

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Thèse de Doctorat

Présentée à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : Génie civil
Spécialité : Géotechnique

Présenté par : BENYAGHLA HACENE

Thème : Calcul en rupture d'un pieu isolé sous chargement statique par la théorie de l'analyse limite

Sous la direction de : Meksaouine Mohamed

JURY

Prof : Guenfoud Mohamed	Université de Guelma	Président
Dr : Meksaouine Mohamed	Université de Annaba	Rapporteur
Dr : Belabed lazhar	Université de Guelma	Examineur
Dr : Belouar Abdelghani	Université de Constantine	Examineur
Dr : Benmarce Abdelaziz	Université de Guelma	Examineur
Dr : Messast Salah	Université de Skikda	Examineur

2009

REMERCIEMENTS

Je ne saurais comment remercier le Docteur Mohamed MEKSAOUINE, le Professeur Pierre FORAY de L'Institut de Mécanique de Grenoble, laboratoire 3SR et son équipe pour leur disponibilité, leur patience et leur encouragement. Je vous remercie vivement.

Le professeur GUENFOUD Mohamed a accepté de Présider ce jury, qu'il en soit profondément remercié.

Que les Docteurs, BELABED Lazhar de l'Université de Guelma, BELOUAR Abdelghani de l'Université de Constantine, BENMARCE Abdelaziz de l'Université de Guelma, MESSAST Salah de l'université de Skikda, trouvent ici mon entière reconnaissance et mes remerciements pour avoir accepté la charge d'examineurs

DEDICASES

A mes Parents

A mon Epouse

A mes Enfants

A toute ma famille et mes belles familles

ةصالخ

يف لمعلا نيب ةلكشم جلاعوي ، انهو ، ةيرظنلا ةساردلا :
راثآلا ديدحت يف ماهسإلل حمسي وهو .لكيهلا ناديملا
ةنكاس ةلزعنم ماوكأ سامتلاو كاكتحالا ةطقن ةيبناجلا
ليمحتلا .

ليلحتلل ةيرظن ةكرحتملا ةمدختسملا ةادألا يه ةيرظنلا
يف روطتت يه و .نولوكل داوم دوجو ةلاح يف ، دحلا ةيرظن
شحبلا اذه نم ضرغلاو .داعبالا يثالث جذومن ةلاحلا هذو
ةيرظن م ادختساب حرتقملا جذومنلا قزمت طغضلا ديدحت وه
ليلحتلا نم دحلا .

رابتعالا يف قزمت داهجإلا ديدحتل ةرفشلا رتويبمكلا
ليدعت شامكناو ، عسوتلا اذه معدوي .ةنودملا Mathcad و
.قمعلا عم كاكتحالا ةيواز

لوصحلا مت يتلا جئاتنلا هجاوت يتلا ةيبيرجتلا جئاتنلا
مت يتلا جئاتنلاو (اسنرف) لبونورغ 3SR ربتخملا يف اهيلع
نم عونلا اذهل يديلقتلا باسحلا قيرطنع اهيلع لوصحلا
لكيهلا .

يبناجلا ليمحتلا ةفاح ديقللا ةنكاس ؛ ماوكأ : ةيسيئرلا تاملكلا
نم دحلا ؛ الكيتامنيكلا ، كاكتحالا

Résumé:

L'étude théorique, ici présente, traite d'un problème d'inter-action sol-structure, permettant ainsi d'apporter une contribution dans la détermination des effets de pointe et de frottement latéral pour des pieux isolés sollicités en chargement statique.

L'outil théorique utilisé est le théorème cinématique de la théorie de l'analyse limite, dans le cas d'un matériau de Coulomb, en développant un modèle en trois dimensions. Le but de cette recherche est la détermination de la contrainte de rupture par le modèle proposé en utilisant la théorie de l'analyse limite.

Le code de calcul pour la détermination de la contrainte de rupture pris en considération est mathcad qui prend en charge la dilatance, la contractance et la modification de l'angle de frottement en fonction de la profondeur.

Les résultats obtenus sont confrontés aux résultats expérimentaux obtenus au laboratoire 3SR Grenoble (France) ainsi qu'aux résultats obtenus par les calculs conventionnels pour ce type d'ouvrages.

Mots clés:

Pieux, chargement statique, contrainte de pointe, frottement latéral, cinématique, analyse limite.

Abstract :

The theoretical study, present here, deals with the problem of interaction pile soil, thus making a contribution in determining the resistance and friction edge side for a single stake sought by a charge axial static.

The theoretical tool used is the theorem cinematic theory analysis limit, in the case of a material Coulomb, developing a model in three dimensions. The aim of this research is to determine the limit load massive breakdown by the model proposed using the computer code mathcad.

The calculation program takes into account physical phenomena, ie the expansion and contraction of soil under a load static.

The results, calculated by the proposed model are compared with experimental results made in the laboratory 3SR Grenoble (France) and the results of conventional methods used in the calculations of this type of constructions.

Keywords:

Piles, loading static, constraint edge, lateral friction, kinematics, analysis limit,

Sommaire

INTRODUCTION.....	19
-------------------	----

I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I-1 : COMPORTEMENT GENERAL DES PIEUX..... 23

I-1-1 : Introduction :.....	23
I-1-2 : Effort de pointe : Observation expérimentale	23
I-1-2-1 : Modèle en plasticité parfaite :.....	32
I-1-2-2 : Compressibilité en phase plastique.....	36
I-1-2-3 : Expansion de la cavité	38
I-1-2-4 : Problème du critère de plasticité	47
I-1-2-5 : Evolution de l'angle de frottement	47
I-1-2-6 : Compressibilité du sol	49
I-1-2-7 : Conclusion sur l'effort de pointe.....	51
I-1-3 : Frottement latéral :.....	52
I-1-3-1 : Mobilisation du frottement latéral.....	53
I-1-3-2 : Expression classique du frottement latéral :.....	54
I-1-3-3 : Cas d'un pieu moulé :.....	54
I-1-3-4 : Cas d'un pieu battu :.....	58
I-1-3-5 : Cas d'un pieu foncé.....	62
I-1-3-6 : Conclusion pour le frottement latéral:.....	65

I-2 : METHODE EMPIRIQUE D'EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX EN MILIEU PULVERULENT.....66

I- 2-1 : L'essai Pénétrométrique.....	66
I- 2-1 : L'Essai Pressiométrique.....	69
I- 2-2 : L'Essai de Chargement de pieu.....	71
I- 2-3 : Conclusion.....	71

I-3 : MODELISATION PHYSIQUE DU COMPORTEMENT DES PIEUX72

I-3-1 : Introduction.....	72
I-3-2 : Etablissement des lois de similitude pour un modèle réduit.....	73
I-3-3 : Lois générales de similitude : Equation de conservation.....	73
I-3-4 : Méthode du gradient hydraulique.....	74
I-3-5 : Les essais in situ en vraie grandeur	74
I-3-6 : Les essais sur modèle réduit :.....	75
I-3-7 : Modélisation physique et paramètre d'état.....	75

I-3-8 : Méthode de la modélisation sur centrifugeuse	77
I-3-9 : Modélisation physique par la chambre de calibrage :	77
I-3-9-1 : Description de la chambre de calibrage	78
I-3-9-2 : Formation du massif de sol :	82
I-3-9-3 : Evolution de l'état du massif lors d'essai d'enfoncement.....	84
I-3-10 : Simulation expérimentale du comportement des pieux en chambre de calibrage :	86
I-3-11 : Frottement latéral en traction et en compression	95
I-4 : PROBLEME LIES A LA MODELISATION PHYSIQUE DES OUVRAGES.....	97
I-4-1 : Effet d'échelle pour la pointe.....	97
I-4-2 : Effet d'échelle pour le frottement latéral	102
I-4-3 : Effet de bords.....	104
I-4-4 : Effet du fond de cuve	107
I-4-5 : Conclusion.....	108
I-5 : CONTRAINE DANS LE SOL.....	109
I-6 : CONCLUSION	111
II : LOIS DE COMPORTEMENT ET ANALYSE LIMITE.....	113
II-1 : Lois de comportement.....	113
II-1-1 : Lois de comportement et essais de laboratoire.....	113
II-1-2 : Lois de comportement des sols.....	113
II-1-2-1 : Introduction.....	113
II-1-2-2 : Principe de modélisation du comportement des sols.....	113
II-1-2-3 : Schéma théorique de comportement.....	113
II-3-2-4 : Généralités sur la plasticité des sols.....	116
II-1-3 : Généralités sur la plasticité des sols.....	114
II-1-3-1 : Critère de plasticité et surface de charge.....	114
II-1-3-2 : Plasticité parfaite.....	116
II-1-3-3 : Loi d'écoulement plastique : Règle de normalité.....	117
II-1-3-4 : Principe du travail maximal de HILL.....	117
II-2 : Analyse limite	118
II-3 : Surface de discontinuité d'un matériau de COULOMB standard	119
II-4: Extension aux matériaux non standards : théorème de RADENKOVIC.....	120
II-5 : Dissipation d'énergie.....	121
III : CALCUL A LA RUPTURE D'UN PIEU ISOLE PAR LA THEORIE DE L'ANALYSE LIMITE	123
III-1 : Calcul à la rupture.....	123
III-2 : Exposé de la méthode et choix de la configuration.....	123
III-2-1 : Approche cinématique pour un milieu homogène.....	123
III-2-2 : Mécanisme de rupture et hypothèse de calcul	123
III-2-3 : Mécanisme de rupture en tridimensionnel sans surcharge.....	124

III-2-3-1 : Choix du modèle (mécanisme).....	125
III-2-3-2 : Calcul du travail du pieux et de la dissipation d'énergie...	126
III-3 : Résolution de l'équation d'équilibre.....	128
III-4 : Validation du modèle sans surcharge par rapport aux expériences et au DTU Formule de Terzaghi et de Caquot-Kérisel	129
III-5 : Mécanisme de rupture en tridimensionnel avec surcharge.....	131
III-5-1 : Introduction.....	131
III-5-2 : Résolution de l'équation d'équilibre.....	134
III-5-4 : Comparaison avec l'expérimentation	134
III-5-5 : Comparaison avec le DTU	136
III-5-6 : Commentaire et validation du modèle	137
III-6 : Calcul du frottement du pieux Sous chargement axiale en tridimensionnel...	137
III-6-1 : Calcul analytique du frottement latéral.....	137
III-6-2 : Equation du travail.....	138
III-6-3 : Résolution de l'équation d'équilibre	139
III-6-4 : Validation du modèle sans surcharge par rapport aux expériences et au DTU (Formule de Caquot).....	139
 VI : CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE.....	 142
 BIBLIOGRAPHIE.....	 144
ANNEXE.....	154

LISTE DES TABLEAUX

- 1 : Tableau I-2-1 : Valeurs de τ_{lim} et de α préconisées pour les sables siliceux
- 2 : Tableau I-2-2 : Méthode pénétrométrique. Valeurs du facteur de portance k_c et du coefficient α BUSTMANE et al (1991)
- 3 : Tableau I-2-3 : Valeurs de k_p préconisées pour les sables siliceux
- 4 : Tableau I-3.1 Les relations entre les échelles dans une nouvelle approche pour la modélisation à 1g
- 5 : Tableau I-3-2 Les relations entre les échelles dans la modélisation en centrifugeuse
- 6 : Tableau III-3-1 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P_c^M et la charge limite calculée par le DTU
- 7 : Tableau III-3-2 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P^M et la charge limite calculée P^{DTU} (Caquot-Kérisel)
- 8 : Tableau III-3- 3 : Valeurs des paramètres A et B
- 9 : Tableau III-3- 4 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P^M et la charge limite P^{DTU} calculée pour $\phi=40^\circ$ et un diamètre (d) de pieu de 0.6m
- 10 : Tableau III-3-5 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P^M et la charge limite P^{DTU} calculée par Terzagui, Caquot-Kérisel pour $\phi=35^\circ$ et un diamètre de pieu de 0.035
- 11 : Tableau III- 3-6 : calcul du frottement latéral en fonction de l'angle de frottement et de la profondeur par le modèle et la formulation de Caquot (1949)
- 12 : Tableau III-3- 7 : Valeurs des coefficients de butée $k_{p\gamma}^{Caquot}$ et $k_{p\gamma}^{Modèle}$ calculés par la formulation de Caquot (1949) et le modèle

LISTE DES FIGURES

- 1 : Fig I-1-1 : Evolution de l'effort de pointe en fonction de l'enfoncement d'après Kérisel, Adam, et Tcheng (1960)
- 2 : Fig : I-1-2 Essais de VESIC : Enfoncement d'un pieu moulé à 1m de profondeur d'après GRESILLON (1953)
- 3 : Fig I-1-3 : Evolution de la résistance de pointe avec la surcharge verticale d'après DESSANT (1966)
- 4 : Fig I-1-4 : Effort en pointe d'un pieu moulé. Comparaison avec la courbe pénétrométrique d'après TCHENG (1966)
- 5 : Fig I-1-5 : Visualisation des déformations du sol au voisinage de la pointe d'un pieu lors du battage d'après ROBINSKY et MORRISON (1964)
- 6 : Fig I-1-6 : Influence de la densité relative sur les dimensions de la zone perturbée. Cas d'une pointe plate et conique à 30° d'après SID-AHMED (1989)
- 7 : Fig I-1-7 : Poinçonnement du sable sous le pointe d'après de BEER (1963)
- 8 : Fig I-1-8 : Ecrasement des grains sous la pointe du pieu d'après MIURA (1985)
- 9 : Fig I-1-9 : Ligne isostatique obtenues à partir d'un modèle de visualisation par photo-élasticimétrie. Cas d'une pointe plate et conique à 60° d'après ALLESMA (1988)
- 10 : Fig I-1-10 : Variation de la surface du sol lors de la pénétration d'un pieu d'après FORAY et PUECH (1976)
- 11 : Fig I-1-11 : Diagramme critique comment à plusieurs sables d'après FORAY et PUECH (1976)
- 12 : Fig I-1-12 : Description générale de la capacité portante
- 13 : Fig I-1-13 : Schéma de rupture sous la pointe à moyenne profondeur d'après BIARZE et GRESILLON (1970)
- 14 : Fig I-1-14 : Lignes de rupture sous un pénétromètre L'HERMINIER d'après CASSAN (1978)
- 15 : Fig I-1-15 Schéma de rupture BERZANTZEV d'après CASSAN (1978)
- 16 : Fig I-1-16 : lignes de glissement sous la pointe du pieu d'après DE SIMONE et al (1985)
- 17 : Fig I-1-17 : Facteurs de capacité portante N_q pour une base lisse et rugueuse d'après DE SIMONE et al (1985)
- 18 : Fig I-1-18 : Comparaison avec les mesures en chambre de calibration d'après DE SIMONE et al (1988)

- 19 : Fig I-1-19 : Modélisation de la rupture élasto-plastique sous la pointe d'un pieu par une Solution d'expansion de cavité
- 20 : Fig I-1-20 : Forme géométrique du bulbe plastique sous la pointe d'après PANET (73)
- 21 : Fig I-1-21 : Chemin de Contrainte d'un élément de sols situé au bord De la cavité d'après VESIC (1972)
- 22 : Fig I-1-22 : influence de la compressibilité et de la courbure de la surface Limite sur la pression limite d'après BALIGH (1975)
- 23 : Fig I-1-23 : Schéma de calcul en plasticité parfaite VESIC d'après JAMIOLKOWSKI et al (1985)
- 24 : Fig I-1-24 : Comparaison entre la résistance de pointe calculée et mesurée d'après JAMILOKOWSKI et al (1978)
- 25 : Fig I-1-25 : Variation de rapport q_c/p_{lim} d'après JAMIOLKOWSKI et al (1978)
- 26 : Fig I-1-26 : Rapport de la résistance de pointe mesurée à la pression limite calculée En fonction de la densité relative d'après GREEUV et al (1988)
- 27 : Fig I-1-27 : Evolution du rapport q_p/q_c d'après RENOUD-LIAS (1978)
- 28 : Fig I-1-28 : Schéma de calcul en plasticité parfaite (LAST d'après GHIONNA (1988))
- 29 : Fig I-1-29 : Facteur de forme S_q d'après DE SIMONE et al (1988)
- 30 : Fig I-1-30 : Evolution de l'angle de frottement sécant φ_s en fonction de la contrainte Moyenne d'après VESIC et CLOUGH (1968)
- 31 : Fig I-1-31 : Evolution de l'angle de frottement au pic de la contrainte en fonction de La contrainte moyenne d'après COLLIAT (1986)
- 32 : Fig I-1-32 : Corrélation entre l'angle de frottement au pic de contrainte et l'effet d'écrasement des grains d'après COLLIAT (1986)
- 33 : Fig I-1-33 : Influence de la pression de confinement et de la densité relative sur l'indice de compressibilité des sables d'après NAUROY et LE TIRANT (1983)
- 34 : Fig I-1-34 : Evolution de l'indice de compressibilité avec la contrainte oedométrique d'après ROBERT et al COLLIAT (1986)
- 35 : Fig I-1-35 : Evolution du tassement avec le temps lors d'un essai oedométrique sous forte Contrainte ROBERTS et al d'après COLLIAT (1986)
- 36 : Fig I-1-36 : Répartition de la charge le long du pieu pour les différentes étapes de chargement SOVINC et al (1985)

- 37 : Fig I-1-37 : Mobilisation du frottement latéral lors d'un essai de chargement de pieu BUSTAMANE et al (1976)
- 38 : Fig I-1-38 Analogie entre cisaillement sol-pieu et un essai de cisaillement direct d'interface avec la rigidité imposée
- 39 : Fig I-1-39 Evolution de la contrainte radiale lors de l'arrachement d'après PUECH et al (1979)
- 40 : Fig I-1-40 Evolution du coefficient de poussée des terres maximal pour le sable d'Hostun dense $d_{50} = 0,70\text{mm}$
- 41 : Fig I-1-41 Evolution de l'angle δ lors d'un enfoncement du pieu modèle d'après LEHANE et JARDINE (1993)
- 42 : .Fig I-1-42 Variation de la contrainte latérale dans le sol pendant le battage et chargement statique du pieu
- 43 : Fig I-1-43 Les contraintes radiales mesurées au voisinage de la pointe d'après RANDOLPH (1994)
- 44 : Fig I-1-44 Rapport frottement latéral limite / effort de pointe limite d'après FORAY et PUECH (1976)
- 45 : Fig I-1-45 Evolution des contraintes radiale, verticales et tangentielles mesurées pendant le battage des pieux dans la chambre de calibration du laboratoire 3SR d'après MOKRANI (1991)
- 46 : Fig I-1-46 Le frottement locale mesuré sur les trois niveaux d'un pieu modèle instrumenté d'après LEHANE et JARDINE (1993)
- 47 : Fig I-1-47 Influence de la surcharge verticale et du mode de mise en place sur la mobilisation du frottement latéral moyen dans le sable d'après MOKRANI (1991)
- 48 : Fig I-1-48 Réinterprétation des essais de chargement des pieux in situ d'après RANDOLPH (1994)
- 49 : Fig I-1-49 Frottement en arrachement / enfoncement le long du pieu d'après DE NICOLA (1993)
- 50 : Fig I-1-50 Rapport du frottement en arrachement / enfoncement d'après DE NICOLA (1993)
- 51 : Fig I-2-1 : Mobilisation de la résistance de pointe d'un pieu. Comparaison avec la courbe pénétrométrique
- 52 : Fig I-2-2 : Méthode de calcul de la résistance de pointe DE RUITER et BERINGEN (1979)

53 : Fig I-2-3 : Frottement unitaire limite le long du fût du pieu Code SETRA-LCPC (1985, France)

54 : Fig I-2-4 : Evolution de la résistance de pointe et du frottement latéral limites avec la Profondeur relative D/B COLYLE et CASTELLO (1981)

55 : Fig I-2-5 : Evolution de frottement latérale limite en fonction de la densité et du diamètre du tirant d'ancrage. Cas moulé WERNICK (1978)

56 : Fig I-3_1 Chambre du gradient hydraulique d'après ZELIKSON (1967)

57 : Fig I-3-2 Principe de réinterprétation des résultats des essais au laboratoire à 1g

58 : Fig I-3-3 Conditions aux limites idéales pendant l'enfoncement du pieu d'après GENEVOIS (1989)

59 : Fig I-3-4 Chambre de calibration du laboratoire 3SR d'après FORAY (1972)

60 : Fig I-3-5 Conditions aux limites dans la chambre de calibrage

61 : Fig I-3-6 : Influence des parois de la cuve sur la transmission de la surcharge. Répartition de σ_z sur un rayon situé à $z = 94\text{cm}$ (RENOUD-LIAS (1978))

62 : Fig I-3-7 : Phase de monter en charge verticale avec mesure de σ'_v dans un massif GENEVOIS (1989)

63 : Fig I-3-8 : Expansion horizontale de massif du sol : passage du pieu FORAY et al (1972)

64 : Fig I-3-9 : Analogie entre le comportement aux frontières du massif et l'expansion Pressiométrique

65 : Fig I-3-10 : Résistance de pointe en fonction de la densité relative PARKIN (1982)

66 : Fig I-3-11 : Influence de la forme de la pointe sur la résistance de pointe AL-AWAKATI (1975)

67 : Fig I-3-12 : Relation entre la résistance de pointe et la densité relative ROBERTSON et al (1983)

68 : Fig 3-13 : Influence des dimensions de la cuve sur la résistance de pointe JAMIOLKOWSKI et al (1990)

69 : Fig I-3-14 : Influence des conditions aux limites sur la résistance de pointe JAMIOLKOWSKI et al (1990)

70 : Fig 1-3-15 : Evolution de la contrainte σ_h aux frontières du massif de sable BELLOTTI et al (1979)

71 : Fig I-3-16 : Influence du diamètre de la cuve sur la résistance de la pointe d'un Pénétrömètre PARKIN et al (1982)

- 72 : Fig I-3-17 : Variation de la résistance de pointe en fonction du degré de surconsolidation OCR PARKIN (1982)
- 73 : Fig I-3-18 : Résistance de pointe en fonction de $D_R, \sigma'_H, \sigma'_v$ HOULSBY et al (1988)
- 74 : Fig I-3-19 : Comparaison entre les résultats obtenus avec des densités relatives Identiques ROBERTSON et al (1983)
- 75 : Fig I-3-20 : Influence des dimensions de la cuve et de la contrainte horizontale sur la résistance de pointe JAMIOLKOWSKI (1990)
- 76 : Fig I-3-21 : Evolution du rapport $q_c / \sqrt{\sigma'_h}$ en fonction de la densité relative D_r JAMIOLKOWSKI (1990)
- 77 : Fig : I-3-22 : Définition du paramètre d'état BEEN et al (1986)
- 78 : Fig I-3-23 : Facteur de normalisation des dimensions de la cuve BEEN et al (1986)
- 79 : Fig I-3-24 : Mobilisation des contraintes horizontales pendant l'arrachement SID-AHMED (85)
- 80 : Fig I-3-25 : Répartition de la contrainte horizontale le long du fût du pieu
- 81 : Fig I-3-26 : Evolution du frottement latéral moyen au cours du fonçage GENEVOIS (1989)
- 82 : Fig I-3-27 : Comparaison du frottement latéral des pieux en traction et en compression en fonction de la densité relative des sables BRUCY et al (1991)
- 83 : Fig I-3-28 Influence du diamètre du cône sur la résistance pénétrométrique à 1g d'après MOKNI (1989)
- 84 : Fig I-3-29 Etude d'influence de la taille des grains sur la résistance pénétrométrique en centrifugeuse d'après RENZI et al (1994)
- 85 : Fig I-3-30 Facteur de la capacité portante N_γ en fonction de la largeur de la fondation d'après DE BEER (1965)
- 86 : Fig (I-3-31) Coefficient de capacité portante pour des essais en centrifugeuse de KIMURA (1985) comparé avec le calcul de HETTLER et al (1988)
- 87 : Fig (I-3-32) Bandes de glissement sous un modèle et sous une fondation réelle d'après HABBIB (1985)
- 88 : Fig (I-3-33) Evolution de l'indice des vides globale (moyenne sur une section de l'échantillon) et locale (dans les bandes de cisaillement) pour des essais triaxiaux sur sable d'Hostum RF d'après DARVE (1995)
- 89 : Fig I-3-34 Frottement latéral en fonction du diamètre d'inclusion et de la densité du sable d'après WERNICK (1977)

- 90 : Fig (I-3-35) Rigidité pressiométrique des pieux modèles
- 91 : Fig I-3-36 schéma d'évaluation de l'effet d'échelle τ^* à l'aide des essais d'interface d'après GENEVOIS (1989)
- 92 : Fig I-3-37 ab Evolution du frottement latéral on fonction de la rigidité, sable Hostun gros
- 93 : Fig I-3-37 cd Evolution du frottement latéral on fonction de la rigidité, sable Hostun gros
- 94 : Fig I-3-38 Influence des conditions aux limites sur la résistance pénétrométrique dans le sable Toyoura très dense d'après JAMIOLKOWSKI et al (1990)
- 95 : Fig I-3-39 Influence des dimensions de la chambre avec la condition BC3 (non variation de volume dans les membranes latérales) d'après FORAY (1990)
- 96 : Fig (I-3-40) Influence de la contrainte effective horizontale sur la résistance de pointe pénétrométrique dans le sable Toyoura dense d'après JAMIOLKOWSKI et al (1990)
- 97 : Fig (I-3-41) Influence de la contrainte effective horizontale sur la résistance de pointe pénétrométrique dans le sable dense selon SCHNAID et HOULSBY (1991)
- 98 : Fig I-3-42 Facteur de correction pour l'effet de bords en fonction de paramètre d'état ψ , d'après BEEN et al (1986)
- 99 : Fig I-3-43 Etat de contraintes verticales au fond de la chambre de calibrage pendant un essai pénétrométrique
- 100 : Fig I-3-44 : Evolution de la contrainte radiale σ_r en fonction du déplacement du tirant WERNICK (1985)
- 101 : Fig I-3-45 : Evolution de la contrainte radiale et du frottement latéral au cours de l'enfoncement GENEVOIS (1989)
- 102 : Fig I-3-46 : Evolution de la contrainte radiale et verticale au voisinage du pieu GENEVOIS (1989)
- 103 : Fig I-3-47 : Evolution de la contrainte horizontale durant le battage SID-AHMED (85)
- 104 : Fig II-1-1(a et b) - Représentation de la surface de charge et de la règle de normalité
- 105 : Fig.II-1-2 : courbe contrainte-déformation pour des sols réels et idéaux (CHEN)
- 106 : Fig.II-1-3 : Trajet du chargement limite
- 107 : Fig : II-1-4 : Domaine d'élasticité unidimensionnel
- 108 : Fig II-1-5 : Zone Mince de transition
- 109 : Fig II-1-6 : Condition de glissement cinématique
- 110 : Fig II-1-7 : Surface de discontinuité
- 111 : Fig III-1 Coupe du Mécanismes pour pieu lisse ($\delta = 0$), et diagramme des vitesses du premier modèle

- 112 : Fig III-2 Décomposition du mécanisme de rupture frottement lisse en 3D (selon Coulomb)
- 113 : Fig : III-3 Evolution de l'angle β , Ω en fonction de la profondeur
- 114 : Fig : III-4 Calcul de la charge limite P^{DTU} (Caquot-Kérisel) et calcul de la charge limite P^M par le modèle en fonction de la densification du sol vis-à-vis de la profondeur
- 115 : Fig III-5 : Influence de l'angle de frottement sur la charge limite de rupture calculée par le modèle P^M et le P^{DTU} en fonction de la profondeur
- 116 : Fig : III-6 Influence du diamètre (d) du pieu sur la charge limite P^M de rupture calculé par le modèle
- 117 : Fig : III-7 Coupe du Mécanisme pour pieu rugueux ($\delta=0$), et diagrammes des vitesses avec chargement
- 118 : Fig : III-8 Charge limite de rupture P^M calculée avec ϕ constant et charge limite de rupture $P^{Expérimentale}$ pour un massif formé d'une seule couche de sable d'Hostum
- 119 Fig III-9 Coupe du mécanisme sous chargement pour un pieu lisse ($\delta=0$) et diagramme des vitesses
- 120 : Fig : III-10 Comparaison entre la charge limite du modèle (P^M) et la charge limite expérimentale ($P^{Expérimentale}$) calculé avec ϕ décroissant dans un massif de sable d'Hostum en fonction de la profondeur
- 121 : Fig : III-11 Comparaison entre la charge limite du modèle P^M et la charge limite expérimentale $P^{Expérimentale}$ calculée avec ϕ décroissant Baligh(1975) dans un massif de sable d'Hostum en fonction de la profondeur et $P^{Caquot-Kérisel}$
- 122 : Fig : III-12 Comparaison entre la charge limite P^M calculée par le modèle et la charge limite P^{DTU} calculée par Terzaghi, Caquot-Kérisel pour un angle de frottement $\phi = 40^\circ$ et un diamètre du pieu de 0.60m
- 123 : Fig : III-13 Comparaison entre la charge limite P^M calculée par le modèle et la charge limite P^{DTU} calculée par Terzaghi, Caquot-Kérisel pour un angle de frottement $\phi = 35^\circ$ et un diamètre du pieu de 0.035m
- 124 : Fig III-14 : bloc concerné par le frottement latéral
- 125 : Fig III-15 : comparaison entre les différents calculs de frottement latéral en fonction de la profondeur
- 126 : Fig III-16 : Comparaison du frottement latéral en fonction de la profondeur et de l'angle de frottement
- 127 : Fig III-17 : Coefficient de butée

NOTATION :

P (P_{ext}): Charge extérieure

P_{max}^{res} : Charge résistance Maximale correspondante

δ : angle d'obliquité de la butée par rapport au fût du pieu

φ : Angle de frottement interne:

b : Diamètre du pieu

h : Hauteur du pieu

$V_0, V_{01}, V_1, V_{12}, V_2$: Vitesse de déplacement

W_1, W_2 , et W_3 : Poids des blocs du mécanisme

p : Charge de confinement

S : surface de contact fût du pieu -sol

S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 : Surface de glissement

P^{DTU} : charge calculée par le DTU

$P^M = P(\beta, \Omega)$: Charge calculée par le modèle

$P^{Expérimental}$: Charge mesurée au cours de l'expérimentation

c : Coefficient de cohésion interne

σ_n : Contrainte normale

σ_0 : Contrainte normale de référence

f_s^{DTU} : Force de frottement calculée par le DTU

f_s^M : Force de frottement calculée par le modèle

k_{pY} : Coefficient de butée

k_{pY}^{DTU} : Coefficient de butée calculé par le DTU

k_{pY}^M : Coefficient de butée calculé par le modèle

P_q : Contrainte de pointe

P_f : Contrainte de frottement

INTRODUCTION

Les fondations sur pieux se présentent chaque fois que des charges importantes sont appliquées, et que les conditions sur site rendent difficile le renforcement de la couche d'assise de l'ouvrage à mettre en place. Ce phénomène se produit assez souvent surtout sur les sols à problème. Cependant, le choix d'une méthode sérieuse, fiable et économique, pour le dimensionnement des ces éléments porteurs, restent difficile en particulier dans les sables, ce qui a laissé apparaître un regain d'intérêt pour ce sujet.

Le sujet des fondations profondes a intéressé plusieurs laboratoires de recherche et plus particulièrement le laboratoire 3SR de Grenoble où de très nombreuses recherches dans ce domaine ont été lancées depuis plusieurs années. Ces recherches s'intéressaient à la compréhension de certains phénomènes non prévus par les schémas en plasticité parfaite, et précisément celui des paliers de résistance de pointe et de frottement latéral unitaire dans un milieu pulvérulent.

Les observations expérimentales, relevées au cours de l'enfoncement d'un pieu ont permis de montrer que sous la pointe se développe une zone de sol énormément compacté ROBINSKY (1964) et MORRISON (1964). Ces fortes variations volumiques sont en rapport au mécanisme de rupture des grains. Ce phénomène est fonction du développement des niveaux de contraintes très élevés DE BEER (1963), MIURA (1985) atteignant de valeur de l'ordre de 60MPa LE TIRANT (1991). C'est la raison qui a permis le lancement de plusieurs études consacrées à l'évolution des propriétés mécaniques des matériaux granulaires avec l'augmentation de la contrainte appliquée LELONG (1968), VESIC (1972) et COLLIAT (1986)

Cependant l'analyse des phénomènes de cisaillement d'interface sol-structure indique que la mobilisation du frottement latéral d'un pieu est régie par un mécanisme de dilatance et de contractance, à l'interface sol-pieu, qui gouverne la variation de la contrainte normale au fût BOULON (1986). Les résultats obtenus à la boîte de cisaillement modifiée montre que l'évolution de cette contrainte dépend entre autres de la profondeur d'ancrage et de la compacité du sol PLYTAS (1985), HOTEIT (1990).

Ainsi, l'utilisation pratique des formules statiques basées sur des schémas en plasticité parfaite, se heurte à la difficulté d'exprimer les coefficients N_q et $Ktg\delta$ en fonction de paramètre facile à déterminer. De plus on s'aperçoit qu'un tel processus de calcul peut amener l'ingénieur à surestimer considérablement la charge admissible d'un pieu à grande profondeur. L'American Petroleum Institut préfère donc approcher de manière sécuritaire la portance des pieux « offshore » en se donnant des valeurs empiriques de N_q et $Ktg\delta$, et en introduisant des valeurs limites de résistance de pointe et de frottement latéral, mais une telle formulation peut être pénalisante pour les pieux très longs, et pour les sables très denses.

Une alternative à la résolution précédente consiste à faire appel aux règles d'interprétation des essais pressiométriques et pénétrométriques, mais ceux-ci ne valent que

par confrontation avec des essais de pieux in-situ qui sont incontestablement le moyen d'étalonnage le plus sûr, mais sont aussi onéreux, parfois même irréalisable du fait des efforts considérables à développer. Bien que ces méthodes traditionnelles soient très utilisées, il n'en demeure pas moins qu'elles sont insuffisantes pour décrire complètement le comportement d'un pieu soumis à des sollicitation axiales monotones.

Le développement des codes de calcul, tel que la méthode des éléments finis et autres a permis la mise en œuvre de lois rhéologiques de plus en plus sophistiquées, afin de décrire le comportement du sol dans sa masse et son interaction avec le pieu. Les applications au calcul de la mobilisation de frottement latéral de pieux parfaitement moulés ont montré qu'il existe un bon accord avec les essais de laboratoire EISSAUTIER (1986). Cependant, par manque de données expérimentales, la simulation numérique du comportement de pieux battus ou foncés pose systématiquement le problème des conditions initiales dues à la mise en place. Cependant, la complexité des phénomènes mis en jeu fait que les modèles numériques ont encore du mal à rendre compte de l'ensemble de la courbe chargement-tassement, en particulier la mise en place du pieu. Les difficultés d'instrumentation in-situ des pieux justifient alors l'approche de leur comportement à partir d'une simulation physique sur modèle réduit.

L'objectif de notre travail est de proposer un mécanisme ou un modèle en trois dimensions (en axisymétrique), sous chargement axial pour pieu lisse, en fonction des schémas de rupture proposés par BERZANTZEV d'après CASSAN (1978), et autres. Un chargement axial lui sera appliqué pour calculer l'effort de pointe et le frottement latéral limite en appliquant la théorie de l'analyse limite et plus précisément son théorème de la borne supérieur, qui sera présentée dans le deuxième chapitre. Cette théorie a été appliquée par LYSMER (1970), LEE et HERINGTON (1972), CHEN et ROSENFARB (1973), MEKSAOUINE (1992), BENYAGHLA (1999), SOUBRA et al (2000) BELABED (2007) pour le calcul de la charge limite pour les différents types de murs de soutènement. Sa validité pour le calcul de ces types de fondations a été prouvée. Une approche dans ce sens pour le calcul des fondations profondes par la théorie de l'analyse limite est le but de notre recherche puisque à ma connaissance d'après la bibliographie existante dans ce domaine aucune initiative n'a été entreprise. L'étude que je présente est analytique. Elle comprend trois parties

1° Partie : bibliographique

Dans la partie bibliographique, nous présentons une synthèse du comportement des pieux, sous sollicitation verticale monotone. Nous décomposons le problème des pieux en terme de résistance et de frottement latéral. Nous présentons les principales méthodes de leur dimensionnement en milieu pulvérulent. Nous faisons le point en premier lieu sur la compréhension des phénomènes physiques qui régissent la mobilisation du frottement latéral et de la résistance de pointe. Nous faisons ensuite le point sur les différentes méthodes de modélisation physique des ouvrages géotechniques et les phénomènes de l'effet d'échelle et l'effet de bord.

2° Partie : Théorie de l'analyse limite

Nous présentons dans cette partie les différents champs d'application de cette théorie qui nous permet le calcul à la rupture d'un ouvrage géotechnique en s'appuyant sur certains nombres de paramètres : la connaissance de la géométrie d'un système donné, du mode de chargement qui lui est appliqué, des capacités de résistance des matériaux constitutifs. On

note qu'une condition nécessaire pour que la stabilité de l'ouvrage soit assurée est qu'il y ait compatibilité entre les équations exprimant l'équilibre statique et les conditions imposées par les capacités de résistance. On déduit de là une approche directe statique permettant de déterminer les chargements pour lesquels il y a stabilité potentielle de l'ouvrage dans les conditions imposées. L'approche cinématique dans ce cadre peut être utilisée dans la mesure où elle permet la détermination des chargements pour lesquels l'instabilité de l'ouvrage dans les conditions imposées est certaine.

3° Partie : calcul des pieux profonds sous chargement statique par le code de calcul mathcad

Une troisième partie qui présente les différents calculs effectués par la théorie de l'analyse limite en appliquant le code de calcul mathcad. Un modèle est pris en considération pour ces calculs : le modèle lisse. Les calculs sont effectués par l'intermédiaire de ce modèle en tridimensionnel en prenant en charge les modifications des caractéristiques du sol du massif sous les contraintes en présence, à savoir la dilatance, la contractance, et la variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur. Les résultats obtenus seront confrontés aux résultats expérimentaux du laboratoire 3SR de l'IMGrenoble (France). Pour cela deux principes seront utilisés : un sol multicouches pour la prise en charge des modifications de la densité sous l'action des contraintes en présence et la théorie de Baligh (1975) pour la décroissance de l'angle de frottement en fonction de la profondeur.

I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I-1 : COMPORTEMENT GENERAL DES PIEUX

I-1-1 : Introduction :

Il est connu que l'étude de la capacité portante d'un pieu nécessite la prise en charge de l'influence éventuelle de l'ensemble des éléments porteurs constituant l'infrastructure d'un ouvrage de génie civil, ce phénomène est désigné généralement par l'effet de groupe, mais il ne serait pas raisonnable d'envisager ce cas si l'on ne maîtrise pas les mécanismes de transfert d'un pieu isolé, en particulier dans les sables.

Ainsi, notre étude se limite au cas d'un pieu unique, disposé verticalement, de section constante et chargé axialement dans un sol purement frottant où les sollicitations induites sont suffisamment lentes pour considérer qu'il est drainant et que les forces d'inertie sont négligeables. D'autre part, notre propos s'est orienté essentiellement vers les grandes profondeurs d'ancrage supérieur à la profondeur critique

Les essais de chargement statiques de pieux représentent actuellement le moyen le plus fiable pour appréhender leur dimensionnement. Cependant, il n'est pas envisageable d'y recourir systématiquement vu leur coût élevé. Devant ce problème une approche pratique s'impose, pour laquelle la recherche théorique doit s'appuyer sur des données expérimentales. C'est à cette fin qu'ont été mises au point les techniques de visualisation et les méthodes de simulation physiques du comportement d'un pieu en modèle réduit, dont le passage au prototype grandeur réel est régi par les conditions de similitudes qui découlent de la conservation des équations régissant les phénomènes observés.

En effet, l'utilisation pratique statique, qui n'est autre qu'un pieu de dimensions réduites, a suscité un grand intérêt quant à l'application des théories de la capacité portante à l'essai de pénétration continue. Les travaux de recherche entrepris jusqu'à présent dans cette voie, ont conduit à un nombre important de méthodes de calcul de la résistance de pointe limite. Nous nous sommes attaché à préciser le domaine d'application de chacune d'entre elles et à faire apparaître leurs limitations lorsque cela est nécessaire.

En ce qui concerne le frottement latéral, notre ambition a été de proposer une étude bibliographique comportant une description des phénomènes physiques qui apparaissent lors de son établissement et de souligner les facteurs fondamentaux pouvant intervenir dans sa mobilisation. La démarche suivie pour cette étude comprend également une analyse du comportement d'une interface sol-structure rugueuse.

I-1-2 : Effort de pointe

Les essais de pieux à l'échelle réelle réalisés par KERISEL et Al (1962) dans des sables de Loire, ont mis en évidence pour la première fois un phénomène fondamental : l'existence d'un 'palier' d'effort de pointe au cours de l'enfoncement statique d'un pieu-pénétromètre depuis la surface du sol. Ces essais ont été effectués dans une cuve de grandes

dimensions ($\phi=6,40\text{cm}$ et $H=10,40\text{m}$). Les diamètres des pieux utilisés varient entre 45 et 320mm

Les courbes de résistance de pointe en fonction de l'enfoncement Fig (I-1-1) mettent en évidence deux phénomènes indépendants de la densité du sable :

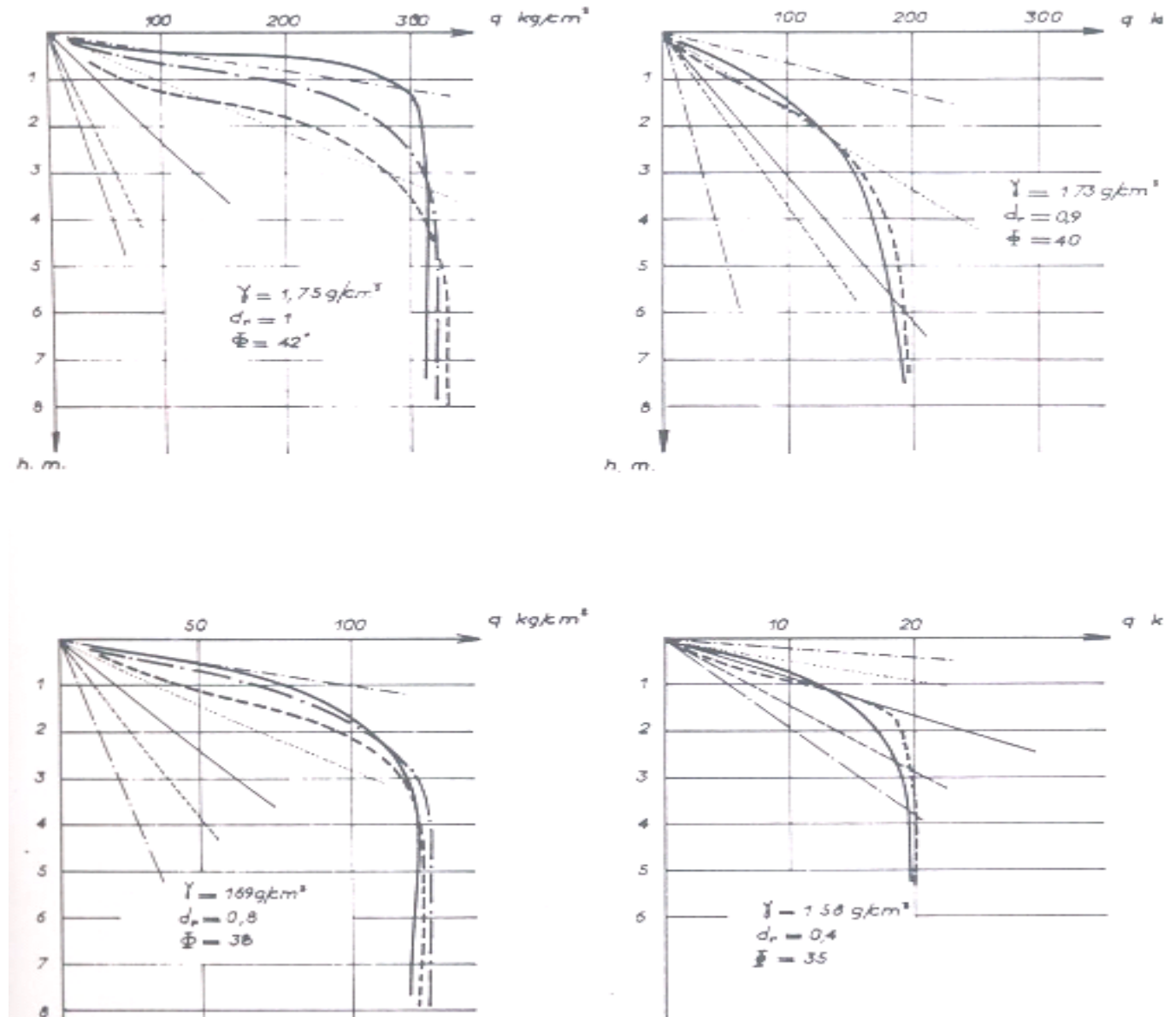


Fig I-1-1 : Evolution de l'effort de pointe en fonction de l'enfoncement
D'après Kérisel, Adam, et Tcheng (1960)

- Diamètre 45mm
- - - - - Diamètre 110 mm
- · - · - Diamètre 216 mm

- La résistance de pointe croît presque proportionnellement avec l'enfoncement puis demeure apparemment constante au-delà d'une certaine profondeur « critique »
- La valeur du palier d'effort de pointe est indépendante du diamètre du pieu, mais évolue rapidement avec la densité du sol.

L'interprétation d'un essai de pénétration statique par la théorie de la force portante d'un pieu a été fort longtemps utilisée. Ainsi, dans le cas d'un sable sans cohésion, la contrainte de rupture sous la pointe du pieu est donnée par la relation

$$Q = \gamma D. N_q = \sigma_v' N_q \quad (I-1-1)$$

Où

D : Profondeur d'ancrage du pieu

γ : Poids volumique

N_q : Facteur de portance fonction de l'angle de frottement interne du sol

Cette formulation suggère donc une croissance linéaire de la résistance avec la profondeur, ce qui est contraire à la réalité expérimentale.

La non linéarité des courbes d'enfoncement a été confirmée peu après par VESIC(1963) à l'issue des essais d'enfoncement de pieux modèles parfaitement moulés dans une cuve parallélépipédique de 1,5m de coté et de 1,8m de profondeur Fig (I-1-2)

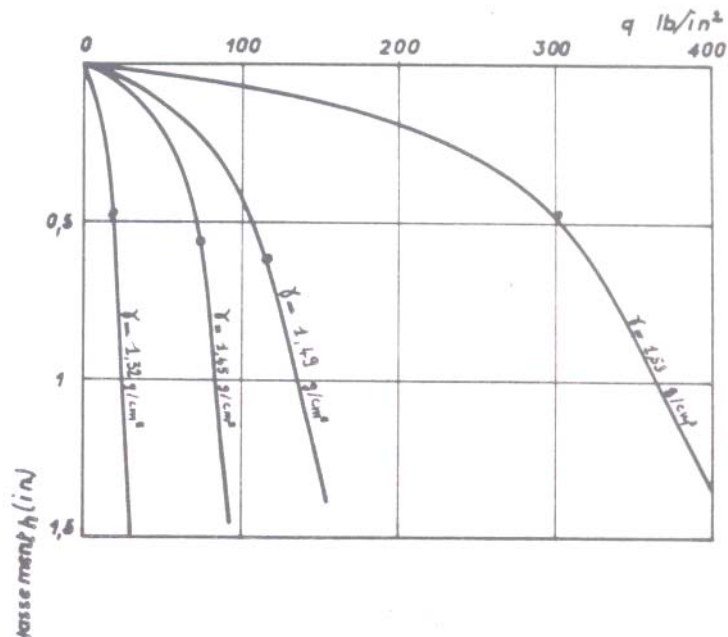


Fig : I-1-2 Essais de VESIC : Enfoncement d'un pieu moulé à 1m de profondeur d'après GRESILLON (1953)

Pour quantifier la contrainte en pointe limite, DESSANT (1933) a essayé de reproduire en laboratoire des essais de pénétration de pieu en grande profondeur à l'aide d'une cuve de petite dimension ($\varphi_{\text{cuve}} = 40\text{cm}$ et $H = 50\text{cm}$) dont le poids des terres a été remplacé par une pression verticale appliquée en surface du massif de sol.

Les courbes de pénétration obtenues, pour une surcharge donnée sont toutes caractérisées par un palier d'effort de pointe. En admettant que les surcharges appliquées traduisent l'effet de la profondeur, les courbes enveloppes de la figure (I-1-3) (relatives aux diverses densités) montrent que la résistance de pointe ne reste pas constante au-delà d'une profondeur comme le laisseraient prévoir les expériences de KERISEL (1962). Cette allure a été confirmée plus tard par plusieurs auteurs BALDI et al (1981), PARKIN et al (1974) à l'issue des résultats d'essais pénétrométriques en chambre de calibration.

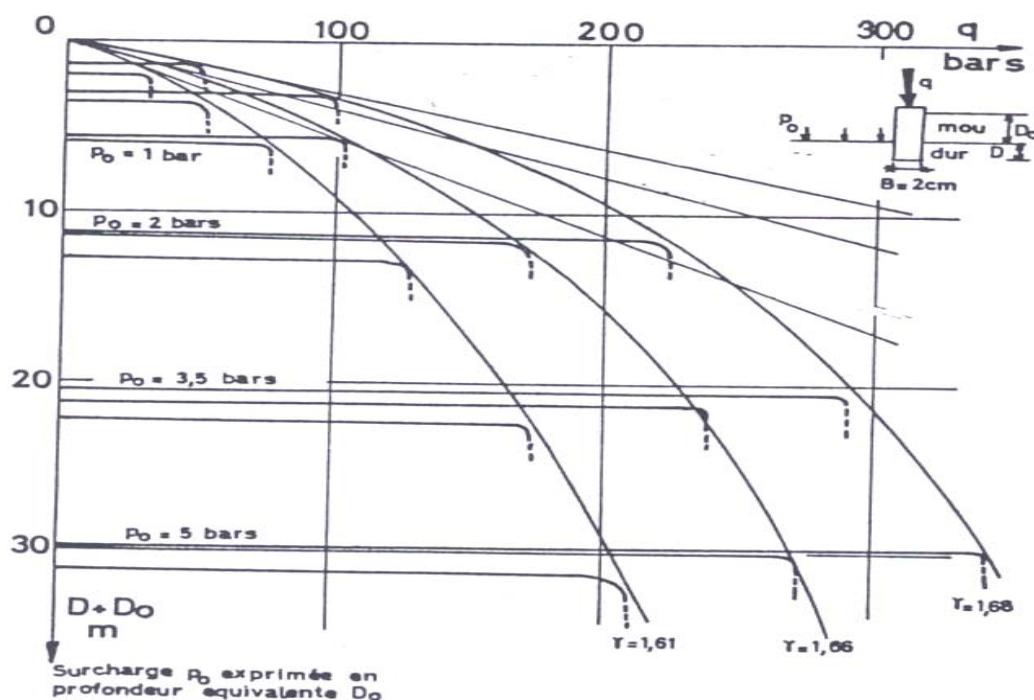


Fig I-1-3 : Evolution de la résistance de pointe avec la surcharge verticale (D'après DESSANT (1966))

A l'exception de toute considération théorique, l'essai de pénétration statique a toujours été le moyen le plus utilisé pour la reconnaissance des sols. Cependant, cela n'empêche pas de se situer dans des conditions analogues à celles d'un pieu travaillant en phase de service. La résistance de pointe mesurée pourra donc nous renseigner sur la réaction qu'opposerait le sol à un chargement d'un pieu de fondation travaillant en pointe.

TCHENG (1966) a pu réaliser des essais de chargement de pieu-pénétromètre, moulés dans des sables de Loire, simulant ainsi la réalisation in-situ d'un pieu foré. On constate sur la Fig (I-1-4) que la pointe ne semble pas atteindre la valeur correspondant au fonçage continu à partir de la surface. Cette différence réside dans le fait que le pieu foncé a déjà comprimé le sol sur une certaine hauteur lorsqu'il atteint le niveau de pieu moulé, alors que pour ce dernier et au même niveau, aucune compression du sol n'a encore été réalisée. Dans ce cas pour

rejoindre la courbe de pénétration continue, l'enfoncement doit être poursuivi jusqu'à plusieurs fois le diamètre du pieu.

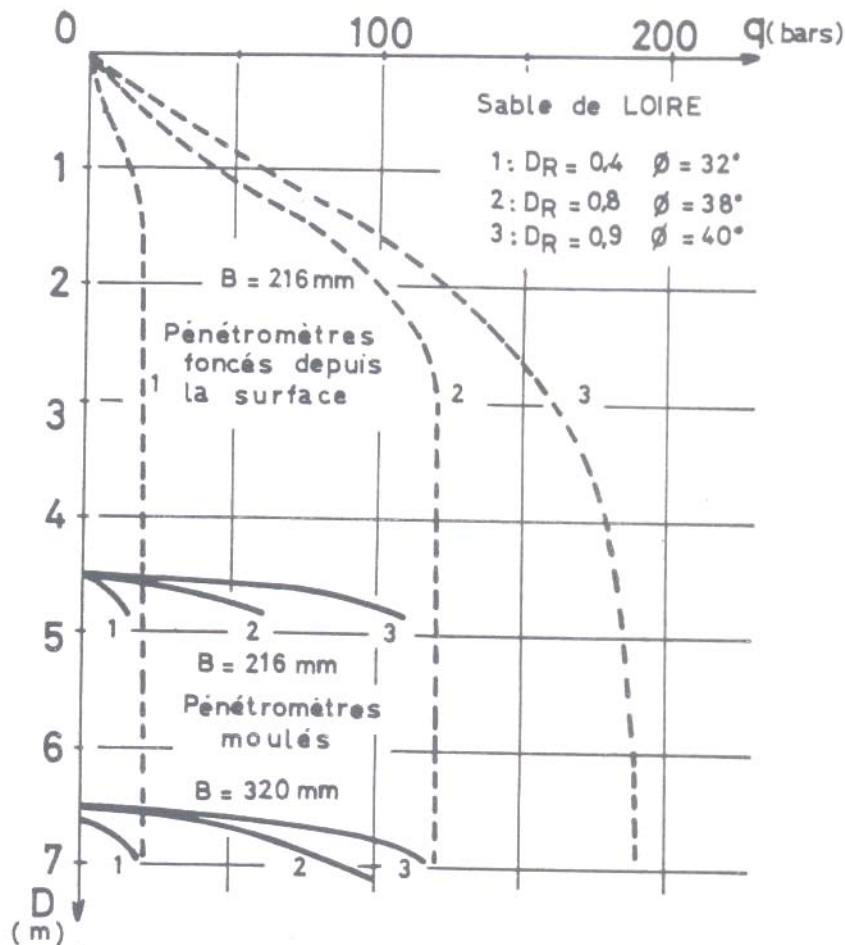


Fig I-1-4 : Effort en pointe d'un pieu moulé. Comparaison avec la courbe pénétrométriques d'après TCHENG (1966)

Ces observations nous permettent de conclure que le comportement d'un sol pulvérulent sous la pointe a une influence considérable sur la portance des pieux. ROBINSKY et MORRISON (1964) ont effectués des essais d'enfoncement de pieux modèle par battage dans un massif de sable dans lequel ils ont disposé des lits de billes de plomb. La superposition des clichés pris aux rayons X, avant et après enfoncement Fig (I-1-5), témoigne de l'existence d'une zone très compactée située juste en dessous de la pointe. Celle-ci est constituée par le déplacement du pieu en un phénomène d'expansion verticale. Les résultats montrent que les dimensions de cette zone croissent avec la densité du sable et qu'elle est d'autant plus importante que la résistance de pointe augmente.

On retrouve ces mêmes résultats lors de l'étude expérimentale menée par SID-AHMED (1989) à l'aide d'un modèle de visualisation bidimensionnel de $1,00 \times 0,60\text{m}$ avec des parois en verre. Le remplissage s'est effectué pour cette expérimentation par couches

successives de sable séparées par des lits de sable colorés de même nature. Les résultats montrent que le comportement cinématique du pieu est indépendant de la nature du sable Fig (I-1-6). Il apparaît que le volume de sable remanié par la pénétration du pieu augmente avec la densité relative du sable.

L'étude de l'effort d'échelle menée par rapport aux dimensions transversales des pieux sur la résistance de pointe en moyenne et grande profondeur, DE BEER (1969) a réalisé des expériences de fonçage dans un sable dense avec poinçon de 4cm de diamètre dans une cuve entièrement fermée ($\phi_{cuve} = 30\text{cm}$ et $H = 24\text{cm}$) Fig (I-1-7). Cette simulation reproduit parfaitement certains phénomènes observés lors du fonçage d'un pieu. Lorsque le niveau de contrainte sous la pointe devient élevé, un mécanisme d'attrition des grains est généré. Cela se traduit par une translation de la courbe granulométrique vers la partie fine, qui apparemment n'évolue plus au-delà d'une certaine valeur de résistance de pointe

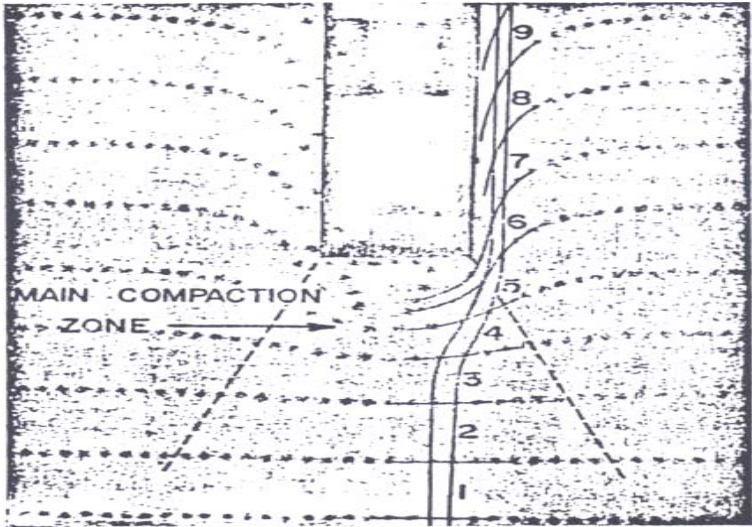


Fig I-1-5 : Visualisation des déformations du sol au voisinage de la pointe d'un pieu lors du battage d'après ROBINSKY et MORRISON (1964)

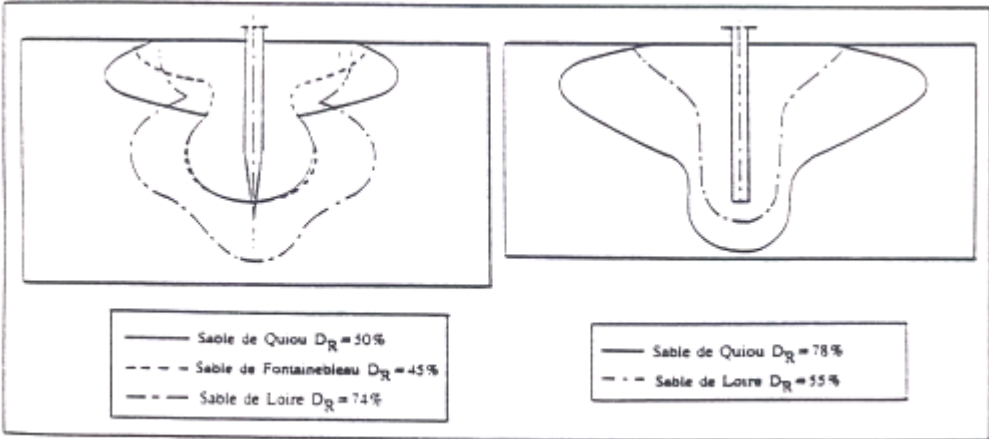


Fig I-1-6 : Influence de la densité relative sur les dimensions de la zone perturbée. Cas d'une pointe plate et conique à 30° d'après SID-AHMED (1989)

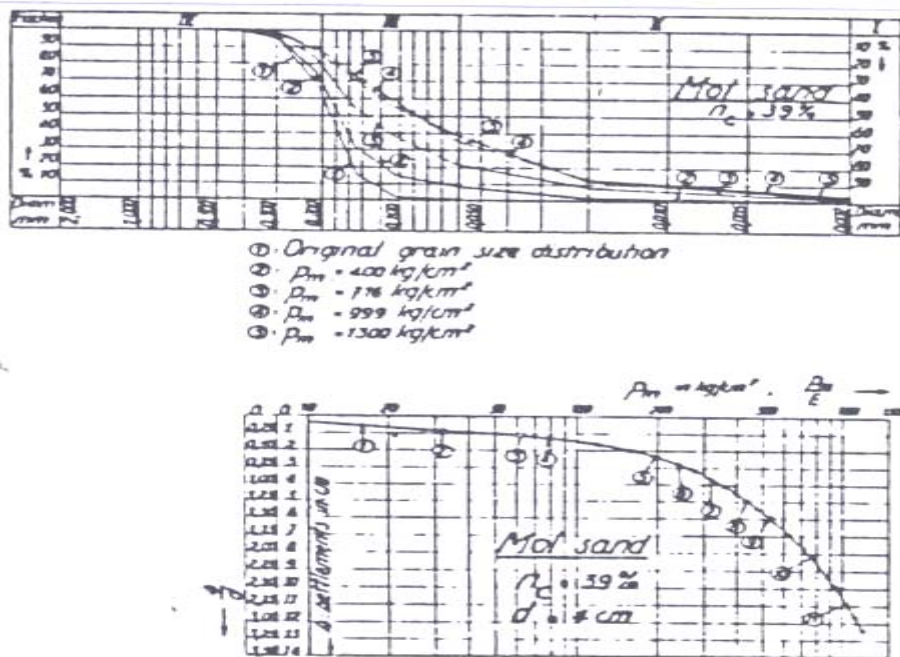


Fig I-1-7 : Poinçonnement du sable sous le pointe d'après de BEER (1963)

- 1- Evolution de la courbe granulométrique
- 2- Courbe effort-déplacement ($E = 1 \text{ Kg/cm}^2$)

Ces phénomènes se retrouvent dans les expériences de MIURA (1985) mais avec plus de détails. Le pieu modèle de 5cm de diamètre est moulé dans un sable dense mis en place par compactage de couches successives dans une cuve cylindrique. Une surcharge verticale est transmise à l'échantillon par l'intermédiaire d'une membrane pressurée à l'eau. Après l'enfoncement du pieu Fig (I-1-8) des mesures de densité sont effectuées dans les différentes zones qui entourent le pieu. Afin de déterminer la distribution des particules écrasées sous la pointe du pieu, l'auteur caractérise cette modification de la structure granulaire par l'air de la surface S :

$$S = S_w \cdot \gamma \quad (\text{I-1-2})$$

Où

S_w : Surface spécifique (m^2/g)

γ : Poids volumique du sable

On note que le bulbe formé par les particules écrasées s'étend à environ trois fois le diamètre du pieu à partir de la pointe.

