

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université de Ghardaïa



Faculté des Sciences et Technologies
Département hydraulique et Génie Civil

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Par :

KHAIROUNE Mohammed Amine

KECHAR Baelhadj

Thème

**METHODOLOGIE D'UNE ETUDE DE SOL POUR LES
OUVRAGES SOUMIS A DES CHARGES DYNAMIQUES.
CAS DES CENTRALES ELECTRIQUES**

Soutenu publiquement le : 27/10/2020

Devant le jury :

SALHI Imad

MAA

Univ. Ghardaïa

Président

DAHEUR El Hadj Guasmia

MCB

Univ. Ghardaïa

Examineur

AMIEUR Abdenacer

DT

LTPS Ghardaïa

Encadreur

Année universitaire 2019/2020

Nous remercions ALLAH qui nous aide et nous a donné la patience et le courage durant ces longues années d'étude.

Nos vifs remerciements sont d'abord adressés à monsieur le professeur **Dr. AMIEUR Abdenacer** qui nous a fait l'honneur de diriger et d'encadrer ce travail de recherche ; nous tenons à lui exprimer nos gratitude et profond respect.

Nous avons envie d'adresser nos sincères remerciements aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous avons soutenu dans la poursuite de nos études.

Nous souhaitons d'adresser aussi nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce manuscrit.

*Au profond de mon cœur je dédie ce travail a tout ceux
qui me sent chers*

- *A la mémoire de mes chers parents*
- *A mon grand frère : Bealhadj*

*Pour son soutien, son affection et la confiance qu'il
m'accordé*

- *A tous mes chères sœurs et mes frères*
- *A ma femme*
- *A tous les membres de ma famille*
- *A tous mes amies*
- *A tous ceux qui m'aiment*

KHAIROUNE M.Amine

*Au profond de mon cœur je dédie ce travail a tout ceux
qui me sent chers*

- A mes chers parents

*Pour leur soutien, leur affection et la confiance qu'ils
m'accordent*

- A tous mes chères sœurs et mes frères

- A tous les membres de ma famille

- A tous mes amies

- A tous ceux qui m'aiment

KECHAR Baelhadj

Résumé :

Une fondation est un élément essentiel dans l'ouvrage qui permet assurer la stabilité de la structure. Les fondations des structures doivent être conçues de manière à éviter le phénomène de cisaillement ou de tassement par rapport au sol. La méthode traditionnelle de conception des fondations est basée sur le concept de capacité portante.

Ce travail est basé sur une méthodologie permettant de calculer la capacité portante du sol pour les différentes charges dynamiques et statiques résultantes d'un ouvrage à travers des essais réalisées in situ et au laboratoire.

Mots clés : fondation, cisaillement, tassement, méthodologie, capacité portante, Charges dynamiques.

Abstract:

A foundation is an essential part of any building to ensure the stability of the structure. The foundations of the structures must be designed in such a way as to avoid the phenomenon of shearing or settlement with respect to the ground. The traditional method of designing foundations is based on the concept of bearing capacity.

This work is based on a methodology for calculating the bearing capacity of the soil for the different dynamic and static loads resulting from a structure through tests carried out in situ and in the laboratory.

Key words: foundation, shear, settlement, methodology, bearing capacity, dynamic loads.

الملخص :

الأساس هو جزء مهم من أي مبنى لضمان استقرار الهيكل. يجب تصميم أسس الهياكل بطريقة تتجنب ظاهرة القص أو التسوية بالنسبة للأرض. تعتمد الطريقة التقليدية لتصميم الأساسات على مفهوم قدرة التحمل.

يعتمد هذا العمل على منهجية لحساب قدرة تحمل التربة للأحمال الديناميكية والساكنة المختلفة الناتجة عن الهيكل من خلال التجارب التي تقام في الموقع وفي المختبر.

الكلمات المفتاحية: الأحمال الديناميكية الأساس ، القص، التسوية ، المنهجية، قدرة تحمل.

SOMMAIRE

- Remerciement	i
- Dédicace	ii
- Résumé	iv
- Sommaire	v
- Liste des figures	ix
- Liste des tableaux	xi
- Liste des symboles	xii
- Introduction générale	01

CHAPITRE I : METHODES DE RECONNAISSANCE DE SOL IN SITU

- Sondage et forage	
o Introduction	03
o Mode opératoire	04
o L'appareillage	05
- Les essais géotechniques en place (in situ)	
o Introduction	07
o Pénétration statique (CPT)	07
o Pénétration dynamique (PDL)	09
o Essai (SPT)	11
o Essai pressiomètre	14
o L'essai de scissométrique	15
o Les essais à la plaque	17
- Essais géophysique en place (in situ)	
o Introduction	20
o Méthode de reconnaissance par résistivité	20
o Méthode de reconnaissance par microgravimétrie	22
- Conclusion	24

CHAPITRE II : METHODES DE RECONNAISSANCE DE SOL EN LABORATOIRE

- Analyses de laboratoire	
o Introduction	25
o Analyse d'identification	25
• Analyse granulométrie	25
• Limite d'atterberg	27

SOMMAIRE

• La teneur en eau	29
• Equivalent de sable (ES)	31
• Le poids volumique	34
○ Analyse mécanique	36
• Introduction	36
• Essai de cisaillement rectiligne	36
• Essai de cisaillement triaxial	41
• Essai de compression simple (uniaxiale)	43
• Essais de compressibilité (odomètre)	45
○ Conclusion	47

CHAPITRE III : METHODES DE RECONNAISSANCE PAR ANALYSE DYNAMIQUE

- Les essais dynamiques	48
○ Introduction	48
○ La méthode crosshole	48
○ La méthode downhole	53
○ La méthode sismique réfraction	57
○ Conclusion	61

CHAPITRE IV : CAPACITE PORTANTE DE SOL

- Calcul capacité portante de sol	62
- Introduction	62
- Méthodes de calcul	63
○ Introduction	63
○ Estimation de la capacité portante des sols (fondations superficielle)	63
• Méthode statique par l'utilisation $C-\varphi$	64
• La méthode du pénétromètre dynamique	68
• La méthode du pressiomètre	69
○ Estimation de la capacité portante des sols (fondations profond)	71
• Calcul capacité portante par l'utilisation Formules de battage	72
• Détermination de la charge portante par les formules statiques	73
• Détermination de la charge portante à partir de l'essai au pressiomètre	77

SOMMAIRE

• Détermination de la charge portante à partir de l'essai au pénétromètre	80
• Calcul de la Charge admissible nette Q_{ad} d'un pieu	82
- Conclusion	83
CHAPITRE V : VERIFICATION AU DIFFERANT PHENOMENE	
- Vérification au phénomène de résonance	84
○ Introduction	84
○ Hypothèse et donnée de calcul	84
○ Calcul de la fréquence propre du système machines-fondation	85
• Hypothèse de calcul	85
• La forme de fonction d'impédance	85
• La forme de fonction d'impédance d'une fondation	86
• Calcul d'impédance statique	87
• Calcul d'impédance dynamique	88
• Calcul facteur d'amortissement total	89
• Calcul des fréquences propre	91
○ Comparaison entre les fréquences	92
- Vérification au tassement	92
○ Introduction	92
○ Calcul de tassement	93
- Vérification au phénomène de liquéfaction	94
○ Introduction	94
○ Evaluation du potentielle de liquéfaction	96
• Calcul CSR (le rapport de la contrainte cyclique)	96
• Calcul CRR (le rapport de la résistance cyclique)	98
• Détermination de facteur de correction K_{σ}	104
• Facteur de correction de la magnitude (MSF)	105
• Facteur de sécurité (FS)	106
• Calcul du potentiel de la liquéfaction	107
- Conclusion	107
CHAPITRE VI : LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION	
- Introduction	109

SOMMAIRE

- Les types des fondations	110
○ Fondation superficielle	110
○ Fondation profonde	113
- La profondeur d'ancrage	117
○ Le choix de la profondeur d'ancrage	117
• Niveau de bon sol	117
• Niveau de la nappe d'eau	118
• Niveau de gel	119
• Erosion	121
- Conclusion générale et recommandations	124
- Référence	125

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : METHODES DE RECONNAISSANCE DE SOL IN SITU

Figure I.1	Schéma d'essai pénétromètre statique avec un système d'enfoncement sans choc	08
Figure I.2	Les composants de l'appareille de l'essai PDL	10
Figure I.3	Les composants de l'appareille de l'essai SPT	13
Figure I.4	Les composants de l'équipement de l'essai pressiomètre	15
Figure I.5	Schéma de l'essai scissomètre	16
Figure I.6	Schéma approximatif aux essais à la plaque	19

CHAPITRE II : METHODES DE RECONNAISSANCE DE SOL EN LABORATOIRE

Figure II.1	Exemple des courbes granulométrique	26
Figure II.2	Instruments et matérielles de l'essai granulométrique	27
Figure II.3	Les limites d'atterberg qui limite chaque état	27
Figure II.4	Différent coup de l'appareille CASAGRANDE	29
Figure II.5	Différent parties forment échantillon d'un sol	31
Figure II.6	Essai équivalent de sable	33
Figure II.7	L'équipement de l'essai ES	34
Figure II.8	Poids volumique	35
Figure II.9	Cisaillement a la boite	38
Figure II.10	Courbe de l'essai de cisaillement	38
Figure II.11	Schéma de la machine de cisaillement	40
Figure II.12	Schéma de l'appareille triaxial	42
Figure II.13	La courbe de l'essai uniaxiale	44
Figure II.14	Schéma descriptif de l'appareille de compressibilité	46

CHAPITRE III : METHODES DE RECONNAISSANCE PAR ANALYSE DYNAMIQUE

Figure III.1	Le principe général de fonctionnement de l'essai	50
Figure III.2	Schéma de propagation des ondes (S)	50
Figure III.3	Schéma de propagation des ondes (P)	51
Figure III.4	Paradigme d'acquisition des ondes (P)	52
Figure III.5	Paradigme d'acquisition des ondes (S)	52
Figure III.6	Schéma de principe de l'essai down hole	54
Figure III.7	Paradigme d'acquisition des ondes (S)	55
Figure III.8	Paradigme d'acquisition des ondes (P)	55
Figure III.9	Exemple d'un graphique des vitesses des ondes (P) et (S)	56

LISTE DES FIGURES

Figure III.10	Schéma de mode opératoire de l'essai sismique réfraction	59
 CHAPITRE IV : CAPACITE PORTANTE DE SOL		
Figure IV.1	Schéma réaction de sol aux déférant sollicitation (fondation superficielle)	64
Figure IV.2	Différents cas de chargement	68
Figure IV.3	Courbe exemplaire pressiométrique	70
Figure IV.4	Les réactions aux charges appliquées par un pieu	73
Figure IV.5	La courbe de frottement latéral	78
Figure IV.6	Résistance de pointe équivalente	81
 CHAPITRE V : VERIFICATION AU DIFFERANT PHENOMENE		
Figure V.1	Boucle d'hystérésis	91
Figure V.2	Schéma d'évaluation de potentielle de liquéfaction	96
Figure V.3	Courbes d'obtention le coefficient de réduction des contraintes cycliques	97
Figure V.4	Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir des données SPT	102
Figure V.5	La Courbe de facteur de correction K_σ (Youd et al, 2001)	105
Figure V.6	Variations du (MSF) en fonction de la magnitude du séisme (M_w) (Mayne et al 1999)	106
 CHAPITRE VI : LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION		
Figure VI.1	les types des charges exercées sur les fondations	109
Figure VI.2	schéma d'une fondation superficielle	110
Figure VI.3	schéma d'une fondation isolé	111
Figure VI.4	schéma d'une semelle filante	112
Figure VI.5	schéma d'un radie générale	112
Figure VI.6	schéma d'une fondation semi-profonde	114
Figure VI.7	schéma des sollicitations de sol exercé sur un pieu	115
Figure VI.8	L'organigramme des pieux	116
Figure VI.9	les types de fondation par la variation de niveau de bon sol	118
Figure VI.10	effet de gel sur le sol	120
Figure VI.11	l'impact de variation de température sur le phénomène de gel-dégel	121

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : METHODES DE RECONNAISSANCE DE SOL IN SITU

Tableau I.1	La description du sol selon la valeur N	12
-------------	---	----

CHAPITRE IV : CAPACITE PORTANTE DE SOL

Tableau IV.1	Les valeurs des facteurs de la capacité portante.	66
Tableau IV.2	Valeur du facteur de portance K pour l'essai pressiomètre.	71
Tableau IV.3	Valeurs des facteurs $N_{q\ max}$ et $N_{c\ max}$ en fonction de l'angle de frottement φ .	74
Tableau IV.4	Coefficient β pour quelques pieux.	75
Tableau IV.5	Valeurs de β et $q_{f\ max}$ (kpa).	76
Tableau IV.6	Valeurs de K et φ_a En fonction de φ pour quelques pieux.	77
Tableau IV.7	Les Q correspond à la courbe de frottement latéral.	79
Tableau IV.8	Valeurs de K_c Selon le fascicule 62.	80

CHAPITRE V : VERIFICATION AU DIFFERANT PHENOMENE

Tableau V.1	Corrections au SPT modifié par Skempton	100
Tableau V.2	Facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ A $(N_1)_{60cs}$	100
Tableau V.3	Facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ A $(N_1)_{60cs}$ (Seed et Idriss, 1997)	101
Tableau V.4	Valeurs de V_{s1}^* En fonction de pourcentage de FC	104
Tableau V.5	Valeurs de f relatif à la densité relative	105
Tableau V.6	L'interprétation des valeurs $P_{L\ moy}$	107

CHAPITRE VI : LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Tableau VI.1	Les types des charges exercées sur les fondations	117
--------------	---	-----

LISTE DES SYMBOLES

- N_q** : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur)
- N_c** : facteur de portance de la capacité portante (terme de cohésion)
- N_y** : facteur de portance de la capacité portante (terme de sur face)
- φ** ou **φ'** : Angle de frottement.
- γ** : Poids volumique.
- q_d** : capacité portante brute d'une fondation
- q_{ad}** au **q_{adm}** : capacité portante admissible d'un sol.
- q_d'** : capacité portante nette d'un sol.
- Q_{ad}** : Charge admissible d'un sol.
- N** : le Newton, unité de force.
- kN** ; le kilo Newton (1 kN ~ 1000 N)
- Pa** : le Pascal, unité de contrainte ou de pression (1 Pa = 1 N/m²)
- kPa** : le kilo Pascal (1 kPa = 1000 Pa,)
- KN/m³** : le kilo Newton par mètre cube (1 **KN/m³** = 1000 **N/m³** = 0.1 tonne)
- MPa** : le Méga Pascal (1Mpa = 10⁶ Pa).
- m** : masse ou mètre.
- m²** : unité de surface, le mètre carré.
- g** : accélération de la pesanteur.
- s** : seconde, unité de temps.
- e** : excentricité ou épaisseur.
- H** ou **h** : hauteur
- B** ou **b** : largeur, épaisseur ou diamètre.
- L** ou **l** : longueur ou largeur.
- D** ou **d** : Diamètre.
- a** : Angle.
- q_d** : calculé la résistance dynamique apparente .
- M** : somme des masses des tiges, de l'enclume, de la tige guide et de la pointe.
- A** : la surface de la plus grande section droite de la pointe.
- g** : la surface de la plus grande section droite de la pointe.
- e** : l'intervalle moyen d'enfoncement.
- N** : Le nombre de coup.
- Pl** : pression limite.

LISTE DES SYMBOLES

- Em**: module pressiométrique.
- C1** : les indications des comparateurs .
- P_w**: la masse de l'eau contenue .
- P_d**: la masse sèche de l'échantillon.
- w** : La teneur en eau.
- P_h** : poids humide .
- P_s**: poids sec.
- ES** : *équivalance de sable*.
- Y_S**: Poids volumique spécifique des grains solides .
- Y_w**: Poids volumique spécifique de l'eau.
- Y_d**: Poids volumique apparent du sol sec.
- Y_h**: Poids volumique apparent du sol humide.
- Y_{sat}**: Poids volumique apparent du sol saturé.
- T** : est la force horizontale appliquée pour cisailé l'échantillon .
- N** : est la force verticale appliquée sur l'échantillon.
- A_C**: la surface cisailé .
- C** : cohésion du sol sous la base de la fondation
- σ** : contrainte de déformation .
- UU** : essai non consolidé non drainé.
- CU** : essai consolidé non drainé avec ou sans mesure de la pression interstitielle.
- CD** : essai consolidé drainé.
- E_{œd}**: Modules œdométriques .
- C_c** : Indice de compression.
- C_v** : Coefficient de consolidation verticale.
- E** : module dynamique d'Young.
- G** : module de cisaillement.
- n** : coefficient de Poisson.
- P** et **S** : des ondes sismique de compression et cisaillement.
- V_p** et **V_s** : les vitesses des ondes de compression et de cisaillement.
- σ̄** : La contrainte admissible du sol .
- q** : la charge résultante appliqué sur les fondations.
- σ_γ** : est la contrainte des terres au-dessus de la base de fondation.

LISTE DES SYMBOLES

- Z_i : est l'épaisseur de la couche lié au calcul de la contrainte .
- P_1 : est la pression qui correspond au doublement du volume de départ de la sonde .
- K : coefficient, dit facteur de portance, qui dépend du type de terrain et de la géométrie de la fondation.
- P_0 : pression horizontale des terres au repos au niveau de l'essai pénétrométrique.
- F : coefficient de sécurité, en général pris égal à 6.
- A : section droite du pieu (en ml).
- h_i : épaisseur de la couche i [en m] .
- q_p : est la pression limite sous la pointe.
- a : constante ayant les dimensions d'une pression égale à 50 kPa .
- λ : le coefficient de forme.
- Q_f : frottement latéral .
- β : coefficient pour quelques pieux.
- σ'_h et σ'_v : respectivement sont les contraintes effectives horizontale et verticale à mi-hauteur.
- K et φ_a : sont respectivement le coefficient de poussée du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu.
- Q_p : résistance limite de pointe.
- P_K^* : est la pression nette équivalente.
- K_c : est le coefficient de portance donnée selon fascicule 62.
- q_{ce} : est la résistance de pointe équivalente .
- q_c : résistance à la pénétration statique .
- Q'_p : est force portante nette à la pointe du pieu.
- B : la largeur de la semelle.
- W_t : les poids total des ensembles machine-fondation.
- $K^d(\omega)$: La fonction d'impédance de la fondation.
- ω_0 : la pulsation propre.
- ξ : le pourcentage d'amortissement critique.
- a_0 : est la fréquence adimensionnelle.
- c_s : est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement .
- R : est le rayon pour les semelles circulaire.
- k et c : sont des paramètres adimensionnels.
- W : est l'énergie élastique maximale emmagasinée au cours du même cycle.

LISTE DES SYMBOLES

ΔW : est l'énergie dissipée par cycle.

S_i : est le tassement instantané pendant l'application des charges.

S_c : est le tassement consolidé mesuré après la dissipation des pressions interstitielles. .

S_s : est tassement de compression secondaire.

C_g : L'indice de gonflement.

C_c : L'indice de compression.

σ'_p : La pression de pré consolidation.

σ'_{v0} : la contrainte effective verticale.

r_d : est le coefficient de réduction des contraintes cycliques.

τ_{cyc} : La contrainte de cisaillement cyclique du séisme à une profondeur considérée.

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 .

$(N_1)_{60}$: 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage.

FC : Facteurs de correction.

D_r : la densité relative .

K_σ : facteur de correction .

M_w : la magnitude du séisme.

CRR. : la contrainte de résistance cyclique.

CSR : le rapport de la contrainte cyclique .

FS : le facteur de sécurité .

MSF : facteur de correction de la magnitude .

$P_{L\text{ moy}}$: le potentielle de la liquéfaction.

Introduction :

Afin d'assurer la stabilité d'un ouvrage nécessite d'adapter des fondations où ces fondation recevant les différentes charges engendré par la structure (charges statique ou dynamique) et laquelle représente dans les charges permanentes, accidentelles et charges d'exploitation ou les charges engendré par les vibrations des machines, pour notre cas représenté dans (l'ensemble qui construit le central électrique (turbine-générateur)).

L'assurance de la stabilité l'ensemble ouvrage-fondation n'effectué que par l'assurance de la stabilité du sol d'assise contre rupture en cisaillement et qu'il n'y ait pas de tassement excessif.

La méthode conventionnelle de conception de fondation est basée sur le concept de capacité portante.

L'étude suivante présente une méthodologie de calcul de la capacité portante du sol soumis à des charges dynamique avec la pris en compte des différentes phénomènes intervenant dans la déformation des sols .

La stratégie de l'étude prise par la méthodologie est de défini les caractéristiques du sol a trévère une série des essais en chaine peuvent être in situ (sur place) ou réalisé dans laboratoire afin d'assemblé maximum d'information sur le sol d'assis (la nature, la formulation, le type, la classification, la résistance de sol à la différente sollicitation...).

Cette étude sera principalement basée sur les informations obtenues par les essais de reconnaissance de sol afin de calculé la capacité portante de sol par les différentes méthodes données par la méthodologie.

L'identification de sol et la connaissance de la capacité portante doit être accompagné à des vérifications au certaines phénomènes :

- La résonance.
- Le tassement.
- La liquéfaction.

Ces vérifications assurant la stabilité de l'ouvrage et surtout dans la présence des efforts dynamique.

L'ensemble des informations obtenues par les différents essais et méthodes de calcul nous permet alors de faire la proposition de type de fondation.

L'objectif le plus important de ce travail est d'assembler les différentes connaissances et informations liées à la géotechnique et la géophysique et les différentes informations concernant le sol afin de poser une méthodologie de travail.

La méthodologie proposée organise ces différentes formations et connaissances en deux phases :

- La phase d'entrée : est l'étape d'assemblage des informations liées aux sols :
 - o La granulométrie de sol.
 - o Les pourcentages des éléments constituant le sol.
 - o Le poids volumique, la teneur en eau, le degré de saturation...
 - o L'angle de frottement, la cohésion...
 - o et d'autres informations liées à la propagation des ondes dans le sol.
- La phase de sortie : est l'étape d'obtention des résultats qui dépend de l'utilisation des données de la phase précédente dont laquelle seront utilisés selon les méthodes de calcul données par la méthodologie afin d'arriver à des résultats tels que :
 - o la capacité portante de sol.
 - o vérification des différents phénomènes pouvant toucher le sol et ainsi la déstabilisation de l'ouvrage telle que :
 - Evaluation du potentiel de liquéfaction .
 - Vérification de tassement.

Comme une dernière étape on définit par l'utilisation des données de la phase de sortie le type et la nature de fondation qui peuvent adapter avec le sol et assurer la stabilité de notre ouvrage.

Sondages et forages

1- Introduction :

On peut considérer les sondages comme une première phase de reconnaissance des sols tels qu'à l'aide des forages réalisés avec beaucoup de soin constaté à l'œil nu les différents composants du sol.

Cette phase offre le choix de la zone de terrain valable (bon sol) et assuré via une étude exécutée sur l'échantillon extrait le choix de type de fondation dans lequel ces derniers assurent une bonne stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux types de sondage qui peuvent être exécutés :

- Sondage à ciel ouvert.
- Sondage par forage.

La profondeur des forages est déterminée comme une première approximation par la règle suivante :

- Pour les forages concernant (les semelles ou des massifs) la profondeur est 3 fois la largeur de semelle et avec un minimum de 6 m.
- Pour les radis générale la profondeur est 1,5 la largeur de la construction.
- Pour les pieux la profondeur est 2 fois la largeur de la construction.

Le forage des puits est soumis aux règles suivantes :

- le terrain à bâtir est quadrillé.
- la position des forages sont situés aux croisements de la maille dont le côté ne dépassera pas 30 m.
- les forages doivent effectuer tous les 400 m².
- les forages doivent être alignés ainsi il peut dresser des coupes géologiques longitudinales et transversales du terrain.

Le suivi sous toutes les conditions précédentes est visé la recherche du bon sol, on s'arrête au niveau de la couche de terrain supposée valable pour asseoir la fondation, mais ce terrain bien que de nature résistante, peut-être de faible épaisseur ou reposer sur une couche très compressible, fluente ou affouillable. [5]

2- mode opératoire :

- Pour les sondages à ciel ouvert :

- Sondages par puits blindés :

Il s'agit de creuser des puits carrés (1,20 à 1,50 m de côté) ou circulaire (de diamètre 1,20 m au moins). On commence par disposer à même le sol un cadre à oreilles de préférence qui permettra le démarrage immédiat du blindage indispensable.

Ce type de sondage souvent encore exécuté manuellement coûte cher, et n'est utilisé que pour des investigations peu profondes ne dépassant pas 10 m. Cependant le puits à ciel ouvert offre des avantages importants :

- on voit les couches de terrain en place.
- on peut prélever des échantillons facilement pour laboratoire.
- on peut procéder à des essais de résistance sur les diverses couches rencontrées par chargement direct du bon sol supposé.
- enfin on peut dans le cas de nappe aquifère en mesurer le niveau et le débit et prélever l'eau pour l'analyse.

- Sondage par tranchée exécutée en gradins :

C'est une méthode propre à l'exploration des terrains où doivent s'implanter les voies ferrées, les chaussées, les canaux, etc. et ce type de sondage permet d'observer le terrain in situ, d'en prélever des échantillons pour des essais de laboratoire et même d'effectuer des essais sur place avec un pénétromètre ou un chargement à la table.

- Pour par forage :

- Sondages sommaires :

Ils sont réservés aux bâtiments légers et lorsque le bon sol présumé se trouve à proximité du niveau des fondations projetées. Dans ce cas on peut sonder l'épaisseur de la couche à l'aide de procédés rudimentaires, tels que :

- barre à mine enfoncée à la masse (une volée de 10 coups par exemple).
- tige adaptée au marteau pneumatique.
- tarière placée sur trépied et munie d'une sonde, d'un trépan, etc.

- L'inconvénient majeur de ces procédés est qu'ils sont limités à de très faibles profondeurs et qu'ils ne permettent pas de définir la nature des couches traversées.

- Sondages profonds :

Ces forages visent essentiellement le prélèvement d'échantillons intacts, appelés carotte, et destinés à subir des essais en laboratoire.

Le diamètre du forage sera petit, en général par mesure d'économie, tout en permettant d'obtenir des carottes d'au moins 50 mm diamètre. [5]

3- L'appareillage :

Les matériels et les outils sont utilisés dans l'opération de forage et prospection varient selon le but visé et la nature de terrain à prospection

- Pour les sondages à ciel ouvert.

Concernant les puits et tranchées, l'opération de creusement, être soit :

- Manuelle : pour les puits et les tranchées de petite taille on peut les creuser très bien à main à l'aide des outils comme (pioche, pelle, etc.).
- Par engin : pour les puits et les tranchées plus ou moins de grande taille on utilise des mini pelles ou des mini tractopelles pour les tranchées de grande taille on utilise des engins appelés engin d'extraction.

- Pour les sondages par forage :

Pour les sondages par forage on peut distinguer plusieurs matériels et outils conçus spécialement pour l'opération de forage.

- Les outils d'attaque :
 - soit par percussion, afin de disloquer le terrain à l'aide de trépan divers, comme sur la figure suivante. Les trépan comportent deux parties :
 - une tige qui agit par son propre poids.
 - un gros ciseau en acier forgé.

- soit par rotation, avec des tarières (jusque F 30 à 40 cm) pour les sols meubles.
- soit par les tubes sondeurs : ce sont des outils qui travaillent à la manière d'un foret dans le métal, ils attaquent la roche par cisaillement et en détachent des copeaux et de ce fait nécessitent une poussée 5 à 10 fois plus forte que celle nécessaire à l'outil de percussion, ce qui implique le refroidissement de l'outil.
- Les outils de curage : qui remontent les déblais grâce à la trousse coupante dont est dotée leur base. [5]

Les essais géotechniques en place (in situ)

1- Introduction :

Les essais géotechniques in situ permettent aux techniciens à constater à l'œil nu les différentes couches de sol et leurs comportements physiques et les constituants qui interviennent dans la construction de ce sol (échantillon) d'un part d'autre, permettent d'obtenir des résultats délicats (précis), globaux et immédiats par rapport aux essais de laboratoire qui donnent des résultats discontinus; ces essais varient de l'un à l'autre selon l'étude et la norme suivie.

2- Pénétromètre statique (CPT) :

- Définition :

Le pénétromètre statique, imaginé par les Hollandais en 1932 développé par eux dans les années 50. cette dernière nous permet de découvrir la résistance à la pénétration de cône à l'aide d'une apparence faite spécialement pour cette opération.

- Mode d'opérateur :

À une vitesse constante lente, à l'aide d'un vérin, cela permet au pointe conique portée par un train de tiges à faire pénétrer dans le sol par pression statique c'est-à-dire sans choc à la fin l'essai de pénétromètre statique nous permet de déterminer la résistance à la pénétration de cône.

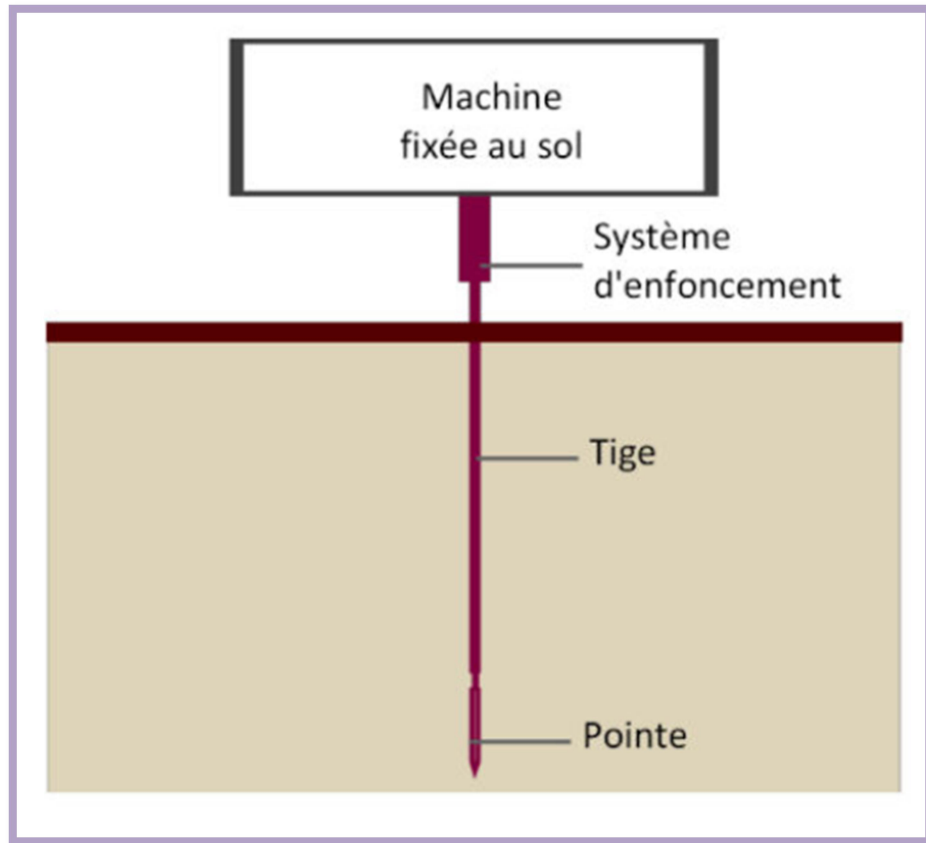


Figure I.1 : schéma d'essai pénétromètre statique avec un système d'enfoncement sans choc.

Ces dernières étapes nous permettent à relever des lecteurs pour chaque profondeur connue afin de tracer des graphiques en fonction de la profondeur atteinte par la résistance à la pénétration du cône q_c qui calcul par la relation suivante : $q_c = \frac{Q_c}{A_c}$ tel que Q_c est la force sur le cône (ou effort de pointe) et A_c la surface de la plus grande section droite de la pointe.

- **L'appareillage :**

Les appareils de pénétromètre statique sont très nombreux mais le principe général de leur fonctionnement c'est le même, mais on peut remarquer quelque différence sur :

- La pointe est mobile ou fixe par rapport au fut.
- Le diamètre du cône.
- La force maximale sur le cône.
- Et d'autre paramètre qui font la différence entre ces appareils.

En fin chaque norme recommande un pénétromètre-type qui adapté avec les besoins de la norme elle-même et ses caractères.

3- Pénétromètre dynamique (PDL) :

- Définition :

Exécuter un sondage au pénétromètre dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol par battage une pointe métallique portée par un train de tiges et à mesurer à intervalles d'enfoncement réguliers l'énergie nécessaire correspondante.

