



**HAL**  
open science

# Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe

David Remaud

► **To cite this version:**

David Remaud. Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe. Géotechnique. Ecole Doctorale Sciences pour l'Ingénieur de Nantes; Centrale Nantes; Université de Nantes, 1999. Français. NNT: . tel-03389012

**HAL Id: tel-03389012**

**<https://hal.science/tel-03389012v1>**

Submitted on 20 Oct 2021

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ECOLE DOCTORALE  
SCIENCES POUR L'INGENIEUR  
DE NANTES

Année 1999

Thèse de **DOCTORAT**

Discipline : Sciences pour l'ingénieur

Spécialité : Génie Civil

Présentée et soutenue publiquement par

**David REMAUD**

le 7 décembre 1999

à l'Ecole Centrale de Nantes

|                                                                                    |
|------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>PIEUX SOUS CHARGES LATERALES :<br/>ETUDE EXPERIMENTALE DE L'EFFET DE GROUPE</p> |
|------------------------------------------------------------------------------------|

Composition du jury :

|                   |             |                        |
|-------------------|-------------|------------------------|
| Président du jury | P.Y. HICHER | (E.C. Nantes)          |
| Rapporteur        | P. FORAY    | (I.N.P. Grenoble)      |
| Rapporteur        | I. SHAHROUR | (E.U.D.I. Lille)       |
| Examineur         | J. GARNIER  | (L.C.P.C., Nantes)     |
| Examineur         | C. GILBERT  | (Solétanche Bachy)     |
| Examineur         | P. JOUVE    | (Université de Nantes) |
| Examineur         | R. POCHAT   | (L.C.P.C., Paris)      |

Directeur de thèse : R. FRANK (C.E.R.M.E.S., E.N.P.C.)

**Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Centre de Nantes**

Route de Pornic / BP 19 / 44340 BOUGUENAIS

N° ED 82-42

SOMMAIRE

|                   |     |
|-------------------|-----|
| Résumé .....      | I   |
| Abstract.....     | II  |
| Nomenclature..... | III |

---

|                           |   |
|---------------------------|---|
| <i>INTRODUCTION</i> ..... | 1 |
|---------------------------|---|

---

*CHAPITRE 1 :*

*ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE - COMPORTEMENT SOUS CHARGE LATÉRALE :*

|                                     |   |
|-------------------------------------|---|
| - <i>D'UN PIEU ISOLE</i>            |   |
| - <i>D'UN GROUPE DE PIEUX</i> ..... | 5 |

---

|         |                                                                                           |    |
|---------|-------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| I.      | Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales .....                        | 7  |
| I.1.    | Introduction .....                                                                        | 7  |
| I.2.    | Méthode au module de réaction .....                                                       | 8  |
| I.2.1.  | Principe général.....                                                                     | 8  |
| I.2.2.  | Expressions du module de réaction $E_S$ .....                                             | 9  |
| I.2.3.  | Résolution dans le cas d'un sol homogène et linéaire .....                                | 10 |
| I.2.4.  | Résolution dans le cas d'un sol non-homogène et d'une loi de réaction<br>quelconque ..... | 11 |
| II.     | Courbes de réaction P-y .....                                                             | 11 |
| II.1.   | Courbes P-y standardisées.....                                                            | 12 |
| II.1.1. | Fascicule 62 [1993] .....                                                                 | 12 |
| II.1.2. | A.P.I. [American Petroleum Institute, 1993] .....                                         | 14 |
| II.1.3. | P.H.R.I. [Port and Harbour Research Institute, 1980].....                                 | 16 |
| II.1.4. | Det Norske Veritas [1977] .....                                                           | 17 |