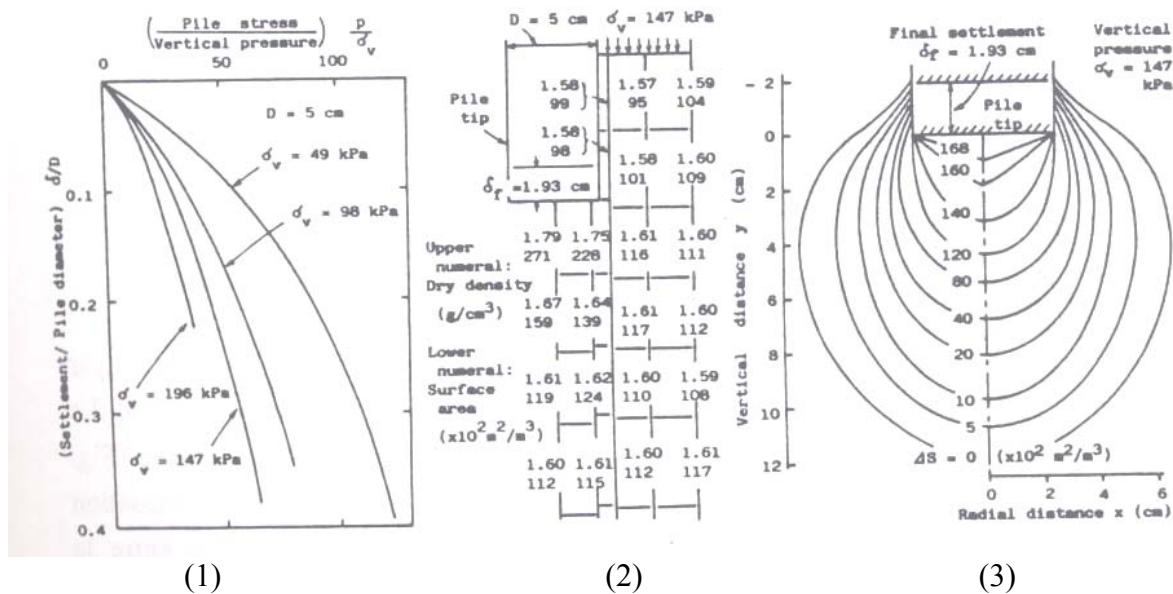


Fig I-1-8 : Ecrasement des grains sous la pointe du pieu d'après MIURA (1985)

- 1- Courbe effort pointe-tassement normalisée
- 2- Mesure des densités et de l'air de la surface en chaque section
- 3- Surface d'égal écrasement des grains

De la même manière, ALLERSMA (1988) a constaté lors de ses expériences d'enfoncement de pieux modèles dans un milieu constitué de particules de pyrex (propriétés mécaniques similaires à celles du sable quartzeux) que les déformations plastiques sous la pointe sont accompagnées d'une attrition des particules. La visualisation des phénomènes par photo-élasticimétrie Fig (I-1-9) montre que la distribution des contraintes sous la pointe est très complexe. La difficulté d'interprétation de cette complexité viendrait du rôle que jouerait les conditions aux limites du fait des faibles dimensions du modèle bidimensionnel utilisé (27,5 × 27,5 cm) par rapport à ceux du pieu modèle (épaisseur = 1,5cm). Cependant, les déformations subies par le sol au cours de l'enfoncement restent encore mal connues.

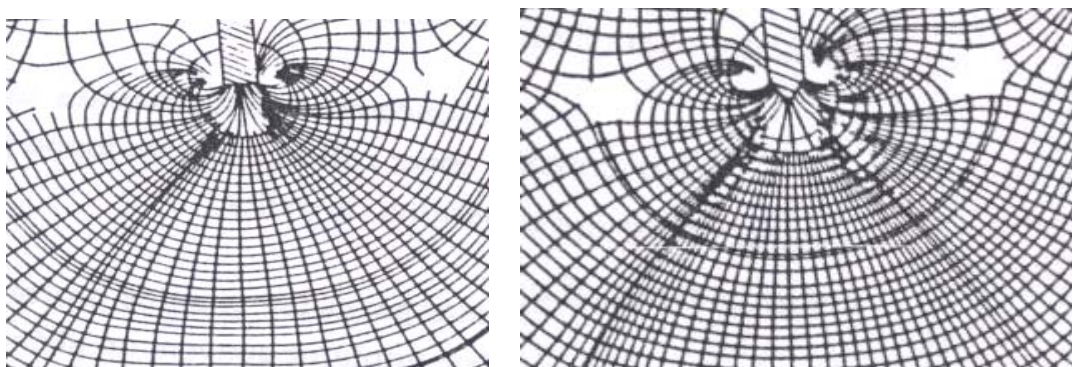


Fig I-1-9 : Ligne isostatique obtenues à partir d'un modèle de visualisation par photo-élasticimétrie. Cas d'une pointe plate et conique à 60° d'après ALLESMA (1988)

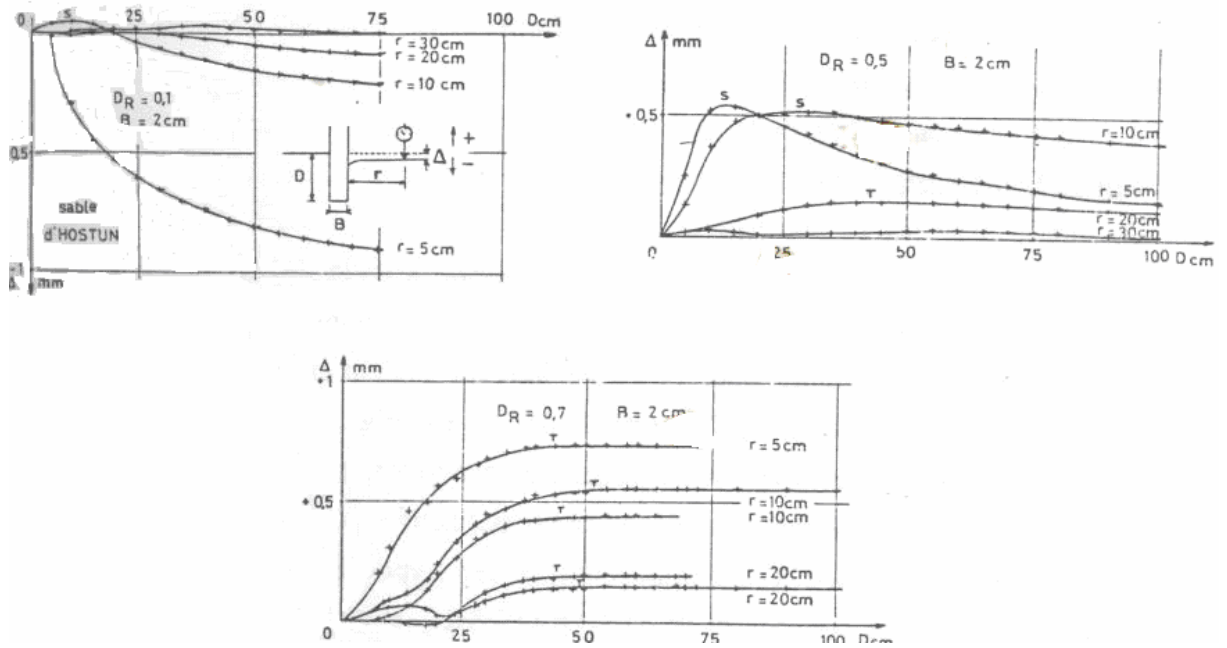


Fig I-1-10 : Variation de la surface du sol lors de la pénétration d'un pieu d'après FORAY et PUECH (1976)

Ces phénomènes observés ont fait l'objet de plusieurs études menées au laboratoire 3SR (Grenoble), notamment par BIAREZ et GRESILLON (1970), FORAY et PUECH (1976). Les variations de la surface du sol lors de l'enfoncement du pieu Fig (I-1-10) ont conduit à considérer l'influence de la compressibilité du sol sur la mobilisation de la résistance de pointe. Ces auteurs ont utilisé l'analogie entre le comportement du sol sous la pointe et celui d'un échantillon de révolution lors d'un essai triaxial en grande déformation. Le diagramme de la Fig (I-1-11) montre que la densité d'un échantillon en plasticité parfaite, nommée densité critique, est fonction uniquement de la contrainte de confinement σ_3 quelque soit la densité initiale. Ainsi, pour un échantillon de densité initiale donnée γ correspond une contrainte de confinement critique Q_c sur le diagramme pour laquelle aucune variation volumique n'est en principe observée. A cette caractéristique, deux cas peuvent se présenter :

- si $\sigma_3 < Q_c$ le matériau se dilate jusqu'à la plasticité parfaite
- si $\sigma_3 > Q_c$ le matériau se contracte jusqu'à la plasticité parfaite

Ces deux phénomènes s'expliquent par :

- Au début de l'enfoncement les contraintes sont faibles et le sol situé sous la pointe se dilate pour atteindre la plasticité parfaite. C'est le refoulement du sol vers la surface observé expérimentalement.
- Au cours de l'enfoncement les contraintes sous la pointe augmentent et le sol se contracte au sein d'une zone, celle-ci se développe progressivement jusqu'à un certain volume final, d'où l'apparition du palier

Pour les pieux ancrés en profondeurs (fiche supérieure à 20 m), la compression de cette zone implique souvent un phénomène d'écrasement des grains vu le niveau des contraintes très élevé qui se développe sous la pointe du pieu

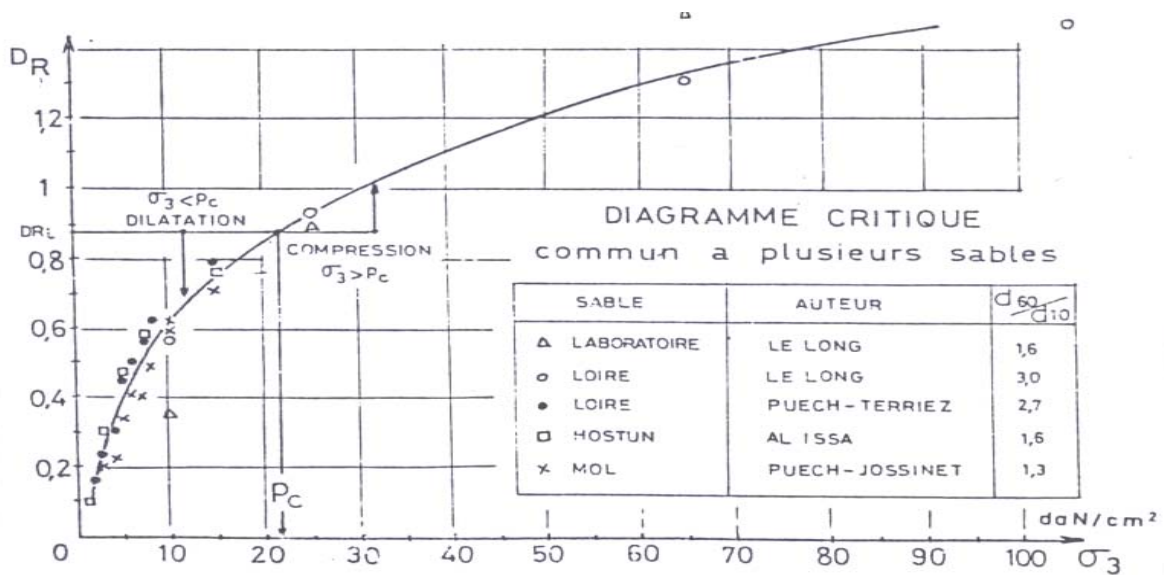


Fig I-1-11 : Diagramme critique commun à plusieurs sables d'après FORAY et PUECH (1976)

I-1-3 : Modèle en plasticité parfaite :

Les méthodes théoriques de calcul de la résistance de pointe en plasticité parfaite diffèrent en général par les modèles de ruptures supposées. On énumère dans la littérature trois grandes classes :

1 : faible profondeur

Le modèle utilisé le plus souvent, pour la détermination de la résistance de pointe limite, est celui d'une fondation superficielle infiniment longue où l'effet de la profondeur est supposé équivalent à celui d'une surcharge verticale égale au poids des terres Fig (I-1-12) ; Les équations d'équilibre sont établies en milieu non pesant et incompressible. Les zones (I) et (III) sont considérées respectivement en état d'équilibre limite actif et passif. La zone (II) est une zone de transition de PRANDTL. En considérant les hypothèses précédentes et en utilisant les paramètres de contrainte de SOKOLOWSKI, on déduit l'expression du coefficient de capacité de TERZAGUI

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{I-1-3})$$

L'utilisation de l'angle de frottement dans la formule de N_q précédente, conduisait à des valeurs de pointe trop élevées par rapport aux résultats d'essais. A l'I.M.G, laboratoire 3SR, la valeur de N_q fournie par LEGALL et NEGRE est issue d'un calcul en symétrie axiale.

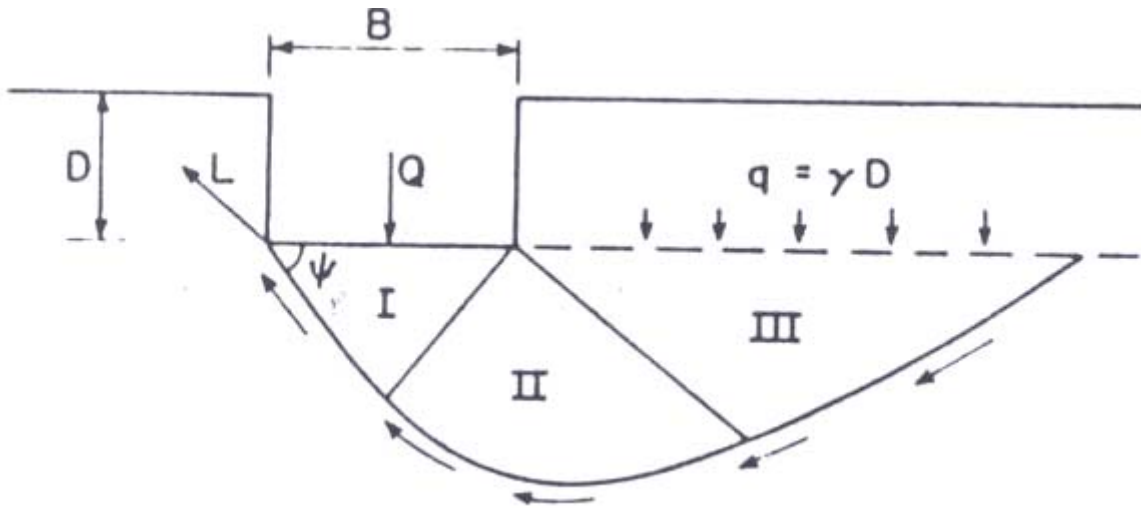


Fig I-1-12 : Description générale de la capacité portante

2 : moyenne profondeur

Pour avoir constaté expérimentalement que les lignes de glissement remontaient jusqu'à la surface, GRESILLON (1970) a proposé pour le début de l'enfoncement un schéma de rupture avec remonté d'un cylindre de sol concentrique au pieu Fig (I-1-13). Lors de l'enfoncement, le frottement de ce volume de sol avec le reste du massif entraîne une augmentation de la contrainte verticale au niveau de la base de la pointe. Cette contrainte s'exprime dans le cas général

$$\sigma = P_0 + \gamma D + \Delta\sigma \quad (\text{I-1-4})$$

P_0 : Surcharge verticale (nulle dans ce cas)

$\gamma \cdot D$: Poids des terres

$\Delta\sigma$: Accroissement dû au frottement du cylindre

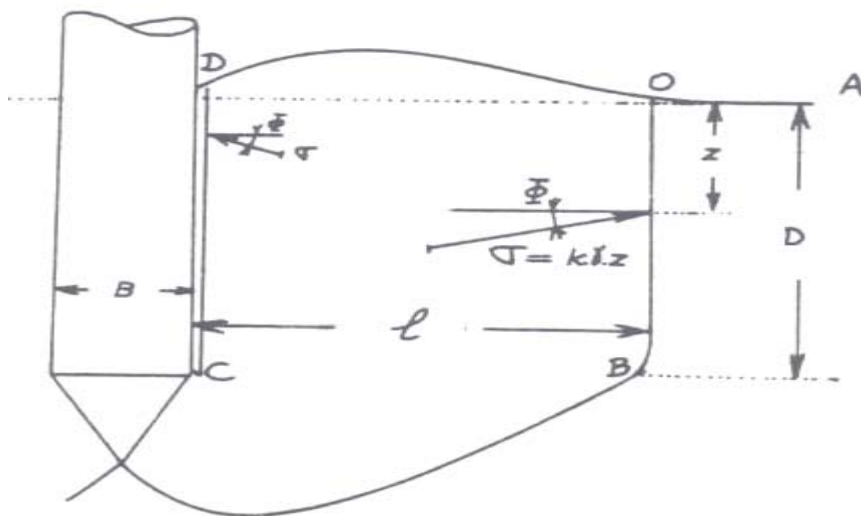


Fig I-1-13 : Schéma de rupture sous la pointe à moyenne profondeur d'après BIARZE et GRESILLON (1970)

Le calcul s'effectue avec l'hypothèse supplémentaire qui consiste à considérer que les contraintes le long du fût et sur le cylindre limite sont des contraintes de butée d'obliquité ϕ . Finalement, l'expression de la résistance de pointe en milieu pulvérulent non surchargé s'écrit :

$$q = \gamma \cdot D \cdot N_q \left(1 + \frac{K \sin \phi}{L} D\right) \quad (\text{I-1-5})$$

où :

K : coefficient de butée

L : dimension du cylindre en mouvement donnée par la formule suivante

$$B = L \cdot \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\frac{\pi}{2} \text{tg} \phi} \quad (\text{I-1-6})$$

En remarque que pour les moyennes profondeurs le terme de pointe suit une évolution parabolique, ce qui est plus conforme aux observations expérimentales. On note finalement que ce modèle de calcul n'est valable que pour les sables denses où la dilatance est possible

3 : Grande profondeur

Les auteurs s'efforcent dans leurs modèles de calcul de tenir compte que les remontées du sol ne sont pas plus visibles en surface. En pénétration continue, L'HERMINIER d'après CASSAN (1978) Suppose que les lignes de glissement, qui sont d'après MEYERHOF (1976) des spirales logarithmiques, se referment sur le fût Fig (I-1-14). On admet alors que le long de la surface latérale du pieu règne un état d'équilibre limite passif et sur lequel s'exerce des contraintes uniformes d'obliquité ϕ correspondant à un pieu rugueux. Avec ces hypothèses, l'auteur aboutit à l'expression de la résistance de pointe limite suivante :

$$q = \sigma \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\left(\frac{5\pi}{2} - \phi\right) \text{tg} \phi} \quad (\text{I-1-7})$$

Avec:

$$\sigma = \gamma \cdot K_p \left(D - \frac{D_0}{2}\right) \quad (\text{I-1-8})$$

K_p : Coefficient de butée

Ce calcul correspond à un problème plan. Pour passer au cas tridimensionnel, il convient d'introduire dans les calculs un coefficient de forme λ qui varie de 0,7 pour les sables lâches à 1,7 pour les sables denses avec une valeur moyenne de 1, 3.

BEREZANTZEV d'après CASSAN (1978) considère que les lignes de ruptures sont toujours des spirales logarithmiques, qui sont limitées au plan horizontal de la base de la pointe du pieu Fig (I-1-15). Autour du fût la surface de glissement est un cylindre donnant naissance à des contraintes tangentielles qui s'opposent à l'enfoncement du pieu. La surcharge verticale qui règne à la base de ce cylindre a pour expression :

$$q_s = \alpha \cdot \gamma \cdot D \quad (\text{I-1-9})$$

Où le coefficient α est inférieur à l'unité et fonction décroissante de D . Le terme de pointe est donc :

$$q = \alpha \cdot D \cdot N'_q \quad (\text{I-1-10})$$

Où
$$N'_q = \alpha N_q \quad (\text{I-1-11})$$

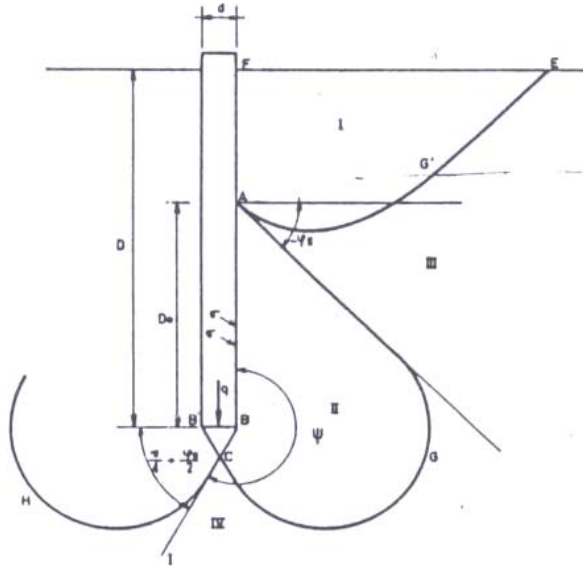


Fig I-1-14 : Lignes de rupture sous un pénétromètre L'HERMINIER d'après CASSAN (1978)

En fin de compte, on aboutit à une loi de proportionnalité entre le terme de pointe et la profondeur, y compris dans ce dernier cas où le coefficient de capacité portante semble diminuer avec la profondeur. Or la plus part des essais de chargement montrent que ce type de formulation n'est valable que pour les faibles profondeurs et qu'au-delà le phénomène est beaucoup plus complexe. Apparemment aucun de ces schémas en N_q n'est en mesure de rendre compte de « palier » observé expérimentalement dans la courbe d'enfoncement.

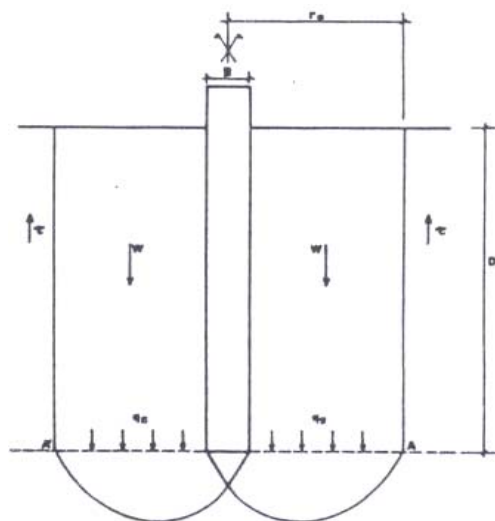


Fig I-1-15 Schéma de rupture BERZANTZEV d'après CASSAN (1978)

I-1-3-1 : Compressibilité en phase plastique :

Nous avons noté au paragraphe I-2-1 qu'au cours de l'enfoncement d'un pieu, il se développe sous la pointe une zone de sol subissant de grandes déformations. Une partie importante de ces variations volumiques résulte du phénomène d'écrasement des grains provoqué par l'augmentation de la contrainte de pointe. Donc pour une meilleure approche de la résistance de pointe des pieux en grande profondeur dans un milieu pulvérulent, il importe de tenir compte dans les modèles rigides-plastiques des caractéristiques mécaniques des sables sous fortes contraintes.

Le passage des modèles dits « à faible profondeur », avec refoulement, à des schémas « à grande profondeur » tenant compte de la compressibilité du milieu sous forte contrainte relève, au moins quantitativement, du même phénomène qui amène VESIC (1963) à distinguer, pour des fondations superficielles, des schémas de « rupture généralisée » avec refoulement latéral et des schémas de « rupture localisée » ou de « poinçonnement » provoquant une densification du milieu sous la pointe, selon la densité initiale.

On peut faire cette comparaison avec les fondations profondes, la contrainte de confinement jouant le même rôle sur la contractance que la densité initiale ZIANI (1987), TURKI (1991). Le phénomène se complique pour la pointe du pieu, du fait de l'importance de l'écrasement des grains.

Une initiative de rendre compte indirectement de ce phénomène de compressibilité consiste à limiter l'étendue de la région plastique en jouant sur l'angle formé par la surface limite et le niveau de la pointe du pieu Fig (I-1-16). On ramène ainsi la zone de rupture à un schéma dit « localisé » au sens de VESIC (1963). Ce qui a conduit au développement de schémas tel que JANBU et SENNESET (1974) (schéma plan pour $\omega = -15^\circ, 0^\circ, \text{ et } 15^\circ$), ainsi que DURGUNOGLU et MITCHELL (1975) avec les hypothèses de BIAREZ (1962).

Pour les mêmes raisons, DE SIMONE et SAPIO (1985) proposent pour les pieux profonds un schéma de rupture en symétrie axiale mais avec un angle ω variable. Les valeurs du coefficient de capacité portante N_q pour une base du pieu rugueuse et lisse sont représentés sur la Fig (I-1-17) en fonction de l'angle de frottement ϕ , et pour des valeurs de ω variant entre 0 et $\pi/2$. Ce qui donne des expressions de type :

$$q = \sigma'_v \cdot N_q \quad (I-1-12)$$

Avec
$$N_q = N_q(\phi, \omega) \quad (I-1-13)$$

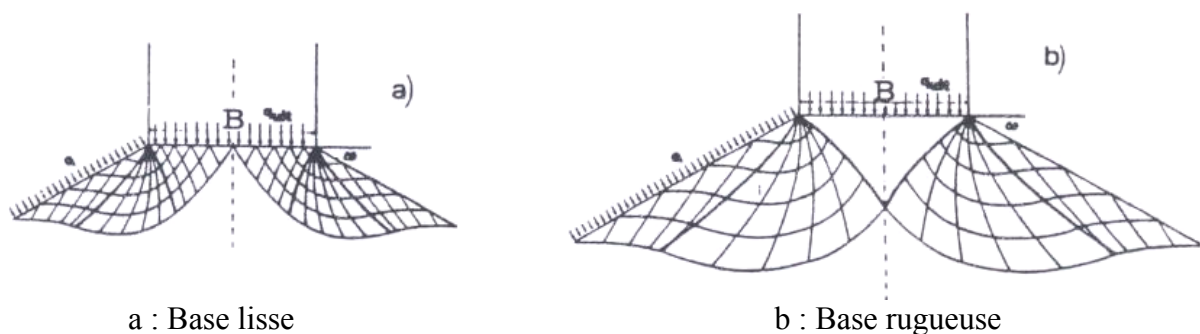


Fig I-1-16 : lignes de glissement sous la pointe du pieu d'après DE SIMONE et al (1985)

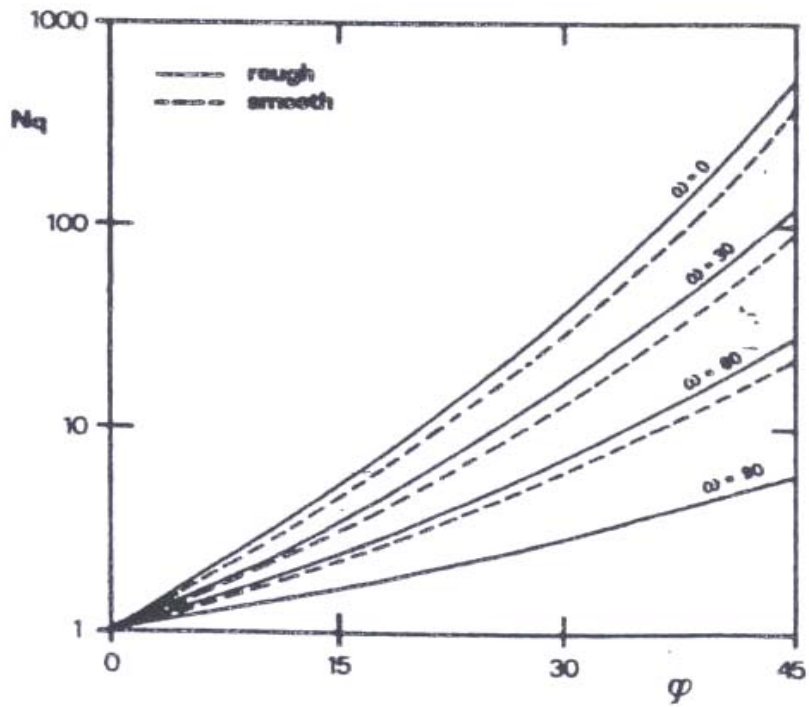
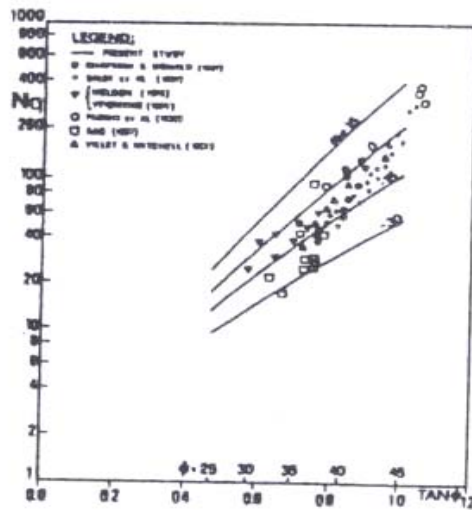


Fig I-1-17 : Facteurs de capacité portante N_q pour une base lisse et rugueuse d'après DE SIMONE et al (1985)



30

Fig I-1-18 : Comparaison avec les mesures en chambre de calibration d'après DE SIMONE et al (1988)

Actuellement ces modèles sont utilisés pour l'interprétation des essais de pénétration en chambre de calibration. En tenant compte de la géométrie de la pointe, DE SIMONE et GOLIA (1988) trouvent un bon accord avec les résultats expérimentaux obtenus par plusieurs

auteurs pour un angle ω variant entre -15° et 0° Fig (I-1-18). Ce type de modèle de rupture présente deux inconvénients dans son utilisation :

- Le premier, est que le calcul est mené avec un angle de frottement interne φ constant dans tout le massif. Or, l'angle φ dépend de l'état de contrainte de l'élément de sol considéré, ce qui est le cas sous la pointe où le niveau de contrainte est très élevé.
- Le deuxième, consiste à la nécessité d'une bonne approximation de l'angle ω qui à priori ne peut être déterminé qu'à base de corrélation avec des essais expérimentaux effectués avec le sable considéré. La signification physique de ce paramètre se trouve donc diminuée et la méthode de calcul n'a plus beaucoup d'intérêt.

I-1-3-2 : Expansion de la cavité :

L'intérêt essentiel dans l'expansion d'une cavité cylindrique ou sphérique, est l'existence d'une pression limite au-delà de laquelle les déformations n'ont aucune influence sur la pression à l'intérieur de la cavité. C'est ce qui semble se produire au niveau de la pointe d'un pieu lors de son enfoncement continu. Cette raison a obligé plusieurs auteurs, VESIC (1972), BALIGH (1975), LAST (1988), à adopter pour les fondations profondes des modèles basés sur l'expansion de la cavité Fig (I-1-19)

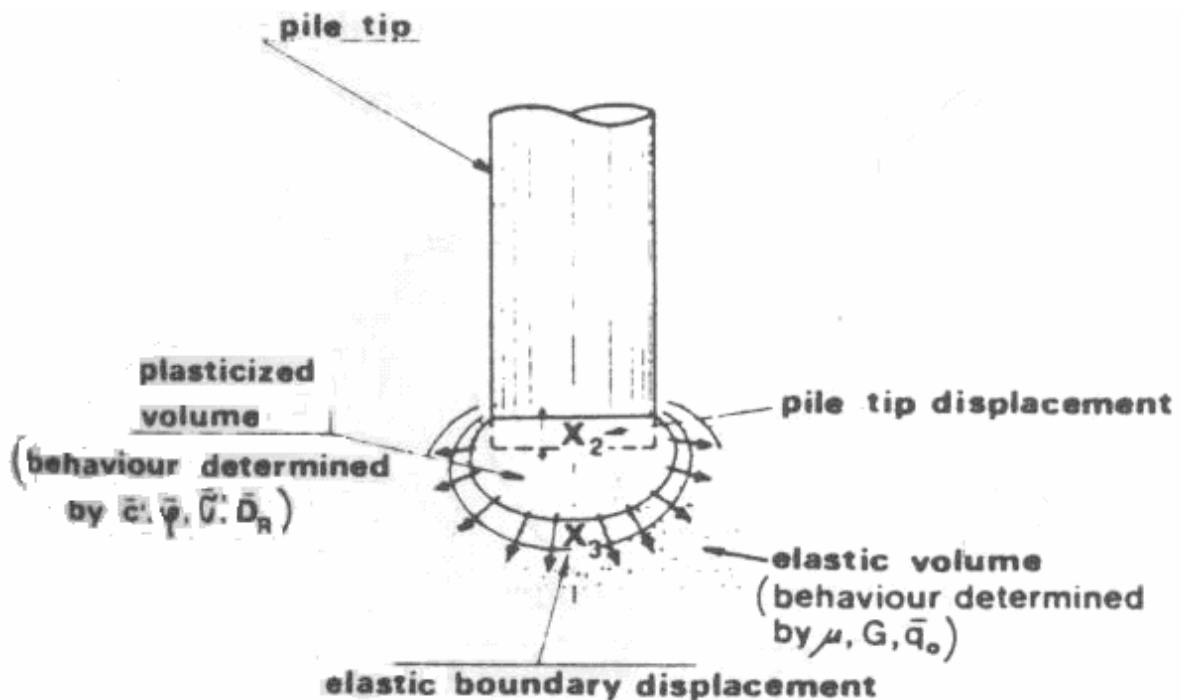


Fig I-1-19 : Modélisation de la rupture élasto-plastique sous la pointe d'un pieu par une Solution d'expansion de cavité

Partant de la similitude faite avec le comportement d'un échantillon de révolution lors d'essai triaxial et d'un grand nombre d'essais de pénétration dans les sables, PANET (1982) considère que la zone en plasticité parfaite, située à la base du pieu, est limitée par les demi-

sphères de rayons respectifs Kr_0 et r_0 Fig (I-1-20). Les éléments de sol au bord de la pointe sont supposés suivre un chemin à contrainte moyenne constante. L'expérience de la pression limite est réduite à partir des équations d'équilibre limite en symétrie sphérique. Dans le cas d'un sol non cohérent, on a :

$$R_{pl} = \frac{3}{1 + 2K_a} \cdot \sigma_{ml} \cdot K^{2(1-K_a)} \quad (I-1-14)$$

où

- K : facteur multiplicateur, fonction de la densité
- K_a : Coefficient de poussée des terres à l'équilibre limite de rupture
- σ_{ml} : Contrainte moyenne correspondant à la densité critique du sol

La difficulté dans cette méthode réside dans la détermination des frontières de la zone plastique, puisque l'auteur n'a défini au préalable aucun critère de rupture, ce qui rend donc son utilisation très délicate.

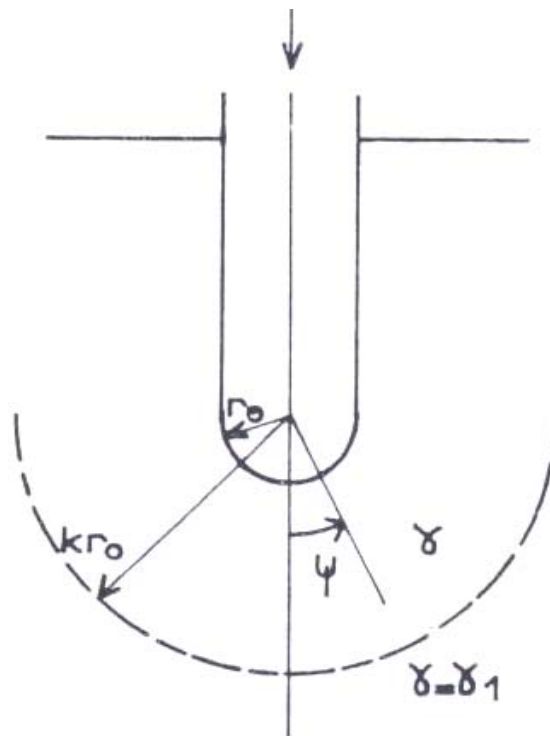


Fig I-1-20 : Forme géométrique du bulbe plastique sous la pointe d'après PANET (73)

La nouveauté dans l'étude de VESIC (1972), par rapport à la théorie classique de la mécanique des milieux continus de l'expansion de cavité, réside dans la prise en considération de la compressibilité du matériau en phase plastique et sa formulation en fonction de la contrainte moyenne.

A l'origine, le matériau est supposé sous un état de contrainte isotrope et l'expansion de la cavité cylindrique ou sphérique est due à une pression P_u uniforme dans un milieu homogène isotrope et parfaitement élasto-plastique où les formes de gravités sont négligées.

Le chemin de contraintes suivi par un élément de sol au bord de la cavité est représenté par la Fig (I-1-21), ce qui laisse supposer que les variations de volumes qui se

produisent dans la zone plastique ne dépend que des états de contraintes (1) et (4). Ainsi la courbe de déformation volumique à la rupture d'un matériau s'exprime par :

$$\delta = c_1 + c_2 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_0} \right)^m \cdot c_3 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_0} \right)^n \quad (\text{I-1-15})$$

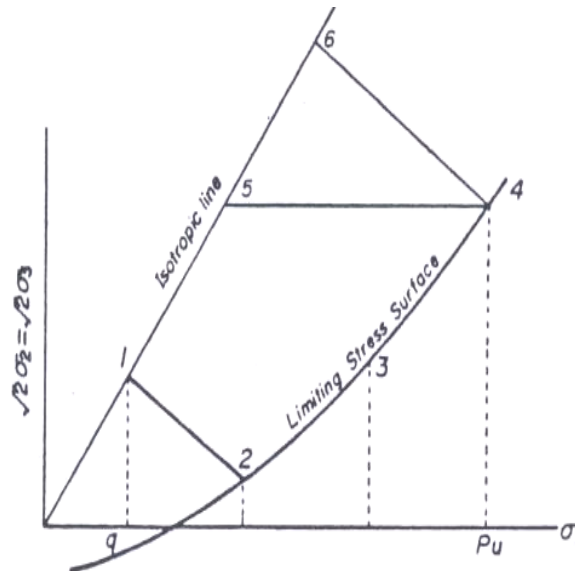


Fig I-1-21 : Chemin de Contrainte d'un élément de sols situé au bord De la cavité d'après VESIC (1972)

où

$c_2 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_0} \right)^m$: représente la déformation obtenue lors de la phase de compression Isotrope (1-5) d'un échantillon de sol.

$c_3 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_0} \right)^n$: représente la déformation volumique à la rupture lors d'une Compression triaxiale (5-4)

avec :

c_1 : Coefficient de correction

c_2, c_3, m, n : représentent les coefficients de compressibilités

σ_m : Contrainte moyenne appliquée

σ_0 : Contrainte de référence

Des équations d'équilibres, en introduisant le critère de plasticité de MOHR-COULOMB, et de la condition de conservation du volume, on déduit l'expression de la pression limite d'expansion de cavité. Dans un milieu non cohérent on a :

$$P_L = F_q \cdot q_0 \quad (\text{I-1-16})$$

Où

q_0 : Représente la contrainte isotrope initiale

F_q : Facteur adimensionnel d'expansion de cavité

• : Pour une cavité sphérique :

$$F_q = 3 \cdot \frac{(1 + \sin \varphi)}{3 - \sin \varphi} \cdot (I_{rr})^{\left(\frac{4 \sin \varphi}{3(1 + \sin \varphi)}\right)} \quad (\text{I-1-17})$$

Où

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \Delta I_r} \quad (\text{I-1-18})$$

• : Pour une cavité cylindrique :

$$F_q = (1 + \sin \varphi) \cdot \left(\frac{I_{rr}}{\cos \varphi} \right)^{\left(\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}\right)} \quad (\text{I-1-19})$$

Où

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \Delta \left(\frac{I_r}{\cos \varphi} \right)} \quad (\text{I-1-20})$$

Sachant que l'index de rigidité

$$I_r = \left(\frac{G}{q \cdot \text{tg} \varphi} \right) \quad (\text{I-1-21})$$

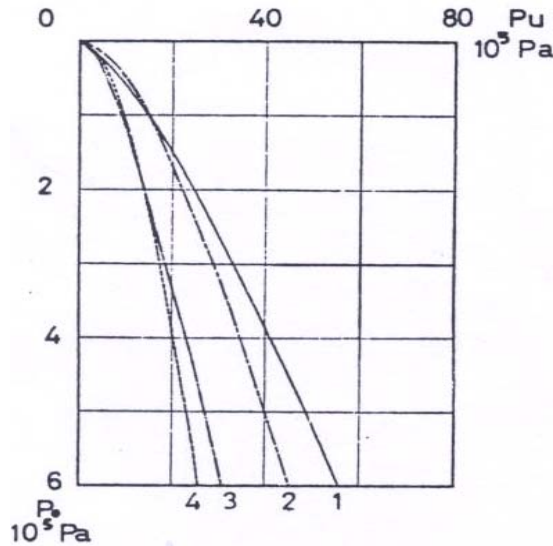
Avec un module G et un angle de frottement φ restant constant en phase élastique

Se basant sur le comportement des sols sous fortes contraintes, BALIGH (1975) introduit dans les résultats précédents, l'aspect de la décroissance de l'angle de frottement interne φ avec la contrainte moyenne, par conséquent l'enveloppe de rupture ne serait plus une droite mais plutôt une courbe convexe ayant pour expression dans le plan de MOHR-COULOMB :

$$\tau = \sigma \left[\text{tg} \varphi_0 + \text{tg} \alpha \left(\frac{1}{6} - \log \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \right) \right] \quad (\text{I-1-22})$$

Avec φ_0 et α des angles définissant l'enveloppe et dépendant à la fois de la densité et du type de sol. Ces paramètres sont déterminés expérimentalement. Pour $\alpha = 0$, l'équation redevient une relation de type MOHR-COULOMB

Pour cette théorie, la pression limite dans un sable homogène n'est plus proportionnelle à la profondeur Fig (I-1-22). Dans ce cas la résistance de pointe d'un pieu ne sera plus rattachée à P_L que par une simple expression.



1. Sol incompressible surface limite droite.
2. Sol incompressible surface limite courbe
3. Sol compressible surface limite droite.
4. Sol compressible surface limite courbe.

Fig I-1-22 : influence de la compressibilité et de la courbure de la surface Limite sur la pression limite d'après BALIGH (1975)

VESIC admet comme schéma de rupture, le schéma de la Fig (I-1-23). Il propose pour des expansions de cavité cylindrique et sphérique, les formulations suivantes de la résistance de pointe :

- Cylindrique

$$q = \lambda \left[1 + \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_c \right] e^{\left(\frac{\pi}{2} - \varphi_c \right) P_L} \quad (\text{I-1-23})$$

Où

λ : Facteur de forme de la pointe. Dans le cas d'une pointe plate $\lambda = 1 + \operatorname{tg} \varphi_c$

- Sphérique

$$q = \left[\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \sin \varphi_c} \right] e^{\left(\frac{\pi}{2} - \varphi_c - \operatorname{tg} \varphi_c \right) P_L} \quad (\text{I-1-24})$$

φ_c est l'angle de frottement interne du sol sous la pointe. En plan l'angle de frottement doit correspondre à des déformations planes. LADE et LEE d'après GHIONNA (1988) proposent la formulation :

$$\varphi(\text{PS}) = 1.5 \varphi(\text{TX}) - 17^\circ \quad (\text{I-1-25})$$

où

φ (PS) : Angle de frottement interne en déformation plane

φ (TX) : Angle de frottement interne déterminé à l'essai triaxial

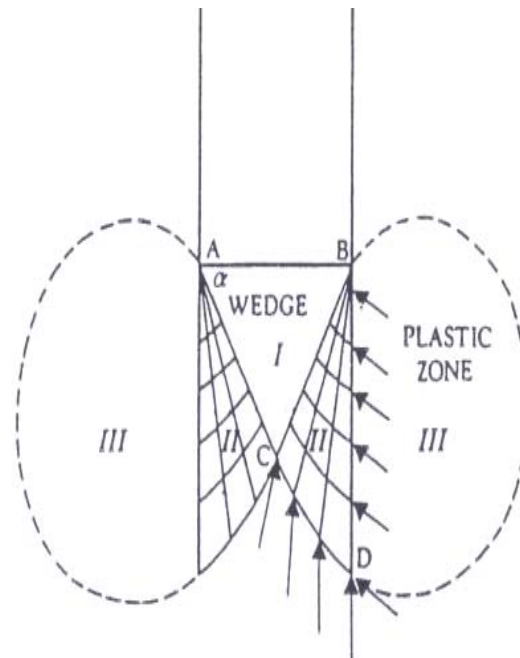


Fig I-1-23 : Schéma de calcul en plasticité parfaite VESIC d'après JAMIOLKOWSKI et al (1985)

JAMIOLKOWSKI et al (1985) ont essayé de valider cette approche à l'aide d'essais pénétrométriques et pressiométriques en chambre de calibration. Prenant en considération l'axisymétrie du problème, ils ont tenté d'évaluer la résistance de pointe en introduisant dans la relation en expansion de cavité cylindrique de VESIC (1972), d'une part les hypothèses formulées par BALIGH et al (1975), d'autre part la pression limite issue des expériences. Les résultats de calcul ont été confrontés aux résistances de pointe mesurées et ceci pour chaque densité relative de l'échantillon considéré Fig (I-1-24). Les auteurs notent une bonne concordance. Par ailleurs la comparaison des valeurs théoriques du rapport q_c/P_L avec ceux des expériences, est indiquée sur la Fig (I-1-25). Ces données sont considérées par plusieurs auteurs comme trop élevées. Celles généralement proposées étant comprises entre 5 et 10 pour un sol pulvérulent.

GREEUW et al (1988) ont réalisé des essais pénétrométriques en chambre de calibration sur des sables fins avec des densités variant entre 30% et 87%. Les surcharges verticales appliquées sont de l'ordre de 100kPa et 250 kPa. Ces auteurs ont également procédé à un calcul de pression limite basé sur le modèle d'expansion de cavité sphérique développé par CARTER et al (1986). L'évolution du rapport de la résistance de pointe mesurée à la pression limite calculée (q_c/P_L), est représentée sur la Fig (I-1-26). On remarque que ce rapport décroît rapidement avec l'augmentation de la densité relative pour devenir pratiquement constant au-delà d'une valeur de $D_r = 50\%$. Cette variation est tout à fait en contradiction avec celle de JAMIOLKOWSKI et al (1985).

Notons également les résultats de RENOUD-LIAS (1978) issue des essais pénétrométriques et pressiométriques réalisés en chambre de calibration sur le sable d'Hostum gros ($D_{50} = 0.7\text{mm}$). La Fig (I-1-27) montre clairement qu'à une profondeur donnée, ce rapport (noté R_p / Pl_c) croît lorsque la densité du sol augmente

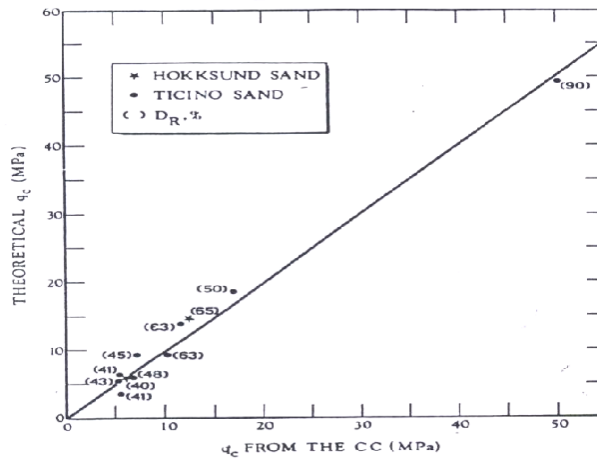


Fig I-1-24 : Comparaison entre la résistance de pointe calculée et mesurée d'après JAMILOKOWSKI et al (1978)

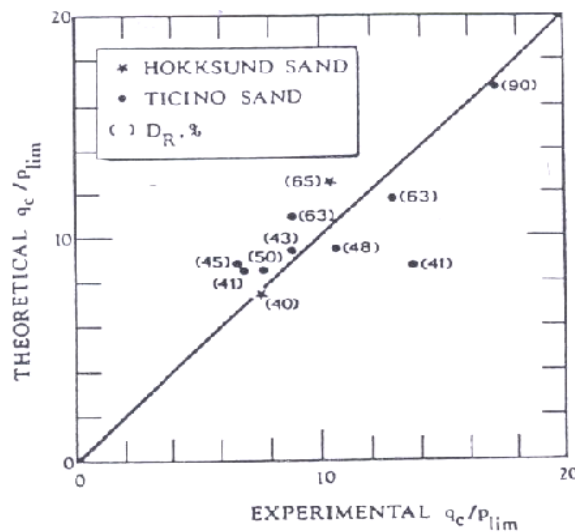


Fig I-1-25 : Variation de rapport q_c / p_{lim} d'après JAMIOLKOWSKI et al (1978)

Le passage de la pression limite d'expansion de cavité cylindrique à la résistance de pointe d'un pénétromètre ou d'un pieu, peut se faire au moyen du schéma de rupture proposé par MENARD (1975). Un calcul en plasticité élémentaire sans aucune hypothèse sur la compressibilité du matériau, permet de relier q et P_L par la formulation suivante :

$$\left(\frac{q}{P_L}\right) = \operatorname{tg}\left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right] \cdot \frac{e^{\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg}\varphi}}{\cos\varphi} \quad (\text{I-1-26})$$

Ce rapport est une fonction croissante de φ , donc de la densité relative également, ce qui tend à contredire une fois de plus les résultats de GREEUW et al (1988)

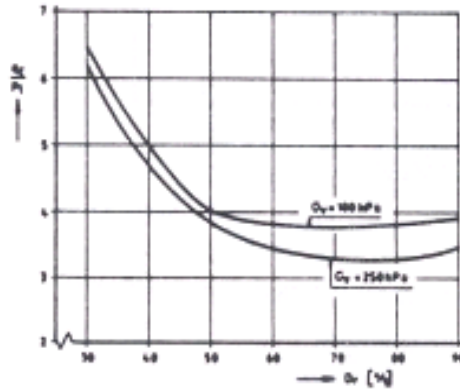


Fig I-1-26 : Rapport de la résistance de pointe mesurée à la pression limite calculée
En fonction de la densité relative d'après GREEUV et al (1988)

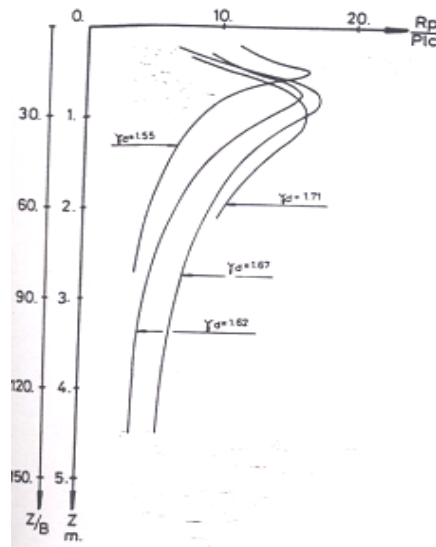


Fig I-1-27 : Evolution du rapport q_p/q_l_c d'après RENOUD-LIAS (1978)

Dans le cadre de son étude sur l'essai de pénétration statique dans les milieux granulaires drainés, LAST cité par GHIONNA (1988), propose pour la région en plasticité parfaite qui se développe sous la pointe, un schéma avec des lignes de glissements qui rejoignent une surface limite d'une cavité en expansion cylindrique Fig (I-1-28). La résistance de pointe calculée est donnée par la formule:

$$q = \left(\frac{w}{T} \right) \cdot P_L \quad (\text{I-1-27})$$

Avec

w : Facteur de résistance du cône qui dépend de l'angle φ_c et de la rugosité de la pointe

$$T = 1 + \text{tg}^2 \varphi_c$$

P_L : Pression limite d'une expansion de la cavité cylindrique

Le calcul s'étant effectué à deux dimensions, il convient d'introduire un coefficient de forme S_q pour de tenir compte de l'axisymétrie du problème. D'après DE SIMONE et al (1988), ce facteur n'est pas constant Fig (I-1-29). Il varie énormément avec l'angle de frottement φ et l'obliquité des contraintes ω agissant sur la pointe du pieu.

L'expression de la formule de la pointe sera :

$$q = S_q \cdot \left(\frac{W}{T} \right) \cdot P_L \quad (\text{I-1-28})$$

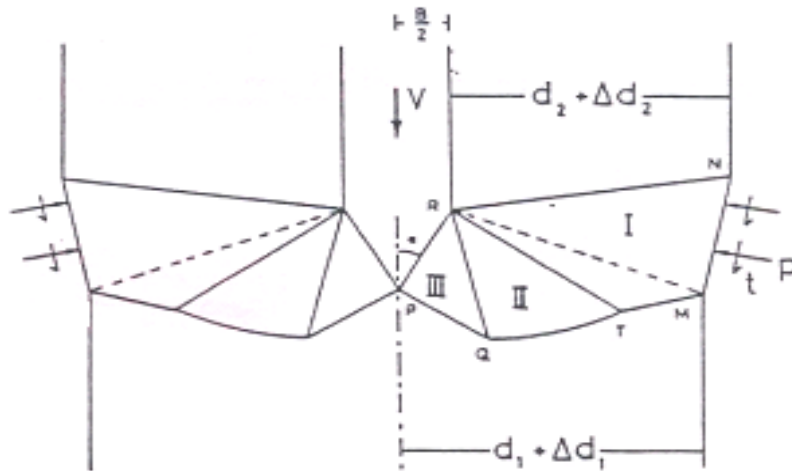


Fig I-1-28 : Schéma de calcul en plasticité parfaite (LAST d'après GHIONNA (1988))

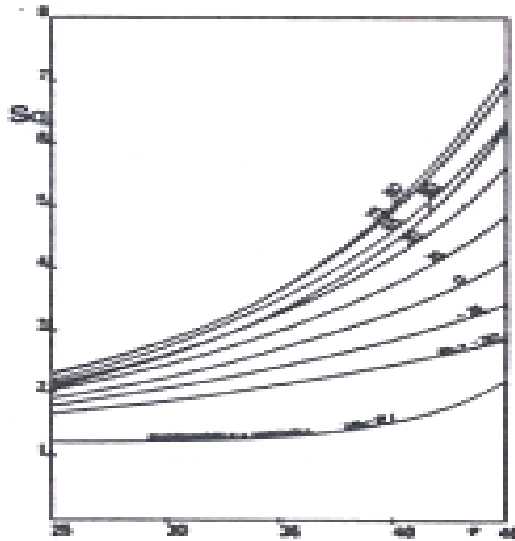


Fig I-1-29 : Facteur de forme S_q d'après DE SIMONE et al (1988)

I-1-4 : Problèmes du critère de plasticité :

I-1-4-1 : Evolution de l'angle de frottement :

Sous forte contrainte l'effet le plus significatif du comportement des sols est la diminution de l'angle de frottement interne au pic due essentiellement au degré d'écrasement des grains en fonction de la contrainte moyenne appliquée. Ce résultats est très important car souvent, et pour des raisons pratiques, on se contente d'extrapoler les données issues des essais triaxiaux conventionnels qui n'exède pas en général une contrainte moyenne de 10 bar. Or sous la pointe des pieux ancrés en grande profondeur, en mer du nord par exemple, les contraintes sont de l'ordre de 10 à 60 MPa dans le cas des sables siliceux très denses. Ce phénomène se traduit évidemment par une courbure de l'enveloppe des cercles de MOHR. Le LONG (1968), BISHOP (1966), VESIC et CLOUGH (1968) ainsi que d'autres auteurs ont montré que cette décroissance de l'angle de frottement est d'autant plus sensible que la densité initiale du matériau est grande.

VESIC et CLOUGH (1968) montrent que la baisse de l'angle de frottement s'écant avec l'accroissement de la contrainte moyenne n'est pas continue, mais qu'elle présente une limite inférieure Fig (I-1-30) qui correspond à la contrainte moyenne σ_M d'attrition des grains au-delà de laquelle le mécanisme de rupture des grains est prépondérant et la résistance au cisaillement des sables devient indépendante de la densité initiale de l'échantillon.

Les essais de compressions triaxiales sous fortes contraintes de confinement, réalisés par COLLIAT (1986) à l'I.M.G, laboratoire 3SR, avec des matériaux de natures différentes, indiquent de la même façon Fig (I-1-31), que dans le cas des sables siliceux, la résistance au cisaillement passe par une valeur minimale correspondant à l'angle caractéristique. Ce dernier

est défini comme étant l'angle correspondant au maximum de l'enchevêtrement possible des grains. Dans le cas des sables carbonatés, il apparaît que l'angle de frottement continue à diminuer dans le domaine des contraintes de confinement considéré.