- Mode opératoire :

Il existe un essai type pour chaque norme; indiqué dans les documents de référence.

D'une façon générale l'essai admet les opérations suivantes :

Un mouton d'une masse M tombe en chute libre d'une hauteur constante H sur une enclume solidaire du train de tiges et produit ainsi l'enfoncement de la pointe. On note le nombre de coups N_d nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur « h ».

A l'aide d'une formule dite les Hollandais qui s'écrit :

$$q_d = \frac{M}{M+\dot{M}} \times \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e}$$

Nous permette de calculé la résistance dynamique apparente q_d tel que :

- M : masse de mouton.
- \dot{M} : somme des masses des tiges, de l'enclume, de la tige guide et de la pointe.
- A : la surface de la plus grande section droite de la pointe.
- g : la surface de la plus grande section droite de la pointe.
- e : l'intervalle moyen d'enfoncement égal à : $\frac{h}{N_d}$

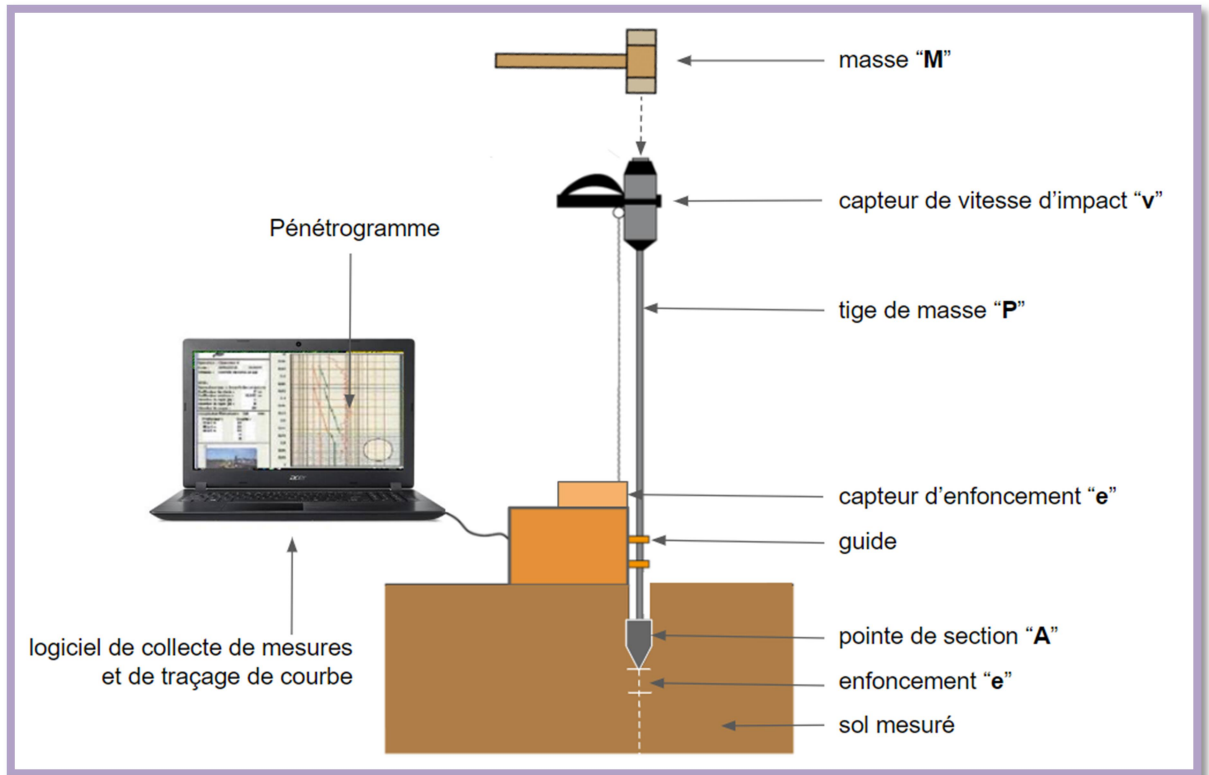


Figure I.2 : les composants de l'appareille de l'essai PDL.

Les résultats se traduisent sous forme de graphique donnant en échelle arithmétique les variations de la résistance dynamique apparente en fonction de la profondeur atteinte par la pointe. Celle-ci nous a permet d'interprété les résultats de différente couches de sol opéré.

Chaque graphique peut porter les indications suivantes :

- le type de l'appareil et de son système de mesure.
- le numéro d'identification du sondage.
- la ou les dates d'exécution.
- la cote de départ et, éventuellement, les coordonnées dans un système de référence précisé.
- l'indication des profondeurs et durées des éventuelles interruptions.
- le niveau de l'eau dans le sondage après extraction.

- **L'appareillage :**

Pour chaque appareille on doit mentionner sur les feuilles d'essai, les caractéristiques essentielles de l'appareil et du processus d'essai, en particulier les valeurs de tous les paramètres entrant dans le calcul de q_d .

Les éléments intervenants dans la composition de l'appareille d'essai : [6]

- Mouton :

Le mouton est levé par un dispositif qui le libère automatiquement en position haute de façon que sa hauteur de chute soit constante et sa vitesse initiale négligeable. La chute du mouton est absolument libre.

- Enclume et tige-guide :

L'enclume et la tige guide sont parfaitement solidaires entre elles et avec le train de tiges. L'axe de l'enclume, de la tige-guide et du train de tiges est unique et vertical.

- Tiges :

Les tiges sont lisses, bien droites et leur assemblage se fait de manière à éviter tout jeu au niveau des raccords. Les raccords ont le même diamètre extérieur que les tiges. Celles-ci sont marquées, soit de manière permanente, soit avant leur battage, à intervalles réguliers correspondant à «h».

- Pointe :

La pointe a une forme cylindro-conique. Le cylindre a un diamètre égal à sa hauteur. Le cône a un angle au sommet de 90° . Le diamètre de la pointe est supérieur à celui du train de tiges de $(20 \pm 2 \text{ mm})$.

4- **Essai SPT (standard penetration test):**

- **Définition :**

L'essai SPT est un essai permettant de déterminer la résistance à la pénétration dans les terrains d'un tube échantillonneur fendu, enfoncé par battage dans un forage, et d'obtenir des échantillons remaniés du sol pour examen et identification.

- **Mode opératoire :**

La méthode d'essai consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5 kg à une hauteur de 76 centimètre pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 15 centimètre).

Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incréments (15 centimètre).

L'incrément 15 centimètre initial est considéré comme une commande d'allocation des places. Les coups exigés pour le deuxième et le troisième incréments 15 centimètre sont montés pour fournir des coups de 30 centimètre. Ce total est mentionné comme le nombre des coups "N" de SPT.

La valeur de N qui représente la compacité du sol à une profondeur H donnée, le carottier est enfoncée sur 45 cm telle que:

- 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 $N = N2+N3$.

Des comptes de coup pris pour chaque intervalle de 15 centimètre devraient être enregistrés, même pour l'incrément d'allocation des places. En plus, tout le rétablissement de sol pendant la commande 45 centimètre ne devrait être enregistrée.

Le nombre de coup N est justifié selon le tableau suivant :

Tableau I.1 : la description du sol selon la valeur N.

N°	Valeur N (Coup)	Description du sol
1	0 - 4	Argile très douce.
2	5 - 10	Argile douce.
3	11 - 30	Argile moyennement compacte.
4	31 - 50	Argile compacte à rigide, limon compact, limon et sable perdant, sable et gravier moyennement compact.
5	> 50	Argile, gravier et roche compacts à très compacts ou couche dure.

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.
- N est toujours enregistré comme nombre entier.

- **L'appareillage :**

La réalisation de l'essai nécessite un appareillage de l'SPT, le schéma suivante présente les différent partie forment l'appareille :

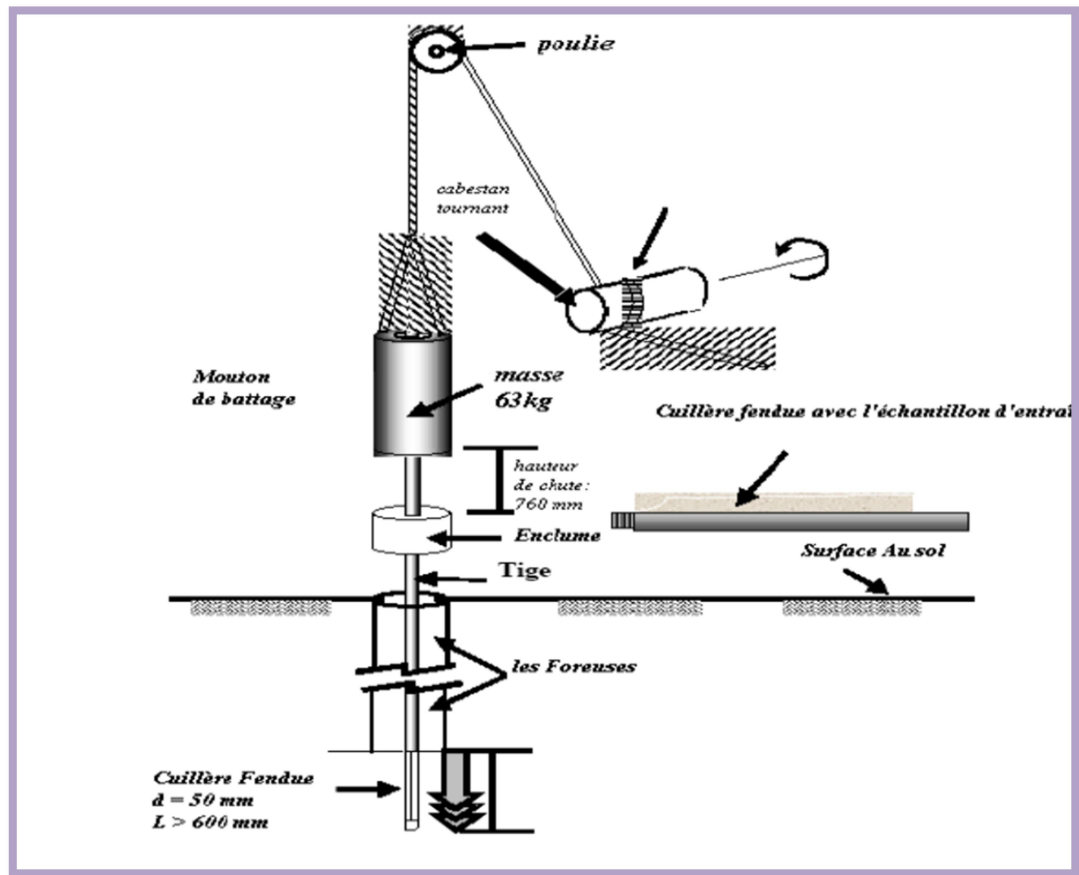


Figure I.3 : les composants de l'appareille de l'essai SPT.

5- Essai pressiomètre :

- Définition :

L'essai de pressiomètre nous permet à déterminer les déformations horizontales et la rupture de différente couche du sol traversé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable radialement a gaz généralement l'azote, descendu dans un forage de faible diamètre.

- Mode opératoire :

- Après la réalisation d'un forage que le diamètre de ce forage ne doit pas dépassé les 63 mm maximum. La qualité et la dimension de forage sont très importantes pour voire à faire un essai de bonne qualité (moine d'erreur). on peut donc commencer la réalisation de l'essai.
- Un fois la sonde mise en place on exerce une pression P1 et on note les déformations volumétriques correspondantes, à 15, 30,60 secondes. On continuer ainsi jusqu'à la pression maximale atteint 5 MPa, ou que le volume de la sonde atteint a voisin de 750 cm³ maximum selon le type de sonde utilisé.
- Après l'obtention des résultats on trace le diagramme de volume en fonction de la pression. L'interprétation de ce dernier nous permet à découvrir P1 : pression limite, Em: module pressiométrique.

- L'appareillage :

La sonde qui intervenir dans la réalisation de l'essai constitué des principales parties sont :

- Sonde tri-cellulaire.
- Des manomètres contrôleur pression volume.
- Bouteille de GAZ.
- Dispositif d'enregistrement des données.
- Tubulures.

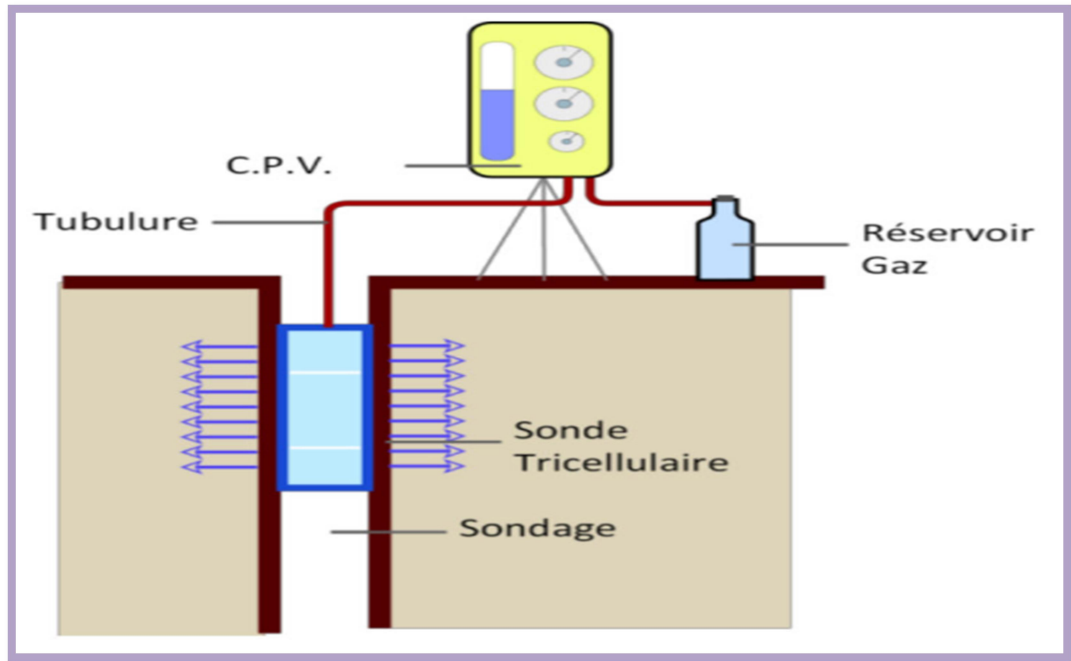


Figure I.4 : les composants de l'équipement de l'essai pressiomètre.

6- L'essai de scissométrique :

- Définition :

Le scissométrique est un essai consiste à mesurer la cohésion de certain sol fin à travers un instrument appelé scissomètre ce dernier inventé également dans 1948.

- Mode opératoire :

Un forage préparer de n'importe quelle façon, soit tubé ou non et la manier de préparation n'est pas spécifiée.

On met le scissomètre dans le forage au niveau du sol à tester et par le fonçage sans choc, ni vibration, ni rotation. La partie supérieure du moulinet se situe à plus de 0,5 m en-dessous du niveau de départ du fonçage.

Après la mise en place de l'appareille, un couple de torsion crée par l'application d'une vitesse angulaire d'environ 18° par minute au moulinet à quatre pales porté par un train de tige, cet dernier action permet à cisailé le sol par les quatre pales.

Une fois le sol cisailé Les lectures de rotation ont lieu toutes les 10 secondes, après 6 lecteurs en passe à une rotation rapide afin que le moulinet fasse 10 tours dans le sol. Pui ont repris la vitesse de rotation utilisée pendant l'essai et les six lecteurs espacé de 10 sec.

L'essai est arrêté si le moment atteint la valeur maximale admissible pour la barre de torsion.

Les résultats de l'essai présentés sous forme des graphiques comportant les éléments suivants :

La courbe d'essai moment de torsion T en fonction de la rotation θ permet de déterminer :

- la résistance maximale au cisaillement; cohésion scissométrique.
- La résistance résiduelle : cohésion remaniée. Celle-ci est mesurée après que le moulinet ait effectué plusieurs tours dans le sol.
- La sensibilité du sol est le rapport entre la cohésion et la cohésion remaniée.

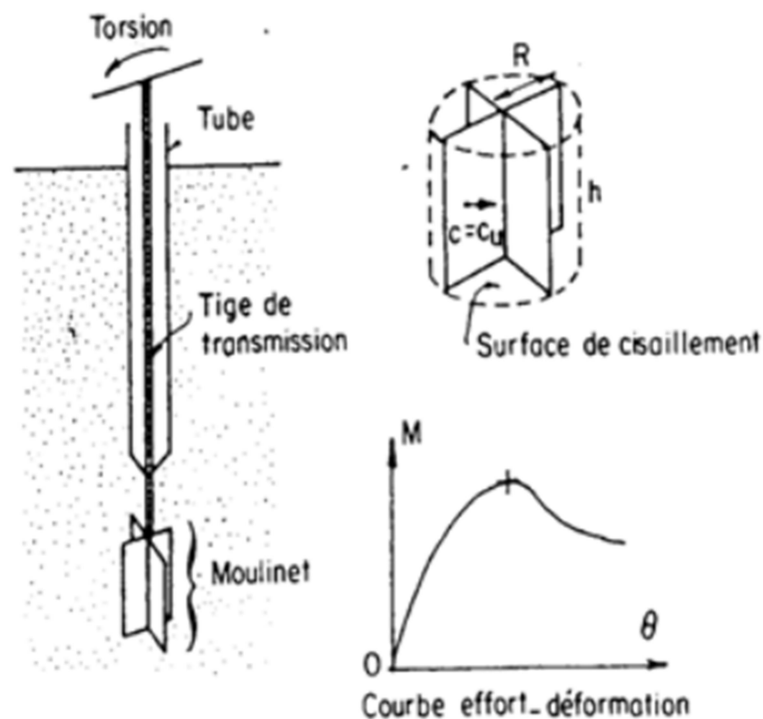


Figure I.5 : Schéma de l'essai scissomètre.

- **L'appareillage :**

Le scissomètre est un instrument de mesure utilisé consiste à mesurer la cohésion de certains sols fins (argiles, limons, vases).

Le scissomètre est composé de trois parties essentielles sante:

- La partie inférieure : Contient un moulinet à quatre pales orthogonales entre elles.
- La transmission : Contient un train de tige qui transmet l'effet de torsion au moulinet.
- La partie supérieure : l'endroit au on applique le couple de torsion.

Il existe plusieurs choix de scissomètre, soit normalisés ou non, avec un choix de pales.

On attirera l'attention beaucoup plus sur le fait que la vitesse de cisaillement des sols influe beaucoup sur le résultat des essais.

7- **Les essais à la plaque :**

- **Définition :**

L'essai consiste a évalué la déformabilité et le déplacement verticale moyen de la surface du sol située sous une plaque rigide circulaire par l'application d'un cycle des chargements.

On distingue trois types d'essais à la plaque ayant chacun un mode opératoire différent. Ce sont :

- L'essai westergaard.
- L'essai de déformabilité.
- L'essai de chargement.

Les essais a la plaque nous permet à :

- Dimensionner des revêtements de chaussée des pistes rigides et des dallages carrossable dans lequel soumis à des charges roulante par la méthode empirique de Westergaard.

- Mesurer la déformabilité des plateformes de terrassement qui contient des éléments constructifs de grosse dimension ne dépasse pas 200 mm.
- Contrôler les fonds de fouille de fondations ou d'apporter des éléments complémentaires sur le comportement d'une fondation.

- **Le mode opératoire :**

Dans le but d'assurer d'un bon contact entre la plaque et le sol on décapant jusqu'au niveau projeté pour l'essai et on dépose sous la plaque un lite de sable fin d'environ de 1cm d'épaisseur.

Pour assurer la bonne disposition de plaque on appliquant une pression de 10 kPa sur la plaque pour bien mettre en place tous les éléments du dispositif.

L'essai ce fait par des cycles de chargement selon les trois essais :

- Pour l'essai westergaard On applique une pression de 10 kPa et on la maintient constante jusqu'à ce que la variation des indications données par les comparateurs soit inférieure à 5/100 de millimètre par minute. Puis on décharge alors la plaque et dès que les comparateurs se sont stabilisés, on note leurs indications : soit C_0 la moyenne de ces indications. Comme une dernière étape on applique alors sur la plaque une pression de 70 KPa et on la maintient constante jusqu'à ce que la variation des indications données par les comparateurs soit inférieure à 5/100 de millimètre par minute. Soit C_1 les indications des comparateurs à cet instant. On a : $K = \frac{7 \times 10^4}{C_1(m) - C_0(m)}$.
- Pour les deux essais déformabilité et chargement : Il existe plusieurs méthodes de mesure et plusieurs modes d'interprétation de ce module de déformation à la plaque. Le plus souvent, on effectue l'essai au même point et avec la même plaque en imposant deux cycles de chargement successifs qui permettent de déterminer deux modules notés E_{v1} et E_{v2} .

Les résultats d'essai présenté sous forme des graphiques et des courbes donnant par les déflexions moyennes en fonction des pressions appliquées.

Pour l'essai de chargement, on fournit en plus les deux graphiques suivants :

- un graphique d'évolution des déflexions à pression constante en fonction du logarithme du temps qui se présente sous la forme d'un réseau de courbes d'équation : $s = s_0 + \alpha \log t$.
- un graphique d'évolution du coefficient α en fonction de la pression q sous la plaque.

- **L'appareillage :**

Pour réaliser les trois essais de chargement il exigé un ensemble des outilles et des instruments intervenant dans la réalisation sont :

- Une plaque circulaire rigide.
- Un vérin hydraulique, s'appuyant sur la plaque citée ci-dessus, en son centre. Ce vérin est équipé d'un dispositif dynamométrique.
- Un portique, sous lequel le vérin prend appui par l'intermédiaire d'un dispositif formant rotule, pour appliquer la charge sur la plaque. Ce portique peut être un camion à essieu de 13 tonne chargé et de grande dimension qui jeu le rôle de massifs de réaction. Il est nécessaire que les roues de camion soient écarté le plus possible du bord de la plaque d'essai.

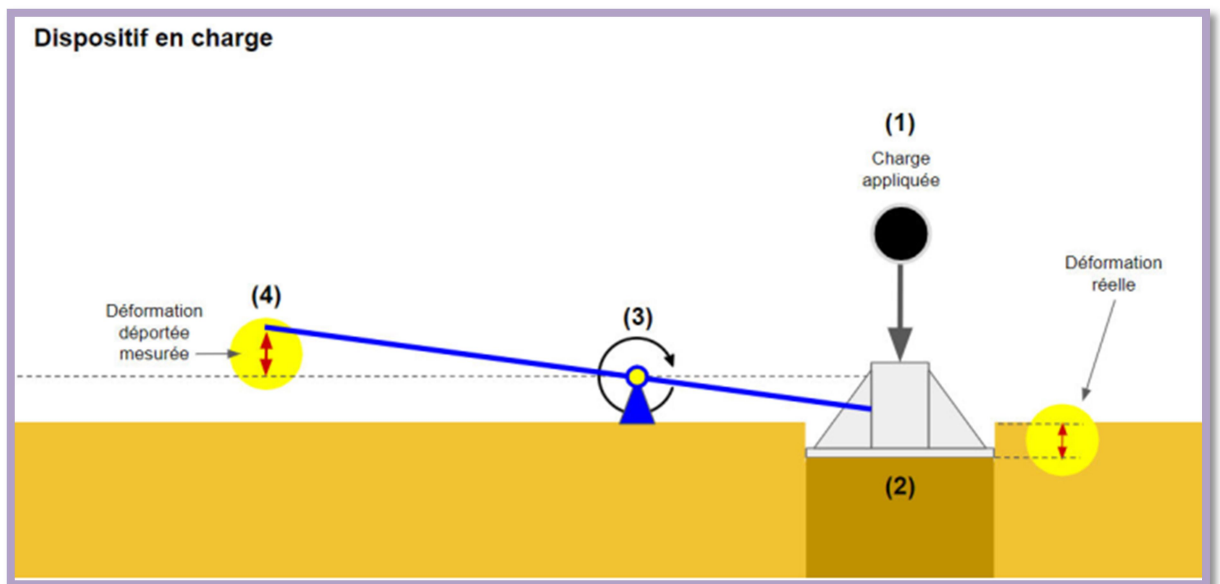


Figure I.6 : Schéma approximatif aux essais à la plaque.

Essais géophysique en place (in situ)

1- Introduction :

L'étude géophysique donne au sol ou le terrain étudié une pièce d'identité dans lequel sera connu géologiquement par les autorités compétentes.

L'étude basse sur la mesure de certain valeur et la variation de certain paramètre physique tels que :

- résistivité électrique du sous-sol.
- intensité de la pesanteur.
- célérité des ondes de compression.

D'une façon générale les essais géophysique permettent Traités, interprétés et combinés, les résultats de ces mesures ce dernier nous donne une identification de la nature des sols et des roches et de leur contenu ainsi que la géométrie du sous-sol.

2- méthode de reconnaissance par résistivité :

- définition :

Dans le but de détermination les caractéristiques d'un sol par une méthode non destructive et intégrante.

L'essai de mesure par la résistivité électrique offre la possibilité de spatialiser précisément les différents horizons du sol et de localiser leur variation d'humidité.

- Mode opératoire :

A l'aide d' un dispositif quadripôle, chaque pole consiste d'une électrode, les quatre électrodes alignées et plantée dans le sol telle que deux électrodes sont destinées à l'injection de courant d'intensité connu et les deux autres électrodes, servent à mesurer la différence de potentiel.

La distribution des électrodes dépende au dispositif utilisé, en distingue donc 3 type les plus couramment utiliser sont :

- Dispositif WENNER :

Électrode sont séparé d'une distance égal entre elle et c'est le plus simple.

- Dispositif SCHLUMBERGER :

La distance entre la première électrode et le deuxième c'est la même entre le troisième et le quatrième mais la distance qui été entre les deux premier et les deux dernier est très sensiblement et plus considérable.

- Dispositif PALMER :

C'est l'inverse du dispositif SCHLUMBERGER telle que toujours La distance entre la première électrode et le deuxième c'est la même entre le troisième et le quatrième mais elle est très faible devant la distance qui été entre les deux premier et les deux dernier.

Par l'injection de courant à l'aide des électrodes d'injection, les porteurs de charges déplacent dans le sol pour rétablir l'équilibre électrique.

Les électrodes réceptrices mesurant la différence de potentiel de courant électrique qui été créé par le mouvement de charges dans le milieu.

La représentation des résultats être sous forme :

- un tableau indiquant les coordonnées de chaque point de mesure leurs valeurs et d'autres informations liée au dispositif utilisé.
- un graphique à échelles bi-logarithmiques donnant les variations de la résistivité en fonction de la taille du dispositif. Et leur interprétation.

- **l'appareillage :**

L'essai consiste a utilisé un ensemble de plusieurs partie désigné a mesuré la différence potentiel d'un courant injecté dans le sol.

L'opération faite à l'aide d'un dispositif contient quatre électrodes, deux électrodes d'injection et les deux autres récepteurs.

3- méthode de reconnaissance par microgravimétrie :

- Définition :

La microgravimétrie est souvent utilisée pour rechercher des variations latérales dans la structure du sous-sol lorsque celles-ci sont caractérisées par des changements forts et localisés de densité (cavités souterraines, tranchées, galeries, trous de bombe comblés par un remblai peu compact). [6]

- mode opératoire :

La prospection gravimétrique consiste à déterminer les anomalies de la pesanteur occasionnées par l'inégale répartition des densités dans le sous-sol. Ces anomalies représentent la différence « Δg » entre les valeurs « g » de la composante verticale du champ de pesanteur au droit de différents points d'un réseau à la surface du sol et la valeur « g_0 » de cette même composante au droit d'un point de référence appelé «base».

La reconnaissance comporte trois phases indissociables :

- la préparation :

Appréciation des ordres de grandeur des anomalies présumées, estimation de l'extension en surface des zones d'anomalies, choix de la maille de mesure, choix de la base.

- la mise en place du réseau de mesure sur le terrain :

Cette opération implique un relevé topographique précis en plan et en altitude, la mise en place toutes les stations doit matérialisées par des pastilles en plastique numérotées ou par des marques à la peinture.

- les mesures :

Chaque point du réseau doit être l'objet d'au moins trois mesures indépendantes dans lequel les résultats de mesure doivent être corrigés de toutes les causes de variations de g (altitude, relief, latitude, la marée gravimétrique, la dérive de l'appareil) et les retours à la base doivent être fréquents pour que les corrections soient précises.

Une reconnaissance microgravimétrique doit toujours être accompagnée par l'exécution d'une reconnaissance mécanique.

La présentation des résultats être sur un tableau indiquant :

- les coordonnées de chaque point de mesure.
- les valeurs de l'anomalie de Bouguer correspondante.

En attendant l'attention que l'anomalie de Bouguer apparaît souvent comme la superposition de deux anomalies distinctes :

- l'anomalie régionale qui présente une variation lente et monotone et caractérise un phénomène régional.
- l'anomalie résiduelle qui caractérise l'hétérogénéité locale du sous-sol.

Cette interprétation est généralement présentée sous forme d'une cartographie. [6]

- **l'appareillage :**

On le génie civil et travaux publics la mesure de gravimètre souvent appelé microgravimétrie et les mesures sont effectuées par un équipement contenant :

- un gravimètre.
- niveau automatique laser.
- Calculateur.
- ordinateur portable et une imprimante.

Actuellement dans la présence des gravimètres modernes (sophistiqués) :

- les mesures sont faites automatiquement.
- Les petites erreurs d'horizontalité sont corrigées automatiquement.
- Pour chaque mesure, un contrôle statistique est effectué.
- Les valeurs jugées en dehors d'une certaine limite de sensibilité sont automatiquement éliminées.

Donc on peut se passer de beaucoup d'instruments et dispositifs.

4- Conclusion :

Généralement la manipulation directe sur le sol donne une reconnaissance générale sur les couches constituant le sol d'assis et d'autre information selon le besoin d'étude

Cette manipulation passe par deux étape essentielle se sont:

- L'exécution des sondages et les forages
- La réalisation des essais, et donné selon deux types :
 - Essais géotechnique : généralement réalisé dans les sondages exécutés dans la première étape
 - Essais géophysique : ce sont des essais in situ non destructif

Mais toujours il faut accompagner ces essais à des essais réalisé dans laboratoire.

Analyse de laboratoire

1- Introduction :

Comme une suite des essais de sol en place, les analyses de laboratoire des sols font le rôle d'un complément des données, ces essais, généralement simples, sont destinés à décrire et identifier la nature du sol, et classer et apprécier leur état, généralement effectuées sur des échantillons amenés de terrain d'étude.

Ces analyses font partir de l'un de ces trois parties essentielles :

- Analyse d'identification.
- Analyse mécanique.
- Analyse chimique.

2- Analyse d'identification :

2.1. Analyse granulométrique :

- Définition :

L'analyse permet de déterminer et classer précisément les composants d'un sol (échantillon) par deux opérations :

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 μ m.
- sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 μ m.

- Mode opératoire :

L'analyse se déroule selon trois phases, deux phases correspondent au déroulement de l'analyse et une phase concerne la présentation des résultats.

- Prélèvement et l'extraction d'un échantillon et leur préparation à l'analyse.
- l'analyse est effectuée sur l'échantillon, selon nombreux démarches (étuvage, tamisage, refus...).
- les résultats d'analyse sont présentés dans un graphique représentant une courbe granulométrique.

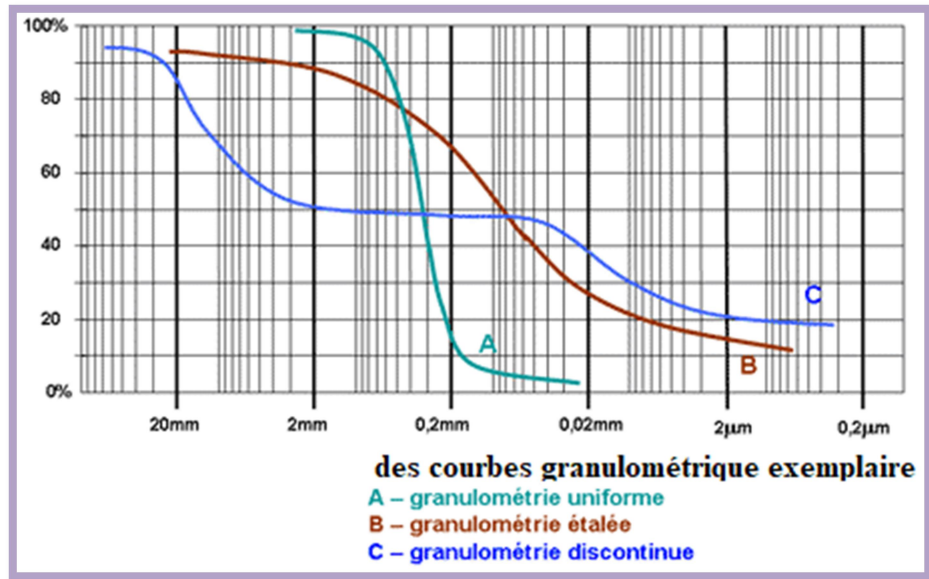


Figure II.1 : exemple des courbes granulométrique.

