde incidente.

Soit un milieu élastique noté milieu I caractérisé par une impédance unidirectionnelle  $Z_{s1}$  sous une contrainte normale égale à  $\sigma_i$  le milieu vibre avec une vitesse  $v_i$

$$\sigma_i = Z_{s1} \dot{U}_i$$

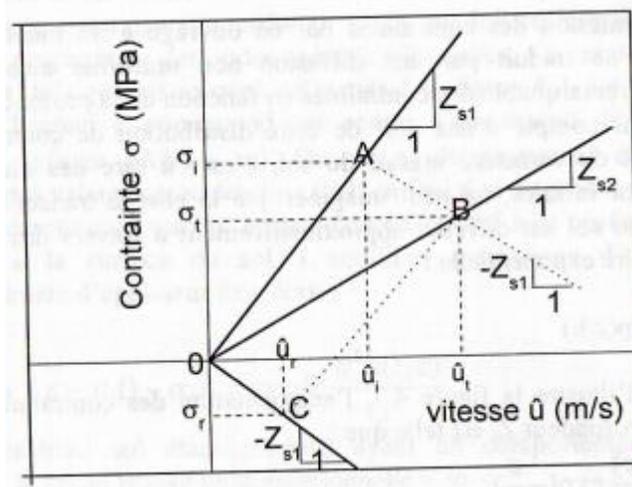


Figure 2.9 présentation graphique de

L'état de contrainte dans le milieu 1 caractérisé par une impédance  $Z_{s1}$  est présenté par le point A, atteignant les frontières de ce milieu, supposons que les ondes rencontrent un milieu au repos, noté milieu 2, caractérisé par une impédance  $Z_{s2}$  différente de  $Z_{s1}$ , l'onde transmise est caractérisée par une contrainte normale  $\sigma_t$  et une vitesse  $\dot{U}_t$  ( $\sigma_t = Z_{s2} \dot{U}_t$ ) qui est représenté par le point B.

L'onde réfléchie se propage dans le milieu 1 en vibration sous l'onde incidente. Le point C représentant l'onde réfléchie est décrit par la relation suivante :

$$\sigma_r = \sigma_i - Z_{s1}(\dot{U}_r - \dot{U}_i)$$

À l'interface des deux milieux, la continuité des vitesses et des contraintes exige que

$$\dot{U}_t = \dot{U}_i + \dot{U}_r$$

Et

$$\sigma_t = \sigma_i + \sigma_r$$

Questions de cours

1. Dans quel cas l'onde réfléchie ne se manifeste-t-elle pas ?
2. Quelle est la différence entre la célérité d'onde et la vitesse d'une particule ?
3. En comparant la loi élasto-statique de Hooke d'un matériau élastique et la loi élasto-dynamique, quelle est la signification physique de l'impédance ?
4. Dans quelles conditions se manifeste une onde de Love dans un sol supposé élastique linéaire ?
5. Donner un exemple pratique montrant l'utilité de détermination de la zone utile des ondes de Rayleigh.

6. Quelle est l'épaisseur de la zone utile des ondes Love dans un sol bicouche formé d'une couche d'argile molle épaisse de  $H$  et surmontant un massif de marne saine ? Pourquoi ?
7. Ordonner d'une manière décroissante les célérités des ondes suivantes : P, S, R, et onde unidirectionnelle (onde 1D).
8. En un instant donné, comment varie en fonction de la profondeur l'amplitude des déplacements d'un point soumis à une onde R ?
9. Ecrire la relation entre la vitesse particulière d'un point donné, la déformation linéaire en ce point et la célérité d'onde 1D passant en ce point.

**Problème 2.1.** Polaires de choc d'une barre

Considérons une barre élastique très longue caractérisée par une impédance  $Z$  et recevant à son extrémité un choc sous forme d'une contrainte normale de compression de valeur  $\sigma_i$  constante pendant un laps de temps très bref. Sous l'effet du choc, les sections de la barre vibrent avec une vitesse incidente  $v_i$ .

- 1) A partir des polaires de choc, étudier le phénomène de transmission-réflexion à l'autre extrémité de la barre dans les cas suivants :
  - a) extrémité libre,
  - b) extrémité encastrée,
  - c) extrémité reliée à une barre identique caractérisée par une impédance égale à  $Z/3$ .
- 2) Application numérique: barre en béton  $E=3000$  MPa,  $\rho=2000$  kg/m<sup>3</sup>,  $\sigma_i=50$  kPa et  $v_i=2$  mm/s.
- 3) Interpréter les résultats.

**Problème 2.2.** Analyse des vibrations d'un radier par la méthode de l'aire exponentielle

Un ouvrage industriel est fondé sur un radier circulaire de rayon égal à 15 m. On suppose que le sol d'assise est un matériau élastique homogène caractérisé par un module d'élasticité dynamique de 60 MPa, un coefficient de Poisson de 0.45 et une masse volumique de 1850kg/m<sup>3</sup>.

Les machines transmettent en régime permanent à la fondation une charge harmonique verticale ayant une pulsation de 10 Rad/s et une amplitude de 10 kN. On suppose que la propagation des ondes sous le radier se fait essentiellement selon la direction verticale. On demande d'utiliser la méthode de l'aire exponentielle et calculer:

- 1) la célérité de l'onde 1D et la hauteur caractéristique,
- 2) la fréquence adimensionnelle, et la célérité apparente,
- 3) les parties réelle et imaginaire de l'impédance  $K_s$  du radier sous chargement vertical,
- 4) l'amplitude du déplacement vertical du radier.

**Problème 1.3.** Essai de choc oedométrique sur du sable

Un échantillon de sable sec ayant une masse volumique de 1800kg/m<sup>3</sup>, est placé dans un moule oedométrique rigide de dimensions spéciales (voir figure 2.7). Sous l'effet d'un choc en surface de l'échantillon, celle-ci subit une vitesse incidente de 50mm/s. L'interprétation de l'accélérogramme a permis de mesurer un temps aller-retour de l'onde égal à  $10^{-3}$  s. On demande de calculer :

- 1) la célérité  $C$  de l'onde incidente dans le sable,
- 2) le module  $E_s$  d'élasticité du sol,

- 3) l'impédance du sol au choc,
- 4) la contrainte verticale incidente dans le sable,
- 5) les contraintes transmises et réfléchiées à la base du moule,
- 6) les vitesses transmises et réfléchiées à la base du moule.

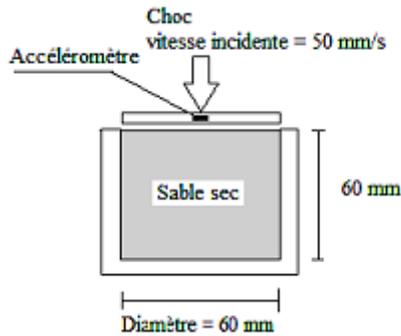


Figure 2.7 Essai de choc oedométrique sur du sable

**Problème 1.4.** Interprétation de l'essai aux barres de Hopkinson

La figure 2.83 illustre un schéma de principe de l'essai. Les barres (0), (1) et (2) sont en acier et sont très longues par rapport à l'échantillon du sol. I, II et III sont des jauges de contraintes permettant la mesure des contraintes  $\sigma_0$ ,  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  respectivement. Le piston a pour rôle d'absorber les ondes incidentes dans la barre (2). Un échantillon de limon argileux saturé ayant une masse volumique de  $1450 \text{ kg/m}^3$  et épais de  $10 \text{ mm}$  a été soumis à l'essai aux barres de Hopkinson. Les jauges de contraintes aux extrémités de l'échantillon ont donné les premières mesures de contraintes, à savoir :  $\sigma_1=5.05 \text{ MPa}$  et  $\sigma_2=10 \text{ MPa}$ .

- 1) Tracer la polaire de choc de l'échantillon du sol,
- 2) Calculer l'impédance de l'échantillon et en déduire son module Dynamique. (Prendre pour les barres  $E_b=2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$  et  $\rho_b=7850 \text{ kg/m}^3$ ).

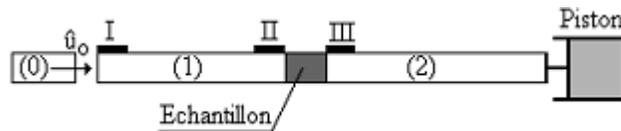


Figure 2.8 Schéma de principe de l'essai aux barres de Hopkinson

**Problème 1.6.** Onde de choc dans un radier

Un radier de grandes dimensions, caractérisé par un module d'Young de  $35000 \text{ MPa}$  et une masse volumique de  $2500 \text{ kg/m}^3$  est réalisé sur un sol bicouche schématisé à la figure 2.9. La couche du sable dense est caractérisée par un module de déformation élastique dynamique de  $65 \text{ MPa}$  et une masse volumique de  $1700 \text{ kg/m}^3$  et celle de l'argile plastique par un module de  $33 \text{ MPa}$  et une masse volumique de  $1350 \text{ kg/m}^3$  ; le tout repose sur un horizon rocheux considéré comme un substratum. L'épaisseur de chaque couche est négligeable devant les dimensions du radier.

Au cours du chantier de réalisation, une masse tombe en chute libre transmettant au radier une impulsion sous forme d'une pression verticale incidente de  $85 \text{ kPa}$  et une vitesse verticale incidente de  $9.1 \text{ mm/s}$ .

1. Quelle est la direction du déplacement de chaque couche ? Pourquoi ?

2. Comment appelle-t-on ce type de déplacement ?
3. Calculer les impédances du radier et de chaque couche ?
4. Etudier le phénomène de la première transmission/réflexion des ondes à l'interface de la couche du sable et du radier.
5. Déterminer les caractéristiques de l'onde transmise à la couche d'argile.
6. Calculer la contrainte verticale transmise au rocher.

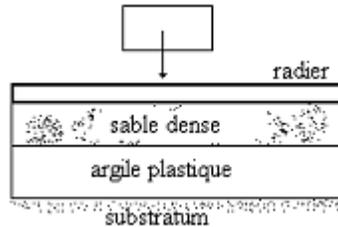


Figure 2.10 Schéma de chute d'une masse sur un radier

## Chapitre III : LE PHENOMENE DE LA LIQUEFACTION

### 3.1 Description du phénomène

La liquéfaction est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. La liquéfaction se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau ; la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle.

Avant un séisme, la pression de l'eau est relativement basse. Cependant, les secousses d'un séisme peuvent causer une augmentation considérable de la pression d'eau interstitielle jusqu'au point où les particules de sol peuvent facilement se déplacer l'une par rapport à l'autre.

### 3.2 Explication du phénomène

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité sismique). Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, Définies par :

- 6 leur nature : sables, limons, vases
- 7 leur cohésion : formations peu compactes
- 8 leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau
- 9 leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm.

La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau. Il est donc pour cela nécessaire que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux.

À l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure 1, à l'état initial, les grains sont au repos ; ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils sont en contact les uns avec les autres, permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc, ce qui a pour conséquence la montée en pression de l'eau interstitielle jusqu'à égaler les contraintes totales. Les contacts entre les grains sont alors très faibles et l'ensemble se comporte comme un liquide ; il y a liquéfaction du matériau.

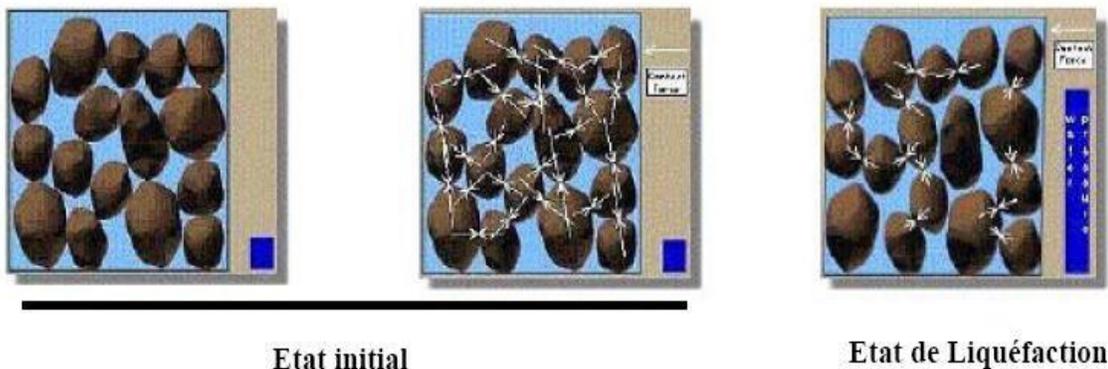


Figure 3.1 Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

-  : Représente la force de contact entre les particules
-  : Représente le niveau de la pression interstitielle

### 3.3 Effets induits par la liquéfaction

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage (figure 21). Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer l'inclinaison ou le glissement de ces derniers (figure 23).