|          |                                                                                                    |    |
|----------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| II.2.    | Autres expressions de courbes de réaction.....                                                     | 20 |
| II.2.1.  | Li Yan & Byrne [1992] .....                                                                        | 20 |
| II.2.2.  | Georgiadis et al. [1992].....                                                                      | 21 |
| II.2.3.  | Kouda et al. [1998].....                                                                           | 22 |
| III.     | Etude de l'effet de groupe .....                                                                   | 23 |
| III.1.   | Méthodes de dimensionnement .....                                                                  | 23 |
| III.1.1. | Méthode du continuum élastique .....                                                               | 23 |
| III.1.2. | Méthode du pieu isolé équivalent.....                                                              | 25 |
| III.1.3. | Méthode aux modules de réaction.....                                                               | 26 |
| III.2.   | Etude numériques .....                                                                             | 29 |
| III.2.1. | Brown & Shie [1991] .....                                                                          | 29 |
| III.2.2. | Ata [1998] .....                                                                                   | 31 |
| III.2.3. | Wakai et al. [1999].....                                                                           | 33 |
| III.3.   | Essais sur sites .....                                                                             | 37 |
| III.3.1. | Université de Houston.....                                                                         | 37 |
| III.3.2. | Plancoët .....                                                                                     | 40 |
| III.3.3. | Roosevelt bridge.....                                                                              | 42 |
| III.3.4. | Salt Lake International Airport .....                                                              | 45 |
| III.4.   | Expériences en centrifugeuses.....                                                                 | 47 |
| III.4.1. | Mezazigh [1995] .....                                                                              | 47 |
| III.4.2. | Université de Floride.....                                                                         | 51 |
| IV.      | Synthèse des études sur les groupes.....                                                           | 54 |
| IV.1.    | Méthodes d'investigation.....                                                                      | 54 |
| IV.2.    | Effet de groupe .....                                                                              | 54 |
| IV.3.    | Analyse des propositions du Fascicule 62 [1992] .....                                              | 58 |
| IV.3.1.  | Résumé des articles du Fascicule 62 pour le comportement transversal d'un<br>groupe de pieux ..... | 58 |
| IV.3.2.  | Confrontation avec les résultats de la synthèse.....                                               | 60 |
| IV.4.    | Conclusion.....                                                                                    | 61 |

**CHAPITRE 2 :**

**METHODOLOGIE EXPERIMENTALE ..... 63**

---

|          |                                                    |    |
|----------|----------------------------------------------------|----|
| I.       | Introduction .....                                 | 65 |
| II.      | Modélisation en centrifugeuse géotechnique .....   | 65 |
| II.1.    | Conditions de similitude pour la modélisation..... | 65 |
| II.1.1.  | Analyse dimensionnelle .....                       | 66 |
| II.1.2.  | Méthode des équations de départ .....              | 66 |
| II.2.    | Modélisation en centrifugeuse.....                 | 67 |
| II.3.    | Problèmes de similitudes.....                      | 68 |
| III.     | Dispositif expérimental .....                      | 69 |
| III.1.   | Introduction .....                                 | 69 |
| III.2.   | Modélisation des pieux.....                        | 69 |
| III.2.1. | Caractéristiques géométriques et mécaniques.....   | 69 |
| III.2.2. | Instrumentation des pieux .....                    | 73 |
| III.3.   | Modélisation du sol .....                          | 74 |
| III.3.1. | Caractéristiques du matériau .....                 | 74 |
| III.3.2. | Reconstitution du massif de sol.....               | 75 |
| III.3.3. | Caractérisation du massif de sol reconstitué ..... | 76 |
| III.4.   | Modélisation du chargement .....                   | 78 |
| III.4.1. | Introduction .....                                 | 78 |
| III.4.2. | Chargement avec "chariot".....                     | 78 |
| III.4.3. | Chargement avec "servo-vérin" .....                | 78 |
| III.5.   | Acquisitions.....                                  | 80 |
| IV.      | Procédure d'essai .....                            | 81 |
| V.       | Programme expérimental .....                       | 84 |

**CHAPITRE 3 :**

**PROCEDURE D'INTERPRETATION DES ESSAIS SUR MODELES CENTRIFUGES ..... 87**

---

|         |                                                                                                                                             |     |
|---------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| I.      | Introduction .....                                                                                                                          | 89  |
| II.     | Double dérivation et Double intégration .....                                                                                               | 90  |
| II.1.   | Double dérivation .....                                                                                                                     | 90  |
| II.1.1. | Introduction - Présentation du logiciel SLIVALIC5 .....                                                                                     | 90  |
| II.1.2. | Choix du paramètre $\rho$ .....                                                                                                             | 91  |
| II.1.3. | Conclusion .....                                                                                                                            | 92  |
| II.2.   | Double intégration .....                                                                                                                    | 92  |
| II.2.1. | Introduction .....                                                                                                                          | 92  |
| II.2.2. | Méthode d'intégration .....                                                                                                                 | 92  |
| II.3.   | Conclusion .....                                                                                                                            | 93  |
| III.    | Construction des courbes de réaction P-y .....                                                                                              | 93  |
| IV.     | Validation des courbes de réaction expérimentales .....                                                                                     | 95  |
| IV.1.   | Validation des courbes par un calcul PILATE .....                                                                                           | 95  |
| IV.1.1. | Préparation du calcul .....                                                                                                                 | 95  |
| IV.1.2. | Résultats .....                                                                                                                             | 98  |
| IV.2.   | Confrontation des courbes P-y expérimentales et des courbes de réaction proposées dans la littérature .....                                 | 101 |
| IV.2.1. | Comparaison des courbes de réaction .....                                                                                                   | 101 |
| IV.2.2. | Comparaison des principaux résultats de l'expérience avec ceux prédits par un calcul PILATE utilisant les courbes P-y du Fascicule 62 ..... | 104 |
| IV.3.   | Construction d'une courbe de réaction trilinéaire approchant la courbe de réaction expérimentale .....                                      | 108 |
| IV.3.1. | Construction .....                                                                                                                          | 108 |
| IV.3.2. | Validation numérique .....                                                                                                                  | 112 |
| V.      | Conclusion .....                                                                                                                            | 117 |