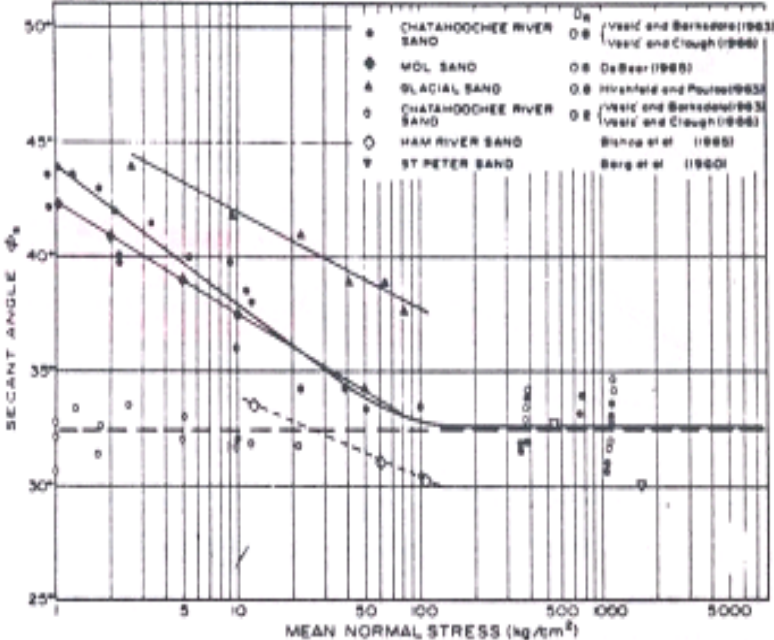


Fig I-1-30 : Evolution de l'angle de frottement sécant ϕ_s en fonction de la contrainte Moyenne d'après VESIC et CLOUGH (1968)

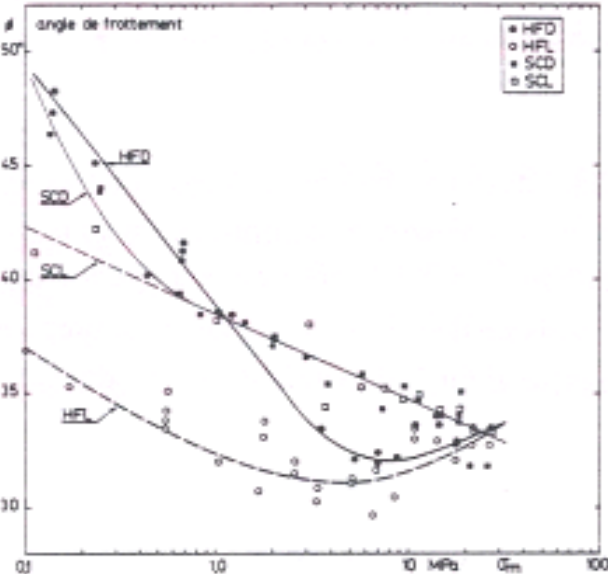


Fig I-1-31 : Evolution de l'angle de frottement au pic de la contrainte en fonction de La contrainte moyenne d'après COLLIAT (1986)

Ce phénomène est attribué par plusieurs auteurs au seul effet d'écrasement des grains, comme le montre la Fig (I-1-32) tirée de l'étude de COLLIAT (1986). Ceci met en évidence l'influence de la nature minéralogique, de la distribution granulométrique et de la forme des particules du sable sur la résistance maximale du matériau considéré.

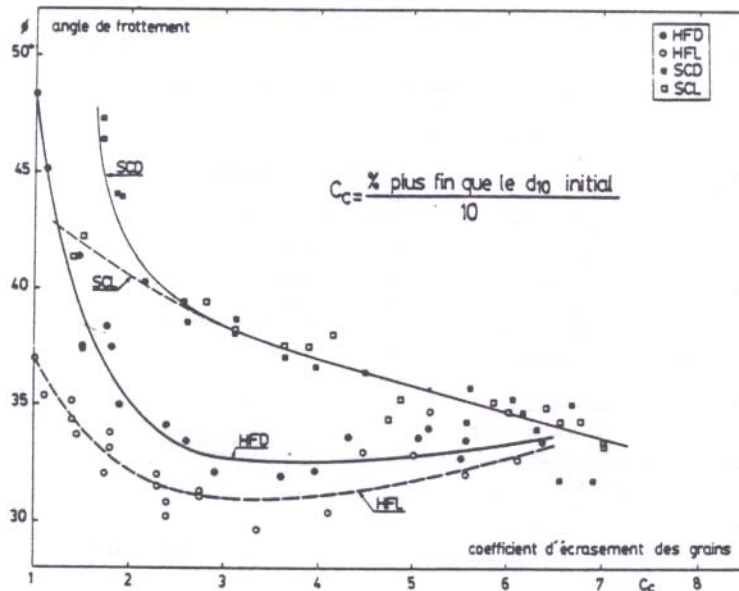


Fig I-1-32 : Corrélation entre l'angle de frottement au pic de contrainte et l'effet d'écrasement des grains d'après COLLIAT (1986)

I-1-4-2 : Compressibilité du sol :

Le paragraphe I-2-1 montre que sous la pointe, d'un chargement d'un pieu profond, les matériaux granulaires suivent un comportement contractant. Leurs compressibilités semblent être l'un des paramètres les plus importants dans le calcul de la résistance de pointe. La compressibilité d'un échantillon de sol est due en particulier :

- à la variation de l'enchevêtrement des grains qui provient soit du glissement ou de la rupture des grains
- à la déformation des surfaces de contacts inter-granulaires

NAUROY et le TIRANT (1983) ont défini l'indice de compressibilité C_p d'un échantillon de sable, soumis à une compression isotrope ou oedométrique, comme la pente au point P correspondant à la contrainte de confinement considérée de la courbe (e-logP). Les essais de compression isotrope réalisés par ces auteurs à l'appareil triaxial, montre que les sables carbonatés sont très compressibles par rapport aux sables siliceux. L'indice de compressibilité C_p augmente continuellement dans le domaine des faibles contraintes mais tend vers une valeur limite dépendant de la nature du sable et de la densité relative D_r pour des contraintes de 1MPa Fig (I-1-33)

LEGENDE

SYMBOLE		SITES	% CaCO ₃	ORIGINE
○	CA	Caribes	98	algues
●	F	Flandre Bay	100	coquilles
•	CH	Manche	90	coquilles
—	C2	Bretagne (France)	83	coquilles et corail
□	AG2	Golfe Arabe	98	corail
△	C1	Manche	90	coquilles
▽	AG1	Golfe arabe	90	détritique
•	S	Fontainebleau (France)	0	terrigène
∇	O	Mer d'Irlande	100	coquilles et corail

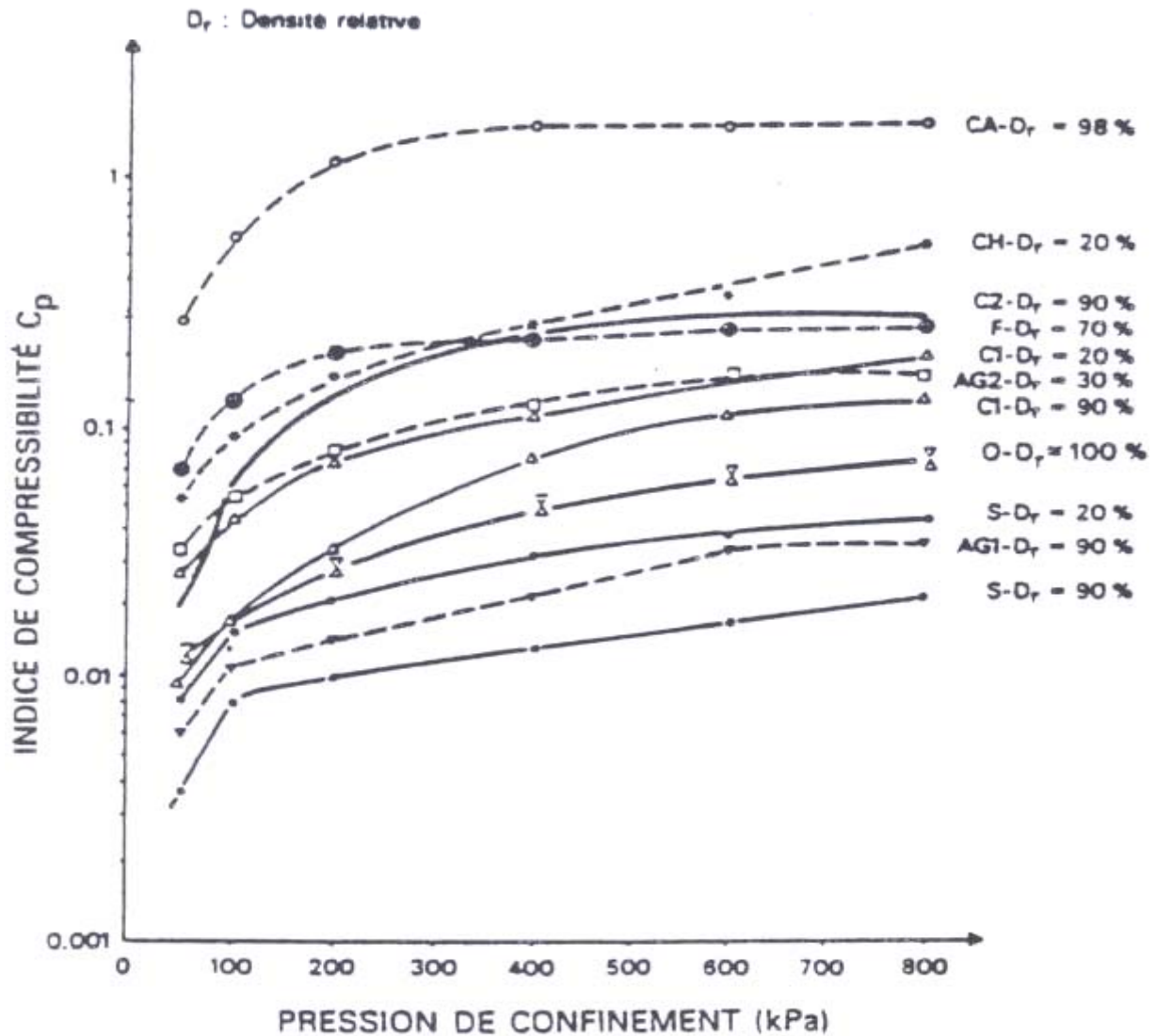


Fig I-1-33 : Influence de la pression de confinement et de la densité relative sur l'indice de compressibilité des sables d'après NAUROY et LE TIRANT (1983)

Dans le même ordre d'idée, COLLIAT (1986) a réalisé des essais œdométrique sous des contraintes axiales atteignant 100MPa. En suivant une procédure identique à celle de NAUROY et LE TIRANT (1983), les résultats obtenus montrent que l'indice de compressibilité C_p augmente dans le domaine des faibles contraintes et atteint une valeur limite maximale dans le domaine des fortes contraintes de l'ordre de 5MPa pour le sable carbonaté, et de 50MPa pour les sable siliceux Fig (I-1-34). D'autre part, l'indice de compressibilité limite tend vers la même valeur pour les matériaux étudiés $C_p = 0.6$ et leur comportement globale est identique à un décalage en contrainte prés. Selon l'auteur, ce décalage peut être attribué à la résistance des particules de sable à l'écrasement.

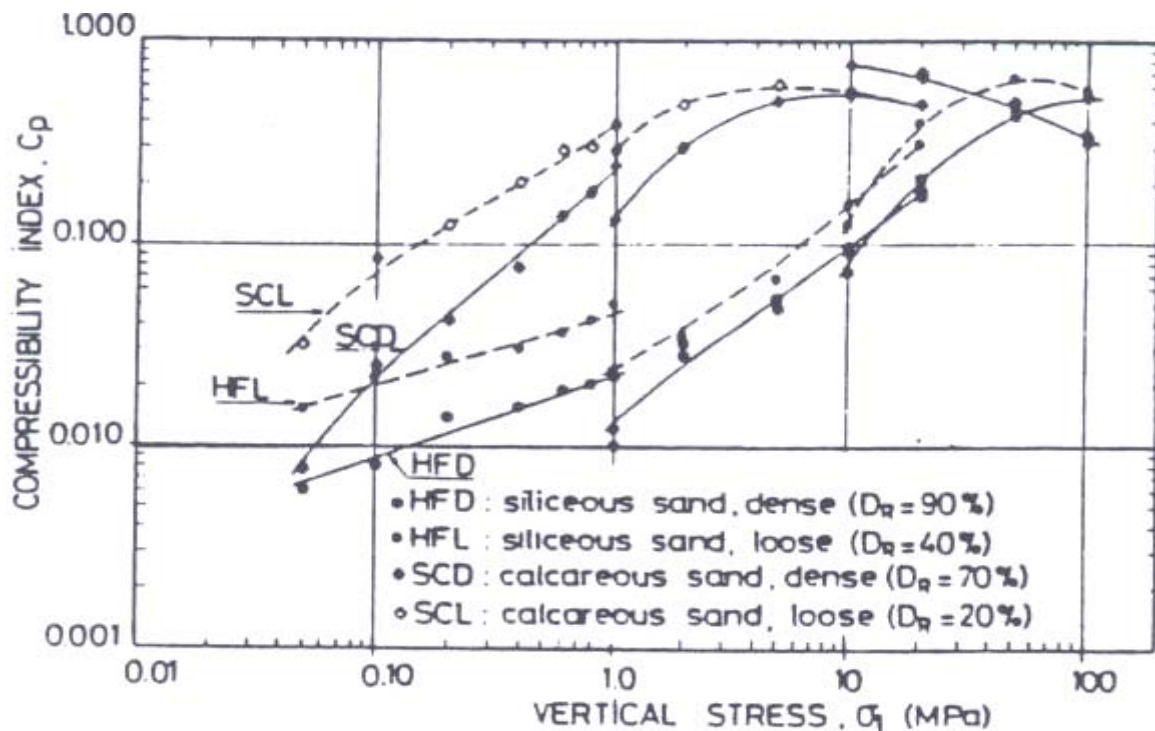


Fig I-1-34 : Evolution de l'indice de compressibilité avec la contrainte oedométrique d'après ROBERT et al COLLIAT (1986)

Pour les niveaux de contraintes usuelles - inférieur à 1MPa – il est tout à fait bien connu que les déformations des sables sont presque instantanées. Certains auteurs ont mis en évidence un effet du temps sur les déformations lorsque le niveau de contrainte devient élevé. Pour ce problème, on peut se référer aux résultats obtenus par ROBERTS et DE SOUSA ,cités par COLLIAT, et COLLIAT(1986) lors d'essais œdométriques réalisés sur des matériaux granulaires sous des contraintes allant jusqu'à 100MPa. La Fig (I-1-35) montre que le tassement continue de façon linéaire et que la fin de consolidation n'est toujours pas visible après 24 heures de chargement. Ce phénomène de fluage pourrait être dû à la rupture en chaîne des grains qui se développe à vitesse décroissante dans le temps.

I-1-5 : Conclusion sur l'effort de pointe

Contrairement aux fondations superficielles, les fondations profondes induisent dans le sol des niveaux de contraintes très élevés. S'agissant d'un milieu pulvérulent, le comportement général change graduellement en fonction de la contrainte moyenne appliquée,

ce qui implique naturellement la prise en considération de l'évolution des paramètre décrivant les modèles rigides-plastiques pour le calcul de la résistance de pointe à grande profondeur.

Toutes les observations expérimentales montrent qu'aux grands enfoncements, dans les milieux granulaires, il se développe sous la pointe d'un pieu une zone fortement comprimée correspondant apparemment à l'apparition de « palier » de résistance. La compressibilité et l'effet d'écrasement des grains se produisant au sein de cette zone, sont étroitement lié à la nature minéralogique, à la distribution granulométrique et à l'état de contraintes qui y règne.

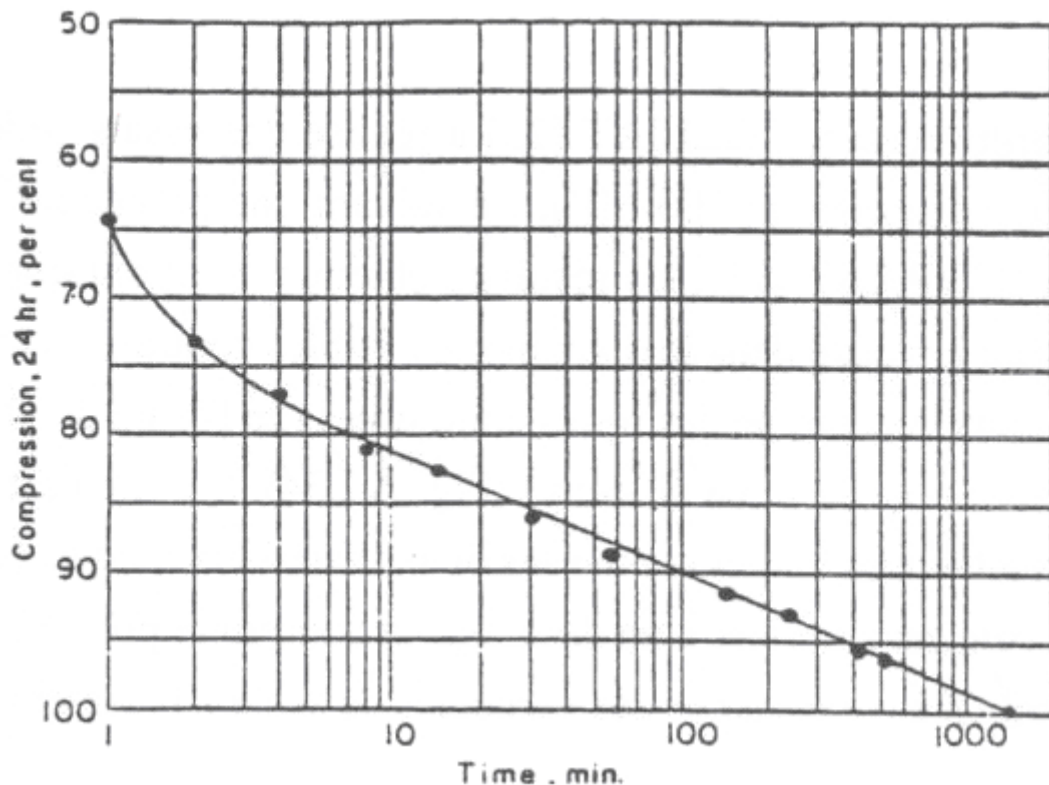


Fig I-1-35 : Evolution du tassement avec le temps lors d'un essai oedométrique sous forte Contrainte ROBERTS et al d'après COLLIAT (1986)

Malgré les nombreux résultats publiés, il semble qu'au moins trois phénomènes particuliers à la mobilisation de la résistance de pointe à grande profondeur nécessitent des éclaircissements.

- de vérifier l'existence ou non du « palier »,
- d'apporter une meilleure compréhension des différents phénomènes se produisant dans le sol à proximité de la pointe du pieu,
- de définir quels sont les modèles les mieux à même de représenter l'évolution de la résistance de pointe avec la profondeur.

I-1-6 : Frottement latéral

Lors du chargement axiale statique d'un pieu, la Fig (I-1-36) montre que la force en tête est transmise au sol tout d'abord par frottement latéral progressivement de haut en bas du

pieu. Lorsque la totalité des efforts de frottement ont été mobilisées, le surplus de la surcharge appliquée est transmis directement à la pointe du pieu.

Le frottement latéral unitaire moyen mobilisé entre deux sections successives du pieu, peut être calculé en déterminant la pente de la courbe de répartition de la charge ramenée à la surface du tronçon de pieu considéré. On remarque facilement que le frottement latéral le long du pieu n'est pas uniforme. Dans la phase des grands enfoncements le frottement est maximal à proximité de la pointe.

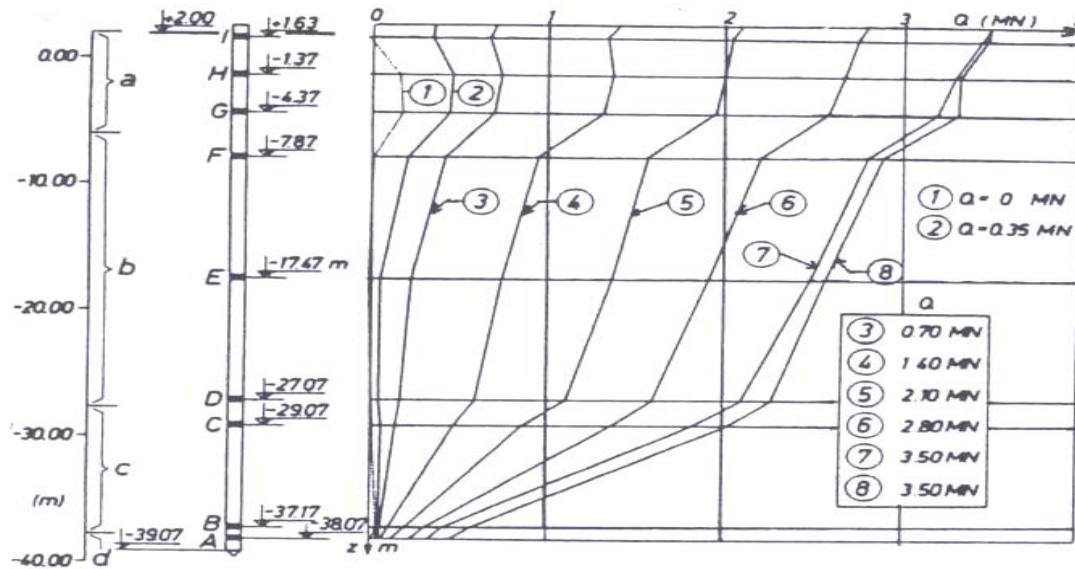


Fig I-1-36 : Répartition de la charge le long du pieu pour les différentes étapes de chargement SOVINC et al (1985)

La Fig (I-1-37) représente un exemple typique de mobilisation du frottement latéral au cours du chargement statique d'un pieu ancré dans le sol. La courbe de mobilisation est caractérisée par une phase linéaire relative aux faibles déformations et un palier de frottement (frottement limite) qui correspond aux grands déplacements relatifs sol-pieu

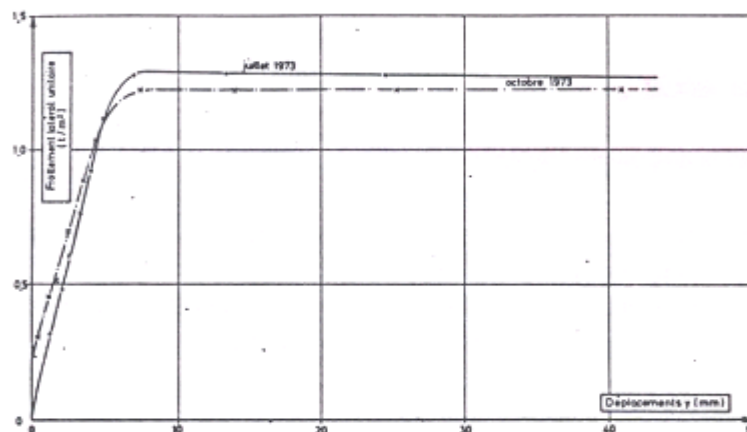


Fig I-1-37 : Mobilisation du frottement latéral lors d'un essai de chargement de pieu BUSTAMANE et al (1976)

I-1-6-1 : Expression classique du frottement latéral

Si on considère que le matériau traversé par le pieu est sans cohésion et que la contrainte effective de cisaillement qui se mobilise à l'inter-face sol-pieu est du type COULOMB, l'expression du frottement limite est :

$$\tau = \sigma'_h . tg \delta \quad (I-1-29)$$

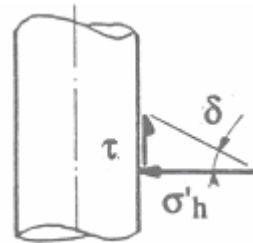
Avec

δ : obliquité des contraintes

σ'_h : contrainte effective normale au fût

En posant

$$K = \left(\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \right) \quad (I-1-30)$$



L'expression devient :

$$\tau = K \sigma'_v . tg \delta \quad (I-1-31)$$

Où

σ'_v : contrainte effective verticale, due au poids des terres à la profondeur

Considérée

K : représente le coefficient de pression latéral de sol

La formule (I-1.31) signifie que la détermination du frottement latéral à la rupture passe par l'évaluation de l'angle δ et du coefficient de pression des terres K. Ce facteur peut prendre des valeurs très différentes de la valeur $K_{initiale}$ après installation du pieu ou du coefficient K_0 régnant au sein du massif semi-fini à la même profondeur. Cet écart par rapport à la valeur initiale dépend en particulier de :

- du type et de la dimension du pieu, et de la méthode de sa mise en place
- de la nature minéralogique du sol et de ses caractéristiques de dilatance-contractance (Densité du massif et niveau de contrainte)
- de la rugosité de la surface du pieu

I-1-6-2 : Cas d'un pieu moulé

Une multitude d'expériences de visualisation des phénomènes de frottement le long d'inclusion dans les matériaux granulaires, comme celles de WERNICK (1978), PLUMELLE (1979) sur des pieux moulés, ou celles de ROBINSKY et MORRISON (1964), ou plus récemment celles de HOTEIT (1990), montrent que les grands déplacements du sol se localisent dans une zone de faible épaisseur au contact sol-pieu, qui constitue l'interface.

L'épaisseur de cette zone est liée à la taille de sol. Elle est de l'ordre d'une quinzaine à une vingtaine de grains.

Le mécanisme représentant ce phénomène est très proche de celui d'un cisaillement direct sol-plaque rugueuse, si on néglige pour une première approximation les déformations du sol dans la zone située au delà de l'interface. La différence avec l'essai de cisaillement d'interface classique, pour lequel la contrainte normale est imposée constante, vue que la fine zone d'interface est le siège de phénomènes de dilatance et de contractance et que le massif de sol environnant situé au-delà de la zone d'interface encaisse par l'intermédiaire de sa rigidité latérale. Ceci entraîne une variation de la contrainte normale pendant le chargement de l'inclusion. SCHLOSSER et GUILLOUX (1981) qualifient ce phénomène de frottement apparent.

En première approche, on peut considérer que les phénomènes de dilatance et de contractance dans la zone d'interface font agir la frontière extérieure de l'interface avec des sollicitations radiales de type pressiométrique.

On peut alors simuler d'une manière simplifiée, le chemin de la sollicitation suivi par le sol au voisinage du pieu par un essai direct à rigidité normale imposée, tel que l'a développé BOULON (1986)

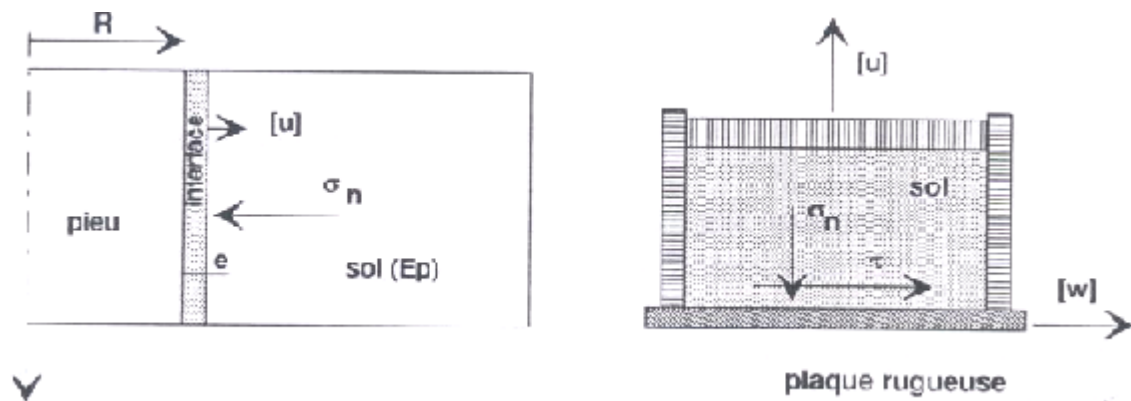


Fig I-1-38 Analogie entre cisaillement sol-pieu et un essai de cisaillement direct d'interface avec la rigidité imposée

Un calcul simplifié montre que la rigidité latérale équivalente k , à considérer dans cet essai de cisaillement plan, peut être reliée au module pressiométrique et au rayon de l'inclusion par :

$$k = \frac{\dot{\sigma}_n}{\dot{u}} = 2 \frac{E_p}{R + e} \quad (\text{I-1-32})$$

Avec :

- $\dot{\sigma}_n$: Incrément de contrainte normale
- \dot{u} : Incrément de déplacement radial à la frontière de l'interface
- E_p : module pressiométrique du sol
- R : rayon de l'inclusion
- e : épaisseur de la bande cisailée

Du fait que l'installation d'un pieu moulé remanie peu le sol, l'état de contraintes et la densité au voisinage du pieu sont alors bien connus. Pour un pieu moulé le coefficient de poussée des terres après mise en place peut être pris égal à K_0 et la contrainte normale initiale appliquée dans un appareil de cisaillement est alors $K_0 \sigma_v$. Les essais pressiométriques réalisés in situ pour un sol quelconque devrait permettre une évaluation du module pressiométrique du

sol et la rigidité d'interface sol-pieu. Les essais pressiométrique réalisés dans les chambres de calibrage pour les sables Hostun RF et Hostun gros, laboratoire 3SR, permettent de déterminer les rigidités normales d'interface correspondant à des pieux réels ou des pieux modèles et donner ainsi des prévisions du frottement latéral mobilisé le long de l'inclusion.

Pour les conditions aux limites autour du pieu, nous pouvons distinguer les deux cas extrêmes :

- 1 : contrainte normale constante $k = 0$
- 2 : les déplacements latéraux nuls, condition oedométrique $k = \infty$

Dans le cas d'un pieu réel on trouve des conditions intermédiaires, en général plus proche du cas à contrainte normale constante, surtout pour les pieux de grand diamètre qui ont de faibles rigidités d'interface. Dans ce cas les contraintes normales au fût du pieu évoluent peu pendant le cisaillement.

Par contre, le travail des ancrages de petit diamètre, encastrés à faibles profondeurs, s'approche plutôt de la condition oedométrique. Au cours de cisaillement des ancrages dans le sable dense Fig (I-1-39), on observe une forte augmentation de contraintes normales, due au phénomène de la dilatance du sable, analogue à celle mesurée lors des essais de cisaillement direct d'interface dans le sable dense à forte rigidité imposée. L'augmentation des contraintes normales sur le fût des ancrages dans le sable lâche est nettement plus faible que dans le cas du sable dense.

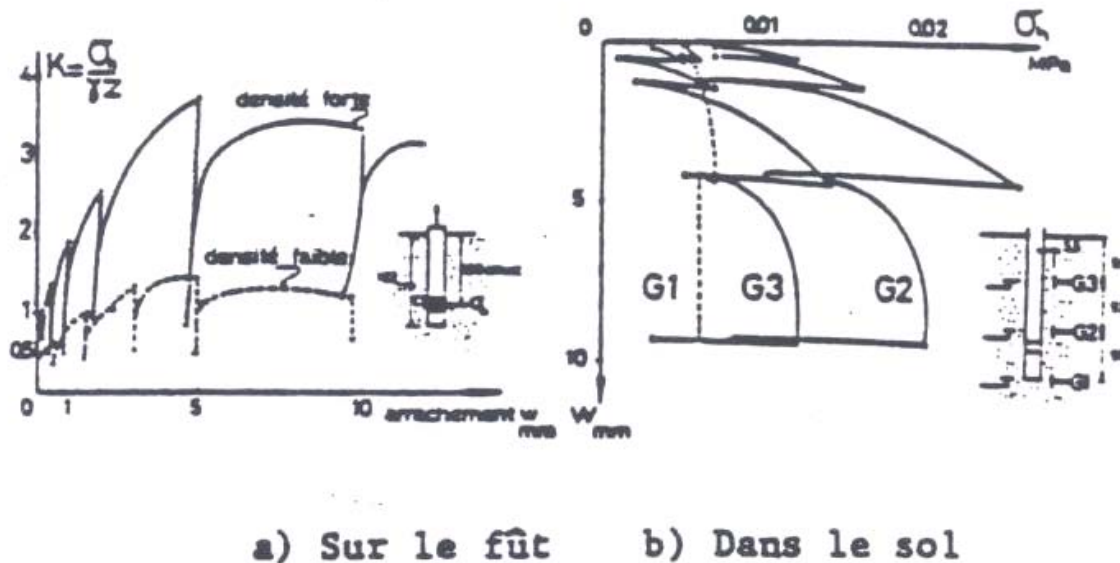


Fig I-1-39 Evolution de la contrainte radiale lors de l'arrachement d'après PUECH et al (1979)

Des expériences de cisaillement direct d'interface ont été réalisées au laboratoire 3SR par PLYTAS (1985), VALIN (1985), HOTEIT (1990) pour des sables de rigidités différentes. L'évolution de la contrainte normale donnée au cours des essais de cisaillement direct d'interface Fig (I-1-40), est identique à celle mesurée pendant l'arrachement des ancrages. Pour un sable donné, le coefficient de poussé des terres K est d'autant plus grand que le sable

montre un comportement dilatant, que le pieu est plus rugueux et que les déplacements sont plus restreints. Dans les mêmes conditions d'essais, le coefficient K est plus élevé pour le sable siliceux que pour le sable carbonaté.

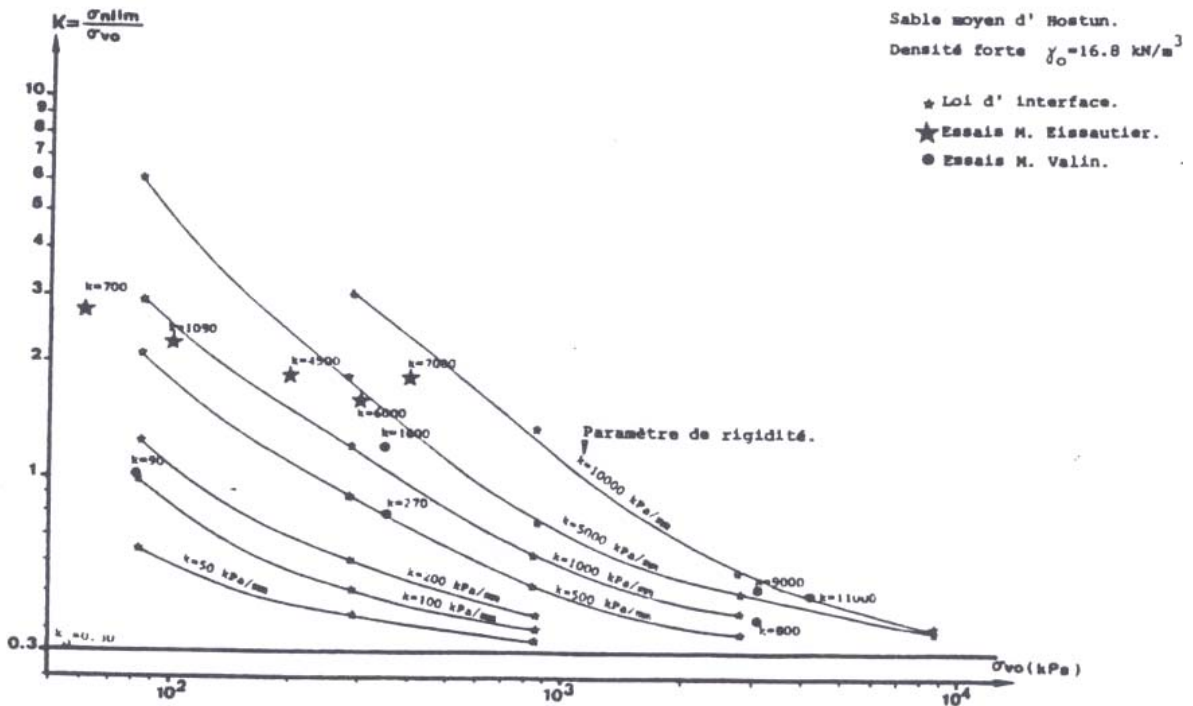


Fig I-1-40 Evolution du coefficient de poussée des terres maximal pour le sable d'Hostun dense $d_{50} = 0,70\text{mm}$

Une évolution typique de l'obliquité des contraintes mesurées lors du fonçage continu du pieu modèle est donnée d'après LEHANE et JARDINE (1993) Fig (I-1-41).

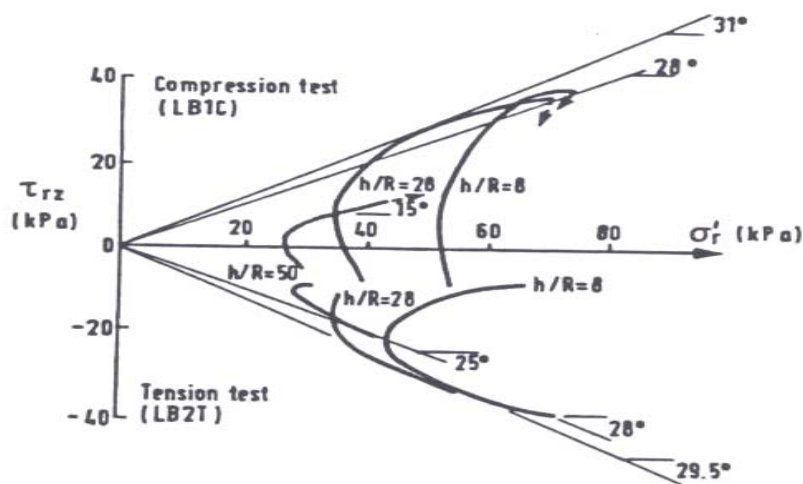


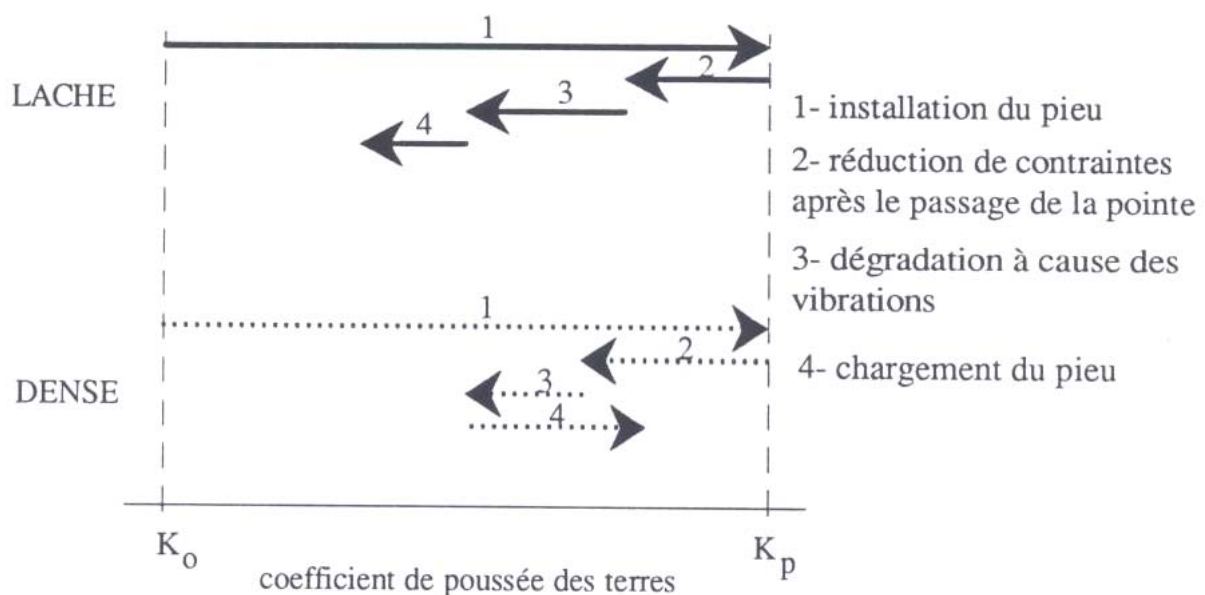
Fig I-1-41 Evolution de l'angle δ lors d'un enfoncement du pieu modèle d'après LEHANE et JARDINE (1993)

L'angle δ passe d'abord par une valeur maximale pour se stabiliser en grandes valeurs de contrainte normale. Les essais de cisaillement d'interface sol-plaque rugueuse à contrainte normale constante effectués par PLYTAS (1985) ont montré que l'angle δ_{pic} diminue avec le niveau de contraintes et augmente avec la compacité du sable. Par analogie avec l'angle de frottement interne en grandes déformations ϕ_{cv} , l'angle limite de frottement à l'interface δ_{cv} est aussi indépendant de la densité relative du sol. Il est fonction du type de sable, du niveau de contrainte, de la rugosité et de la rigidité d'interface. En revanche, il semble être indépendant du diamètre d'inclusion. L'angle δ_{cv} est utilisé pour le dimensionnement en frottement de pieu offshore

Le comportement d'interface peut être décrit par un seul paramètre le frottement apparent $\beta = Ktg\delta$ qui rassemble à la fois l'évolution de la poussée des terres K (sol au voisinage de l'interface) et de l'angle d'obliquité de contrainte δ (nature de l'interface)

I-1-6-3 : Cas d'un pieu battu

Pour modéliser le cisaillement d'interface sol-pieu sur un chemin de sollicitation quelconque on fait des essais de cisaillement d'interface à rigidité contrôlée. La première difficulté est de déterminer et de prévoir le chemin de sollicitation réellement suivi in situ, la rigidité pressiométrique ne restant pas constante au cours du chargement d'un pieu. Celle-ci est surtout difficile pour les pieux battus où la méthode de mise en place modifie les contraintes et la structure du sol autour du pieu. Le modèle typique d'évolution du coefficient K pendant l'installation et le chargement du pieu est donné ci-dessous Fig (I-1-42)



.Fig I-1-42 Variation de la contrainte latérale dans le sol pendant le battage et chargement statique du pieu

Au cours de l'installation le coefficient de poussée des terres peut s'approcher de la valeur de butée K_p quand un bulbe formé sous la base du pieu refoule complètement le sol à son passage. L'état de contraintes dans le sol au-dessus de la pointe est lié directement à la résistance de la base du pieu. Les essais de chargement des pieux réels mis en place par battage VESIC (1970), ainsi que les mesures réalisées par LEHANE (1993) pendant le

fonçage continu du pieu-modèle instrumenté ont démontré que le frottement maximal est localisé juste au-dessus de la pointe et il est proportionnel à la capacité portante de la base du pieu par la relation suivante :

$$\frac{\tau_{MAX}}{q_c} = S_t \operatorname{tg} \delta \quad (\text{I-1-33})$$

Où :

S_t : rapport de la contrainte effective radiale au fût du pieu au voisinage de la pointe et de la résistance de la base du pieu. Selon FLEMING d'après RANDOOLPH et al (1992) $S_t=0,02$

δ : l'angle d'obliquité de contrainte égal à $\varphi-5^\circ$

Vu les déplacements importants sol-pieu, ce sont les angles de frottement limite φ_{cv} et δ_{cv} qui sont pris en compte

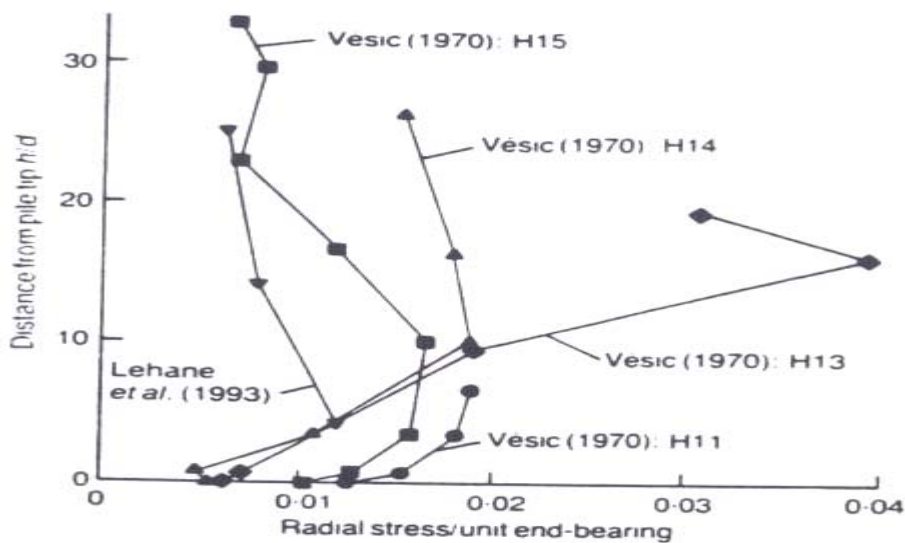


Fig I-1-43 Les contraintes radiales mesurées au voisinage de la pointe d'après RANDOLPH (1994)

FORAY et PUCH (1976) ont démontré une relation de ce type à partir des modèles en plasticité parfaite. La valeur limite du frottement latéral le long du fût Fig (I-1.44) est une fonction de l'angle de frottement φ du sol (compacité du sol) et de la rugosité du pieu. Les valeurs du rapport τ / q sont relativement faibles en raison de la faible rugosité de la surface et du petit diamètre des pénétromètres utilisés. L'enfoncement du pieu de 5,4 cm effectué par KERISEL (1962) donne des valeurs du rapport nettement plus fortes.

Les mesures effectuées sur les pieux modèles par NAUROY et LE TIRANT (1983) montrent que les contraintes normales aux alentours du pieu durant son installation changent de 0,6 à 2,85 fois en fonction de la compressibilité du sable, du déplacement du pieu et de sa mise en place.

Dès que la base du pieu passe à une profondeur considérée, une faible décroissance du coefficient K s'amorce en raison de la diminution du phénomène de refoulement. L'étendue de la zone de forts coefficients K a été estimée lors de la modélisation au laboratoire 3SR (1989) à 15 diamètres pour un pieu conique et à 7-8 diamètres pour un pieu plat à partir de sa base.

Dans la section courante du pieu éloignée de la pointe le refoulement est moins important. En revanche on observe le phénomène de dégradation du frottement lié à un travail d'écrasement des grains et au phénomène d'orientation des grains le long de la direction de

sollicitation. La contractance au sein de l'interface diminue alors la contrainte normale au fût du pieu.

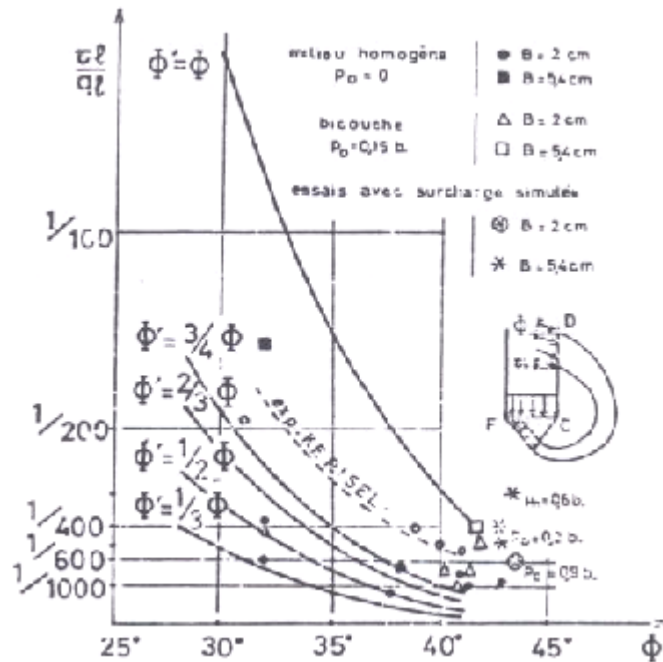


Fig I-1-44 Rapport frottement latéral limite / effort de pointe limite d'après FORAY et PUECH (1976)

MOKRANI (1991) a mesuré l'évolution des contraintes dans le massif de sol pendant le battage des pieux dans la chambre de calibration du laboratoire 3SR de l'IMG (Grenoble). La Fig (I-1-45) regroupe les variations des contraintes radiales, verticales et ortho-radiales enregistrées au cours de l'expérimentation par des capteurs installés à la profondeur de 75 cm à la distance de 3,5 diamètres du pieu. On s'aperçoit que les trois contraintes diminuent au début de la mise en place.

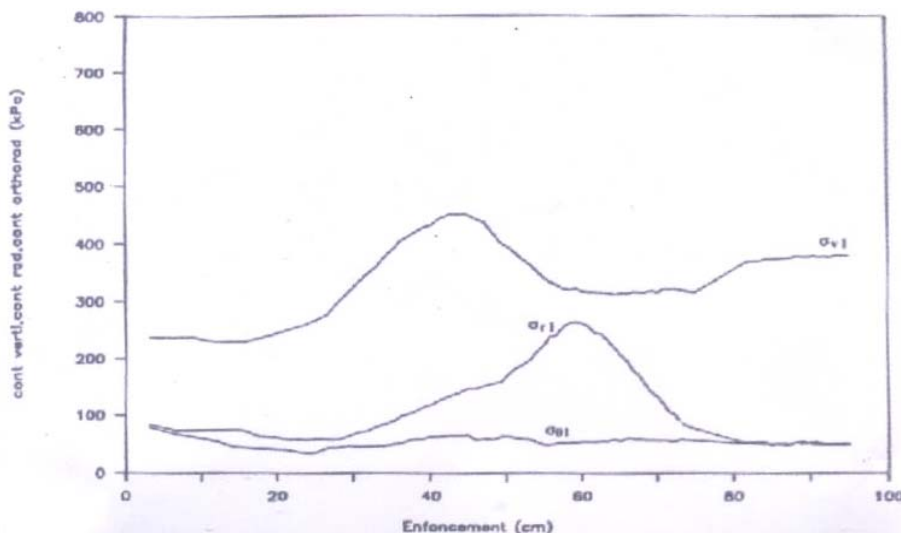


Fig I-1-45 Evolution des contraintes radiales, verticales et tangentielles mesurées pendant le battage des pieux dans la chambre de calibration du laboratoire 3SR d'après MOKRANI (1991)

Cette diminution peut être attribuée à la réorganisation des grains de sable autour du capteur suite aux vibrations engendrées par la masse frappante. Dès que la pointe s'en approche, les contraintes verticales et radiales augmentent en passant par un maximum environ 15 à 20 cm avant le passage de la pointe. En raison d'un bulbe de sol fortement comprimé situé sous la pointe du pieu, le pic de la contrainte verticale devance d'une quinzaine de centimètres le maximum de la contrainte radiale. Après le passage de la pointe les contraintes verticales et radiales diminuent rapidement. Aucune variation sensible de la contrainte orthoradiale n'a été enregistrée pendant le battage.

Les mesures du frottement local effectuées par LEHANE (1993) sur trois niveaux d'un pieu modèle, mis en place par fonçage continu, confirment une dégradation sensible du frottement latéral au cours du fonçage.

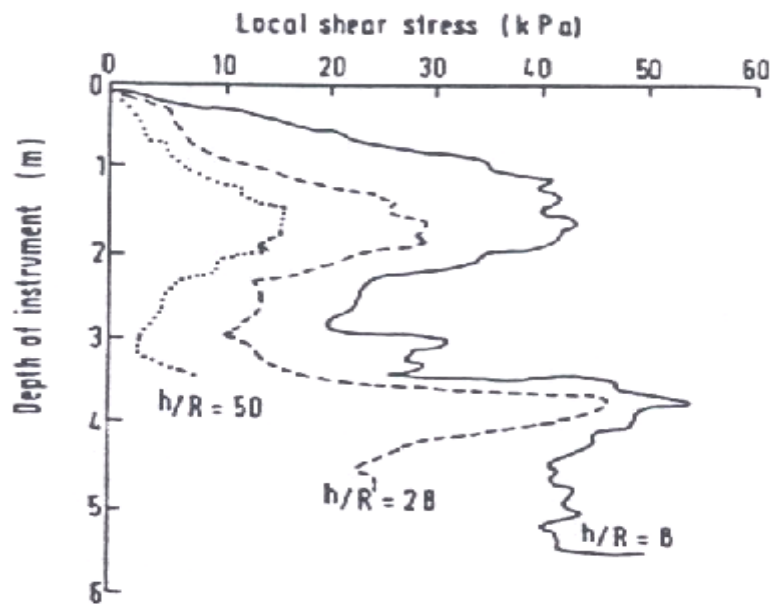


Fig I-1-46 Le frottement locale mesuré sur les trois niveaux d'un pieu modèle instrumenté d'après LEHANE et JARDINE (1993)

Pendant un chargement statique, l'évolution des contraintes normales au voisinage du pieu dépend des caractéristiques contractance-dilatance d'interface sol-pieu. Les contraintes augmentent ainsi dans le sable dense à des profondeurs faibles mais elles diminuent dans le cas du sable lâche et des contraintes élevées. Le mode de mise en place du pieu influence beaucoup les résistances de pointe mesurées en chambre de calibrage. La résistance de pointe mesurée pour un pieu moulé semble constituer une borne inférieure de la résistance de pointe. La supériorité de la résistance mesurée pour un pieu battu par rapport à celle d'un pieu moulé vient de la densification du sable sous sa base. D'un autre côté, le fonçage continu mobilise la résistance de pointe la plus grande et forme sa limite supérieure. Sur la base des résultats expérimentaux de GENEVOIS (1989) et MOKRANI (1991), on peut admettre l'échelonnement des résistances de pointe pour le critère classique de $\frac{w}{B} = 0.1$:

$$q_{\text{moulé}} < q_{\text{Battu}} < q_{\text{Foncé}} < q_{\text{Fonçage Continu}}$$

La Fig (I-1-47) permet d'établir une relation suivante pour le frottement latéral mobilisé en fonction de la mise en place du pieu :

I-1-6-4 : Cas d'un pieu foncé

Le phénomène d'égalité du frottement en arrachement et enfoncement est l'objet de discussions. Les versions anciennes de l'API ont proposé le rapport du frottement en traction / compression égal à 0,7. Une réinterprétation des résultats des essais de chargement in situ a permis de remarquer que les frottements en arrachement et en enfoncement sont assez proche. Aussi les dernières versions de l'API recommandent un coefficient de 0,8. Les essais in situ effectués par RANDOLPH (1994) Fig (I-1-48) et les résultats des essais sur pieu modèle faites au laboratoire 3SR par MOKRANI (1991), montrent que le frottement mobilisé à l'arrachement est systématiquement inférieur à celui mobilisé dans la phase d'enfoncement qui le précède.

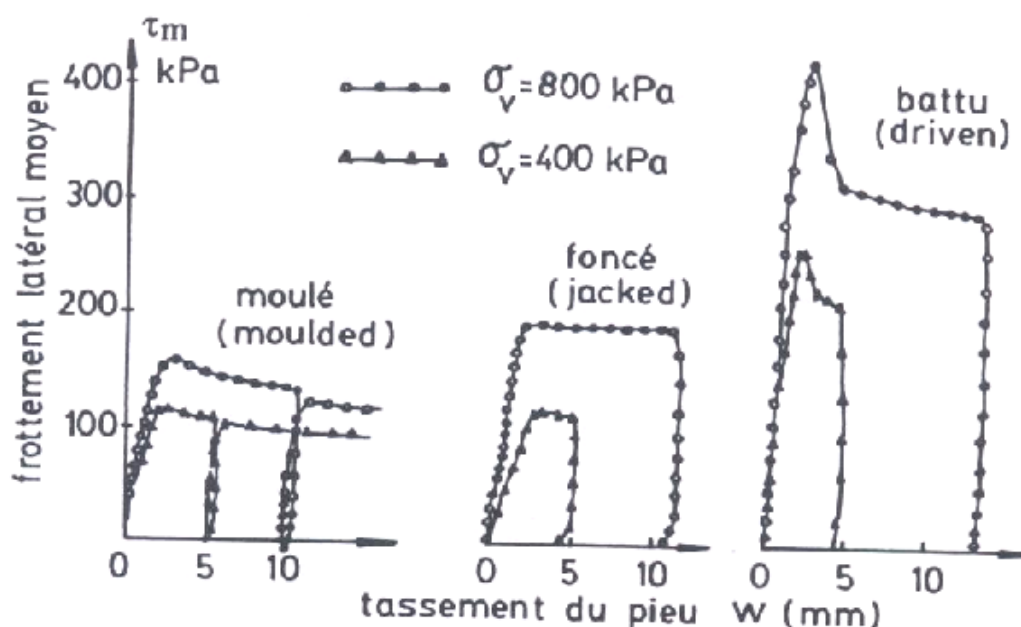


Fig I-1-47 Influence de la surcharge verticale et du mode de mise en place sur la mobilisation du frottement latéral moyen dans le sable d'après MOKRANI (1991)

LE TIRANT et al (1991) suggèrent que la différence du frottement en arrachement / enfoncement s'affaiblit avec la compacité du sable et devient négligeable dans les sables denses.

Mis à part l'influence de la pointe sur les valeurs du frottement latéral mesurées au voisinage de celle-ci, d'autant plus importante que le pieu est court, DE NICOLAS et al (1993) évoquent les trois raisons théoriques pour lesquelles il y a différence du frottement en traction et en compression.

- l'expansion ou la contractance du fût du pieu due à l'influence du coefficient de Poisson pour le matériau du pieu.
- changement de l'état de contraintes dans le massif de sol. L'enfoncement augmente et l'arrachement diminue la contrainte moyenne du sol.
- le changement de la contrainte moyenne effective dans le sol due à la rotation des directions des contraintes principales.

Le changement de la contrainte moyenne effective dans le sol due à la rotation des directions des contraintes principales devient important dans le sable lâche ou pour un matériau anisotrope. C'est ce que montrent les analyses numériques. Par contre dans les sables denses la contrainte moyenne effective moyenne est peu influencée par la rotation des directions des contraintes principales.

Le changement de la contrainte moyenne dans le sol peut être expliqué par l'influence du chemin des contraintes. L'influence des deux premières raisons théoriques sur le frottement latéral mobilisé le long d'un pieu moulé dans le massif homogène de sable dense a été analysée par DE NICOLAS(1993) avec le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb et un logiciel de calcul (Flac).

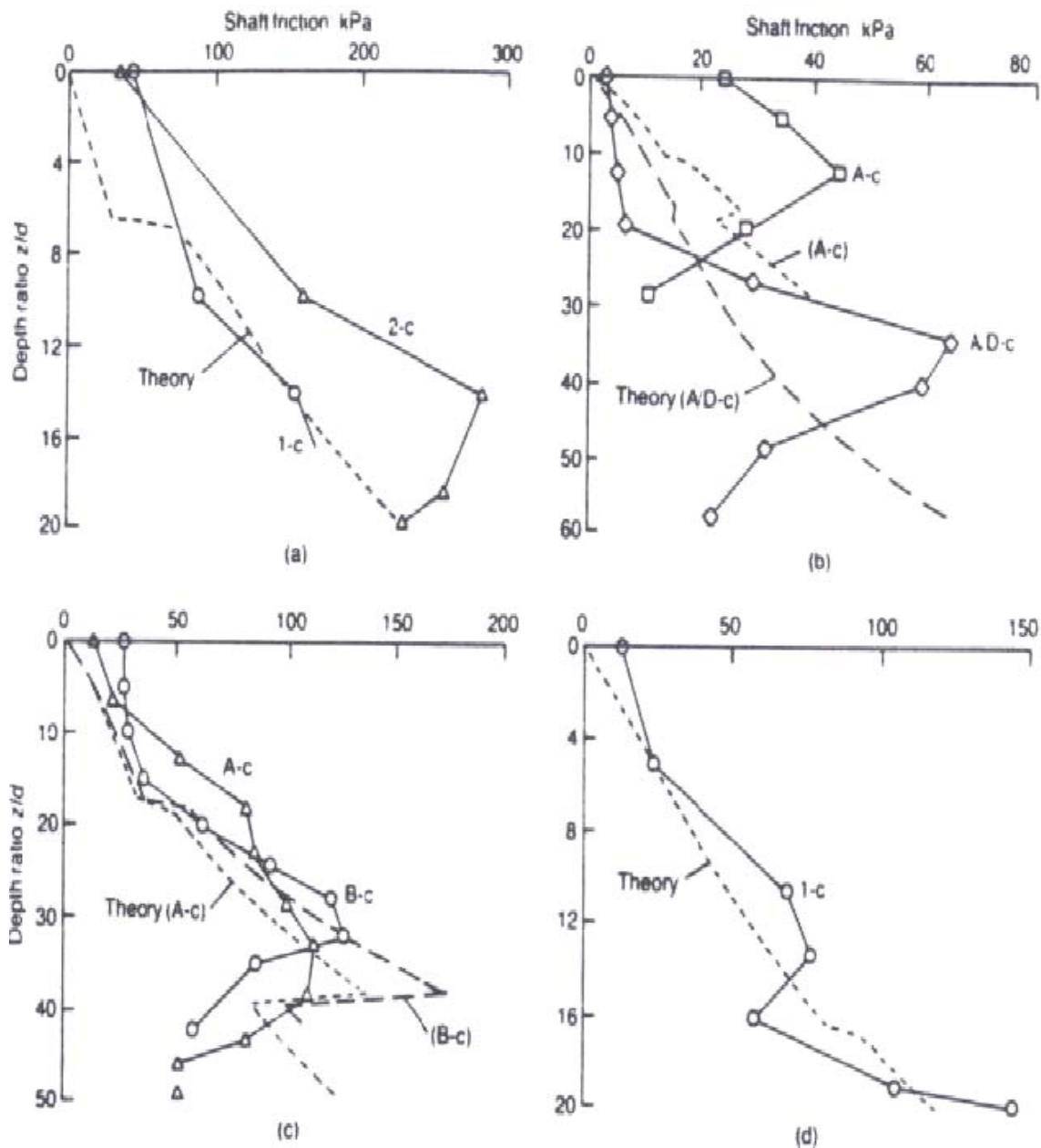


Fig I-1-48 Réinterprétation des essais de chargement des pieux in situ d'après RANDOLPH (1994)

Pendant l'enfoncement, les déformations dans le pieu et dans le sol au voisinage du fût provoquent une augmentation des contraintes effectives radiales sur la plus grande partie de la fiche, sauf près de la pointe où les contraintes effectives radiales diminuent. L'inverse a lieu au cours de l'arrachement. La différence du frottement pour les deux modes de chargement reste plus au moins constante sur 90% de la longueur du pieu. Près de la pointe, les résultats numériques montrent une diminution légère des contraintes de cisaillement pendant l'enfoncement.