Figure 3.2 Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 et El Asnam en 1980



Figure 3.3 Inclinaison des murs de soutènement

L'augmentation de la pression de l'eau peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages. Le barrage de San Fernando (figure 4) a souffert d'un effondrement du parement amont pendant le séisme de San Fernando, 1971. Heureusement, l'effondrement à peine évité de barrage, empêchant de ce fait un désastre potentiel d'inondation des secteurs urbains fortement peuplés.



Figure 3.4 Effondrements du parement amont du barrage

## de San Fernando pendant Le séisme de 1971

Durant le séisme de Niigata (1964) et de Boumerdes (2003), des ébullitions de sable et des fissures de sol ont été observées sur différents sites à Niigata et à Boumerdes (figure 3.5). Durant le séisme de Loma Prieta (1989) aux Etats-Unis, de nombreuses ébullitions de sable ont été observées en un certain nombre de sites à savoir l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de salinas, et la station marine de Moss Landing.



Figure 3.5 Ebullition de sable

Aussi, il a été observé que la liquéfaction a causé le mouvement latéral des fondations du pont de Show a à Niigata (figure 6) en provoquant les effondrements des tabliers et le déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d' Isser à Boumerdes (figure 7). Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres c'est un phénomène courant. Des preuves de liquéfaction ont été observées dans les abords de l'Oued Isser (Boumerdes, 2003) et aussi lors du séisme du Japon 2001 (Bhuj). Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures parallèles au cours d'eau (figure 8). Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres.



## Figure 3.6 Rupture par cisaillement du tablier

## Figure 3.7 Déplacements latéraux du terrain

### **3.4 Evaluation de la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol**

Il existe divers critères pour déterminer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol. Dans ce qui suit, on va citer les critères adoptés par Kramer (1996) :

#### **3.4.1 Critères historiques**

Les observations des tremblements de terre ont fourni beaucoup d'information sur le sujet de la susceptibilité à la liquéfaction de certains types de sols. Les sols qui se sont liquéfiés dans le passé peuvent encore le faire suite à de futurs tremblements de terre. L'étude de la susceptibilité est reliée à l'étude des tremblements de terre antérieurs. Il est attendu que l'information soit disponible sous forme de cartes sur lesquelles sont mentionnées les zones où la liquéfaction s'est produite dans le passé et/ou elle pourrait avoir lieu.

#### **3.4.2 Critères géologiques**

Le type de processus géologique qui a créé un dépôt de sol a une forte influence sur sa susceptibilité à la liquéfaction. Les dépôts de sols saturés qui ont été créés par sédimentation en fleuve et lacs (dépôts fluviaux et alluviaux), les dépôts de débris ou de matériel érodé (dépôts colluviaux), ou les dépôts constitués sous l'action du vent (dépôts éoliens) peuvent être très susceptibles de se liquéfier. Ces processus trient les particules sous forme de grains de tailles uniformes et les déposent dans un état lâche qui tend à se densifier une fois secoués par les tremblements de terre. La tendance pour la densification mène à la croissance de la pression interstitielle et à la décroissance de la capacité portante. Les dépôts synthétiques de sol, en particulier ceux créés par le processus du remplissage hydraulique, peuvent également être susceptibles à la liquéfaction.

#### **3.4.3 Critères compositionnels**

La susceptibilité à la liquéfaction dépend du type de sol. Un sol argileux, en particulier les sols sensibles, peut montrer le comportement de ramollissement de contrainte semblable à celui du sol liquéfié, mais il ne se liquéfie pas de la même manière que les sols sableux. Les sols composés de particules qui sont toutes de tailles à peu près identiques sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec un éventail de dimensions particulières. Dans le cas des sols formés de particules de différentes tailles, les petites particules ont tendance à s'infiltrer dans les vides entre les particules les plus grandes réduisant de ce fait la tendance à la densification et le développement

de la pression interstitielle une fois soumis à une secousse. Le processus géologique (décrit au-dessus) produit des particules arrondies.

Le frottement entre les particules angulaires est plus grand que celui entre les particules arrondies, par conséquent un dépôt de sol avec les particules angulaires est normalement plus résistant et moins susceptible à la liquéfaction.

Historiquement, les sables ont été considérés comme le seul type de sol susceptible de se liquéfier, mais aussi la liquéfaction a été également observée en gravier et limon. Le ramollissement de contrainte des sols granuleux fins peut produire des effets semblables à ceux de la liquéfaction. Les sols fins sont susceptibles à ce type de comportement s'ils satisfont les critères suivants (Wang, 1979) :

**10** Fraction des fines inférieurs à 0.005 mm < 15%

**11** Limite de liquidité LL < 35%

**12** Teneur en eau normale > 0.9 LL

La susceptibilité à la liquéfaction dépend également de la forme des particules. Les dépôts de sol avec des particules arrondies, usuellement trouvées dans les types de dépôts décrits dans les critères géologiques, sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec des particules angulaires.

#### **3.4.4 Critères d'état de sol**

L'état initial d'un sol est défini par sa densité et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide. À un niveau donné de cette contrainte, les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses. Pour une densité donnée, les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de basses contraintes effectives.

### 3.5 Evaluation du potentiel de la liquéfaction a partir des essais in situ

#### 3.5.1 Introduction

Pour évaluer le risque de la liquéfaction, Seed a prouvé en 1979 qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT, Standard Penetration Test) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines).

Seed fut le premier, en 1979, a développé une méthode d'évaluation in situ du risque de liquéfaction. Son approche repose sur une estimation du risque de liquéfaction à partir des essais réalisés (SPT). Depuis, divers auteurs ont proposé des méthodes similaires, développées sur la base des autres essais de reconnaissance, (CPT, méthodes géophysiques...etc.)

#### 3.6 Evaluation du rapport de la contrainte cyclique "CSR"

Seed et Idriss ont trouvé une approche très largement utilisée dans la pratique pour estimer le rapport de la contrainte cyclique pour des sables saturés d'eau. Ils ont représenté les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre simple qui est CSR (Cyclic Stress Ratio), le CSR est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche ( $v_{av}$ ) normalisé par rapport à la contrainte effective due au sol sus-jacent ( $a'_v$ ). Il est fonction de l'accélération en surface maximale ( $a_{max}$ ), de la profondeur au point considéré ( $z$ ), des contraintes verticales totales ( $a_v$ ) et effectives ( $a'_v$ ). ( $a_{max}$ ) peut être déterminé à partir de l'histoire de l'accélérographe ou bien être estimé à partir des règlements sismique, pour une magnitude de moment  $M_w = 7,5$ .

##### 3.6.1 Développement de la relation du 'CSR'

Le développement a été fait comme suit :

Une colonne de sol a une largeur et une longueur unitaires et qu'elle se déplace horizontalement comme un corps rigide sous l'effet d'un tremblement de terre ( $a_{max}$ ). La figure 2 montre la colonne du sol, telle que  $W$  le poids de la colonne du sol. À une profondeur donnée  $Z$  ; la force sismique horizontale peut s'exprimer par  $F$  telle que :

$$F = m.a = \left(\frac{W}{g}\right)a = \left(\frac{\gamma_t \cdot z}{g}\right)a_{max} = \sigma_{v0} \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right)$$

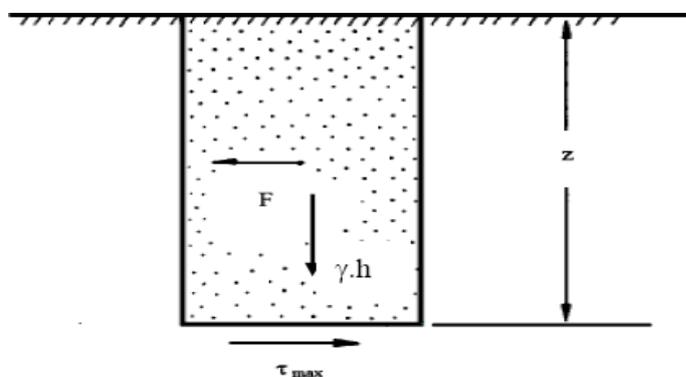


Figure 3.8 es conditions assumées pour le développement de la relation du CSR

Comme il est montré dans la figure 2 la force horizontale maximale  $F$  égale à la force de cisaillement maximale à la base  $v_{max}$  alors :

$$F = \tau_{max} = \sigma_{V0} \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Si on divise les deux côtés de l'équation par  $a'_{V0}$  on trouve :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{V0}} = \left( \frac{\sigma_{V0}}{\sigma'_{V0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Pour la simplification, Seed et al ont converti le diagramme qui représente la contrainte de cisaillement  $v(t)$  due aux sollicitations sismiques en un diagramme « équivalent » de  $N$  cycles, d'amplitude constante. La contrainte de cisaillement cyclique du séisme à une profondeur considérée est exprimée comme suit :

$$\tau_{cyc} = 0,65 \tau_{max}$$

$v_{cyc}$ : la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique.  
Seed et Idriss ont donné la formule de CSR comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_V} = 0,65 \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_V}{\sigma'_V} \right) \cdot r_d$$

Seed and Idriss introduced the stress reduction coefficient  $r_d$  as a parameter describing the ratio of cyclic stresses for a flexible soil column to the cyclic stresses for a rigid soil column. They obtained values of  $r_d$  for a range of earthquake ground motions and soil profiles having sand in the upper 15 m and suggested an average curve for use as a function of depth. The average curve, which was extended only to a depth of about 12 m , was intended for all earthquake magnitudes and for all profiles.

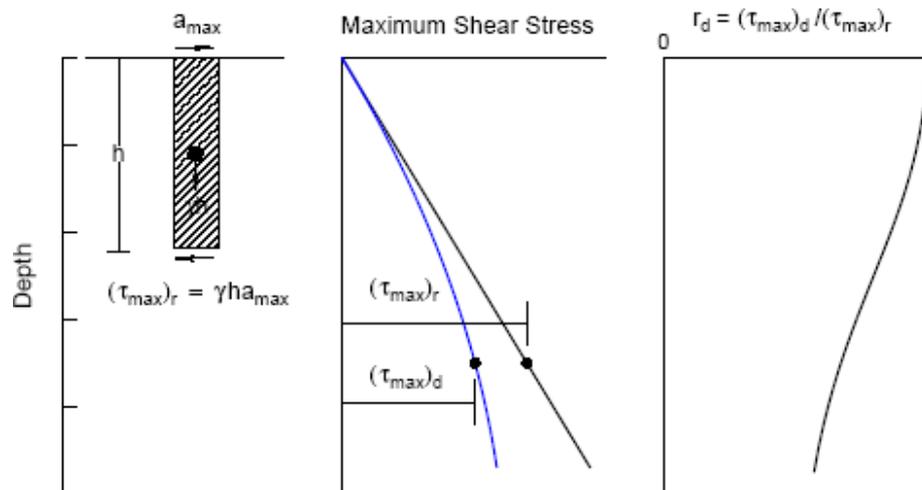


Figure 3.9 Répartition des contraintes de cisaillement dans un profil de sol soumis à une accélération  $a_{max}$

Idriss, en prolongeant le travail de Golesorkhi, exécuté plusieurs centaines d'analyses paramétriques sur le réponse des sites et conclu que, le paramètre  $r_d$  pourrait être convenablement exprimé en fonction de la profondeur et de la magnitude de séisme ( $M$ ).

La relation suivante a été dérivée à partir de ces résultats :

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Ces équations sont applicable pour un profondeur  $z \leq 34$  m , sinon (pour  $z > 34$  m) la valeur de  $r_d$  prend la forme suivante :

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M)$$

### 3.7 Evaluation du rapport de la résistance cyclique "CRR"

#### 3.7.1 Méthode de seed 'reconnaissance au 'SPT'

Les premières études visant à classifier et quantifier les sols en fonction de leurs sensibilités à la liquéfaction ont été faites par H.B. Seed. Ce dernier a développé une méthode reposant sur les résultats acquis au SPT (1979) sur plusieurs sites où la liquéfaction est apparue. La banque des données ainsi constituée a permis de déterminer un critère de liquéfaction en fonction de la nature du sol (plus exactement de sa teneur en fines), de sa résistance au SPT et de l'intensité de la sollicitation CSR.