L'analyse exige une seconde opération sédimentométrie pour les échantillons qui comprennent des éléments inférieurs à $80 \mu m$.

L'ensemble des résultats par l'essai permet de donner un nom à notre sol et permet de le classer.

- **L'appareillage :**

Le déroulement de l'analyse exige un nombreux d'instruments et matérielles :

- Etuve.
- tamiseuse à vibration.
- Balance.
- une série de différent diamètre (0,08-20) mm des tamis.
- et différent instruments intervenant dans la bonne réalisation de l'analyse.



Figure II.2 : instruments et matériels de l'essai granulométrique.

2.2. Limite d'atterberg :

- Définition :

Le nom de l'essai Venu de l'agronome suédois ATTERBERG et dite aussi essai consistance, c'est lui qui a proposé le mode opératoire et les démarches de différentes étapes de l'essai.

Le principe général de limite d'atterberg c'est de découvrir la teneur en eau qui ne permet de passer d'un état à l'autre, on distingue donc quatre états limités par trois limites (limite d'atterberg).

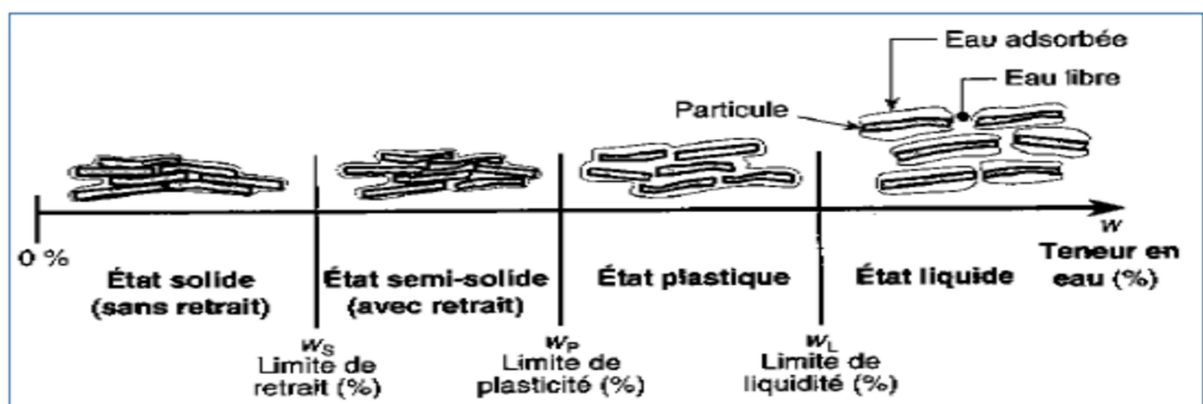


Figure II.3 : les limites d'atterberg qui limite chaque état.

Si on tenir en compte la consistance est un état de fermeté et liée aux forces de cohésion entre les particules et ne concerne donc que les sols cohérents. Donc on peut dire que la consistance dépend principalement de la distance qui sépare les particules d'un sol (plus l'indice des vides est élevé, plus la distance est grande). En effet, les vides étant remplis d'eau, la mesure de la teneur en eau permet d'évaluer l'indice des vides et, par conséquent, la distance entre les particules. [10]

- **Mode opératoire :**

Pour atteindre le principe général de l'essai (la découverte de la teneur en eau qui limite chaque état), le déroulement de l'essai est effectué en plusieurs étapes :

- Préparation de la pâte échantillon.
- La pâte est placée dans une coupelle avec une épaisseur de 15 à 20 mm et séparée en deux parties symétriquement.
- Ensuite la coupelle soumise à plusieurs chocs à l'aide d'une manivelle
Le nombre des chocs nécessaire est noté pour que les deux parties se rejoignent sur une longueur de 1^{cm} appréciable à l'œil.

Les étapes précédentes sont répétées trois fois sur différents échantillons mais avec une déférente teneur en eau.

Comme une dernière pour éliminer l'eau et garder la partie solide (sec) seulement, les échantillons sont mis à l'étuve (105 C°).

Les résultats sont présentés dans un tableau qui comprend les données suivantes pour chaque échantillon :

- Poids humide de l'échantillon.
- Poids sec de l'échantillon.
- La teneur en eau %.
- Nombre de coups.

Les données du tableau sont traduites dans un graphique en pourcentage de la teneur en eau en fonction du nombre des coups qui limite chaque état.

En attirant l'attention que le nombre des coups qui limite chaque état dépend de la norme suivie.

- **L'appareillage :**

L'essai nécessite un nombreuse matérielle de préparation et une appaerille appelle CASAGRANDE intervenir dans l'effectuation de nombre des coups.

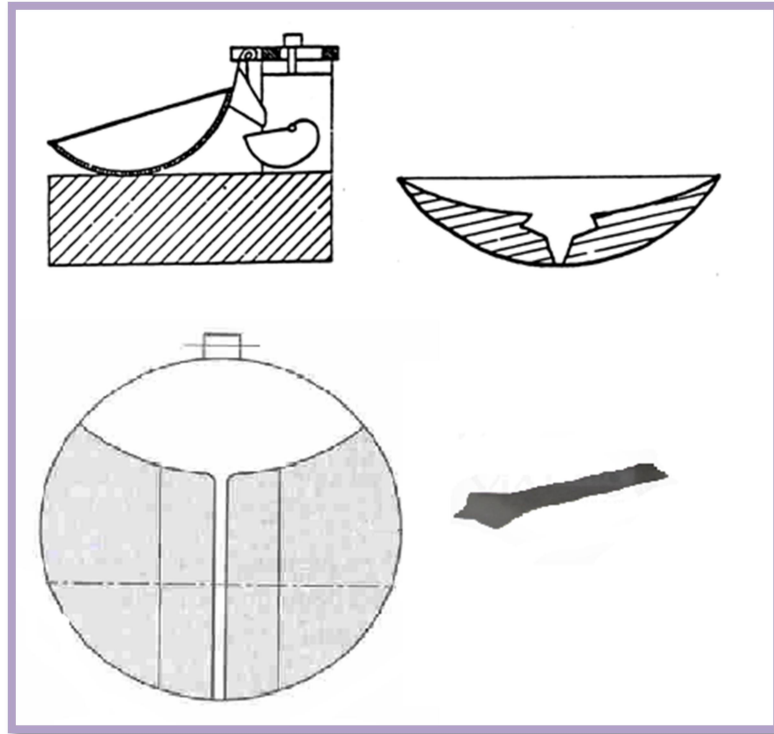


Figure II.4 : différents coup de l'appareille CASAGRANDE.

Les instruments et matérielles utilisé :

- Une étuve.
- Coupelle.
- Spatule.
- balance électrique.

2.3. La teneur en eau :

- **Définition :**

La teneur en eau l'un des propriétés qui caractérisé le sol par la quantité d'eau contenue dans un échantillon.

La teneur en eau s'exprime par un rapport entre P_w la masse de l'eau contenue dans l'échantillon et P_d la masse sèche de l'échantillon. Le degré de saturation définit la proportion d'eau dans les vides.

$$w = \frac{P_w}{P_d} \times 100$$

La résultat obtenu peut intervenir comme une facture pour le traitement ou le compactage d'un sol et peut intervenir dans d'autre essai.

- **Mode opératoire :**

Le déroulement de l'essai repose sur trois phases sont :

- La détermination de P_h poids humide :

Par la mesure de poids de l'échantillon tel qu'il est.

- La détermination de P_s poids sec :

L'échantillon qui été pesé précédemment sont ajouter à l'étuve pendant 24h sous une chaleur donné selon l'analyse chimique de matériau Pour éviter de brûler l'échantillon et repesé.

- La détermination de $W\%$:

La détermination de $W\%$ ce fait par l'utilisation de donnée obtenu précédemment dans la relation suivante :

$$W\% = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100$$

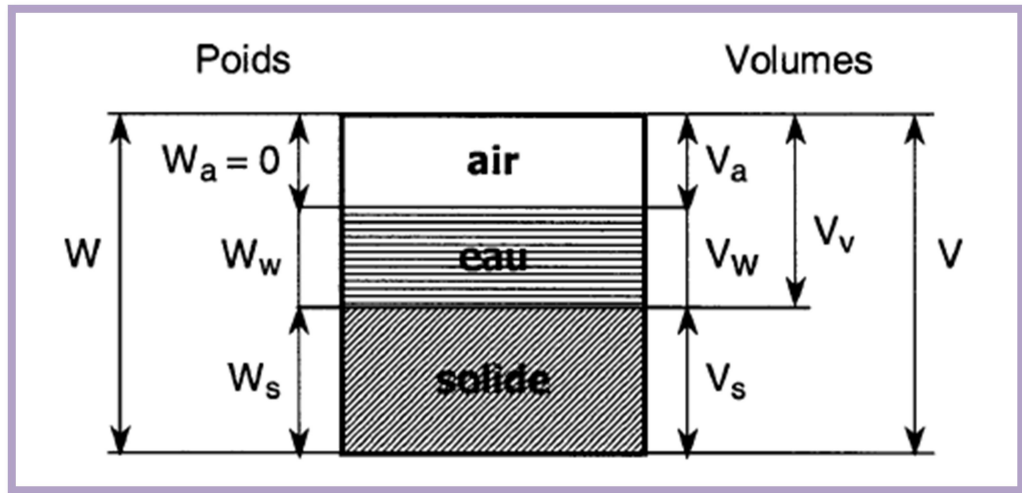


Figure II.5 : Différent parties forment échantillon d'un sol.

- **L'appareillage :**

- Etuve.
- Balance.
- autre matérielle de manipulation.

2.4. Equivalent de sable :

- **Définition :**

L'essai concerne les matières très fines ou les sols qui eurent un indice de plasticité immesurable.

Cet essai, simple, pratique et très utile, destiné à déterminer selon un mode opératoire précis la proportion relative d'éléments fins flocculés dans la fraction d'éléments de dimensions inférieures à 5 mm d'un sol granulaire fin. [6]

- **Mode opératoire :**

L'essai déroule sur nombreux étapes afin d'arriver a calculé ES tel que ES est le rapport en % de la hauteur de sable sédimenté à la hauteur totale du sable et du flocculat.

On distingue trois étapes principale repose sur nombreux processus :

- Etape de préparations :

Préparation une solution lavant d'une concentration de 125 cm³ dans 5 litres d'eau déminéralisée. Avec une durée de conservation ne dépasse pas les 4 semaines.

L'échantillon de matériau tamisé pour séparer les éléments sableux les plus grossiers des particules fines.

○ Etape de réalisation :

Dans un éprouvette en remplir la solution lavant jusqu'au premier trait puis en versé 120 gr de l'échantillon tamisé précédemment, un seconde éprouvette préparé de la même façon puis en laisser les deux éprouvettes reposant pendant 10 minutes.

Dans une machine agitatrice en agiter les deux éprouvettes puis avec la solution lavant en lave les parois intérieur et par le foncement de tuyau en remplir l'éprouvette jusqu'au second trait.

○ Etape de mesure et calcule :

Après 20 minute les éprouvettes sont bien reposé en abaisser le piston dans liquide pour séparer le floculat de l'eau et l'aide un réglet en mesure H1 et H2.

ES est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$ES = \frac{H_2}{H_1} \times 100$$

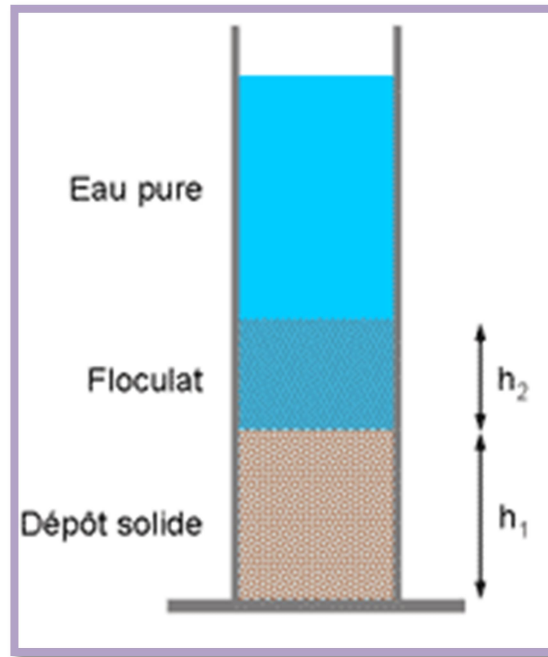


Figure II.6 : essai équivalent de sable.

- **L'appareillage :**

L'essai nécessite un ensemble des matérielles et appareille nécessaire, facile la manipulation de l'essai.

- Tuyau souple.
- Robinet.
- Piston taré.
- Eprouvette.
- Entonnoir.
- Règle métallique.
- Balance.
- Machine agitatrice.

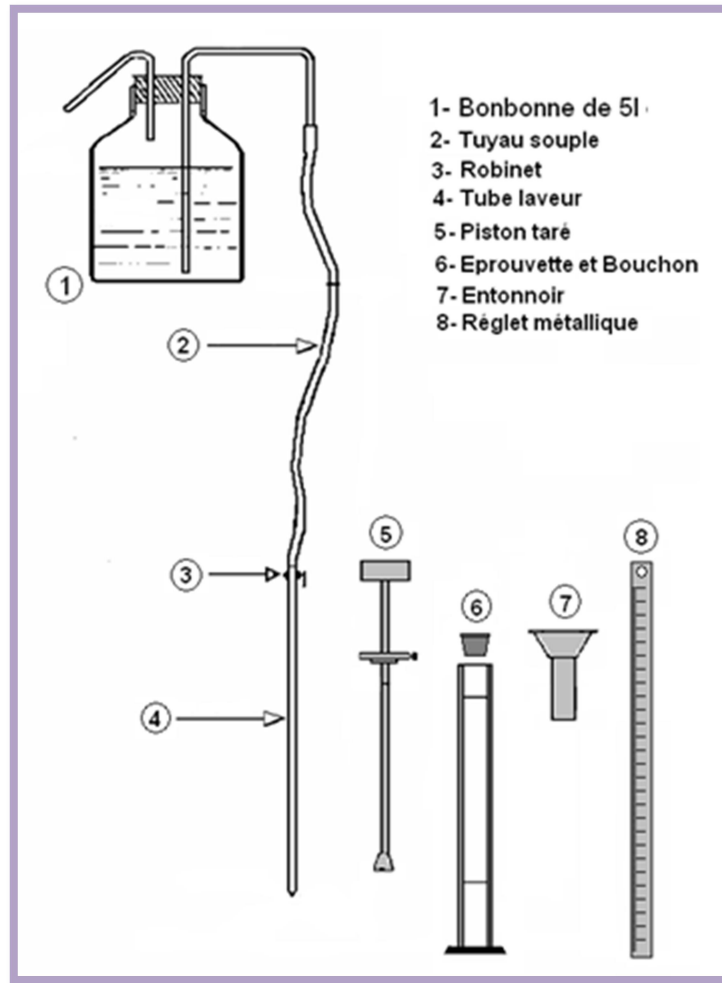


Figure II.7 : l'équipement de l'essai ES.

2.5. Le poids volumique :

- Définition :

Le poids volumique est le poids par unité de volume d'un matériau, certains sols sont caractérisés par leur poids volumique et noté avec la lettre grecque « γ », on peut donc distinguer deux ensembles de poids volumiques :

- Les poids volumiques absolus ou spécifiques :
 - γ_s : Poids volumique spécifique des grains solides.
 - γ_w : Poids volumique spécifique de l'eau.
- Les poids volumiques apparents :
 - γ_d : Poids volumique apparent du sol sec.
 - γ_h : Poids volumique apparent du sol humide.

- γ_{sat} : Poids volumique apparent du sol saturé.

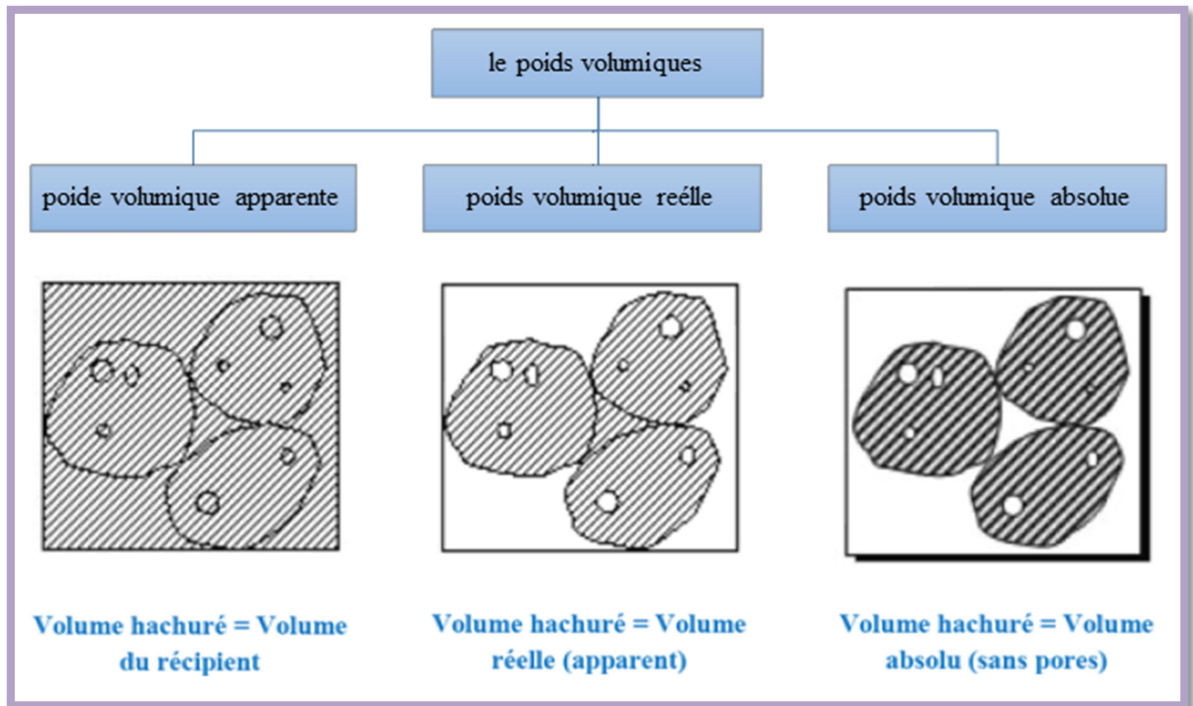


Figure II.8 : poids volumique.

Pour les sols en intéresse au poids volumique apparents qui correspond à l'ensemble des éléments constituant un sol (grains, eau, air).

- **Mode opératoire :**

Le poids volumique apparent ce calcule selon deux méthode dépende a l'outil de mesure utilisé :

- 1^{er} méthode :
 - La méthode généralement concerne les sols grenus.
 - l'outil utilisé : un moule d'un volume bien déterminé.
 - on remplit complètement le moule préalablement taré.
 - Le poids volumique est calculé selon la formule suivante :

$$\gamma_h = \frac{\text{poids du moule plein} - \text{poids du moule vide}}{\text{volume du moule}}$$

- 2^{ème} méthode :
 - La méthode concerne les types de sol argileux.

- L'outil utilisé : une trousse coupante.
- A l'aide d'une trousse coupante on effectue un poinçonnement dans l'échantillon, les extrémités sont soigneusement arasées.
- Le poids volumique est calculé selon la formule suivante :

$$\gamma_h = \frac{\text{poids de la trousse plein} - \text{poids de la trousse vide}}{\text{volume du moule}}$$

- **L'outillage :**

La réalisation de l'essai ne nécessite pas beaucoup matérielles en général :

- Balance.
- Le moule de mesure.
- matérielles nécessaire qui facilitent l'opération de mesure.

3- Analyse mécanique :

3.1. Introduction :

Les analyses mécanique de sol dans laboratoire l'une des méthodes de reconnaissance de sol et l'un des parties essentielles dans l'étude des fondations elle permet de fournir aux ingénieurs la capacité résistance de la couverture terrestre (terrain d'étude), sous l'action d'efforts naturels d'érosion ou induits lors de la construction d'un ouvrage.

Pour l'étude des fondations en intéresse à l'analyse de résistance mécanique pour l'objet de déterminer la résistance des sols au cisaillement.

Les essais souvent utilisé :

- L'essai de cisaillement rectiligne a la boite de casagrande.
- l'essai de compression triaxiale.
- l'essai de compression simple.

3.2. L'essai de cisaillement rectiligne :

- **Définition :**

L'objectif de l'essai est de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé :

- L'angle de frottement effectif.
- La cohésion effective.

Les paramètres précédant utilisé pour :

- Dimensionner les fondations.
- Les calculs de vérification des coefficients de sécurité à la rupture de talus.
- la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement.

- **Mode opératoire :**

On distingue donc habituellement trois types d'essais :

- Cisaillement non consolidé (directe) :

L'échantillon de sol est placé dans une boîte composée de deux parties mobiles qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre selon une direction déterminée. L'échantillon est cisailé à vitesse constante suivant un plan imposé.

- Cisaillement consolidé rapide :

Même procédure que Cisaillement non consolidé, mais avec l'application d'une contrainte σ sur l'échantillon, est la vitesse de cisaillement = 1,5 à 2 mm/minute, dite rapide.

- Cisaillement consolidé lent :

Même que cisaillement consolidé rapide mais avec un différence dans la vitesse de cisaillement $< 5 \mu m$ /minute, dite lent. [6]

Les résultats fournis par l'essai est :

- T : est la force horizontale attient pour cisailé l'échantillon.
- N : est la force verticale appliquée sur l'échantillon.
- A_C : la surface cisailé.

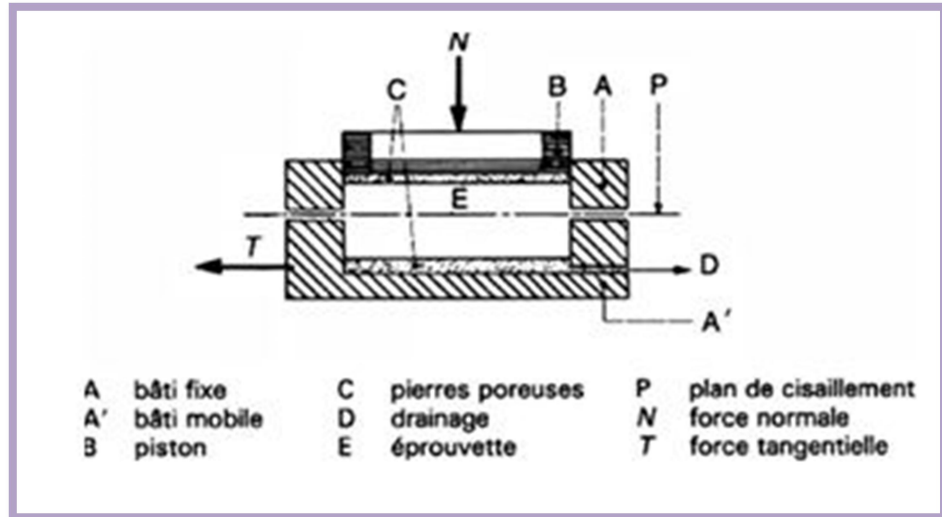


Figure II.9 : cisaillement a la boite.

On calcul les contrainte suivants par l'utilisation des données précédente :

$$\sigma = \frac{N}{A_C} \quad \tau = \frac{T}{A_C}$$

Les résultats sont présenté dans un graphique τ en fonction de σ et par l'interprétation des résultats en détermine φ l'angle de frottement et C la cohésion.

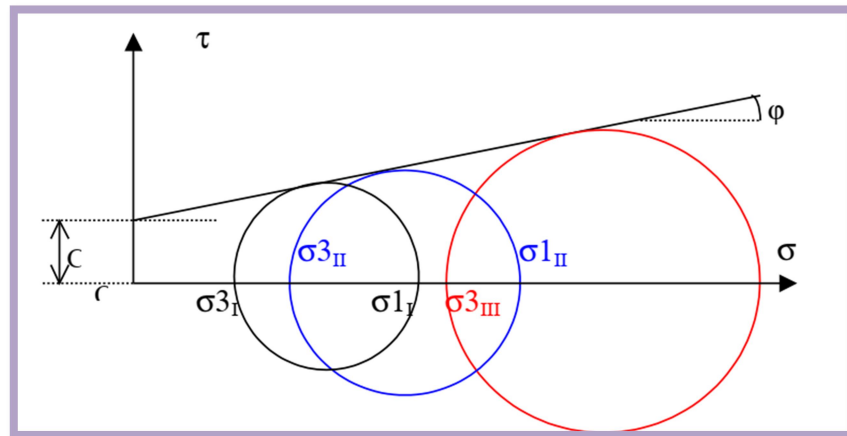


Figure II.10 : courbe de l'essai de cisaillement.

- L'appareillage :

La réalisation de l'essai c'est effectué à l'aide :

- D'une appaillage de cisaillement.

- Boîte de casagande.
- Balance électrique.
- matérielles nécessaire pour une manipulation facile et rapide.

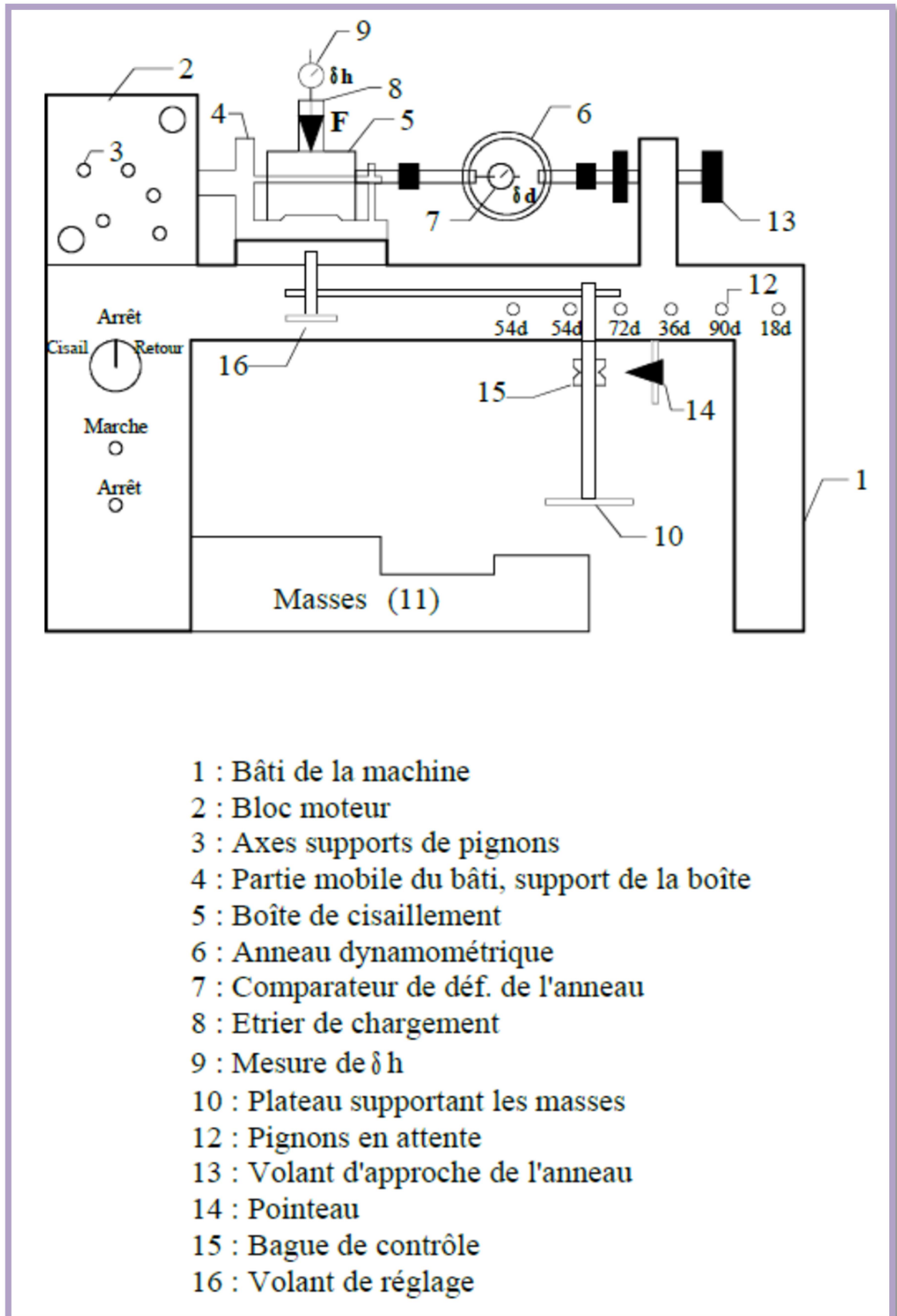


Figure II.11 : schéma de la machine de cisaillement.

3.3. L'essai de cisaillement triaxial :**- Introduction :**

Selon les modalités de réalisation, on distingue plusieurs types d'essai dont les plus courants sont les suivants : [6]

- UU : essai non consolidé non drainé.
- CU : essai consolidé non drainé avec ou sans mesure de la pression interstitielle.
- CD : essai consolidé drainé.

L'objectif essentiel de l'essai est de déterminer l'état des contraintes à la rupture :

- La cohésion C ou C' .
- L'angle de frottement φ ou φ' .

- Mode opératoire :

L'essai triaxial consiste à appliquer à une éprouvette cylindrique de rapport $H/D=2$, une contrainte hydrostatique (ou radiale) constante et une contrainte déviatorique (ou axiale) croissante. Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable (en latex ou néoprène en général). Elle est montée dans une enceinte étanche avec embases supérieures et inférieures et disques drainants ou non selon le type d'essais à réaliser.

Le piston de chargement vertical s'appuie sur le chapeau supérieur. La cellule est ensuite remplie d'eau que l'on met sous pression. Cette pression dite de confinement (σ_3) s'applique tout autour de l'éprouvette et sans effort vertical, elle se trouve dans des conditions dites « isotropes ». Après saturation et consolidation éventuelles de l'échantillon, on impose à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. Le piston s'enfonce alors et appuie sur l'éprouvette de section S en faisant croître la force F que l'on mesure tout en maintenant le confinement constant. [11]

Les sont représenté sur un graphique effort-déformation ($\sigma_1-\sigma_3 ; \varepsilon$) tel que la valeur de pic $q = \sigma_1 - \sigma_3$ est obtenu lors de répéteur de l'éprouvette.

Les caractéristiques mécaniques sont obtenues en représentant dans le plan de Mohr l'état des contraintes à la rupture, soit la cohésion (c ou c') et l'angle de frottement (ϕ ou ϕ'),

respectivement l'ordonnée à l'origine et la pente de la droite intrinsèque (en conditions drainées ou non). [11]

- **L'appareillage :**

La réalisation de l'essai c' effectuée à l'aide d'un équipement constitué de :

- appareille triaxial.

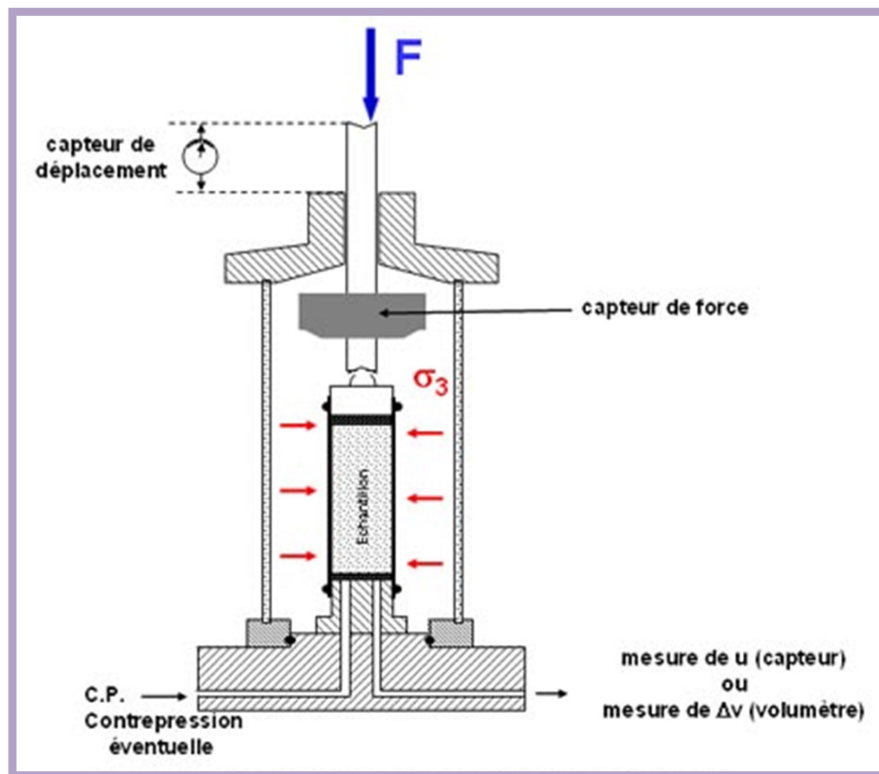


Figure II.12 : schéma de l'appareille triaxial.