En arrachement, les contraintes de cisaillement augmentent au voisinage de la pointe. Les résultats des essais in situ, Fig (I-1-49), Fig (I-1-50) confirment que le frottement latéral mesuré près de la pointe diminue en enfoncement et augmente au cours de l'arrachement. Une diminution légère des contraintes de cisaillement au dessus de la pointe pendant l'enfoncement est probablement due à la contractance d'interface sol-pieu. Ceci est du au fort niveau des contraintes, de l'attrition et de la rupture des grains.

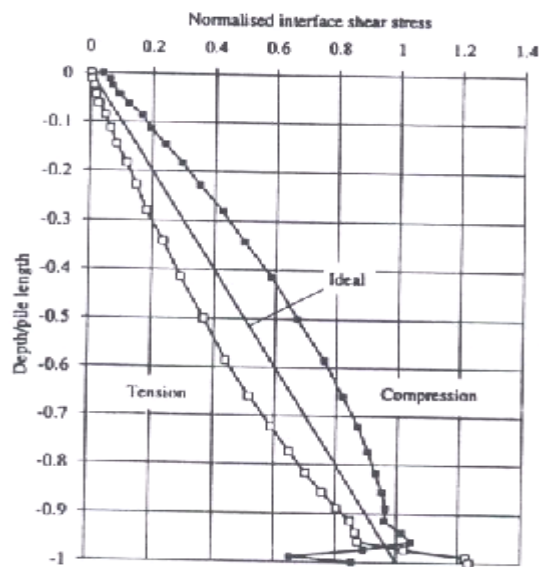


Fig I-1-49 Frottement en arrachement / enfoncement le long du pieu d'après DE NICOLA (1993)

D'après les simulations numériques de DE NICOLA (1993), le rapport du frottement en arrachement et en enfoncement pour un pieu moulé encastré dans un massif de sable s'exprime par la formulation suivante :

$$\frac{Q_t}{Q_c} = \left[1 - 0,2 \log_{10} \left(\frac{100}{L/d} \right) \right] (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (I-1-34)$$

Où :

$$\eta = \nu_p \operatorname{tg} \delta \left(\frac{L/d}{E_p/G} \right) \quad (I-1-35)$$

- η : représente la compressibilité du pieu adimensionnelle avec ν_p et E_p étant respectivement le coefficient de Poisson et le module du matériau du pieu et G le module moyen du sol sur toute la fiche du pieu.

- le terme entre crochet $\left[1 - 0,2 \log_{10} \left(\frac{100}{L/d} \right) \right]$, déterminé avec un coefficient de

Poisson pour le pieu égal à zéro, ne reflète que le changement de l'état de contrainte dans le massif de sol pour un sol incompressible. Pour un pieu dont l'élançement dépasse 100, ce terme devient égal à 1.

- Le terme $(1 - 8\eta + 25\eta^2)$ prend en compte la compressibilité du pieu (influence du coefficient de Poisson)

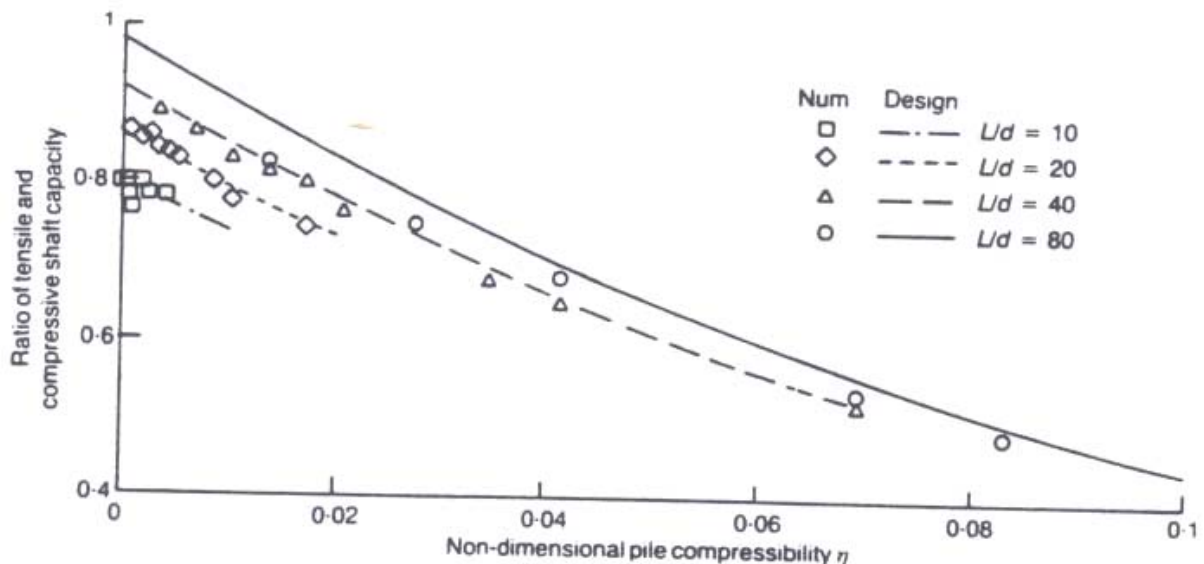


Fig I-1-50 Rapport du frottement en arrachement / enfouissement d'après DE NICOLA (1993)

MOKRANI (1991) a effectué des essais de chargement de pieu dans la chambre de calibrage du laboratoire 3SR, IMG, Grenoble. Ces essais indiquent que le frottement moyen mobilisé à l'arrachement est inférieur à celui mobilisé à l'enfoncement. Cette différence dans certains cas est de l'ordre de 50%. Deux pistes ont été explorées pour expliquer cette différenciation :

- l'influence de différent chemin de sollicitation
- l'influence de la pointe du pieu

Il a été remarqué que les différents modes de mise en place des pieux induisent des contraintes négatives, la mobilisation du frottement latéral en enfoncement et en arrachement n'est pas la même. Au cours de l'enfoncement, la mobilisation du frottement passe d'abord par l'annulation des contraintes négatives, tandis qu'à l'arrachement les contraintes de cisaillement gardent toujours le signe négatif.

Pendant l'enfoncement, au voisinage de la pointe, le frottement est plus grand que dans la section courante de fût du pieu. A l'arrachement, sous la base du pieu, le sol est plus relâché, entraînant ainsi une diminution des contraintes normales au fût au niveau de la pointe. L'influence de la pointe sur les valeurs du frottement latéral mesurées pendant les essais en chambre de calibrage est fonction des dimensions du pieu. Plus le pieu est court plus cette influence est grande.

I-1-7 : Conclusion pour le frottement latéral

L'évaluation selon le critère de COULOMB du frottement latéral limite τ_1 à partir de son expression, pose de nombreux problèmes dus essentiellement à la dispersion des valeurs du coefficient K données par la littérature et de son caractère constant par rapport à la profondeur. L'étude bibliographique montre que lorsque un pieu est ancré dans un massif de sol et est chargé axialement, la contrainte normale au fût évolue au cours du chargement. Cette variation de la contrainte normale est due à la dilatance et la contractance liée au cisaillement localisé au sein d'une fine couche désignée comme interface sol-pieu.

Les valeurs du facteur de portance N_q varient en fonction du mode de rupture, de la mise en place du pieu, et de la compacité du massif de sol.

Pour les pieux battus, en raison du refoulement du sol, le frottement latéral au voisinage de la pointe est très élevé. Par contre dans la section courante du pieu, on remarque le phénomène de dégradation des contraintes liée à un travail d'écrasement des grains et une contractance au sein d'interface sol-pieu.

Pour les pieux foncés les frottements mobilisés en enfoncement-arrachement ne sont pas égaux. La différence entre leurs valeurs est d'autant plus forte que le pieu est court.

Enfin la mise en place du pieu est un aspect important à considérer, car les chemins de sollicitations sont très différents entre enfoncement et arrachement du fait des contraintes résiduelles engendrés par battage.

I-2 : METHODE EMPIRIQUE D'EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX EN MILIEU PULVERULENT

En deux classes sont divisées les règles d'évaluation de la capacité portante des pieux chargés axialement dans le sable

- La classe utilisant des formules statiques (paragraphe I-1-3) en relation de la contrainte effective et de l'angle de frottement sol-pieu fourni par les essais de laboratoire
- La classe se reposant sur des corrélations empiriques avec les données des essais in-situ à savoir le pénétromètre et le pressiomètre, classe largement utilisée

I- 2-1 : L'essai pénétrométrique

L'essai de pénétration statique est une des méthodes la plus utilisée dans les laboratoires de mécanique des sols. Son caractère pratique permet de fournir des données géotechniques sur place, mais il provoque des changements complexes de contrainte et de déformations autour de la pointe qui rendent difficile généralement l'interprétation des paramètres géotechniques

Nous avons traité ce problème au paragraphe (I-1-3) en indiquant qu'aucune théorie imposante de ce problème n'a encore été développée, ce qui nous oblige encore à recourir à des corrélations empiriques pratiques entre les mesures des essais et le comportement du sol, en se donnant la valeur des tassements des fondations d'une superstructure (1/10 du diamètre) pour enfin estimer la résistance de pointe et le frottement latéral d'un pieu (moulé ou battu) par extrapolation des données tirées d'un pénétromètre jouant le rôle d'un pieu en modèle réduit installé en place par fonçage et où l'influence du diamètre et de la vitesse de pénétration dans un milieu drainé sont négligées généralement Fig (I-2-1).

DE RUITER et BERINGEN proposent une méthode de calcul pour les pieux battus dans le sable, en recommandant par contre une valeur limite de 15 MPa. La valeur unitaire du

frottement latéral est estimée directement de la résistance au cône du pénétromètre à partir de la formulation :

$$\tau = \inf\left(\frac{q_c}{\alpha}, \tau_{lim}\right) \quad (I-2-1)$$

Où

q_c : Résistance de pointe du pénétromètre

α : coefficient réducteur

τ_{lim} : Valeur limite du frottement latéral

Les valeurs de α et de τ_{lim} choisies pour les sables siliceux par DE RUITER et al (1979), OLSON et al (cité par SID-AHMED (1989)) sont données dans le tableau (2-1)

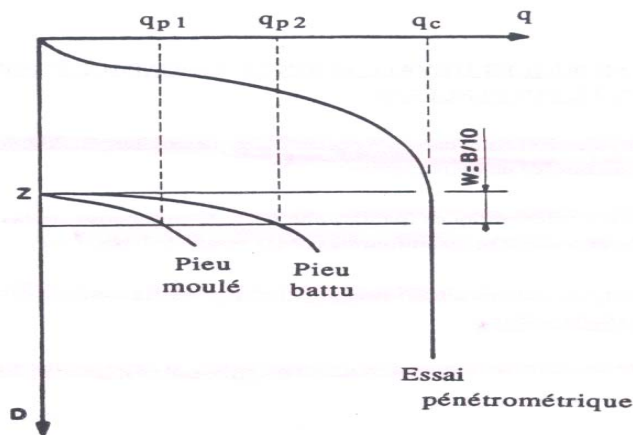


Fig I-2-1 : Mobilisation de la résistance de pointe d'un pieu. Comparaison avec la courbe pénétrométrique

On remarquera, cependant que les valeurs limites de résistance de pointe et du frottement latéral, introduites par la quantité restreinte d'essai, leurs utilisations généralisées sans tenir compte de la densité relative de sol, ni de sa granulométrie est excessive.

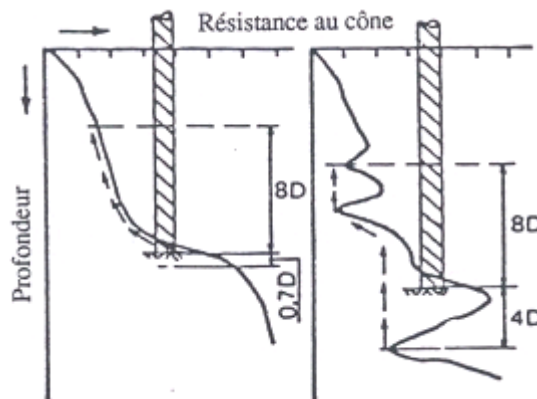


Fig I-2-2 : Méthode de calcul de la résistance de pointe.
DE RUITER et BERINGEN (1979)

$$q = \left(\frac{\frac{q_{c1} + q_2}{2} + q_3}{2} \right) \quad (\text{I-2-2})$$

Avec

D : Diamètre du pieu

q_{c1} : Résistance de pointe mesurée au pénétromètre entre les côtes 0.7D et 4D repérées par rapport à la base du pieu

q_{c2} : Résistance de pointe minimum mesurée au pénétromètre entre les côtes 0.7D et 4D repérées par rapport à la base du pieu

q_{c3} : Résistance de pointe de l'enveloppe raccordant les valeurs minimums de la courbe pénétrométrique entre les côtes 4D et 8D par rapport à la base du pieu

Auteurs	application	α	τ_{lim} (kPa)
DE RUITER Et BERINGER (1978)	Pieu « en compression Pieu « en traction »	300 400	120 120
OLSON Et DENNIS (1084)	Pieu « bouché » Pieu « non bouché »	200 400	100 50

Tableau I-2-1 : Valeurs de τ_{lim} et de α préconisées pour les sables siliceux

Pour le calcul de la résistance de pointe BUSTMANE et GIANESLLI (1991), prennent en considération la formulation suivante :

$$q = k_c \cdot q_c \quad (\text{I-2-3})$$

Avec k_c : Facteur de portance en fonction de la nature du sol et de la mise en œuvre du pieu. Les valeurs prises pour ce facteur sont dans le tableau 2-2

Les valeurs du coefficient α et de $q_{s,max}$ étant données également par le tableau I-2-1, en fonction de la nature du sol, de la résistance au cône q_c , de la catégorie de pieu et de la nature du fût du pieu

L'évaluation de la capacité portante des pieux est une approche purement empirique qui a pour origine des corrélations sur plusieurs tests de chargement de pieux réalisés selon les procédures adoptées par le laboratoire des ponts et chaussées, utilisant la méthode pénétrométrique, qui en soit est critiquable pour les pieux profonds surtout quand les diamètres des pieux sont grands : les diamètres utilisées pour les essais pénétrométrique sont en moyenne de 0.50 m pour les pieux battus.

Nature du sol	q_c (10^5 Pa)	Facteur de portance k_c		Coefficient α				Valeur maximale de q_b (10^5 Pa) (*)					
				Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
		Pieu foré (1)	Pieu battu (2)	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	< 10	0,4	0,5	30	30	30	30	0,15	0,15	0,15	0,35	0,35	–
Argile moyennement compacte	10 à 50	0,35	0,45	40	80	40	80	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	≥ 1,2
Limon et sable lâche	≤ 50	0,4	0,5	60	150	60	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	–
Argile compacte à raide et limon compact	> 50	0,45	0,55	60	120	60	120	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	≥ 2,0
Craie molle	≤ 50	0,2	0,3	100	120	100	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	–
Sable et grave moyennement compacts	50 à 120	0,4	0,5	100	200	100	200	(1,2) 0,8	(0,8) 0,35	(1,2) 0,8	0,8	1,2	≥ 2,0
Craie altérée à fragmentée	> 50	0,2	0,4	60	80	60	80	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,2	1,2	1,5	≥ 2,0
Sable et grave compacts à très compacts	> 120	0,3	0,4	150	300	150	200	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,20	1,20	1,5	≥ 2,0

Tableau I-2-2 : Méthode pénétrométrique. Valeurs du facteur de portance k_c et du coefficient α BUSTMANE et al (1991)

I- 2-2 : L'essai pressiométrique

Les propriétés de déformation des sols constructibles doivent être connus pour des raisons techniques ainsi que des raisons de coût des projets. Les essais pressiométriques constitue donc une opportunité, pour la détermination de la relation contrainte-déformation du sol in situ, mais cela n'est pas suffisant. Pour ce rapprocher des valeurs de la résistance de pointe mobilisée réellement VESIC (1972) et BALIGH (1975) ont développé la théorie d'expansion de cavité pour la prise en charge des phénomènes de dilatance et de contractance des sols au près du fût du pieu.

Pour des convenances pratiques, l'essai pressiométrique est largement utilisé dans les méthodes d'évaluations de la capacité portante des pieux, supposant une connaissance stricte des couches de sol traversées. Ce test s'effectue en réalisant un trou de forage supposé non déformé, il consiste en une expansion de cavité cylindre dans ce trou de forage pour définir l'état limite plastique du sol par une pression conventionnelle (P_1), correspondant au doublement du volume de la sonde par rapport à son état initial.

Une formulation de calcul de la capacité portante des pieux est proposée par MENAR (1975), BAGUELIN (1978), BUSTAMANTE (1991), à partir de données d'essais pressiométriques.

1- Résistance de pointe

- Elle est évaluée par la relation :

$$q = kp. (P_1 - P_0) + q_0 \quad (I-2-4)$$

Avec :

P_1 : Pression limite mesurée au pressiomètre

P_0 : Pression totale des terres au repos

q_0 : Contrainte verticale totale au niveau de la fondation

k_p : Facteur de capacité portante qui dépend de la nature de sol, du rapport diamètre-profondeur du pieu (d / D_p), du mode de mise en place du pieu.

Le cas des pieux battus dans les sables $d / D_p > 10$, pour les autres cas voir tableau I-2-3

Type de sable	MENARD	BAGUELIN	BUSTAMANTE
Sable lâche	3,5	3,3	4,2 Pour $P_1 \leq 1,0$ MPa
Sable moyennement dense à dense	5,7	4,8 à 7,3	3,5 pour $1 < P_1 < 3$ MPa
Sable très dense	8,8	>9	3,2 pour $P_1 \geq 3,0$ MPa

Tableau I-2-3 : Valeurs de k_p préconisées pour les sables siliceux

Des essais de chargement in-situ sur des pieux métalliques tubulaires à pointe fermée de diamètre extérieur de 35,5cm ont été réalisés par KRUIZINGA (1989) qui indique que la résistance de pointe mesurée, dans la couche de sable moyenne dense et normalement consolidée, est supérieure à celle évaluée par l'expression de MENARD (1975). Cette différence est attribuée par KRUIZINGA (1989) à deux phénomènes :

- L'influence des cycles de charge-décharge répétée plusieurs fois qui auraient entraîné un écrouissage de sol sous la pointe.
- L'effet de temps écoulé entre l'opération de battage et le chargement que l'auteur n'a pas expliqué.

2- Frottement latéral

Le frottement latéral est en fonction étroite de la nature du sol, de la manière avec laquelle le pieu a été ancré et de la pression mesurée P_1 . Les valeurs limites recommandées par les règles pressiométriques SETRA-LPCPC (1985) sont représentées par le diagramme de la Fig I-2-3. La valeur limite conseillée pour les pieux métalliques battus dans les sables siliceux du frottement latéral unitaire mobilisé est de 80 kPa.

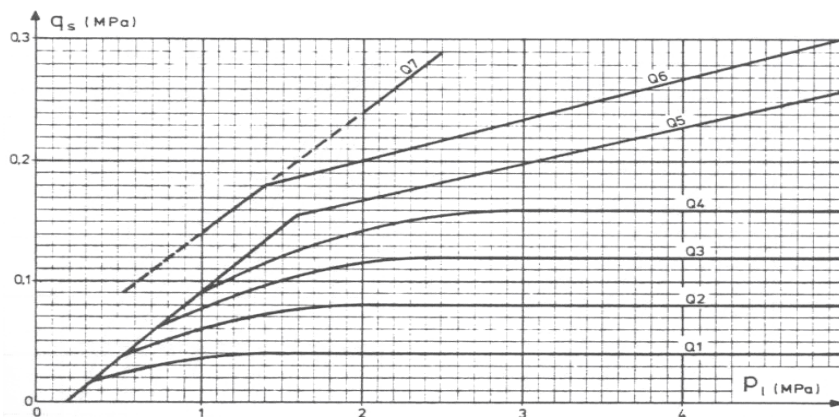


Fig I-2-3 : Frottement unitaire limite le long du fût du pieu
Code SETRA-LCPC (1985, France)

I- 2-3 : L'essai de chargement de pieu

Les essais de chargement statique sur des prototypes de pieux instrumentés restent l'approche la plus sérieuse pour l'évaluation de la résistance de pointe d'un pieu ancré dans le sol, mais le coût élevé de ce type d'essai limite leur nombre et l'étude séparée des différents paramètres pouvant influencer la capacité portante reste difficile. Il existe dans la littérature des essais en vraies grandeurs pour des sites à stratification définie qui ne peuvent être pris en considération pour une étude globale pour l'évaluation de la capacité portante des pieux.

Pour des pieux instrumentés battus dans des sables fins, sous chargement statique, COYLE et CASTELLO (1981) proposent une approche purement empirique basée sur ces essais. Ils considèrent que l'effort ultime mesuré en tête de pieu correspond à un déplacement égal au dixième du diamètre du pieu, évitant ainsi le principe de valeurs limites de résistance de pointe, et de frottement latéral avec l'augmentation de la profondeur.

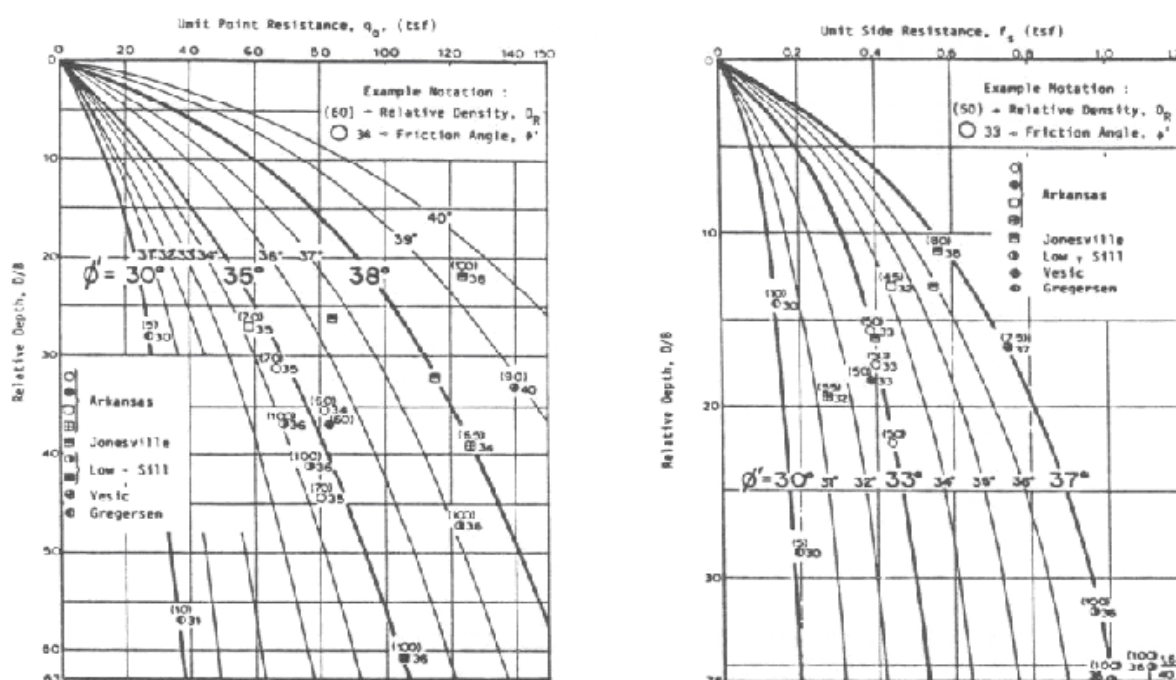


Fig I-2-4 : Evolution de la résistance de pointe et du frottement latéral limites avec la Profondeur relative D/B COLYLE et CASTELLO (1981)

En fonction de la profondeur relative (D/B) les courbes de la figure (I-2-4) donnent les variations de la résistance de pointe et du frottement latéral. L'évaluation de la contrainte effective à la profondeur considérée est la faiblesse de cette approche d'autant plus que l'évaluation du frottement de cette façon est hasardeuse, du fait que plusieurs études récentes mettent en évidence qu'au-delà de la profondeur critique, la résistance de pointe est indépendante du diamètre du pieu, alors que celle du frottement latéral reste mal défini, malgré les résultats des essais in-situ considérés comme entachés de lectures parasitées d'erreurs. D'ailleurs, WERNICK (1978), à partir d'essai d'arrachement note que le frottement latéral semble diminuer avec l'augmentation du diamètre des tirants d'ancrage Fig (I-2-5)

I- 2-4 : Conclusion :

L'introduction de valeurs ultimes de frottement latéral et de résistance de pointe par les codes pressiométriques et pénétrométrique indique une approche sécuritaire dans l'évaluation de ces paramètres. Quand à l'approche proposée par COYLE et CASTELLO (1981), qui néglige la notion de valeur limite de ces paramètres, pour les pieu battus, semble quelque peu fragile par sa notion de profondeur relative.

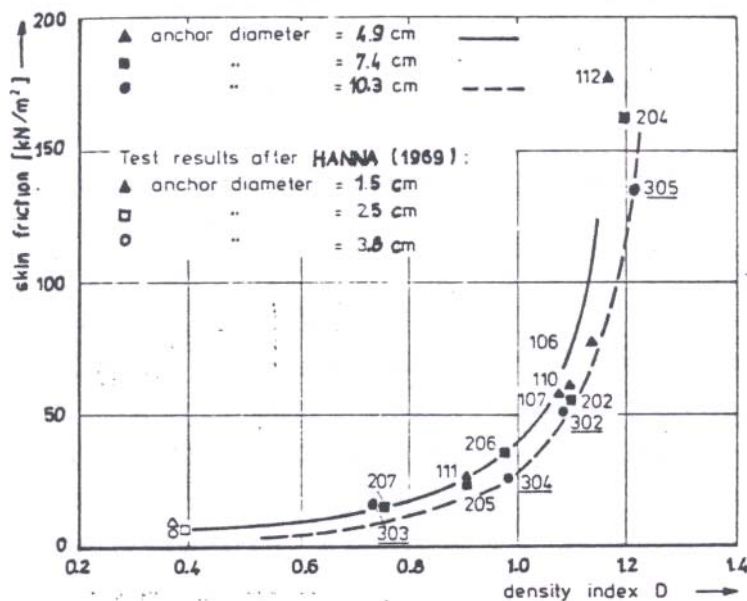


Fig I-2-5 : Evolution de frottement latérale limite en fonction de la densité et du diamètre du tirant d'ancrage. Cas moulé WERNICK (1978)

I-3 : MODELISATION PHYSIQUE DU COMPORTEMENT DES PIEUX

I-3-1 : Introduction

Le moyen le plus juste pour déterminer la capacité portante d'un sol reste l'essai en grandeur naturelle sur site. Leur coût étant toujours assez élevé, ils sont très peu réalisés. Ils restent la dernière solution à entamer quand ils sont véritablement nécessaires. Ceci nous oriente à recourir à des essais moins chère est plus simple à savoir les essais sur modèle réduit, qui donnent une similitude parfaite avec le réel. Ces modèles physiques, modèle réduit, permettent le calcul de la charge ultime dont plusieurs auteurs admettent qu'ils sont suffisants pour le dimensionnement des fondations sur pieu

Le sol autour des fondations se comporte d'une manière complexe. En effet plusieurs paramètres, la déformation du sol, sa résistance au cisaillement, l'inter-action sol-fondation interviennent. La connaissance de l'évolution des contraintes et des déformations dans le sol au cours d'un chargement est importante à connaître.

I-3-2 : Etablissement des lois de similitude pour un modèle réduit

Pour la réalisation des modèles physiques, modèle réduit, il est nécessaire d'examiner les conditions de similitude des équations qui déterminent physiquement les phénomènes observés, c'est-à-dire la similitude physique comportemental pendant l'enfoncement entre le modèle réel et le modèle réduit qui doit répondre à trois conditions.

- lois générales de similitude (équations de conservation)
- lois rhéologiques (équations constitutives)
- conditions aux limites (valeur initiale et valeurs au contour)

I-3-3 : Lois générales de similitude : Equation de conservation

Pour simuler rigoureusement le comportement d'un ouvrage réel à partir d'un modèle à l'échelle réduite, on doit respecter l'équation :

$$\sum_{j=1..3} \frac{\partial \delta_{ij}}{\partial x_j} + \rho(g_i) - \frac{d^2 \xi}{\partial^2 \xi} = 0 \quad (\text{I-3-1})$$

Dans le cas de chargement quasi statique, sans force d'inertie, l'équation précédente prend la forme :

$$\sum_{j=1..3} \frac{\partial \delta_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i = 0 \quad (\text{I-3-2})$$

Les lois rhéologiques du matériau donne :

$$\sigma^* = l^* \cdot g^* \cdot \rho^* \quad (\text{I-3-3})$$

Avec :

l^* , g^* , ρ^* , σ^* , les échelles de longueur, des accélérations de masse volumique et de contraintes respectives. Si des problèmes dynamiques se posent, il faudra vérifier la condition suivante :

$$\xi^* = g^* \cdot t^{*2} \quad (\text{I-3-4})$$

Avec

ξ^* , τ^* , les échelles de déplacement, de temps respective

Le respect des conditions de similitude ne résout pas tous les problèmes, en particulier quand on utilise le même matériau granulaire pour le modèle réel et le modèle réduit, créant ainsi un effet d'échelle surtout quand la taille des grains du site réel est relativement importante par rapport à ceux utilisé dans les essais sur modèles réduits. L'équation (I-3-3) n'est valable que dans le cadre de la mécanique des milieux continus. Lors de la localisation des déformations dans le sol ou au contact sol-structure, un effet d'échelle se produit. Dans ce cas l'extrapolation des résultats du modèle réduit à l'ouvrage réel n'est pas facile surtout pour les faibles rapports taille du modèle / taille des grains. Il faudra toutefois noter que le passage d'un modèle réel à un modèle réduit entraîne des modifications quelquefois importantes au niveau du comportement. Afin d'admettre des lois rhéologiques identiques en tout point de vue pour le modèle réel et le modèle réduit, il faudrait que les contraintes soient égales à des points identiques du modèle réel et du modèle réduit. Pour assurer cette condition, on considère que :

$$\sigma^* = 1 \quad \text{et} \quad g^* = 1$$

d'où :

$$g^* = \frac{1}{l^*} \quad (I-3-5)$$

De l'équation (I-3-5), on observe que la simulation peut être réalisée à condition qu'on augmente artificiellement l'accélération de la pesanteur au moyen d'une force centrifuge, l'échelle des accélérations (I-3-5), étant fonction de l'échelle des longueurs. Ces essais en modèle réduit sont réalisés à l'aide d'une centrifugeuse, en chambre de calibrage ou par application de la méthode du gradient hydraulique.

I-3-4 : Méthode du gradient hydraulique

La méthode du gradient hydraulique consiste à augmenter le gradient de contrainte verticale effective dans un massif de sol granulaire parfaitement saturé en imposant un flux vertical de fluide, principalement de l'eau, vers le bas. L'eau sous pression accumulée dans la partie haute de la chambre Fig (I-3.1), traverse l'échantillon de sable. Les forces de percolation dans le massif créent ainsi une augmentation de la pression interstitielle dans les pores du sol. La contrainte effective dans le sol est alors

$$\sigma' = \sigma - \gamma_w \cdot h \cdot i \quad (I-3-6)$$

Avec

σ' , σ , $\gamma_w \cdot h$, i , respectivement la contrainte effective dans le modèle, la contrainte totale du modèle, la charge hydraulique, le gradient de la pression interstitielle du fluide dans le modèle, défini comme positif pour l'écoulement vers le bas.

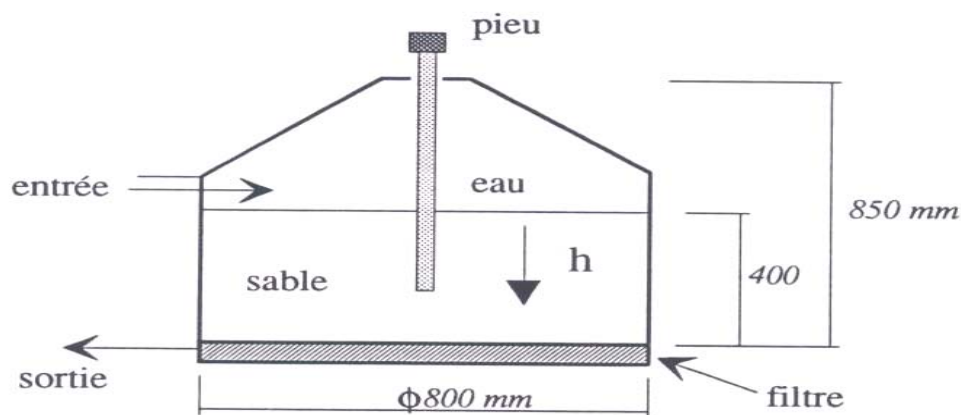


Fig I-3-1 Chambre du gradient hydraulique d'après ZELIKSON (1967)

L'échelle de gravité $g^* = 1/l^*$ est alors vérifiée. ZELIKSON (1967) a appliqué cette méthode pour étudier le comportement des ancrages et des pieux dans le sable. Cette méthode a permis d'effectuer des similitudes rigoureuses à l'époque où les centrifugeuses étaient d'accès difficilement réalisable.

I-3-5 : Les essais in situ en vraie grandeur

Les études sur ouvrages en vraie grandeur ne sont pas des moyens expérimentaux incontestables. En plus de l'aspect coûteux, plusieurs facteurs viennent souvent tempérer l'intérêt ou la portée des observations faites sur ouvrages réels. CORTE (1992) remarque que :

- Quand il ne s'agit pas de prototypes expérimentaux leur destination finale ne permet pas de les conduire jusqu'à la ruine. Le comportement donc de ces ouvrages n'est observable que dans l'intervalle où les déformations sont limitées.
- Les conditions géotechniques sont fréquemment hétérogènes et les caractéristiques des sols ne sont qu'incomplètement et imparfaitement évaluées, soit sur site ou en laboratoire.
- Les conditions aux limites sont souvent mal connues et donc imprécises.

C'est un modèle à échelle 1 dont la faisabilité pose des problèmes pour les ouvrages importants. Les ouvrages de taille limitée tels que des pieux, des tirants d'ancrages, des murs en terre armée peuvent encore subir de tels essais. En revanche, le chargement de pieux off-shore est un essai très complexe et qui n'est réalisé que dans très peu de cas. Le programme EURIPIDES de chargement de pieu off-shore dans des conditions géotechniques de Mer du Nord permettra alors de vérifier, sur un modèle à l'échelle 1, les méthodes actuellement utilisées pour le dimensionnement des pieux en mer

I-3-6 : Les essais sur modèle réduit

Les essais de fondation sur modèle réel sont généralement très chers et dans la majorité des cas sont impossibles à réaliser. Afin de surpasser cet handicap, la structure réel est modélisé par un modèle à l'échelle réduite, pensant que le modèle réduit et le modèle réel ont un comportement analogue.

I-3-7 : Modélisation physique et paramètre d'état

Le comportement d'un modèle en sable lâche et sous une contrainte faible sera le même que celui du modèle prototype en sable dense et pression forte si les deux points, celui du modèle et celui du prototype se trouvent sur une parallèle à la ligne critique, c'est-à-dire si ces deux points ont la même valeur du paramètre d'état ψ . Ce paramètre inclut à la fois l'influence de la densité du sol, le niveau de contrainte et permet la corrélation unique pour la résistance de pointe pénétrométrique normalisée CANOU (1989), MOKRANI (1991).

L'approche de FELLENIUS et ALTAEE (1994) permet de modéliser au laboratoire la rhéologie du matériau prototype. Dans ce cas, la connaissance du diagramme critique pour le sol donné est nécessaire. Pour modéliser l'état du sol prototype décrit par le paramètre d'état ψ , il existe un nombre infini d'états initiaux du modèle, caractérisés par l'indice des vides et la contrainte moyenne effective, situés sur la même droite translatée à la distance ψ par rapport à la droite de l'état critique. Par exemple, la modélisation d'un prototype encastré dans un massif de sol, à un indice des vides donné, nécessite en premier lieu la détermination de l'échelle géométrique n entre le modèle réduit et le modèle réel tableau (I-3.1).

Contrairement à l'approche de SCOTT (1989), l'échelle des contraintes N est dans la méthode de FELLENIUS et ALTAEE (1994) différente de l'échelle géométrique n et devrait être calculée par la formule :

$$N = \frac{\gamma_p}{\gamma_m} . n$$

(I-3.7)

Où

γ_p : poids volumique du modèle prototype avec $\gamma_p > \gamma_m$
 γ_m : poids volumique du modèle réduit

L'indice des vides du modèle e_m est alors lié à l'indice des vides du modèle prototype e_p par la formule :

$$e_m = e_p + \lambda \cdot \ln\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_m} \cdot n\right) \quad (\text{I-3-8})$$

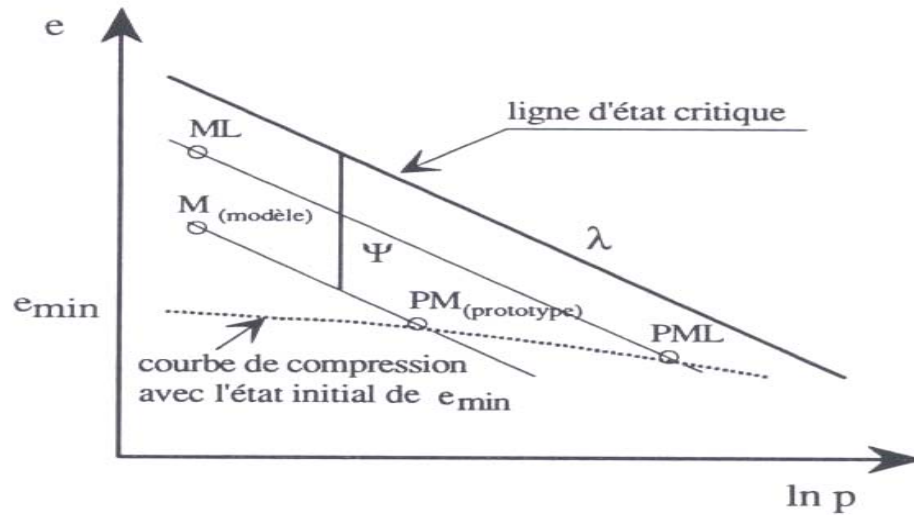


Fig I-3-2 Principe de réinterprétation des résultats des essais au laboratoire à 1g

Le choix de l'indice des vides initial du sol au laboratoire est important car il limite la réinterprétation des résultats obtenus au laboratoire. On remarque Fig (I-3.2), que plus le sol du modèle est lâche plus large est le prototype qui peut être modélisé. Par exemple Fig (I-3.2), l'état de contrainte en un point M peut être extrapolé au prototype jusqu'à l'état de contrainte PM. Pour le modèle en sable lâche, ML, l'étendu d'extrapolation est plus large. Elle peut atteindre PML.

La Fig (I-3.2), montre les limites des échelles qui sont imposées.

- Le sol du modèle ne peut pas être placé à un indice de vides supérieur à l'indice des vides maximum.
- De même le sol du modèle ne peut être placé à un indice inférieur à celui du prototype caractérisé par un indice des vides minimum.

Tableau I-3.1 Les relations entre les échelles dans une nouvelle approche pour la modélisation à 1g

	prototype	modèle
Longueur	1	n
Surface	1	n^2
Volume	1	n^3
Masse	1	n^3
Accélération	1	1
Contrainte	1	N
Déformation	1	1
Déplacement	1	n
Force	1	Nn^2
Indice des vides	e_p	$e_m = e_p + \lambda \cdot \ln(N)$

I-3-8 : Méthode de la modélisation sur centrifugeuse

La technique de modélisation en centrifugeuse reproduit rigoureusement le champ des contraintes et de déformation dans le modèle réduit. La rhéologie est respectée par l'utilisation du même matériau pour le modèle réduit et le modèle réel. Le tableau suivant donne une série de facteur d'échelle s'appliquant à la similitude appliquée dans la modélisation en centrifugeuse avec le même matériau pour le modèle réduit et le modèle réel tableau (I-3-2).

Tableau I-3.2 Les relations entre les échelles dans la modélisation en centrifugeuse

	prototype	modèle
Longueur	1	n
Surface	1	n ²
Volume	1	n ³
Masse	1	n ³
Accélération	1	1/n
Contrainte	1	1
Déformation	1	1
Déplacement	1	n
Force	1	Nn ²

Selon CORTE (1985), en centrifugeuse les limites de modélisation sont regroupées en fonction de leur origine en deux catégories :

- La modélisation du champ de la pesanteur
- La réduction des dimensions géométriques

L'accélération centrifuge crée un champ de forces centrales dont la conséquence est que la pesanteur artificielle induite dans le modèle n'est pas uniforme en tout point. Cela est fonction de la distance à l'axe de rotation d'un point à l'autre. Cette variation dans la pesanteur sera d'autant plus faible que le bras de la centrifuge est long. Par rapport à la verticale si H est la hauteur du modèle posé sur la nacelle et si R est le rayon de la trajectoire de la base du modèle, l'écart maximum relatif au profil géostatique est égal à H/2R. Par exemple pour la centrifugeuse du L.C.P.C avec un modèle de 0,5m de hauteur, la plate forme de la nacelle étant à 5,5m de l'axe l'erreur de la variation de la pesanteur est inférieure à 5%.

I-3-9 : Modélisation physique par la chambre de calibrage

Les valeurs de l'indice des vides des sables utilisés ne sont pas toujours déterminées avec précision, aussi la détermination exacte du paramètre d'état reste alors un problème important qu'il faudra prendre dans les interpolation entre le modèle et le prototype.

En effet, pour les fondations profondes, le diagramme, e-lnp, n'est pas linéaire dans le domaine des fortes contraintes et la transposition entre le modèle et le prototype n'est valable que s'il n'y a pas d'écrasement des grains qui entraîne un phénomène physique supplémentaire. Les limitations de la modélisation à 1g dans l'approche de FELLENIUS et ALTAEE (1994) sont alors surmontées par l'utilisation de la chambre de calibrage, qui

permet la reproduction dans le massif de sol les mêmes contraintes que dans le prototype. Dans ce cas, le phénomène d'écrasement des grains peut être reproduit dans le modèle.

I-3-9-1 : Description de la Chambre de calibrage

La chambre de calibrage a été développée par les anglais d'où son appellation d'origine « calibration chamber ». La chambre de calibrage ou chambre d'étalonnage a été conçue dans le double but de :

- Etalonner la réponse des appareils de reconnaissance (piozocône, pressiomètre, dilatomètre), in situ dans un matériau aux paramètres bien connus (condition de confinement et de compacité contrôlée).
- De constituer un outil de simulation physique pour le comportement des inclusions à géométrie axisymétrique dans le sol.

C'est essentiellement pour le premier objectif que la chambre de calibrage a été perfectionnée surtout au Etats-Unis SHMERTMANN (1975), en Australie LUNNE (1988), à Oxford SCHNAID (1991) et HOULSBY (1988), en Italie BELLOTI et al (1991) et BALDI et al (1990), en Norvège PARKIN et al (1982), au Canada BEEN et al (1991), au Japon TATSUOKA et al (1988), en France VILLET et al (1981), FORAY et al (1990).

L'utilisation de la chambre de calibrage pour calibrer la réponse d'un appareil in situ, on utilise d'une manière générale, la sonde grandeur nature, $l^* = 1$, le même niveau de contrainte, $\sigma^* = 1$, et le même matériau, $\rho^* = 1$. La condition de similitude en quasi statique dans ce cas est vérifié.

La réalisation de ce type d'essai ne peut être conçu dans de bonne condition que si le massif de sol situé dans la chambre de calibrage a le même comportement qu'une tranche de sol en place à une profondeur donnée. Les conditions aux limites de la chambre de calibration doivent approcher au mieux celles du sol en place. Ceci peut être réalisé puisque aux frontières supérieurs et inférieurs ainsi que sur les parois de la chambre sont installées des membranes gonflables qui permettent le contrôle des conditions aux limites. Les membranes aux frontières supérieures et inférieures appliquent une pression vertical au massif de sol simulant le poids des terres sus-jacentes Les membranes sur les parois permettent d'appliquer des conditions aux limites variables.

Si le rapport du diamètre de la cuve de la chambre de calibration sur le diamètre de l'inclusion est petit, il y a influence de bord de la cuve. Afin d'éviter l'effet de bord, on peut prévoir à la frontière du massif de sol dans la chambre de calibration des contraintes pouvant apparaître comme étant à la même distance dans le cas d'un cylindre de rayon infini. De telles conditions font que les membranes latérales appliquent au massif une certaine rigidité latérale appelée rigidité latérale contrôlée ou rigidité pressiométrique. Elle est définie comme égale à $2 E_p / R$ ou E_p est le module pressiométrique du massif de sol semi-infini et R le rayon de la cuve de la chambre de calibrage.

L'application de cette condition de rigidité latérale contrôlée est moins évidente pour des problèmes aux limites plus complexes tel que la simulation du frottement latéral le long d'une inclusion ou l'étalonnage de la réponse du pressiomètre. Pour les sollicitations plus complexes tel que l'enfoncement d'un pieu ou d'un pénétromètre, essai avec un dilatomètre, chargement d'une semelle, des simulations numériques à chacun de ces essais sont nécessaires. Le problème posé est que lors de la pénétration du pieu, le niveau de contrainte radiale induit à la frontière du massif de sol au niveau de la pointe est plus fort que celui

mobilisé au droit d'une section courante du fût du pieu. On devrait donc être obligé de simuler le phénomène en ayant à la frontière de la cuve de la chambre de calibrage un certain nombre de membranes latérales toutes réglées de façon à prendre en compte des différences de contraintes horizontales entre différents niveaux de la cuve de la chambre de calibrage. De plus, les contraintes tangentielles engendrées par le déplacement du pieu se transmettent radialement au sol au-delà de la zone d'interface par un mécanisme de cisaillement simple qui entraîne une décroissance parabolique des contraintes de cisaillement, $\tau(r)$, avec la distance radiale (r) à l'axe du pieu.

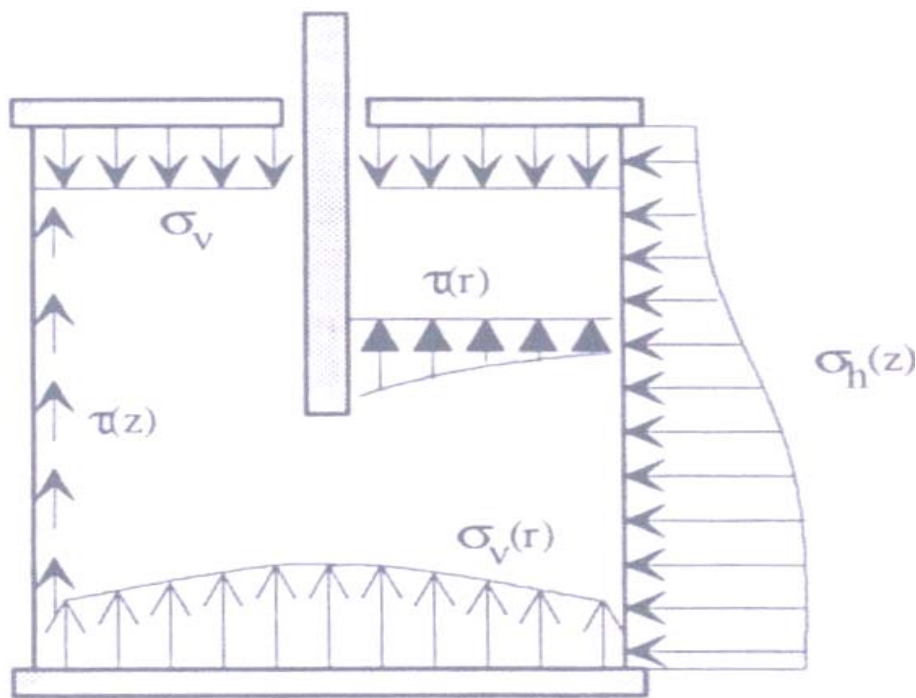


Fig I-3-3 Conditions aux limites idéales pendant l'enfoncement du pieu d'après GENEVOIS (1989)

La Fig (I-3-3) montre que les cuves à parois rigide reprennent les efforts tangentiels $\tau(r)$ transmis à la frontière. L'idéal aurait été d'avoir à la frontière latérale un système qui absorbe ces contraintes de la même manière que le fait naturellement le sol. Toutefois il faudrait cependant remarquer que pendant des essais de chargement de pieu en axisymétrie en chambre de calibrage, on ne peut modéliser qu'une partie du pieu. C'est-à-dire la pointe et une partie du tronçon du pieu situé près de la pointe. Pendant l'essai de l'enfoncement de pieu en chambre de calibrage, l'échelle des longueurs n'est pas la même pour la modélisation du frottement latéral et de l'effort de pointe. Pour le frottement latéral, le déplacement mesuré au cours d'un essai en chambre de calibrage est directement transposable au pieu réel dans la mesure où on garde le même sable pour le modèle et le prototype et que l'on ne s'intéresse qu'au frottement latéral local. Pour un pieu rigide le frottement latéral se mobilise indépendamment de son diamètre.

La longueur du pieu modèle peut également entraîner des distorsions dans la chambre de calibrage lors d'un essai d'enfoncement. En effet si le pieu est court, le frottement mesuré est vraisemblablement influencé par le voisinage de la pointe que celui d'une section courante du fût du pieu réel situé à une distance plus grande de la pointe. L'étude du type EISSAUTIER (1989) consacrée uniquement au frottement latéral permet de séparer les deux

effets, mais ne permet pas de simuler l'interaction pointe - effort latéral, important pour des pieux réels. En outre, les contraintes résiduelles dues à la mise en place du pieu vont être relativement plus faibles pour un pieu rigide court que pour un pieu long compressible. Ce phénomène affecte la partie initiale de la courbe de mobilisation du frottement en enfoncement. Le mode de mise en place du pieu doit simuler celui réalisé in situ. L'énergie fournie du battage du pieu modèle doit représenter, aux conditions d'échelle, celle appliquée aux pieux réels

La chambre de calibration construite au laboratoire 3SR Grenoble (France), GENEVOIS et al (1989), MOKRANI (1990), FORAY et al (1972), PUECH (1975), DESRUES (1977), et d'autres auteurs, est constituée de trois cercles cylindrique de 50cm de hauteur et 120cm de diamètre reliée entre elles par des flasques. Chaque module cylindrique est équipé d'une membrane intérieure torique fixée sur ses parois verticales. Chaque membrane est remplie d'eau dont la pression ou le volume est contrôlé. Ceci permet de maîtriser les conditions aux limites latérales du massif de sable. Les membranes latérales sont reliées à un vérin à eau lui-même relié à un servo-vérin à huile. Un système de régulation entre les données d'un capteur de pression et d'un capteur de déplacement placé sur le vérin à eau permet d'appliquer tous les types de conditions aux limites latérales

Deux plateaux horizontaux très rigides ferment les extrémités de la chambre de calibrage. Deux membranes toriques en caoutchouc posées horizontalement à la base de la cuve et à la surface du massif permettent d'appliquer des contraintes normales sur ces surfaces. Des orifices de 120mm de diamètre coaxiaux à la cuve ont été prévus dans les membranes horizontales, ainsi que sur les plateaux, afin de laisser le passage à un pieu d'essai traversant le massif de part en part, on reproduit dans ce cas le frottement latéral d'une partie du système sol-pieu à une profondeur donnée, c'est l'exemple de la chambre de calibration prototype D'EISSAUTIER (1986). Pour les essais d'enfoncement depuis la surface, l'orifice du plateau inférieur est fermé, on obtient ainsi une configuration classique des chambres de calibration permettant d'étudier le comportement de fût du pieu et de la contrainte pointe sur un tronçon limité d'un pieu. Le système de remplissage et de mise en pression des membranes est représenté sur la figure (I-3.4). Un panneau équivalent à celui d'un triaxial permet le contrôle des pressions appliquées et la mesure des variations de volume du massif de sol qui s'y produise.

La chambre de calibrage a été dimensionnée pour supporter des pressions verticales et horizontales de 1MPa

● Membrane horizontale

Les membranes supérieures et inférieures sont alimentées séparément par l'intermédiaire de deux circuits indépendants dont chacun est équipé d'un manodétendeur et relié directement à un réservoir d'eau désaérée de 27 litres d'autonomie. Chaque réservoir communique avec une burette étalonnée pouvant indiquer à chaque instant les variations de volumes. Les conditions de non déformations verticales ($\varepsilon_v = 0$), ou de contrainte verticale constante ($\sigma_v' = \text{cte}$), peuvent être réalisées.

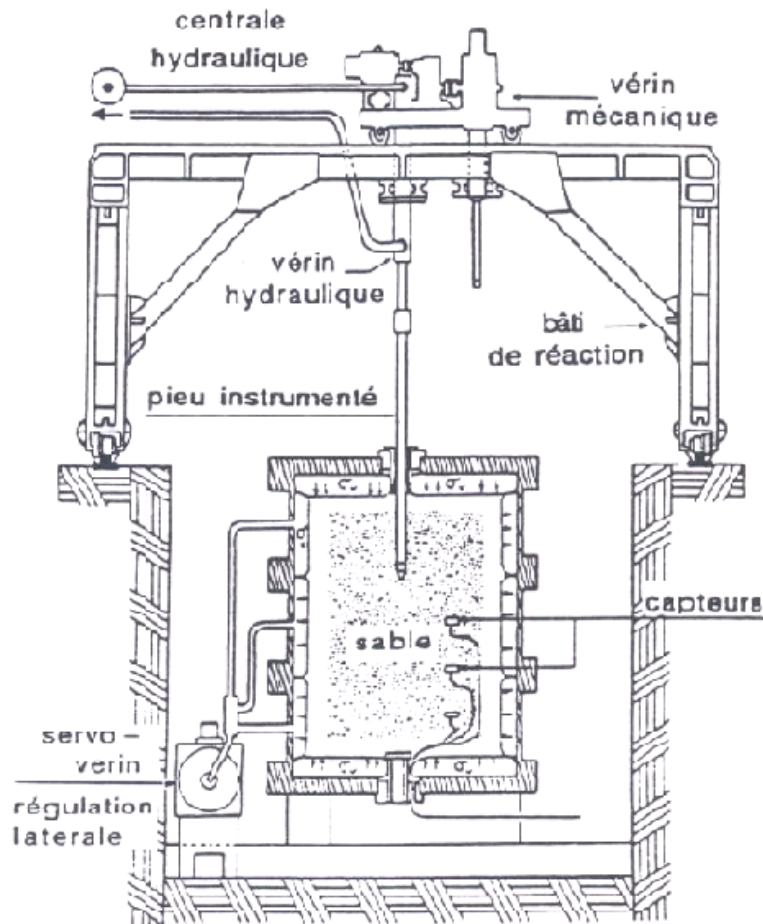


Fig I-3-4 Chambre de calibration du laboratoire 3SR d'après FORAY (1972)

• **Membranes latérales**

Les membranes latérales ainsi que le circuit qui les alimente doit être au préalable mis sous vide. Cette manière d'agir a pour but d'éviter toute formation de poches d'air pouvant conduire d'une part à des déformations latérales lors de la consolidation œdométrique, d'autre part à des valeurs erronées de variation volumiques. Deux réservoirs de 75 litres de capacité sont prévus pour l'alimentation des trois membranes latérales en eau désaérée. Pour des conditions aux limites à contrainte latérale constante ($\sigma'_h = cte$) ou à non-déformation latérale ($\varepsilon_h = 0$), l'utilisation du panneau triaxial suffit. Par ailleurs, nous avons vu que nous voulons imposer sur les parois latérales une relation pressiométrique entre la variation volumique et la contrainte. Pour cela, nous avons relié les membranes latérales à un vérin à eau, ce dernier est solidaire d'un servo-vérin à huile. Ce dispositif a pour rôle de transformer les variations des membranes, et donc du massif de sol, en déplacement du piston en fonction de la pression qui règne aux frontières. Ce qui constitue l'originalité de la chambre de calibration de l'I.M.G, laboratoire 3SR.

Les essais par chambre de calibration ont été utilisés au niveau de l'I.M.G, laboratoire 3SR, depuis longtemps. Nous allons citer les essais qui ont été réalisés tel qu'ils nous en ont été communiqué :

- La grande cuve à parois rigides utilisées successivement par FORAY (1972), PUECH (1975), DESRUES (1977), et RENOUD-LIAS (1978). Ses dimensions étaient de 2m de hauteur et de 1,5m de diamètre. Elle a permis d'appliquer des surcharges verticales de 200kPa, pour des essais pressiométrique et de fonçage de pieux dans les sables d'Hostum ($d_{50} = 0.7mm$)

- Pour simuler physiquement le comportement des pieux en grandes profondeurs, FORAY (1972) et GENEVOIS (1989), a été conduit à améliorer la grande chambre de calibration du laboratoire 3S (I.M.G Grenoble). Les résultats de Mon modèle théorique seront calés sur les essais fait au niveau de ce laboratoire par les auteurs précédemment cités, aussi vais-je présenter cette chambre de calibration.

- La cuve pressurée de DESSANT (1986), elle permet l'application de surcharges verticales jusqu'à 750kPa. Ses paramètres étaient les suivants : 40cm de diamètre, 50cm de hauteur. Elle a été utilisée pour des essais d'enfoncement continu de pieux lisses de faible diamètre dans le sable d'Hostum « gros » ($d_{50} = 0.7mm$)

- Chambre de calibration prototype d'EISSAUTIER (1986) utilisée pour l'étude du frottement latéral, de pieux modèle instrumentés, dans le sable d'Hostum ($d_{50} = 0.7mm$). Ses paramètres étaient de 30cm de diamètre et de 50cm de hauteur. Cette cuve à permis d'imposer des conditions aux limites latérales extrême et asservie avec des charges verticales pouvant aller jusqu'à 800kPa.

I-3-9-2 : Formation du massif de sol

La chambre de calibrage est une cuve de grande dimension pouvant contenir un échantillon de sol d'une densité donné. Le remplissage de la cuve, avec un matériau pulvérulent sec, est généralement mis en place par pluviation avec un système de double tamis diffuseur.