#### 3.7.2 L'appareillage de l'essai 'SPT'

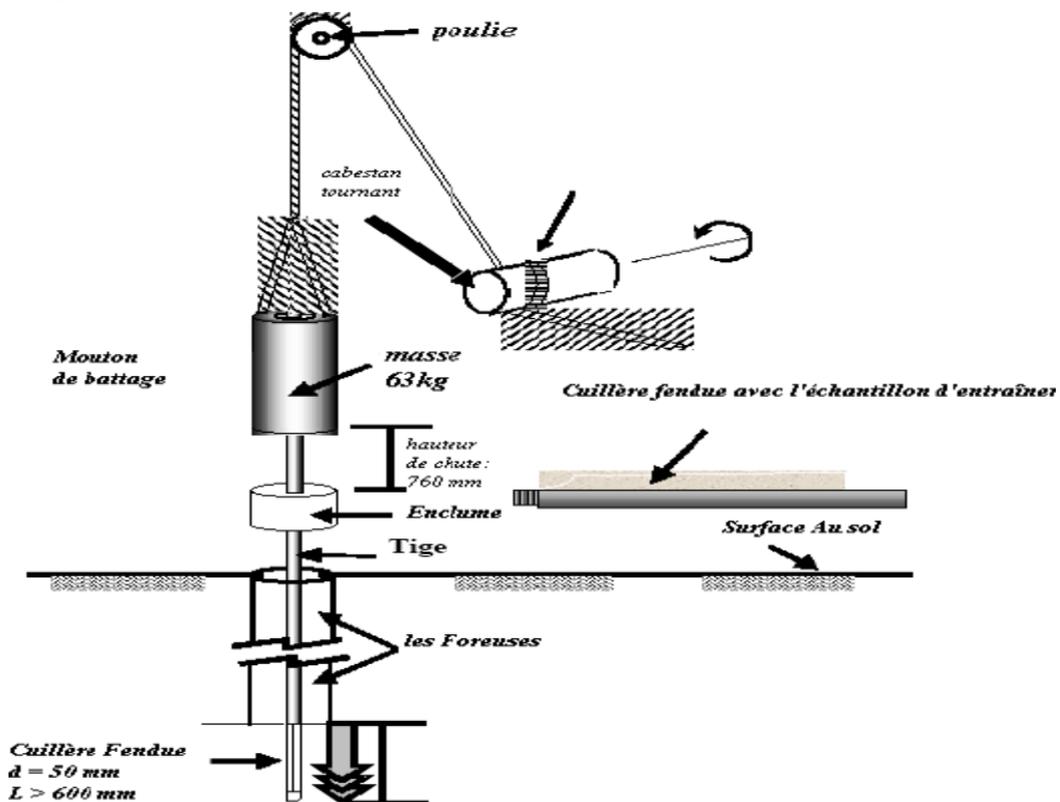


Figure 3.10 Equipement de l'essai SPT

### 13 Procédure de l'essai 'SPT'

La méthode d'essai Standard Pénétration Test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5 kg à une hauteur de 760 millimètres pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 150 millimètre); Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incrément (150 millimètre). L'incrément 150 millimètre initial est considéré comme une commande d'allocation des places. Les coups exigés pour le deuxième et le troisième incréments 150 millimètre sont montés pour fournir des coups de 300 millimètres. Ce total est mentionné comme le nombre des coups "N" de SPT. Des comptes de coup pris pour chaque intervalle de 150 millimètre devraient être enregistrés, même pour l'incrément d'allocation des places. En plus, tout le rétablissement de sol pendant la commande 450 millimètre ne devrait être enregistrée.

L'essai SPT présente quelques conditions :

- On ne devrait pas compter Le SPT dans les sols contenant les gravillons, les galets, ou les rochers, parce que l'échantillonneur peut devenir obstrué, ayant pour résultat des valeurs de N très élevés.
- L'essai également n'a pas de signification dans le doux et les argiles sensibles (Kulhawy et Mayne, 1990).
- N est toujours enregistré comme nombre entier.

### 14 Exploitation des résultats

L'essai SPT nous permet de déterminer la valeur de N qui représente la compacité du sol et qu'elle introduite dans les formules de calcul du coefficient CRR ;

À une profondeur H donnée, le carottier est enfoncé sur 45 cm :

- N1 de H à H+15 cm
- N2 de H+15 cm à H+30 cm
- N3 de H+30 cm à H+45 cm

Le nombre de coup est  $N = N2 + N3$

L'essai a été fait par les américains et les japonais alors tous les paramètres de calcul sont en fonction des conditions des régions américaines et japonaises et du type du matériel utilisé au cours de l'essai, c'est pour cela qu'on doit faire des corrections sur la valeur de N pour que les résultats soient compatibles. En effet, Black a proposé la formule suivante :

$$(N1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

Telle que :

N : le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT ;  $C_N$

: est la correction de la contrainte de sols sus-jacents ;  $C_E$  : est la correction du taux d'énergie de la masse ;

$C_B$  : est la correction du diamètre du forage ;

$C_R$  : est la correction de la longueur du train de tiges ;

$C_S$  : est la correction du carottier avec ou sans revêtement ;

$(N1)_{60}$  : 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage ;

---

Table 3.1 Corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par

FACTEUR	EQUIPEMENT VARIABLE	TERME	LA CORRECTION
Contrainte effective	/	$C_N$	$(P_a / \sigma'_v)^{0,5}$ $C_N \leq 1,7$
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique Mouton de sûreté Mouton de battage type automatique	$C_E$	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1,0 1,05 1,15
Longueur de la tige	< 3 m 3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 10 à 30	$C_R$	0,75 0,8 0,85 0,95 1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard Echantillon sans recouvrement	$C_S$	1,0 1,1 à 1,3

Les points ainsi collectés après l'essai dans plusieurs zones où la liquéfaction est apparue, sont placés sur un graphique où Seed fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5,15 et 35 % de fines (on entend par fines, les matériaux qui ont un diamètre inférieur à 76  $\mu\text{m}$ ). Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est à dire corrigées en fonction du type d'appareil employé pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5.

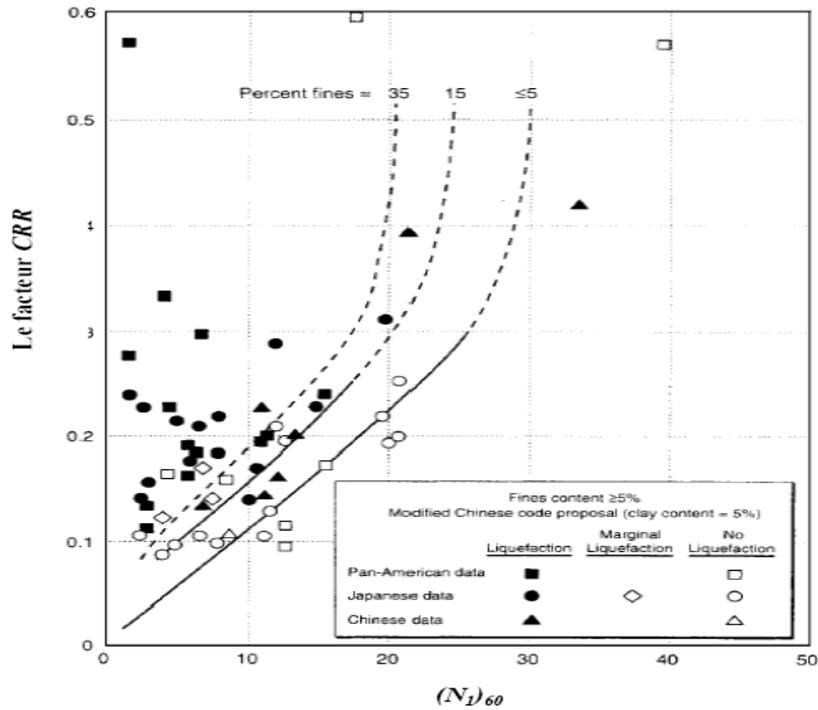


Figure 3.11 Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir des données SPT

La courbe de référence est choisie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines. Deux méthodes existent pour effectuer une telle correction : L'une est proposée par Stark et Olsen (1995), l'autre par Seed et Idriss(1997).

➤ La méthode de Stark et Olsen consiste à calculer un incrément de résistance à apporter à la mesure au SPT :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

L'incrément de résistance dépend de la teneur en fines. On peut se reporter à un graphique pour obtenir la valeur de cet incrément ou, traduit de façon analytique, le calculer de la façon suivante :

Table 3.2 Facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $(N_1)_{60cs}$  (Stark et Olsen)

$FC$ (%)	$\Delta(N_1)_{60}$
$FC \leq 5 \%$	0
$5 \% \leq FC \leq 35 \%$	$0,24 \cdot (FC - 5)$
$FC \geq 35 \%$	7,2

Plus récemment, Seed et Idriss ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research) qui s'est tenu à Salt Lake City en Janvier 1996. Cette correction à apporter sur le  $(N_1)_{60}$  est la suivante :

Les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  sont données dans le tableau suivant :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

Table 3.3 Facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Seed et Idriss, 1997)

<i>FC (%)</i>	$\alpha$	$\beta$
$FC \leq 5\%$	0	1,0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$exp. [1,76 - (190 / FC^2)]$	$[0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$
$FC \geq 35\%$	5,0	1,2

## Chapitre IV Paramètres Dynamique des Sols

### 4.1 Introduction

Le problème des mesures des caractéristiques des sols constitue l'un des aspects fondamentaux de la Mécanique des Sols, en général, et de la Dynamique des Sols en particulier. Les modèles les plus élaborés, les calculs les plus compliqués ne sont d'aucune utilité si les paramètres à entrer dans ces modèles, ou ces calculs, sont incorrects ou mal connus.

Tout comme en Mécanique des Sols classique, les méthodes d'essai au laboratoire sur échantillons intacts et des méthodes d'essai en place ont été développées parallèlement. En aucun cas, ces deux méthodes d'approche ne s'excluent, elles sont souvent fortement complémentaires et l'une ne va pas sans l'autre. Les mérites et limites de chacune des méthodes sont connus et doivent être examinés avec rigueur pour cerner le domaine de validité de chacune d'elles.

### 4.2 Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire sont en général menés pour la mesure du module de déformation (ou de cisaillement) et le coefficient d'amortissement. Ils se subdivisent en trois grandes catégories.

La première est celle des essais de vibration libre dans lesquels l'échantillon subit une très faible déformation imposée, de l'ordre de  $10^{-6}$ , et laissé en régime de vibration libre amortie. A cette catégorie appartient l'essai d'impulsion ultrasonique et l'essai aux éléments piézoélectriques dit *Bender elements test*.

La deuxième catégorie comporte les essais de résonance dans lesquels l'échantillon subit des faibles déformations périodiques dont l'amplitude est de l'ordre de  $10^{-4}$ , avec ajustement de la pulsation d'excitation jusqu'à la résonance, ensuite suppression brusque de la sollicitation. Le module de déformation est obtenu à partir des pulsations propres de l'échantillon et le coefficient d'amortissement est déduit de l'étude du régime de vibration libre amortie. L'essai à déformation horizontale imposée est en général effectué sur table vibrante. L'essai à déformation verticale ou de tordion est appliqué à l'aide d'appareil dit colonne résonnante.

La dernière catégorie regroupe les essais de vibration forcée dans lesquels l'échantillon subit un chargement cyclique généralement alterné, avec la possibilité de balayer un large intervalle de déformations et atteindre éventuellement la rupture.

De tels essais peuvent subir à l'échantillon des cycles d'amplitude croissante, ce qui permet d'obtenir des boucles fermées.

Les essais cycliques de laboratoire les plus courants sont l'essai à l'appareil triaxial, l'essai de cisaillement rectiligne et l'essai sur cylindre creux.

#### 4.2.1 Essais de vibration libre

##### 4.2.1.1 Essai des éléments piézo-électriques ou *Bender elements test* :

La méthode des *bender elements*, développée à la fin des années 1970, est largement utilisée depuis ces dernières années avec un essor considérable en géotechnique expérimentale.

L'essai avec des *bender elements* peut être associé à un grand nombre d'essais de laboratoire tels que : l'essai triaxial, l'essai de cisaillement, de torsion, l'essai sur cylindre creux, ... pour évaluer le module de déformation élastique.

L'équipement est constitué d'éléments piézo-électriques qui permettent de suivre l'évolution des déformations des sols pour de très faibles amplitudes. La partie active des capteurs, d'une longueur de 10 mm et d'une largeur de 1 mm environ, pénètre dans l'éprouvette sur une profondeur de 2,5mm (figure 4.1).