3.4. l'essai de compression simple (uniaxiale):

- **Définition :**

Cet essai est une forme particulière de l'essai triaxial non consolidé, non drainé UU sans étreinte latérale.

L'objectif de l'essai est de déterminer la résistance à la compression simple q_u d'un échantillon soumise à une charge axiale verticale jusqu'à la rupture, constitué de deux demi-blocs superposé et collé par un joint de mortier de même matière d'échantillon.

- **Mode opératoire :**

A l'aide d'une machine à presse, une éprouvette de sols cohésion cylindrique, d'élançement généralement égal à 2, est placé entre les deux plateaux de la presse.

A une vitesse de déformation constante généralement ($1,75 \pm 0,25$ mm/minute) on exerce sur l'éprouvette une charge axiale croissante et l'essai prend fin lorsque l'on atteint 15% de déformation.

Suivante un protocole normalisé les mesures de l'effort et la déformation sont effectuée, on construit donc une courbe effort-déformation.

Via les résultats on peut donc évaluer :

- q_u la résistance à la compression simple ou va le sol arrive à la rupture.
- module de déformation (module de Young) correspond l'échantillon.

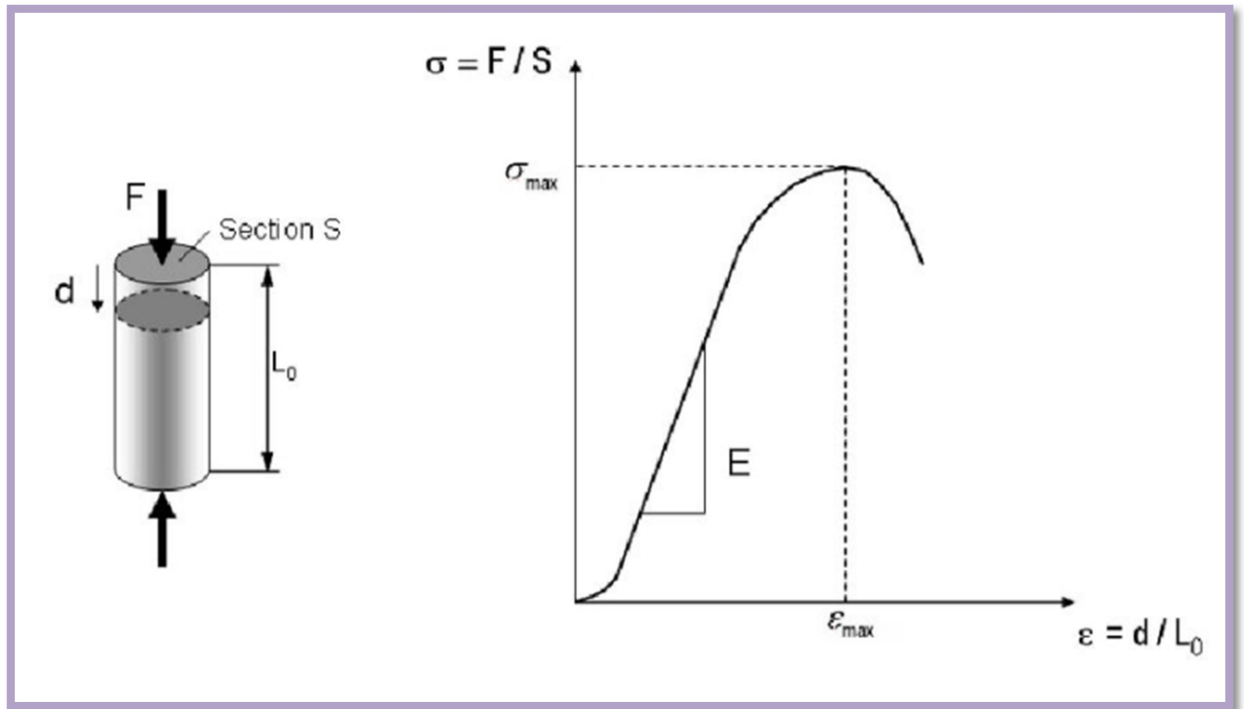


Figure II.13 : la courbe de l'essai uniaxiale.

Ces informations sont très utiles au calcul de l'infrastructure (fondations).

- **L'appareillage :**

○ Matérielles :

Matériel de préparation et de découpage de l'éprouvette (carottier, petits matériels pour scier et découper, gabarit de découpage,) et autre matérielles de manipulation (balance, chronomètre, pied à coulisse).

○ Concernant l'appareille de presse :

- Dispositif de chargement (deux plateaux d'une presse).
- Capteur de mesure de la force.
- Dispositif de mesure de l'écartement des plateaux.

3.5. essais de compressibilité (odmètre) :

- Définition :

Les essais de compressibilité ont pour objet de mesurer les variations de volume d'un échantillon de sol placé dans un champ de contraintes uniforme avec possibilité de drainage. Lorsque l'échantillon de sol intact est saturé, que les déformations latérales sont empêchées et que le drainage n'est possible que par les faces inférieure et supérieure de l'échantillon, l'essai de compressibilité est dit «œdométrique».

Il existe d'autres types d'essai de compressibilité pouvant être appliqués à des échantillons non saturés, drainés axialement ou autrement, sans possibilité de déformation latérale. [6]

- Mode opératoire :

Dans le but d'estimation le tassement d'un massif de sol (sous des fondations superficielle), on applique sur un échantillon de sol intacte placé dans une boîte aux parois extrêmement rigides entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Une contrainte σ verticale uniforme constante pendant un temps déterminé.

Pour la réalisation de l'essai il existe trois phases essentielles :

- une phase de «saturation» au cours de laquelle tout gonflement de l'échantillon est empêché.
- une phase de «chargement» au cours de laquelle est appliquée, par paliers, une contrainte σ dont la valeur croît d'un palier à l'autre en progression géométrique de raison 2.
- une phase de «déchargement» au cours de laquelle la contrainte σ est ramenée à une valeur nulle en passant par deux paliers intermédiaires de 24 heures ; tous les paliers de chargement et déchargement, y compris sous charge nulle, doivent être maintenus pendant une durée au moins égale à 24 heures. [6]

Les résultats de mesure sont présentés comme suite :

- un graphique comprend la courbe de compressibilité œdométrique porte :
 - les contraintes en abscisse selon une échelle logarithmique.

- les indices des vides correspondants en ordonnée selon une échelle arithmétique.
- un graphique comprend la courbe consolidation : les mesure sont représenté sur un tableau donne le lecteur de chaque instance de mesure.

Et par l'interprétation des données précédant on détermine :

- Modules œdométriques $E_{œd}$.
- Indice de compression C_c .
- Coefficient de consolidation verticale C_v au cours d'un palier déterminé.

- **L'appareillage :**

La réalisation de l'essai demande un appareille de pression constitué de :

- Deux pierres poreuses protégées par un papier filtrent assurant l'opération de drainage.
- Disque de poids.
- Dispositif pour la mesure de tassement.
- Moule aux parois rigide dite moule œnométrique.
- Bâti de chargement, pour la transmission des charges au piston via un levier.

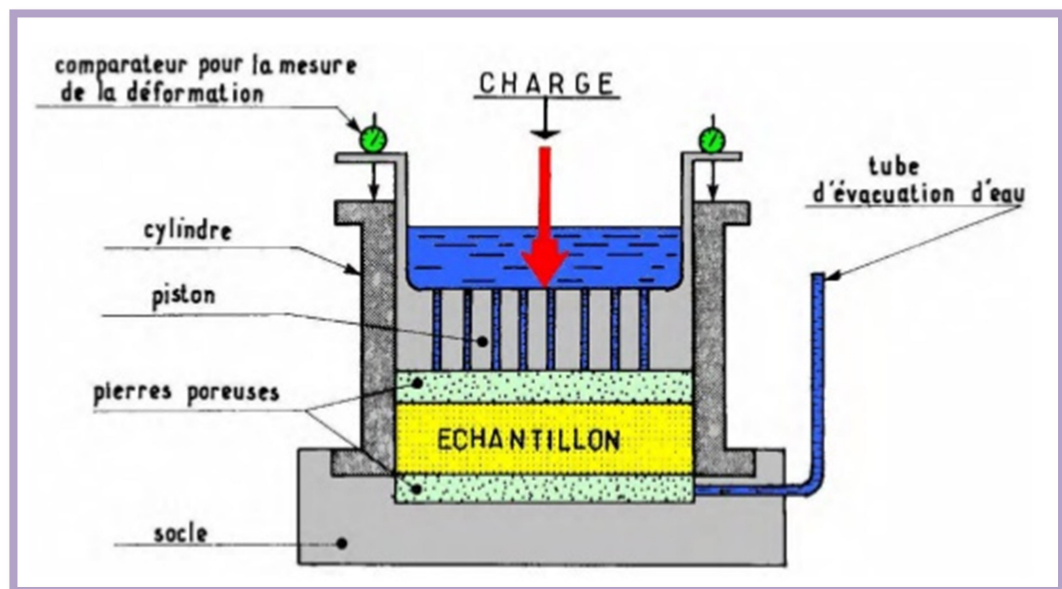


Figure II.14 : schéma descriptif de l'appareille de compressibilité.

4- Conclusion :

Les essais de laboratoire présente une connaissance théorique sur le sol et leur constituant, et forme une étude statique par l'utilisation et l'interprétation de leur contenus,

Notre étude basée sur deux principaux types d'analyses en laboratoire:

- Analyses d'identification : à travers de ce type, nos sols peuvent être classés et nommés
- Analyses mécanique : ce type d'analyses fourni les caractéristiques mécanique du sol

Existe aussi un autre type d'analyses en laboratoire est l'analyse chimique, ce type d'analyse concerne l'attaque chimique du béton

L'importance de ce type d'analyse réside dans la protection de la masse de béton (fondations) et tout type du béton en contact avec le sol

Les essais dynamiques

1- Introduction :

Comme une suite aux essais de reconnaissances des sols, les essais dynamiques présente une simulation aux sollicitations engendrées par des séismes ou des machines vibrantes dans lequel peut arriver a calculé approximativement la résistance de sols aux ces effort externe (sollicitations).

Méthodes essais sont effectuées selon le but recherché et le besoin de projet est:

- la méthode «crosshole».
- la méthode «downhole».
- la méthode «sismique réfraction».

Ces essais sont effectués dans des forages spécialement disposés et équipés pour permettre la mesure de la vitesse de propagation des ondes de compression et de cisaillement dans chacune des formations reconnues de la masse de sol étudiée. [12]

2- la méthode «crosshole» :

- Définition :

Le principe général de l'essai est de mesurée le temps propagation des ondes sismique entre plusieurs forages ces ondes consternant les ondes sismique de :

- o compression (P).
- o cisaillement (S).

Afin de déterminer en fonction de la profondeur les paramètres géodynamiques suivants :

- o module d'Young (E).
- o module de cisaillement (G).
- o coefficient de Poisson (ν).

- **Mode opératoire :**

La réalisation de l'essai se déroule selon 3 phases principales, deux phases concernant la préparation et la dernière phase concerne les mesures et l'interprétation.

o 1^{er} phase : préparation de forage :

La réalisation de l'essai exige un forage qui va porter l'équipement de l'essai, ce forage doit être tubé de diamètre (int. 80 mm/ ext. 90 mm) et de profondeur typiquement être entre (0.5 et 5 m) selon le projet et la profondeur d'effectuation des mesures.

o 2^{eme} phase : l'installation de l'équipement :

Les équipements est installés dans deux forages, le premier appelé forage émetteur porte une sonde appelé sonde émettrice, le deuxième forage appelé forage récepteur porte une sonde appelé sonde réceptrice, les récepteur peuvent être installé dans un ou plusieurs forages selon le profile étudié sur même profondeur, ces forage être en même ligne espacés entre eux d'une distance qui ne doit pas dépasser les 4 m.

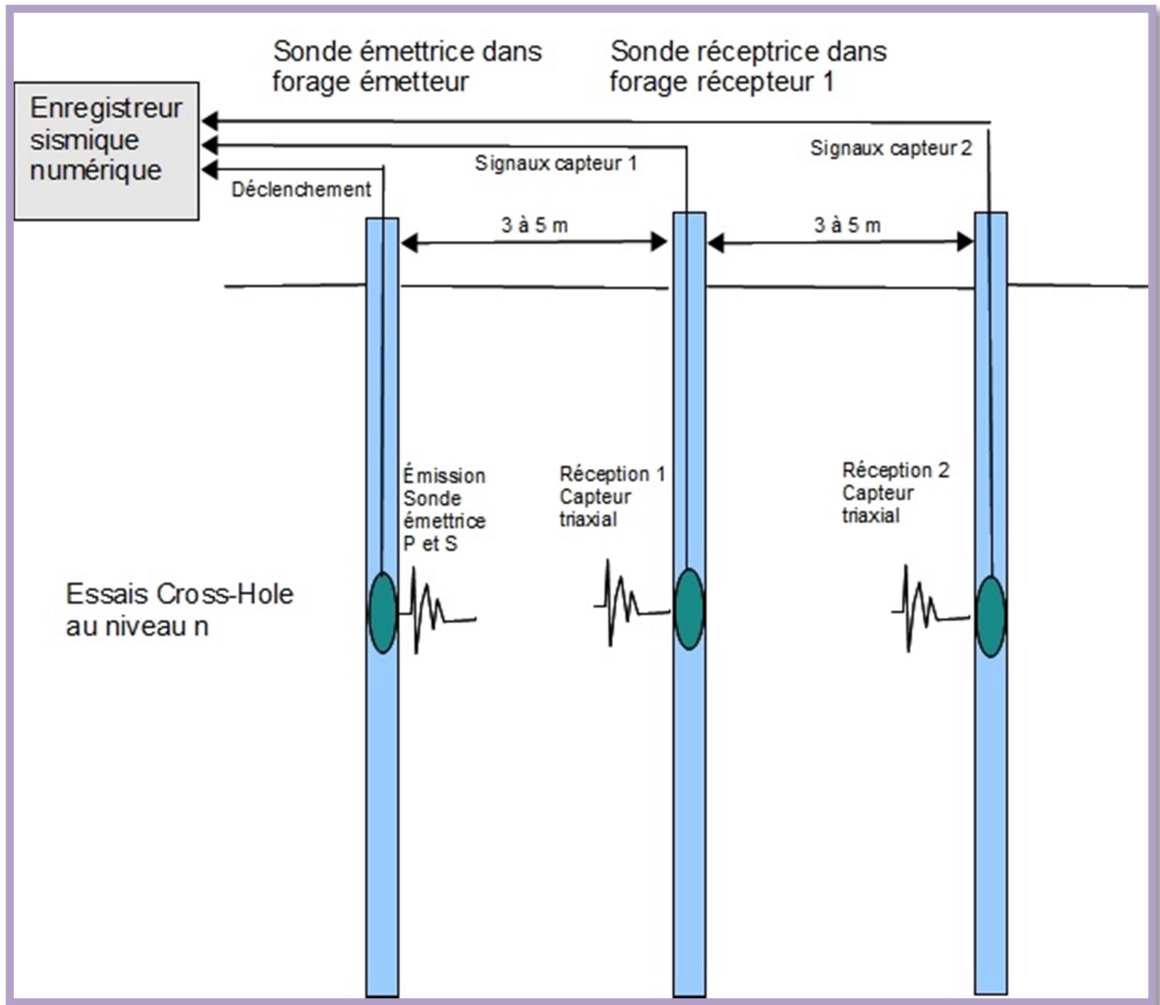


Figure III.1 : Le principe général de fonctionnement de l'essai. [12]

o 3^{ème} phase : effectuation des mesures :

L'essai consiste à mesurer le temps de propagation des ondes (P) et (S) à l'aide des récepteurs (sondes réceptrice) placés dans les parois de forage récepteur, ces ondes sont générées par une sonde émettrice appelée source sismique placée dans un forage émetteur.

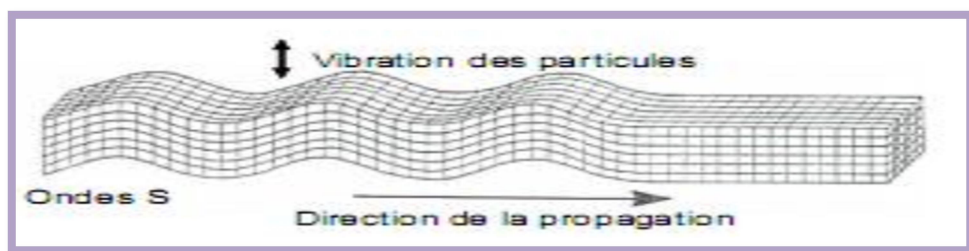


Figure III.2 : schéma de propagation des ondes (S). [7]

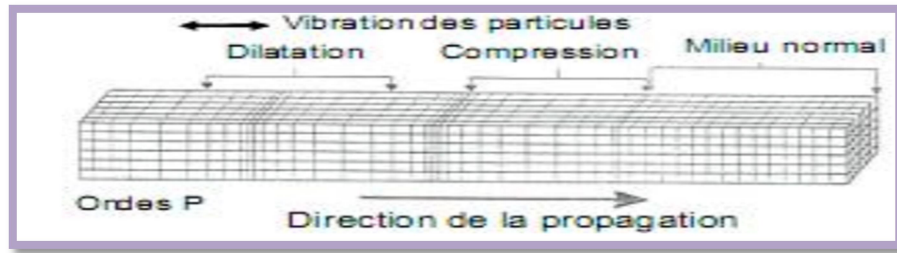


Figure III.3 : schéma de propagation des ondes (P). [7]

Au cours de traitement des ondes, on s'intéresse que aux calculs des ondes direct, donc ne pris pas en compte la déviation de l'onde, qui été apparaitre par le phénomène de réfraction au niveau des interfaces.

L'essai déroule selon une chaîne qui commence par une source sismique à la fin de la chaîne le traitement des ondes sera effectuer au niveau d'un enregistreur :

- La source sismique : est la source de propagation des ondes sismique dans les différentes couches de sol, quelle que soit la nature de source, peut donc distingué deux types des sources sismiques (mécanique, électrique).
- Recevoir des ondes : les ondes propagées dans les couches de sol sont recevoir par des sondes réceptrice contient des capteurs capturant toutes nature d'ondes, c'est pour ça l'essai est très sensible aux mouvements extérieure .
- Transfère des données : à l'aide des signaux les captures transfèrent au récepteur la nature, le type et la qualité d'onde recevoir par les captures.
- Traitement des données : comme une dernière étape avant l'interprétation et modélisation des résultats, les ondes sont traité au niveau d'une enregistreur pour notre essai on intéresse que aux ondes directe comme nous l'avons montré précédemment.

Le traitement des données sont présenté sous forme d'un film appelé film sismique Les figures ci-dessous fournit un exemple d'un enregistrement à une profondeur donnée présenté par les vitesses des ondes P et S en fonction de la profondeur, acquise par deux méthode (Ballard) et (Sparker).

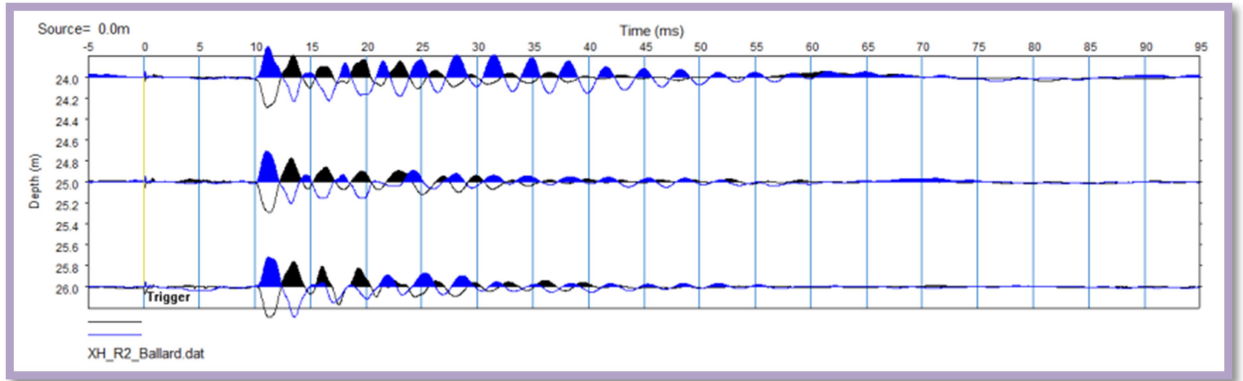


Figure III.4 : Paradigme d'acquisition des ondes (P) (Source Ballard). [12]

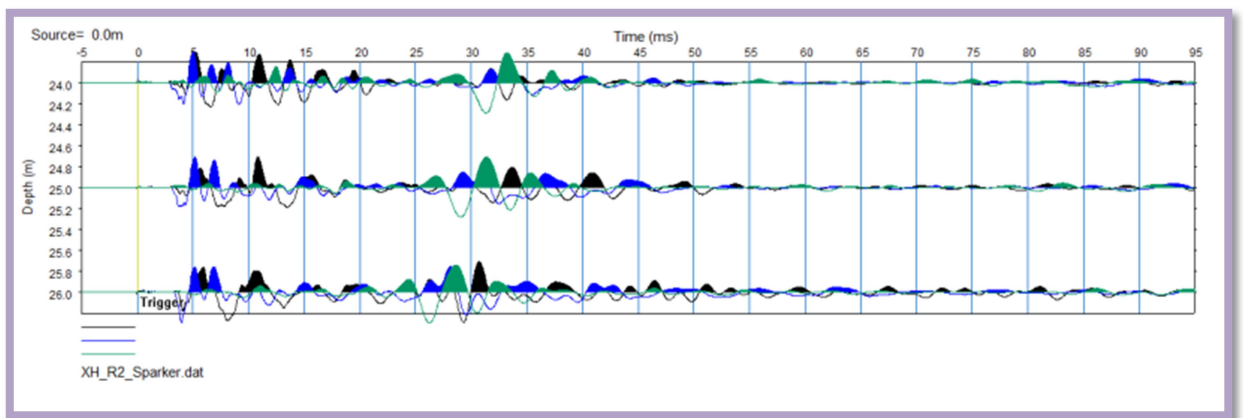


Figure III.5 : Paradigme d'acquisition des ondes (S) (Source Sparker). [12]

Par le suivie des étapes précédente et à l'aide des données obtenu en calcul les paramètres géométriques suivantes :

- o Module dynamique d'Young :

$$E = 2 \times \rho \times V_S^2 \times (1 + \nu)$$

- o Coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{(V_P^2 - 2 \times V_S^2)}{2 \times (V_P^2 - V_S^2)}$$

- o Module dynamique de cisaillement :

$$E = \rho \times V_S^2$$

Tel que :

- o V_p et V_s sont respectivement les vitesses des ondes de compression et de cisaillement exprimées en (m/s).

- **L'équipement de l'essai :**

La réalisation de l'essai nécessite un équipement intervenir la grand phase de la réalisation de l'essai, l'équipement contient :

- o Les sources sismiques : existe deux sources sismiques, source mécanique et source électrique ces deux sources reproduisant deux types d'ondes en même temps, ondes sismiques de compression (P) et de cisaillement (S).
- o Les captures : ces captures fonctionnent en deux phases, la première phase recevant les ondes de la source sismique (dynamique), la deuxième phase a l'aide des signaux transfère a l'enregistreur les données recevez.
- o L'enregistreur : recevoir et traité les données.

3- la méthode «downhole» :

- **Définition :**

L'essai elle a même principe que cross Hole et la différence réside dans l'endroit où générer les ondes (l'emplacement de la source sismique).

Donc le principe devient la détermination du temps de trajet des ondes de compression et de cisaillement entre la surface et un forage.

- **Mode opératoire :**

Pour effectuer les résultats de mesure il faut passer sur des nombreuses étapes ces étapes reformant le mode opératoire superficielle de l'essai :

- o Comme une première étape l'essai nécessite un forage qui va porter une sonde réceptrice plaquée à la paroi du forage par un système d'ancrage mécanique.
- o Un socle est placé à la surface, Les ondes sismiques sont générées par le choc d'une masse à main sur le socle, on distingue deux types d'ondes selon la nature de frappe.
 - Les ondes P (compression) en frappant le socle verticalement.
 - Les ondes S (cisaillement) en frappant le socle horizontalement.

- o Les ondes propagées dans le sol sont reçues par une sonde réceptrice dans un forage récepteur. Cette sonde comporte un ensemble de 3 capteurs, un vertical et deux horizontaux faisant un angle de 90° .
 - Le capteur vertical : permet de recevoir les ondes P (compression).
 - Les capteurs horizontaux : permettent de recevoir les ondes S (cisaillement).
- o Les ondes reçues par les capteurs sont transférées à l'enregistreur via des signaux, celle-ci en peut compter comme une deuxième fonction des capteurs.
- o Au niveau de l'enregistreur les données sont traitées afin d'obtenir sur deux graphes appelés films sismiques.

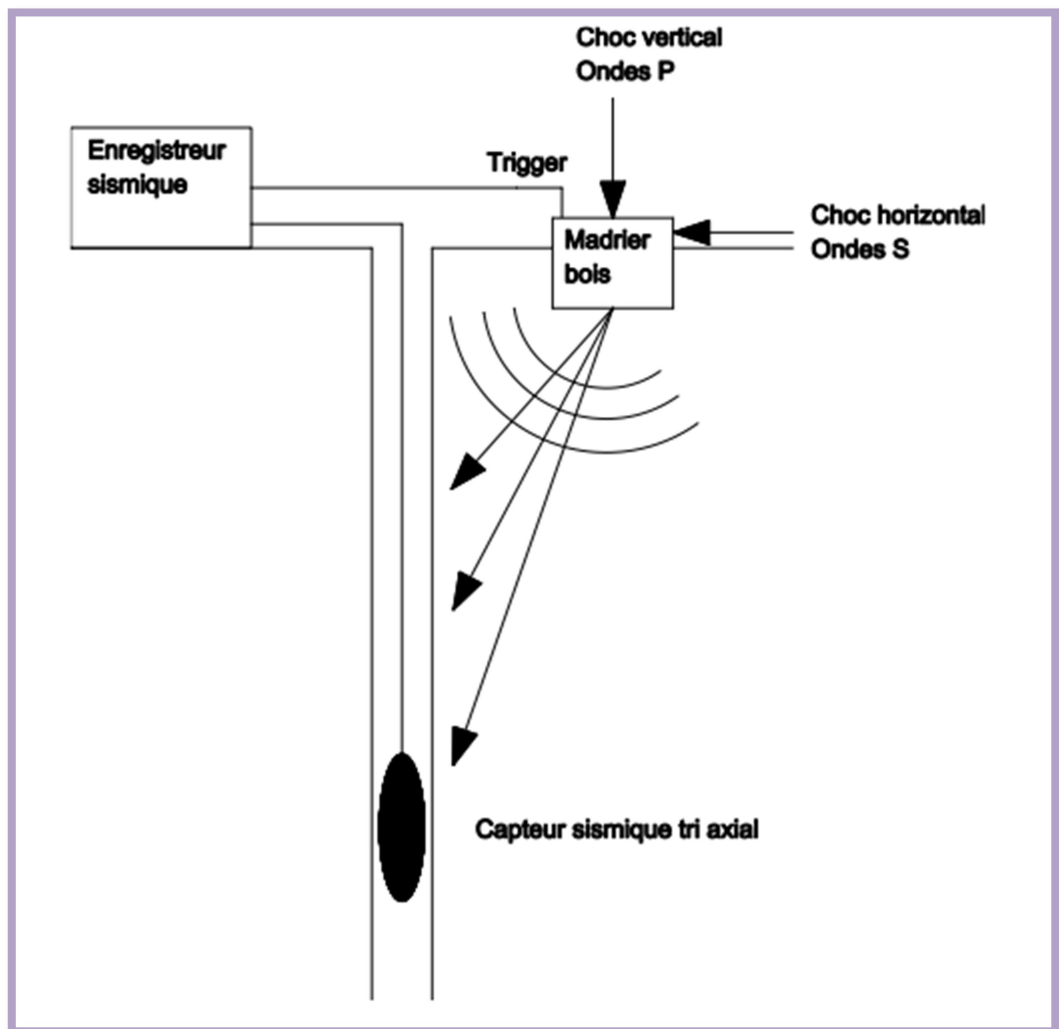


Figure III.6 : schéma de principe de l'essai down Hole. [12]

Suivant les étapes précédentes on applique des chocs sur la surface, les mesures sont effectuées à différentes profondeurs (des profondeurs typiques selon le profil et l'exigence de la norme suivie) dans le forage afin d'obtenir une coupe temps d'arrivée en fonction de la profondeur pour les ondes P et S.

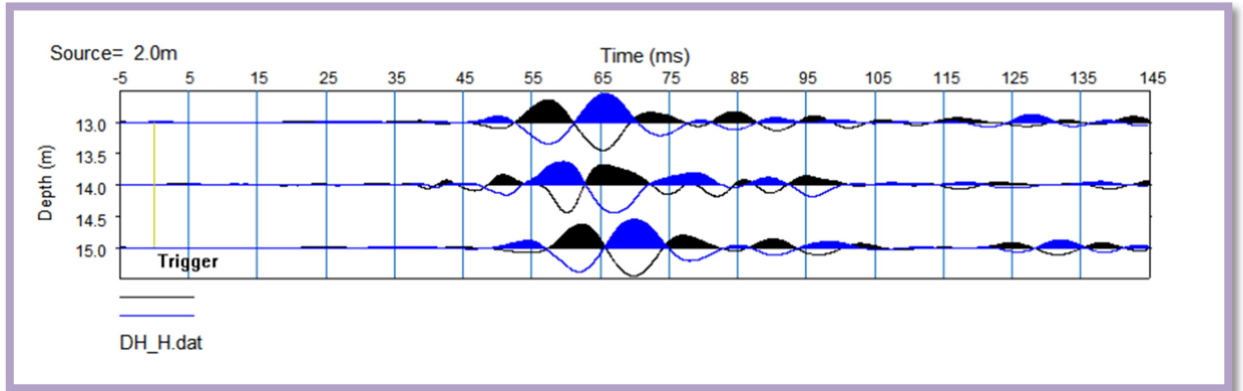


Figure III.7 : Paradigme d'acquisition des ondes (S). [12]

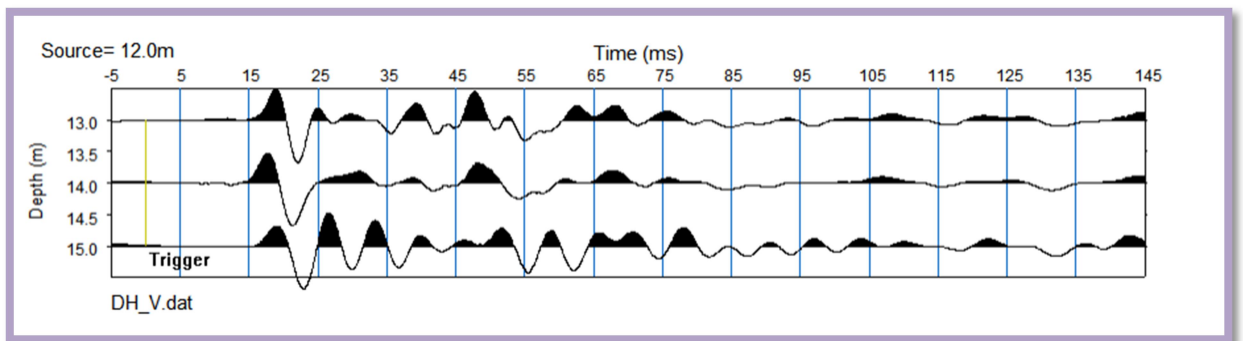


Figure III.8: Paradigme d'acquisition des ondes (P). [12]

Comme une suite au traitement les deux films sismique précédent sont établi graphiquement par un profil des vitesses d'ondes P et S en fonction de la profondeur.