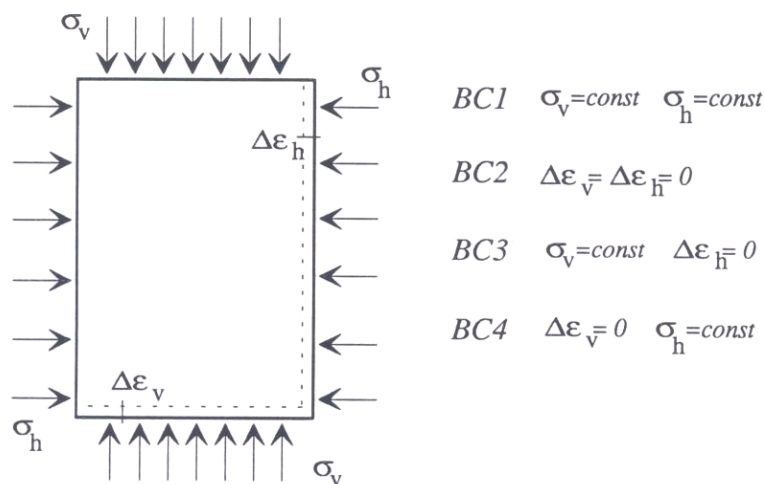


Fig I-3-5 Conditions aux limites dans la chambre de calibrage

Ce procédé consiste à faire passer le sable d'essai à travers ce double tamis de diamètre égal à celui de la cuve et qu'on relève progressivement durant toute l'opération pour maintenir une hauteur de chute constante. Ce procédé permet d'obtenir :

- Une bonne répétitivité des densités mesurées

- Une meilleure homogénéité de l'échantillon en densité
- Une large gamme de densité relative $20\% < D_r < 98\%$

Pour obtenir des densités plus fortes différentes méthodes sont utilisées :

- Compactage des couches successives de sol jusqu'à l'obtention de la densité désiré
- Vibration de l'échantillon de sable à l'aide d'un vibreur à béton
- Déposition pluviale

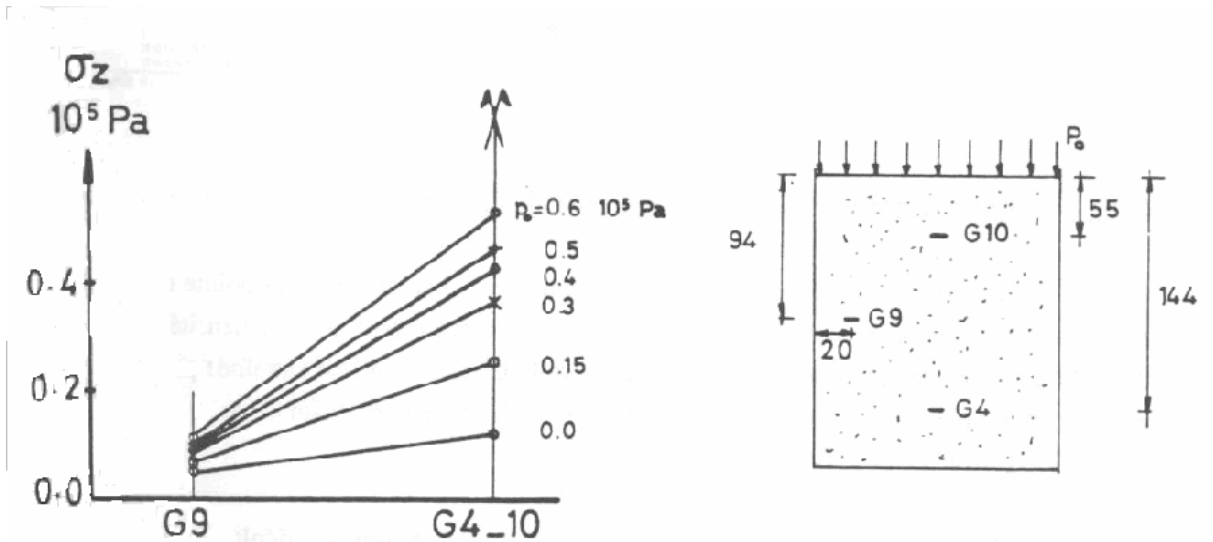
Les deux premières méthodes entraînent souvent une hétérogénéité importante au sein du massif. La méthode de pluvation est préférée par plusieurs auteurs. Son utilisation consiste à maintenir une hauteur de chute constante. Toute en faisant varier le débit de chute du sable en modifiant la taille de mailles du tamis. C'est le procédé utilisé par le laboratoire 3SR pour les essais à forte densité sur sable fin.

L'échantillon de sol doit être mis sous les mêmes conditions auxquelles il était soumis in situ. Dans un massif semi-infini, le sol se trouve sous un état de contrainte horizontale $\sigma_h = K_0 \sigma'_v$ où K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos pouvant être déterminé à partir d'un essai oedométrique sur un sable normalement consolidé (NC). Le même sol peut être sous un état où K_0 est plus élevé. Cette supposition serait le résultat d'une surconsolidation (OC) avec une déformation latérale nulle.

Dans une chambre de calibration, la montée suivant un chemin oedométrique s'effectue en maintenant un déplacement radial nul aux frontières du massif de sol, lors de l'application des surcharges verticales σ'_v . La valeur de K_0 peut alors être évaluée en mesurant la pression d'eau qui règne autour du massif. Ce problème de chargement n'est simulé correctement par la chambre de calibration que si les membranes latérales sont rempli d'eau avant la mise en place du sable afin d'assurer un non déplacement latéral. Dans ce cas, sous l'effet du poids de l'eau, les membranes latérales auront tendance à se gonfler à la base, entraînant ainsi des irrégularités à la frontière latérale de l'échantillon. EISSAUTIER (1986) a été confronté à ce problème avec sa chambre de calibrage de diamètre 30cm et de hauteur 50cm. Les valeurs de K_0 mesurées sur le sable d'Hostum ($d_{50} = 0,7\text{mm}$) étaient trop faibles de l'ordre de 0,2 par rapport à celles déterminées par un essai oedométrique. Pour corriger ce problème, EISSAUTIER (1986) a été amené à rigidifier la membrane latérale à l'aide d'une cage métallique ce qui a amélioré les résultats. Pour le laboratoire 3SR, le problème a été réglé par l'utilisation de trois membranes latérales indépendantes.

Pour effectuer un chargement suivant un chemin K_0 fixé au départ, on doit à chaque palier de contrainte verticale σ'_v , réajuster la pression latérale pour maintenir un rapport σ_h / σ'_v constant. La simulation en chambre de calibrage du chemin suivi par le sol durant sa consolidation suppose que dans le massif de sol règne un état de contrainte homogène. L'expérience acquise au laboratoire 3SR montre que le frottement du sable sur les parois de la cuve crée des efforts de cisaillement qui s'opposent à la surcharge verticale appliquée. Pour RENOUD-LIAS (1978) la transmission de la surcharge verticale est d'autant meilleure que celle-ci est faible et que le sable est dense. La Fig (I-3.6), montre que dans le plan horizontal, la contrainte verticale est mieux transmise à mesure que l'on s'éloigne des frontières du massif de sol.

Fig I-3-6 : Influence des parois de la cuve sur la transmission de la surcharge. Répartition de σ_z sur un rayon situé à $z = 94\text{cm}$ (RENOUD-LIAS (1978))



Une tentative de diminution de ces frottements parasites par un placement d'une seconde membrane sur la surface inférieure du massif du sol a été tentée par GENEVOIS (1989). Le massif de sol est sollicité en même temps aux deux extrémités. La cellule « Glötz » située à 50cm de profondeur dans un sable dense mesurant la contrainte verticale diffère légèrement de celle installée à la surface et ce jusqu'à des valeurs de surcharge élevées. Les frottements sol/parois seront quand même amplifiés, durant la phase de consolidation où des tassements importants auront cours surtout dans des sables siliceux lâche, malgré la mise en place de cette technique Fig (I-1-7)

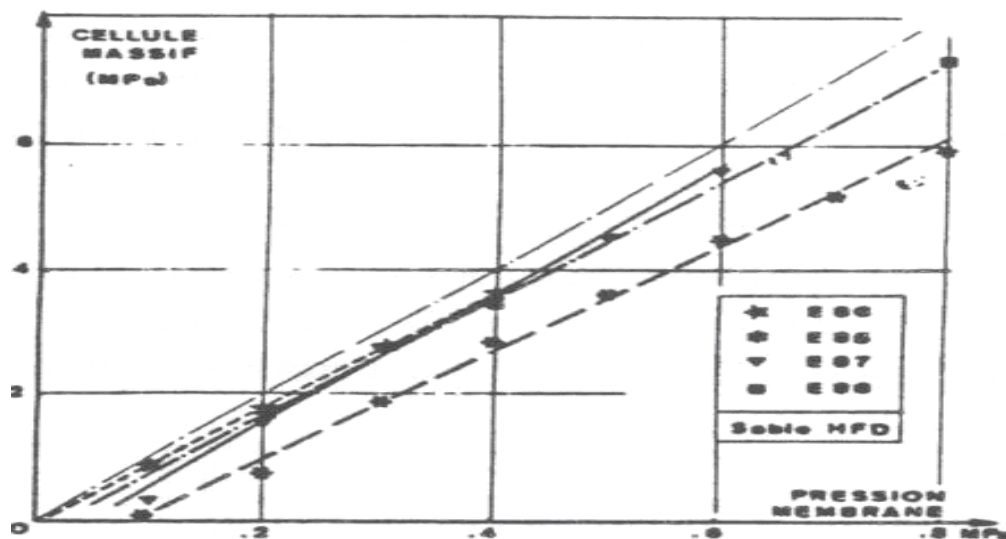


Fig I-3-7 : Phase de monter en charge verticale avec mesure de σ_v' dans un massif
GENEVOIS (1989)

I-3-9-3 : Evolution de l'état du massif lors d'essai d'enfoncement

Une zone fortement compactée, de dimension variable, en fonction de la densité du sable, du diamètre de la pointe, et de la valeur de la contrainte, se forme lors de l'enfoncement d'un pieu. Cette zone entraînée par le pieu déclenche une expansion horizontale, autorisant ainsi le passage du pieu Fig (I-3-8)

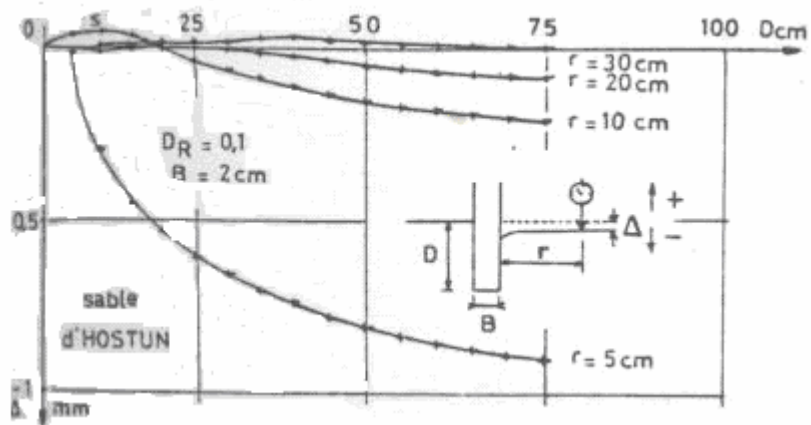


Fig I-3-8 : Expansion horizontale de massif du sol : passage du pieu FORAY et al (1972)

ROBINSKY et MORRISON (1964) note que le champs de déplacement est un bulbe s'étalant autour du pieu de trois à quatre diamètres à partir de son fût pour les sables lâches ($D_r = 0.17$). Ce déplacement atteint 4,5 à 5,5 diamètre du fût pour les sables moyennement denses ($D_r = 0,37$). Une relation de cause à effet relie de toute manière le déplacement de la zone autour du fût du massif de sol et sa densité. Celle-ci est affectée d'autant plus que la densité du milieu environnant est forte. Au delà de ce bulbe les déformation résultantes sont faibles et on considère ce milieu environnant restant comme un milieu ayant un comportement élastique. En négligeant les déformation verticales qui se produisent le long du massif, le sol suit donc un chemin pressiométrique dans sa phase linéaire. Il en résulte qu'il serait possible de simuler le comportement d'un massif de sol semi-fini avec la chambre de calibration à condition d'appliquer aux frontières latérales la sollicitation générant une relation pressiométrique correspondant au massif de sol in situ Fig (I-3-9).

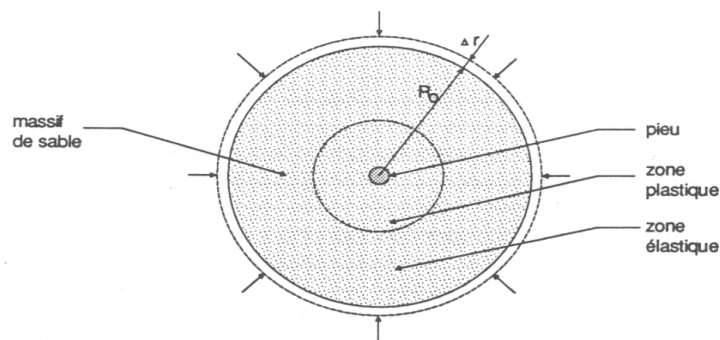


Fig I-3-9 : Analogie entre le comportement aux frontières du massif et l'expansion Pressiométrique

De la théorie de l'élasticité, on tire le chemin réel, suivi in situ, au frontière d'un échantillon de rayon initial R_0 :

$$d_r = \left(\frac{d\sigma'_r \cdot R_0}{2G} \right) \tag{I-3-9}$$

Avec
$$G = \left(\frac{E}{2(1+\nu)} \right) \quad (I-3-10)$$

On a :
$$d\sigma_r' = \left(\frac{2G.d_r}{R_0} \right) \quad (I-3.11)$$

Où

- G : Module de cisaillement
- $d\sigma_r$: Variation de la contrainte radiale aux frontières
- d_r : Déformation radiale du massif de sol de rayon R_0

En supposant les déformations radiales uniformes le long de la frontière du massif de sol, on écrit :

$$\Delta P = \left(\frac{\Delta V}{V_0} \right) \quad (I-3-12)$$

Où :

- ΔP : Variation de la pression d'eau autour du massif
- ΔV : Variation volumique latérale
- V_0 : Volume initial de l'échantillon

En imposant latéralement des conditions pressiométriques à un échantillon à ces limites, nous pouvons par ce principe vérifier la validité de l'expansion cylindrique. Une analogie est ainsi faite avec l'essai de cisaillement direct à rigidité contrôlée, c'est-à-dire imposé à chaque variation de pression, Δp mesurée une variation de volume ΔV calculée, à partir des relations précédemment citées et inversement, ceci n'étant possible que par un asservissement pression/volume très rapide. Le choix du module de chargement et de déchargement à appliquer dans le cycle d'asservissement est très important. La tangente à l'origine de la courbe pressiométrique étant égale au module de cisaillement (G) du sol, selon la théorie classique, on notera toutefois que dans la littérature, le module de YOUNG E_p mesuré au pressiomètre est inférieur au module triaxial, qui est due à l'histoire antérieure de matériau d'après RENOUD-LIAS (80). L'essai triaxial à l'état de contrainte initial isotrope, contrairement à un essai pressiométrique où le chemin suivi au début de l'expansion peut être considéré comme proche de celui d'un œdomètre. Les modules précédemment cités correspondent en principe aux petites déformations, de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-5} , résultat difficile à atteindre avec des essai statique et plus particulièrement avec l'essai pressiométrique où le sol au voisinage de la sonde est généralement très remanié.

I-3-10 : Simulation expérimentale du comportement des pieux en chambre de calibrage

Nous nous intéresserons dans ce paragraphe aux expériences de calibration nécessaires à notre modèle afin de vérifier notre calage en fonctions des résultats obtenus sur modèle réduit et si cela est possible également aux essais réels si des résultats sont disponibles au niveau du laboratoire 3SR (I.M.G. Grenoble).

● Résistance de pointe

Ce sont des résultats obtenus par fonçage continu de pénétromètres qui servent à l'interprétation de la résistance de pointe des pieux. Si on ne prend pas en compte l'effet de la géométrie de la pointe, la vitesse de pénétration normalisée à 20mm/sec, le comportement d'une pointe pénétrométrique sera assez proche d'un pieu. AL-AWAKATI (1975) note que pour une même vitesse d'enfoncement, une différence d'environ 20% entre une pointe plate et une pointe conique à 60° Fig (I- 3-11) est reconnue.

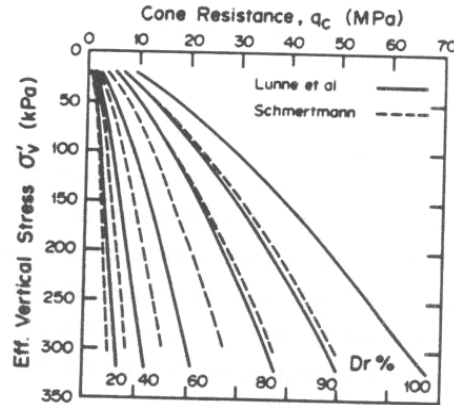


Fig I-3-10 : Résistance de pointe en fonction de la densité relative PARKIN (1982)

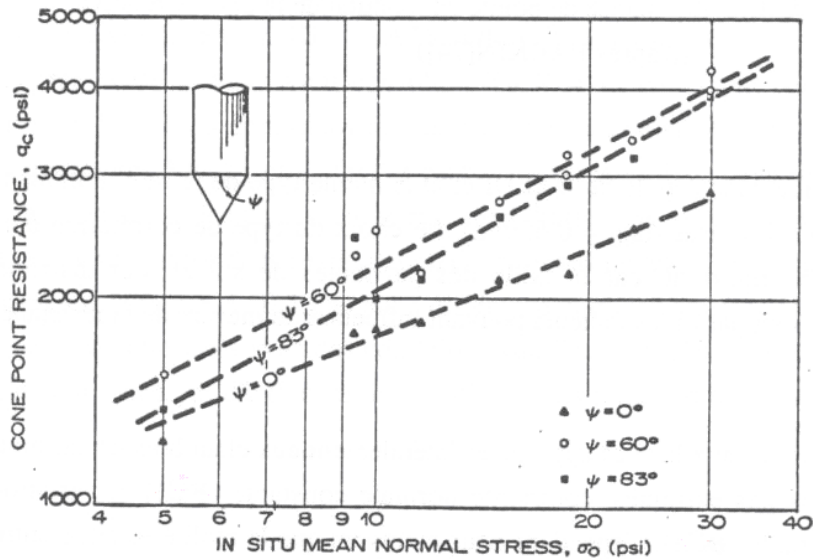


Fig I-3-11 : Influence de la forme de la pointe sur la résistance de pointe AL-AWAKATI (1975)

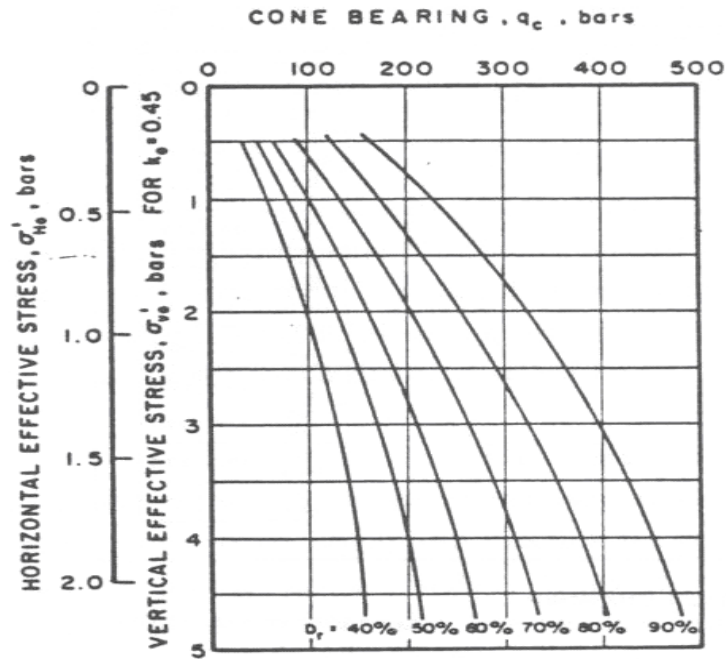


Fig I-3-12 : Relation entre la résistance de pointe et la densité relative ROBERTSON et al (1983)

Les résultats des essais de JAMIOLKOWSKI et TATSUOKA (1990) dans des échantillons de sable siliceux très dense normalement consolidé (OCR=1) avec deux pénétromètres de différent diamètre sont représentés sur la figure (I-3-13). Les conditions aux limites imposées sont de type BC1 (pression latérale constante). A part l'effet des parois horizontales de la cuve sur le début et la fin de l'enfoncement, les courbes montrent bien

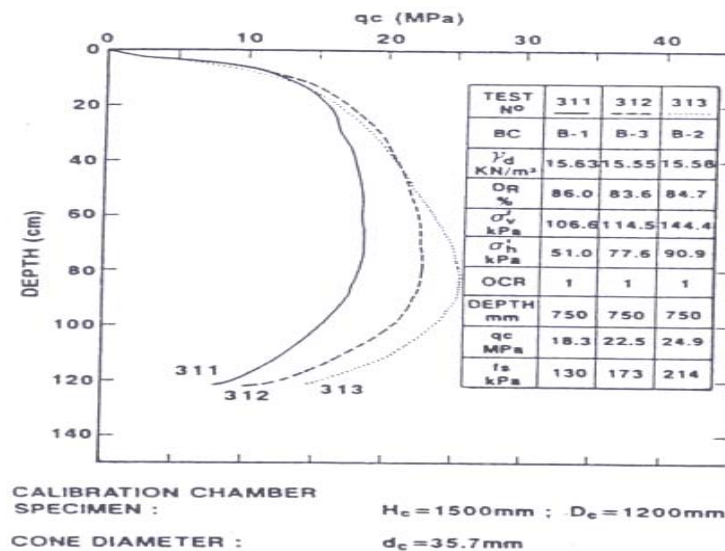


Fig I-3-13 : Influence des dimensions de la cuve sur la résistance de pointe JAMIOLKOWSKI et al (1990)

L'influence des dimensions de la cuve, à prendre en considération dans l'exploitation des résultats de résistance de pointe. La figure (I-3-14) montre une nette différence entre les mesures effectuées sur un même pénétromètre mais avec des conditions aux limites

différentes. On pourra à partir de là, conclure qu'il n'y aura pas d'influence des conditions aux limites si $q_c(BC1) = q_c(BC3)$.

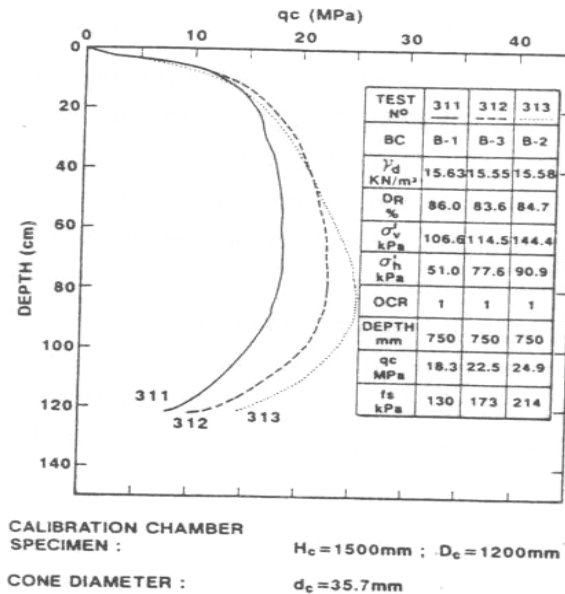


Fig I-3-14 : Influence des conditions aux limites sur la résistance de pointe JAMIOLKOWSKI et al (1990)

Les essais d'enfoncement dans des conditions de type œdométrique (BC3) montre que la contrainte horizontale aux frontières du massif ne reste pas constante, elle augmente d'autant plus que le sable est dense BELLOTI (1979) Fig (I-3-15)

Le problème a été également étudié par PARKIN et LUNNE (1982) en considérant pour cela deux chambres de calibration et deux pénétromètres de dimensions différentes. Les résultats montrent à faible densité une dispersion des résultats, quelques soit le degré de souconsolidation, et que, les conditions aux limites n'interviennent pas dans la valeur de la résistance de pointe dès que le diamètre relatif $D_{iam}^r = \varphi_{cuve} / \varphi_{pénétrömètre}$ atteint la valeur de 20 Fig (1-3-16).

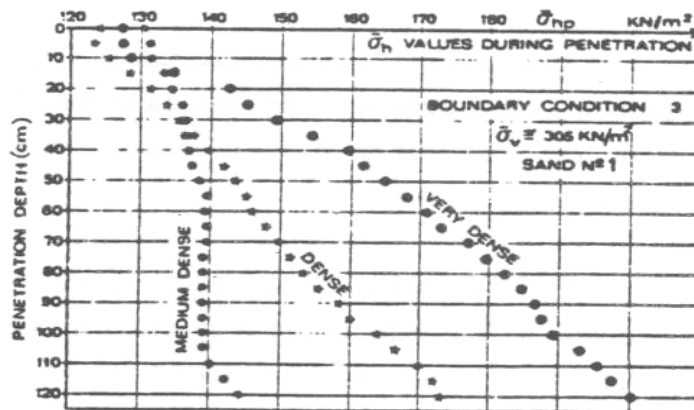


Fig 1-3-15 : Evolution de la contrainte σ_h aux frontières du massif de sable BELLOTI et al (1979)

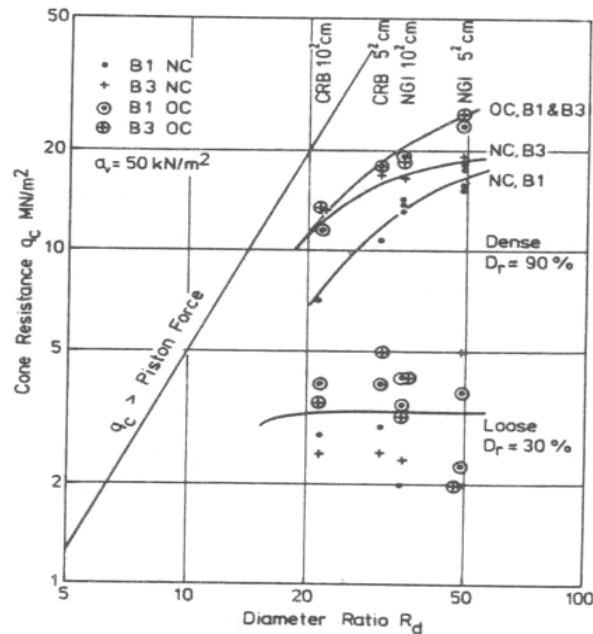


Fig I-3-16 : Influence du diamètre de la cuve sur la résistance de la pointe d'un Pénétrömètre PARKIN et al (1982)

A forte densité, pour un sable normalement consolidé ($OCR=1$), ce rapport est de 50 afin que les conditions aux limites considérées donnent des mesures de résistance de pointe assez proche. Dans le cas des sables surconsolidés, les auteurs notent une influence des dimensions de la cuve et ce jusqu'à une valeur de $D_{iam}^r = 100$, bien qu'on ne distingue plus les courbes relatives aux résultats d'essais de type BC1 et BC2. Ces résultats sont obtenus ainsi que les comparaisons qui y sont faites pour une valeur de contrainte d'essai faible ($\sigma_v' = 50 \text{ Kpa}$).

Il apparaît dorénavant que dans les sables normalement consolidés ou surconsolidés, la résistance de pointe dépend des dimensions de la cuve et des conditions aux limites latérales appliquées

De plus, PARKIN (1982) s'est intéressé également à la contrainte latérale (σ_h'). Il remarque et indique que la résistance de pointe dépend de σ_v' en apparence, de même pour le degré de consolidation OCR, et que réellement q_c est fonction uniquement de la contrainte horizontale qui est indiquée sur chaque point d'essai réalisé dans des conditions aux limites de type BC1 Fig (I-3-17). Cette dernière conclusion a été confirmée par HOULSBY et HITCHMAN (1988). Ils confirmèrent qu'il n'existe qu'une seule relation entre la résistance de pointe et la contrainte horizontale Fig (I-3-18). Nous avons vu que l'effort en pointe dépend largement de la compressibilité du matériau utilisé qui dépend de la résistance à l'écrasement des grains, de la densité relative, de la nature minéralogique ainsi que de la contrainte appliquée Fig (I-3-19)

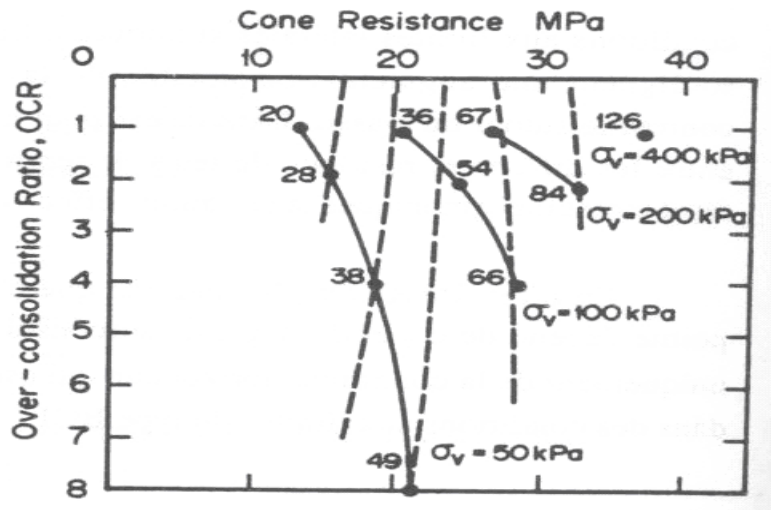


Fig I-3-17 : Variation de la résistance de pointe en fonction du degré de surconsolidation OCR PARKIN (1982)

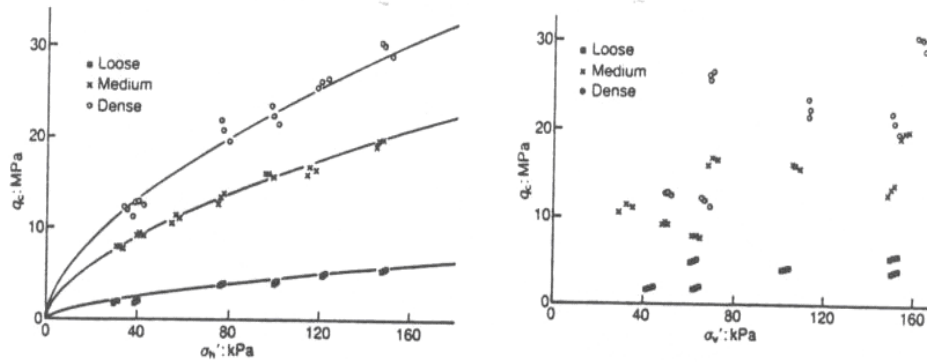


Fig I-3-18 : Résistance de pointe en fonction de $D_R, \sigma'_H, \sigma'_v$ HOULSBY et al (1988)

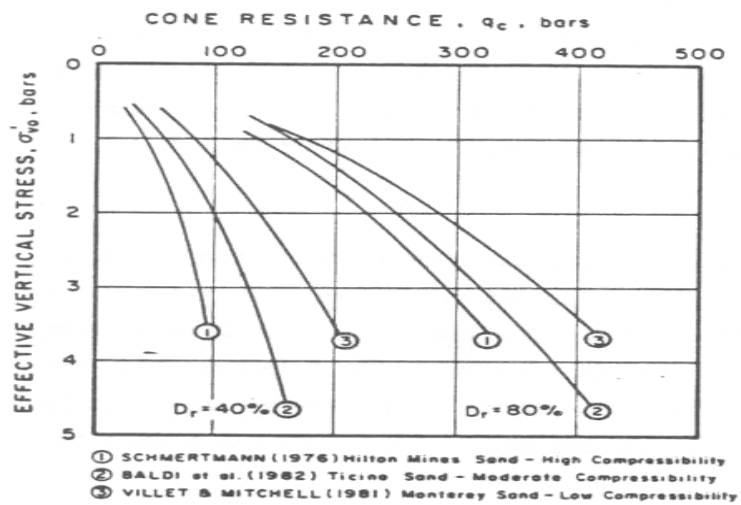


Fig I-3-19 : Comparaison entre les résultats obtenus avec des densités relatives Identiques ROBERTSON et al (1983)

Les résultats des essais d'enfoncement de pénétromètre réalisés par JAMIOLKOWSKI (1990) Sont regroupées sur la figure (I-3-20). On note que pour un diamètre relatif D_c/d_c la résistance de pointe varie linéairement avec la valeur maximale de σ'_h mesuré en dépendance totale par rapport aux conditions limites appliquées. La Figure (I-3-21) montre les courbes de la résistance de pointe en chambre de calibration en fonction de la densité relative. On remarque que pour les sable lâches ($D_r < 30\%$) le rapport $q_c / \sqrt{\sigma'_h}$ est peu affecté par le diamètre de la cuve, ce qui rejoint donc l'idée de PARKIN et LUNNE (1982)

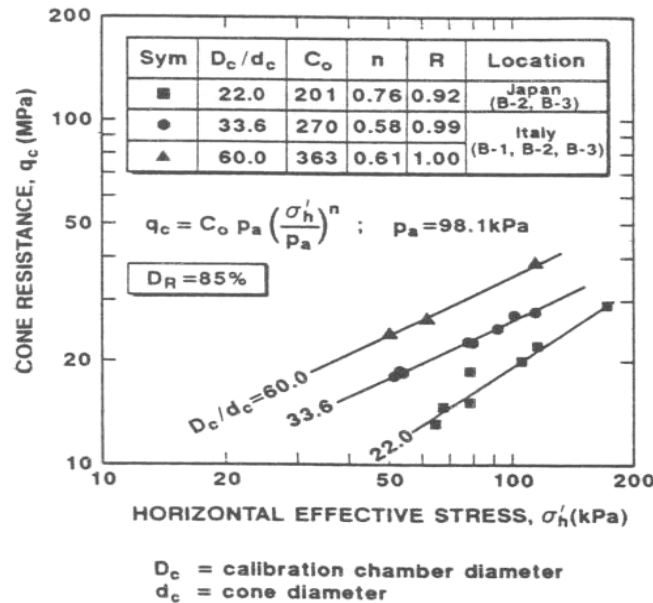


Fig I-3-20 : Influence des dimensions de la cuve et de la contrainte horizontale sur la résistance de pointe JAMIOLKOWSKI (1990)

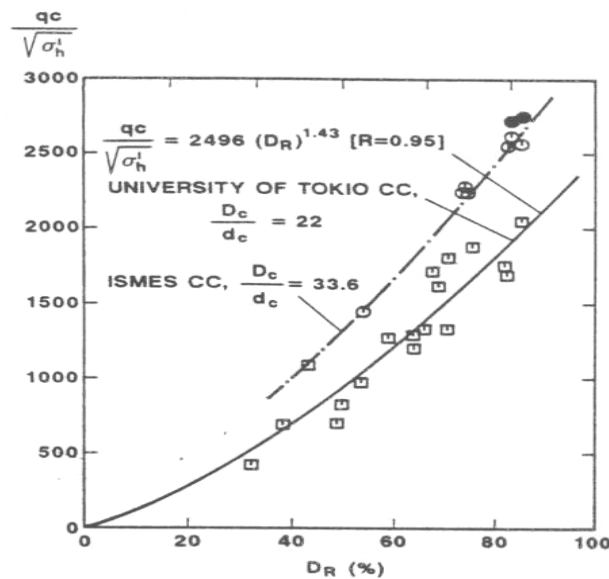


Fig I-3-21 : Evolution du rapport $q_c / \sqrt{\sigma'_h}$ en fonction de la densité relative D_r JAMIOLKOWSKI (1990)

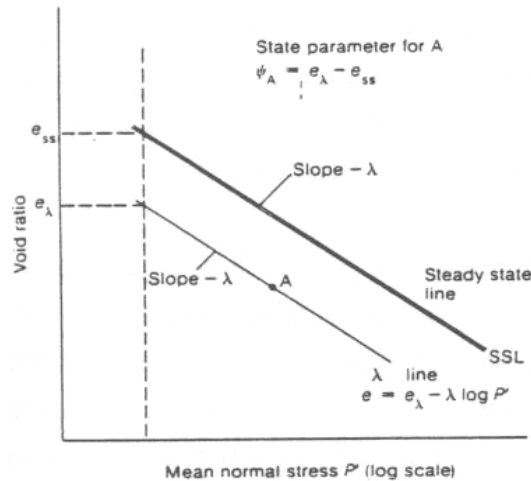
BEEN et JEFFERIE (1985) résumant l'influence combinée du niveau de contrainte et de la densité sur le comportement d'un matériau pulvérulent par la relation

$$\psi = e_i - e_{ss} \quad (I-3-13)$$

Où :

e_i : L'indice des vides initiale du matériau après consolidation

e_{ss} : L'indice des vides correspondant à l'état critique (Steady State Line) Fig (1-3-21)



$\psi > 0$, Comportement contractant

Fig I-3-22 : Définition du paramètre d'état BEEN et al (1986) $\psi < 0$, Comportement dilatant

$\psi = 0$ Etat stable

BEEN et al (1986), en utilisant les résultats de PARKIN et LUNNE (1988), propose une méthode permettant de comparer les données d'essais de pénétration réalisés dans des chambres de calibration différentes. Pour cela, il suffit de connaître la valeur du paramètre de compressibilité ψ pour déduire à partir des courbes de la figures (I-3-23) le coefficient correcteur qui conduit à la résistance de pointe correspondant à un diamètre relatif $D_{iam} = 50$; cette approche est pour un sable de compressibilité bien définie.

Pour s'affranchir des conditions aux limites, SMITS (1982) à partir d'un calcul d'expansion de cavité cylindrique a tenté d'évaluer l'influence des conditions aux limites et des dimensions de la cuve sur la résistance de pointe, il obtient la formulation suivante :

$$\frac{q_c}{q_c(BC1)} = 1 + \frac{1}{(D_{iam})^2} \times I_r \times tg\varphi \quad (I-3-14)$$

$$\frac{q_c}{q_c(BC3)} = 1 + \frac{\omega - 1}{1 - 2\nu + \omega} \times \frac{1}{(D_{iam})^2} \times I_r \times tg\varphi \quad (I-3-15)$$

Où

$$\omega = \frac{D \times G}{S \times E_s} \quad (\text{I-3-16})$$

Où

$S \times E_s$ = rigidité latérale de la cuve

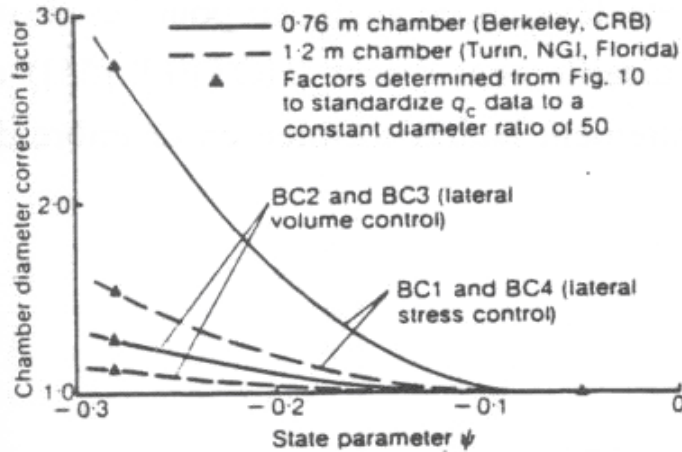


Fig I-3-23 : Facteur de normalisation des dimensions de la cuve BEEN et al (1986)

L'application de ses deux équations nécessite comme hypothèse de départ que le massif d'essai est homogène et que les conditions aux limites sont parfaitement appliquées. Ceci ne se réalise presque jamais car le sol est lâche à proximité des parois de la cuve d'autant plus que les membranes latérales permettent toujours une certaine déformation radiale initiale.

Pour résoudre ce problème, la solution a été présentée au paragraphe précédent, c'est-à-dire d'appliquer aux frontières de la cuve les conditions aux limites intermédiaires entre pression constante (BC1) et variation de volume nulle (BC2). L'hypothèse est de considérer le comportement du massif en petite déformation, dans un milieu semi fini, une rigidité latérale donnée par l'expression $k=2G / R_0$, hypothèse développée pour l'étude de l'interface à partir d'essai de cisaillement direct par HOTEIT (1990) et reprise pour la simulation du frottement latérale sol-pieu en chambre de calibration par EISSAUTIER (1986).

• Frottement latéral

Les essais réalisés entre le l'I.M.G et l'I.F.P pour mesurer les contraintes dans le sol de pieu sous chargement statique sont représentées sur la figure (I-3-24). Ces résultats, confirment que la contrainte horizontale, mesurée à 5cm de l'axe du pieu, est maximale au voisinage de la pointe ($\sigma_h = 250kpa$) et varie légèrement le long du reste du fût du pieu ($\sigma_h = 50 \text{ à } 100kPa$) ; La contrainte horizontale est donc, en prenant en considération ces résultats, une répartition de contrainte le long du pieu tel que le montre la figure (I-3-25), et ceci nous permet de conclure que la simulation du frottement latérale permet des diamètres moins importants que ceux exigés par la contrainte de pointe, et ce dans les sables siliceux denses.

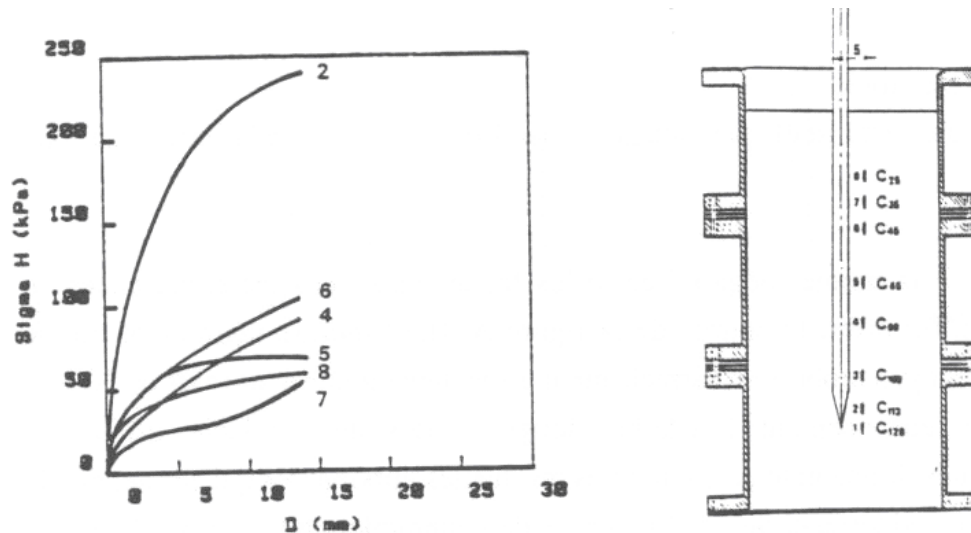


Fig I-3-24 : Mobilisation des contraintes horizontales pendant l'arrachement
SID-AHMED (1989)



Fig I-3-25 : Répartition de la contrainte horizontale le long du fût du pieu

I-3-11 : Frottement latéral en traction et en compression

Les essais de mobilisation du frottement latéral ont montré que le frottement latéral limite mesuré en compression est souvent différent de celui mesuré en traction. Dans son étude, FEDA (1976) attribut ce phénomène à l'effet de l'histoire du sol et du chargement ainsi qu'aux différentes techniques de mise en place des pieux. D'après l'auteur le rapport du frottement latéral moyen le long du fût en traction sur celui en compression τ_1^t / τ_1^c est égal à :

- 1 si le pieu est moulé,
- 1/2 à 2/3 si le pieu est installé par battage ou fonçage à partir de la surface du sol

Cette différence est également constatée entre le frottement latéral en traction et le frottement latéral en compression par GENEVOIS (1989). La courbe qu'il présente Fig(I-3-25), montre nettement que le frottement latéral moyen mobilisé à l'arrachement est nettement

inférieur - plus de 50% - à celui mesuré à l'enfoncement. Les faibles longueurs des pieux utilisées pour l'expérimentation, ne donnent pas de contraintes résiduelles très fortes qui puissent permettre ce grand écart. L'hypothèse de l'interaction entre les deux contraintes peut être retenue. En effet, en fin d'enfoncement continu, avant l'arrachement, la contrainte à la base du fût du pieu est assez élevée autour de 6MPa. Lors de l'arrachement - traction - une décompression du sol sous le pieu semble provoquer une chute des contraintes normales au fût du pieu sur une partie non négligeable du pieu, et donc une diminution assez importante du frottement latéral, toujours est-il qu'à défaut d'essais sur pieu réel ce problème reste posé. Cependant les essais réalisés et présentés par BRUCY et al (1991) sur des pieux de 324mm de diamètre et de 1.20m de longueur, note que le rapport τ_1^t / τ_1^c moyen dépend aussi de la densité du sable Fig (I-3-26)

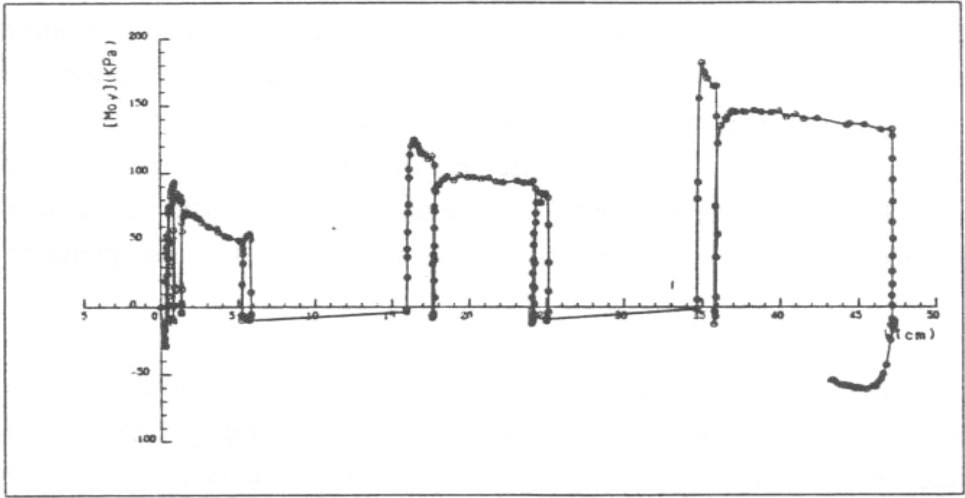


Fig I-3-26 : Evolution du frottement latéral moyen au cours du fonçage GENEVOIS (1989)

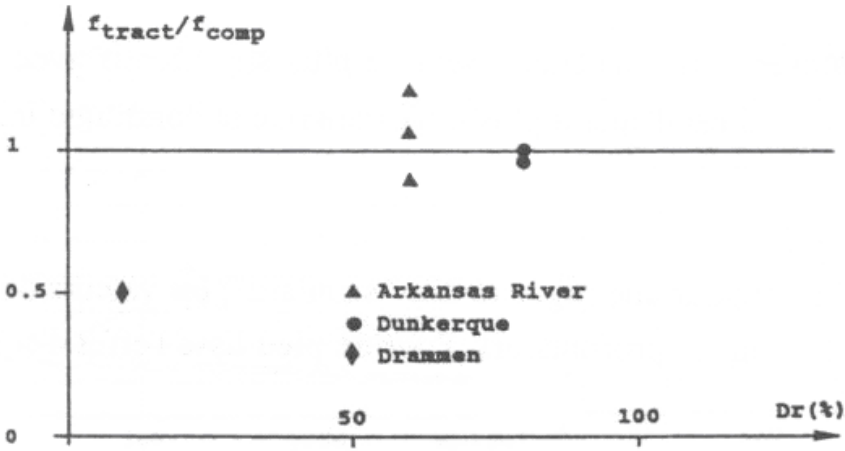


Fig I-3-27 : Comparaison du frottement latéral des pieux en traction et en compression en fonction de la densité relative des sables BRUCY et al (1991)

I-4 : PROBLEME LIES A LA MODELISATION PHYSIQUE DES OUVRAGES

Les expériences sur modèle réduit de type fondation ou soutènement ont pour but, si les conditions de similitude sont respectées, de permettre l'extrapolation des résultats du modèle à la réalité. Cependant des distorsion par rapport au prototype peuvent se manifester lorsqu'il se produit une localisation des déformations du sol en bande de cisaillement, soit au sein du massif - ligne de glissement - soit au contact entre le sol et la structure (interface sol-structure). Les études menées au laboratoire 3SR par DESRUES (1991) puis par BOULON (1988) montrent que l'épaisseur de ces bandes de cisaillement est liée à la taille moyenne des grains de sol. L'épaisseur de ces bandes est de l'ordre d'une dizaine de grains. Si pour conserver la même rhéologie du sol entre le modèle et le prototype et par conséquent conserver la même épaisseur pour les bandes de cisaillement, il apparaît clairement que ces bandes de cisaillement auront un effet plus important pour le modèle réduit que pour le prototype. On parle dans ce cas d'effet d'échelle lié à la taille du modèle par rapport à celle des grains.

OVESEN cité par HOULSBY (1994) distingue l'effet d'échelle et l'effet de taille. On dit qu'il y a effet de taille quand la valeur d'un paramètre adimensionné est une fonction d'une dimension caractéristique de la structure et indépendante de toutes les autres dimensions. L'effet d'échelle est la différence entre les résultats du modèle et du prototype présenté sous forme adimensionné. Les résultats entre des essais à pleine échelle et des essais sur modèle réduit sont généralement différenciés. Ces différences de résultats sont soit dues à un effet d'échelle ou à un effet de taille.

I-4-1 : Effet d'échelle pour la pointe

• Fondation profonde

Pour éviter l'effet d'échelle, les essais en chambre de calibrage effectués au laboratoire 3SR ont utilisé des diamètres de la pointe suffisamment grands par rapport au diamètre des grains des sables expérimentaux. Cependant l'enfoncement de petits pénétromètres dans des sables de gros diamètres, peut faire apparaître un effet d'échelle lié à la grosseur des grains de sable. Les essais réalisés par MOKNI (1988) dans le sable de Fontainebleau à 1g avec des pointes de 6mm, 10mm, et 20mm font apparaître des variations de la résistance de pointe en fonction de son diamètre, quand les contraintes sont faibles (5kPa environ). La Fig (I-3-29) montre d'ailleurs un rapport de 3 entre la résistance pénétrométrique obtenue lors d'un fonçage d'un pénétromètre dont le diamètre du cône était de 6mm et celui dont le diamètre était de 20mm.

Les essais de fonçage continus de pénétromètre de diamètre différents effectués par KERISEL (1962) puis plus tard par FORAY (1972) sur les petits pieux montrent que : Pour les faibles profondeurs, le schéma de rupture de type remonté de cylindre est observé. Le calcul de la résistance de pointe q_p par la formule $q_p = 0,38\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$ dépend de la largeur de la fondation B mais également du rapport D/B. Le coefficient de capacité portante N_q dépend de ϕ , angle de frottement, du rapport D/B et de la largeur de fondation. L'interprétation de la Fig (I-3-28) en fonction des résultats obtenus pour les différents diamètres du cône ne permet pas de conclure sur l'existence d'un effet d'échelle pour la pointe dans la mesure ou elle est affectée par le phénomène de remontée cylindrique. Les essais pénétrométrique effectués selon la procédure de « modelling of model » par RENZI et al (1994) en centrifugeuse dans le sable de Fontainebleau très dense sous forte contraintes, utilisant différents diamètres de

pénétrömètre ont montré l'absence d'effet d'échelle pour la pointe dans un rapport de d_c / d_{50} étalé de 50 à 90

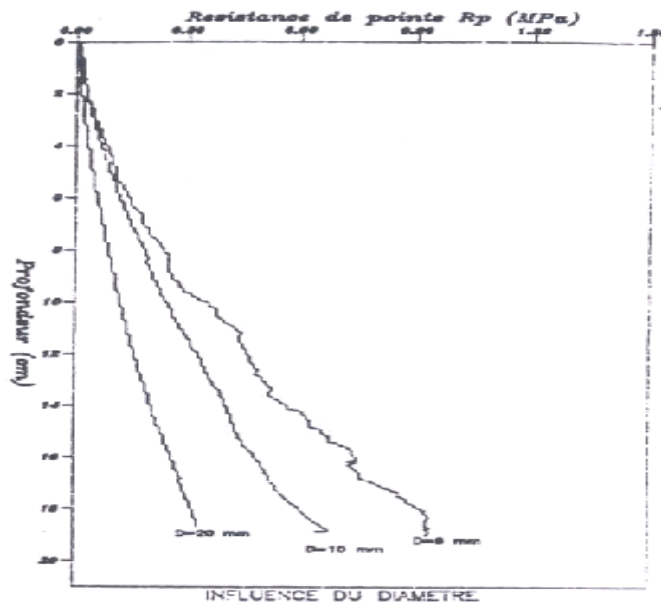
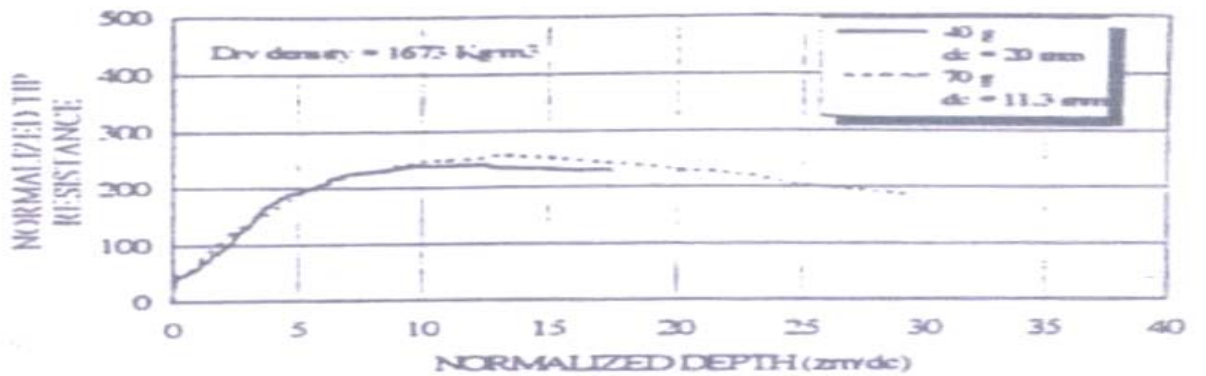


Fig I-3-28 Influence du diamètre du cône sur la résistance pénétrométrique à 1g d'après MOKNI (1989)



Modeling of models: investigation of grain size effects on Fontain. sand

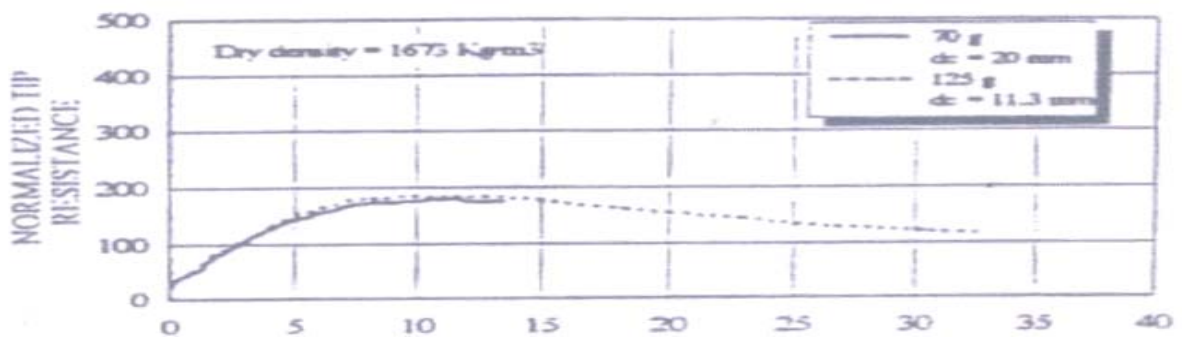


Fig I-3-29 Etude d'influence de la taille des grains sur la résistance pénétrométrique en centrifugeuse d'après RENZI et al (1994)

En effet, le sable devenant moins dilatant au fur et à mesure que les contraintes augmentent, l'effet d'échelle pour la pointe s'il existe devrait s'atténuer avec la profondeur.

● **Fondation superficielle**

DE BEER (1965), HABIB (1989), HETTLER et GUDEHUS (1988), ont mis en évidence un effet de taille de la fondation lors de leur étude expérimentale et théorique sur la capacité portante de la fondation superficielle.

En effet le coefficient de portance N_γ décroît lorsque la taille de la fondation augmente. Cependant cet effet de taille est important pour les essais en laboratoire sur les petits modèles et n'a pas d'importance pour les fondations réelles.

L'Evolution du coefficient de capacité portante N_γ pour une fondation superficielle, $N_{\gamma q} = 2q_{max} / \gamma B_n$, en fonction de la largeur B exprimée sous forme adimensionnelle.

Le calcul de DE BEER (1965), en appliquant le coefficient qu'il propose $\gamma B/E$ est donné par la Fig (I-3-30) par laquelle il explique l'effet de taille pour les fondations superficielles pour les raisons suivantes :

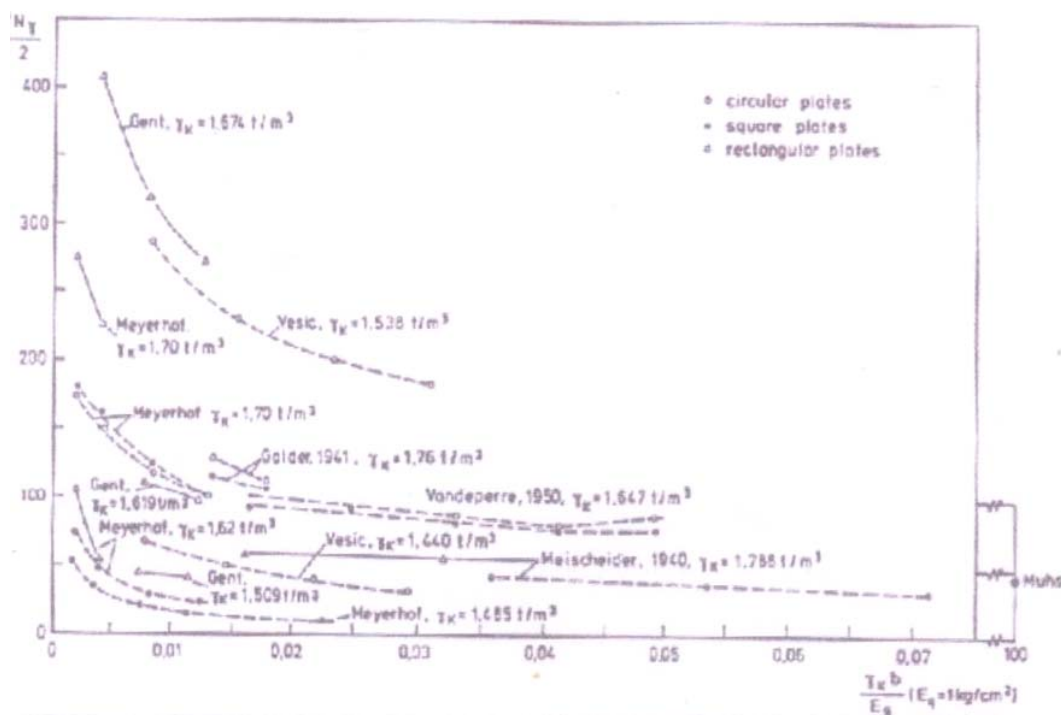


Fig I-3-30 Facteur de la capacité portante N_γ en fonction de la largeur de la fondation d'après DE BEER (1965)

- La réduction de l'angle de frottement à cause des fortes pressions sous les fondations plus larges
- La rupture progressive qui provoque les lignes de glissement dans la masse du sol avec un effet de taille des grains.

L'influence de la première raison est prépondérante pour DE BEER (1965).

HETTLER ET GUDENUS (1988) tire d'autres conclusions de leur recherche en ce qui concerne l'effet d'échelle pour les fondations superficielle

- La non-homogénéité de la densité sous une fondation
- La cohésion du sable

Ces deux observations peuvent être éliminées si une préparation du massif de sol convenablement menée. De même la Fig (I-3-31), KIMURA (1985) montre après des essais en centrifugeuse que plus les contraintes sont faibles pour des sables denses plus le coefficient de portance N_γ augmente

$$N_\gamma = \exp\{5.71(\tan \phi')^{1.15}\} - 1$$

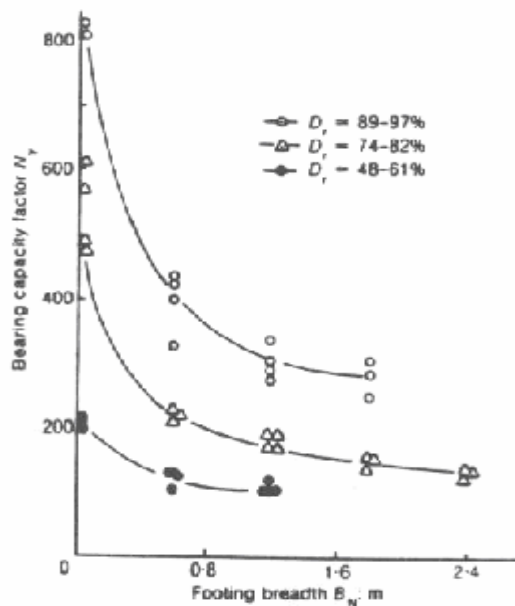


Fig I-3-31 Coefficient de capacité portante pour des essais en centrifugeuse de KIMURA (1985) comparé avec le calcul de HETTLER et al (1988)

La rupture progressive dans le massif de sable est liée à l'apparition de zones plastiques aux coins des fondations. Les bandes de cisaillement ont une tendance à se propager à partir de coins de fondation. La dilatance de cisaillement est fonction du diamètre du grain et donc plus grande d'autant que le matériau est gros. Ceci nous permet de dire que la dilatance ne respecte donc pas la similitude. Si deux fondations de taille différentes sont placées sur le même sable et par conséquent un effet d'échelle se produit lors de la formation de bandes de glissement.