---

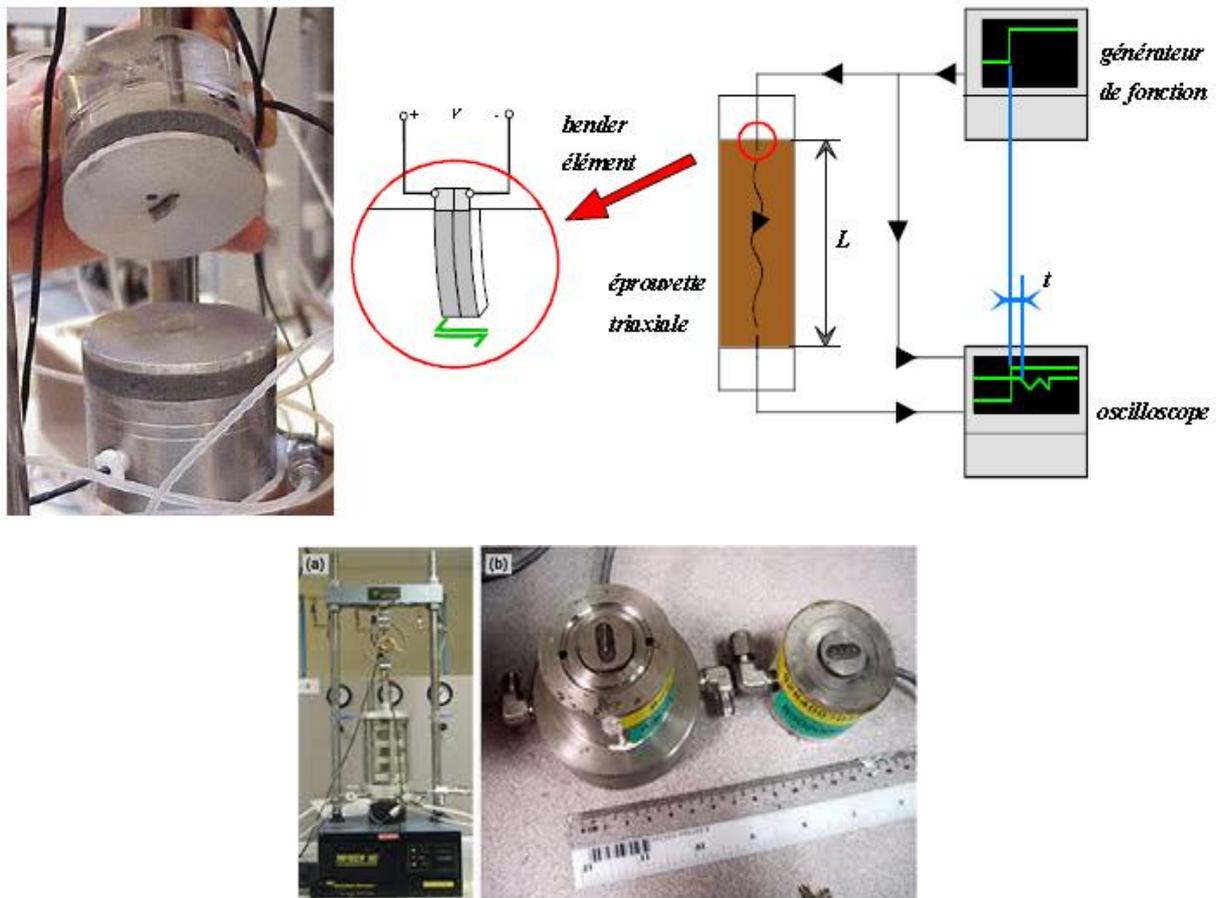


Figure 4.1 Schémas de l'essai par éléments piézo-électriques

Ils fonctionnent toujours par deux : un émetteur et un récepteur. Les matériaux piézoélectriques présentent la particularité de transformer l'énergie électrique en énergie de déformation élastique, et inversement. Lorsque le capteur émetteur est soumis à une tension électrique, de forme carrée ou sinusoïdale et de fréquence réglable, l'impulsion génère les vibrations tangentielles ou longitudinales des lamelles constituant le capteur. Ces vibrations se propagent dans l'échantillon sous la forme d'une onde de cisaillement ou de compression. Parvenues sur le récepteur, ces vibrations se traduisent par l'apparition d'un courant électrique. Le signal est amplifié avant d'être recueilli sur un oscilloscope ou une carte d'acquisition placée dans un ordinateur pour être finalement comparé au signal d'entrée. La détermination du module de cisaillement  $G_{\max}$  ou du module Young  $E_{\max}$  est faite à partir du temps de parcours et de la distance de propagation des ondes dans l'éprouvette en utilisant les équations suivantes:

$$G_{\max} = \rho V_s^2$$

$$E_{\max} = 2(1+\nu) G_{\max} = 2(1+\nu) \rho V_s^2$$

Plusieurs travaux de recherche montrent que le temps de traversée  $\Delta t$  peut être assimilé à l'intervalle entre les pics S et D de l'impulsion d'entrée et de l'impulsion de sortie (Viggiani et Atkinson, 1995 ; Lohani *et al*, 1999 ; Kawaguchi *et al*, 2001 ; Sharifipour, 2006). Un exemple de l'expérimentation de Kawaguchi (2001) sur deux éprouvettes de hauteurs

différentes aide à prouver la pertinence de cette méthode de détermination du temps de parcours (figure 4.2).

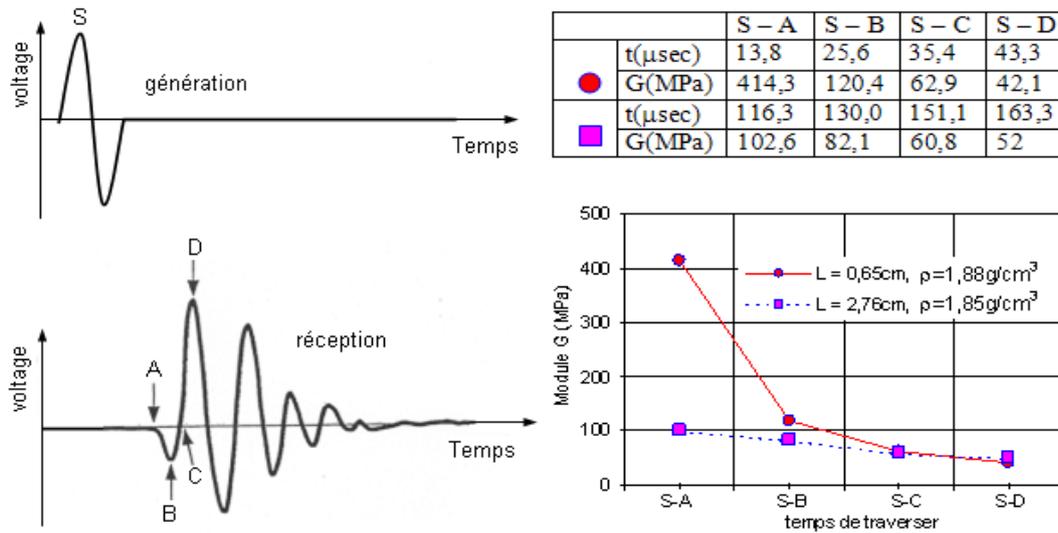


Figure 4.2 Détermination du temps de parcours, d'après Kawaguchi, (2001)

La distance de propagation des ondes  $L$  est une longueur effective, pour ne pas dire fictive, de parcours de l'onde au travers de l'échantillon. Il s'agit du chemin le plus court, c'est à dire la ligne droite entre l'émetteur et récepteur. De nombreuses études (Dyvik et Madshus, 1985 ; Viggiani et Atkinson, 1995 ; Brignoli *et al*, 1996) ont montré que la distance à prendre en compte dans le calcul de la vitesse de propagation d'une onde est la distance entre les deux extrémités libres des capteurs émetteur et récepteur. La non prise en compte de la longueur de pénétration des capteurs dans l'échantillon induit une surestimation du module de cisaillement d'environ 2,5% (Dano, 2001). Cette technique possède des avantages comme :

- le faible encombrement des capteurs piézo-électriques,
- le contact direct entre les capteurs et le sol testé,
- la simplicité de la technique expérimentale.

Ces qualités justifient le développement de la technique des éléments piézo-électriques, toutefois, cette technique connaît aussi des défauts :

- l'usure prématurée de la couche isolante des capteurs,
- la variabilité technologique des dispositifs au niveau de la géométrie des capteurs,
- la gamme de déformation étant fixée, il n'est pas possible de suivre l'évolution du module sécant avec le niveau de déformation,
- la mise en œuvre impérativement rectiligne entre l'émetteur et le récepteur.

L'essai de transmission d'ondes par éléments piézo-électriques est un essai assez simple à réaliser. Par contre le résultat dépend beaucoup de la mise en œuvre de l'essai, de la façon de déterminer le temps de parcours, de la hauteur de propagation, et de la densité de l'éprouvette. Les résultats obtenus sont parfois très aléatoires. Une synthèse des essais croisés sur le sable de Toyoura, lancés lors du Symposium IS Lyon 2003 dans le but de déterminer le module de déformation de cisaillement maximal  $G_{max}$  dans le domaine des très petites déformations par

la méthode des « bender elements », a montré la dispersion des résultats expérimentaux de cette méthode (Sharifipour, 2006).

#### 4.2.2 Essais de résonance

##### 4.2.2.1 Colonne résonante :

La résonance est le phénomène d'amplification de la vibration d'un sol lorsque la fréquence de l'impulsion périodique qui lui donne naissance est voisine de la fréquence naturelle du sol. Le principe de l'essai consiste à mettre en vibration forcée une éprouvette et à augmenter la fréquence de la sollicitation jusqu'à la mise en résonance suivant le mode fondamental de vibration. Les vibrations appliquées peuvent être de nature longitudinale, transversale ou de torsion (figure 4).

Les premiers essais à la colonne résonante réalisés sur des éprouvettes de sol remontent aux années 1930 lorsque Ishimoto et Lida (1937) commencèrent à appliquer des vibrations longitudinales et transversales à des argiles et des limons non saturés. Toutefois, les colonnes résonantes connurent un nouvel essor à partir des années 1960, notamment avec l'oscillateur de Hardin (Hardin *et al*, 1963 ; Hardin et Music, 1965). Depuis lors, les appareillages n'ont cessé de se perfectionner et ce type d'essai fait partie des essais classiques de laboratoire pratiqués dans de nombreux pays à forts risques sismiques.

L'éprouvette de sol de forme cylindrique est fixée à un support fixe qui possède une grande inertie et qui rend le mouvement nul ( $z=0$ ) à la base durant la vibration. À l'autre extrémité de cette éprouvette, des appareils attachés à cette éprouvette permettent de produire l'excitation sinusoïdale et aussi de mesurer les amplitudes de vibrations. La sollicitation est appliquée par l'intermédiaire de bobines électromagnétiques. La fréquence du courant alternatif est ajustée de manière à obtenir la résonance de l'éprouvette. La connaissance de cette résonance permet la détermination du module de cisaillement et aussi le calcul de la distorsion de l'éprouvette.

Il est possible de mesurer les modules dynamiques du sol sous les sollicitations vibratoires décrites précédemment pour des amplitudes inférieures à  $10^{-4}$ . Le sol reste dans un domaine élastique et l'essai est non destructif, ce qui autorise de réaliser sur la même éprouvette plusieurs essais en changeant les conditions ambiantes (température, contrainte).

---

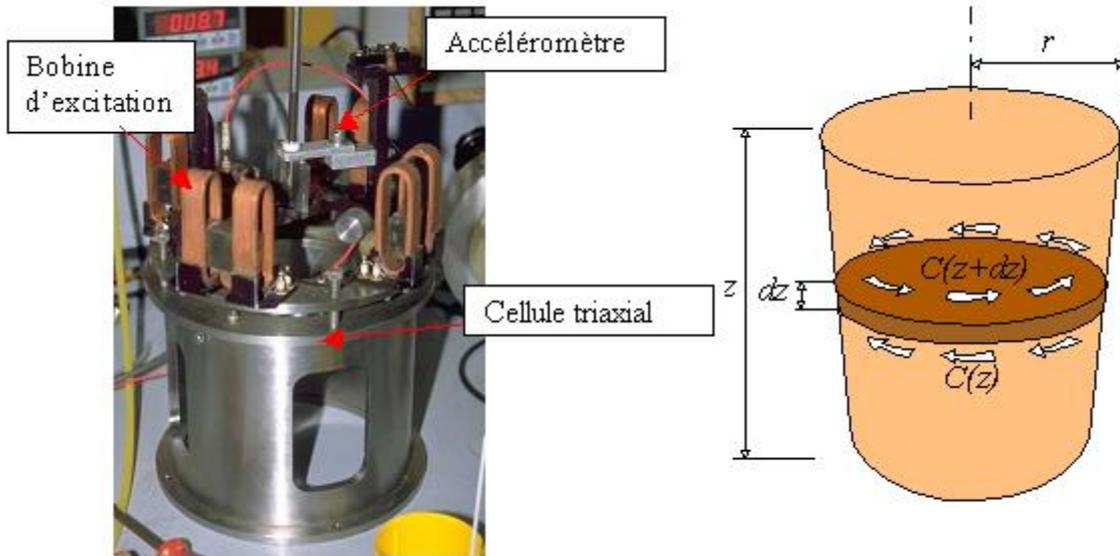


Figure 4.3 Essai à la colonne résonante

La sollicitation des éprouvettes peut être en torsion ou en flexion selon le mode d'alimentation des bobines comme montré sur la figure 5 (Hardin *et al*, 1963). Il est en effet possible d'alimenter les quatre bobines simultanément ou seulement deux placées sur le même diamètre. L'essai à la colonne résonante en torsion consiste à déterminer le module de cisaillement  $G$ , et en flexion à déterminer le module d'Young.