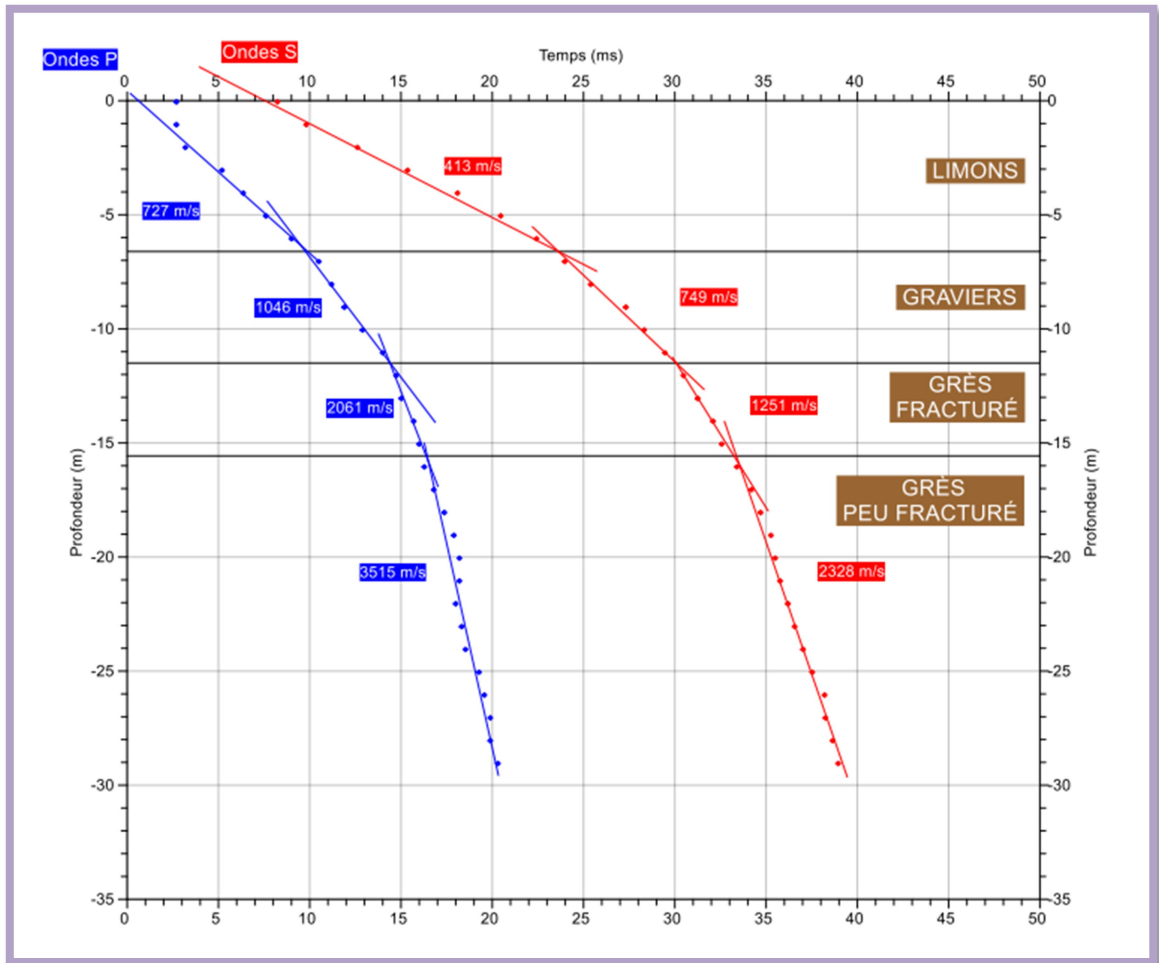


Figure III.9: exemple d'un graphique des vitesses des ondes (P) et (S). [12]

Comme une dernière phase on calcule les paramètres géométriques de sol concerné, par l'utilisation des données obtenu antérieurement selon les formules suivantes :

- o Module dynamique d'Young :

$$E = 2 \times \rho \times V_S^2 \times (1 + \nu)$$

- o Coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{(V_P^2 - 2 \times V_S^2)}{2 \times (V_P^2 - V_S^2)}$$

- o Module dynamique de cisaillement :

$$E = \rho \times V_S^2$$

Tel que :

- o V_p et V_s sont respectivement les vitesses des ondes de compression et de cisaillement exprimées en (m/s).

- o ρ est le poids volumique de sol ou terrain examiné (suivi le chapitre II analyse en laboratoire/poids volumique).

- **L'équipement de l'essai :**

En peu dire que l'équipement de l'essai down Hole est le même de l'essai cross Hole et la différence elle se trouve dans le générateur des ondes sismique et l'endroit où va appliquer ou généré ces ondes.

L'équipement formé de :

- o Un socle : ou va appliquer les frappes.
- o Un marteau.
- o Une sonde tri axiale : recevoir les sonde.
- o Un enregistreur : recevoir et traité les données.

4- **La méthode «sismique réfraction»:**

- **Définition :**

Dans le but d'identifier la construction géologique d'une région, les géophysiciens exploitant des méthodes de la prospection sismique.

Parmi les méthodes de prospection sismique on distingue la méthode de reconnaissance par sismique réfraction cette dernière consiste à mesurer le temps de propagation dans le sol des ondes longitudinales entre une source et des récepteurs.

On appelle un phénomène de réfraction. Un faisceau de la lumière laser est dévié lorsqu'il passe d'un milieu transparent à une autre par exemple de l'eau à l'air, donc par la comparaison on trouve que la propagation des ondes dans le sol réfracté dans les couches de sol.

- **Mode opératoire :**

La réalisation de l'essai comprend plusieurs étapes certaines de préparation et d'autre pour vérification.

En générale l'essai consiste à mesurer le temps de propagation dans le sol des ondes entre une source et des récepteurs.

- Préparation et installation :

La préparation de l'essai consiste d'installer des capteurs dans le sol, ces capteurs Ils sont connectés sur la flûte et la flûte à l'enregistreur.

- Vérification et tests :

Cette étape consiste à vérifier la continuité électrique et la réponse des capteurs et ainsi que Les sources d'énergie et les approvisionnements sont tester.

- Sécurité :

La sévérité est l'importance de l'essai, nécessite de sécurisé le champ de travail dans lequel les accès à la zone de mesures seront sécurisés et l'usage d'explosif doit être réservé aux boufeux professionnels.

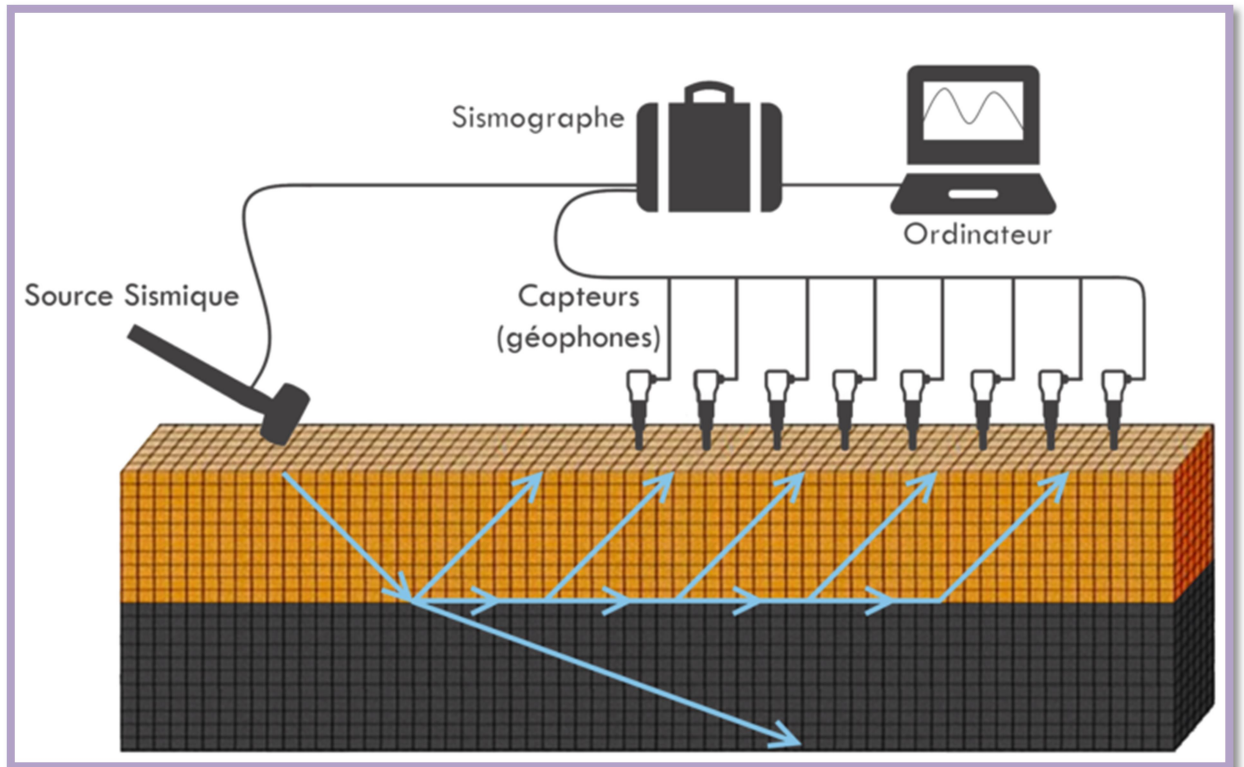


Figure III.10 : schéma de mode opératoire de l'essai sismique réfraction.

Les étapes précédente sont très essentielle pour l'application des tirs telle que en sismique réfraction «conventionnelle», un dispositif sismique est investigué par 5 tirs minimum : 2 tirs en bout (à chaque extrémité), 1 tir au centre, 2 tirs offset (déportés d'une distance minimale d'environ $\frac{1}{2}$ dispositif à l'extérieur).

Tous les tirs sont strictement alignés sur le dispositif. Le nombre de tirs, leur espacement et l'éloignement des tirs offset est fonction de l'objectif de l'étude et de la résolution attendue. Si l'objectif de l'interprétation est une «tomographie sismique», les tirs seront implantés tous les 2 ou 3 géophones.[13]

Les résultats obtenus seront présentés comme suite :

- une description sommaire du matériel mis en œuvre.
- un plan des dispositifs.
- pour chaque installation repérée sur le plan, le diagramme temps-distance (dromochronique) pour chacun des dispositifs avec les temps de propagation correspondant à chaque récepteur.

- les hypothèses utilisées pour l'interprétation des mesures doivent être précisées. [6]

- **l'appareillage :**

Le déroulement de l'essai nécessite un équipement consiste d'un ensemble des dispositifs et d'instruments, et nombreuse étape relié à la préparation.

L'équipement contient :

- Capteurs de vibrations (géophones) : Le géophone est un petit appareil qui traduit en tension électrique le mouvement du sol, telle que ce sol être provoquer par le passage des ondes sismiques générées par l'explosion ou la chute du marteau.
- câbles de connexion (flûte) : rouler les différentes parties et le seul moyen de transmission des données.
- enregistreur sismique (amplification du signal, numérisation, visualisation, stockage des données).
- source sismique : Il existe de nombreux moyens d'émission utilisés en prospection sismique (explosif, masse, fusil sismique, chute de poids) Pour les travaux à faible profondeur, on peut utiliser à la place des explosifs le choc d'un marteau sur une plaque posée sur le sol ou encore le fusil (cartouches à blanc). Les endroits où ont eu lieu les tirs sont appelés des points de tirs.

Pour un bon fonctionnement l'équipement nécessite une vérification (maintenance, étalonnage) périodiquement.

5- Conclusion :

L'effectuation des essais précédent ont l'objectif d'éviter le phénomène de liquéfaction des sols, s'explique par la perte brutale de sa résistance au cisaillement consécutive d'une accumulation de pressions interstitielles engendré par les mauvaises études des sols dont :

- Caractérisation de la classe des sols.
- Détermination des paramètres dynamiques des sols :
 - Module d'Young dynamique.
 - Module de cisaillement dynamique.
 - Coefficient de poisson.

L'intervention des essais dynamiques est pour l'objectif d'accompagner et compléter la série d'essais de reconnaissances des sols

Généralement les essais ordinaires de la reconnaissance des sols s'intéresse beaucoup plus sur la phase statique de l'étude, par contre la reconnaissance dynamique des sols s'intéresse sur la phase dynamique de l'étude

La phase dynamique étudier la propagation des ondes dans les couches du sol d'assis, la réalisation des essais dynamique présente une simulation aux sollicitations engendrées par les séismes ou des explosions en profondeur.

Calcul de la capacité portante de sol

1- Introduction :

La résistance de sol est définie numériquement par sa valeur de la contrainte admissible (symbolisé par le symbole $\bar{\sigma}$ appelé sigma barre) et pratiquement par la capacité portante du sol de différent structures et constructions dont les charges de ces dernier ne dépassant pas la valeur numérique de la résistance de sol ou d'une simple façon l'effet de différent charges et les surcharges de la construction sur le sol.

Selon les dictionnaires professionnels :

Contrainte - n.f : [Struc.] Grandeur physique égale à une intensité de force par unité de surface (de solide) sur laquelle elle s'applique. L'unité légale est le Pascal (1 Pa = 1 N/m²).
[14]

Selon certaine documents professionnels :

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}$ est appelée aussi taux de travail du sol ou encore capacité portante du sol ces définitions nominales, été porté sur des rapports depuis les années 80.

Dans l'étude de sol la résistance de sol représente l'un des facteurs les plus importantes et leur calcul base sur l'utilisation des données obtenues par les différentes méthodes de reconnaissance de sol, et ça importance réside :

- Des fondations bien posées.
- Adapter ces fondations a la nature de sol et du sous-sol.
- Assuré l'assise et la bonne stabilisation de structure.

D'une part et d'autre part éviter des risques tels que :

- L'affaissement du sol.
- le glissement ou la bascule d'une partie des fondations.
- apparence de l'incurvation partout dans la construction, ce qui mènera à l'effondrement.

Donc le bon calcul de la résistance de sol assuré la bonne planification des fondations et la manière de transmettre des charges et les surcharges au sol être parfaite.

Les différents calculs reliés au calcul de la résistance de sol et le calcul de la résistance de sol elle-même, sont effectués par un géotechnicien dans lequel ce dernier base sur les données obtenues par les différentes méthodes de reconnaissance de sol et surtout les qui obtenu in situ :

- le scissomètre.
- le pressiomètre.
- le pénétromètre.

2- méthodes de calcul :

2.1 Introduction :

Selon les dictionnaires professionnels :

Contrainte - de calcul du sol - n.f: [Fond. - Géo.] Valeur limite de la contrainte verticale que peut mobiliser un sol sous une fondation donnée, sans risque de tassement excessif ni de rupture. [14]

Plusieurs facteurs intervenant dans le calcul de la capacité portant d'un sol dans lequel :

- La nature de sol et terrain étudié.
- L'hétérogène et l'homogénéité de sol.
- Le degré de saturation.
- L'existence d'une nappe d'eau.

Et plusieurs méthode existe pour effectuer les calculs dans lequel l'objectif général est d'arrivé a une valeur approximatif a la réalité afin d'éviter les risques cité précédemment.

2.2 Estimation de la capacité portante des sols (fondations superficielle):

Déférente méthode intervenant dans le calcul de la capacité portante de sol celle-ci dépende sur l'objectif cherché, les moyennes utilisées et les résultats des essais in situ et sur les caractéristiques physico-mécaniques des sols. Afin d'acquérir les résultats (le calcul de sigma admissible).

2.2.1 Méthode statique par l'utilisation $C-\phi$:

La figure IV.1 représente le principe général de fonction d'une semelle (fondation superficielle) soumise à une force résultante et la nature de réaction de sol au c'est sollicitation telle que chaque zone elle a une influence spécifique soit à la fondation ou au sol.

- Zone I : il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.
- Zone II : le sol dans ces zones est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface dans ce cas le déplacement et cisaillement est importants ce qu'il produit une rupture général.
- Zone III : est une zone externe ne sont soumises que a des contraintes très faibles ne provoquant pas le sol a des ruptures.

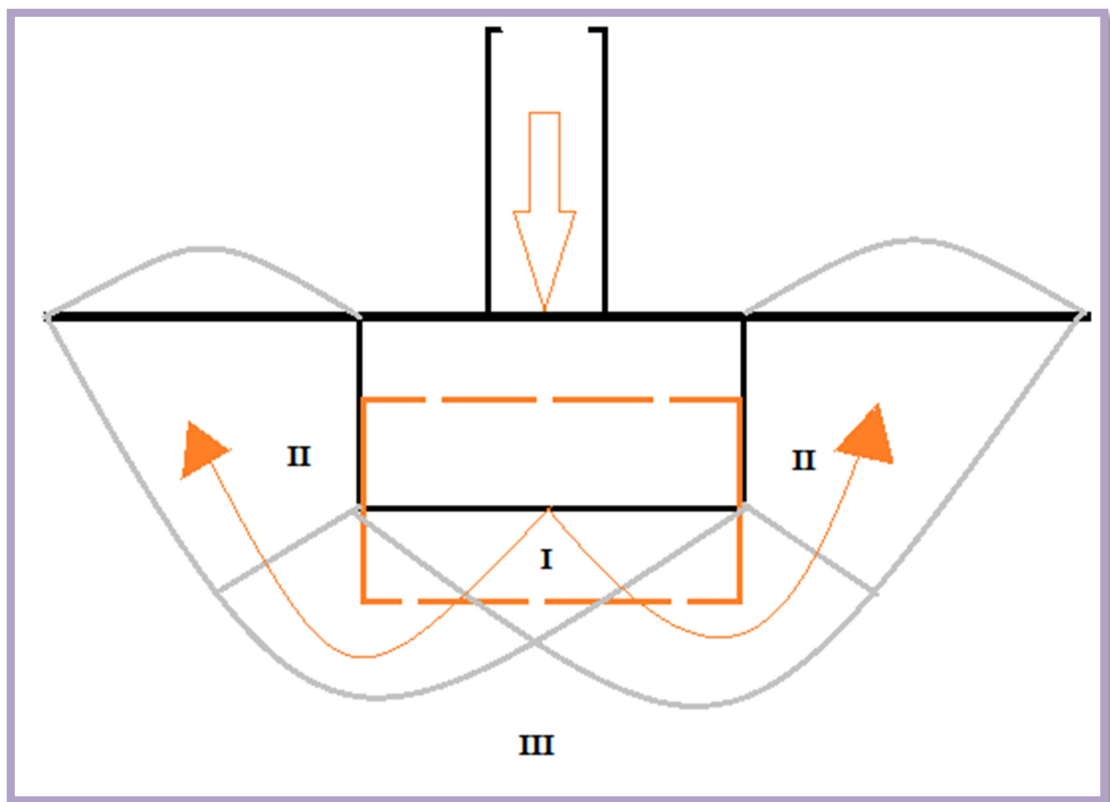


Figure IV.1 : schéma réaction de sol aux différentes sollicitations [9]

Le calcul est effectué si les hypothèses suivantes sont vérifiées :

- le sol est homogène.
- la base sous fondation est horizontale.

- B est largeur de la semelle telle que $h > 3.5B$.

La formule est donc donne comme suit :

$$q_d = \gamma_1 \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma_2 \times D \times N_q + C \times N_c$$

La relation suivante est pour le calcul de la contrainte de rupture sous charge verticale centrée dans le cas d'une semelle filant :

$$q_d = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + (q + \gamma_2 D). N_q(\varphi) + C. N_c(\varphi)$$

Telle que :

- D : l'encastrement de la semelle (profondeur d'encrage).
- γ_1 : le poids volumique du sol au-dessus de la semelle.
- γ_2 : le poids volumique déjaugé du sol en dessous de la semelle.
- C : cohésion du sol sous la base de la fondation.
- q: la charge résultante appliqué sur les fondations.
- $N_\gamma(\varphi), N_c(\varphi), N_q(\varphi)$: facteurs de capacité portante, dépendant aux l'angle de frottement interne (φ) du sol sous la base de la fondation.

Et les termes suivants sont définis :

- $\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$: est le terme surface.
- $(q + \gamma_2 D). N_q(\varphi)$: est le terme surcharge ou de profondeur.
- $C. N_c(\varphi)$: est le terme cohésion.

Le calcul des facteurs portance selon **Prandtl** est effectué comme suit :

- Si $\varphi = 0$

$$N_\gamma = 0, \quad N_c = 5.14, \quad N_q = 1.$$

- Si $\varphi \neq 0$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi, \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}, \quad N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi}$$

Les valeurs de ces facteurs sont tabulées sur le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Les valeurs des facteurs de la capacité portante.

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88
1	5.38	1.09	0.07	26	22.25	11.85	122.54
2	5.63	1.20	0.15	27	23.94	13.20	14.47
3	5.90	1.31	0.24	28	25.80	14.72	16.72
4	6.19	1.43	0.34	29	27.86	16.44	19.34
5	6.49	1.67	0.45	30	30.14	18.40	22.40
6	6.81	1.72	0.57	31	32.67	20.63	25.99
7	7.16	1.88	0.71	32	35.49	23.18	30.21
8	7.53	2.06	0.86	33	38.64	26.09	35.19
9	7.92	2.25	1.03	34	42.16	29.44	14.06
10	8.34	2.47	1.22	35	46.12	33.30	48.03
11	8.80	2.71	1.44	36	50.59	37.75	56.31
12	9.28	2.97	1.69	37	55.63	42.92	66.19
13	9.81	3.26	1.97	38	61.35	48.93	78.02
14	10.37	3.59	2.29	39	67.87	55.96	92.25
15	10.98	3.94	2.65	40	75.31	64.20	109.41
16	11.63	4.34	3.06	41	83.86	73.90	130.21
17	12.34	4.77	3.53	42	93.71	85.37	155.54
18	13.10	5.26	4.07	43	105.11	99.01	186.53
19	13.93	5.80	4.68	44	118.37	115.31	224.63
20	14.83	6.40	5.39	45	133.87	134.87	271.75
21	15.81	7.07	6.20	46	152.10	158.50	330.34
22	16.88	7.82	7.13	47	173.64	187.21	403.65
23	18.05	8.66	8.20	48	199.26	222.30	496.00
24	19.32	9.60	9.44	49	229.92	265.50	613.14
				50	266.88	319.06	762.86

La contrainte admissible q_{ad} est calculée selon la formule ci-dessous appelé formule classique de la mécanique des sols afin de le comparer au contrainte appliqué (résultante de la descente des charges).

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} (q_t - \gamma D)$$

Telle que :

- F : est coefficient de sécurité telle que F = 2 à l'ELU et F = 3 à l'ELS.
- $\sigma_\gamma = \gamma D = \sum_i \gamma_i \times Z_i$.
 - σ_γ : est la contrainte des terres au-dessus de la base de fondation.
 - Z_i : est l'épaisseur de la couche lié au calcul de la contrainte

La formule ci-dessus a été apportées au beaucoup correction, ces correction tenir en compte.

- Le type de sol.
- L'application de la charge.
- L'encrage des fondations.

Et dépende sur deux facteurs essentiels :

- La nature de la charge.
- Le type de fondation.

Ces facteurs sont illustrés à la figure ci-dessous selon les cas :

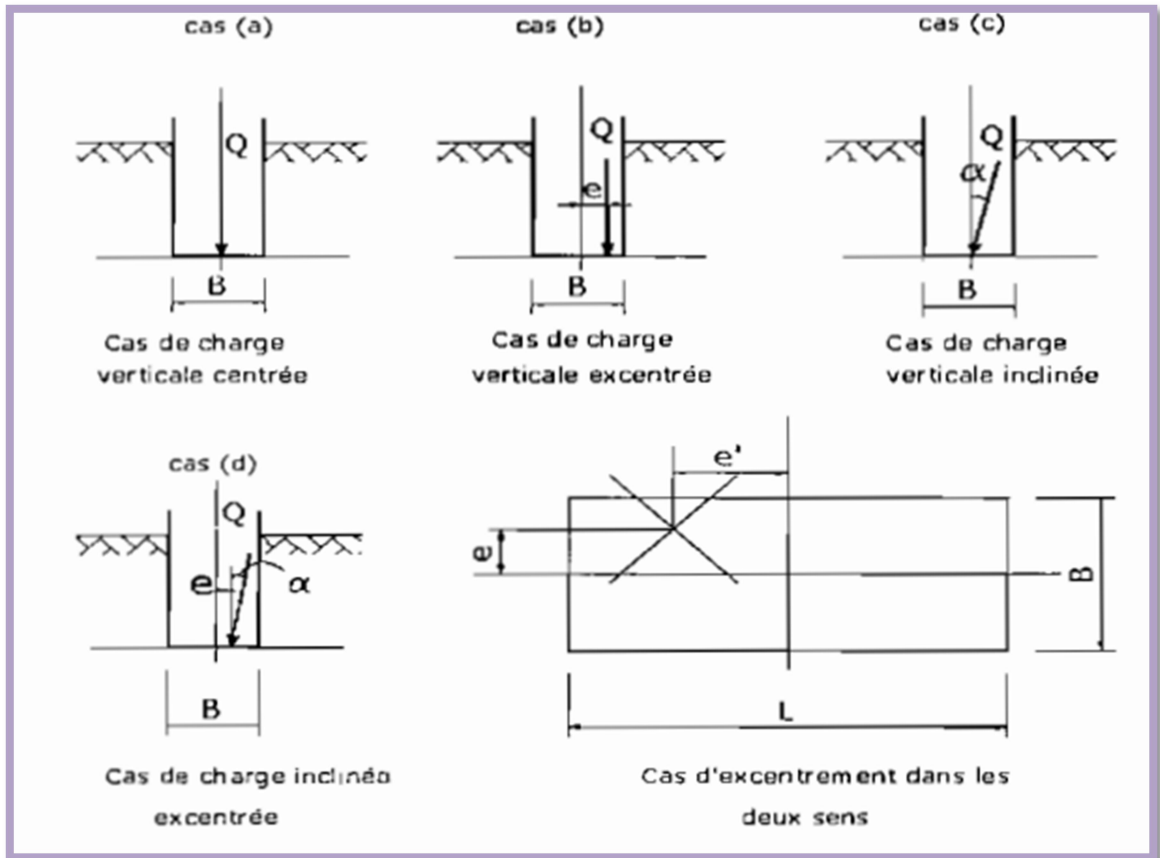


Figure IV.2 : Différents cas de chargement.

2.2.2 La méthode du pénétromètre dynamique :

L'essai de pénétromètre dynamique permet de déterminer directement la résistance limite encore appelée résistance dynamique à la pointe d'un sol.

La méthode d'effectuation de l'essai est bien expliquée dans le chapitre I (essai in situ).

Les calculs sont effectués à l'aide d'une formule appelé Hollandais cette formule permet de calculé une résistance appelé La résistance dynamique de pointe symbolisé par q_d et donnée :

$$q_d = \left(\frac{m \times g \times H}{A \times e} \times \frac{m_1}{m_1 + m_2} \right) \times N$$

Dans laquelle :

- q_d : résistance dynamique à la pointe en Pascal (1 Pa = 1N/m²).
- m_1 : masse du mouton en kilogrammes, (masse frappante).

- g : accélération de la pesanteur en m/s^2 .
- H : hauteur de chute libre du mouton en mètre.
- A : aire de la section droite du pieu en m^2 .
- e : enfoncement correspondant au nombre de coups N . en mètre (en générale est constant et égal à 0.20 m).
- N : nombre de coups nécessaires à l'enfoncement.
- m_2 : masse cumulée, exprimée en kg, de l'enclume et de la tige-guide, si cette dernière est solidaire de l'enclume et du train de tiges (masse frappée).

L'essai est réalisé dans plusieurs forages et endroit dans des profondeurs données et Les résultats se traduisent sous forme de graphique donnant en échelle arithmétique les variations de la résistance dynamique apparente en fonction de la profondeur, on retient la résistance minimale et le calcul de La contrainte admissible q_{ad} donnée par la formule:

$$q_{ad} = \frac{q_d}{20}$$

2.2.3 La méthode du pressiomètre :

L'essai au pressiomètre consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalablement réalisé, et la différence entre cet essai et autre essai réside dans la préparation préalable de forage.

La méthode d'effectuation de l'essai est bien présentée dans le chapitre I (essai in situ).

L'essai en général visé a :

- déterminer la contrainte de rupture du sol en fonction de la pression limite.
- calculer les tassements.
- **Calcul de la pression limite q_L :**

La figure IV.3 présente les trois phases de la courbe pressiométrique :

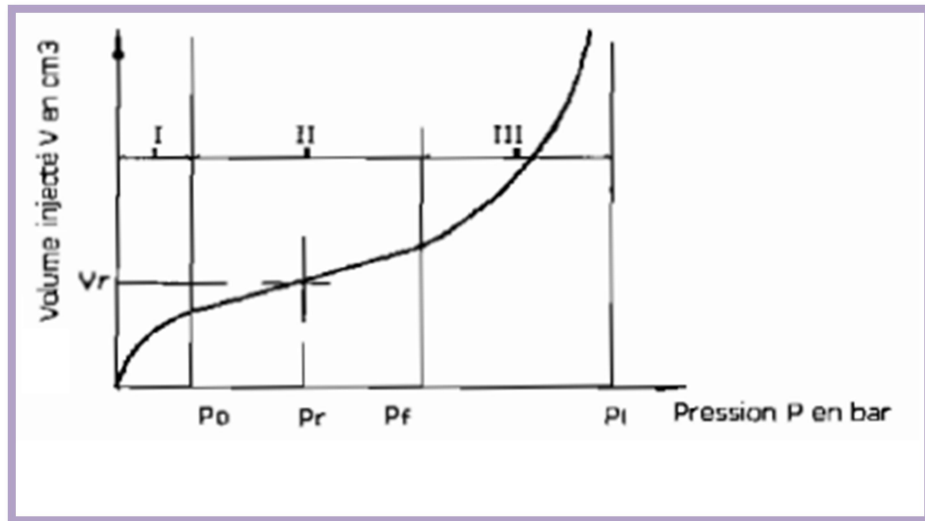


Figure IV.3 : courbe exemplaire pressiométrique.

- 1^{er} phase : est la phase de la mise en contact de la sonde avec les parois latéral de forage.
- 2^{ème} phase : est la phase pseudo-élastique.
- 3^{ème} phase : est Phase plastique où le sol exposé aux déformations.

En intéresse beaucoup plus à la 2^{ème} phase dans lequel le volume augmente au cours de cette phase progressivement en fonction de la pression exercée. Celui qui permet de déterminer le module de déformation pressiométrique E_M et la pression de fluage P_f .

○ **Calcul capacité portante q_d et la contrainte admissible q_{ad} :**

Dans un terrain homogène, selon Ménard le calcul de la capacité portante effectué par la formule suivante :

$$q_d = q_0 + K(P_l - P_0)$$

Avec :

- P_0 : pression horizontale des terres au repos au niveau de l'essai pénétrométrique. elle correspond à la pression développée à la fin de la phase initiale I de l'essai.
- P_l : est la pression qui correspond au doublement du volume de départ de la sonde.

- K: coefficient, dit facteur de portance, qui dépend du type de terrain et de la géométrie de la fondation. (Voir le tab ci-dessous).

Tableau IV.2 : Valeur du facteur de portance K pour l'essai pressiomètre.

$\frac{D}{B}$	Semelle carré				Semelle filante			
	I	II	III	III bis	I	II	III	III bis
0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
0.5	1.3	1.5	1.9	2.1	1.0	1.1	1.2	1.3
1.0	1.6	1.8	2.5	2.8	1.2	1.3	1.4	1.6
1.5	1.8	2.1	3.0	3.3	1.2	1.4	1.6	1.8

Par l'introduction de la formule Ménard dans la formule classique de la mécanique des sols on calcul la contrainte admissible q_{ad} :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F}(q_d - \gamma D) = \gamma D + \frac{1}{F}[K(P_l - P_0)]$$

On déduit ensuite la contrainte admissible q_{ad} qui doit être inférieure à la charge appliquée à la fondation.

2.3 Estimation de la capacité portante des sols (fondations profond):

Plusieurs méthodes intervenant dans le calcul de la capacité du sol concernant les fondations profonde celle-ci permet de déterminer la force portante d'un pieu, est basée sur :

- L'utilisation des formules basées sur les résultats du battage des pieux.
- L'utilisation des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique théorique des sols.
- L'interprétation des diagrammes de pénétration obtenus soit avec le pénétromètre statique, soit avec le pénétromètre dynamique.
- L'interprétation des essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux.