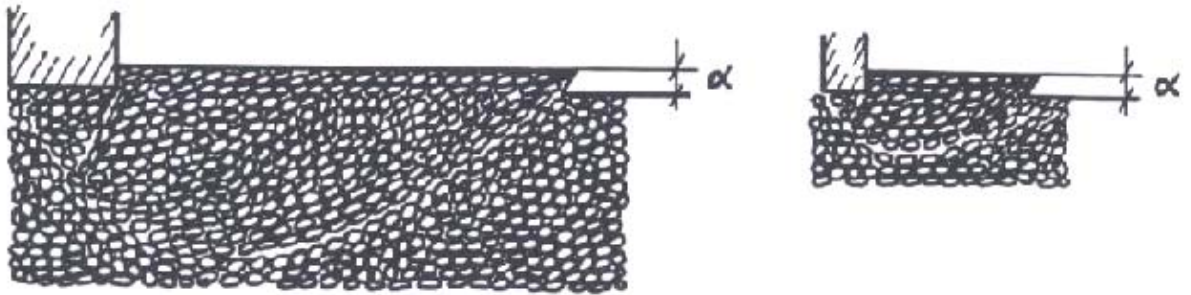


Fig I-3-32 Bandes de glissement sous un modèle et sous une fondation réelle d'après HABBIB (1985)

Les études de localisation de déformation dans la masse de sol menée par MOKNI (1993) dans un appareil triaxial montre DARVE (1995) que :

- Les essais lâches lorsqu'ils donnent lieu à de la localisation montrent une densité limite locale sensiblement identique à la densité moyenne de l'échantillon.
- La localisation pendant des essais sur le sable dense montre que le sol atteint une densité critique uniquement au sein de la bande de cisaillement. L'indice des vides local dans une bande de cisaillement atteint l'indice des vides critiques. Tandis que l'indice des vides global plafonne au dessus de ce palier, car le déclenchement de la localisation met fin à la déformation de masse.
- Le palier de l'indice des vides critique est le même pour tous les échantillons testés à la même pression de la cellule quelque soit son état initial.

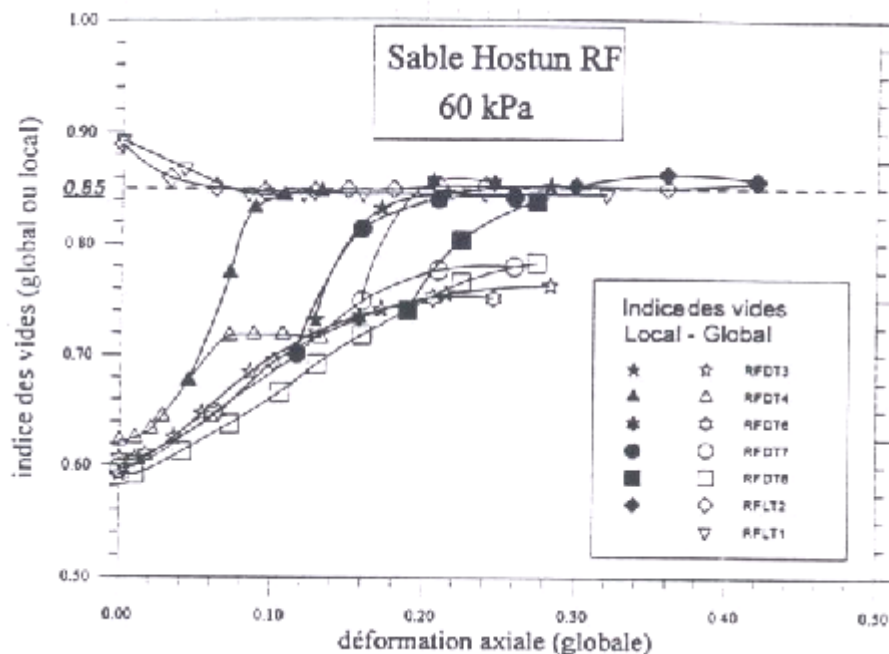


Fig I-3-33 Evolution de l'indice des vides globale (moyenne sur une section de l'échantillon) et locale (dans les bandes de cisaillement) pour des essais triaxiaux sur sable d'Hostun RF d'après DARVE (1995)

HABIB (1985) a montré l'effet de taille. Pour éviter ce phénomène il a préconisé un rapport limite entre la taille du modèle et la taille des grains (taille du modèle / taille des grains). Pour les fondations superficielles, ce rapport B/d_{50} est de 200. Ceci permet d'éviter l'effet de taille des grains. Pour les sables moyennement dense ce rapport est plus petit. Pour HABIB (1985) dans les sables denses la rupture générale de la fondation se fait en même temps que la surface de rupture pour les rapports B/d_{50} inférieurs à 200. Le travail de dilatance et le travail de rupture générale sont simultanés. Pour des rapports B/d_{50} plus grand que 200, c'est-à-dire des fondations plus larges, le mécanisme de rupture progressive entraîne la séparation entre le travail de dilatance et le travail de frottement. Ce travail de dilatance est concentré dans une bande située en avant de la surface de glissement et se déplace avec elle. Plus la surface de glissement est longue plus le travail de dilatance est dilué dans le travail de poinçonnement.

Pour YAMAGUCHI et al (1986), l'effet de la taille des grains est fonction du déplacement une fois la capacité portante est dépassée. Ce qui revient à dire que cet effet est d'autant plus fort que la localisation de la déformation est plus grande.

I-4-2 : Effet d'échelle pour le frottement latéral

Pour les pieux, l'effet d'échelle se produit lors de la localisation des déformations à l'interface sol-structure. L'épaisseur de la bande de cisaillement étant liée à la taille des grains du sol, son épaisseur est presque égale entre le modèle d'inclusion étudié au laboratoire et le prototype réel.

Les travaux menés par WERNICK (1977) montre une dépendance du frottement latéral par rapport au diamètre de l'inclusion ainsi que l'existence d'un effet d'échelle pour le frottement latéral. Ces travaux indiquent également une augmentation du frottement latéral en fonction de la densité du sol. Celle ci est d'autant plus forte que le sable est compact.

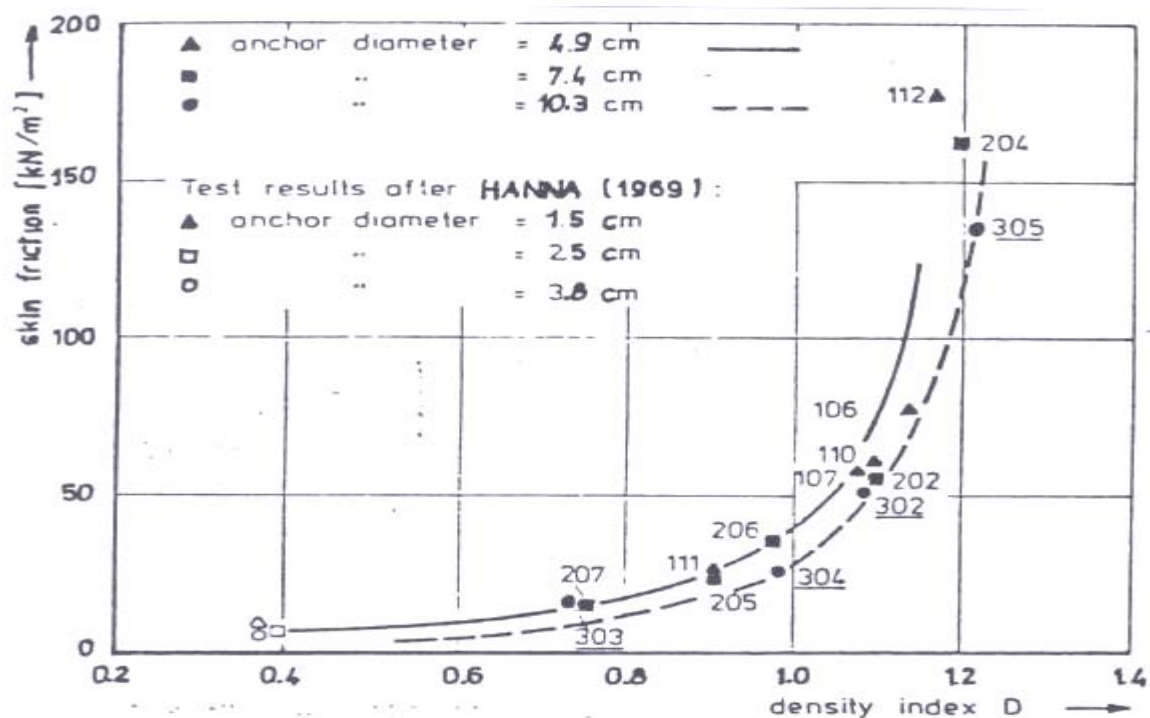


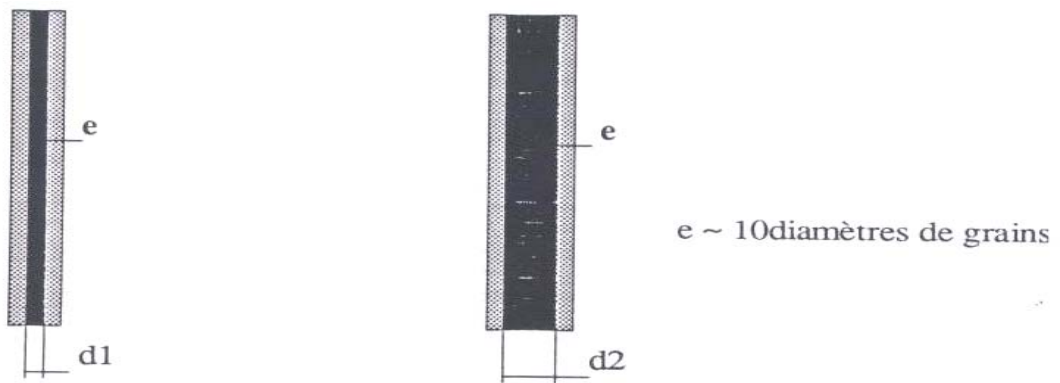
Fig I-3-34 Frottement latéral en fonction du diamètre d'inclusion et de la densité du sable d'après WERNICK (1977)

BOULON et al (1966) a mentionné dans son analyse de l'interface que les rigidités équivalentes d'interface sol-pieu pouvait être par analogie comparer avec la rigidité pressiométrique.

La rigidité latérale équivalente d'un petit pieu est plus élevée que la rigidité latérale d'un gros pieu Fig (I-3-35) et donc le frottement mesuré sur le petit pieu devrait être plus grand que celui du gros pieu.

L'évolution de τ_{\max} en fonction de la rigidité d'interface est présentée par GENEVOIS (1989) Fig (I-3-36)

Les résultats expérimentaux de cisaillement direct interface lisse et rugueuse, sable dense et lâche sont présentés par HOTEIT (1989) et VALIN (1985) Fig (I-3-37)



$$k_1 = 2Ep / (0.5d_1 + e)$$

$$k_2 = 2Ep / (0.5d_2 + e)$$

Fig I-3-35 Rigidité pressiométrique des pieux modèles

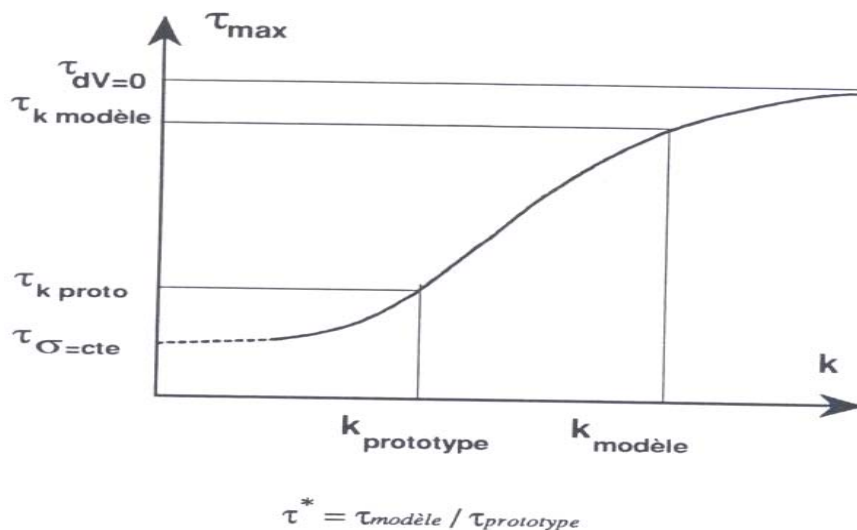


Fig I-3-36 schéma d'évaluation de l'effet d'échelle τ^* à l'aide des essais d'interface d'après GENEVOIS (1989)

Des résultats de cisaillement d'interface présentés par la Fig (I-3-37), on peut évaluer l'effet d'échelle comme le rapport du frottement correspondant aux rigidités du modèle et du prototype.

$$\tau^* = \tau_{\text{modèle}} / \tau_{\text{prototype}}$$

La limite supérieure de τ^* obtenue par le rapport du frottement mobilisé lors d'un essai à volume latéral constant et du frottement mesuré au cours d'un essai de cisaillement à contrainte normale constante, GENEVOIS (1989) donne pour le sable d'Hostun gros, un effet d'échelle qui passe de 2,5 à 1,8 lorsque la contrainte normale passe de 0,1MPa à 1 MPa, pour un pieu modèle ayant une rigidité d'interface 20 fois supérieure à celle de pieu réel.

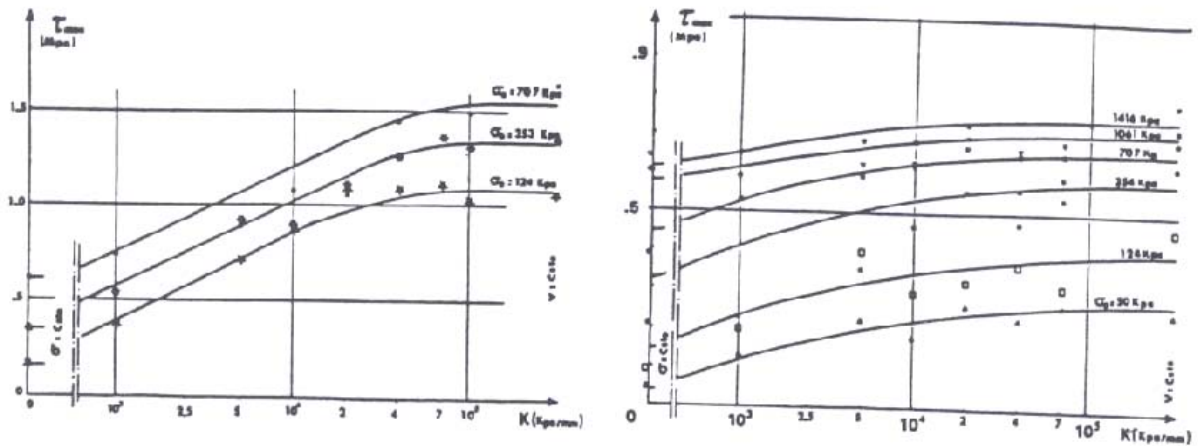


Fig I-3-37 ab Evolution du frottement latéral on fonction de la rigidité, sable Hostun gros
 a) densité forte (rugosité standard) b) densité forte (plaque lisse)

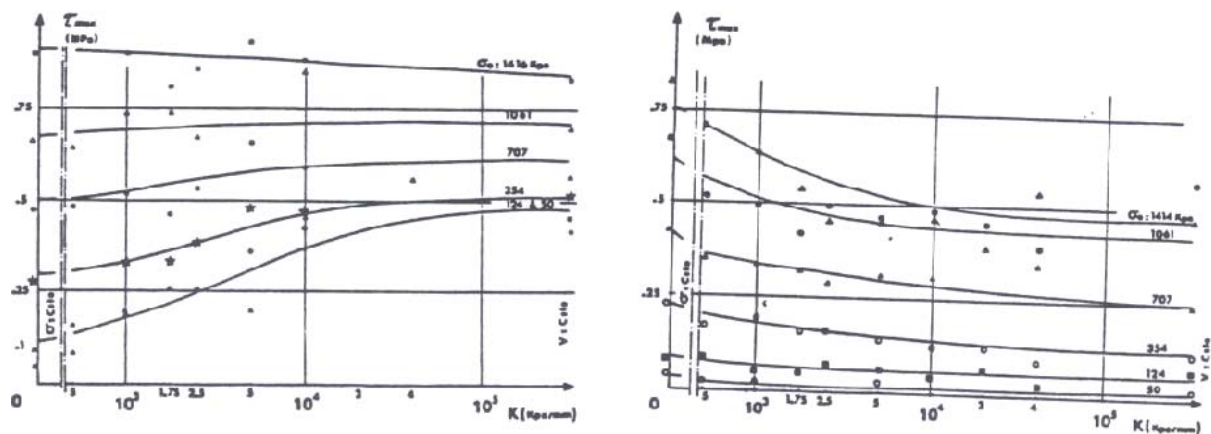


Fig I-3-37 cd Evolution du frottement latéral on fonction de la rigidité, sable Hostun gros
 a) densité faible (rugosité standard) b) densité faible (plaque lisse)

L'interface devient nettement contractante. Cependant on notera que pour une interface sable lâche - plaque lisse, le frottement sur un pieu de grand diamètre pourrait légèrement dépasser le frottement mesuré le long d'un pieu modèle de petit diamètre, surtout dans le domaine des contraintes fortes.

I-4-3 : Effet de bords

La validité des résultats expérimentaux reste assujéti aux dimensionnements de la chambre de calibrage, car l'influence des frontières latérales autour d'un échantillon de sol dans la chambre reste posées, d'autant plus que les dimensions de la chambre de calibrage sont petites. L'existence de l'effet de bords se manifeste dans un essai de pénétration dans un massif de sable siliceux dense avec une cuve de petit diamètre. Les expériences montrent :

- Un pénétromètre de grand diamètre mobilise une résistance de pointe plus faible qu'un petit pénétromètre dans les mêmes conditions de confinement.
- Pour un rapport D_c / d_c , la résistance pénétrométrique dépend du type de conditions appliquées à la frontière du massif Fig (I-3-38). Jusqu'à $D_c / d_c < 50-60$ pour un sable dense et jusqu'à $D_c / d_c < 20$ pour un sable lâche.

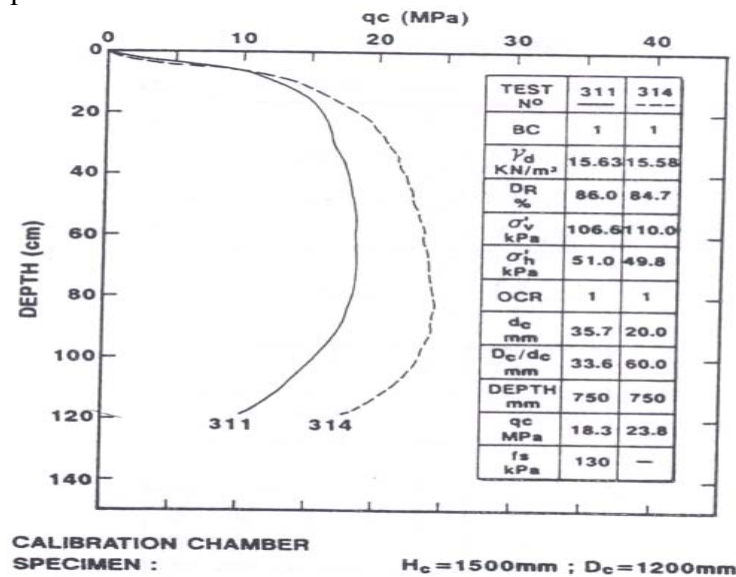


Fig I-3-38 Influence des conditions aux limites sur la résistance pénétrométrique dans le sable Toyoura très dense d'après JAMIOLKOWSKI et al (1990)

Les essais pénétrométriques réalisés pour différents diamètres des cuves des chambres de calibration ont confirmé la tendance à l'augmentation de la contrainte de pointe en fonction du diamètre de la chambre. Cette tendance est plus forte que la contrainte de confinement est faible et la densité du sable élevée Fig (I-3-39)

JAMIOLKOWSKI et TATSUOKA (1990) montrent pour le sable très dense de Toyoura Fig (I-3-40) , l'existence d'un effet de bords pour un rapport $D_c / d_c < 60$. Dans le sable lâche, l'effet de bords devient négligeable pour $D_c / d_c = 20$. Dès que D_c / d_c est supérieur à 50, l'effet de bords pour les sables denses est évité.

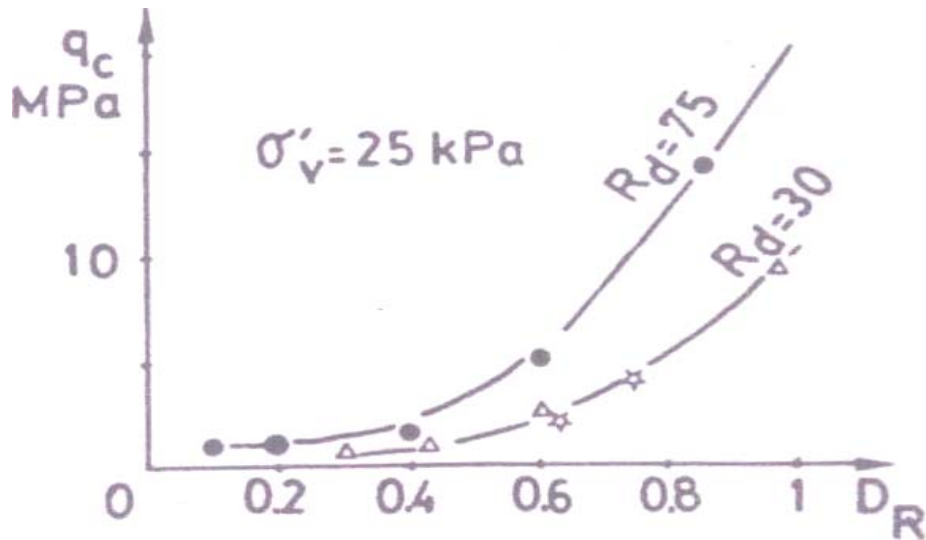


Fig I-3-39 Influence des dimensions de la chambre avec la condition BC3 (non variation de volume dans les membranes latérales) d'après FORAY (1990)

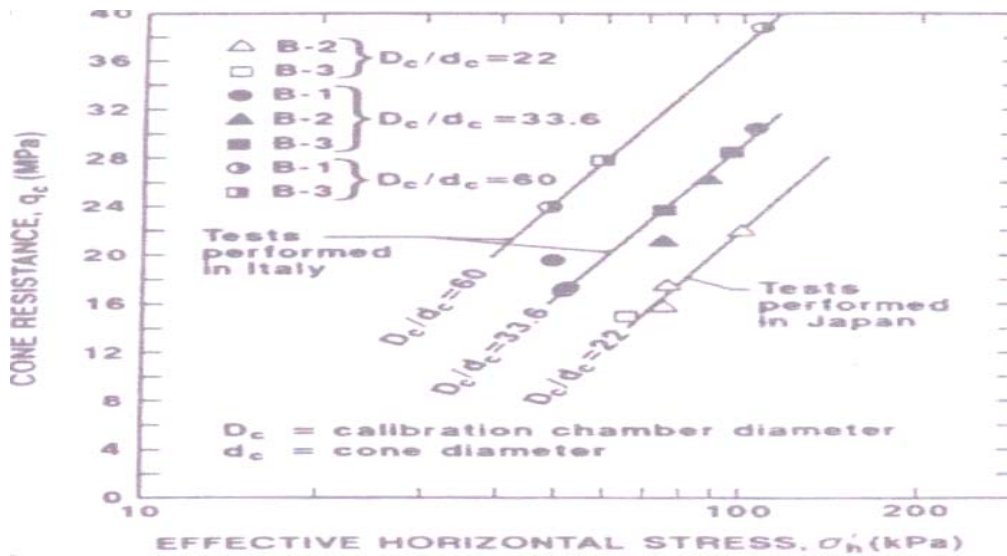


Fig I-3-40 Influence de la contrainte effective horizontale sur la résistance de pointe pénétrométrique dans le sable Toyoura dense d'après JAMIOLKOWSKI et al (1990)

SCHNAID et HOULSBY (1991) par des essais pénétrométriques effectués à la chambre de calibrage d'Oxford sur le sable de Leighton-Buzzard avec trois cônes de section 15cm^2 , 10cm^2 , et 5cm^2 montrent l'existence de l'effet de bords pour la résistance de pointe Fig(I-3-41)

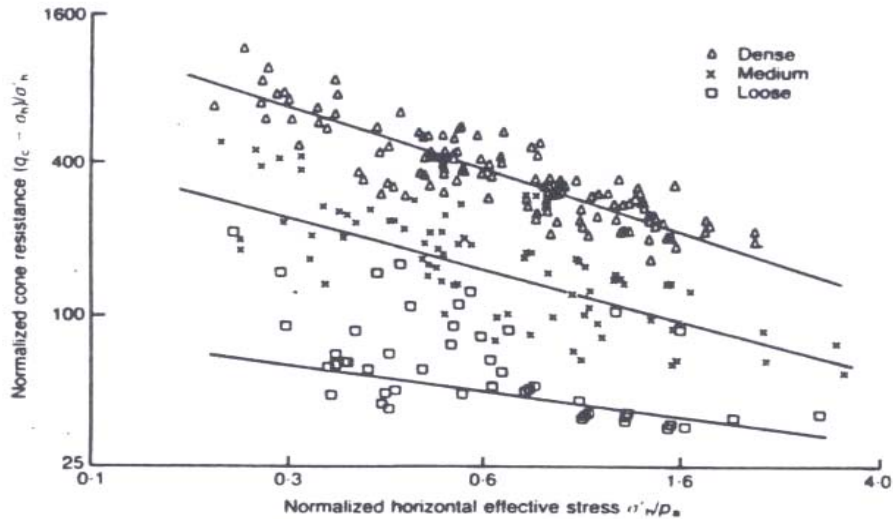


Fig I-3-41 Influence de la contrainte effective horizontale sur la résistance de pointe pénétrométrique dans le sable dense selon SCHNAID et HOULSBY (1991)

La Fig (I-3-42) regroupe les essais pénétrométriques effectués dans différentes chambres de calibrage sur les sables quartziques de Leighton-Buzzard, Hokksund et Ticino denses avec une condition latérale à pression horizontale constante (BC1). Il faudra noter que la séparation de l'effet de bords, de l'effet de taille (rapport du diamètre du cône / diamètre des grains) est difficile. Il est d'ailleurs d'autant plus important que la contrainte est faible et le sable dense. Pour les fondation profondes, le niveau de contrainte étant fort, l'effet lié au rapport diamètre du cône pénétrométrique / diamètre des grains est plutôt faible donc négligeable.

L'influence de la pression de confinement et de la densité du sable sur l'effet de bords peut s'exprimer en fonction du paramètre d'état ψ , BEEN et al (1986). Un facteur de correction de ce phénomène établi pour le sable d'Hokksund est donné par la Fig (I-3-42). Il a été établi en fonction de condition aux limites et pour deux diamètres différents de la chambre.

I-4-4 : Effet du fond de cuve

L'effet du fond de cuve est important quant on impose au cours des essais, la frontière supérieure et le frontière supérieurs de la cuve, rigides. L'utilisation de conditions aux limites de contraintes verticales constantes BC1 ou BC3 dans les membranes horizontales minimisent l'effet du fond de la cuve Fig (I-3-43)

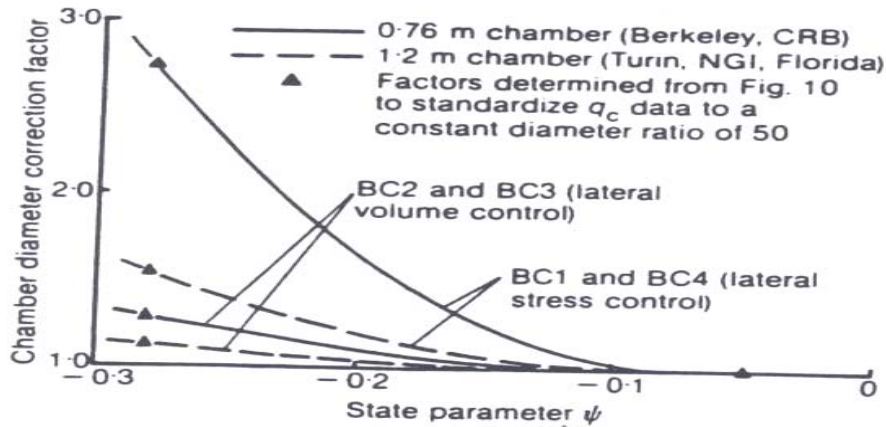


Fig I-3-42 Facteur de correction pour l'effet de bords en fonction de paramètre d'état ψ , d'après BEEN et al (1986)

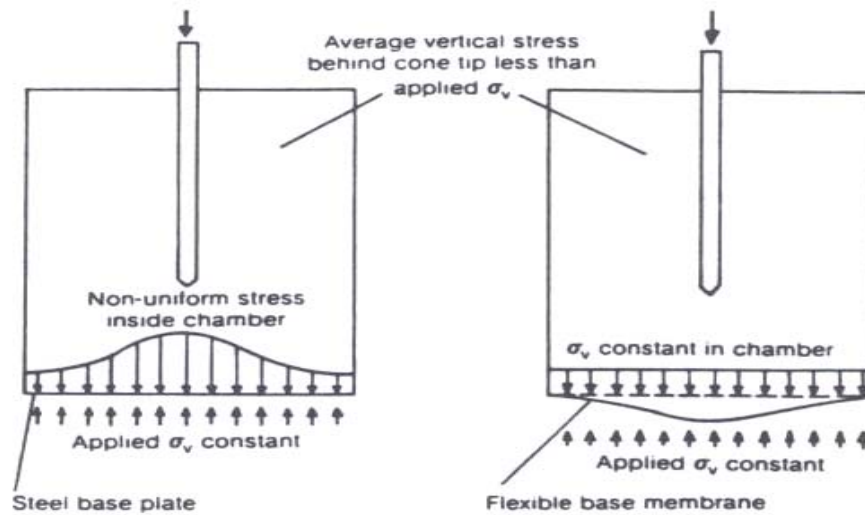


Fig I-3-43 Etat de contraintes verticales au fond de la chambre de calibrage pendant un essai pénétrométrique

CRAIGH et al (1994) note que l'effet de fond de cuve est significatif pour les pieux encastrés dans le sable quand il s'approche de 5 diamètres (diamètre du pieu) du fond de la cuve pour des contraintes faibles ou de 3 diamètres pour les contraintes fortes

I-4-5 : Conclusion

- L'influence de l'effet d'échelle et de l'effet de bords devient d'autant plus importante que le sable est dilatant (densité forte et faible niveau de contrainte)
- La modélisation en centrifugeuse peut poser les problèmes d'effet d'échelle lié au rapport taille du modèle / tailles des grains. L'utilisation d'ailleurs en centrifugeuse de modèle de taille plus importante peut introduire le problème de l'effet de bords
- Pendant la modélisation de pieu en chambre de calibrage l'effet de taille des grains demeure faible pour les diamètres couramment utilisés (ϕ de 60 à 75mm). Les essais effectués dans le domaine de fortes contraintes minimisent l'influence de l'effet de bords.

- Dans le cas des essais en chambre d'étalonnage, l'influence du fond de la cuve reste minimale car elle est équipée de membrane supérieure et inférieure et les essais de chargement statique sont effectués dans la partie centrale de la chambre.
- Dans le cas des sables denses l'effet d'échelle semble plus significatif avec un pieu rugueux qu'avec un pieu lisse et il est d'autant plus important que la contrainte initiale est faible.
- Pour une faible densité de sable, dans le cas d'une plaque lisse on remarque une petite diminution du frottement avec la rigidité d'interface surtout pour les contraintes fortes.

I-5 : CONTRAINTE DANS LE SOL

L'étude de la mobilisation de frottement latéral, la description des chemins de contrainte suivie par un élément de sol nécessitent des mesures de contraintes dans un sol au cours de l'enfoncement du pieu. Ces paramètres sont nécessaires pour le calage des modèles rhéologiques utilisés dans la simulation numérique du comportement des pieux et des tirants d'encrages

WERNICK (1978) par ses essais a tirés quelques résultats concernant ces paramètres. Sur la figure I-3-44 on note que les courbes présentent une allure semblable à celle de la mobilisation du frottement latéral. Les mesures des contraintes radiales effectuées le long d'un rayon dans un sable siliceux dense, révèle la décroissance de σ_r avec l'accroissement de la distance au fût du pieu pour rejoindre la contrainte géostatique après 4 à 5 diamètres de l'inclusion

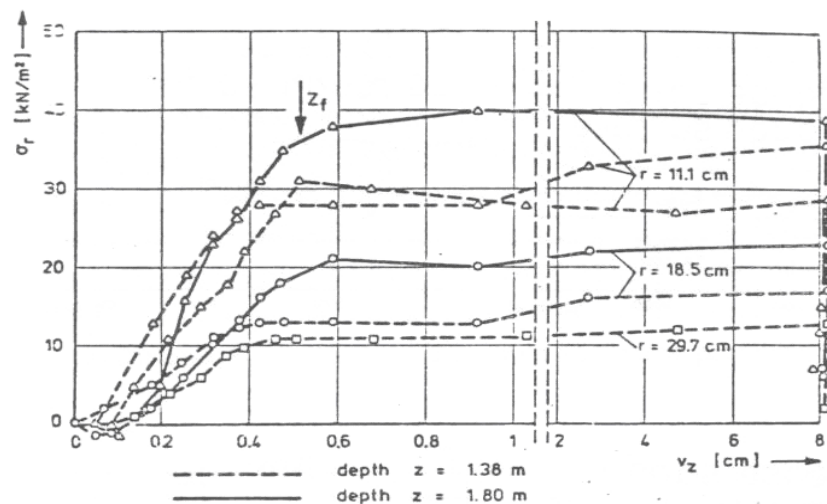


Fig I-3-44 : Evolution de la contrainte radiale σ_r en fonction du déplacement du tirant WERNICK (1985)

GENEVOIS (1989) note beaucoup plus cette constatation avec du sable d'Hostun. La Figure (I-3-45) indique clairement le parallélisme existant entre les évolutions de la contrainte radiale σ_r au voisinage de l'interface et le frottement le long du pieu.

La Figure (1-III-46a) montre l'évolution de la contrainte radiale constatée au cours d'un essai effectué par GENEVOIS (1989) qui présente un pic maximal lorsque la pointe du pieu arrive au niveau du capteur.

Cette évolution rapide traduit un effet de refoulement du sable de part et d'autre du pieu, Qui d'après GENEVOIS (1989) serait due aux propagations des ondes de choc dans le sol provoquant un réaménagement granulaire du sol et donc une densification et de la minimisation un certain moment des forces inter-granulaires. Il constate des valeurs de contrainte négative mesurées durant cette opération qui demeure d'ailleurs sans explication physique.

La figure (I-3-46) indique une augmentation de la contrainte σ_v juste au passage de la pointe du pieu quand une cellule de type « Glötzl » est placée horizontalement dans la cuve. L'auteur indique cependant que le long du fût du pieu éloigné de l'influence de la pointe, la contrainte verticale varie très peu.

On retrouve la même tendance pour la contrainte radiale. Durant l'enfoncement par battage d'un pieu dans la chambre de calibration de l' I.F.P avec le sable de Fontainebleau. La Figure (I-3-47) donne les courbes de variation de la contrainte horizontale le long du fût en fonction de l'enfoncement.

On remarque que celle-ci évolue depuis la valeur initiale, avant introduction du pieu, jusqu'à une valeur finale proche de zéro en fin de battage. SID-AHMED (1989) pense que cette diminution est due à la forte compressibilité du sable entourant le capteur de mesure.

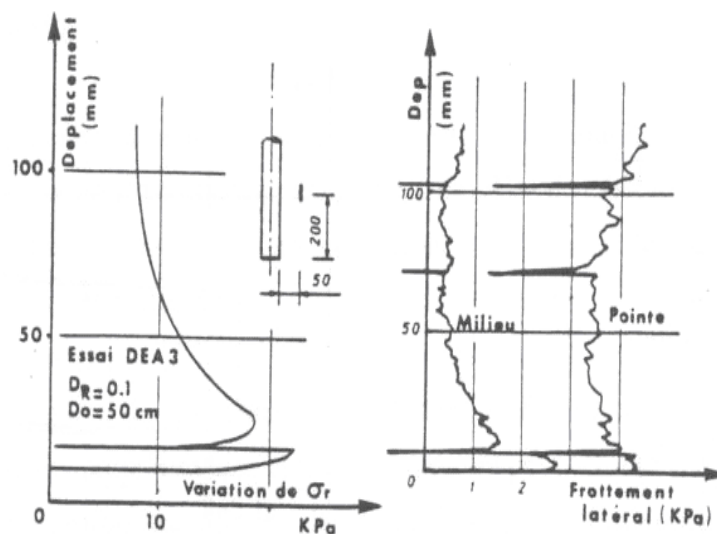


Fig I-3-45 : Evolution de la contrainte radiale et du frottement latéral au cours de l'enfoncement GENEVOIS (1989)

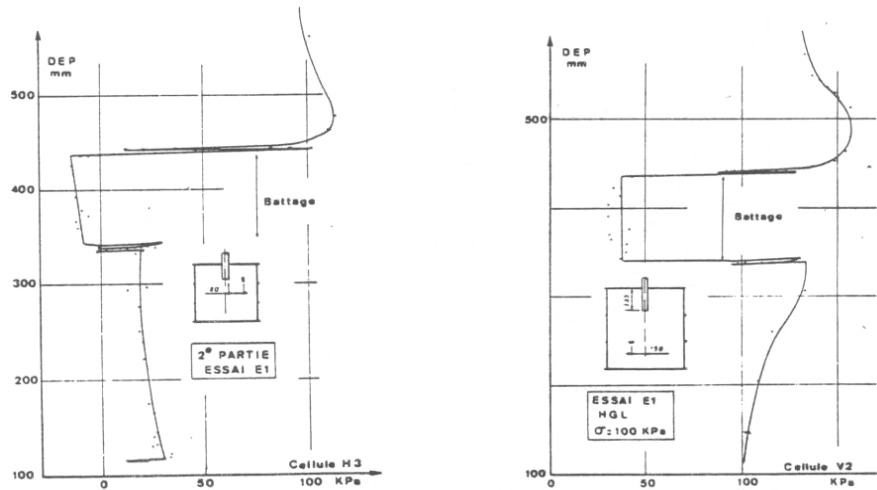


Fig I-3-46 : Evolution de la contrainte radiale et verticale au voisinage du pieu
GENEVOIS (1989)

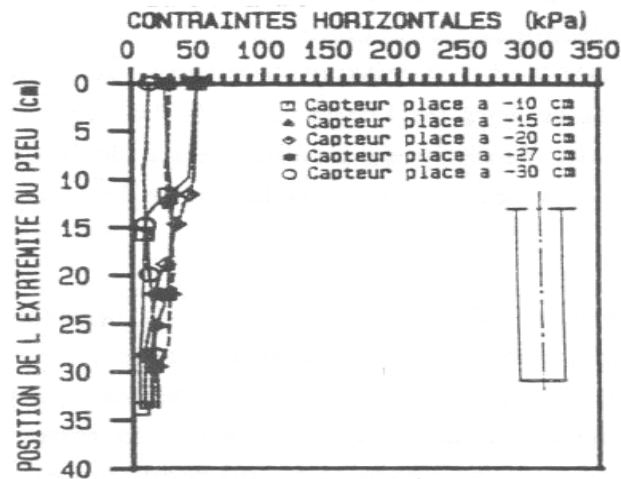


Fig I-3-47 : Evolution de la contrainte horizontale durant le battage
SID-AHMED (85)

I-6 : CONCLUSION

La chambre de calibration est un outil de simulation physique permettant la réalisation d'essais d'enfoncement de pieu modèle de laboratoire dans un massif de sol de grande dimension. Les conditions aux limites appliquées correspondent à des pieux réels. Le but des essais est d'étalonner la réponse d'un pénétromètre dans un massif de sol aux propriétés bien connues. Ainsi on peut déduire des mesures effectuées in situ, à une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol.

Notre approche utilise une théorie basée sur l'analyse limite qui prend en charge le travail moteur et le travail résistant existant dans le massif du sol pour déterminer la contrainte en pointe en prenant aucune hypothèse à l'exception des caractéristiques du sol, c'est dire l'angle de frottement du sol et sa densité. Les résultats obtenus seront comparés aux résultats obtenus par les essais effectués au laboratoire I.G.M 3S Grenoble.

II : LOIS DE COMPORTEMENT ET ANALYSE LIMITE

II-1 : LOIS DE COMPORTEMENT ET ANALYSE LIMITE

II-1-1. Lois de comportement et essais de laboratoire

Les essais mécaniques réalisés en laboratoire sur des éprouvettes homogènes de matériau constituent le principal outil de détermination des lois de comportement des sols. L'homogénéité de l'éprouvette permet de déterminer un comportement moyen du sol à partir de mesures faites sur ses frontières.

Elle constitue pour l'expérimentateur un souci permanent. L'autre grande limite des études expérimentales sur éprouvettes en laboratoire réside dans les possibilités des matériels d'essai existants: les appareils les plus courants (appareils triaxiaux de révolution) permettent de faire varier deux contraintes principales seulement, c'est-à-dire seulement le tiers des variables des contraintes. Les directions des déformations principales restent constantes. On ne fait donc également varier simultanément que le tiers des variables de déformation. Il existe quelques appareils d'essai plus complexes (appareil triaxial « vrai », cylindre creux soumis à un couple de torsion, boîte de cisaillement simple) permettant de faire varier plus de paramètres de contraintes ou de déformations, mais leur utilisation reste confidentielle et ils ne permettent pas de déterminer les propriétés des sols pour les études courantes.

II-1-2 : Lois de comportement des sols

II-1-2-1 : Introduction

Les matériaux naturels peuvent être regroupés en trois catégories: les roches, les sols pulvérulents (sols granulaires à forte perméabilité, par exemple la plupart des sables et les graves) et les sols cohérents (sols cohérents à faible perméabilité, par exemple la plupart des argiles et des limons). Ces matériaux ont des comportements relativement distincts. Il ne s'agit pas seulement d'un ordre de grandeur différent des caractéristiques de déformabilité et de résistance, mais bien d'un comportement différent du matériau, dû à sa formation au cours des temps géologiques et à l'histoire des chargements qu'il a subis ultérieurement. Les techniques expérimentales utilisées pour déterminer le comportement mécanique des sols et des roches (procédures de prélèvement, dimensions et préparation des éprouvettes, appareils d'essai, procédures opératoires) sont adaptées à ces classes de matériaux. Il faut noter particulièrement que le prélèvement des sables et graviers à l'état naturel est pratiquement impossible et que les lois de comportement déterminées en laboratoire correspondent à des matériaux reconstitués, dont la ressemblance avec les mêmes matériaux en place n'est pas assurée.

II-1-2-2 : Principes de modélisation du comportement des sols

La démarche généralement suivie pour déterminer les lois de comportement des sols consiste à dégager des données expérimentales des concepts simplifiés traduisant les caractéristiques essentielles de leur comportement. Ces concepts sont ensuite assemblés pour construire un modèle s'appuyant sur les théories de base de la mécanique des milieux continus (élastoplasticité avec écrouissage et fluage).

II-1-2-3 : Schémas théoriques de comportement

Les schémas de comportement élastique linéaire (isotrope ou anisotrope) ou élastoplastique parfait (élasticité linéaire associée à un critère de plasticité et à un potentiel plastique) sont les plus simples et les plus couramment utilisés par les ingénieurs géotechniciens.

Le calcul à la rupture s'appuie sur la connaissance de la géométrie d'un système donné, du mode de chargement qui lui est appliqué, des capacités de résistance des matériaux constitutifs. On écrit qu'une condition nécessaire pour la stabilité de l'ouvrage soit assurée est qu'il y ait compatibilité entre les équations exprimant l'équilibre statique et les conditions imposées par les capacités de résistance. On déduit de là une approche directe statique permettant de déterminer les chargements pour lesquels il y a stabilité potentielle de l'ouvrage dans les conditions imposées. L'approche cinématique permet dans ce cadre d'être utilisé dans la mesure où elle permet la détermination des chargements pour lesquels l'instabilité de l'ouvrage dans les conditions imposées est certaine.

Deux approches sont possibles : une première approche statique découlant des descentes de charge du système et une deuxième approche dynamique découlant des mouvements des mécanismes constituant le système. Ces deux approches vont être exposées dans ce chapitre

II-1-3 : Généralités sur la plasticité des sols :

La théorie de l'élasto-plasticité a permis au cours des cinquante dernières années d'apporter une réponse au problème non résolu par le calcul à la rupture. C'est l'analyse limite, dans l'hypothèse d'un ouvrage constitué d'un matériau élastique parfaitement plastique obéissant au principe du travail maximal, la présomption de stabilité fournie par le calcul à la rupture est transformée en certitude. Mais tous les calculs reposent sur des hypothèses fortes sur le comportement des matériaux réels, qui sont que rarement vérifiées, et c'est l'expérimentation qui demeure évidemment le moyen ultime de validation. Nous allons rappeler quelques notions fondamentales concernant les sols à la rupture.

II-1-3-1 : Critère de plasticité et surface de charge :

Un élément de matériau dans le domaine macroscopique sous une sollicitation quelconque défini par le tenseur des contraintes σ agissant sur lui, l'expérimentation montre que le seuil de plasticité unidimensionnelle correspond au domaine d'élasticité dans l'espace des contraintes à une dimension Fig (II-1). La généralisation de cette notion au cas tridimensionnelle est le critère de plasticité. Il définit le domaine, dans l'espace des contraintes à 3 et 6 dimensions à l'intérieur duquel toute variation de contrainte n'engendre que des variations élastiques.

Ce domaine est défini en chaque point par le moyen d'une fonction de $\sigma(x)$ analogue à la frontière de charge de surface de charge pour un matériau parfaitement plastique. Il s'agit de la fonction scalaire de $\sigma(x)$

Soit :

$$f[(x; \sigma(x))] \text{ tel que :} \quad (\text{II-1})$$

- $f[(x; \sigma(x))] < 0 \quad \Leftrightarrow$ correspond au domaine de l'élasticité du matériau $\sigma(x)$ à l'intérieur du domaine de charge limite

- $f[(x; \sigma(x))] = 0 \Leftrightarrow \sigma(x)$ à la frontière du domaine de charge limite correspond à la surface de charge
- $f[(x; \sigma(x))] > 0 \Leftrightarrow$ correspond à l'apparition de déformation irréversible en écoulement plastique $\sigma(x)$ à l'extérieur du domaine de charge limite
- l'égalité $f[(x, \sigma(x))] = 0$ est le critère de plasticité d'écoulement (II-2)
- la fonction f est appelée fonction de charge
- $f[(x; \sigma(x))] = 0$ est appelé surface de charge dans l'espace $\langle \sigma \rangle$ (II-3)

Dans le cas d'un matériau parfaitement plastique, la fonction de charge ne varie pas. La surface de charge est fixée et les déformations plastiques se produisent si $\sigma(x)$ est sur cette surface et y reste. L'écoulement plastique parfait sous écoulement correspond donc au cas où la contrainte reste constante au cours de l'écoulement. L'effet d'écrouissage du à l'écoulement plastique se manifeste de deux façons.

- : L'écoulement ne peut se produire que si la contrainte augmente
- : La limite d'élasticité augmente pendant l'écoulement

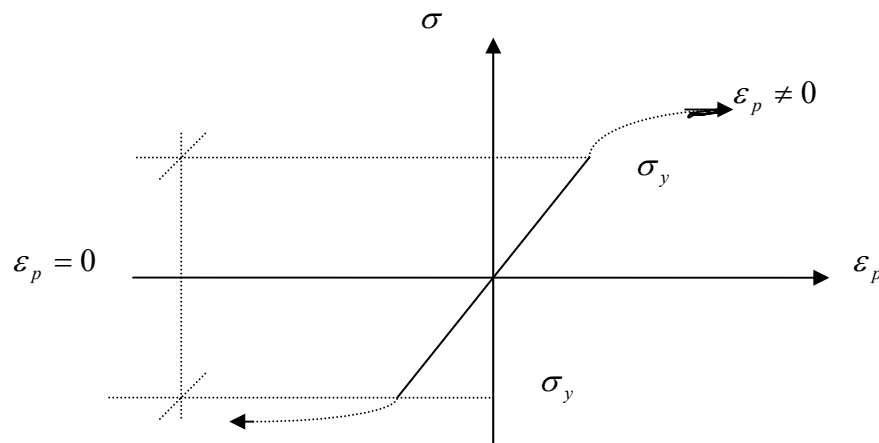


Fig : II-1 : Domaine d'élasticité unidimensionnel

Ceci nous permet de déduire de (a) que la fonction de charge change au fur et à mesure du développement des déformations permanentes. De même de (b) on doit distinguer de la surface de charge initiale et de la surface de charge actuelle (Fig II-2). Afin de prendre en considération l'effet d'écrouissage, on définira le critère de plasticité sous la forme

$$f[(x; \sigma(x)); E] = 0 \text{ ou } E = \text{l'ensemble des éléments d'écrouissage}$$

Dans le cas du matériau écrouissable, la fonction de charge change au fur et à mesure du développement des déformations permanentes. On doit alors distinguer la surface de charge initiale et la surface de charge actuelle Fig (II-2-1b). Pour tenir compte de l'écrouissage, on notera le critère de plasticité sous la forme : $f(\sigma, E) = 0$ où E symbolise l'ensemble des paramètres d'écrouissage.

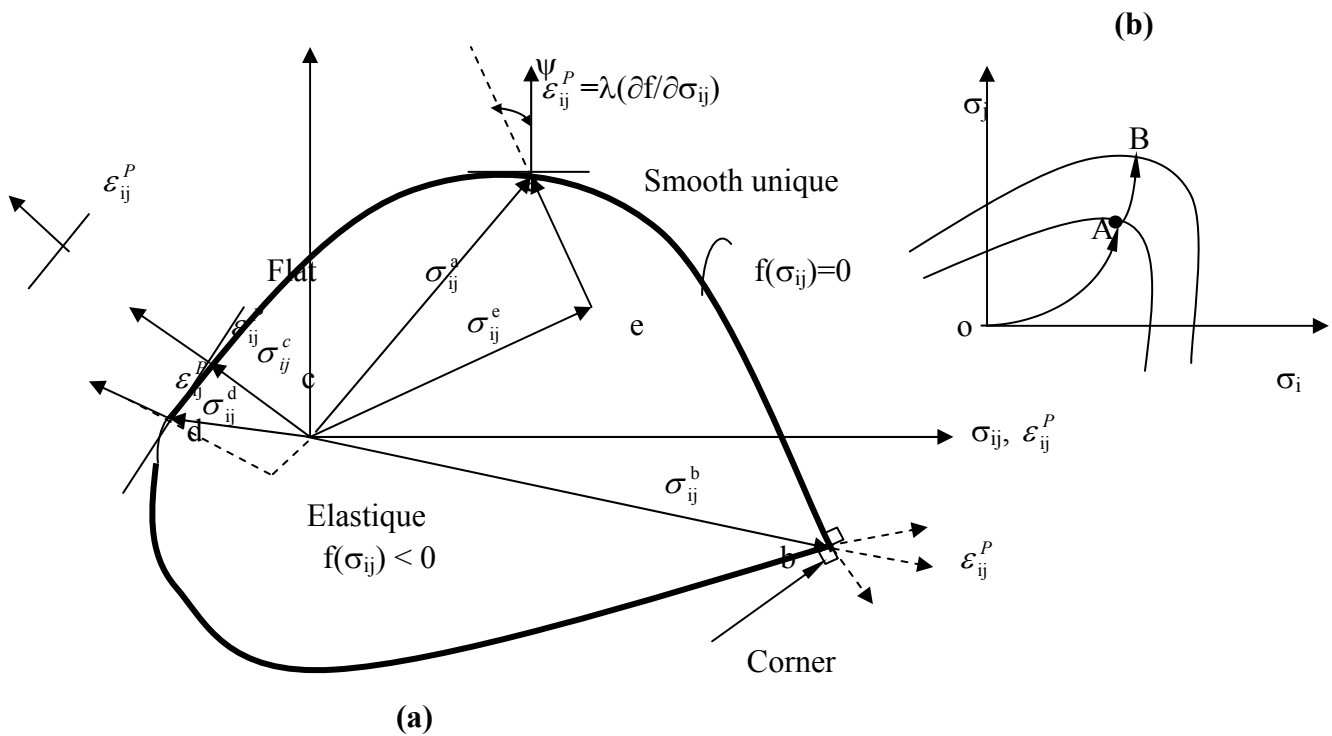


Fig II-2(a et b) - Représentation de la surface de charge et de la règle de normalité

II-1-3-2 : Plasticité parfaite :

Par définition le cas de plasticité parfaite c'est celui où il n'y a pas d'écroutissement. La figure (II-3) montre un diagramme typique de contrainte-déformation pour les sols. Le comportement contrainte-déformation de la plupart des sols réels est caractérisé par une portion initiale linéaire et un pic, ou contrainte de rupture, suivie par une détente vers un état de contrainte résiduelle. Dans l'analyse limite, on ignore ce travail de détente, et on considère un diagramme contrainte-déformation simplifié, du type élastique linéaire parfaitement plastique (Fig II-3)

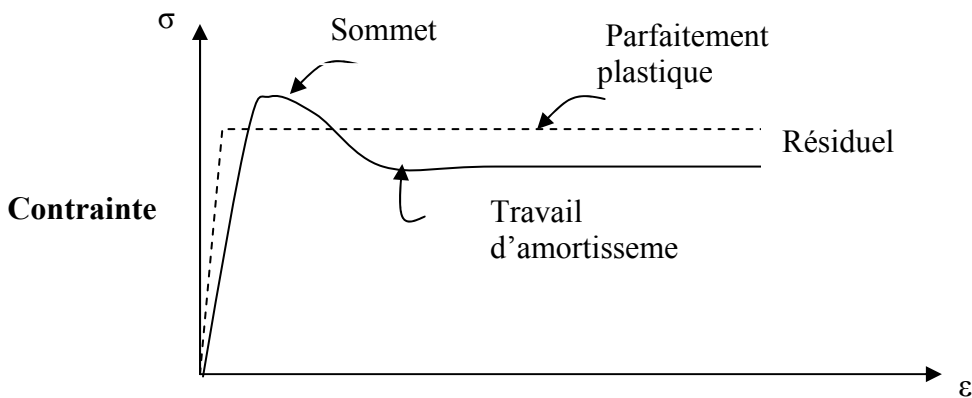


Fig.II-3 : courbe contrainte-déformation pour des sols réels et idéaux (CHEN)

II-1-3-3 : Loi d'écoulement plastique : Règle de normalité

Contrairement à l'élasticité, en plasticité, la déformation actuelle dépend essentiellement de la façon dont a été atteint l'état de contrainte actuelle, autrement dit de l'histoire du chargement. Le temps n'intervenant pas, mais seulement l'ordre de succession des états de contraintes, le trajet du chargement correspond au trajet suivi par le point de coordonnées σ_{ij} dans l'espace représentatif de l'état de contrainte, entre l'état initial et l'état actuel. On ne peut donc établir de relations qu'entre les incréments de contraintes et de déformations.

Supposons que les axes de coordonnées de l'espace de contraintes représentent simultanément les accroissements de déformation plastique. Chaque axe σ_{ij} étant également l'axe de l'accroissement de déformation plastique correspondant ε_{ij}^p . Ainsi, un point représente un état de vitesse de déformation plastique Fig : (II-2). Dans cette représentation, la règle de normalité apparaît clairement : le vecteur représentant la vitesse de déformation plastique à la direction de la normale extérieure de la surface de charge. Dans divers cas, la surface de charge peut avoir des angles où il n'y a pas de directions uniques normales

Fig : (II-2). Dans ce cas, la règle de normalité implique seulement à ce que le vecteur ε_{ij}^p ait n'importe quelle direction comprise à l'intérieur de l'angle défini par les normales aux surfaces contiguës.

La relation contrainte-vitesse de la déformation dérivant de la condition de normalité correspond à la fonction de charge prend la forme générale

$$\varepsilon_{ij}^p = \mu \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II-4})$$

où

$\mu > 0$ est un facteur scalaire de proportionnalité

II-1-3-4 : Principe du travail maximal de HILL (1950)

On fait souvent l'hypothèse que les matériaux obéissent au principe du travail de HILL (1950). Ce principe est énoncé de la façon suivante.

Soit pour un élément, un tenseur de contrainte $\sigma(x)$ à la limite d'écoulement telle que :

$$f[(x; \sigma(x))] = 0 \quad (\text{II-5})$$

Et

ε_p : Le tenseur vitesse de déformation plastique correspondant

Si

σ^* : Le tenseur tel que $f[(x; \sigma^*(x))] < 0$

Alors

$$(\sigma_{ij} - \sigma^*_{ij}) \cdot \varepsilon^P_{ij} \geq 0 \quad (\text{II-6})$$

$$(\sigma - \sigma^*) \cdot \varepsilon^P \geq 0 \quad (\text{II-7})$$

Les matériaux obéissant au principe de HILL sont appelés matériaux standards. On démontre MANDEL (1964) que ce principe implique que la surface de charge soit convexe

II-2 : Analyse limite :

L'analyse limite est la méthode qui permet de définir une valeur de la charge de rupture sans l'utilisation de l'analyse élasto-plastique incrémentale. La méthode de l'analyse limite considère une loi de comportement idéaliste. Cette idéalisation, nommée normalité ou règle d'écoulement établit les théorèmes limites sur lesquels est basée l'analyse limite. Dans l'optique de cette hypothèse l'approche est rigoureuse et ses techniques sont compétitives avec celle de l'équilibre limite. Les théorèmes plastiques limite de DRUCKER et al (1952) sont alors employés pour obtenir des bornes inférieures et supérieures de la charge de rupture dans les problèmes de stabilité, ou encore de la capacité portante des sols non homogène.

DRUCKER, PRAGER, GREENBERG (1952), démontrent qu'une charge déterminée à partir d'une distribution de contrainte et satisfaisante aux conditions suivantes :

- a) Les équations d'équilibre sont vérifiées en tout point
- b) Les conditions aux limites des contraintes sont vérifiées
- c) Cette distribution des contraintes satisfait au critère de rupture en tout point
- d) La charge n'est pas supérieure à la charge de rupture

Cette distribution des contraintes est appelée champs de contraintes statiquement admissibles.

• Borne inférieur

Si une distribution de contrainte statiquement admissible peut être trouvée, l'écoulement plastique libre ne se produira pas sous l'effet d'une charge plus petite.

DRUCKER, PRAGER, GREENBERG (1952) démontre également que le travail extérieur est égale au taux de dissipation d'énergie pour un mode de déformation définie (ou champs de vitesse statiquement admissible), quant les conditions suivantes :

- a) : Les conditions aux limites des vitesses
- b) : les conditions de compatibilité entre vitesse et déformation
- c) : La charge n'est pas plus petite que la charge de rupture

sont satisfaisantes

• Borne supérieur

Si un champs de vitesse cinématiquement admissible peut être trouvé l'écoulement plastique libre doit être imminent ou a lieu auparavant

Les conditions pour obtenir une solution type borne supérieure sont les suivantes

- a) : Un mécanisme de rupture cinématiquement admissible
- b) : La dissipation d'énergie des forces extérieures due aux petits déplacements définis par le mécanisme doit être calculé
- c) : La dissipation d'énergie interne dans les régions plastiquement déformées du mécanisme doit être calculée.
- d) : La solution la plus critique (plus petite borne supérieure) correspondant au mécanisme de rupture choisi, est obtenue en effectuant une minimisation de la charge de rupture par rapport aux paramètres définissant ce mécanisme

Trois remarques sont à retenir

● **Remarque 1**

L'application du théorème de la borne supérieure en analyse limite nous permet d'utiliser des champs de vitesses discontinus à la seule condition que la dissipation d'énergie le long des surfaces de discontinuité de vitesse soit bien calculée (exemple glissement d'un corps rigide sur un autre)

● **Remarque 2**

La surface de discontinuité doit être observée comme un cas particulier d'un champ de vitesse continu ou une ou plusieurs composantes de vitesse changent rapidement à travers une faible couche de transition.