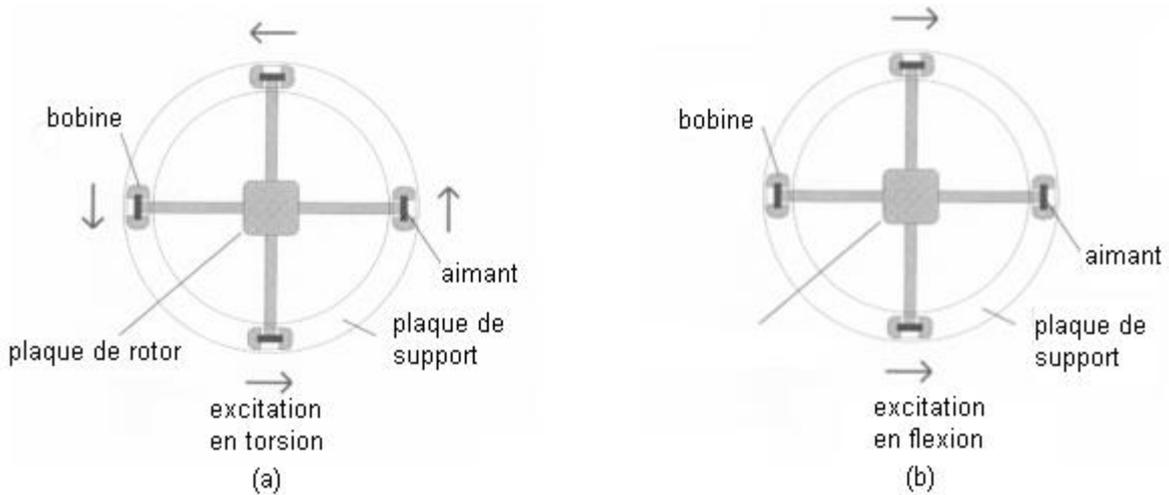


Figure 4.4 Mode de sollicitation d'un essai à la colonne résonante.

Le module de cisaillement  $G$  est calculé par la formule [1.64]. Par contre, la vitesse  $V_s$  de cisaillement, est déterminée par :

$$V_s = \frac{2\pi fL}{\beta}$$

$f$  : fréquence de résonance,

$\beta$  : coefficient, qui dépend du moment d'inertie de l'éprouvette et du système de mise en résonance, déterminé par :

$$\frac{I}{I_0} = \beta \tan(\beta)$$

$$I = \frac{mD^2}{8}$$

Avec :

$I_0$  : moment d'inertie d'étalonnage, dépendant du système. Il se calcule par étalonnage à l'aide d'éprouvettes en aluminium de différentes inerties et de masses additionnelles à placer sur le chapeau.

$I$  : moment d'inertie de l'éprouvette,

$L$  : hauteur de l'éprouvette,

$D$  : diamètre de l'éprouvette.

#### 4.2.2.2 Table Vibrante :

La table vibrante permet de soumettre un modèle à des vibrations entretenues en gravité naturelle. Conçue initialement pour l'étude du comportement dynamique des sols, particulièrement pour la simulation d'une sollicitation sismique. Selon les capacités de l'appareil, peuvent être unidimensionnelles, bi ou tridimensionnelles.

La table vibrante est fréquemment utilisée dans les essais dynamiques en général, et particulièrement dans la recherche appliquée en dynamique des sols et au génie sismique.

Un nombre important des tables vibrantes servo-hydrauliques ont été construites un peu partout dans le monde durant ces trois dernières décennies.



Figure 4.5 Essai à la table vibrante

Les tables vibrantes actuelles ont des capacités variées, peuvent supporter des modèles de centaines de tonnes, et sont capables de reproduire des excitations selon plusieurs degrés de liberté. Leur champ d'application est vaste mais limité par des contraintes technologiques caractérisant la table vibrante. La majorité de ces tables vibrantes est destinée aux essais sur modèles réduits, et peu ont la capacité de tester des petites structures en vraie grandeur.

Les objectifs d'essais sur table vibrante sont nombreux et les résultats expérimentaux issus des essais sur tables vibrantes servent en général à :

- 15** Vérifier et valider les modèles analytiques et les méthodes de conception,
- 16** Etudier le comportement non linéaire des structures,
- 17** Examiner la réponse dynamique des systèmes complexes présentant des difficultés d'analyse,

**18** Effectuer des essais de qualification des équipements et des composantes.

La table vibrante est essentiellement composée de deux parties : une partie mécanique et hydraulique et une partie de contrôle et d'acquisition.

4.2.3 Essais de vibration forcée :

4.2.3.1 Essai triaxial cyclique :

Le dispositif de l'essai triaxial cyclique comporte typiquement une presse supportant la cellule, un système de contrôle multiaxial permettant de contrôler le chargement axial, la contrainte de confinement et la contre-pression utilisée en phase de saturation et consolidation de l'échantillon. Ce système de contrôle permet aussi une acquisition à temps réel des résultats via un micro-ordinateur. Le chargement cyclique est appliqué par un vérin pneumatique à double effet, en termes de force, de déformations ou de déplacements verticaux imposés.

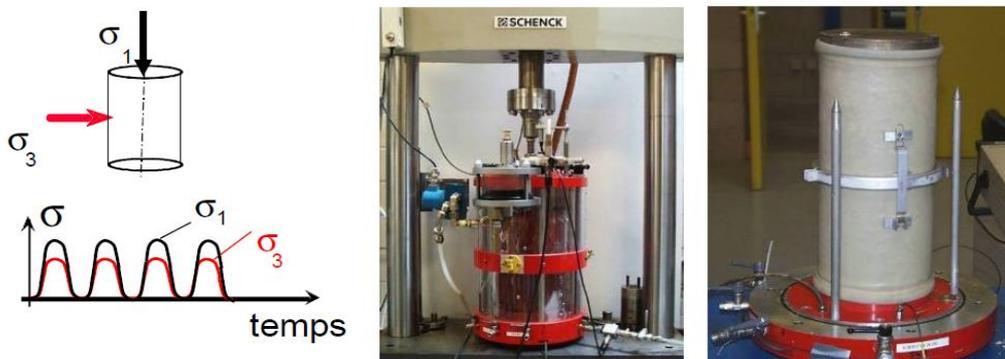


Figure 4.6 Principe de l'essai triaxial cyclique

L'échantillon est préalablement consolidé dans la cellule sous une pression isotrope  $\sigma_c$ . Ensuite ce dernier est soumis à un chargement harmonique sous forme d'une contrainte verticale  $\sigma_v(t)$  et une contrainte latérale  $\sigma_h(t)$ . Le déviateur cyclique des contraintes est donné par :

$$q(t) = \sigma_v(t) - \sigma_h(t)$$

Et la pression effective moyenne est telle que :

$$p(t) = \frac{\sigma_v'(t) + 2\sigma_h'(t)}{3}$$

En considérant une facette inclinée de  $\theta$  par rapport au plan horizontal, la contrainte tangentielle due au chargement cyclique est donnée par :

$$\tau = -\frac{p(t)}{2} \sin 2\theta$$

On peut considérer la contrainte tangentielle maximale, agissant d'ailleurs sur la facette de cisaillement maximum ( $\theta = 45^\circ$ ). On peut ainsi déterminer la courbe de chargement cyclique  $\tau$ - $\gamma$  ou  $q$ - $\varepsilon_1$  en fonction de l'amplitude de déformation au cycle étudié.

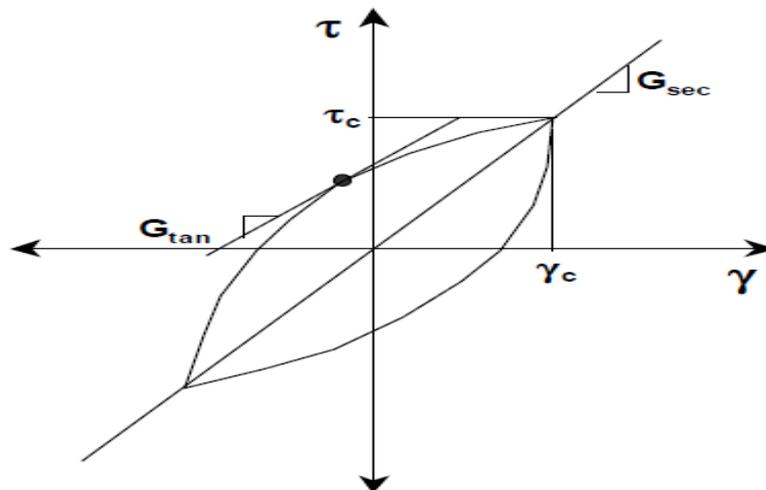


Figure 4.7 Résultats d'un essai triaxial cyclique : boucle hystérésis et  $G_{sec}$ .

#### 4.2.3.2 Essai triaxial de révolution :

L'appareil triaxial de révolution est constitué d'une cellule triaxiale et d'un système de chargement. Le tout est relié à un système d'acquisition (figure 4.8).

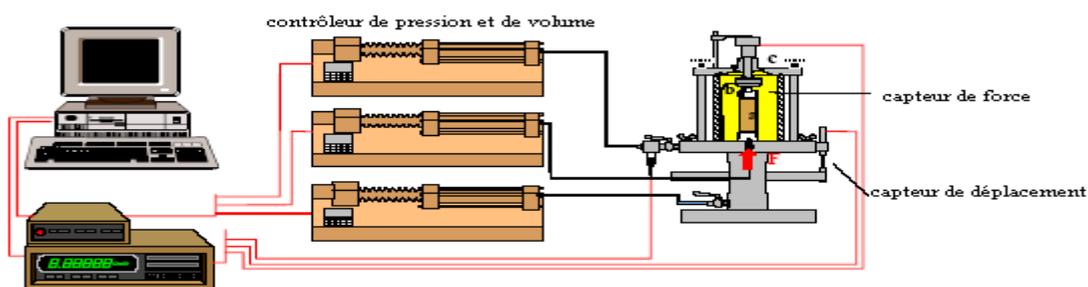


Figure 4.9 Schéma de l'essai triaxial

L'éprouvette de forme cylindrique est placée dans une enceinte étanche, qui est reliée à différents systèmes de mise en pression et de mesure (figure 4.10.a). La cellule est remplie de fluide (l'huile ou l'eau), ce qui permet d'appliquer à l'éprouvette un champ de contrainte isotrope  $p$  ou anisotrope (figure 4.10.b). Les contrôleurs de pression volume (de marque GDS) sont utilisés pour appliquer les sollicitations sur l'éprouvette. Les sollicitations dépendent du type d'essai, qui peut être soit un essai drainé ou non drainé, soit un essai avec ou sans phase de saturation, de consolidation (isotrope ou anisotrope), suivie par une phase de cisaillement (drainé ou non drainé, chemin de contraintes,  $K_0, \dots$ ) (figure 4.10.c).

Les essais triaxiaux peuvent être pilotés en vitesse de déformation constante ou contrainte constante.

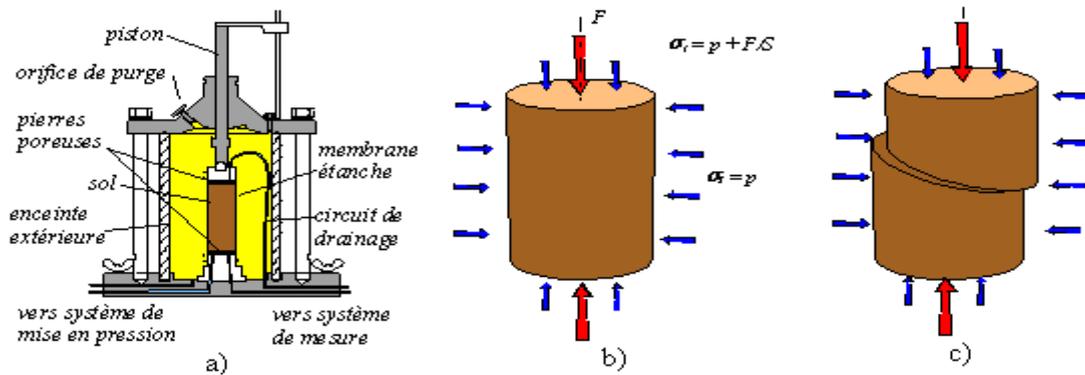


Figure 4.10 Principe de l'essai triaxial.