2.3.1 Calcul capacité portant par l'utilisation Formules de battage :

- Formule des hollandais :

$$Q = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{e \times (M + P)} \times g$$

- Q: charge portante admissible du pieu en N.
- H : hauteur de chute du mouton en m.
- M : masse du mouton en kg.
- P : masse du pieu en kg.
- e : enfoncement permanent ou refus moyen en m.
- g : accélération de la pesanteur en m/S².
- F : coefficient de sécurité, en général pris égal à 6.

On attirer l'attention aux deux points essentielle :

- La formule est utilisée pour des refus supérieurs à 5 mm.
- L'inconvénient de la formule a une sécurité excessive ou insuffisante et pour cette raison, ne doit être utilisée qu'avec une extrême prudence.

- Formule de Crandall :

$$Q = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{(e + \frac{e_1}{2}) \times (M + P)} \times g$$

Avec :

- e_1 : représente le raccourcissement élastique du pieu exprimé en m.
- F : coefficient de sécurité, il est recommandé d'utiliser un coefficient de sécurité F égal à 3.

2.3.2 Détermination de la charge portante par les formules statiques :

Dans les fondations profonde un pieu fiché dans un sol de multicouche soumis à une charge Q cette charge décomposé en deux charge résistante, la premier appelé la charge limite de pointe Q_p qui rencontre le pieu sur sa pointe (correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu) et la deuxième appelé charge limite Q_f mobilisable par frottement entre les parois du pieu et le sol dans lequel des forces de frottement qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact du terrain.

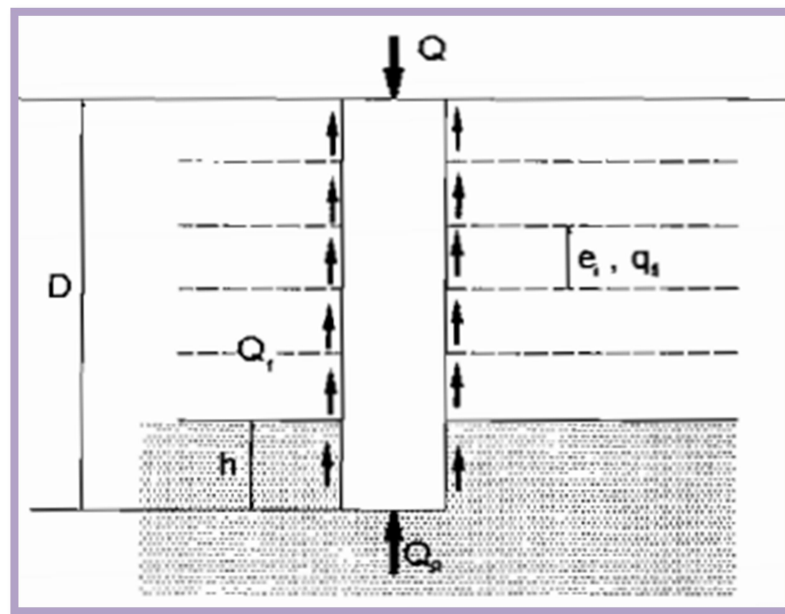


Figure IV.4 : les réactions aux charges appliquées par un pieu.

La charge limite Q_l supportée par une fondation profonde est calculé selon la formule suivante :

$$Q_l = Q_p + Q_f = A \times q_p + p \times \sum_i^n h_i \times q_{fi}$$

Avec :

- q_p : contrainte limite de pointe (en kPa).
- q_f : frottement latéral unitaire de la couche i (en kPa).
- A : section droite du pieu (en ml).
- P : périmètre du pieu (en m].

- n : nombre de couches traversées par le pieu.
- h_i : épaisseur de la couche i [en m).

o Calcul la charge limite de pointe Q_p :

Si q_p est la pression limite sous la pointe et A la section droite du pieu, la formule est donnée selon les cas suivant :

- Dans le cas $D \geq D_C$:

$$q_p = \sigma_\gamma \times N_{q \max} + 1.3 C \times N_{c \max}$$

$N_{q \max}$ et $N_{c \max}$ est donnée selon le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : valeurs des facteurs $N_{q \max}$ et $N_{c \max}$ en fonction de l'angle de frottement φ .

φ	N_q	N_c
0	1	7
5	1,8	9,6
10	3,4	13,8
15	6,5	20,6
20	13	32
25	26	54
30	57	97
35	134	190
40	355	421

- Dans le cas d'ancrage du pieu dans la couche porteuse est supérieur à D_c . la formule donnant la pression limite de pointe s'écrit :

$$q_d = a \times N_{q \max} + \lambda C \times N_{c \max}$$

Avec :

- o a : constante ayant les dimensions d'une pression égale à 50 kPa.
- o λ : coefficient de forme est donné :

$\lambda = 1.3$ pour les pieux de section circulaire ou carrée.

Pour les barrettes et parois $\lambda = 1 + 0.3 \frac{B}{L}$

- dans le cas d'un sol purement cohérents :

$$q_p = 7\lambda \times C_u$$

Avec : C_u la cohésion non drainée du sol.

- o Calcul de frottement latéral Q_f :

Appelé aussi résistance au cisaillement ou (contrainte tangentielle), il est pris en compte seulement sur la hauteur $D-D_c$, et le calcul sera effectué selon la formule suivante :

$$Q_f = P \times \sum_{i=1}^n h_i \times q_{fi} = P \times \int_0^{D-D_c} q_f \times dh$$

Avec q_f donnée selon les cas suivant :

- Pour les sols purement cohérents :

$$q_f = \min(\beta \times C_u; q_{f \max})$$

Avec : β donnée selon le tableau ci-dessous.

Tableau IV.4 : coefficient β pour quelques pieux.

Pieu	Forés ⁽¹⁾ gros diamètre			
	forés	Battus	Injectés	
Fut en béton	0,6	0,7	0,7	-
Fut en acier	-	0,5	0,5	-
Faible pression	-	-	-	1,0
Forte pression	-	-	-	1,5

1 : Pieux de diamètre $> 1,50$ m, barrettes, puis coulés à pleine fouille.

Et $q_{f \max}$ donnée selon le tableau ci-dessous.

Tableau IV.5 : valeurs de β et $q_{f \max}$ (kPa)

		ARGILES – LIMONS					SABLES · GRAVES			CRAIES	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75 ⁽¹⁾	-	-	200	200	200	125	80
	$q_{f \max}$	15	40	80⁽¹⁾	40	80⁽¹⁾	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β		100	100 ⁽²⁾		100 ⁽²⁾	250	250	300	125	100
	$q_{f \max}$	15	40	60⁽¹⁾	40	80⁽²⁾		40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120		150		300	300	300	(3)	
	$q_{f \max}$	15	40		80		-	-	120		
Battu fut béton	β	-	75		-		150	150	150	(3)	
	$q_{f \max}$	15	80		80		-	-	120		

Remarque :

(1) pieux réalisés et rainurés en fin de forage, uniquement.

(2) forage à sec, tube non louvoyé.

(3) le frottement latéral peut être très faible dans les craies avec ces types de pieux. À défaut d'essai de chargement statique sur le site même, il convient de se référer à des essais de chargement exécutés dans des conditions similaires.

- Dans le cas d'un sol non cohérent :

$$q_f = K \times \sigma'_v \times \tan \varphi_a = \sigma'_h \times \tan \varphi_a$$

Avec : σ'_h et σ'_v respectivement sont les contraintes effectives horizontale et verticale à mi-hauteur.

Et : K et φ_a sont respectivement le coefficient de poussée du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Et donnée selon BROMS dans le tableau IV.6 :

Tableau IV.6 : valeurs de K et φ_a en fonction de φ pour quelques pieux.

TYPE DE PIEU	φ_a	K (compacité faible)	K (compacité forte)
Pieu acier	20	0,5	1
Pieu battu en béton rugueux	$0,75 \varphi$	1	2
Pieu battu en béton lisse	$0,75 \varphi$	0,5	1
Pieu foré	$0,75 \varphi$	0,5	0,5
Pieu en bois conique	$0,65 \varphi$	1,5	4

2.3.3 Détermination de la charge portante à partir de l'essai au pressiomètre :

Le calcul de la charge portante dépend sur le calcul des deux charges Q_p et Q_f :

$$Q_l = Q_p + Q_f$$

- Estimation de la contrainte limite de pointe q_p et résistance limite de pointe Q_p :

Le calcul de La contrainte limite de pointe est effectué selon la formule suivante :

$$q_p = K_p \times P_K^*$$

Et : P_K^* est la pression nette équivalente donnée par la formule suivante :

$$P_K^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_I^*(Z) dz$$

Avec :

- a : $\max\left(\frac{B}{2}, 0,5\text{m}\right)$.
- b : $\min(a, h)$.
- h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu.

- Estimation de Frottement latéral Q_f :

Le principe général de la méthode consiste à choisir en fonction de la nature de sol et de type de pieu l'un des courbes Q_1 - Q_7 (Fig IV.5) correspond aux ces deux facteurs précédant et le choix est effectué à l'aide de tableau IV.7

Les expressions mathématiques des courbes (Q_1 - Q_7) sont données par le fascicule 62.

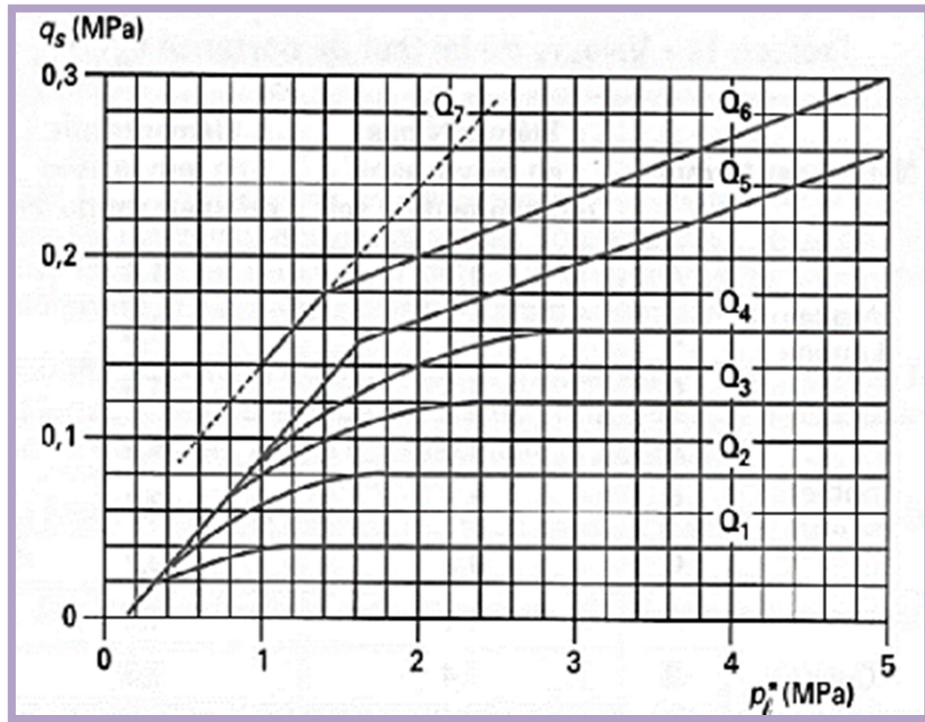


Figure IV.5 : la courbe de frottement latéral.

Tableau IV.7 : les Q correspondent à la courbe de frottement latéral.

Type de pieu	Argile-limons			Sables-graves			craies			marnes		roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1, Q2 ⁽¹⁾	Q2, Q3 ⁽¹⁾	-			Q1	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾	Q6
Foré a la boue	Q1	Q1, Q2 ⁽¹⁾		Q1	Q2, Q1 ⁽²⁾	Q3, Q2 ⁽²⁾	Q1	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2		Q1	Q2, Q1 ⁽²⁾	Q3, Q2 ⁽²⁾	Q1	Q2	Q3, Q4	Q3	Q4	-
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1	Q2		(4)			Q2	Q3	-
Puits (5)	Q1	Q2	Q3	-			Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2		Q3			(4)			Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	-
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3		Q4	(4)			Q3	Q4	-
Injecté basse pression	Q1	Q2		Q3			Q2	Q3	Q4	Q5		-
Injecté haute pression (6)	-	Q4		Q5			-	Q5	Q6	Q6		Q7 ⁽⁷⁾

Remarque :

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) pieu de grande longueur (> 30 m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux, il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parfois rugueuse).

(6) injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

2.3.4 Détermination de la charge portante à partir de l'essai au pénétromètre :

- Estimation de la contrainte limite de pointe q_p :

Pression limite sous la pointe est donnée par:

$$q_p = K_c \times q_{ce}$$

Avec :

- K_c : est le coefficient de portance donnée selon fascicule 62 et présenté dans le tableau ci-dessous traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre.

Tableau IV.8 : Valeurs de K_c selon le fascicule 62.

Nature du sol et catégorie ⁽¹⁾	Pieux mis en œuvre sans refoulement du sol	Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles et limons	0,40	0,55
Sable et graves	0,15	0,50
Craies	0,20	0,30
	0,30	0,45

- q_{ce} : est la résistance de pointe équivalente, donnée par la formule suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{ce}(Z) dz$$

Telle que :

- b : $\max\left(\frac{B}{2}, 0,5\text{m}\right)$.
- a : $\min(a, h)$.
- q_{ce} : selon la figure ci-dessous est obtenu comme suite :

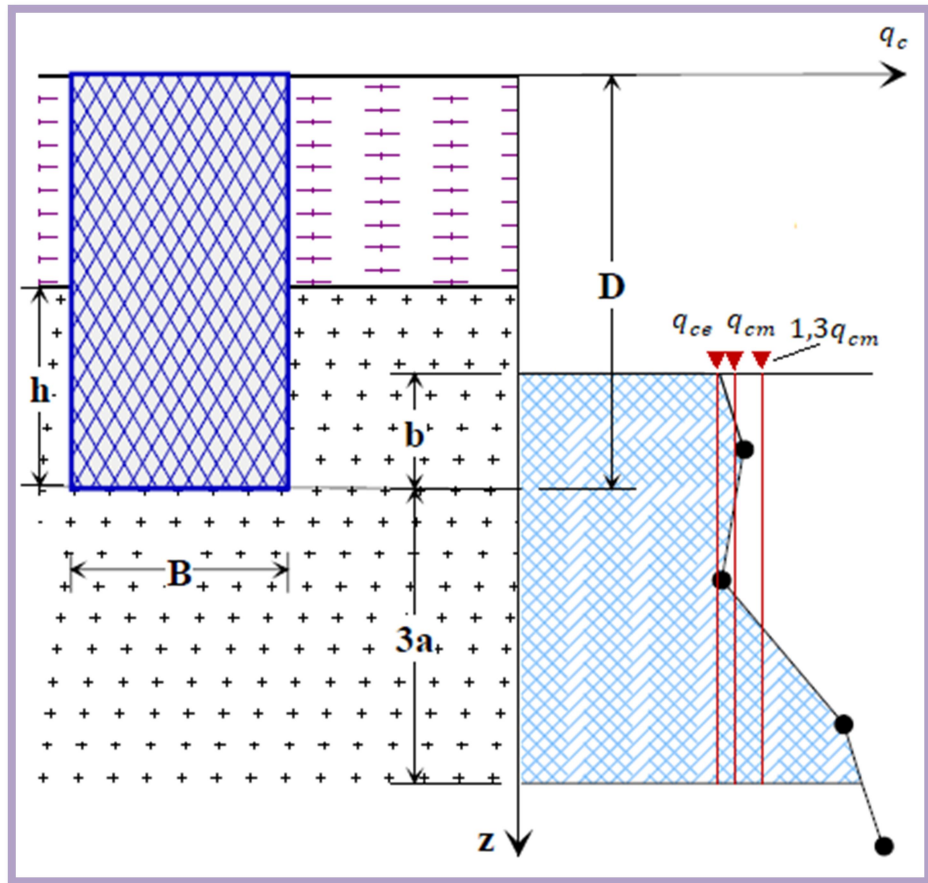


Figure IV.6 : Résistance de pointe équivalente.

Le calcul de la contrainte moyenne q_{cm} est effectué sur la hauteur b situé à $3a$ au bas du pieu le plafonnement être à $1,3q_{cm}$ des résistances supérieure de cette valeur donc le calcul de la nouvelle q_{ce} est effectué avec la prés en compte des valeurs supérieure.

- Estimation du frottement latéral unitaire q_f :

L'évaluation de frottement latéral à l'aide de l'essai pénétrométrique le long de pieu pratiquement est difficile mais en peut les évalué à l'aide de la résistance à la pénétration statique q_c via la formule suivante :

$$q_f = \frac{q_c}{\beta}$$

Avec : q_f donnée selon :

$$q_f = \min \left\{ \frac{q_c}{\beta}, q_{fmax} \right\}$$

Et :

- β est donnée selon le tableau IV.4.
- q_{fmax} est donnée selon le tableau IV.5.

2.3.5 Calcul de la Charge admissible nette Q_{ad} d'un pieu :

On appelle une charge admissible d'un pieu tout charge appliquée sans risque de rupture et tassement afin sera comparée à la charge résultante de la descente de charge.

Selon le B.A.E.L cette charge est calculée avec des coefficients de sécurité selon de états :

- ELS :

$$Q_{ad} = \frac{Q'_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

- ELU :

$$Q_{ad} = \frac{Q'_p}{2} + \frac{Q_f}{4}$$

Avec :

- Q'_p est force portante nette à la pointe du pieu.
- Q_f est la force de frottement latéral mobilisé par le pieu.

3- Conclusion :

Existe plusieurs méthodes pour déterminer la capacité portante d'un sol celle-ci donnée selon la profondeur de bon sol et la nature des fondations choisie (superficielle ou profond)

Certain méthode base sur les données obtenues par les essais de laboratoire et autre sur les essais in situ telle que :

- Les méthodes statiques par l'utilisation $C-\varphi$: la détermination des facteurs C et φ dépend principalement sur les essais de laboratoire généralement l'essai de cisaillement rectiligne ou cisaillement triaxial, Plus tard, ces facteurs sont utilisés dans des formules appelé formule classique de la mécanique des sols
- Une seconde méthode utilisé basé sur les essais in situ généralement l'essai de pénétromètre dynamique ou l'essai de pressiomètre ces essais ont l'avantage est que la détermination de la capacité portante d'un sol est immédiate (juste après la réalisation de l'essai)

Le choix de la méthode de calcul dépend essentiellement sur la nature de l'étude (l'exigence donnée par l'étude) et par la nature de terrain (l'homogénéité du sol)

1. Vérification au phénomène de résonance :

1.1. Introduction :

L'étude dynamique des fondations nécessite une vérification au phénomène de résonance cette vérification en vue de déterminer les fréquences propres de vibration du système sol-fondation-machine ces fréquences propres seront comparées aux fréquences de fonctionnement des machines tournantes afin d'éviter le phénomène de résonance qui risque de se produire si l'une des fréquences propres du système est proche de celle des machines.

Pour notre étude en va baser sur l'hypothèse des fondations rigide qui base sur la détermination des fonctions d'impédance de la fondation.

1.2. Hypothèse et donnée de calcul :

1.2.1. Les caractéristiques des fondations :

L'étude nécessite des caractéristiques géométriques et massiques des fondations :

- Les dimensions de la fondation a_x, a_y, a_z en (m).
- La masse de la fondation en (kg).
- Les coordonnées de centre de gravité x_g, y_g, z_g en (m).

Afin de calculer les masses m_t et les poids W_t total des ensembles machine-fondation et leur centre de gravité et les moments d'inertie de la fondation.

Comme aussi nécessite des caractéristiques mécaniques du béton de la fondation représenté en :

- La masse volumique ρ .
- Le module de Young E .
- Le coefficient de Poisson ν .

1.2.2. Les caractéristiques de machine :

Les caractéristiques de machine pour notre cas représentent dans les vitesses de rotation angulaire du générateur et de la turbine et donnée en (tours/min).

1.2.3. Les caractéristiques géotechniques :

Les caractéristiques géotechniques de sol nécessaire pour l'étude représenté en :

- Le module de cisaillement G .
- Le coefficient de Poisson ν .
- La vitesse de propagation des ondes de cisaillement v_s dans le sol.
- La masse volumique de sol ρ .

1.3. Calcul de la fréquence propre du système machines-fondation :

1.3.1. Hypothèse de calcul :

Pour notre étude en considérons que le massif de fondation est rigide et soumis à des sollicitations (forces, moments, couple de torsion) harmoniques.

1.3.2. la forme de fonction d'impédance :

La fonction d'impédance de la fondation est donnée par le rapport le rapport entre l'amplitude de la force appliquée et l'amplitude du déplacement de la fondation :

$$K^d(\omega) = \frac{P(\omega)}{Z(\omega)} \quad (1)$$

Et comme on peut ensuite définir à partir de la formule précédente (1) l'impédance de la fondation des modes suivant :

- la translation (horizontale, verticale).
- Balancement.
- Torsion.

L'équation d'équilibre dynamique de n'importe quel oscillateur soumis à une sollicitation harmonique s'écrit :

$$M\ddot{Z} + C\dot{Z} + KZ = P_0 e^{i\omega t} \quad (2)$$

La solution de cette équation est :

$$Z = Z_0 e^{i\omega t} \quad (3)$$

Et par l'intégration de l'équation (3) dans (2) nous donne :

$$(-\omega^2 M + i\omega C + K)Z_0 e^{i\omega t} = P_0 e^{i\omega t} \quad (4)$$

L'impédance dynamique de l'oscillateur s'écrit comme suite :

$$K^d(\omega) = -\omega^2 M + i\omega C + K \quad (5)$$

Et par l'annulation de la fréquence en déduire l'impédance statique :

$$K^d(\omega = 0) = K = K^s \quad (6)$$

En intégrant de la pulsation propre $\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{M}}$ et le pourcentage d'amortissement critique $\xi = \frac{C}{2\sqrt{KM}}$ dans l'équation (5) l'équation donc s'écrit comme étant :

$$K^d(\omega) = K^s [K(\omega) + i\omega c(\omega)] \quad (7)$$

Avec les coefficients suivant sans dimension de rigidité et d'amortissement sont :

$$\begin{aligned} K(\omega) &= 1 - \omega^2 \frac{M}{K} = 1 - \frac{\omega^2}{\omega_0^2} \\ c(\omega) &= \frac{C}{M} = 2 \frac{\xi}{\omega_0} \end{aligned} \quad (8)$$

1.3.3. la forme de fonction d'impédance d'une fondation :

Le déplacement d'une fondation soumise à des sollicitations harmonique est donné

$$Z(\omega) = P_0 (f_1 + i f_2) e^{i\omega t} \quad (9)$$

Et l'impédance de cette fondation est donnée :

$$K^d(\omega) = \overline{K}_1 + i\overline{K}_2 \quad (10)$$

Avec :

$$\overline{K}_1 = \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2} \quad (11)$$

$$\overline{K}_2 = \frac{-f_1}{f_1^2 + f_2^2}$$

La relation entre l'impédance dynamique et statique en fonction de la fréquence :

$$K^d(\omega) = K^s(k + ia_0c) \quad (12)$$

Avec :

- a_0 : est la fréquence adimensionnelle égal à $\frac{\omega R}{c_s}$
 - o ω : est la fréquence d'excitation.
 - o R : est le rayon pour les semelles circulaire ou demi-largeur pour autre semelle.
 - o c_s : est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.
- k et c sont des paramètres adimensionnels variant avec la fréquence adimensionnelle a_0 .

1.3.4. calcul d'impédance statique :

L'impédance statique d'une fondation circulaire est donnée par les formules approximatives suivantes:

Verticale :

$$K_v^s = K_v^0 \left(1 + 0.54 \frac{E}{R}\right)$$

Horizontale :

$$K_H^s = K_H^0 \left(1 + \frac{E}{R}\right)$$

Balancement :
$$K_B^S = K_B^0 \left(1 + 2.3 \frac{E}{R} + \left(0.58 \frac{E}{R} \right)^3 \right)$$

Torsion :
$$K_t^S = K_t^0 \left(1 + 2.67 \frac{E}{R} \right)$$

Avec K_i^0 est donnée :

Verticale :
$$K_v^0 = \frac{4GR}{(1-\nu)}$$

Horizontale :
$$K_H^0 = \frac{3GR}{(2-\nu)}$$

Balancement :
$$K_B^0 = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$$

Torsion :
$$K_t^0 = \frac{16GR^3}{3}$$

Dans lequel : R est le rayon de la fondation rigide et G est le module de cisaillement dans un milieu homogène semi infini et de coefficient de poisson ν .

1.3.5. calcul d'impédance dynamique :

L'impédance dynamique des quatre modes est donnée approximativement :

Verticale :
$$K = 1$$

$$K_v^d = K_v^S (K + ia_0 c) \quad c = \frac{\pi(\alpha + 2E/R)}{K_v^S/GR}$$

Horizontale :
$$K = 1$$

$$K_H^d = K_H^s(K + ia_0c)$$

$$c = \frac{\pi(1 + (\alpha + 1)E/R)}{K_H^s/GR}$$

Balancement :

$$K_B^d = K_B^s(K + ia_0c)$$

$$K = 1 - \frac{0.35a_0^2}{1 + a_0^2}$$

$$b = \frac{2}{1 + (E/R)}$$

$$c = \frac{\pi \left[\frac{\alpha}{4} + \frac{E}{R} + \frac{1 + \alpha}{3} \left(\frac{E}{R} \right)^3 \right] \frac{a_0^2}{b + a_0^2} + 0.84 + (1 + \alpha) \left(\frac{E}{R} \right)^{2.5} \frac{b}{b + a_0^2}}{K_B^s/GR^3}$$

Torsion :

$$K_t^d = K_t^s(K + ia_0c)$$

$$K = 1 - \frac{0.35a_0^2}{1 + a_0^2}$$

$$b = \frac{1}{0.37 + 0.87(E/R)^{2/3}}$$

$$c = \frac{\frac{\pi}{2} \left(1 + 4 \frac{E}{R} \right) \frac{b}{b + a_0^2}}{K_t^s/GR^3}$$

Avec:

$$\alpha = \frac{c_p}{c_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$$

1.3.6. calcul facteur d'amortissement total :

Le facteur d'amortissement total est composé de deux facteurs l'un relatif au l'amortissement radiatif (visqueux) ξ et le seconde facteur d'amortissement interne du sol.

- facteur d'amortissement radiatif :

Verticale :

$$\xi_v = \frac{0.425}{\sqrt{B_v}} \left(1 + 0.54 \frac{E}{R} \right)^{1/2}$$

$$B_v = \frac{(1 - \nu)M}{4\rho R^3}$$

$$\xi_H = \frac{0.288}{\sqrt{B_H}} \left(1 + \frac{E}{R}\right)^{1/2}$$

Horizontal :

$$B_H = \frac{(7 - 8\nu)M}{(1 - \nu)32\rho R^3}$$

$$\xi_B = \frac{0.15}{(1 + B_B)\sqrt{B_B}} \left(1 + 2.3\frac{E}{R} + 0.58\left(\frac{E}{R}\right)^3\right)^{1/2}$$

Balancement :

$$B_B = \frac{3(1 - \nu)I_B}{8\rho R^5}$$

$$\xi_t = \frac{0.5}{1 + 2B_t}$$

Torsion :

$$B_t = \frac{I_t}{\rho R^5}$$

- facteur d'amortissement interne du sol :

$$\beta = \frac{\Delta W}{4\pi W}$$

Avec :

- W : est l'énergie élastique maximale emmagasinée au cours du même cycle.
- ΔW : est l'énergie dissipée par cycle.

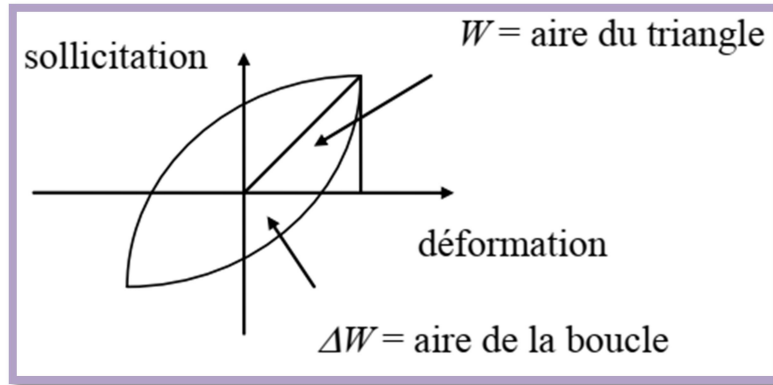


Figure V.1 : Boucle d'hystérésis.

Le calcul de W et ΔW est effectué par le calcul de l'air de triangle et l'air de la boucle respectivement de la courbe des sollicitations en fonction de la déformation concerne chaque matériau (les matériaux constituant du sol).

Le calcul de facteur d'amortissement total est effectué par la compilation des deux facteurs amortissement radiatif et facteurs d'amortissement interne de sol.

1.3.7. Calcul des fréquences propre :

Le calcul concerne les fréquences propres pour chaque mode de vibration du système machines-fondations amortie et non amortie.

	Fréquence propre non amortie	Fréquence propre amortie
Verticale :	$\sqrt{\frac{K_v^s}{m_t}}$	$\sqrt{\frac{K_v^s}{m_t}} (1 - \xi_v)^{1/2}$
Horizontal :	$\sqrt{\frac{K_h^s}{m_t}}$	$\sqrt{\frac{K_h^s}{m_t}} (1 - \xi_H)^{1/2}$
Balancement autour de l'axe des x :	$\sqrt{\frac{K_{xx}^s}{I_{xx}}}$	$\sqrt{\frac{K_{xx}^s}{I_{xx}}} (1 - \xi_B)^{1/2}$

Balancement autour de l'axe des y :

$$\sqrt{\frac{K_{yy}^s}{I_{yy}}} \quad \sqrt{\frac{K_{yy}^s}{I_{yy}}} (1 - \xi_B)^{1/2}$$

Torsion :

$$\sqrt{\frac{K_{zz}^s}{I_{zz}}} \quad \sqrt{\frac{K_{zz}^s}{I_{zz}}} (1 - \xi_t)^{1/2}$$

1.4. Comparaison entre les fréquences :

Comme une dernière étape on doit faire la comparaison entre deux fréquences la fréquence de la machine et la fréquence de l'ensemble sol-fondation-machines lorsque la fréquence propre de vibration du système sol-fondation-machines se rapproche de la fréquence de rotation des machines (turbine ou générateur), le phénomène de résonance se produit.

Donc pour éviter le phénomène de résonance il faut que la fréquence de l'ensemble des modes en dehors du domaine des fréquences critiques dont les bornes soit définie comme étant égales à $\pm 20\%$ de la fréquence de rotation des machines.

2. Vérification au tassement :

2.1. Introduction :

On appelle un tassement le déplacement vertical du sol en surface sous l'effet de charges extérieures (remblais, le poids propre de la fondation ...) ou par l'intervention d'autre facteurs soit naturelle (pluies intenses ...) ou des interventions anthropique (humain).

Le tassement dépend encours sur la nature de sol peut être un tassement instantané pour les sols saturés comme il peut apprendre jusqu'à plusieurs dizaines d'années pour les sols argileux peu perméable.

Afin de vérifier la conformité de notre structure aux conditions de sécurité et de service nécessite de calculé le tassement.

2.2. Calcul de tassement :

Le tassement est généralement noté S_t et décomposé en plusieurs termes dans lequel chaque terme lié à un phénomène :

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

Ces termes sont définis comme suite :

- S_i : est le tassement instantané pendant l'application des charges.
- S_c : est le tassement consolidé mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.
- S_s : est tassement de compression secondaire se produit poursuite après la dissipation. de la suppression interstitielle (tassement à long terme).

Notre étude sera basée sur les résultats des essais de laboratoire (essai œdométrique) dans lequel l'essai doit être réalisé sur des échantillons prélevé au niveau de chaque couche, le mode opératoire de l'essai est bien expliqué dans le chapitre II (les essais en laboratoire) afin de déterminer :

- L'indice de gonflement C_g .
- L'indice de compression C_c .
- La pression de pré consolidation σ'_p .

Et au niveau de chaque couche on calcul la contrainte effective verticale σ'_{v0} engendré par le poids des couches de couverture.