● **Remarque 3**

La méthode de la borne supérieure suppose le calcul de la dissipation d'énergie dans les régions plastiquement déformées.

II-3 : Surface de discontinuité d'un matériau de COULOMB standard :

L'hypothèse selon laquelle le matériau de **COULOMB** est standard, implique que toute déformation plastique est accompagnée d'une augmentation de volume. Si une masse de sol se déplace en translation par rapport à une autre comme le montre la figure (II-4), la zone de transition entre ces masses est limitée par deux plans parallèles.

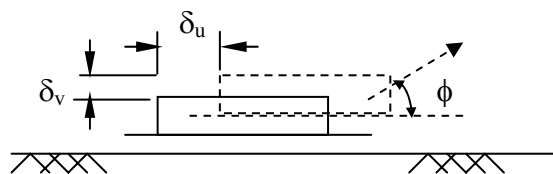


Fig II-4 : Zone Mince de transition

La notion de normalité exige que la variation de vitesse tangentielle δu doit être accompagnée par une vitesse de séparation $\delta v = \delta u \cdot \tan \phi$. Cette condition de glissement cinématique signifie

que le changement de vitesse relatif δw dans la couche de transition limitée par deux plans parallèles, doit faire un angle ϕ avec les plans de glissement Fig (II-5).

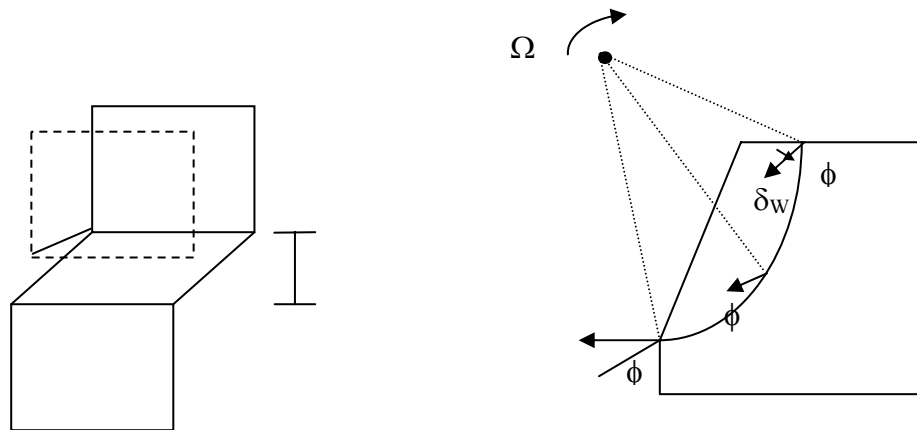


Fig II-5 : Condition de glissement cinématique

Si une masse de sol rigide effectue une rotation par rapport à une autre masse, la trace de la zone de transition dans un plan normale à l'axe de rotation ne peut pas être limitée par deux cercles concentriques, mais plutôt par deux spirales logarithmiques qui font, avec le rayon, un angle constant égal à $(\pi/2 + \phi)$. Ceci est illustré dans la figure (II-5). La partie supérieure rigide A tourne par rapport au centre avec une vitesse angulaire Ω . Les deux parties A et B sont séparées par une couche en forme de spirale logarithmique. La vitesse relative δw fait un angle constant ϕ avec la couche de transition le long de la longueur de la spirale.

En résumé, on doit savoir que, dans la méthode de la borne supérieure en analyse limite, la surface de discontinuité n'est pas acceptable pour un mouvement de corps rigide à cause de la condition de séparation. La surface plane et la surface limitée par une spirale logarithmique d'angle ϕ (Fig : II-6) sont donc les seules surfaces (ou plans) de discontinuité qui sont acceptables en analyse limite pour le cas d'un mouvement de corps rigide par rapport à une surface fixe.

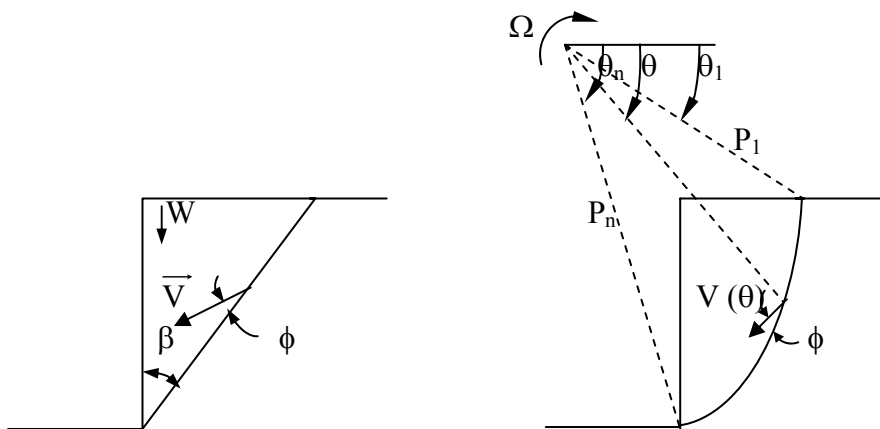


Fig II-6 : Surface de discontinuité

II-4: Extension aux matériaux non standards : théorème de RADENKOVIC

Cette prolongation concerne le cas où le principe du travail maximal n'est pas vérifié. Elle permet de situer les charges de rupture du matériau non standard par rapport à celles obtenues pour le matériau standard.

Considérons un matériau non standard par un critère de plasticité f , et dont la règle d'écoulement admet comme fonction potentielle. En notant :

K^f : la charge de rupture obtenue pour un matériau standard (f, f),

K^g : la charge de rupture obtenue pour un matériau standard (g, g),

La charge de rupture pour un matériau (f, g) est comprise entre K^f et K^g , frontière comprise. Le théorème de **RADENKOVIC** permet d'encadrer les charges limites pour le matériau non standard entre celles de deux matériaux standards.

Une approche statique connue pour le matériau standard (g, g) fournit une approximation par défaut de toute charge limite pour le matériau non standard (f, g).

Une approche cinématique connue pour le matériau standard (f, f) fournit une approximation par excès de toute charge limite pour le matériau non standard (f, g).

II-5 : Dissipation d'énergie

On va calculer le taux de dissipation d'énergie ∂d dans la couche mince de cisaillement plastique t d'épaisseur. La déformation dans cette couche de transition (Fig II-4) est une combinaison d'un écoulement en cisaillement parallèle à la couche de transition d'une part et d'extension normale à la couche d'autre part. Le taux de déformation en cisaillement, supposé uniforme dans la couche de transition est égal à $\left(\frac{\partial u}{t}\right)$, et le taux de déformation normal est

égal à $\left(\frac{\partial v}{t}\right)$. Ainsi le taux de dissipation d'énergie est égal à $\tau_\gamma - \sigma_\epsilon$ par unité de volume, τ et

σ dans ce cas de figure sont positif (en compression), sont respectivement les contraintes normales et tangentielles. Le volume de la couche est égal à t (unité de volume). Nous aurons donc :

$$\partial d = (\tau_\gamma - \sigma_\epsilon)t = \tau \cdot \sigma u - \sigma v \quad (\text{II-8})$$

Ou encore

$$\partial d = \partial u \cdot (\tau - \sigma \cdot t g \phi) \quad (\text{II-9})$$

Condition de normalité on a :

$$\partial v = \sigma u \cdot t g \phi \quad (\text{II-10})$$

Puisque le critère de rupture de MORH-COULOMB doit être satisfait dans la couche plastique l'équation (II-12) prend la forme :

$$\partial d = c \cdot \partial u \quad (\text{II-11})$$

Cette équation signifie que le taux de dissipation d'énergie par unité de surface de discontinuité pour un sol (ϕ, c) est tout simplement le produit de la cohésion et de la variation tangentielle ∂u à travers la couche de transition. L'équation (II-10) est indépendante de l'épaisseur t

III : CALCUL A LA RUPTURE D'UN PIEU ISOLE PAR LA THEORIE DE L'ANALYSE LIMITE

III : CALCUL A LA RUPTURE D'UN PIEU ISOLE PAR LA THEORIE DE L'ANALYSE LIMITE

Trois méthodes de calcul sont décrites dans la littérature pour le calcul des pieux.

- La méthode d'équilibre COULOMB (1773), TERZAGUI (1943), ZAKERZADECH et al (1999)),
- La méthode des lignes de glissement CAQUOT (1949), KERISEL (1949), SOKOLOVSKI(1960)
- la méthode de l'analyse limite LYSMER (1970), LEE et HERINGTON (1972), CHEN et ROSENFARB (1973), MEKSAOUINE (1992), BENYAGHLA (1999), SOUBRA et al 2000 BELABED (2007).

Nous présentons d'une façon succincte la méthode de calcul à la rupture (analyse limite), et au calcul de la charge limite d'un pieu isolé

Nous proposons un mécanisme ou modèle en trois dimensions (en axisymétrique) pour un pieu lisse. Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Le sol est homogène et isotrope.
- Le pieu est vertical, et le terre plein est horizontal.
- La vitesse à l'interface sol-structure est supposée tangente au pieu, CHEN (2000). Certains auteurs COLLINS (1973), MROZ et DRESCHER (1969) puis DETOURNAY (1993), MICHALOWSKI (1999) montrent que la vitesse à l'interface est inclinée de ϕ par rapport au pieu. Les deux hypothèses restent valables pour le calcul de la charge limite d'un pieu isolé

III-1 : Calcul à la rupture

Le calcul à la rupture a pour objet de cerner un domaine de chargement potentiellement supportables pour une structure dont la charge dépend d'un nombre fini de paramètres : il n'entre pas dans ses applications de rechercher à connaître l'état des contraintes et déformations du sol à un niveau de sollicitations donné pour l'utilisation du code de calcul mathcad. Cependant une tentative de prise en considération des contraintes de confinement pour le modèle de calcul sera tentée par un chargement du massif afin de comparer les résultats théoriques obtenus par l'utilisation de la théorie de l'analyse limite avec les résultats obtenus des expériences effectués au laboratoire 3SR FORAY (1991) et al. La première hypothèse est prise en considération dans la mesure où on ne vise qu'à cadrer un domaine, utilisant un critère de rupture de COULOMB (1773) et non une loi de comportement. Ceci est d'une grande commodité vu la difficulté d'élaborer une telle loi suffisamment réaliste.

III 2 : Exposé de la méthode et choix de la configuration :

III-2-1 : Approche cinématique pour sol homogène :

L'approche cinématique (borne supérieure) du calcul à la rupture est basée sur la conception de mécanismes virtuels (modèle) de rupture, inspirés de forme de rupture observée sur modèles réduits. Elle permet de construire une approche par l'extérieur (c'est à dire par excès) du domaine de stabilité. La condition nécessaire de stabilité est obtenue pour chaque mécanisme en écrivant que la puissance P_{ext} des efforts extérieurs dans les mécanismes considérés ne peut excéder la puissance résistante maximale P_{max}^{res} correspondante.

$$P_{ext} \leq P_{max}^{res} \quad (III-1)$$

La quantité P_{max}^{res} est une fonctionnelle du mécanisme virtuel envisagé et elle ne dépend que du matériau. Elle représente physiquement la puissance maximale que le massif est en mesure de développer dans le mécanisme envisagé, du fait de ses capacités de résistances.

III-2-2 : Mécanisme de rupture et hypothèse de calcul

Nous développerons un mécanisme de rupture en tridimensionnel correspondant respectivement à un pieu lisse. Les hypothèses communes de calcul sont les suivantes :

- un sol homogène, limité par une surface libre horizontale,
- un pieu lisse, vertical, soumis à chargement statique, à vitesse constante
- une mobilisation du sol en butée, en réaction au chargement, avec un champ de vitesse cinématiquement admissible permettant le calcul suivant la méthode cinématique ou principe de la borne supérieure.

Le résultat attendu est la détermination de la charge appliquée au pieu pouvant entraîner la rupture du milieu sol.

Pieu lisse:

Le mécanisme de rupture pour pieu lisse se compose de deux blocs en symétrie de révolution (ABC) et (BDEC) autour de l'axe du pieu, qui couissent l'un sur l'autre grâce à un champ de vitesse cinématiquement admissible se résultant respectivement à V_1 et V_2 Fig (III-1).

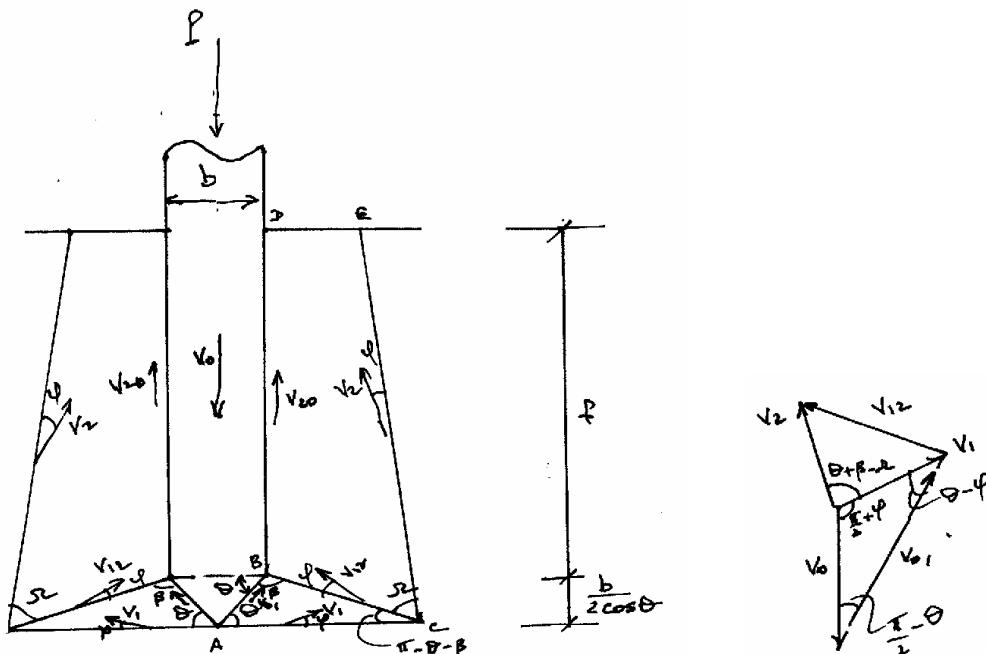


Figure III-1. Coupe du Mécanisme pour pieu lisse ($\delta = 0$), et diagramme des vitesses du premier modèle

Ce mécanisme permet de trouver la valeur de la charge P telle que citée plus haut.

III-2-3: Mécanisme de rupture en tridimensionnel sans surcharge

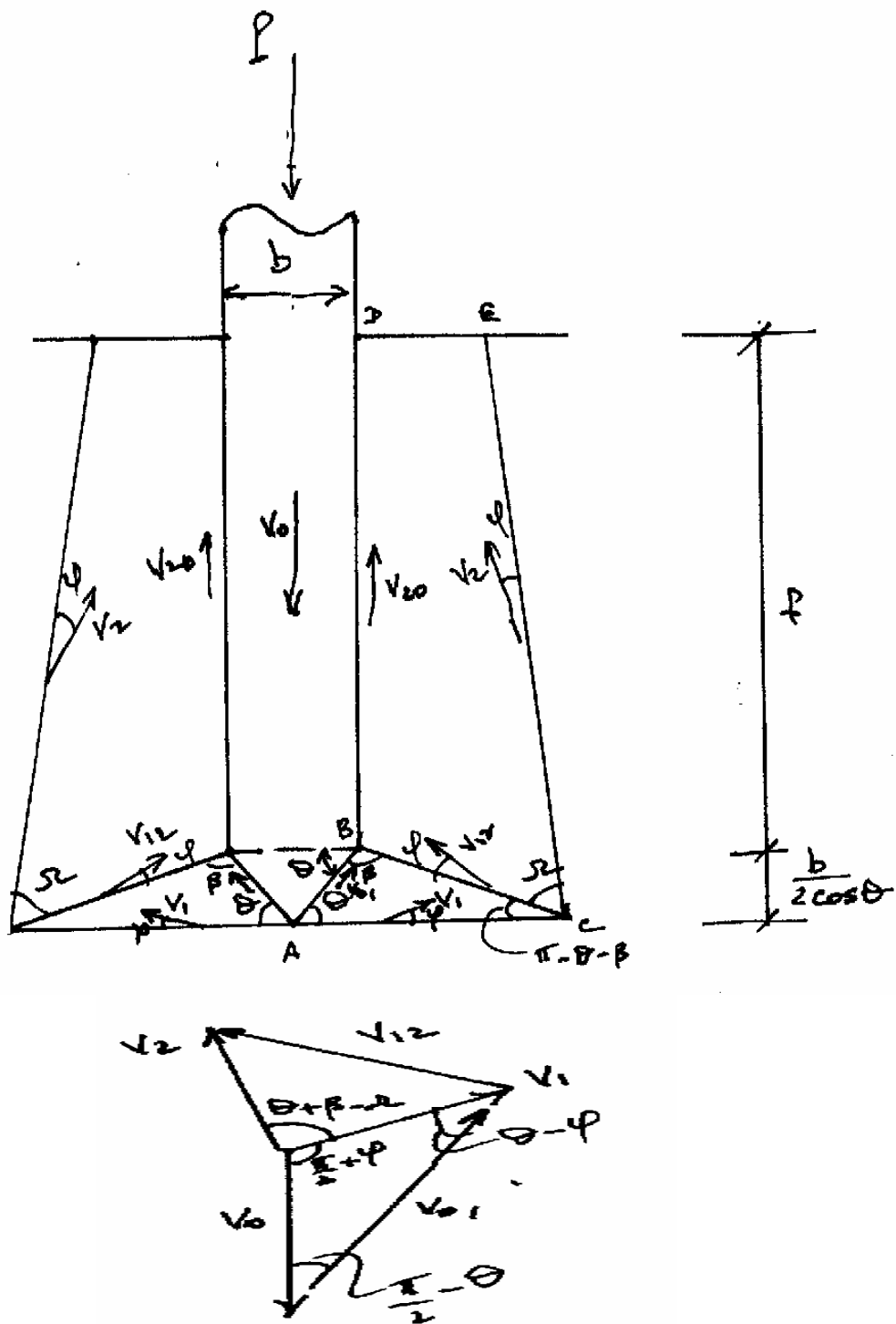


Figure III-1 : Coupe du mécanisme pour pieu lisse ($\delta=0$) et diagramme des vitesses du modèle

III-2-3-1 : Choix du modèle (mécanisme) : frottement lisse $\delta = 0$

Les conditions explicitement prises en considération dans ce cas sont : la vitesse entre le pieu et le sol (V_0, V_{01}) est tangente. (V_{01}, V_1, V_2, V_{12}), incliné d'un angle de frottement ϕ . La dissipation d'énergie est due à la cohésion quand celle-ci existe mais surtout au frottement des blocs constituant le mécanisme cinématique pris en considération Fig (III-1) et Fig (III-2). La formation finale du système est que le travail moteur doit être égal au travail résistant. On peut donc écrire :

$$PV_0 + W_1V_1 \cos(\pi/2 + \phi) + W_2V_2 \sin(\Omega - \phi - \beta - \theta) = c(S_3V_1 \cos\phi + S_4V_{12} \cos(2\pi - \phi) + S_5V_2 \cos(2\pi - \phi) + p(S_2V_0 \cos\phi + S_1V_{01})) \quad (\text{III-2})$$

III-2-3-2 : Calcul du travail du pieu et de la dissipation d'énergie

- Décomposition du mécanisme du modèle Fig (III-2)

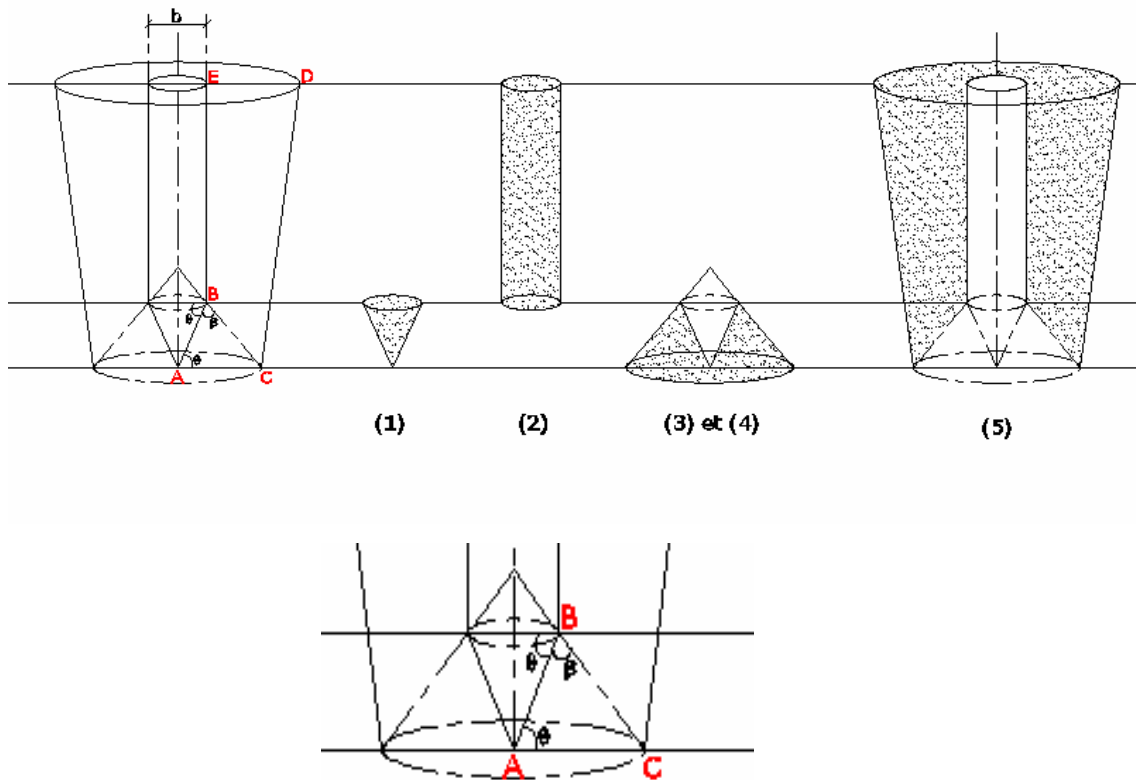


Fig III-2 Décomposition du mécanisme de rupture frottement lisse en 3D (selon Coulomb)

1 : Surfaces latérales :

$$S_1 = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{b^2}{\cos \theta} \quad (\text{III-3})$$

$$S_2 = \pi \cdot \frac{b^2}{2} \cdot \frac{\text{tg} \theta \cdot \sin \Omega}{\sin \beta \cdot \cos(\pi - \theta - \beta + \Omega)} \quad (\text{III-4})$$

$$S_3 = \frac{\pi b^2}{4} \cdot \frac{\sin(\pi - \beta)^2}{\cos \theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)} \quad (\text{III-5})$$

$$S_4 = \frac{\pi b}{2} \cdot \frac{\sin(\pi - \beta)}{\cos \theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)} \cdot \left(\frac{b}{2} \cdot \frac{\text{tg} \theta}{\sin(\pi - \theta - \beta)} + \frac{b}{2 \cos(\pi - \theta - \beta)} \right) - \frac{\pi b^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\pi - \theta - \beta)} + \frac{1}{\cos \theta} \right) \quad (\text{III-6})$$

2 : Vitesse agissante sur le modèle (mécanisme)

$$V_1 = V_0 \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} \quad ; \quad V_1 = V_0 \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} \quad (\text{III-7})$$

$$V_{12}(\beta, \Omega) = V_0 \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)}{\sin(\theta - \varphi)} \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \phi\right)}{\sin\left(\Omega - \varphi - \frac{\pi}{2}\right)} \quad (\text{III-8})$$

$$V_2(\beta, \Omega) = V_0 \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)}{\sin(\theta - \varphi)} \cdot \frac{\sin(\beta + 2\varphi)}{\sin(\Omega - 2\varphi)} \quad (\text{III-9})$$

3 : Equation du travail : $\delta = 0$:

A : Forces extérieures : P, W1, W2 (Fig III-1)

B : Travail des forces extérieures :

$$\frac{P}{2} \cdot V_0 \quad (\text{III-10})$$

$$W_1 \cdot V_1 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) = \frac{\gamma s \cdot b^3 \cdot \pi}{2} \cdot \frac{\sin \theta \cdot \sin \beta \cdot \cos \theta \cdot \cos \phi}{\sin(\pi - 2\theta) \cdot \sin(\theta - \beta) \cdot \sin(\theta - \phi)} \cdot V_1 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) \quad (\text{III-11})$$

$$\begin{aligned} W_2 \cdot V_2 \cdot \sin[\Omega - \varphi - \theta - \beta] = \\ = \gamma s \cdot \pi \cdot b^3 \cdot \left(\frac{(S_1 - (S_2 + S_3)) \cdot \cos \theta \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \phi\right) \cdot \sin \phi}{\sin(\theta - \phi) \cdot \cos(\phi - \Omega)} \cdot V_2 \cdot \sin(\Omega - \theta - \beta - \phi) \right) \quad (\text{III-12}) \end{aligned}$$

C : Dissipation d'énergie interne des surfaces latérales Fig (III-2)

$$c \cdot S_3 \cdot V_1 \cdot \cos \varphi \quad (III-13)$$

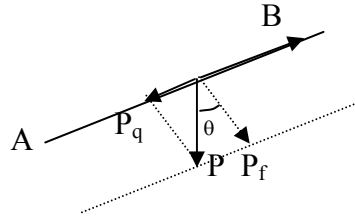
$$c \cdot S_5 \cdot V_2 \cdot \cos(2\pi - \varphi) \quad (III-14)$$

$$c \cdot S_4 \cdot V_{12} \cdot \cos(2\pi - \varphi) \quad (III-15)$$

D : Dissipation d'énergie interne le long de $l_{BD} \cdot l_{AB}$ Fig (III-1) due à la contrainte de confinement

$$S_2 \cdot p V_0 \cdot \cos \theta \quad (III-16)$$

$$S_1 p \cdot V_{01} \quad (III-17)$$



E : Equation Finale :

L'équation finale d'équilibre sera :

$$P + W_1 + W_2 = c(S_3 + S_4 + S_5) + p(S_2 + S_1) \quad (III-18)$$

Après application du champ de vitesse à chaque élément on obtient en final :

$$P V_0 = 2 \left(W_1 V_1 \cos\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) + W_2 V_2 \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \varphi\right) \right) + 2c \cos \varphi (S_3 V_1 + S_4 V_{12} + S_5 V_2) \quad (III-19)$$

$$+ S_2 \cdot p V_0 - S_1 \cdot p V_{01}$$

$$P = 2 \left(W_1 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \cos\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} + W_2 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin(\beta + 2\varphi) \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi) \sin(\Omega - 2\varphi)} \right) +$$

$$2c \cos \varphi \left(S_3 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} + S_4 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi) \sin\left(\Omega - \varphi - \frac{\pi}{2}\right)} + S_5 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin(\beta + 2\varphi)}{\sin(\theta - \varphi) \sin(\Omega - 2\varphi)} \right) + \quad (III-20)$$

$$S_2 p - S_1 p \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)}$$

III-3 : Résolution de l'équation d'équilibre

On utilise le code mathcad pour la résolution de l'équation finale (III-20)

$V_0=1\text{m/s}$, $\varphi=\pi/6$, $\theta=\pi/3$, $b=0.03569\text{m}$, $f=(1-20\text{m})$, $\gamma_s=1650\text{kg/m}^3$, $c=0,00\text{kg/m}^2$
 $P=$ charge extérieur ; $p =$ contrainte de confinement

$$\beta + \theta \geq 1.571$$

$$0 < \Omega < 1.571$$

$$\theta + \beta - \Omega > 1.571$$

$$\text{Minimize}(P, \beta, \Omega) = \begin{pmatrix} 1.832 \\ 1.047 \end{pmatrix}$$

$$P(\beta, \Omega) = 59.32\text{kg}$$

$P(\beta, \Omega)$ = charge extérieure calculée par le modèle proposé (P^M)
 P^{DTU} avec $N_q = e^{2.7\text{tg}\varphi}$ (diamètre du pieu inférieur à 0.30m), calculé par les formules traditionnelles

Hauteur (m)	Φ (Radiant)	P^M (kN)	P^{DTU} (kN)	Ecart (kN)	P^M / P^{DTU}
1	0.524	0.6	0.87	0.28	0.68
5	0.524	1.3	2.38	1.08	0.54
10	0.524	5.1	8.75	3.64	0.58
15	0.524	11.45	13.1	1.67	0.87
20	0.524	20.3	22.5	2.22	0.90

Tableau III-3-1 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P_c^M et P^{DTU} (Caquot-Kérisel)

$$V_0=1\text{m/s}, \varphi = 40.\pi/180, \theta = \pi/4, b=0.5\text{m}, f= (1-20\text{m}), \gamma_s=1650\text{kg/m}^3, c=0,00\text{kg/m}^2$$

$$\beta + \theta \geq 1.571$$

$$0 < \Omega < 1.571$$

$$\theta + \beta - \Omega > 1.571$$

$$\text{Minimize}(P, \beta, \Omega) = \begin{pmatrix} 0.895 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$P(\beta, \Omega) = 71.9\text{kg}$$

$P(\beta, \Omega)$ = charge extérieure calculée par le modèle proposé (P^M)
 P^{DTU} avec $N_q = e^{3.7\text{tg}\varphi}$ (diamètre du pieu supérieur à 0.30m), calculé par les formules traditionnelles

Hauteur (m)	Φ (Radiant)	P^M (kN)	P^{DTU} (kN)	Ecart (kN)	P^M / P^{DTU}
1	0.689	0.72	2.47	1.75	0.29
5	0.689	4.92	12.35	7.43	0.39
10	0.689	15.06	24.7	9.64	0.60
15	0.689	33.42	37.04	3.64	0.90
20	0.689	47.31	49.39	2.08	0.95

Tableau III-3-2 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P^M et la charge limite calculée P^{DTU} (Caquot-Kérisel)

III-4 : Validation du modèle sans surcharge par rapport aux expériences et au DTU Formule de Terzaghi et de Caquot-Kérisel

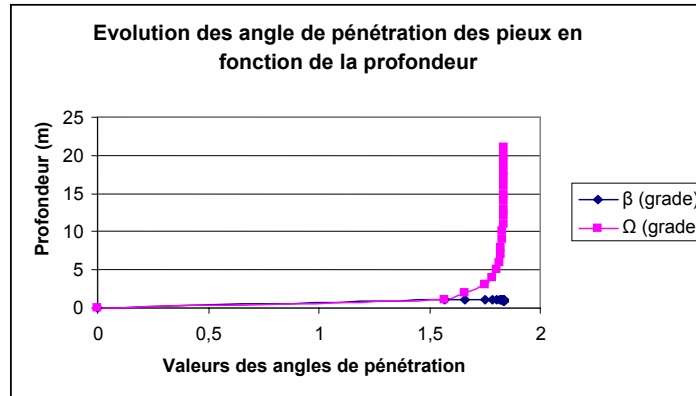


Fig : III-3 Evolution de l'angle β , Ω en fonction de la profondeur

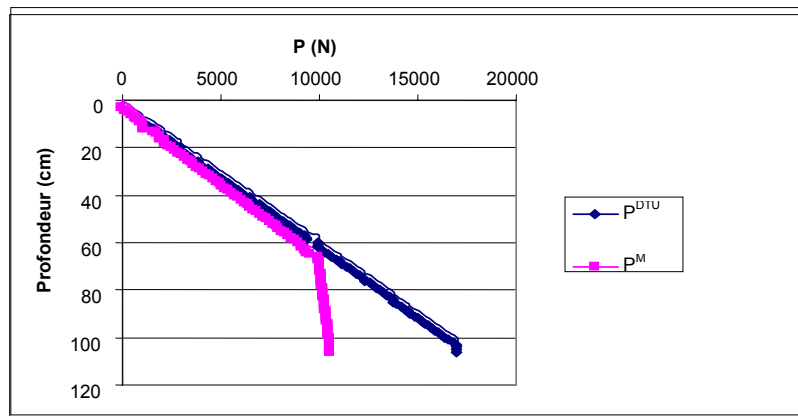


Fig : III-4 Calcul de la charge limite P^{DTU} (Caquot-Kérisel) et calcul de la charge limite P^M par le modèle en fonction de la densification du sol vis-à-vis de la profondeur

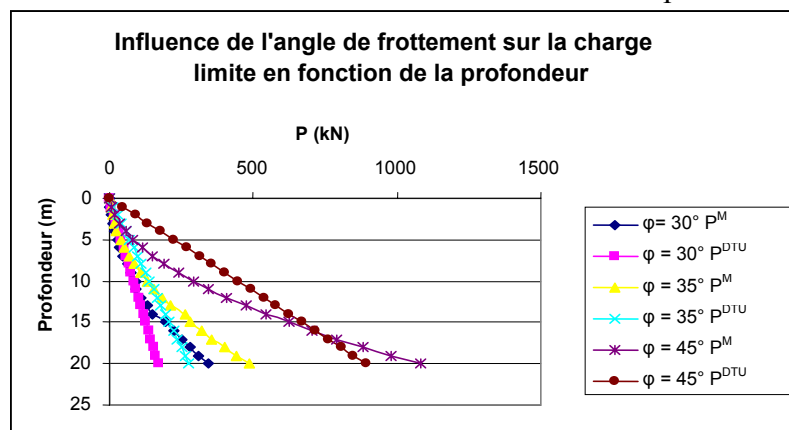


Fig III-5 : Influence de l'angle de frottement sur la charge limite de rupture calculée par le modèle P^M et le P^{DTU} en fonction de la profondeur

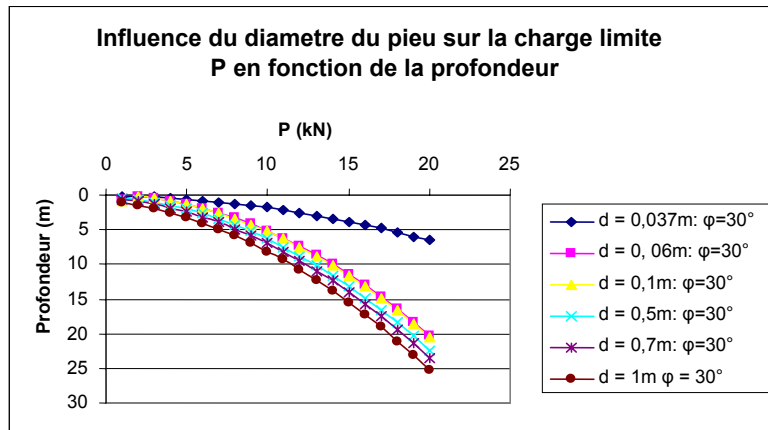


Fig : III-6 Influence du diamètre (d) du pieu sur la charge limite P^M de rupture calculée par le modèle

La constance de l'angle β , Fig III-3 montre que la valeur de la charge limite présente une cassure dans la progression de cette valeur en fonction de la profondeur dès que la densification du sol est prise en charge dans les calculs sans que celle-ci ne se stabilise sur la charge critique. Elle continue à augmenter mais plus faiblement. Ceci étant du à la constante de la valeur de l'angle β . Par contre la valeur de l'angle Ω reste très faible et ne progresse pas, ce qui nous permet de conclure que le déplacement du sol vers la surface est très faible et donc le retour des surfaces de glissement sur le fut du pieu reste insignifiant pour les fondation semi profondes et profondes Fig : III-3 et que tout est concentré autour de la pointe. Les tableaux ((III-3-1), (III-3-2)) montrent que par rapport aux calculs effectués suivant la formulation de Terzaghi(1948) de Caquot-Kérisel (1949) et d'autres pour le calcul de la charge limite pour les fondations profondes et moyennement profondes et le calcul effectué par le modèle sont rapprochant. Ceci nous permet de prendre en considération le calcul par l'analyse limite. Le calcul de la charge limite par le modèle présenté sans chargement par le théorème de la borne supérieure de la théorie de l'analyse limite montre des limites quand à son application. En effet, malgré l'orientation des courbes présentées en fonction de β , Ω , du diamètre du pieu, de l'angle de frottement, les résultats obtenus sont confortés par les valeurs données par les formulaires du calcul classique. Ceux-ci restent néanmoins assez loin des résultats expérimentaux surtout pour les fondation profondes. Les résultats expérimentaux montrent qu'au delà d'une certaine profondeur la charge limite de rupture reste constante et ne dépend plus ni de la densité, ni de la profondeur ni de l'angle de frottement, résultats partiellement trouvés surtout en ce qui concerne les fondations peu profondes (tableau (III-3-1) et (III-3-2)), Fig III-4)). Les limites constatées de la méthode sont surtout dues aux phénomènes physiques pour les fondations profondes de La contractance et de la dilatance du massif de sol. Malgré cet handicap le calcul de la charge limite de rupture par la théorie de l'analyse limite reste valable surtout pour les fondations superficielles et peu profondes, pour lesquelles les deux phénomènes physiques à savoir la contractance et la dilatance ainsi que la variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur ne prennent pas beaucoup d'importance et peuvent à la limite être négligés.

III-5 : Mécanisme de rupture en tridimensionnel avec surcharge

III-5-1 : Introduction

Afin de prendre en charge la complexité de la contractance, de la dilatance du sol et la diminution de l'angle de frottement en fonction de la profondeur), on a pris pour le calcul de la charge limite P par le modèle présenté Fig (III-7), un système de massif multicouche constitué d'un même matériaux d'Hostun définie par essai triaxial au laboratoire 3S-R INPG Grenoble et de densité différente en fonction de la profondeur.

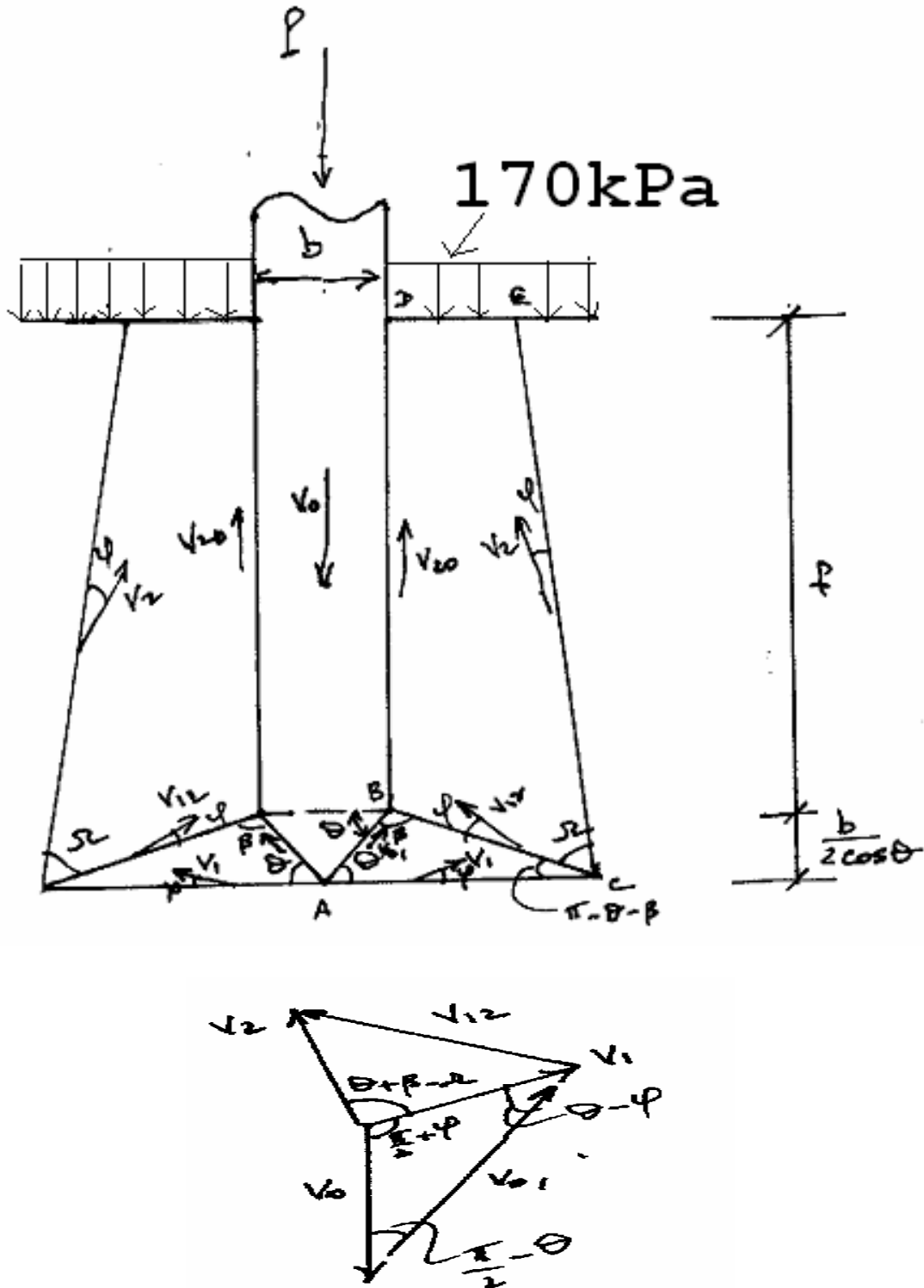


Fig : III-7 Coupe du Mécanisme pour pieu rugueux ($\delta=0$), et diagrammes des vitesses avec chargement

La variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur par hypothèse à été prise pour le calcul, BALIGH (1975). En première approche la densification du sol a été prise en charge et en deuxième approche la densification du sol et la diminution de l'angle de frottement en intégrant la formulation de BALIGH (1975) dans le modèle de calcul.

$$\log(\operatorname{tg} \phi_s) = \log A - \operatorname{Log} B \cdot \log \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} \right) \quad (\text{III-21})$$

Où σ_n est la contrainte normale
 σ_0 est la contrainte de référence

Les coefficients A et B définissant la courbe enveloppe de rupture ont été déterminés pour le sable d'Hostun « RF » à partir des résultats d'essais triaxiaux empruntés à MOKNI

Dr (%)	A	B
80	0.9675	0.0907
40	0.7230	0.0758

Tableau III-3- 3 : Valeurs des paramètres A et B

Dans cette approche le massif a été surchargé artificiellement de 170 kPa Fig (III-7). Ceci nous permet de commencer l'enfoncement du pieu à partir de la surface en mobilisant une contrainte de confinement σ_v égale à la surcharge afin de pouvoir coller aux expériences effectuées au laboratoire 3SRINPG Grenoble sous la direction du professeur FORAY (1991).

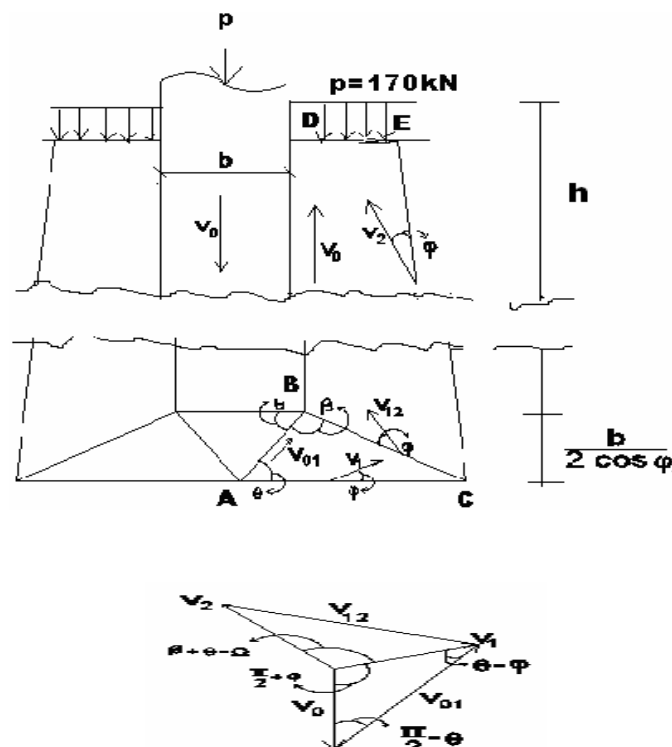


Fig III-8 Coupe du mécanisme sous chargement pour un pieu lisse ($\delta=0$) et diagramme des vitesses

L'expérimentation s'est faite dans ces conditions : l'enfoncement du pieu pénétromètre de diamètre 3.569 cm se fait lentement dans une cuve de grande dimension (1,5m de diamètre et de 2m de profondeur avec mesure séparée de l'effort de pointe et de l'effort de frottement latérale. Le rapport $\varphi_{\text{cuve}}/\varphi_{\text{pieu}}$ est assez élevé pour qu'il n'y est pas d'effet de parois. L'expérimentation a été un essai de pénétration lent à partir de la surface de la cuve sur un sable homogène d'Hostun surchargé artificiellement de 170Kpa

L' equation d' équilibre entre le travail moteur et le travail résistant sera:

$$PVO = 2 \left(W1.V1.\cos\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) + W2.V2.\cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \phi\right) \right) + 2.c.\cos\phi(S_3.V1 + S_4.V12 + S_5.V2) \quad (\text{III-22})$$

$$+ S_2.pVO - S_1.pVO1 + p_1$$

$$P = 2 \left[W1 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \cos\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right)}{\sin(\theta - \phi)} + W2 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin(\beta + 2\phi) \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \phi\right)}{\sin(\theta - \phi) \sin(\Omega - 2\phi)} \right] +$$

$$2.c.\cos\phi \left[S_3 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)}{\sin(\theta - \phi)} + S_4 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \phi\right)}{\sin(\theta - \phi) \sin\left(\Omega - \phi - \frac{\pi}{2}\right)} + S_5 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin(\beta + 2\phi)}{\sin(\theta - \phi) \sin(\Omega - 2\phi)} \right] + \quad (\text{III-23})$$

$$S_2.p - S_3.p \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right)}{\sin(\theta - \phi)} + p_1$$

Où p_1 est la surcharge

III-5-2 : Résolution de l'équation d'équilibre

On utilise le code mathcad pour la résolution de l'équation finale (III-23)

$V_0=1\text{m/s}$, $\varphi=\pi/3$, $\theta=\pi/3$, $b=0.6\text{m}$, $f=(1-20)\text{m}$, $\gamma_s=1650\text{kg/m}^3$, $c=0,00\text{g/m}^2$

$\beta := 0.646$; $\Omega := 0.175$

Given

$\theta + \beta - \Omega > 1.571$

$\beta + \theta \geq 1.571$; $\theta + \beta - \Omega > 1.571$

Minimize $(P, \beta, \Omega) = (1.92, 1.396)$

$P(\beta, \Omega) = 86.04\text{kg}$; $P(\beta, \Omega) = P^M$

$P_0=69.95\text{kg}$

$P_1=165.9\text{kg}$

$P_2=593.7\text{kg}$

$P(\beta, \Omega) =$ charge calculé par le modèle proposé

$P_0 =$ charge calculée par le formulaire de Terzaghi $(N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right))$

$P_1 =$ charge calculé par le formulaire de Caquot-Kérisel (P_1 avec $N_q = e^{2.7\text{tg}\varphi}$)

$P_2 =$ charge calculé par le formulaire de Caquot-Kérisel (P_2 avec $N_q = e^{3.7\text{tg}\varphi}$)

III-5-4 : Comparaison avec l'expérimentation

L'expérimentation effectuée au laboratoire 3S-R (EMHG, INPG Grenoble) sur un sable d'Hostun sous chargement de 170 kPA nous a permis de tracer la courbe de la contrainte de rupture de pointe sur une profondeur de 120cm à partir de la surface sous le chargement précédemment annoncé avec prise en charge de la densification en premier lieu (massif multicouches) et en deuxième partie la diminution de l'angle de frottement en fonction de la profondeur en utilisant la formulation de Baligh. Pour pouvoir comparer avec les calculs du modèle, nous avons pris les mêmes conditions que l'expérimentation. Le diamètre du pieu pénétromètre est de 0.3569m. l'enfoncement du pieu se fait sur une profondeur de 120cm à partir de la surface, dans le sable d'Hostun.

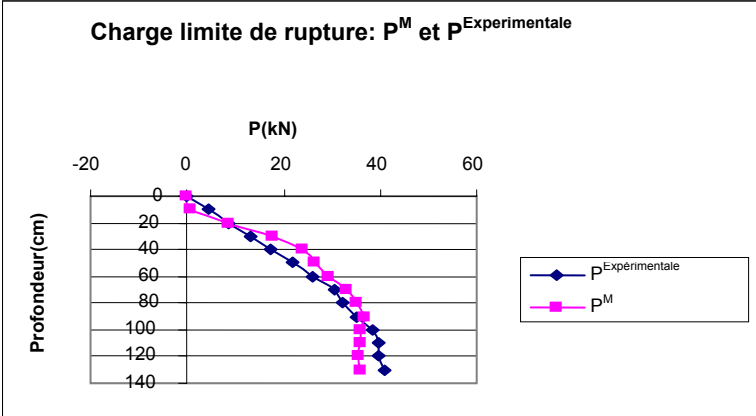


Fig : III-9 Charge limite de rupture P^M calculée avec ϕ constant et charge limite de rupture $P^{Expérimentale}$ pour un massif formé d'une seule couche de sable d'Hostun

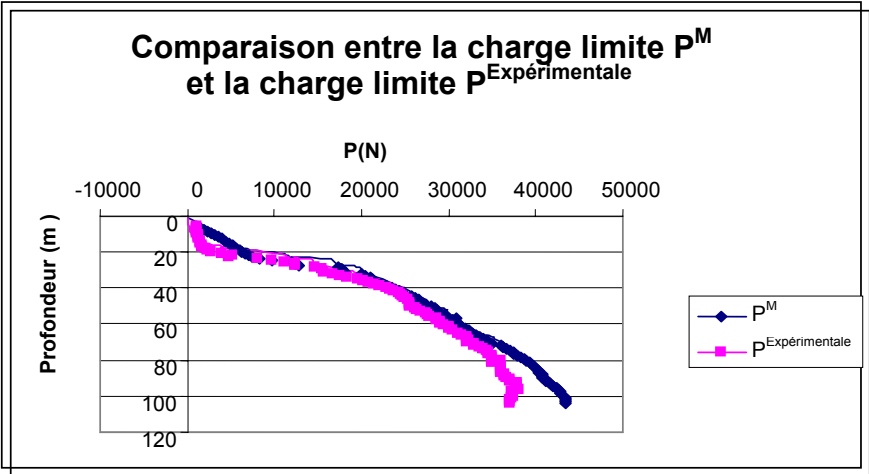


Fig : III-10 Comparaison entre la charge limite du modèle (P^M) et la charge limite expérimentale ($P^{Expérimentale}$) calculé avec ϕ décroissant dans un massif de sable d'Hostun en fonction de la profondeur

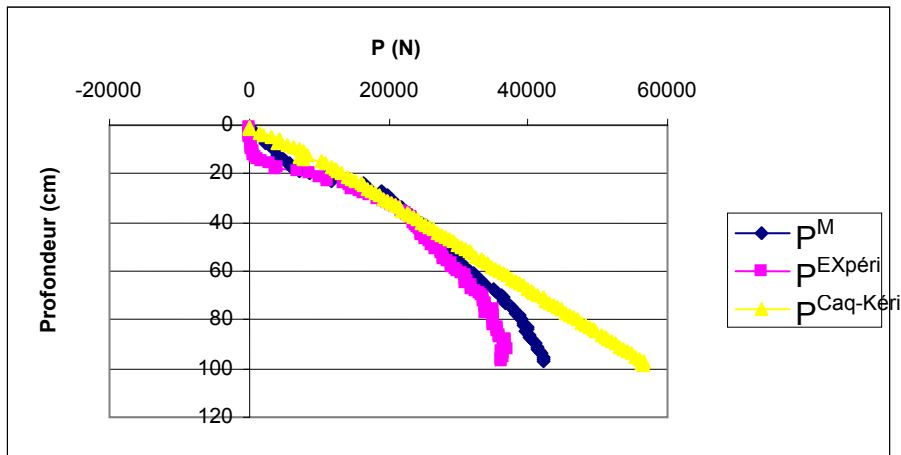


Fig : III-11 Comparaison entre la charge limite du modèle P^M et la charge limite expérimentale $P^{Expéri}$ calculée avec ϕ décroissant Baligh(1975) dans un massif de sable d'Hostum en fonction de la profondeur et $P^{Caquot-Kérisel}$

III-5-5 : Comparaison avec le DTU

Hauteur (m)	Φ (radian)	P^M (kN) 10^3	P_0 (kN) 10^3 Terzagui	P_1 (kN) 10^3 Caquot-Kérisel (d < 0.30m)	P_2 (kN) 10^3 Caquot-Kérisel (d > 0.30m)
0	0.689	0	0	0	0
1	0.689	0,86	0,6995	1,659	5,937
5	0.689	2,883	1,497	8,294	29,68
10	0.689	10,18	2,995	16,59	59,37
15	0.689	21,95	4,492	24,88	89,05
20	0.689	31,19	5,99	33,17	118,7

Tableau III-3-4 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P^M et la charge limite P^{DTU} calculée pour $\phi=40^\circ$ et un diamètre (d) de pieu de 0.6m

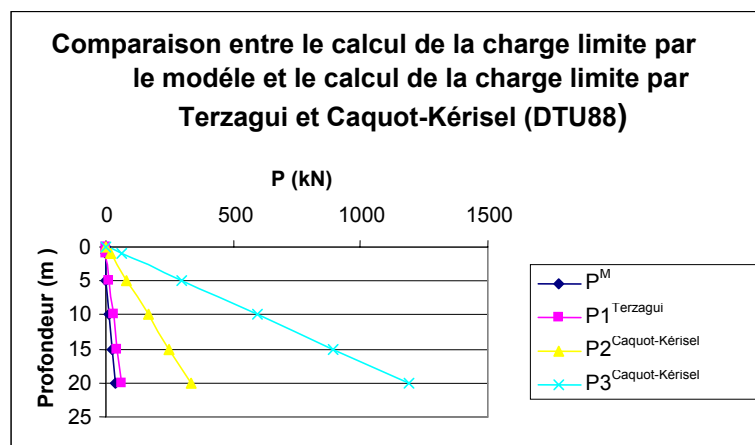


Fig : III-12 Comparaison entre la charge limite P^M calculée par le modèle et la charge limite P^{DTU} calculée par Terzaghi, Caquot-Kérisel pour un angle de frottement $\phi = 40^\circ$ et un diamètre du pieu de 0.60m

Hauteur (m)	Φ (Radiant)	P^M (kN)	P_0 (kN) Terzagui	P_1 (kN) Caquot-Kérisel (d < 0.30m)	P_2 (kN) Caquot-Kérisel (d > 0.30m)
0	0.524	0	0	0	0
1	0.524	0.48	0.54	2.21	6.43
5	0.524	3.23	2.74	11.1	32.17
10	0.524	11.58	5.49	22.2	64.33
15	0.524	25.37	8.24	33.3	96.5
20	0.524	42.61	10.99	44.39	128.7

Tableau III-3-5 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P^M et la charge limite P^{DTU} calculée par Terzagui, Caquot-Kérisel pour $\phi=35^\circ$ et un diamètre de pieu de 0.035

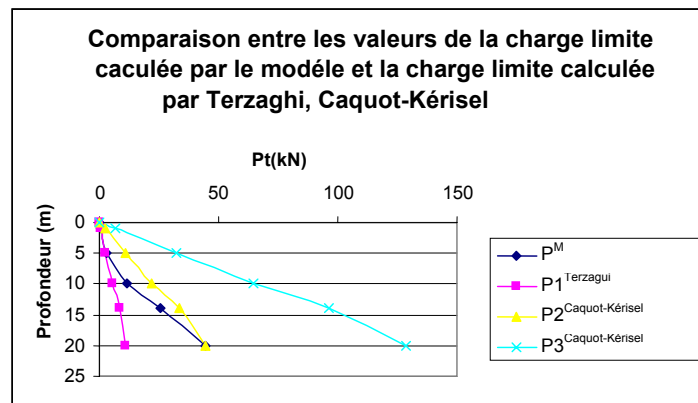


Fig : III-13 Comparaison entre la charge limite P^M calculée par le modèle et la charge limite P^{DTU} calculée par Terzaghi, Caquot-Kérisel pour un angle de frottement $\phi = 35^\circ$ et un diamètre du pieu de 0.035m

III-5-6 : Commentaire et validation du modèle

Les calculs effectués par la méthode de l'analyse limite donne des résultats assez proches mais supérieurs (borne supérieure, théorie de l'analyse limite) des résultats effectués au laboratoire de mécanique des sols à l'INPG de Grenoble Fig III-9, Fig III-10 et Fig III-11.

La Figure III-8 présente des résultats supérieures à ceux de l'expérimentation pour deux raisons essentielles à savoir que la valeur de l'angle de frottement reste constant et que la densification du sol est prise dans le calcul en fonction du multicouche utilisé pour le calcul par le modèle alors que lors de l'expérience il est possible que l'augmentation de la densité par rapport à la profondeur se fait progressivement mais d'une façon non linéaire tel est notre suggestion. La prise en compte dans le modèle de la décroissance de l'angle de frottement ϕ_s Baligh (1975) Fig III-10 et Fig III-11 montre une amélioration des résultats. Ce lissage de la courbe et des résultats est essentiellement à l'angle de frottement ϕ dans la mesure où c'est le seul paramètre qui est changé dans nos hypothèses de calcul.

La comparaison des résultats obtenus par le modèle et les différents calculs obtenus par les formules du DTU permettant le calcul de la charge limite de rupture tableau III-3-4 et tableau III-3-5 montrent que les résultats obtenus par le modèle sont inférieurs aux résultats calculés à partir des formules de Caquot et Kérisel (1949) sauf pour les fondations

superficielle et moyennement profonde ou les résultats se rapproches (case P₁, tableau III-3-4 et III-3-5)

III-6 : Calcul du frottement du pieux Sous chargement axiale en tridimensionnel

III-6-1 : Calcul analytique du frottement latéral

Dans les milieux frottant pulvérulent compact, le pieu en s'enfonçant refoule le terrain et provoque, dans le massif, l'apparition de la butée avec une obliquité δ qu'on prend égale à ϕ , angle de frottement interne, dans un équilibre de révolution. Nos hypothèse de calcul par contre comme elle se présentent, c'est-à-dire un pieu lisse et verticale, un terre plein horizontal, on prend pour ce cas précis la valeur de l'angle oblique $\delta=0$. Ceci nous permet alors d'utiliser la formule de Caquot (1949) :

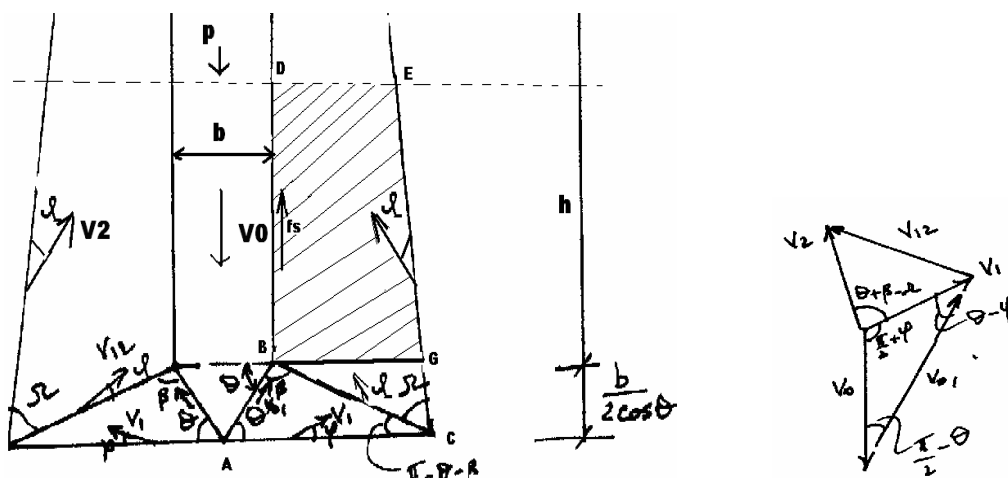


Fig III-14 : bloc concerné par le frottement latéral

$$f = k_{py} \cdot \gamma z \cdot \text{tg} \delta \quad (\text{III-24})$$

Les conditions de cette équilibre est que

$$P_{ext} \leq P_{max}^{res} \quad (\text{III-25})$$

Avec

$$P_{max}^{res} = P_q + P_f \quad (\text{III-26})$$

- P_q : contrainte de pointe
- P_f : contrainte due au frottement

L'explication des deux termes de cette relation en fonction de c et ϕ , a donné lieu à un grand nombre de formules. Il est d'ailleurs extrêmement difficile d'évaluer, aussi bien sur le plan théorique que sur le plan pratique les deux terme P_q et P_f , sachant que les forces de frottement peuvent même changer de signe si le terrain tasse le long du pieu, donnant des forces de frottement négatif qui surcharge le pieu au lieu de le soutenir. Les lignes de glissement se retournant sur le fût du pieu, le travail résistant donnant les forces de frottement seront calculées en fonction de ces paramètres.