Généralement, les modules utilisés dans la pratique sont déterminés sur la première partie de la courbe. Le module sécant correspond à un certain niveau de déformation :

$$E_{\max} = \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} ; E_{\text{sec}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_{1-0}}{\varepsilon_1} \text{ ou } G_{\tan} = \frac{dq}{3d\varepsilon_d} ; G_{\text{sec}} = \frac{\sigma - \sigma_0}{3\varepsilon_d}$$

Avec :

$d\sigma$  : incrément de contrainte axiale,

$\varepsilon_1$  : déformation axiale,

$d\varepsilon_1$  : incrément de déformation axiale,

$dq$  : incrément de contrainte déviatorique,

$\varepsilon_d$  : déformation déviatorique, déterminée par :

$d\varepsilon_d$  : incrément de déformation déviatorique

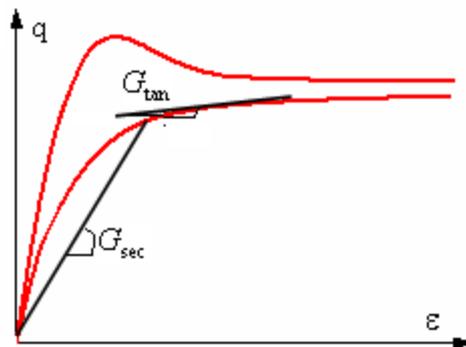


Figure 4.10 Détermination du module sécant

Les mesures sont obtenues en mesurant l'effort exercé sur l'éprouvette et le déplacement correspondant. L'effort axial est mesuré par un capteur de force, mis au dessus de l'éprouvette. La pression interstitielle dans l'éprouvette est détectée par un capteur de pression interstitielle, placé sur le circuit de drainage entre le robinet et l'éprouvette. La pression de confinement est égale à la pression du contrôleur de pression de la membrane. Le déplacement est mesuré soit par un capteur global, mis à l'extérieur de la cellule, soit par les capteurs locaux placés directement sur l'éprouvette.

#### 4.2.4 Essai de cisaillement simple:

Cet essai est longtemps apparu comme l'essai reproduisant le plus fidèlement les conditions de sollicitation d'un élément de sol en place, soumis à la propagation verticale d'une onde de cisaillement. Les premiers essais de ce type, sous chargement cyclique, ont été rapportés par PEACOCK-SEED (1968) et SILVER – SEED (1971). Il existe principalement deux configurations d'appareillage. Celui de Cambridge est constitué par une boîte cubique à parois rigides articulées (figure 11) et celui de Norwegian Geotechnical Institute (NGI) par une membrane cylindrique en caoutchouc renforcée par des anneaux circulaires rigides. Indépendamment des problèmes de préparation et de mise en place de l'échantillon de sol, liés à la forme de l'éprouvette, les conditions aux limites de l'échantillon sont complexes et redent l'interprétation de l'essai délicate. En particulier, l'absence de contrainte de cisaillement complémentaire sur les facettes verticales de l'échantillon impose, pour satisfaire à la condition d'équilibre général, que les résultantes des efforts normaux sur les faces supérieure et inférieure forment un couple contrebalançant celui créé par les efforts de cisaillement sur les mêmes faces (HVORSLEV – KAUPMANN, 1952). En conséquence, la répartition des contraintes normales et des contraintes de cisaillement n'est pas uniforme. Aux déformations élevées, le glissement de la tête de l'échantillon devient inévitable. L'influence de ce glissement a été étudié par PREVOST – HOEG (1976) qui ont montré que, plus celui-ci est important, moins la répartition des contraintes (normale et de cisaillement) est uniforme. Cette hétérogénéité du champ des contraintes dans l'échantillon ne semble cependant pas avoir de conséquences notables sur les résultats obtenus, comme le montrent des essais comparatifs réalisés à la table vibrante de grandes dimensions pour laquelle les effets de bord sont négligeables (FINN et AL, 1971).

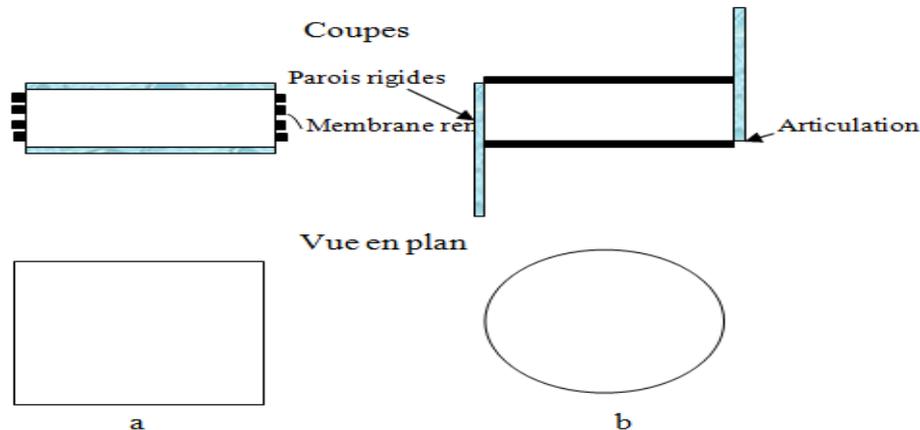


Figure 4.11 Schéma de l'essai de cisaillement simple

L'utilisation de l'appareil de cisaillement simple reste donc justifiée. Il présente cependant une moins grande versatilité que l'appareil triaxial (contrôle du volume difficile, impossibilité de modifier la contrainte latérale, etc...). La plus grande complexité de l'appareillage limite son utilisation à des fins de recherches. Il peut être utilisé soit pour la mesure des caractéristiques de déformation (module de cisaillement), soit pour la détermination de la résistance au cisaillement cyclique. Dans ce dernier cas il présente, par rapport à l'essai triaxial cyclique, l'avantage de simuler la condition de déformation plane.

#### 4.2.5 Essai de cisaillement cyclique:

Pour obtenir des champs de contraintes plus uniformes dans l'échantillon et pour permettre le contrôle de la contrainte latérale de confinement, HARDIN - DRNEVICH (1972) ont proposé

de réaliser des essais en torsion sur cylindre creux. De toute évidence, un tel appareillage ne peut être utilisé pour des échantillons intacts de sol pulvérulent et pose des difficultés de mise en place implorantes pour les sols cohérents. Il n'est pas donc utilisé dans la pratique courante. En permettant de réaliser sur le même échantillon des essais de colonne résonnante et des essais de vibration forcée, ce type d'appareillage présente l'avantage d'autoriser la mesure des caractéristiques dynamiques sur toute la plage des déformations intéressantes. Il peut être également employé pour la mesure de la résistance au cisaillement cyclique.



Figure 4.12 Appareillage de l'essai de cisaillement cyclique

L'essai de cisaillement cyclique repose sur le même principe que celui de l'essai statique monotone, et se propose de solliciter l'échantillon en déformations planes et à volume constant. L'essai est mené sur un échantillon de 70 mm de diamètre, couvert par une membrane étanche et entouré le long de sa hauteur par une série d'anneaux laminaires rigides lui imposant un diamètre fixe au court du cisaillement.

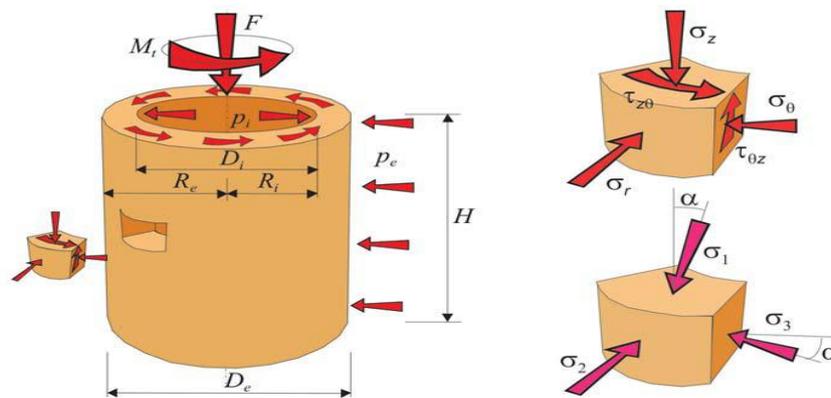


Figure 4.13 Principe de l'essai de cisaillement cyclique.

Au préalable, l'échantillon est soumis à une consolidation anisotrope, du type  $k_0$ , sous une contrainte verticale  $\sigma_{v0}$ .

Au cours de l'essai cyclique, l'effort vertical est appliqué par un vérin, ce qui permet de fixer la hauteur de l'échantillon, et le volume est ainsi constant à tout instant, ce qui confère à l'échantillon un comportement non drainé. Le mouvement horizontal asservi du plateau à la base de l'échantillon, impose un déplacement relatif de la base de l'échantillon par rapport à sa tête. Au cours de la sollicitation cyclique seule la longueur de la face latérale qui peut

varier. Des capteurs de pression interstitielle intégrés permettent de suivre la génération des surpressions d'eau au court des cycles.

#### 4.2.6 Essai sur cylindre creux:

L'essai sur cylindre creux a été proposé par HARDIN et DRNEVICH (1972). Il permet de réaliser des essais cycliques de torsion et/ou de chargement axial, en présence de contrainte de confinement sur les faces interne et externe de l'échantillon. L'essai est inadapté à l'étude des matériaux pulvérulents intacts. En outre, la préparation des échantillons de sols cohérents, ce qui limite les possibilités pratiques d'un tel essai.

#### 4.3 Essais in situ :

Les essais in-situ ont l'avantage principal de dispenser de l'extraction des échantillons représentatifs du sol. Ils sont en outre moins coûteux, généralement plus rapides et enfin plus simples à réaliser que ceux au laboratoire. Le principe consiste généralement à créer une perturbation en un point donné du sol, ce qui génère des ondes volumiques se propageant de la source jusqu'à un point donné auquel le temps d'arrivée de l'onde est mesuré. La distance entre la source et le point de mesure ou géophone est connue, ce qui permet de déterminer la célérité d'onde.

Il est important de noter que la quantité d'énergie mise en jeu dans de tels essais est faible, ce qui fait subir au sol de très faibles déformations, généralement en deçà de  $10^{-6}$ . Il est ainsi justifié de considérer un modèle de comportement élastique linéaire et les caractéristiques dynamiques ainsi se déterminer comme suit :

$$G_{\max} = \rho V_s^2$$

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

$V_s, V_p$  : vitesse de propagation des ondes de cisaillement et de compression,

$$V_{P,S} = \frac{L}{\Delta t}$$

$L$  : longueur de propagation des ondes,

$\Delta t$  : temps de propagation des ondes,

$\rho$  : masse volumique de l'éprouvette ou du sol.

Les autres caractéristiques élastiques, telles que le module de déformation  $E$  ou le module de déformation volumique  $K_v$ , se déduisent ainsi des célérités d'ondes :

$$E_{\max} = 2(1+\nu)G_{\max} = 2\left(1 + \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}\right)\rho V_s^2$$

$$K_v = \rho\left(V_p^2 - \frac{2}{3}V_s^2\right)$$

Les essais in-situ se subdivisent en général en deux grandes catégories. La première est celle des essais en surface, dans lesquels la génération des ondes se fait en surface et les géophones

ou récepteurs d'ondes sont placés en surface. Les plus courants de ces essais sont l'essai de sismique réfraction, de sismique réflexion et l'essai d'analyse spectrale des ondes de surface.

La deuxième catégorie regroupe les essais de forages dans lesquels la génération ondes se fait soit en surface ou en forage, et les géophones sont placés soit en surface ou en forage. Ce type d'essais se base sur la propagation des ondes volumiques P et S, alors que ceux en surface se basent sur l'onde R de Rayleigh. Les essais de forage sont plus coûteux que ceux en surface du fait qu'ils nécessitent la réalisation préalable des forages. Cette catégorie d'essais comporte trois essais courants. Citons l'essai de forages croisés ou cross-hole test qui se fait avec génération des ondes dans un forage et réception des signaux dans un ou plusieurs forages. Un deuxième type d'essais de forages appelé down-hole test, consiste à générer des ondes à partir d'un choc à la surface et mesurer leur arrivée en profondeur. L'essai up-hole consiste à créer un impact en profondeur d'un forage et de mesurer des ondes reçus en surface.