En peut classer les différents types de sol selon trois possibilités :

- ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) lorsque la contrainte effective verticale est égale à la contrainte effective de pré consolidation on dit que le sol est normalement consolidé c'est-à-dire ce sol a été tassé uniquement sous son propre poids, toutes les surcharges engendré par la construction entraîne un tassement dépendant de C_c :

$$S = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- ($\sigma'_{v0} < \sigma'_p$) lorsque la contrainte effective verticale est inférieure à la contrainte effective de pré consolidation on dit que le sol est sur consolidation c'est-à-dire ce sol a été soumise à une contrainte supérieure au poids propre actuelle de sol.

- Pour $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' > \sigma'_p$:

$$S = H_0 + \frac{C_g}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right)$$

- Pour $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' < \sigma'_p$:

$$S = H_0 + \frac{C_s}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right)$$

- ($\sigma'_{v0} > \sigma'_p$) lorsque la contrainte effective verticale est supérieure à la contrainte effective de pré consolidation on dit que le sol est sous consolidation c'est-à-dire le sol est en cours de consolidation, ou d'autre manière le sol n'est pas encore en équilibre avec le poids des terres donc on dit que le sol est inconstructible (exposé à des déformations même sans surcharge) le tassement dans ce cas est donnée par la formule suivante :

$$S = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Le tassement total de n couches est donné par la somme des tassements de chaque couche :

$$S = \sum_{i=1}^{i=n} S_i$$

3. Vérification au phénomène de liquéfaction :

3.1. Introduction :

Liquéfaction est définie par la transformation d'un matériau d'un état à l'autre (liquéfiable) et l'action de transformation se produit sous l'effet des sollicitations dynamiques (séisme, vibrations engendré par diverses actions) ce qui mène à une perte de résistance dans

les matériaux sableux saturé en eau (état lâche) dans ce cas le phénomène mettre particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

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

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

Une évaluation de risque de la liquéfaction est prouvée en 1979 par Seed dans lequel prouvé la possibilité de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres :

- résistance mécanique : donnée par essai SPT (standard pénétration test).
- la granulométrie de sol : donnée par classification des sols, pourcentage en fines.

Et divers auteurs ont proposé des méthodes similaires, développées sur la base des autres essais de reconnaissance, (CPT, méthodes géophysiques...etc.).

Notre étude va baser sur les résultats des essais in situ pour évaluer le potentiel de liquéfaction le schéma suivant représente les différentes phases à suivre afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction :

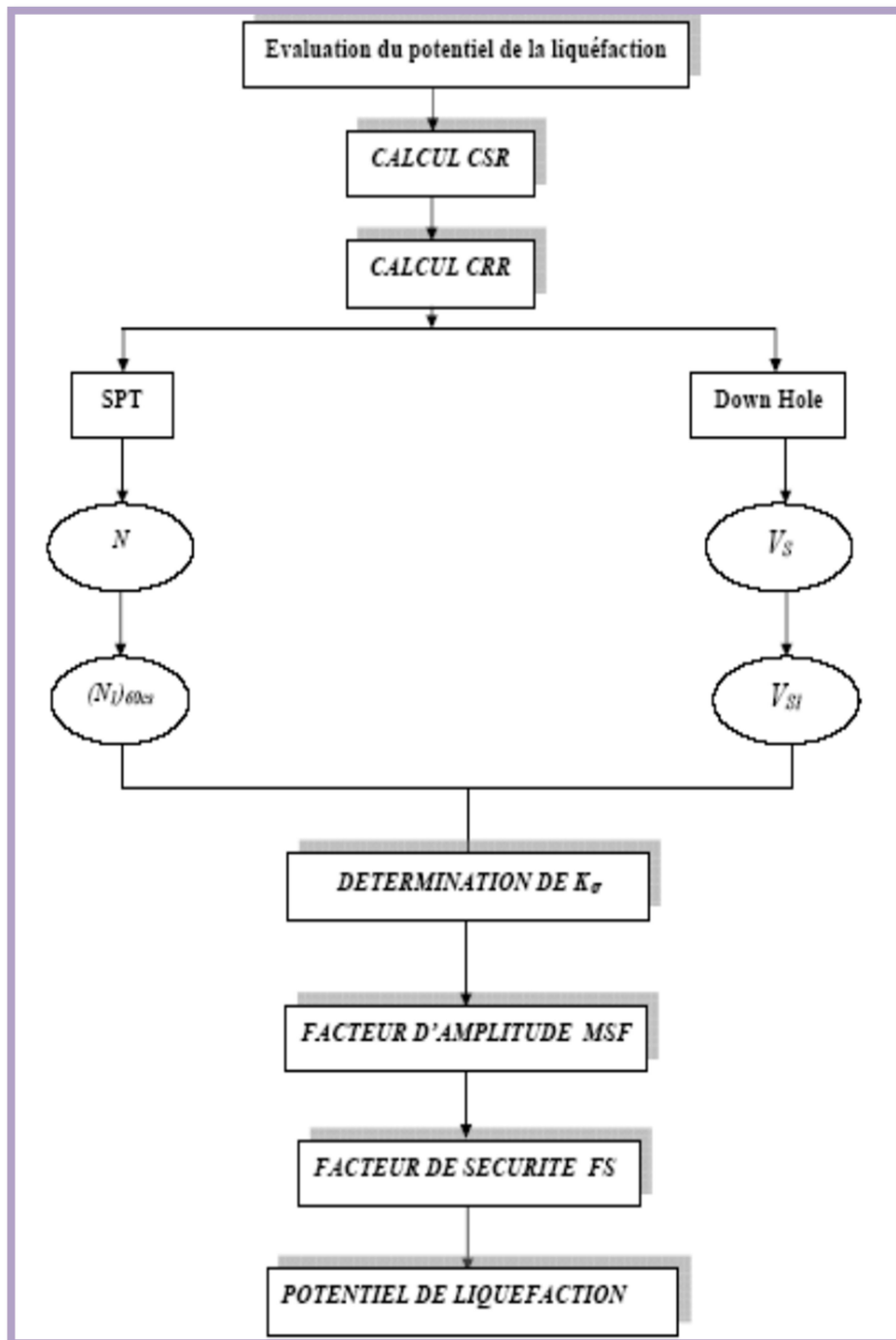


Figure V.2 : schéma d'évaluation de potentielle de liquéfaction.

3.2. Evaluation du potentielle de liquéfaction :

3.2.1. Calcul CSR :

CSR (Cyclic Stress Ratio) est le rapport de la contrainte cyclique est donnée par l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche τ_{av} normalisé par rapport à la contrainte effective due au sol sus-jacent σ'_v .

Cette approche est très largement utilisée dans la pratique pour estimer le rapport de la contrainte cyclique pour des sables saturés d'eau, la méthode est développée par Seed et Idriss

Le rapporte est donné comme suite :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_v} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \times r_d$$

Avec :

- r_d : est le coefficient de réduction des contraintes cycliques développé par Seed et Idriss et donnée selon la figure ci-dessous :

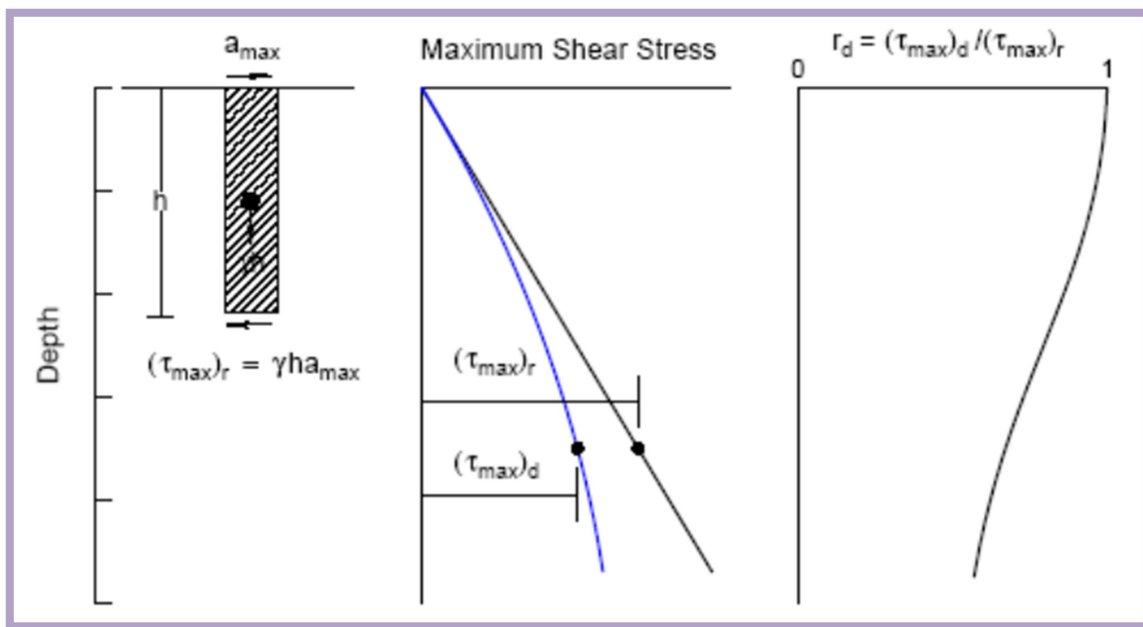


Figure V.3 : courbes d'obtention le coefficient de réduction des contraintes cycliques.

$$r_d = \frac{(\tau_{max})_d}{(\tau_{max})_r}$$

Le paramètre r_d pourrait être convenablement exprimé en fonction de la profondeur et de la magnitude de séisme (M) est donné par la relation ci-dessous qui été dérivée à partir de ces résultats :

On attire l'attention que ces équations sont applicables pour des profondeurs inférieure au 34m $z \leq 34 m$:

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

- $\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$
- $\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$

Pour les profondeurs supérieures au 34 m, $z \geq 34$ m :

$$\circ r_d = 0.12e^{0.22M}$$

- τ_{cyc} : La contrainte de cisaillement cyclique du séisme à une profondeur considérée est exprimée comme suit :

$$r_d = 0.65 \tau_{max}$$

- a_{max} : peut être déterminé à partir de l'histoire de l'accélérographe ou bien être estimé à partir des règlements sismique.

3.2.2. Calcul CRR :

CRR est le rapport de la résistance cyclique, l'évaluation de ce rapport est donnée par deux méthodes :

- Méthode de seed (reconnaissance au SPT).
- Méthode Géophysique (Down Hole).

Ces deux méthodes sont indépendantes afin chaque méthode elle a des paramètres a déterminé relatif au caractéristique de sol :

- Méthode de reconnaissance au SPT :

La méthode 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.

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.

Le mode opératoire de l'essai SPT est bien défini dans le chapitre I (essais in situ) dans lequel L'essai 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.

On attire l'attention que 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 matériels utilisés au cour de l'essai, c'est pour cela qu'on doit faire des corrections sur la valeur de N pour que les résultats soient compatible avec les résultats trouvés par le américains et les japonais.

Une correction proposée par Black pour le nombre des coups N est donné par la formule suivante :

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

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.
- $(N_1)_{60}$: 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage.

Tableau V.1 : corrections au SPT modifié par Skempton.

Terme	Facteur	Equipement	La correction
C_N	Contrainte effective	/	$(P_a/\sigma'_V)^{0,5}$ $C_N \leq 1,7$
C_E	Contenu de l'énergie	Mouton de battage torique	0,5 à 1,0
		Mouton de sureté	0,7 à 1,2
		Mouton de battage automatique	0,8 à 1,3
C_B	Diamètre de forage	65 à 115 mm	1,0
		150 mm	1,05
		200 mm	1,15
C_R	Longueur de la tige	< 3 m	0,75
		3 à 4 m	0,80
		4 à 6 m	0,85
		6 à 10 m	0,95
		10 à 30 m	1,00
C_S	Méthode de prélèvement	Echantillon standard	1,0
		Echantillon sans recouvrement	1,1 à 1,3

Calcul l'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 :

Tableau V.2 : Facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$.

FC (%)	$\Delta(N_1)_{60}$
$FC \leq 5$	0
$5 \leq FC \leq 35$	0,25 (FC-5)
$35 \leq FC$	7,2

Une autre formule de calcul l'incrément de résistance est donné par Seed et Idriss :

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

Les valeurs de α et β sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3 : Facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$ (Seed et Idriss, 1997) :

FC (%)	α	β
$FC \leq 5$	0	1,5
$5 \leq FC \leq 35$	$\exp[1,76 - (190/FC^2)]$	$\exp[0,99 + (FC^{1,5}/10^3)]$
$35 \leq FC$	5,0	1,2

Le calcul de coefficient CRR est donné par deux approches analytiques :

✓ Approche de black :

Une formule analytique a été proposée par Blake (1997) correspondre la courbe de référence $CRR_{7,5}$:

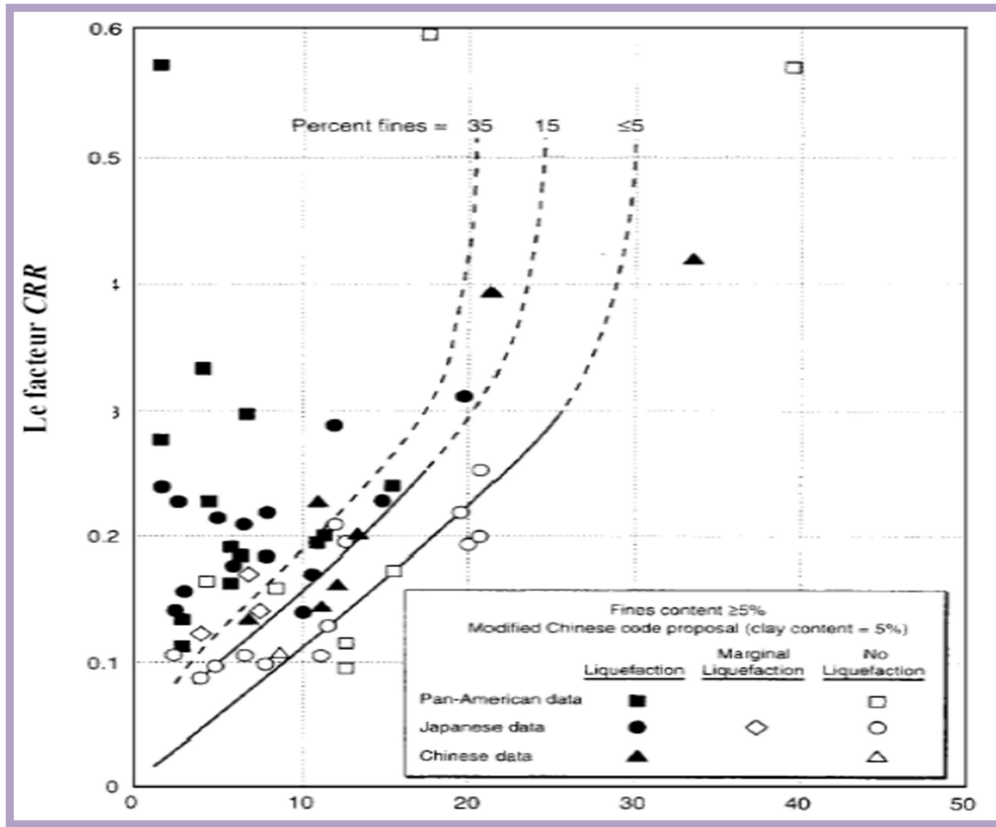


Figure V.4 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir des données SPT

La formule suivante est donnée pour des valeurs de $(N_1)_{60cs}$ inférieur à 30 :

$$CRR_{7,5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}$$

Avec :

- $x = (N_1)_{60cs}$.
- $a = 0,048$.
- $b = -0,1248$.
- $c = -4,721 \cdot 10^{-3}$.
- $d = 9,578 \cdot 10^{-3}$.
- $e = 6,136 \cdot 10^{-4}$.
- $f = -3,285 \cdot 10^{-4}$.
- $g = -1,673 \cdot 10^{-5}$.
- $h = 3,714 \cdot 10^{-6}$.

Autre cas :

- pour $(N_1)_{60cs}$ supérieur à 30 on fixe $CRR_{7,5}$ à 1,2.
- pour $(N_1)_{60cs}$ inférieures à 3, la formule n'est plus valable, dans ce cas la formule est remplacée par une courbe coupant l'axe des ordonnées en 0,05 (voire Figure V.3).

✓ Approche de RAUCH :

Une approche de la courbe obtenue par Seed et donnée par Rauch (1998) à l'université de Texas :

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60cs} + 45]^2} + \frac{1}{200}$$

La formule est tjrs valable pour $(N_1)_{60cs}$ inférieur à 30, pour $(N_1)_{60cs}$ supérieur à 30 on distingue que le sol est non liquéfiable.

➤ Méthode Géophysique (Down Hole) :

La méthode est basée sur l'évaluation de la vitesse des ondes sismique VS à partir de l'essai Down Hole (voire chapitre III essai dynamique).

Dans lequel la valeur de la vitesse V_S est introduite dans les formules de détermination du rapport de la résistance au cisaillement CRR.

Les avantages d'utilisation l'essai down hole dans l'évaluation de risque de liquéfaction.

- Les mesures peuvent être réalisées sur des sols durs comme le gravier pour le quelles essais à pénétromètres ne sont pas fiables.
- Des mesures peuvent être réalisées sur de petits échantillons au laboratoire permettant ainsi une comparaison directe avec des mesures in situ.
- V_S est une propriété mécanique fondamentale d'un sol qui est directement liée au module de cisaillement en petites déformations par : $G_{max} = \rho V_S^2$.
- G_{max} ou bien V_{S2} , en revanche, sont des propriétés nécessaires pour analyser le comportement dynamique d'un sol en réponse à un séisme ou pour analyser l'interaction sol-structure.

Le calcul CRR est effectué par la formule suivante :

$$CRR = \left[a \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \right]$$

Avec :

- V_{S1} : est la correction de la valeur de V_S adopté par l'essai Down Hole pour tenir compte de la contrainte des sols sus-jacents est donnée par la formule suivante :

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{P_a}{\sigma'_V} \right)^{0,25}$$

- o P_a : est la pression atmosphérique ($P_a = 1 \text{ atm} = 100 \text{ KPa}$).
- o σ'_V : la contrainte effective.
- a et b : les paramètres d'ajustement de courbe dans lequel :
 - o $a = 0,022$.
 - o $b = 2,8$.
- V_{S1}^* : limite supérieure de V_{S1} pour que la liquéfaction se produise est donné selon le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 : valeurs de V_{S1}^* en fonction de pourcentage de FC.

FC (%)	V_{S1}^* (m/s)
$FC \leq 5$	215
$5 < FC < 35$	$215 - 0,5(FC-5)$
$35 \leq FC$	200

3.2.3. Détermination de facteur de correction K_σ :

Le calcul de K_σ est donnée par le rapporte suivant :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_V}{P_a} \right)^{f-1}$$

Dans lequel f est dépende de la densité relative (D_r) et donnée par la courbe suivante :

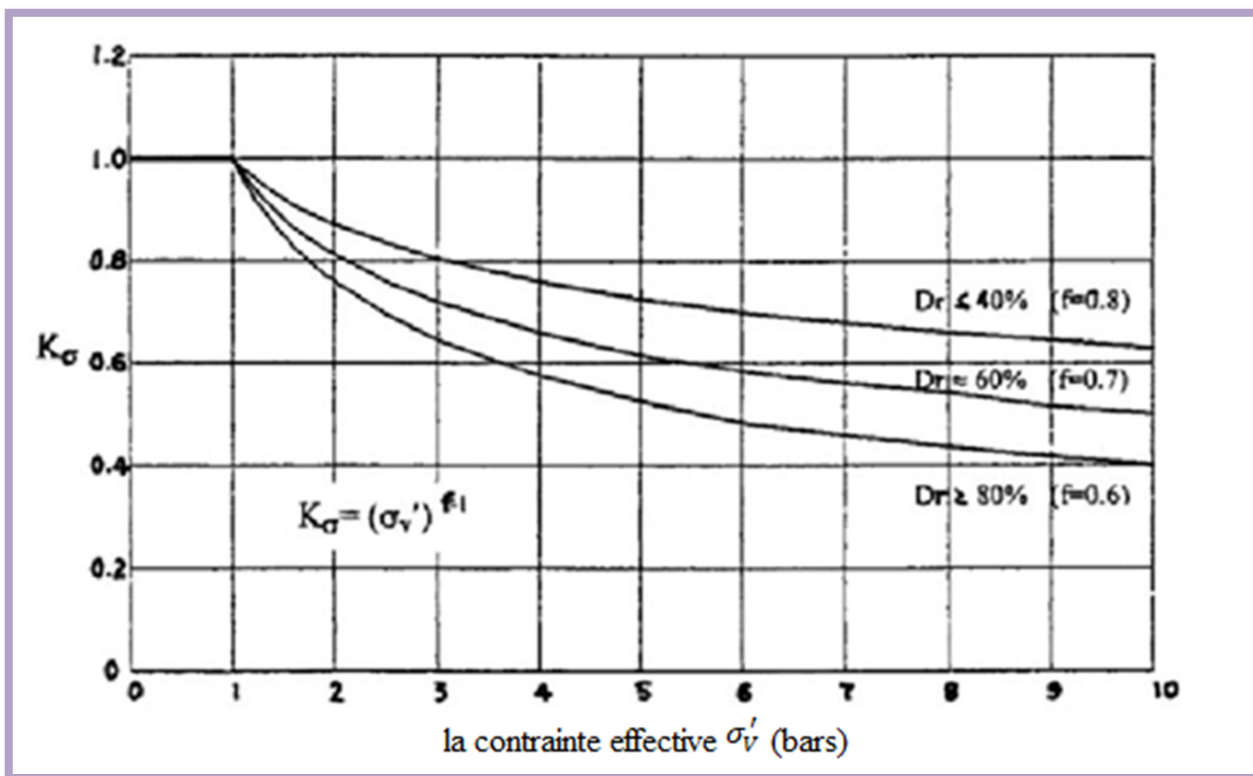


Figure V.5 : la Courbe de facteur de correction K_σ (Youd et al, 2001).

Les valeurs de f selon la courbe de facteur de correction K_σ sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : valeurs de f relatif à la densité relative.

Dr (%)	f
Dr \leq 40	0,8
40 \leq Dr \leq 80	0,7
80 \leq Dr	0,6

3.2.4. Facteur de correction de la magnitude (MSF) :

Facteur de correction de la magnitude (MSF) est donné par la formule suivante :

$$MSF = \left(\frac{M_W}{7,5}\right)^n$$

Dans lequel :

- n : constante égale à (-2,56).

- M_w : la magnitude du séisme.

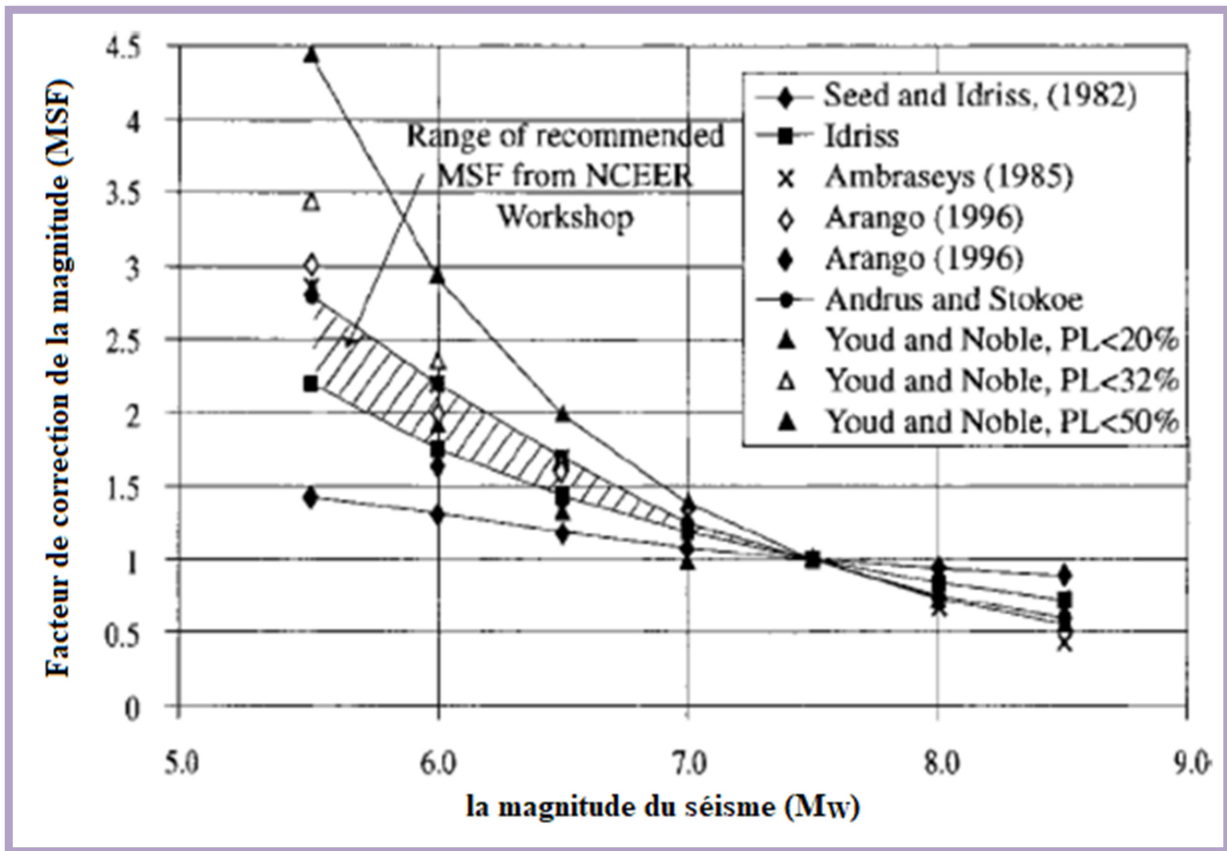


Figure V.6 : Variations du (MSF) en fonction de la magnitude du séisme (M_w) (Mayne et al 1999).

3.2.5. Facteur de sécurité (FS) :

Le calcul de facteur de sécurité (FS) est donné par la formule suivante :

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \times MSF \times K\sigma$$

On attire l'attention que si le rapport de la contrainte cyclique CSR est plus grand que le rapport de la contrainte de résistance cyclique CRR, alors la liquéfaction pourrait se produire pendant l'effet dynamique engendré par les tremblements de terre ou par d'autres actions dynamiques et vice versa.

Et plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction. Cependant le sol qui a un facteur de sécurité égal à 1.0 peut subir une liquéfaction pendant l'effet dynamique.

3.2.6. Calcul du potentiel de la liquéfaction :

La formule de calcul du potentiel de la liquéfaction P_L est donnée par la relation suivante :

$$P_L = \int_0^{20} (10 - 0,5Z)F_L dz = \sum_{i=1}^n (10 - 0,5Z_i)F_{Li}(H_{i+1} - H_i)$$

Dans lequel :

- Si $FS < 1$ donne $F_L = 1 - FS$.
- Si $FS > 1$ donne $F_L = 0$.

Les valeurs de potentielle de la liquéfaction qui on va calculer concerne un seul sondage, pour obtenu le potentielle de la liquéfaction de tout le site on va calculer donc la moyenne entre tous les sondages est donnée par la relation suivante :

$$P_{L\ moy} = \frac{\sum_1^n P_L}{n}$$

Avec : n est le nombre des sondages.

On distingue quatre cas possible pour $P_{L\ moy}$ sont récapitulé dans le tableau ci-dessous

∴

Tableau V.6 : l'interprétation des valeurs $P_{L\ moy}$.

$P_{L\ moy} = 0$	potentiel de liquéfaction nul.
$0 < P_{L\ moy} < 5$	potentiel de liquéfaction faible.
$5 < P_{L\ moy} < 15$	potentiel de liquéfaction moyen.
$15 < P_{L\ moy}$	potentiel de liquéfaction élevé.

4. Conclusion :

Dans cette étude les efforts dynamique (séisme) est la principale cause des phénomènes suivants:

- le tassement, liquéfaction et la résonance.

Les vérifications au différent phénomène interviennent dans l'assurance et l'augmentation de la stabilité de l'ouvrage et donc la sécurité.

Généralement ces phénomènes retournent à la base à la formulation des couches de sol qui ne peuvent pas résister à certaines sollicitations engendrées par la structure et surtout ceux dynamiques.

1- Introduction :

On appelle fondation tout élément peut porter un ou plusieurs ou un ensemble des éléments d'une construction ce dernier jeu le rôle d'un connecteur entre l'ouvrage et le sol d'assise ou peut transmettre au sol les efforts engendré par différentes charges (statique ou dynamique).

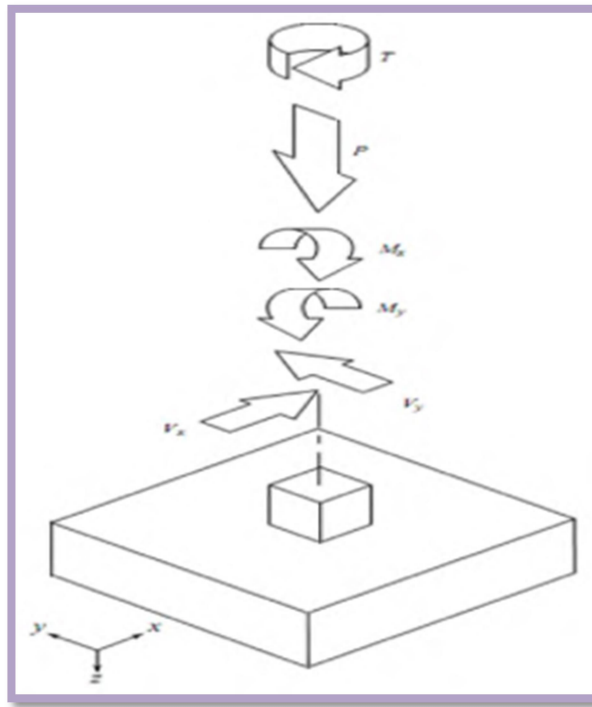


Figure VI.1: les types des charges exercées sur les fondations.

Dans lequel le type de fondation est choisi techniquement selon ces factures :

- le type de sol d'assise : représenté dans les composants qui constitué les différentes couche du sol et leur granulométrie afin on peut le donne une bonne définition.
- Le type, la nature, et l'importance de l'ouvrage : donner selon la classification de ce ouvrage (civil, militaire, sanitaire...) ou par la nature d'usage (collectif, individuelle) ou par l'importance d'usage et cette importance représenté dans les cas des catastrophes où l'humains dans le besoin au ces ouvrages.
- La nature de l'environnement ou on va construire notre ouvrage : représenté dans la classification de la région au plusieurs phénomène :
 - la zone sismique.
 - zone inondable.

- zone situé dans une zone connue des activités nucléaires ou par d'autres activités destructives.

2- les types des fondations :

On distingue deux types des fondations caractérisé par sa profondeur (superficielle, profonde), où le choix de type de fondation est déterminé par l'ingénieur à la base d'une étude de :

- la nature de sol.
- l'importance de l'ouvrage.
- le coût des fondations par rapport au l'importance de l'ouvrage.

Mais peut existent d'autres facteurs influent dans le choix de type de fondation.

2.1. Fondation superficielle :

Les fondations superficielles sont caractérisées par deux facteurs essentiels :

- par le rapport de profondeur $\frac{D}{B} < 4$.

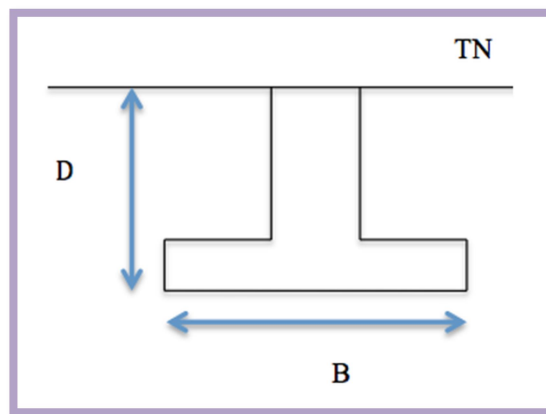


Figure VI.2: schéma d'une fondation superficielle.

- par le type de semelle (semelle isolé, semelle filante, radie).

2.1.1. Semelle isolé :

Les semelles isolées sont des semelles ponctuelles situées sous un seul poteau dans lequel sont localisées à des endroits bien précis de la structure ces semelle peut être centrées ou non par rapport à l'axe de ce poteau.