III-6-2 : Equation du travail

Le bloc BGDE (Fig III-13) est seul concerné par le travail de frottement latéral. Dans la mesure où l'angle δ est égal à zéro la charge est complètement horizontale, dans ce cas l'effort tangentielle τ sera égal à zéro d'après la formule (III-24). L'expérimentation montre par contre que malgré la condition ($\delta=0$) un frottement se mobilise en fin de compte pour les fondations profondes autour de la pointe et des parois du fût du pieu pour une certaine hauteur juste au dessus de la pointe. Les mêmes hypothèses pour le massif de sol restent valables pour ce calcul on a donc l'angle de frottement $\delta = 0$

L'équation d'équilibre globale sera :

$$P_f = 2.W_3 \quad (III-27)$$

Où

P_f : Charge limite due au frottement
 W_3 : poids du bloc concerné par le frottement

Quand on applique le champ de vitesse aux éléments concernés on obtient :

A : Forces extérieures : P_f, W_3 (V01) (Fig (III-13))

$$\frac{P_f}{2} \quad (III-28)$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \gamma s . b^2 . f . \pi . \frac{\sin \Omega . \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) . \sin(\pi - \beta - \theta)} \quad (III-29)$$

B : Travail des forces extérieures :

$$P_f \cdot V_0 \quad (III-30)$$

$$W_3 V_{01} = \frac{1}{2} \gamma s . b^2 . f . \pi . \frac{\sin \Omega . \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) . \sin(\pi - \beta - \theta)} \quad (III-31)$$

C : Equation Finale :

$$P_f = \gamma s . b^2 . f . \pi . \frac{\sin \Omega . \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) . \sin(\pi - \beta - \theta)} . \frac{\sin(\frac{\pi}{2} + \phi)}{\sin(\theta - \phi)} \quad (III-32)$$

D : Equation du frottement latéral f_s^M du modèle et f_s^{DTU} de Caquot (1949)

$$f_s^M = \frac{P_f(\beta, \Omega)}{S}$$

f_s^M : Frottement latéral du au modèle (III-33)

$$f_s^{DTU} = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \gamma_s \cdot h$$

f_s^{DTU} : Frottement latéral calculé par la formule de Caquot (III-34)

Où h est la hauteur du pieu concerné par le frottement

$$S = 2 \pi r h$$

L'équation f_s^{DTU} Caquot est utilisée dans nos calculs dans la mesure où le pieu est lisse et vertical, le terre plein est horizontal. Dans ce cas l'obliquité δ est égale à zéro ($\delta = 0$)

III-6-3 : Résolution de l'équation d'équilibre

On utilise le code mathcad pour la résolution de l'équation finale (III-32)

$$V_0 = 1 \text{ m/s}, \quad \varphi = \pi/3, \quad \theta = \pi/3, \quad b = 0.03596 \text{ m}, \quad f = (1-20) \text{ m}, \quad \gamma_s = 1650 \text{ kg/m}^3, \quad c = 0,00 \text{ g/m}^2$$

$$\beta := 30 \text{ deg} \quad \Omega := 30 \text{ deg}$$

$P_f(\beta, \Omega)$ = charge due au frottement latéral

Given

$$\beta + \theta \geq 90 \text{ deg}$$

$$2 \cdot \phi < \Omega < 90 \text{ deg}$$

$$P_f(\beta, \Omega) = 2.595 \times 10^3$$

$$f_s^{DTU} = 9.617 \times 10^3 \text{ kgm}^{-2}$$

III-6-4 : Validation du modèle sans surcharge par rapport aux expériences et au DTU Formule de Caquot (1949)

Cas : pieu de diamètre $d=0.03569$ et masse volumique du massif $\gamma= 16.5 \text{ kN}$

L'expérimentation effectuée au laboratoire 3S-R (EMGH, INPG Grenoble) sur un sable d'Hostun nous à permis de tracer la courbe de frottement mobilisé par le pieu à l'interface pieu sol sur une profondeur de 120cm à partir de la surface avec prise en charge de la densification et la diminution de l'angle de frottement en fonction de la profondeur en utilisant la formulation de Baligh (1975). Pour pouvoir comparer les calculs du modèle, nous avons pris pour celui-ci les mêmes conditions que l'expérimentation. Le diamètre du pieu pénétromètre est de 0.3569m. l'enfoncement du pieu se fait sur une profondeur de 120cm à partir de la surface, dans un sable d'Hostum.

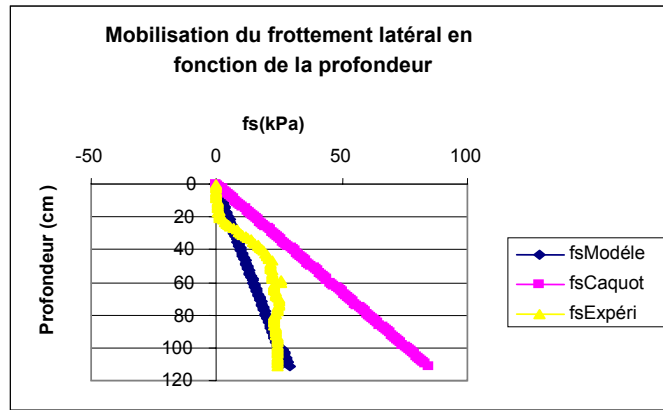


Fig III-15 : comparaison entre les différents calculs de frottement latéral en fonction de la profondeur

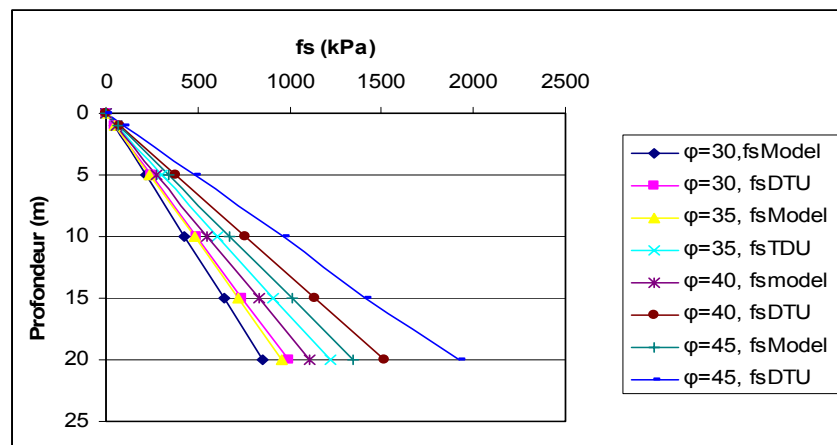


Fig III-16 : Comparaison du frottement latéral en fonction de la profondeur et de l'angle de frottement

Profondeur (m)	$\varphi=30$	$\varphi=30$	$\varphi=35$	$\varphi=35$	$\varphi=40$	$\varphi=40$	$\varphi=45$	$\varphi=45$
	f_s^M (kPa)	f_s^{DTU} (kPa)	f_s^M (kPa)	f_s^{DTU} (kPa)	f_s^M (kPa)	f_s^{DTU} (kPa)	f_s^M (kPa)	f_s^{DTU} (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	42,75	49,5	47,84	60,89	55,28	75,68	67,43	96,17
5	213,7	247,5	239,2	304,4	276,4	379,4	337,1	480,8
10	427,5	495	478,4	608,9	552,8	758,8	674,3	961,7
15	641,2	742,5	717,6	913,3	829,2	1138	1011	1413
20	854,9	990	956,7	1218	1106	1518	1349	1923

Tableau III-3-6 : calcul du frottement latéral en fonction de l'angle de frottement et de la profondeur par le modèle et la formulation de Caquot (1949)

Nous avons dans le cadre de cette recherche essayé de comparer également les coefficients de butée calculée à l'aide du modèle proposé et la formulation de Caquot (1949) présentée plus haut pour différentes valeurs de l'angle de frottement

Φ (degré)	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
k_{py}^M	2.404	2.447	2.492	2.54	2.59	2.65	2.70	2.76	2.83	2.9
k_{py}^{Caquot}	2.56	2.66	2.77	2.88	3	3.12	3.25	3.4	3.54	3.7

Φ (degré)	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
k_{py}^M	2.98	3.1	3.15	3.24	3.35	3.47	3.6	3.7	3.9	4.1
k_{py}^{Caquot}	3.85	4.02	4.20	4.4	4.6	4.8	5.05	5.3	5.83	5.83

Tableau III-3- 7 : Valeurs des coefficients de butée k_{py}^{Caquot} et $k_{py}^{Modèle}$ calculés par la formulation de Caquot (1951) et le modèle

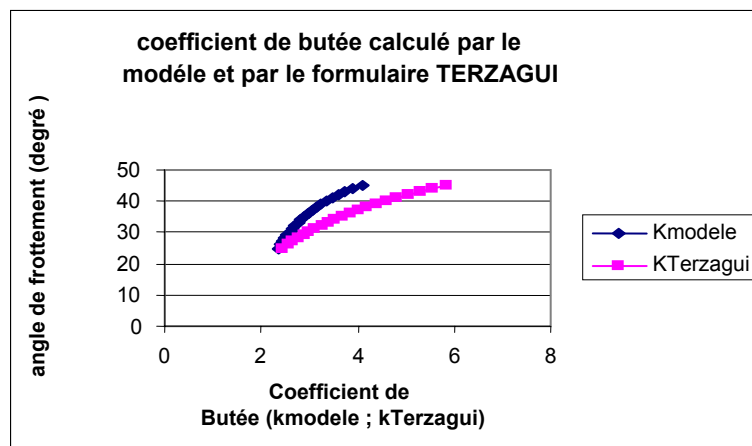


Fig III-17 : Coefficient de butée

Les calculs effectués par la méthode de l'analyse limite donne des résultats pour le frottement latéral légèrement inférieurs dans l'intervalle (profondeur : 40,80cm) puis supérieurs à partir de la profondeur 80cm des résultats obtenus par expérimentation effectués au laboratoire de mécanique des sols à l'INPG de Grenoble Fig (III-15) . Ceci étant essentiellement du à notre avis aux phénomènes physiques de dilatance puis de contractance du sol. Le réaménagement des grains de sable met un certain temps à se mettre en place sous l'effet du chargement. La figure (III-15) présente par contre des résultats calculés par la formule de Caquot supérieure à ceux de l'expérimentation pour deux raisons essentielles à savoir :

- les phénomènes physiques de dilatance et de contractance du sol ne sont pas pris en considération
- Caquot considère l'équilibre du système en équilibre plan alors qu'il est en équilibre de révolution.

La comparaison des résultats obtenus par l'expérimentation, par le modèle et les différents calculs obtenus par la formule de Caquot (1949) tant pour le frottement latéral (Fig (III-16); tableau (III-3-6)) que pour le calcul du coefficient de butée (Fig (III-17) ; tableau (III-3-7)) nous permet de conclure que les calculs effectués à partir du modèle donnent des résultats pouvant être pris en considération dans la mesure où ils se rapprochent des résultats expérimentaux quand la dilatance et la contractance du sol sont prises en considération, et des résultats obtenus par Caquot(1949) pour le coefficient de butée si on intègre dans les calculs de Caquot un coefficient correcteur prenant en considération l'équilibre de révolution du système.

VI : CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE :

Nous pouvons conclure qu'au-delà d'une certaine profondeur autour de 10m à 12 m Les formules du calcul classique donnent des valeurs trop importantes par rapport aux valeurs de l'expérimentation et ceux calculées par le modèle numérique. En dessous de la profondeur de 10m, l'écart entre les trois valeurs diminue malgré que les valeurs de DTU et plus précisément les formules de Terzaghi (1951), Caquot (1949) et Kérisel (1949) reste plus grands (tableau III-3-4 et III-3-5, DTU^2), ceci est tout fait normale dans la mesure où ces formulations ne prennent pas en considération la contractance, la dilatance, et la diminution de l'angle de frottement en fonction de la profondeur malgré que pour les fondations superficielles et les fondations peu profondes leur action est atténuée.

La difficulté essentielle dans ces travaux est l'introduction dans les calculs par le modèle de l'évolution des propriétés mécaniques à savoir la diminution de l'angle de frottement interne φ , et de la densification du sol en fonction de la profondeur mais les résultats obtenus par le modèle cependant restent assez près des résultats expérimentaux.

Nous pouvons donc admettre

- Bien que le modèle ou mécanisme soit encore à parfaire, il donne des résultats assez proches des résultats obtenus par l'expérimentation surtout pour les pieux moyennement profonds.

- L'effet de pointe étant prédominant il serait tout de même intéressant de modifier la géométrie du modèle (mécanisme) dans ce sens.
- La mise en équation de la densification du sol en général reste un problème assez difficile à résoudre dans la mesure où les caractéristiques mécaniques des sols se modifient continuellement par les contraintes existante dans le sol (densification) sous les charges subites. Par contre pour la décroissance de l'angle de frottement en fonction de la profondeur et des contraintes subites en places, la formulation de Baligh (1975) résout ce problème partiellement à cause des multitudes de sol pouvant être une assise à nos ouvrages. Il reste pour ces raisons néanmoins assez difficile d'introduire dans les calculs numériques l'évolution des propriétés mécaniques des sols à savoir la diminution de l'angle de frottement de pic et la variation de la densité critique lorsque la contrainte moyenne augmente d'une manière générale car chaque sol de fondation a ses propres spécificités.

Bibliographie

- 1 **Airey, D.W. ; Al-Douri, R.H.; Poulos,H.G. (1992).** Estimation of pile friction degradation from shearbox test, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.15 N° 4, pp.388-392
- 2 **Al-Awkati,Z.(1975).** On problems of soil bearing capacity at depth, Ph.D.,Departement of civil engineering. Duke University
- 3 **Al-Douri,R.H.; Hull,T.S.; Poulos,H.G.(1993).** Influence of Test Chamber Boundary Conditions on Sand Bed Response Geotechnical Testing Journal Vol.16 N°4, pp. 550-562
- 4 **Altaee, A.; Fellenus, B.H.; Evgin. E. (1992).** Axial load transfer for piles in sand.I&II,Canada Geotechnical J.29
- 5 **Altaee, A.; Fellenus, B.H.(1994).** Physical modelling in sand, Can. Geotechnical J., Vol.31, pp. 420-431.
- 6 **Auvinet, G.; Bouvard, D. (1983).** Effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaire, Revue Française de Géotechnique, N°25, pp.63-70
- 7 **American Petroleum Institute (1993).** Recommended Practice for planning, Designing and construction Fixed Offshore Platforms, A.P.I. RP2A, 15th, 19th, 20th édition, 1984, 1991, 1993.
- 8 **Balachowski, L. (1992).** Le comportement de pieux off-shore dans la chambre d'étalonnage. Rapport DEA. Laboratoire 3S Grenoble.
- 9 **Balachowski, L.; Foray, P (1993).**Modélisation physique du comportement de pieux en mer dans la chambre d'étalonnage.6ème Colloque Franco-polonais de mécanique de sols appliqué, Douai.
- 10 **Baligh,M.(1975).**Cavity expansion in sand with curved envelopes, journal of the Soil Mechanic and Foundations Division, ASCE, vol.102, N° GT11
- 11 **Baldi, G.; Belloti, R; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M; Pasqualin, E.(1981).**Cone résistance of dry medium sand, 10th Int. Conference on SMFE, Stockholm, vol.2 pp.427-432
- 12 **Baldi, G (1990).**The cone penetration tests in sands, Forth Seminar on research Involving Validating of in situ Devices in Large Calibration Chambers, Grenoble, March 1990
- 13 **Bard,E. (1994).** Comportement des matériaux granulaires secs et à liant hydrocarboné, Thèse de Doctorat à l'école Centrale de Paris.
- 14 **Been, K; Jefferies, M.G. (1985).** A state parameter for sands, Géotechnique 35, N° 2, pp 99-112
- 15 **Been, K.; Crooks, J.H.A.; Becker, D.E.; Jefferies, M.G. (1986).** The cone penetration tests in sands: part I, state parameter interpretation, Géotechnique 36, N° 2, pp. 239-249

- 16 **Been, K.; Jefferies, M.G.; Crooks, J.H.A.; Rothenburg, L. ;(1987).** The cone penetration tests in sands: part II, general inference of state, *Géotechnique* 37, N° 3, pp. 285-299
- 17 **Been, K.; Jefferies, M.G.; Hachey, J. (1991).** The crystal state of sands, *Géotechnique* 41, N° 3, pp. 365-381
- 18 **Belabeb, L. (2007).** “New method for determination of the anchor lengths for double-propped retaining wall” *Bautechnik* 84 (2007) Heft 11, p 803-815 Editor Inter Wiley Science Germany.
- 19 **Belloti, R.; Fretti, C., Ghionna, S., Pedroni, S. (1991).** Compressibility and crushability of sands at high stresses, Proc. 1st Int.Conf. on Calibration Chamber Testing. Clarkson Uni., USA
- 20 **Benyaghla H., (1999).** Three-dimensional active and passive earth pressure behind pile and screen by applying the kinematics theory , Thesis of de Magister, University 8 may 45, Guelma, Algeria.
- 21 **Beringen, F.L.; Windle, D.; Van Hooydonk, W.R. (1979).** Recent developments in the design and construction of piles. ICE, London
- 22 **Biarez, J.; Grésillon, J.M.(1973).** Essais et suggestion pour le calcul de force portante des pieux en milieu pulvérulent, *Géotechnique*, Vol. 22, pp. 433-450
- 23 **Biarez, J.; Hicher, PY. (1989).** An introduction to the study of relation between the mechanics of discontinuous granular media and the rheological behaviours of continuous equivalent media. Application to compaction, *Powder and Grains*, BALKEMA, Rotterdam, pp. 1-33
- 24 **Bolton, M.D. (1986).** Strength and dilatancy of sands, *Géotechnique* 36, N° 1, pp. 65-78
- 25 **Boulebnane, A; Lareal, P.; Garnier, J.; Cottineau, L.M. (1994).** Mesure de la pression des sols dans des modèles réduits de sable centrifuges, 7^{ème} Congrès de l’association Internationale de Géologie de l’Ingénieur, Lisbonne, septembre 1994,7p
- 26 **Boulon, M.; Foray, P. (1986).** Physical and numerical simulation of the lateral Shaft Friction along Offshore Piles in Sand, *Numerical Methods in Offshore Piling*, 3rd International Conference, Nantes, pp. 127-147
- 27 **Boulon, M. (1988).** Numerical and physical modelling of piles behaviour under monotonous and cyclic loading, modelling soil-water structure interaction, Delft
- 28 **Boulon, M; Plytas, C; Foray, P. (1989).** Comportement d’interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d’ancrage, *Revue française de Géotechnique*, N° 35
- 29 **Boulon, M. (1993).** From volume to interface behaviour: A numerical analysis, Third Int. Conf. on bifurcation and localisation in soils and rocks. Aussois, France, pp.6-9 September 1993

- 30 **Boutrif, A (1993)**. Mesure du comportement d'interface sol structure à la boîte de cisaillement direct annulaire et modélisation, Thèse à l'Université Joseph Fourier- Grenoble I
- 31 **Briaud, J.L.; Trucker, L. (1984)**. Piles in sand. a method including residual stresses, JGE, Vol.110, N° 11
- 32 **Brucy, F.; Nauroy, J.F.; Le tyrant, P. (1991)**. Comparison of static and dynamic tests of piles in sand, Fondations profondes, Actes du colloque organisé par l'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris
- 33 **Brucy,; Meunier, J. (1991)**. Projet battage des pieux. Pieux expérimentaux de Dunkerque. Chargements statiques, Rapport décembre 1991
- 34 **Bustamante, M., Franck, R. ; Christolas, S. (1991)**. Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés, Revue Française de géotechnique, N° 54, pp. 39-52
- 35 **Canou, J. (1989)**. Contribution à l'étude et à l'élaboration des propriétés de liquéfaction d'un sable, Thèse de Doctorat, préparé au CERMES-ENPC
- 36 **Colliat-Dangus, J.L. (1986)**. Comportement des matériaux granulaire sous fortes contraintes. Influence de la nature minéralogique du matériau étudié, Thèse de Doctorat, Université de Grenoble
- 37 **Collins, I, F, (1973)**. "A note on the interpretation of Coulomb's analysis of the thrust on a rough retaining wall in terms of the limit theorems of plasticity theory." Géotechnique, London, 24(1), 106-108
- 38 **Corté, J.F. (1985)**. Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées
- 39 **Coyle, H.M.; Castello, R.R. (1981)**. New design correlation for piles in sand, ASCE, Vol.107 N° GT7
- 40 **Craig, W.; Sabagh, S. (1994)**. Stress level effects in model test on piles, Canadian Geotech. J.31
- 41 **Darve, F. (1995)**. Mécanique des géomatériaux. Acte du colloque de GRECO
- 42 **De Beer, E.E. (1965)**. Bearing capacity and settlements of shallow foundations on sand, Proc. Symp. Bearing Capacity and settlements of Foundation, Duke University, pp. 15-33
- 43 **De Nicolas, A.; Randolph, M.F. (1993)**. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand, LGE, Vol.119, N° 12
- 44 **De Ruiter, (1975)**. Reconnaissance des sols marins pour plates formes pétrolières en mer du Nord, AITBTP- Série Sols et Fondations Octobre 1975 N° 120
- 45 **De Ruiter, Beringen. (1979)**. Méthode pénétrométrique, méthode CPT, Guide pratiques sur les ouvrages en mer, ARGEMZA, pp. 93-99

- 46 **De Simone, P; Golia, G. (1988)**. Theoretical analysis of cone penetration test in sands, 1st Int. Symposium on penetration Testing, Orlando, Vol.2, pp. 729-735
- 47 **Desrues, J. (1990)**. Physics of granular Media-proc. Winter School Les Houches Fib.90, chapter- An Introduction to Strain Localisation in granular Media, pp.127-142, Nova Sciences Publ
- 48 **Dessaint, A. (1966)**. Contribution à l'étude de la force portante limite des fondations profondes en milieu homogène, Thèse de Doctorat, Université de Grenoble
- 49 **Drescher, A. and Detournay, E. (1993)**. "Limit load in translational failure mechanisms for associative and non associative materials" Géotechnique, London, 43(3), 443-456
- 50 **Dumas, P. (1986)**. Etude de la liquéfaction des sables à l'aide du piézocone, Mémoire DEA, IMG
- 51 **Durgunoglu, H.T; Mitchell, J.K. (1975)**. Static penetration resistance of soils, ASCE, Conference on in situ measurements of soil properties, Raleigh, Vol.1 pp.151-171
- 52 **Eissautier, M. (1986)**. Frottement latéral des pieux en milieu pulvérulent, Thèse de Doctorat à I.N.P.G, Grenoble
- 53 **Fahey, M.; Jewell, R.J. (1988)**. Model pile test in calcarenite, Proc.Int. Conf.on Calcareous Sediments, Balkema, Rotterdam, the Netherlands Vol.2, pp.607-616
- 54 **Flavigny, E.; Desrues, J.; Palayer B. (1990)**. Note technique – le sable d'Hostun "RF", Revue Française de Géotechnique, n° 131
- 55 **Foray, P. (1972)**. Contribution a l'étude des tassements et de la force portante des pieux, Thèse de doctorat, Université de Grenoble
- 56 **Foray, P.;Puech, A. (1976)**. influence de la compressibilité sur la force portante a la rupture des pieux en milieu pulvérulent, Annales de l'Institut Technique du bâtiment et des travaux publics, N° 131
- 57 **Foray, P.; Genevois, J.M.; Labanieh, S.; Mokrani, L. (1988)**. Evaluation de la portance des pieux en mer a partir d'essais en chambre de calibration, Rapport de synthèse, convention de recherche ELF AQUITAINE – I.M.G.,
- 58 **Foray, P. ; Pautre, J-L.(1988)**. Rapport d'avancement, projet national piézocone, Piézocone et liquéfaction des sables, synthèse des essais sur sites en Nouvelle-Zélande et des essais en chambre de calibration a I.M.G. ; décembre 1988, 70pp
- 59 **Foray , P.(1990)**. Scale and boudary effects on, calibration chamber pile tests, Proc. 1 st Int. Conf. on Calibration Chamber Testing, Clarkson Univ., USA
- 60 **Foray, P. ; Labanieh, M.; Mokrani, L. (1990)**. Evaluation de la portance des pieux en mer a partir d'essais en chambre de calibration, Rapport de synthèse, convention de recherché ELF AQUITAINE – I.M.G ., 1990

- 61 **Foray, P. (1991)**. Approche expérimentale du comportement des fondations profondes, Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, I.N.P.G., Grenoble
- 62 **Foray, P. ; Labanieh, S.; Mokrani, L.; Colliat-Dangus, J.L. (1991)**. Etude de la capacité portante des pieux dans les sables à partir d'essais en chambre d'étalonnage, Fondations profondes, actes du colloque organisé par l'Ecole Nationale des ponts et chaussées, Paris
- 63 **Foray, P.Y.; Colliat J.L.; Nauroy J.F. (1993)**. Bearing capacity of driven piles in dense sands from calibration chamber tests, OTC Houston
- 64 **Foray, P.; Balachowski, L. (1994)**. Portance des pieux en mer en sable dense. Rapport : Essais en chambre d'Etalonnage. Convention n° 15260 avec ELF- Aquitaine et IFP, avril 1994
- 65 **Foray, P.; Balachowski, L. (1994)**. Effets d'échelle dans la modélisation physique d'ouvrages en centrifugeuse liés à la localisation des déformations, programme MARCROGRAVITE, octobre 1994
- 66 **Foray, P.; Balachowski, L. (1995)**. Portance des pieux en mer en sable dense. Rapport : Essais en chambre d'Etalonnage. Sable sur consolidé, Février 1995
- 67 **Foray, P.; Balachowski, L. ; Labanieh, S. (1995)**. Modélisation physique des ouvrages géotechnique en chambre d'Etalonnage, Colloque, Les modèles réduits en génie civil, Nantes – 18 mai 1995
- 68 **Frank, R. ; Zhao, S.R (1982)**. Estimations par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins, Bull. liaison labo. P. et CH., n° 119, mai-juin, p. 17-24
- 69 **Fukushima, S. and Tatsuoka, F . (1984)**. Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, soils and foundations, Vol.24, No.4, pp.30-48
- 70 **Garnica-Anguas, P. (1993)**. simulation numérique du frottement entre solides par équations intégrales aux frontières et modèle d'interface non linéaire. Application aux pieux, Thèse de doctorat à l'université Joseph Fourier- Grenoble 1
- 71 **Genevois, J.-M. (1989)**. Capacité portante des pieux à Grande profondeur. Simulation physique à l'aide d'une chambre de calibration, Thèse de doctorat à l'Université Joseph Fourier – Grenoble 1
- 72 **Ghionna, V.N.; Jamiolkowski, M. (1991)**. A critical appraisal of calibration chamber testing of sands. Proc. 1st Int. conf. on Calibration chamber Testing, Clarkson Univ., USA
- 73 **Habib, P. (1985)**. Effet d'échelle et surface de glissement, Revue Française de Géotechnique N° 48
- 74 **Habib, P. (1989)**. Similitude et essais sur modèles réduits : Validité de la modélisation, Revue Française de Géotechnique N° 48

75 **Hartikainen, J.; saari, M.; Zadroga, B. (1992).** Bearing capacity of open-ended and closed-ended steel

76 **Heerema, E.P. (1980).** Predicting pile driveability: Heather as an illustration of the friction fatigue theory, Ground engineering N] 13, apr., 15-37

77 **Hettler, A .; Gudehus, G. (1988).** Influence of the foundation with on the bearing capacity factor, soils and foudation, Vol.28, No.4, pp. 81-92

78 **Hossain, M.K.; Briaud, J-L.** Improved soil characterization for piles in sand in API RP - 2A , OTC paper 7193, Texas, 1993

79 **Hoteit, N. (1990).** Etude du cisaillement d'interface a rigidité normale impose et application, Thèse de doctorat a l'université Joseph Fourier- Grenoble 1

80 **Houlsby, G. T; Hitchman, R. (1988).** Calibration chamber tests of cone penetrometer in sand, Géotechnique, 39, No.4, pp 727-731

81 **Houlsby, G. T; Hitchman, R. (1988).** Calibration chamber tests of cone penetrometer in sand, Géotechnique, 39, No.4, pp 727-731

82 **Houlsby, G.T.; Schnaid, F. (1994).** Interpretation of shear moduli from cone pressuremeter tests in sand, Géotechnique, 44, No.1, pp. 147-164

83 **Jamiolkowski, M.; Tatsuoka, F. (1990).** Forth seminar on Research Involving Validation of in situ Devices in Large Calibration Chambers, Grenoble, march 1990

84 **Jean, O. (1993).** Etude comparative des methods de calcul de la capacité portante des pieux battus dans les sables denses. Rapport de stage chez ELF AQUITAINE PRODUCTION, Septembre 1993

85 **Kerisel ; Adam (1962).** Fondations profondes, Annales de l'institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, N° 179, pp.1057-1081

86 **Kérise J.Caquot A (1949).** éditions GAUTHIER VILLARS

87 **Kimura, T. ; Kusakabe, O. ; Saitoh, K. (1985).** Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge. Géotechnique N°35

88 **Klos, J.; Tejchman,A. (1977).** Analysis of behaviour of tubular piles in subsoil, Proc. of the 9th Int. Conférence of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, Vol. 1, pp.605-608

89 **Kraft, L.M. (1991).** Computing axial pile capacity in sands for offshore conditions, Marine Geotechnolgy, N° 9, pp. 61-92

90 **Labanieh, S. (1984).** Modélisations non-linéaires de la rhéologie des sables et applications, Doctorat à l'Université Scientifique et Médicale et I.N.P.G. de Grenoble

- 91 **Labanieh, S. (1991)**. Critical State and Constitutive Parameters Identification, 3rd Int. Conf. on constitutive laws for engineering materials: theory and applications, 1991, Tucson, ARIZONA, USA, pp. 739-742
- 92 **La casse, S.; Goulois, A.(1989)**. Uncertainty in API parameters for prediction of axial capacity of driven piles in sand, Proc. 21st Offshore Technology Conference, OTC Paper 6001, pp.353-358
- 93 **Lee, I. K. and Herington, J R. (1972)**. “A theoretical study of the pressures acting on a rigid wall by a sloping carth on rockfill.” Géotechnique, London, 22(1), 1-26
- 94 **Lehane, B.M; Jardine, R.J.; Bond, A.J.; Frank, R. (1993)**. Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests, JGE, Vol.119, No.1
- 95 **Leland, M.; Kraft, Jr. (1991)**. Performance of axially loaded pipe piles in sand, Journal of Geotechnical Eng., Vol.117, No.2
- 96 **Le Long (1968)**. Contribution à l'étude de propriétés mécaniques des sols sous fortes pressions, Thèse de Doctorat, Université de Grenoble
- 97 **Leong, E.C.; Randolph, M.F. (1991)**. Finite element analyses of soil plug response, Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.15, pp. 121-141
- 98 **Le Tirant, P.; Nauroy, J.F.; Brucy, F.; Berdin, D. (1991)**. Dimensionnement des pieux de fondation offshore dans les sables denses, Fondations profondes, Actes du colloque organisé par l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris
- 99 **Lloyd's Register of Shipping (1989)**. Rules and regulations for the classification of fixed offshore installations, part 3 Environmental and design considerations
- 100 **Lunne, T. (1991)**. Practical use of CPT correlations in sand based on calibration chamber tests, Proc. 1st Int. Conf. on Calibration Chamber Testing, Clarkson Univ., USA
- 101 **Lysmer, J. (1970)**.”Limit analysis of plane problems in soil mechanics” J. Soil Mech and Found. Div, ASCE, 96(4), 1311-1334.
- 102 **Mahdjoub, A. (1993)**. Modélisation de pieux en centrifugeuse. Projet de fin d'études, E.N.S.H.M.G., Juin 1993
- 103 **Meksaouine Mr., Kastner R., Bourdeau Y. (1992)**. - “Experimental and theoretical Approach of the three-dimensional active earth pressure” - Conference Structure and Mechanical Behavior of Géomatériaux, Nancy, France
- 104 **Malhotra, S. (1991)**. Development of a model pile-driving facility, Rapport of offshore technology research center, The University of Texas et Austin
- 105 **Mayne, P.W. (1991)**. Tentative method for estimating a'ho from qc data in sands, Proc. 1st Int. Conf. on Calibration Chamber Testing, Clarkson Univ., USA

- 106 **Mayne, P.W.; Kulhawy, F.H. (1991)**. Calibration chamber database and boundary effects correction for CPT data, Proc. 1st Int. Conf. on Calibration Chamber Testing, Clarkson Univ., USA
- 107 **Meghachou, M. (1993)**. Stabilité des sables lâches: essais et modélisations, Thèse de Doctorat à l'Université Joseph Fourier - Grenoble I
- 108 **Meyerhof, G.G. (1976)**. Bearing capacity and settlement of pile foundations, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. GT3
- 109 **Michalowski, R.L.(1999)**. "Closure on Stability of uniformly reinforced slopes" J. Geotech and Geoenviron, ASCE, 125(1), 81-86
- 110 **Mitchell, J.K.; Lutine, T.A. (1978)**. Cone resistance as measure of sand strength, ASCE, Vol. 104, pp.995- 1012
- 111 **Mokni, M. (1988)**. Modélisation du pénétromètre statique par centrifugation, Mémoire de DEA, Laboratoire central des ponts et chaussées, Septembre 1988
- 112 **Mokni, M. (1992)**. Relations entre déformations en masse et déformations localisées dans les matériaux granulaires, Thèse de Doctorat à I.N.P.G., Grenoble
- 113 **Mokrani, L. (1991)**. Simulation physique du comportement de pieux à grande profondeur en chambre de calibration, Thèse de Doctorat à I.N.P.G., Grenoble
- 114 **Murff, J.D.; Raines, R.D.; Randolph, M.F. (1990)**. Soil plug behaviour of piles in sand, Proc. 22nd OTC in Houston, Texas, May 7-10,1990
- 115 **Navelet, M. (1992)**. Effet d'échelle dans la modélisation physique du frottement latéral le long des pieux, Mémoire de DEA, Laboratoire 3S de Grenoble, septembre 1992
- 116 **Niyama, S.; Oshima A.; Takada N. (1994)**. Toe resistance evaluation in open toe piles, XIII ICSMFE, New Delhi, India
- 117 **O'Neill, M. W.; Raines R. D. (1991)**. Load Transfer For Pipe Piles in Highly Pressured Dense Sand, Journal of Geotechnical Eng., Vol. 117, No. 8
- 118 **O'Neill, M.W. (1991)**. Houston's calibration chamber: case histories, Proc. 1st Int. Conf. on Calibration Chamber Testing, Clarkson Univ., USA
- 119 **Paikowsky, S. G.; Whitman, R. V. (1990)**. The effects of pile plugging on pile performance and design, Can. Geotech. Journal 27, pp. 429-440
- 120 **Paikowsky, S.G.; of Lowell, U. (1990)**. The mechanism of Pile Plugging in Sand, 22nd OTC Houston, Texas
- 121 **Plumelle, C. (1979)**. Etude expérimentale du comportement des tirants d'ancrage, Thèse de Doctorat, Université de Paris VI

- 122 **Plytas, C. (1985)**. Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires-structures, Thèse de Doctorat, USMG-I.N.P.G., Grenoble
- 123 **Raines, R. D.; Ugaz, O. G.; O'Neill, M. W. (1992)**. Driving Characteristics of Open Toe Piles in Dense Sand, *Journal of Geotechnical Eng.*, Vol. 118, No.1
- 124 **Randolph, M.F. (1988)**. The axial capacity of deep foundations in calcareous soil, *Proc. of Int. Conf. on Calcareous Sediments*, Perth
- 125 **Randolph, M.F.; Leong, E. C.; Houlsby, G. T. (1991)**. One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles, *Geotechnique* 41, No. 4, 587-598
- 126 **Randolph, M.F.; May, M.; Leong, E.C.; Hyden, A.M.; Murff, J.D. (1992)**. Soil plug response in open-ended pipe piles, *Journal of Geotechnical Eng.*, Vol. 118, No.5
- 127 **Randolph, M.F.; Dolwin J.; Beck, R. (1994)**. Design of driven piles in sand, *Géotechnique* 44, No. 3
- 128 **Renoud-Lias, B. (1978)**. Etude du pressioniètre en milieu pulvérulent, Thèse de Doctorat à L'Université de Grenoble
- 129 **Rouault, P. (1994)**. Modélisation de pieux en chambre de calibration, Projet de fin d'études effectué au Laboratoire 3S.
- 130 **Renzi, R.; Corte, J.F.; Rault, G.; Bagge, G.; Gui, M.; Laue, J. (1994)**. Cone penetration tests in the centrifuge - experience of five laboratories, *Conférence Centrifuge'94*, Singapore, Balkema, pp.77-82
- 131 **Robertson, P.K.; Campanella, R.G. (1983)**. Interpretation of cone penetration tests, *Canadian Geotechnical Journal*, N° 20, pp.718-733
- 132 **Robinsky, E.I.; Morrison C.F. (1964)**. Sand displacement and compaction around model friction piles, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, n°2, pp. 81-93
- 133 **Schlosser, F.; Guilloux, J. (1981)**. Le frottement dans le renforcement des sols, *Revue Française de Géotechnique* N°16
- 134 **Schmertmann, J.H. (1975)**. Measurement of in-situ shear strength, *ASCE, Spec. Conf. in-situ measurement of soil properties*, Raleigh 2, pp.57-138
- 135 **Schnaid, F.; Houlsby, G.T. (1991)**. An assesement of chamber size effects in the calibration of in situ tests in sands, *Géotechnique* 41, No.3, pp. 437-445
- 136 **Schnaid, F.; Houlsby, G.T. (1992)**. Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test, *Géotechnique* 42, No.4, pp.587-601
- 137 **Scott R.F. (1981)**. *Foundation Analysis*
- 138 **Scott R.F. (1989)**. Essais en centrifugeuse et technique de la modélisation, *Revue Française de Géotechnique*, N°48, pp. 15- 34

- 139 **Sid-Ahmed, R. (1989)**. Frottement latéral des pieux dans les sables. Influence de la compressibilité des sables et de la géométrie de la pointe, Thèse à l'Université de Nantes
- 140 **Sieffert, J.-G.; Levacher, D. (1995)**. Etude de l'effet d'échelle de pieux battus en cours de centrifugation, Revue Française de Géotechnique, N° 70
- 141 **Tcheng, Adam (1966)**. Fondations profondes en milieu pulvérulent à diverses compacités (AITBTP N° 219-220)
- 142 **Terzaghi K. (1951)** Mécanique théorique des sols aux éditions DUNOD
- 143 **Tuoati, A. (1982)**. Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes, Thèse de Doctorat-Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1982
- 144 **Toolan, F.E.; Fugro-McClelland Ltd, (1990)**. An appraisal of API RP2A recommendations for determining skin friction of piles in sand, OTC paper 6422, Texas
- 145 **Valin, M. (1985)**. Etude expérimentale des interfaces sol-pieu. Essais de cisaillement direct à rigidité imposée, Rapport de DEA, I.N.P. Grenoble
- 146 **Vesic, A.S.; Clough, G.H. (1968)**. Behaviour of granular materials under high stresses, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 94, N° SM3, pp.661-668
- 147 **Vesic, A.S. (1970)**. Tests on instrumented piles, Ogeechee river site, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol.96, No.SM2
- 148 **Vesic, A.S. (1970)**. Load transfer in pile-soil systems, Proc. of the Conf on Design and installation of pile foundations and cellular structures, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania
- 149 **Vesic, A.S. (1972)**. Expansion of cavities in infinite soil mass, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, N°25
- 150 **Weber (1971)** Application de la similitude physique à la mécanique des sols, Editions Eyrolles
- 151 **Wernick, E. (1977)**. Stresses and strains on the surface of anchors, IX. ICSMFE, Tokyo, Special Session 4, pp. 113-119, 1977
- 152 **Wernick, E. (1978)**. Skin friction of cylindrical anchors in non-cohesive soils, Symposium on soil reinforcing and stabilising techniques., Sidney, Australia
144. Yu, S.H. (1994) State parameter from self-boring pressuremeter tests in sand, JGE, Vol.120, No.12
- 153 **Yu, S.H.; Houlsby G.T. (1991)**. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis, Géotechnique, N° 41 (2), pp. 173-183

154 **Zelikson, A. (1967)** . Représentation de la pesanteur par gradient hydraulique dans les modèles réduits en géotechnique. Ann. ITBTP, n° 239, Paris

155 **Zelikson, A.; Leguay, P. (1986)** . Some basic data on piles under static and dynamic loading from stress conserving models. Proc. of 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, pp. 105-124

Annexe

Annexe 1

Comparaison entre le frottement mobilisé en Centrifugeuse et dans un appareil de cisaillement à rigidité normale imposée

Sable d'Hostun RF dense

Remarques:

E_p - module pressiométrique tangent initial d'après les essais de MOKRANI (91) dans la Chambre d'Etalonnage.

La rigidité d'interface $K = \frac{2E_p}{R + e}$ est calculée (colonnes 3 et 8) pour un pieu-
modèle

et un pieu réel modélisé en Centrifugeuse.

Le frottement mobilisé dans un appareil de cisaillement direct à rigidité imposée est donné (colonnes 4 et 9) pour un pieu-modèle et un pieu réel modélisé en Centrifugeuse d'après les essais de PLYTAS (85) et ceux cités dans l'annexe 4.2.

Le frottement maximal mobilisé lors d'un arrachement du pieu-modèle en Centrifugeuse est présenté colonne 5.

La colonne 6 contient l'effet d'échelle lié à la taille du modèle par rapport à la taille de grains.

Le frottement pour le pieu réel correspondant, $T_{réel}$ (la colonne 7) est obtenu par division des valeurs de la colonne 5 par l'effet d'échelle.

Pieu-modèle de 16mm

Modélisation en Centrifugeuse à 100g Modélisation dans un appareil de cisaillement direct à rigidité normale imposée

σ_{h0} [kPa]	E_p [MPa]	K_{16} [kPa/mm]	$\tau_{boite\ 16}$ [kPa]	$\tau_{centre\ 16}$ [kPa]	τ^*	"réel [kPa]	kréel 1600 [kPa/mm]	$\tau_{boite\ 1600}$ [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
54	4.2	750	140	173	2.57	67	10.5	59
84	8.3	1482	185	271	2.4	113	20.7	87
117	12.5	2232	225	329	2.18	151	31.1	114
140	16.7	2982	270	382	2.07	185	41.6	133
172	20	3571	295	447	1.99	225	49.8	158
195	24.3	4339	320	427	1.97	217	60.5	172
227	27.5	4911	340	362	1.95	186	68.5	198
243	31.7	5661	360	377	1.93	195	78.9	207

Pieu-modèle de 27mm

Modélisation en Centrifugeuse à 100g Modélisation dans un appareil de cisaillement direct à rigidité normale imposée.

σ_{h0} [kPa]	E_p [MPa]	K_{27} [kPa/mm]	$\tau_{boite27}$ [kPa]	τ_{cent27} [kPa]	τ^*	$\tau_{réel}$ [kPa]	$k_{réel12700}$ [kPa/mm]	$\tau_{boite2700}$ [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	
54	4.2	503	130	108	1.95	55	6.2	59
84	8.3	994	170	167	1.9	88	12.3	87
117	12.5	1497	210	266	1.8	148	18.5	114
140	16.7	2000	240	344	1.7	202	24.7	133
172	20	2395	270	349	1.65	212	29.6	158
195	24.3	2910	290	320	1.6	200	35.9	172
227	27.5	3293	320	382	1.55	247	40.6	198
243	31.7	3796	350	430	1.5	287	46.8	207

Pieu-modèle de 16mm

Modélisation en Centrifugeuse à 60g

Modélisation dans un appareil de cisaillement direct à rigidité normale imposée.

σ_{h0} [kPa]	E_p [MPa]	K_{16} [kPa/mm]	$\tau_{boite16}$ [kPa]	τ_{cent16} [kPa]	τ^*	$\tau_{réel}$ [kPa]	$k_{réel\ 960}$ [kPa/mm]	$\tau_{boite\ 960}$ [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
32	2.5	527	100	76	2.67	28	10.5	38
50	5	909	144	113	2.6	43	20.7	56
70	7.5	1363	170	176	2.45	72	31.1	71
84	10	1818	180	211	2.32	91	41.6	82
103	12	2654	208	225	2.2	102	49.8	97
117	14.6	2831	230	230	2.1	109	60.5	108
136	16.5	3000	258	250	2	125	68.5	123
146	19	3554	262	241	1.97	122	78.9	130

Pieu-modèle de 27mm

Modélisation en Centrifugeuse à 60g

Modélisation dans un appareil de cisaillement direct à rigidité normale imposée.

σ_{h0} [kPa]	E_p [MPa]	K_{27} [kPa/mm]	$\tau_{boite27}$ [kPa]	τ_{cent27} [kPa]	τ^*	$\tau_{réel}$ [kPa]	$k_{réel\ 1600}$ [kPa/mm]	$\tau_{boite\ 1600}$ [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
32	2.5	350	97	45	1.96	23	6.2	38
50	5	606	140	81	1.91	42	12.3	56
70	7.5	909	150	112	1.87	60	18.5	71
84	10	1200	170	167	1.83	91	24.7	82
103	12	1454	190	162	1.8	90	29.6	97
117	14.6	1770	211	92	1.76	52	35.9	108
136	16.5	2000	240				40.6	123
146	19	2300	245				46.8	130

Pieu-modèle de 55mm

Modélisation en Centrifugeuse à 60g

Modélisation dans un appareil de cisaillement direct à rigidité normale imposée.

σ_{h0} [kPa]	E_p [MPa]	K_{55} [kPa/mm]	$\tau_{boite55}$ [kPa]	$\tau_{cent 55}$ [kPa]	τ^*	$\tau_{réel}$ [kPa]	$k_{réel 3300}$ [kPa/mm]	$\tau_{boite3300}$ [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
32	2.5	190	75	48	1.4	34	3	38
50	5	327	105	75	1.39	54	6	56
70	7.5	491	130	126	1.38	91	9.1	71
84	10	655	140	165	1.37	120	12.7	82
103	12	786	165	205	1.37	150	14.5	97
117	14.6	957	180	226	1.36	166	17.7	108
136	16.5	1082	205	230	1.36	169	20	123
146	19	1246	215	181	1.35	134	23	130

Pieu-modèle de 55mm

Modélisation en Centrifugeuse à 30g

Modélisation dans un appareil de cisaillement direct à rigidité normale imposée.

σ_{h0} [kPa]	E_p [MPa]	K_{55} [kPa/mm]	$\tau_{boite55}$ [kPa]	$\tau_{cent 55}$ [kPa]	τ^*	$\tau_{réel}$ [kPa]	$k_{réel 1650}$ [kPa/mm]	$\tau_{boite 1650}$ [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	
16	0.5	33	30	24	1.41	17	1	20
26	1.8	118	40	45	1.40	32	4	32
36	2.8	183	60	62	1.39	45	7	43
44	4.4	288	70	73	1.38	53	11	53
54	5.4	354	85	83	1.37	61	13	60
62	6.3	413	95	91	1.37	66	15	65
69	7.5	492	105	81	1.36	60	18	70
73	8	524	115	75	1.36	55	19	75

Comparaison entre le frottement mobilisé en Centrifugeuse et dans un appareil de cisaillement à rigidité normale imposée

Sable d'Hostun gros dense

Remarques:

E_p : module pressiométrique tangent initial d'après les essais de RENOUD-LIAS (1978) dans la Chambre d'Etalonnage.

La rigidité d'interface $k = \frac{2E_p}{R+e}$ est calculée (colonnes 3 et 8) pour un pieu-modèle et un pieu réel modélisé en Centrifugeuse.

Le frottement mobilisé dans un appareil de cisaillement direct à rigidité imposée est donné (colonnes 4 et 9) pour un pieu-modèle et un pieu réel modélisé en Centrifugeuse d'après les essais de VALIN et PLYTAS cités par GENEVOIS (1989).

Le frottement maximal mobilisé lors un arrachement du pieu-modèle en Centrifugeuse est présenté colonne 5.

La colonne 6 contient l'effet d'échelle lié à la taille du modèle par rapport à la taille de grains.

Le frottement pour le pieu réel correspondant, $f_{\text{réel}}$ (la colonne 7) est obtenu par division des valeurs de la colonne 5 par l'effet d'échelle.

Pieu-modèle de 16 mm

Modélisation en Centrifugeuse à 100g

Modélisation dans un appareil de cisaillement direct à rigidité normale imposée.

σ_{h0} [kPa]	E_p [MPa]	K_{16} [kPa/mm]	τ_{boite16} [kPa]	τ_{cent16} [kPa]	τ^*	$\tau_{\text{réel}}$ [kPa]	$k_{\text{réel1600}}$ [kPa/mm]	$\tau_{\text{boite1600}}$ [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
51	14.6	1270	310	244	3.95	62	36	
83	23.7	2061	380	407	3.45	118	59	
115	32.9	2861	530	486	3.00	162	82	150
148	42.1	3661	640	555	2.78	200	104	180
180	51.3	4461	700	560	2.55	220	127	220
205	58.6	5096	770	585	2.3	254	145	270
231	65.9	5730	810	644	2.1	307	163	320
256	73.1	6357	850	662	1.9	348	181	360

Pieu-modèle de 27 mm

Modélisation en Centrifugeuse à 100g

Modélisation dans un appareil de cisaillement direct à rigidité normale imposée.

σ_{h0} [kPa]	E_p [MPa]	K_{27} [kPa/mm]	τ_{boite27} [kPa]	τ_{cent27} [kPa]	τ^*	$\tau_{\text{réel}}$ [kPa]	$k_{\text{réel12700}}$ [kPa/mm]	$\tau_{\text{boite2700}}$ [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
51	14.6	859	280	200	3.0	67	21	
83	23.7	1394	340	298	2.7	110	35	
115	32.9	1935	480	386	2.4	161	48	150
148	42.1	2476	580	419	2.3	182	62	180
180	51.3	3018	630	469	2.2	213	76	220
205	58.6	3447	680	517	2.1	246	86	270
231	65.9	3876	740	615	2.0	307	97	320
256	73.1	4300	790	636	1.9	335	108	360

Annexe 2

Quelques méthodes de dimensionnement des pieux terrestres

1°) Evaluation de la capacité portante de fondation profonde selon les règles techniques de FASCICULE N° 62 - Titre V

- **Charges limites d'un élément de fondation**

L'expression des charges limites en compression Q_u et en traction Q_{tu} d'un élément de fondation profonde est la suivante

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$
$$Q_{tu} = Q_{su}$$

Q_{pu} et Q_{su} représentent respectivement l'effort limite mobilisable sous la pointe de l'élément de fondation et l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût de celui-ci.

Dans le cas des pieux tubulaires métalliques battus ouverts

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_u$$
$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

Où A correspond à l'aire de la section enveloppe pour les pieux tubulaires ouverts et P est défini par le périmètre de la section enveloppe.

- q_u est la contrainte de rupture relative au terme de pointe, calculée suivant le type d'essai utilisé, pour un pieu mis en oeuvre avec refoulement du sol;
 - $q_s(z)$ est le frottement latéral unitaire limite à la cote z , calculé suivant le type d'essai utilisé, pour un pieu métallique battu fermé;
 - ρ_p et ρ_s sont des coefficients de réduction.
- Pour un pieu tubulaire ouvert dans les sables $\rho_p = 0.5$ et $\rho_s = 1.0$.

Annexe 3

Calcul des contraintes q_u et q_s pour un élément de fondation profonde à partir des essais au pressiomètre MENARD

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante

$$q_u = k_p \text{ Ple},$$

où

Ple désigne la "pression limite nette équivalente". Les valeurs du facteur de portance k_p sont données dans le tableau suivant

VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE k_p

Nature des terrains		Élément mis en œuvre sans refoulement	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
SABLES - GRAVES	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2 (****)	3.2
CRAIES	A	1,1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
MARNES, MARNO-CALCAIRE		1.8	2.6
ROCHES ALTEREES ⁽¹⁾ (•••)		1.1 à 1.8	1.833.2

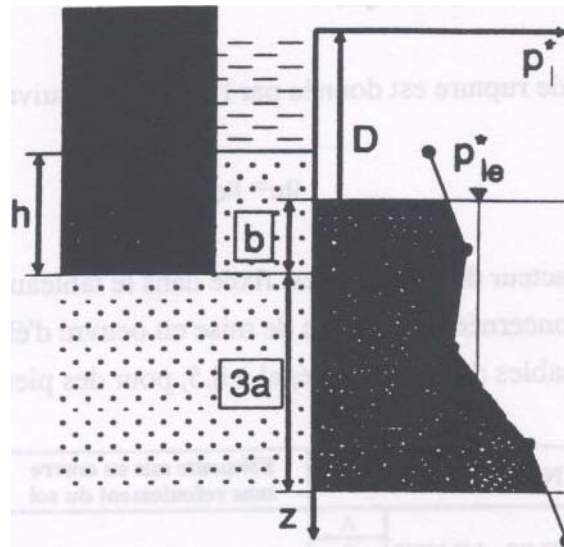
(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

Dans le cas d'une formation porteuse homogène la pression limite nette équivalente est calculée par l'expression

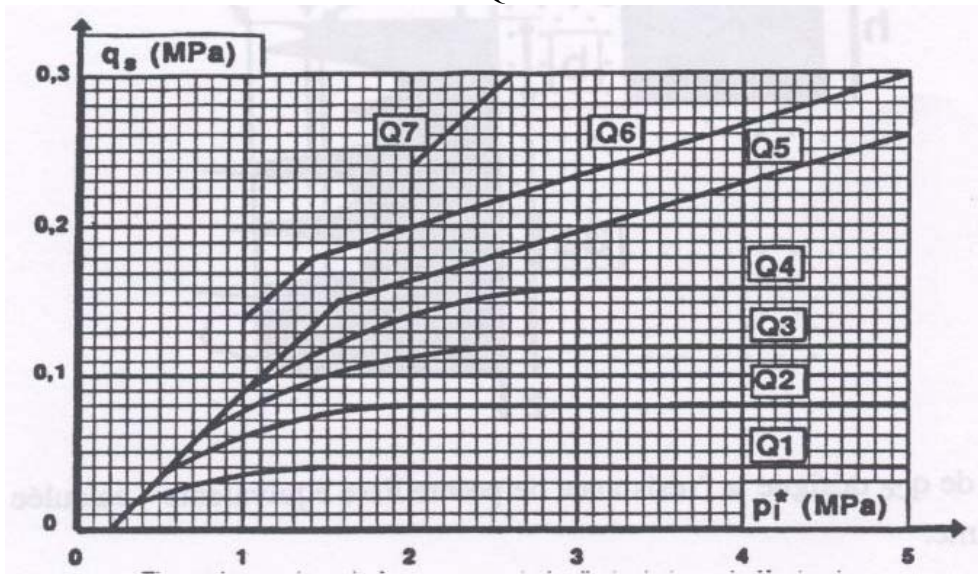
$$\text{Ple} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} \text{Pl}(z).dz, \quad b = \min(a, b)$$

- a est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1.0 m et à 0.5 m dans le cas contraire,
- h désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse,
- Pl (z) est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les

différents p_l mesurés



La valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur z , $q_s(z)$, est donnée par la figure en fonction de la valeur de la pression limite nette $p_l(z)$ mesurée à cette même profondeur. Pour des pieux battus dans le sable dense on utilise une courbe Q3. Pour des pieux moulés dans le sable dense une courbe Q2 est utilisée.



Calcul des contraintes q_u et q_s pour un élément de fondation profonde à partir des essais de pénétration statique

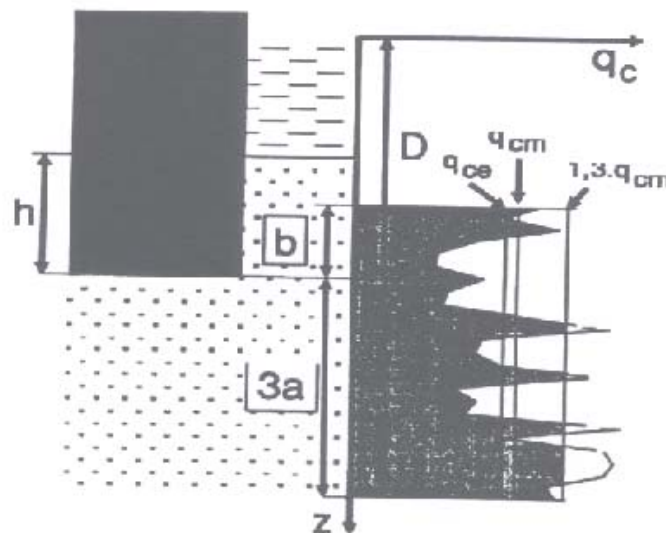
La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante

$$q_u = k_c q_{ce}$$

La valeur de k_c , dit facteur de portance, est fixée dans le tableau suivant en fonction de la

nature de formation concernée et du mode de mise en oeuvre d'élément de fondation. Pour des pieux battus dans les sables denses k_c est égal à 0.5, pour des pieux moulés dans le sable dense k_c atteint 0.15.

Nature des terrains		Éléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en oeuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	0,40	0,55
	B		
	C		
SABLES - GRAVES	A	0,15	0,50
	B		
	C		
CRAIES	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45



La valeur de q_{cc} désigne la "résistance de pointe lisse équivalente", calculée à l'aide de l'expression suivante:

$$q_{cc} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z).dz, \quad b = \min(a, h)$$

- a est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1.0m et à 0.5m dans le cas contraire,
- h désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse, -
- $q_{cc}(z)$ est la résistance de pointe corrigée. Elle est obtenue
- en calculant la valeur moyenne de q de la résistance de pointe lissée sur la hauteur $b+3a$,
- en écrêtant, s'il y a lieu, le diagramme $q_c(z)$ à la valeur $1.3 q_{cm}$.

La valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur z, $q_s(z)$ est déterminée par l'expression suivante

$$q_s(z) = m \alpha n^{\frac{9}{z}} q_{s \max}$$

où $q_c(z)$ représente la résistance de pointe lissée à la profondeur z et les valeurs de β et $q_{s \max}$ sont données en fonction du type de fondation et de la nature des terrains concernés.

CHOIX DU COEFFICIENT β ET DE $q_{s \max}$

		ARGILES - LIMONS					SABLES GRAVES			CRAIES	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75 ⁽¹⁾	-	-	200	200	200	125	80
	$q_{s \max}$ (kPa)	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
	$q_{s \max}$ (kPa)	15	40	60 ⁽²⁾	40	80 ⁽²⁾	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120		150		300	300	300	0)	
	$q_{s \max}$ (kPa)	15	40		80		-	-	120	0)	
Battu préfabriqué béton	β	-	75		-		150	150	150	0)	
	$q_{s \max}$ (kPa)	15	80		80		-	-	120	0)	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Forage à sec, tube non louvoyé.

(3) Dans le cas des craies le frottement latéral peut être très faible pour certains types de

Pour des pieux battus dans le sable dense on obtient la valeur de $\beta = 300$ et $q_{s \max} = 120$ kPa.

Dans le cas des pieux moulés dans le sable dense $\beta = 200$ et $q_{s \max} = 120$ kPa.