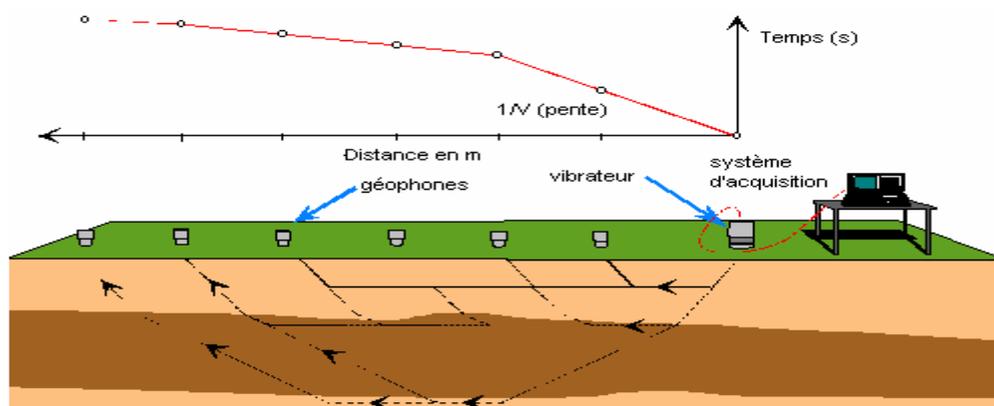
#### 4.3.1 Essais en surface :

##### 4.3.1.1 Essai de propagation d'ondes de surface (méthode SASW) sismique réfraction :

L'onde de surface est générée par une source qui peut être une chute d'une masse ou d'utilisation d'un explosif. Cette onde, qui représente près de la 2/3 de l'énergie en surface, est enregistrée par un réseau des géophones en surface. Le mouvement particulière est ellipsoïdal dans le plan vertical. L'onde de surface est plus lente que l'onde de compression ou de cisaillement (figure 14).

L'étude de la propagation des ondes de surface permet de remonter à un profil de vitesses de cisaillement. En effet, leur profondeur de pénétration est de l'ordre de la longueur d'onde. Les petites longueurs se propagent dans la zone superficielle tandis que les grandes longueurs d'ondes pénètrent dans les terrains plus profonds. Il en résulte une variation de la vitesse de propagation en fonction de la fréquence des ondes émises.

La vitesse de propagation de l'onde qui représente l'inverse de la pente des droites, est obtenue en rapportant le temps de parcours de l'onde, entre le point d'émission et le point de réception en fonction de la distance à la surface (Athanasopoulos et Pelekis, 1997 ; Tokimatsu *et al*, 1991).



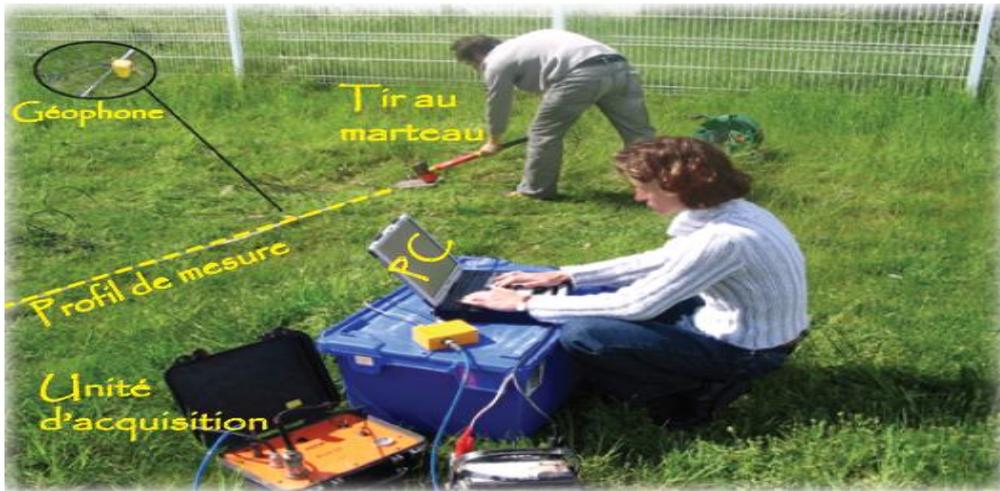


Figure 4.14 Schémas de l'essai des ondes en surface, méthode de réfraction sismique

Cette méthode présente l'avantage de ne pas requérir de forage et elle est facile à mettre en œuvre. Mais l'inconvénient réside dans le fait que l'onde émise se propage aux interfaces des couches, et ne permet pas d'obtenir une valeur moyenne de la vitesse pour la couche considérée.

#### 4.3.1.2 Essai de vibration entretenue d'un massif :

La mise en vibration harmonique d'un massif posé à la surface du sol donne naissance à une onde de Rayleigh stationnaire. A l'aide d'un géophone déplacé à la surface du sol, il est possible de déterminer la longueur d'onde  $\lambda_R$  correspondant à une fréquence d'excitation  $f$  connue. La vitesse de propagation de l'onde de Rayleigh  $V_R$  s'en déduit :

$$V_R = \lambda_R \cdot f$$

Cette vitesse est arbitrairement attribuée, dans le cas d'un milieu homogène, à une profondeur égale à une demi-longueur d'onde (WOODW, 1978). En modifiant la fréquence d'excitation, il est possible d'en déduire un profil de vitesse de propagation d'onde de Rayleigh. Si le coefficient de Poisson est connu, la vitesse de l'onde de cisaillement s'en déduit. Dans le cas contraire, elle peut, avec une précision suffisante, être confondue avec la précédente.

Cette méthode n'est actuellement pratiquement plus utilisée. Elle ne permet pas les reconnaissances à grande profondeur, à moins d'employer des vitesses très lourdes. Elle est particulièrement bien adaptée aux reconnaissances des couches superficielles.

#### 4.3.1.3 Essai Triaxial in situ :

Cet essai consiste à recréer *in situ* les conditions d'essai de l'essai triaxial de laboratoire. Récemment des essais triaxiaux *in situ* ont été développés au Japon principalement pour les roches et découlent de l'essai de surcarottage (figure 15) (Tani, 1999). Les deux premiers essais triaxiaux *in situ* (se trouvent à gauche de la figure 15) sont réalisés à partir de la surface

sur des tailles de carotte respectivement de 35mm et 100mm. La force verticale développée par la force de confinement dans le premier essai exige une réaction par ancrage. Cette force disparaît dans le second essai, où un cylindre suffit à confiner la pression cellulaire.

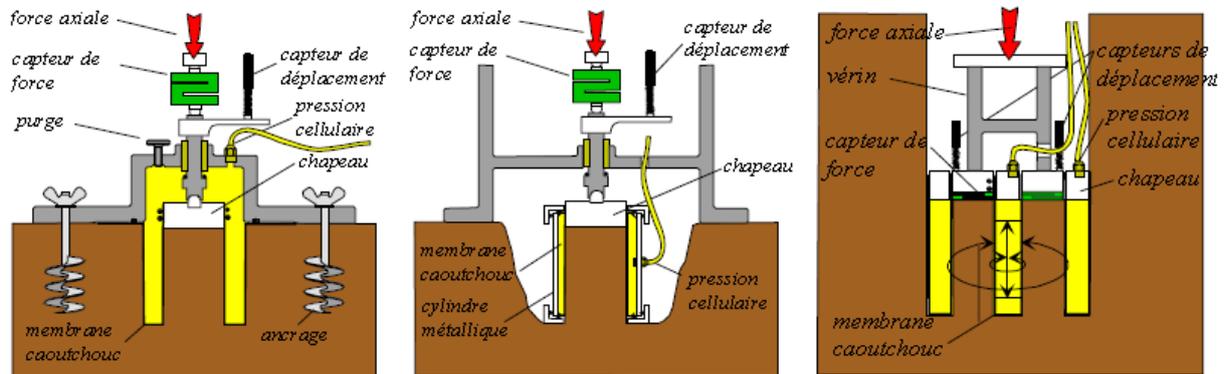


Figure 4.15 Essai triaxial *in situ* : brevet Ishibashi, brevet Fukushima, brevet CRIEPI, d'après Tani, (1999)

Le dernier essai consiste à réaliser une éprouvette cylindrique creuse avec tout ce que cela implique : possibilité d'imposer une pression intérieure différente de la pression extérieure, possibilité d'appliquer un couple de torsion, ce qui autorise la réalisation d'une simulation de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique et la mesure d'un module de torsion. Les dimensions utilisées lors des premiers tests sont un diamètre intérieur de 85mm, un diamètre extérieur de 400mm et une hauteur de 1000mm. Ces dimensions permettent de mettre en place aisément un système de mesure des déplacements.

#### 4.3.2 Essais de forage :

##### 4.3.2. 1 Essai cross-hole :

Le principe de la méthode cross-hole est de mesurer la vitesse des ondes sismiques entre forages (deux ou trois forages), de manière à accéder aux caractéristiques du massif à une profondeur donnée. Une source, générant des ondes de cisaillement de forte énergie, à propagation horizontale et à polarisation verticale, est placée dans un forage à une profondeur déterminée. Des sondes de réception, équipées de trois géophones orientés dans les trois directions (une verticale et deux horizontales), sont placées dans les autres forages voisins à la même profondeur. La géométrie des forages doit être très précisément déterminée par des relevés topographiques et inclinométriques (figure 4.16).

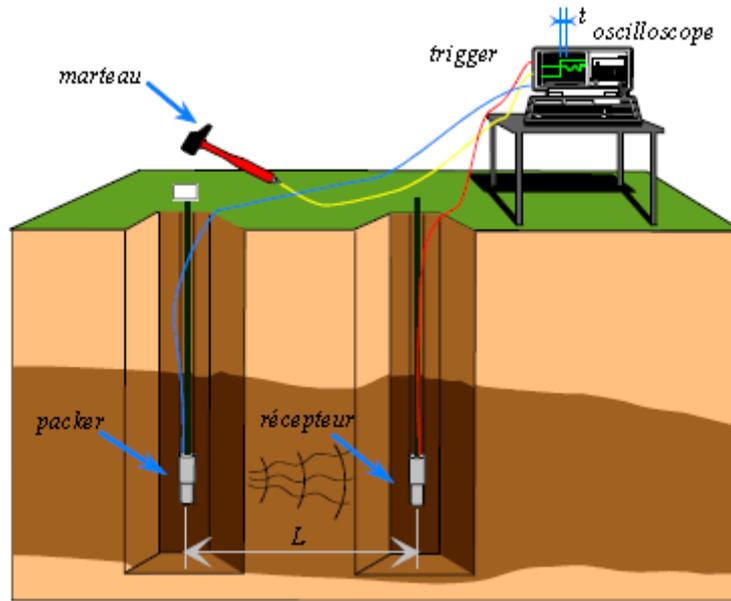


Figure4. 16 Schéma de l'essai cross-hole

#### 4.3.2. 2 Essai down-hole :

Dans la méthode down-hole, aussi appelée PSV (Profil Sismique Vertical), la mesure des vitesses de propagation d'ondes est faite le long d'un forage. L'émission du signal a lieu à la surface du sol et la réception se fait à l'aide de capteurs placés dans le forage. Il s'agit alors de procéder à l'émission avec une source d'énergie (frappe d'un massif par exemple) qui donne naissance à une forte proportion d'ondes de cisaillement (figure 17). Les récepteurs sont mis dans le forage à différents niveaux. Chaque récepteur enregistre, à sa profondeur, les temps d'arrivée des ondes primaires et secondaires. Les valeurs obtenues dans cet essai correspondent aux caractéristiques du terrain au voisinage du forage pour une direction verticale de propagation d'onde. Théoriquement, avec un espacement suffisamment resserré des récepteurs, il est possible de détecter des couches de plus faibles caractéristiques, même si celles-ci sont incluses entre deux couches plus résistantes.

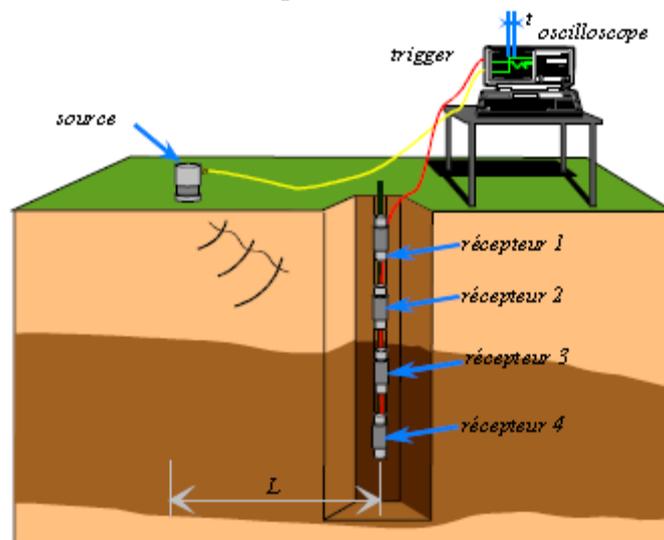


Figure 4.17 Schéma de l'essai down-hole

#### 4.3.2. 3 Essai up-hole :

L'essai au sismo-cône est la combinaison d'un essai de pénétration au cône et d'un essai down-hole (figure 18). Il n'est pas nécessaire de réaliser de forage préalable. En plus des mesures ponctuelles de modules de déformation par les essais sismiques, l'essai au sismo-cône permet d'obtenir un profil continu de résistance du sol par l'essai de pénétration au cône (Mayne, 2001). L'essai consiste à générer une onde de cisaillement et à enregistrer au moyen d'un sismographe les signaux des géophones. Le générateur d'ondes est constitué d'une enclume métallique sur laquelle un opérateur frappe avec un marteau. Ce dernier est équipé d'un système permettant le déclenchement de l'enregistrement par le sismographe dès que la source est activée.