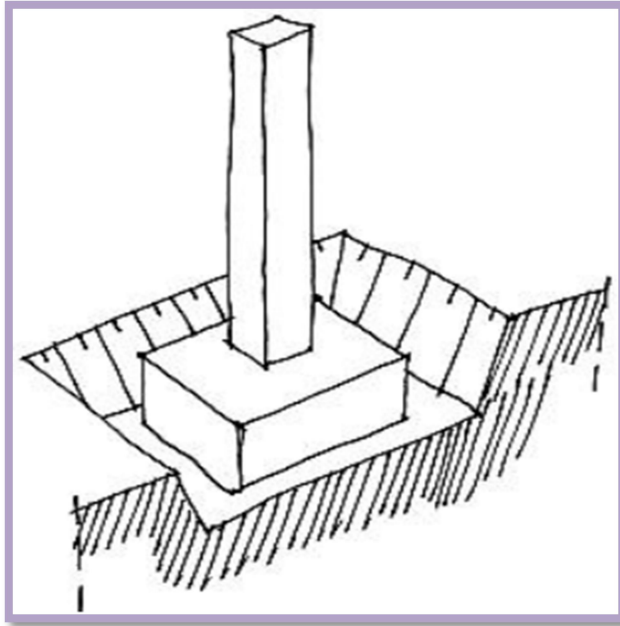


Figure VI.3: schéma d'une fondation isolé.

Ces semelles peuvent aussi appeler semelle ponctuelle, généralement prennent les formes carrées ou rectangulaires et pour des cas délicats peut apprendre la forme rondes, et ces forme sont généralement à la base de la forme de poteau.

2.1.2. **Semelle filante :**

Les semelles filantes généralement sont caractérisées par son continuation dans lequel sont situés sous plusieurs colonnes (poteau) ou bien un mur porteur et parmi les principaux avantages de ce type de semelle sont bien adapté au type de sol moins homogène cette avantage réside dans la surface de contact est très considérable.

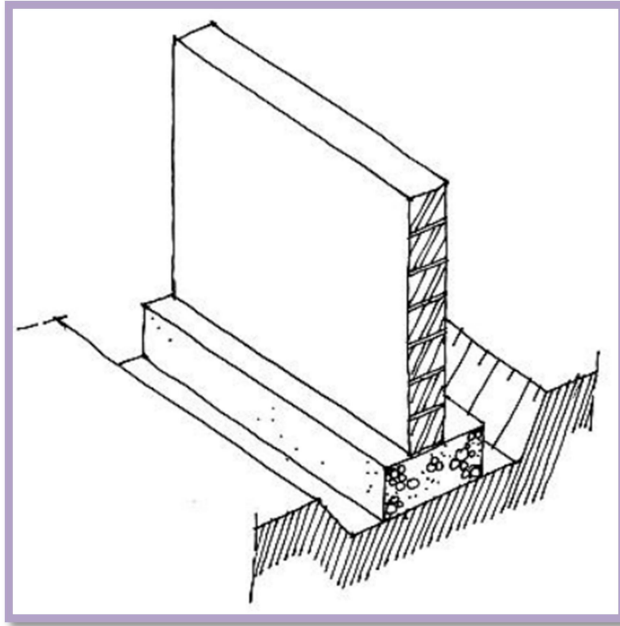


Figure VI.4: schéma d'une semelle filante.

2.1.3. **Radie :**

Le radie est une semelle reparte sur tout la surface du bâti ou la surface de contact de ce type de fondation est très grande cela permet de diminuer la contrainte que l'on applique sur le sol.

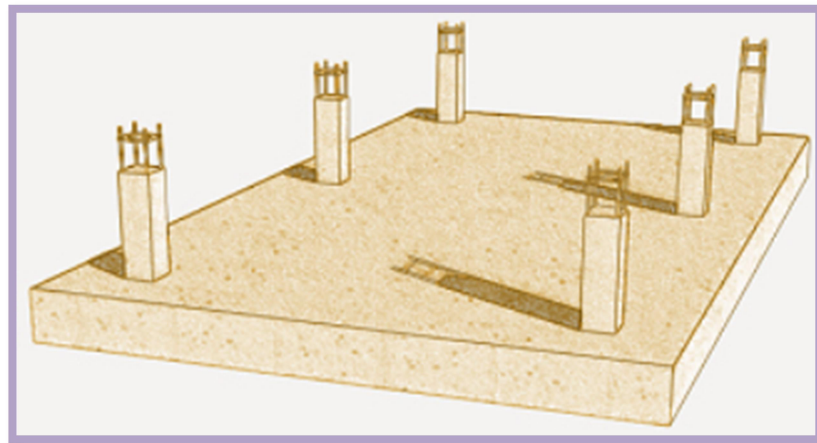


Figure VI.5: schéma d'un radie générale.

Généralement ce type est très coûteux par rapporte aux autre types des semelles (isolé, filante) c'est pour ça le choix de radie doit faire avec une grande précision et principalement pour une des raisons suivantes :

- La place disponible pour réaliser des semelles est trop exiguë, ou nécessite des terrassements trop importants (la surface des semelles est supérieure de la moitié de la surface du bâtiment).
- La contrainte de rupture du sol est très faible, ce qui entraîne un dimensionnement excessif des semelles.
- Des venues d'eau sont à envisager à un niveau supérieur au plancher le plus bas.

2.2. **Fondation profonde :**

On distingue deux types de fondation profonde (semi-profonde, profonde) et la différence entre ces deux types réside dans la profondeur de fondation où :

- Pour les fondations semi-profondes : $4 \leq \frac{D}{B} < 10$.
- Pour les fondations Profondes : $10 < \frac{D}{B}$.

Généralement ces types des fondations sont des fondations ponctuelles permettent de reporter les charges de l'ouvrage a une profondeur vari de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres.

On utilise ce type de fondation dans le cas les différente couches de sol superficielle n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu.

2.2.1. **Les fondations semi-profondes :**

Ce type de fondation est classé entre les fondations superficielles et les fondations profondes dans lequel le choix de ce type des fondations ce fait lorsque les fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que les fondations profondes ne sont pas nécessaires.

Et le choix de ce type de fondation moins coûteux que les fondations profonde :

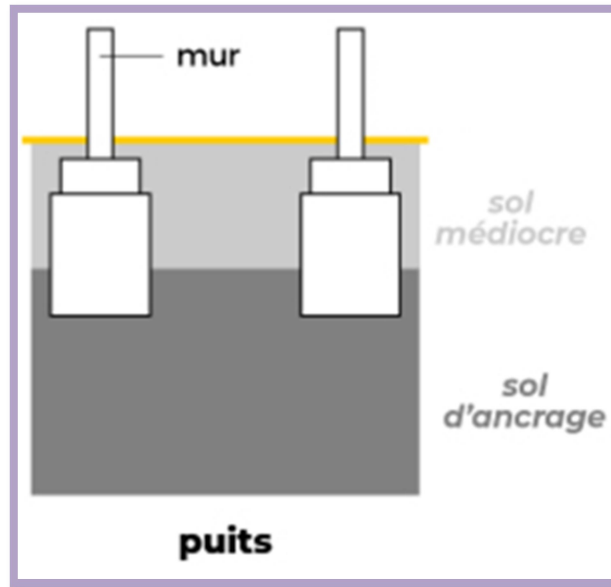


Figure VI.6: schéma d'une fondation semi-profonde.

Les fondations semi-profondes généralement sont des puits, remplis de béton reposent sur un couche de sol profonde situé entre 2 à 6m de profondeur ce type de sol doit être bien stable et résistant appelé généralement bon sol.

2.2.2. Les fondations profondes :

Ce type de fondation est caractérisé par sa profondeur qui peut arriver à plusieurs dizaines de mètres et caractérisée aussi par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées :

- Résistance du sol sous la pointe du pieu.
- Résistance due au frottement latéral.
- Résistance du sol sous la pointe du pieu combinée avec la résistance due au frottement latéral sur tout ou une partie du pieu (cas le plus courant).

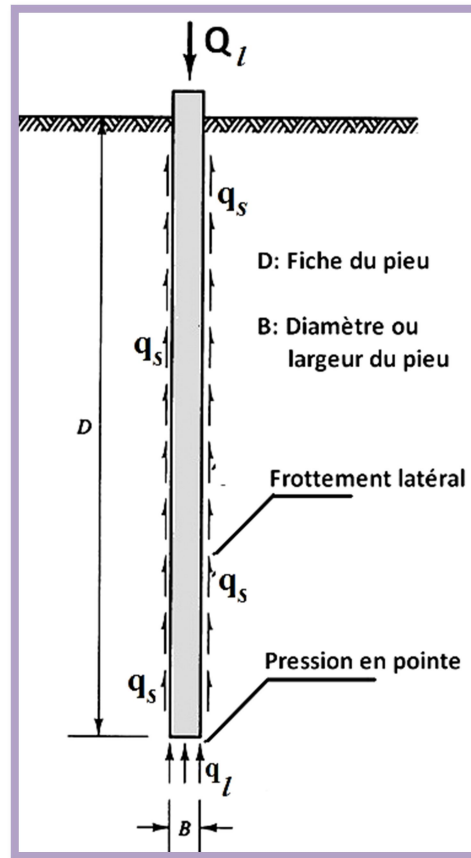


Figure VI.7: schéma des sollicitations de sol exercé sur un pieu.

On distingue plusieurs types des pieux :

- Pieux battus : sont généralement des éléments préfabriqués (en béton, en bois ou en acier) enfoncé dans le sol par l'opération de battage ou par d'autre technique comme le vibro-fonçage qui consiste à placer une charge importante au-dessus du pieu et le soumettre à une vibration importante.
- Pieux forés : ces pieux sont mise en place à l'intérieure d'un forage préalablement préparé par la technique de forage.
- Micropieu : sont des pieux de faible diamètre ne dépassent pas les 250mm, l'utilisation de ces pieux est pour des cas spéciaux, pour les travaux de rénovation ou la réparation des fondations.

L'organigramme suivant donne les différent pieux suivant deux critères :

- Suivant un principe d'enfoncement dans le sol.
- Suivant un principe de mise en œuvre dans une excavation.

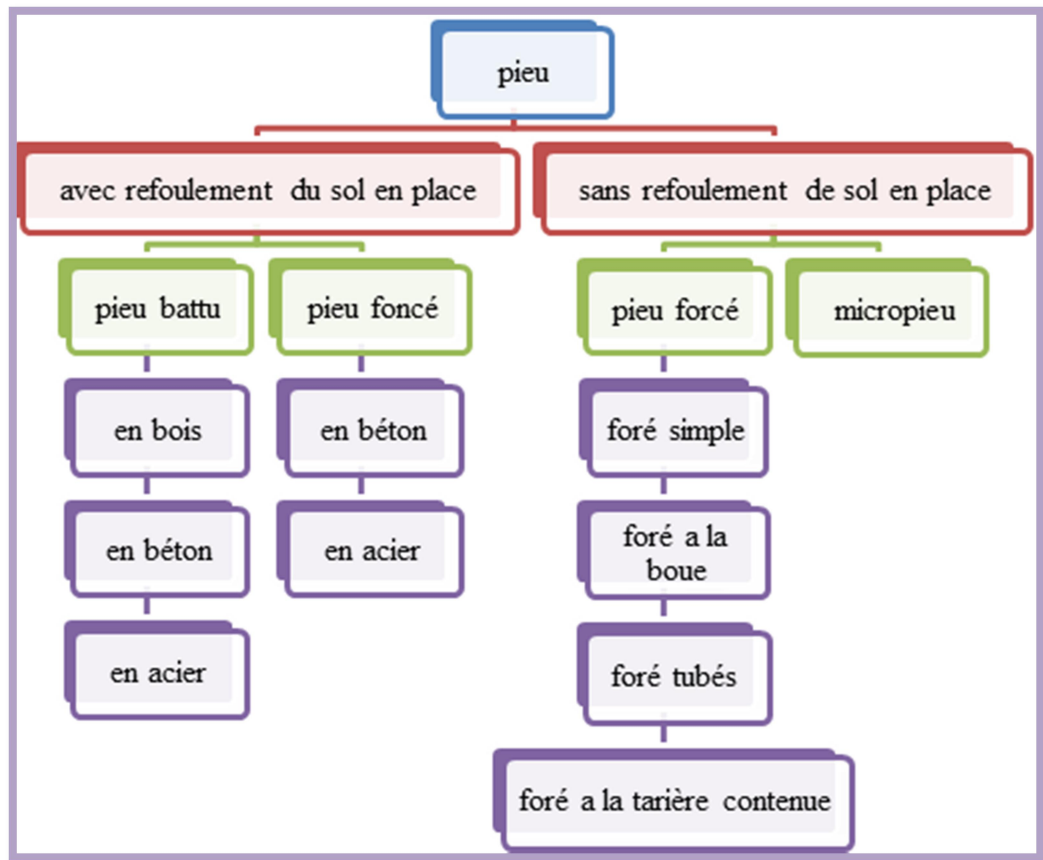


Figure VI.8: L'organigramme des pieux.

Pour le choix de type de pieux idéal correspond à la nature de sol, n'existe pas une méthode type de raisonnement. Une entreprise appelé FRANKY propose un tableau permettant de guider notre choix :

Tableau VI.1: tableau de guide le choix des pieux.

Critères	Pieux									
	Micropieux	Pieux tubés battus injectés	Pieux Atlas	Pieux forés	Pieux tarière creuse	Pieux pilonnés base élargie FRANKI	Pieux battus moulés dans le sol	Pieux battus moulés pilonnés petit diamètre		
Reprise de charges concentrées importantes	-3	-2	1	3	-2	3	3	2	3	Idéal
Tassement différentiel	2	2	2	3	-2	3	3	2	2	A conseiller
Résistance aux efforts latéraux	-3	2	1	3	-2	2	2	2	2	A conseiller
Résistance à la traction	2	2	2	2		3	3	1	1	Adapté
Adaptation à la faible résistance du terrain		-1	2	1	-2	3	2	1	1	Adapté
Niveau de vibrations	3	1	3	3	3	-1	-1	-2	-2	Moins adapté
Niveau de bruit	1	1	3	2	3	1	1	1	1	Moins adapté
Passage d'obstacles enterrés	3	-2	-3	1		-1	-1	-1	-1	Moins adapté
Grande profondeur	1	1	1	3	1	1	1	1	1	A conseiller
Possibilité d'exécution inclinée	3	1	2	1	-3	3	3	3	3	A conseiller
Exécution sous eau	3	3	3	3	3	3	3	3	3	A conseiller
Exécution sous hauteur réduite	3	3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	Peu applicable
Niveau de recépage > 3 m sous le niveau du TN		2	-3	3	-2	3	3	1	1	Adapté
Distance de l'axe à bâtiments existants faible	3	3	1	1	1	1	1	1	1	A conseiller
Coûts relatifs	-1	-1	2	-1	2	2	2	2	2	Moins adapté
Délai d'exécution	1	1	2	-1	2	2	2	3	3	A conseiller
Préavis requis	1	1	3	1	3	3	3	3	3	A conseiller
Importance relatives des frais fixes	-2	2	2	-2	2	1	1	2	2	A conseiller
Adaptation aux variations pendant l'exécution	2	2	3	2	3	3	3	3	3	A conseiller
Adaptation aux variations dans le sol	1	2	1	3	1	3	3	2	2	A conseiller
Déviations pendant l'exécution	2	-1	1	1	1	2	2	2	2	A conseiller
Possibilité de test de qualité	-2	3	1	3	2	2	2	3	3	A conseiller

3- La profondeur d'ancrage :

3.1. Définition :

Les fondations est la partie essentielle de la structure appelé aussi l'infrastructure cette partie est généralement situé à une profondeur appelé la profondeur d'ancrage cette profondeur est idéal pour certaine critère et pour éviter certaine phénomène.

3.2. Le choix de la profondeur d'ancrage :

Le choix de la profondeur d'ancrage est effectué à la base de certaine critère sont :

3.2.1. Niveau de bon sol :

Le bon sol est la couche de terrain la plus résistante plus ou moins profonde cette couche doit être capable de supporter le poids de l'ouvrage et les sollicitations engendré par cet ouvrage.

Le niveau de bon sol est un facteur très essentiel dans les choix de type de fondation et le coût de réalisation de l'infrastructure et ce facteur peut même intervenir (d'une façon peut être directe ou indirecte) dans la faisabilité de réalisation d'un projet devant le coût de réalisation.

La figure ci-dessous présente le type de fondation par la variation de niveau de bon sol.

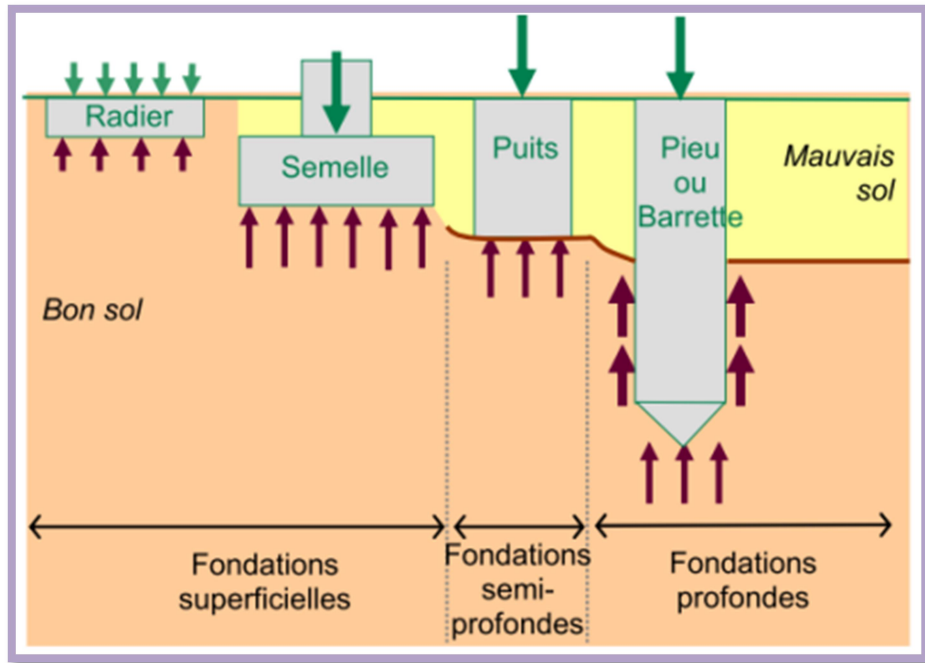


Figure VI.9: les types de fondation par la variation de niveau de bon sol.

3.2.1. Niveau de la nappe d'eau :

Généralement l'existence d'eau est un facteur gênant dans la réalisation des fondations et l'infrastructure en général des ouvrages, soit en dessus de sol (rivière, mer, ouad ...) ou au-dessous (l'existence d'une nappe d'eau).

La présence d'eau dans le terrain de réalisation influe directement sur :

- Le choix de niveau de réalisation des fondations (profondeur d'ancrage).
- une étude de sol délicat et profonde.
- Impose un traitement cyclique et spécifique aux fondations.
- Le cout de réalisation est un peu couteux.

Donc la mauvaise gestion de l'eau dans le sol est la cause la plus courante de dégradation des fondations et l'accumulation d'eau autour des fondations, causée par la variation du niveau de la nappe phréatique sature le sol et met beaucoup de pression sur les murs de la fondation, un phénomène appelé pression hydrostatique.

Le cas le plus courants est l'existent d'un aquifère concernant les ouvrages construire sur terre.

L'aquifère généralement est composé par deux zones :

- La zone supérieure dite non saturée, où les pores de la roche sont remplis d'air.
- zone inférieure dite saturée, où l'eau remplit tous les espaces disponibles.

Le niveau de la nappe d'eau dans un aquifère situé dans la partie saturé et correspond à la limite supérieure de cette zone.

3.2.1. Niveau de gel :

La prise en compte de niveau de gel dans l'étude de fondation est très essentielle pour la protection des fondations, donc pour éviter ce phénomène on est besoin de connaître une profondeur appelé la profondeur hors gel.

La profondeur hors gel : est la profondeur minimale à laquelle il faut implanter les fondations afin d'évité les attaques causées par le cycle de gel-dégel.

Cette profondeur peut varier de quelque dizaine de centimètre jusqu'à 1 mètre ou plus cette variation est donnée selon la météorologique de la région.

Pour bien défini la profondeur hors gel il faut bien comprendre le phénomène de gel et dégel.

Les sols généralement contiennent une certaine quantité d'eau de n'importe quelle façon soit par les pluies ou par d'autre façon et quand la température baisse l'eau à un moment et sur une température inférieure ou égale à 0 °C gèle et son volume augmente. Le sol dans ce moment subit à des gonflements, celui qui influe sur les fondations. Le phénomène peut même toucher les fondations si est situé à l'intervalle de la profondeur de gel ainsi lors du dégel, le volume diminue et peut ainsi provoquer un éclatement des fondations.

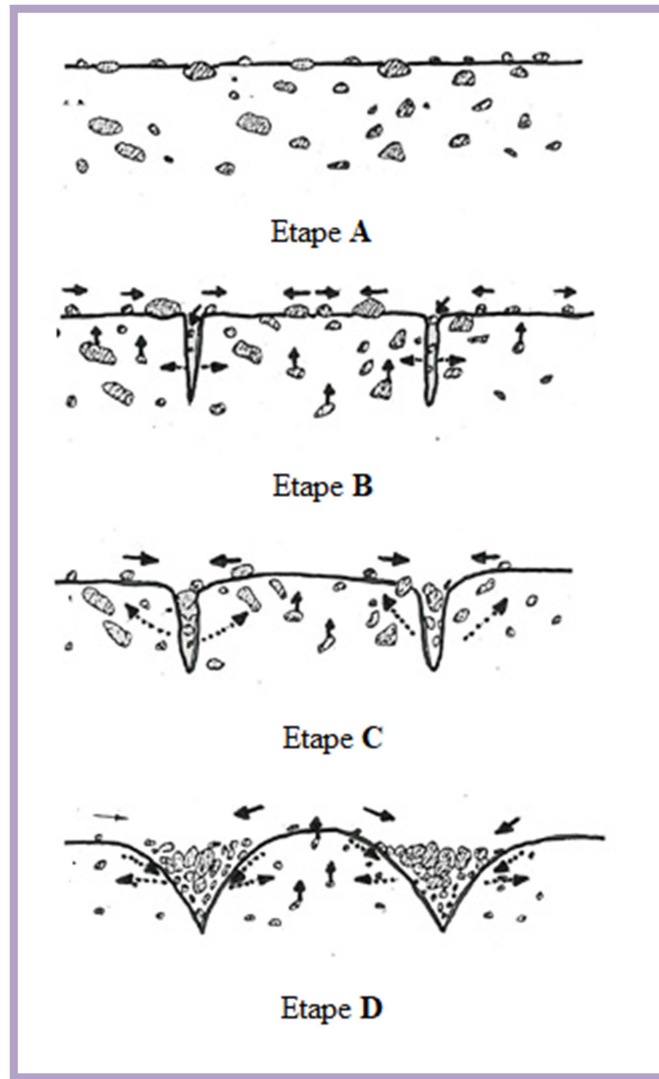


Figure VI.10 : effet de gel sur le sol.

La figure en dessus présent l'effet de gel sur le sol celui qui influe sur les fondations:

- étape A : le sol à son situation initiale contient une certaine quantité d'eau.
- étape B et C: L'apparition de fissures engendrées par l'effet de gel-dégel.
- étape D : gonflement et augmentation des fissures sévère.

Une observation sur le phénomène donne la courbe suivante la variation de température par heure celui qui montre la gravité du phénomène et son impact rigueur sur le sol.

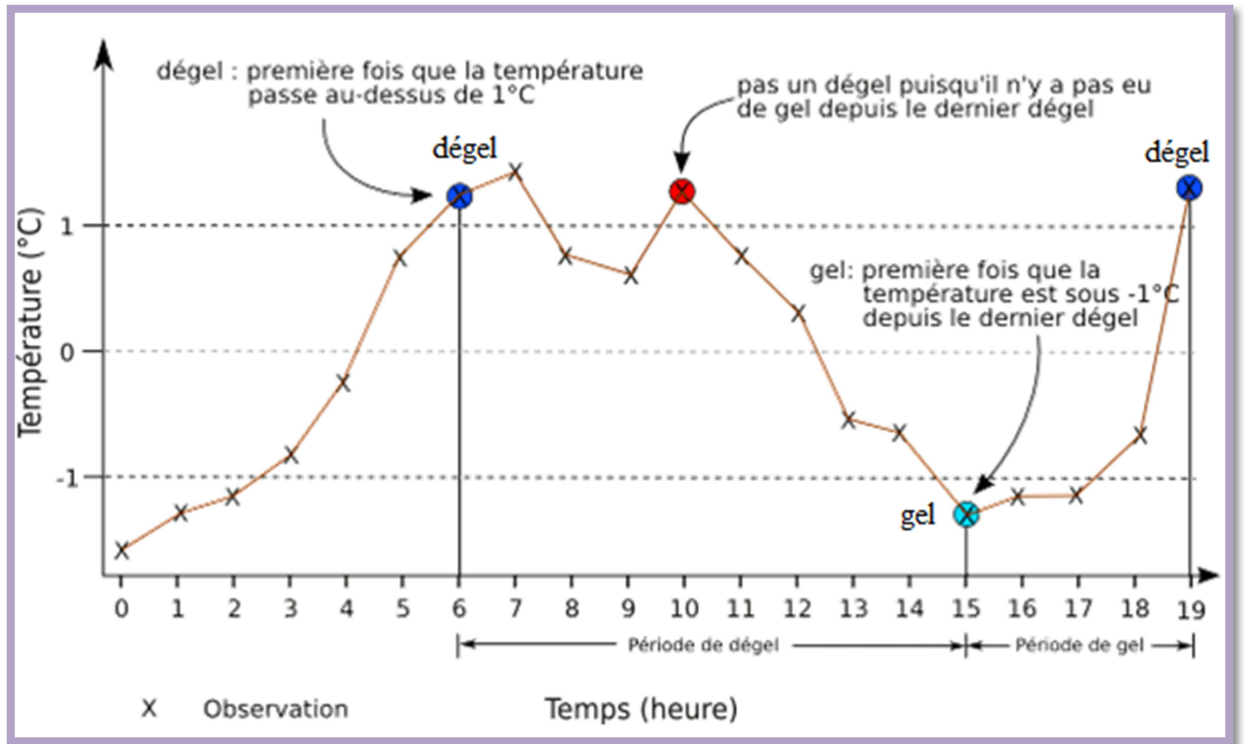


Figure VI.11 : l'impact de variation de température sur le phénomène de gel-dégel.

On distingue trois types de gel :

- faible.
- Modéré.
- sévère.

Ces types varient selon la température et l'altitude d'endroit.

3.2.1. Érosions :

L'érosion des sols est un des phénomènes de régression et dégradation des sols est ce produit par le déplacement des matériaux à la surface et touche directement la couche externe de la courbe terrestre ce phénomène peut passer lentement inaperçu ses effets apparaissent avec le temps comme il peut passer rapidement à un rythme alarmant et causer alors des lourdes pertes de terre.

Le déplacement des matériaux est engendré par l'un des facteurs suivants :

- les précipitations : érosion hydrique engendré par l'impact de la pluie (l'intensité des pluies), d'infiltration qui diminue sous l'effet du gel ou à la fonte des neiges comme peut être sous l'un des formes suivante :
 - o Érosion en nappe appelée aussi érosion inter-rigoles.
 - o Érosion en rigole.
 - o Érosion par ravinement.
 - o Érosion des berges.
- le vent : érosion éolienne est résultante de l'action mécanique exercée par le vent sur la surface du sol.

Existe des formules pour calculé l'effet d'érosion sur le sol ses formule dépendent sur le type d'érosion et certaine d'autre facteur. Ces facteurs sont :

- la vitesse de vent dans la région d'étude.
- la pente de sol.
- ... d'autre facteur selon le type d'érosion.

Les résultats de ces calculs est donnée on (mm/an) et classifié selon les classes suivante :

- Faible pour érosion $< 10^{-4}$ à 0,01 (mm/an).
- Moyen pour érosion de 0,001 à 1 (mm/an).
- Forte pour érosion plus de 10 (mm/an).

Ce phénomène il a un influence direct sur les fondations ce qui faire notre infrastructure exposé direct à l'influence de facteurs externes. Donc pour éviter ce problème il faut bien choisi la profondeur d'encrage des fondations et surtout dans les endroits agressive (plein désert où le vent très forte ou les milieux où l'eau coule très fort).

Conclusion :

Les fondations sont des éléments très importants car ils sont des chaises de la super-structure, l'objectif de ces éléments est de transmettre les charge résultant par la structure vers le sol, donc l'étude de cet élément est très essentiel pour assurer la stabilité de la structure.

Le choix de type de fondation dépend essentiellement sur :

- La masse de la structure.
- L'importance de la structure.
- La profondeur de bon sol.

Par remarque, les facteurs de choix cité précédemment, dépendant par les analyses de reconnaissance de sol (essais in situ, analyse de laboratoire) plus la compétence de l'ingénieur

Comme une dernière étape, le choix des dimensionnes et le type de la fondation seront contrôlé par des ingénieurs selon les résultats des analyses de reconnaissance de sol.

Conclusion général :

L'étude présentée dans ce travail est pour l'objectif d'assembler les différentes connaissances et méthodes intervenant dans l'évaluation de sol d'assis concerne les ouvrages soumis à des charges dynamiques afin d'arriver à une méthodologie qui organise ces connaissances et les met en chaîne pour adapter un type de fondation compatible avec la nature de sol d'assis et mettre l'ouvrage en sécurité.

La méthodologie adoptée dans l'étude dépend de deux phases essentielles :

- La phase pratique : la manipulation directe avec le sol soit sur place (sur site) à travers les sondages et les forages effectués pour réaliser les essais in situ ou en laboratoire sur des échantillons amenés du site pour réaliser les différents essais de laboratoire. Cette phase permet de constater à l'œil nu les différentes couches de sol et leurs comportements physiques et les constituants qui interviennent dans la construction de ce sol.

Cette phase selon la méthodologie proposée est appelée la phase d'entrée : est l'étape d'assemblage des informations liées aux sols.

- La phase du calcul : est la phase de manipulation avec le sol mais d'une façon théorique afin d'arriver à des estimations et des résultats proches de la réalité et selon la méthodologie proposée, cette phase est appelée la phase de sortie.

On a constaté que pour l'élaboration d'une étude de sol, ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir (résistance, durabilité, économique).

Comme des étudiants en génie civil pendant notre cycle de formation nous avons focalisé sur divers aspects touchant la structure.

Cette étude nous a permis d'accompagner nos connaissances par une étude géotechnique profonde afin de mettre en évidence tous les aspects (sol-fondation-structure).

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

- 1- D. Gildas Sleeve MONTCHO (Juillet 2005) PROJET DE FIN D'ETUDES. « Fondations Profondes - Dimensionnement et conception d'un programme de calcul. » UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR.
- 2- **SAADAoui ABDERAouF, SAIDIA OUSSAMA** (Juin 2018) Détermination de la capacité portante des sols par différentes méthodes Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma
- 3- Mohamed MEKERBI, Ismail BENABDERRAHMANE (2009) LIQUEFACTION DES SOLS Description, Méthodes D'évaluation, Traitement, Poste liquéfaction USTHB
- 4- **Hadid Mohamed, CHERFAoui Abdelhalim et Afra Hamid** (JUILLET 1996) Analyse du Comportement Dynamique du Massif de Fondation de la Centrale Turbines à Gaz d'Ain Salah CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE CGS
- 5- **EMILE OLIVIER,(1976)**,Technologie des méthodes de construction :Tome 1 :SOLS ET FONDATIONS(4^{me} édition),ENTREPRISE MODERNE D'EDITION 4 ,rue Cambon ,75001-Paris.
- 6- ETUDE GEOTECHNIQUE ET RECONNAISSANCE DES SOLS, Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- 7- Mr, **MEKKAKIA MAAZA Merouane**, ETUDE DU COMPORTEMENT DU SABLE DE CHLEF SOUS SOLlicitATIONS DYNAMIQUES.
- 8- <https://fr.scribd.com/document/475651598/La-resistance-du-sol-ok-pdf>.
- 9- http://www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/fondations_superficielles.pdf
pp 1-5
- 10- <https://fr.scribd.com/document/338475888/Cours-MDS-2TCGC-2016-Chap2>
- 11- <http://www.sols-mesures.com/?product=methode-a-cellule-hkust-gds>
- 12- <https://www.inngeo.fr/fiches-techniques/>
- 13- . (AGAP Qualité (www.agapqualite.org) - Fiche SIS11 - Sismique Réfraction - Révision 1 - Avril 2015).
- 14- **Jean-Paul Roy Jean-Luc Blin-Lacroix** (1998, 2006, 2011). Le dictionnaire professionnel du BTP.