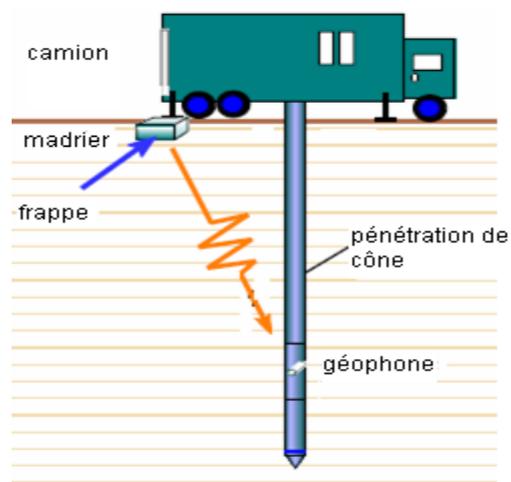


Figure 4. 18 Schéma d'un essai sismo-cône

#### 4.3.2. 4 Pressiomètre Ménard :

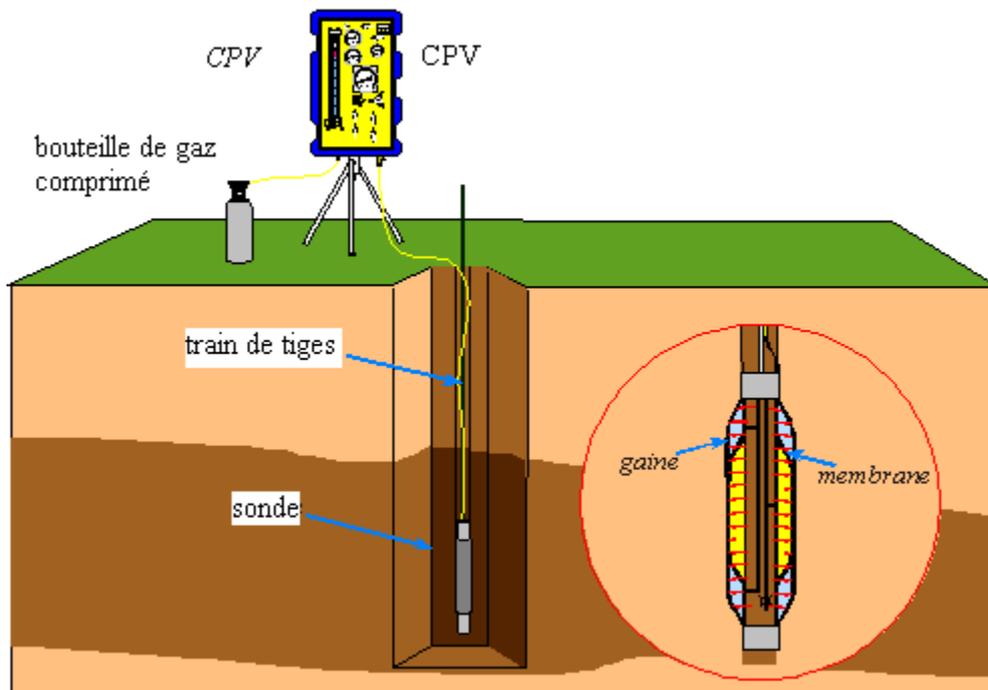


Figure 4.19 Principe de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (figure 19). La réalisation de l'essai proprement dit comporte deux opérations : le forage et la réalisation de l'essai pressiométrique lui-même.

Le matériel pressiométrique comprend un contrôleur pression-volume appelé CPV, des tubulures et une sonde (figure 19). Le contrôleur est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulures coaxiales ou non en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau, jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa, à l'aide d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué.

Il existe plusieurs types de sonde (Jézequel et Touzé, 1970) mais la plus sonde la plus utilisée est la sonde de type G de 58 mm de diamètre extérieur. L'âme de la sonde est constituée par un unique cylindre métallique servant de support à trois cellules fermées. Les trois cellules sont revêtues d'une gaine en caoutchouc. La cellule centrale est elle-même recouverte par une membrane en caoutchouc qui l'isole des cellules de garde. La division en trois cellules, deux cellules de garde entourant la cellule de mesure, permet d'assurer une déformation à peu près cylindrique de cette dernière (voir Baguelin *et al.* 1978).

La technique utilisée pour la mise en place de la sonde est le forage préalable. La mise en place de la sonde est l'opération la plus délicate, qui décide de la fiabilité des résultats d'essai. Une fois la sonde mise en place, l'essai d'expansion peut débuter. Il consiste à appliquer progressivement, par paliers, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde en fonction de la pression appliquée. Il permet d'obtenir le module pressiométrique  $E_M$ , la pression limite pressiométrique  $p_i$ , la pression de fluage  $p_f$  et la pression de contact avec le terrain  $p_0$ .

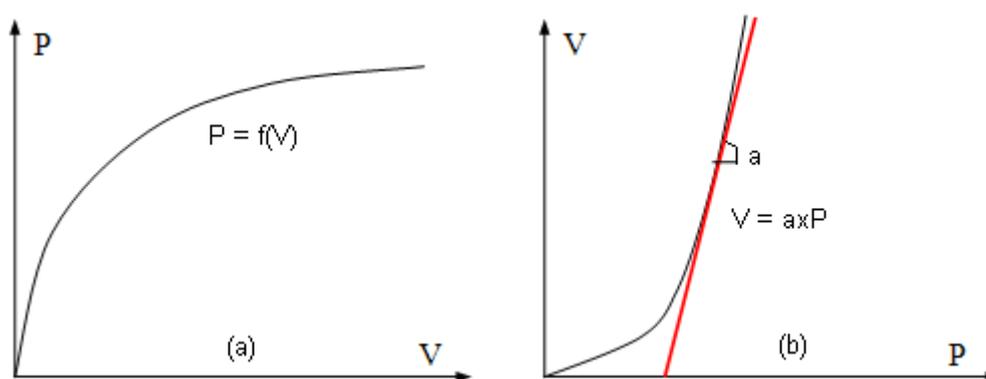


Figure 4. 20 Correction de la membrane et du volume

Les valeurs de la pression lues au manomètre et du volume lues au CPV sont corrigées en utilisant les résultats de l'étalonnage de la sonde avant l'essai. L'étalonnage de la sonde à l'air libre a pour l'objectif de déterminer la résistance propre de la membrane de la sonde (figure 20.a). L'étalonnage de la sonde dans un tube rigide pour empêcher le gonflement de la sonde est nécessaire pour déterminer la perte du volume injecté due à la dilatation des tuyaux et aux

connexions (figure 4.20.b). La pression corrigée et le volume corrigé sont déterminés comme suite :

$$P_{\text{corrigée}} = P_{\text{lue}} + \gamma_{\text{eau}} h - f(V_{\text{lue}})$$

$$V_{\text{corrigée}} = V_{\text{lue}} - a \cdot p$$

Avec:

$\gamma_{\text{eau}}$  : poids volumique de l'eau injectée, égal à 10 kN/m<sup>3</sup>,

$h$  : hauteur entre la sonde et le CPV,

$f(V_{\text{lue}})$  : pression corrigée, déterminé par l'étalonnage de la sonde à l'air libre,

$a$  : coefficient de compressibilité, déterminé par l'étalonnage dans un tube rigide.

La courbe corrigée (figure 21) est constituée par une succession de segments de pente  $m_i$ ,  $mE$  est la valeur  $m_i$  la plus faible, dont les limites sont les points  $(V_E, p_E, \text{ et } V_{E'}, p_{E'})$ . Cette courbe se divise en trois phases :

- phase I : phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol,
- phase II : phase pseudo-élastique,
- phase III : phase des grands déplacements.

La phase pseudo-élastique est la courbe pressiométrique dont l'ensemble des segments consécutifs ont une pente inférieure ou égale à  $\beta$  fois la pente  $mE$ , avec :

$$\beta = 1 + \delta_p \frac{P_{E'} + P_E}{P_{E'} - P_E} + \frac{2\delta V}{V_{E'} - V_E}$$

Avec :

$\delta_p$  : erreur sur la mesure de pression, égale à 1/100

$\delta_V$  : erreur sur la mesure du volume de liquide injecté : 3 cm<sup>3</sup>

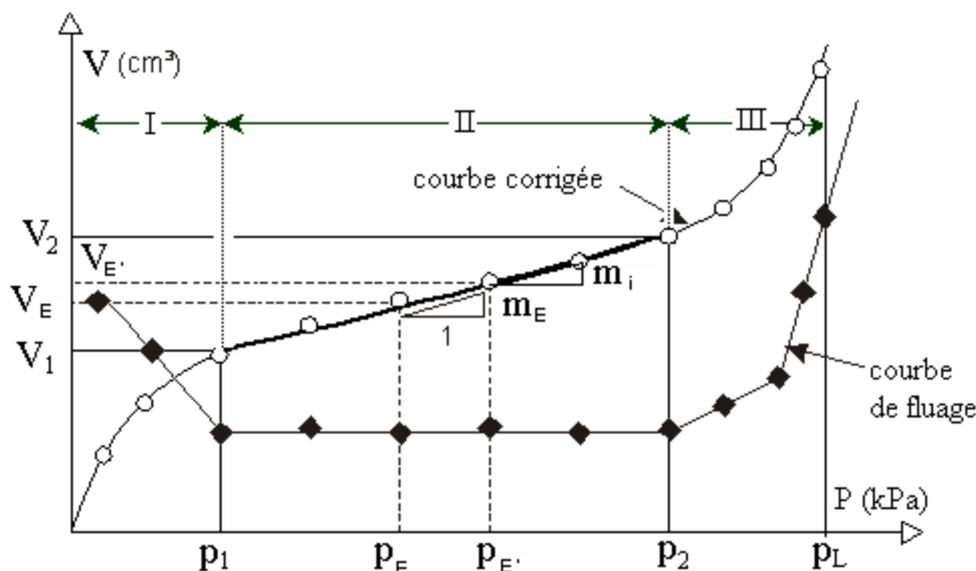


Figure4. 21 Courbe pressiométrique corrigée

Le module pressiométrique Ménard  $E_M$  est déterminé dans la plage pseudo-élastique, en considérant le sol en élasticité linéaire, en déformation plane :

$$E_M = 2(1+\nu) \left[ V_s + \frac{V_1 + V_2}{2} \right] \frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1}$$

Un module pressiométrique  $G_M$  est également déduit à partir de  $E_M$  :

$$G_M = \frac{E_M}{2(1+\nu)}$$

$V_s$  : Volume de la cellule centrale (de l'ordre de 535 cm<sup>3</sup> pour les cellules standard). On notera que les principales sources d'erreur résident dans le mode de réalisation de la cavité où va être réalisé l'essai.

#### 4.4 Conclusion et Comparaison

En première approche, les essais sur chantier présentent plus d'avantages que les essais au laboratoire. Les sols ou roches testés en place sont supposés subir moins de remaniement que les éprouvettes de laboratoire. Pour les matériaux discontinus tels que les argiles raides fissurées, roches fissurées, les essais *in situ* en vraie grandeur peuvent donner une estimation plus réaliste des caractéristiques du massif de matériau.

La plupart des essais en place se déroulent de manière rapide et économique. Malgré ces avantages, les essais en place présentent aussi des difficultés. D'abord, les conditions de travail dépendent de l'environnement (pluie, orage,...). Les conditions de drainage ne sont pas assurées et les chemins de contraintes ne sont pas connus ni maîtrisés. Les sols et les roches sont quand même remaniés à cause de l'installation des équipements. Le taux de déformation est plus grand que celui du laboratoire, et la nature du sol n'est pas directement identifiée. En plus, la justesse des résultats dépend beaucoup plus de l'expérience de l'opérateur.

Les essais au laboratoire présentent quelques avantages tels que : les conditions aux limites sont bien définies, le contrôle du drainage est assuré, le chemin de contraintes est bien connu, la nature du sol est identifiée. En plus, les essais au laboratoire permettent d'identifier plusieurs aspects du comportement du sol : isotropie, anisotropie, effet du temps, influence du déviateur, de la contrainte moyenne,...

Toutefois, ils connaissent aussi des défauts. On ne sait pas prélever d'éprouvettes intactes dans certains sols. Ils sont longs, car il faut recréer par la phase de consolidation, le champ de contraintes initiales avant de réaliser l'essai. Ils sont susceptibles d'être biaisés par un certain nombre d'erreurs (la présence de jeux au niveau des surfaces de contact et la non-coaxialité dans l'empilage mécanique de la machine d'essai, par exemple).