**CHAPITRE 4 :**

***EFFET DE GROUPE : ANALYSE DES ESSAIS SUR MODELES CENTRIFUGES..... 119***

---

|          |                                                        |     |
|----------|--------------------------------------------------------|-----|
| I.       | Méthode d'analyse des essais .....                     | 121 |
| I.1.     | Choix des données interprétées .....                   | 121 |
| I.2.     | Traitement des données .....                           | 121 |
| II.      | Influence du mode de mise en place .....               | 122 |
| II.1.    | Introduction .....                                     | 122 |
| II.2.    | Analyse des effets des modes de mise en place .....    | 124 |
| II.2.1.  | Programme d'essais .....                               | 124 |
| II.2.2.  | Analyse des essais de type "Modelling of model" .....  | 126 |
| II.2.3.  | Analyse des essais réalisés à 40g .....                | 130 |
| II.2.4.  | Analyse des essais réalisés à 60g .....                | 138 |
| II.2.5.  | Conclusion.....                                        | 145 |
| III.     | Influence de l'espacement entre les pieux .....        | 146 |
| III.1.   | Programme expérimental .....                           | 146 |
| III.2.   | Couples de pieux chargés en ligne .....                | 150 |
| III.2.1. | Etude des courbes de chargement .....                  | 150 |
| III.2.2. | Profils de moments fléchissants .....                  | 155 |
| III.2.3. | Courbes de réaction.....                               | 159 |
| III.3.   | Groupe de trois pieux chargés en ligne .....           | 163 |
| III.3.1. | Etude des courbes de chargement .....                  | 163 |
| III.3.2. | Profils de moments fléchissants .....                  | 166 |
| III.3.3. | Courbes de réaction.....                               | 171 |
| III.4.   | Groupe de trois pieux à $s/B = 2$ chargés en rang..... | 177 |
| III.4.1. | Etude des courbes de chargement .....                  | 177 |
| III.4.2. | Profils de moments fléchissants .....                  | 178 |
| III.4.3. | Courbes de réaction $P-y$ .....                        | 181 |
| IV.      | Bilan sur l'effet de groupe .....                      | 184 |
| IV.1.    | Bilan pour les couples de pieux.....                   | 184 |
| IV.2.    | Bilan pour les groupes de trois pieux en ligne .....   | 186 |
| IV.3.    | Conclusion .....                                       | 190 |

## CHAPITRE 5 :

### EFFET DE GROUPE : VALIDATIONS & BILAN..... 191

---

|         |                                                                                                 |     |
|---------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| I.      | Calculs avec le logiciel GOUPIL-LCPC.....                                                       | 193 |
| I.1.    | Introduction .....                                                                              | 193 |
| I.2.    | Présentation générale des calculs .....                                                         | 194 |
| I.3.    | Calculs préliminaires .....                                                                     | 194 |
| I.4.    | Validation des coefficients pour un couple de pieux chargés en ligne à $s/B = 2$ .              | 195 |
| I.4.1.  | Présentation du calcul.....                                                                     | 195 |
| I.4.2.  | Résultats .....                                                                                 | 196 |
| I.5.    | Validation des coefficients pour un groupe de trois pieux chargés en ligne à $s/B = 2$<br>..... | 198 |
| I.5.1.  | Présentation du calcul.....                                                                     | 198 |
| I.5.2.  | Résultats .....                                                                                 | 199 |
| I.6.    | Validation des coefficients pour un groupe de trois pieux chargés en rang à $s/B = 2$<br>.....  | 202 |
| I.6.1.  | Présentation du calcul.....                                                                     | 202 |
| I.6.2.  | Résultats .....                                                                                 | 202 |
| I.7.    | Conclusion.....                                                                                 | 205 |
| II.     | Essai de chargement latéral d'un groupe de 3x3 pieux modèles à $s/B = 3$ .....                  | 206 |
| II.1.   | Présentation de l'essai .....                                                                   | 206 |
| II.2.   | Principaux résultats expérimentaux.....                                                         | 208 |
| II.2.1. | Analyse des déplacements et des efforts dans le groupe.....                                     | 208 |
| II.2.2. | Courbes de chargements des pieux instrumentés.....                                              | 210 |
| II.2.3. | Moments fléchissants .....                                                                      | 211 |
| II.2.4. | Courbes de réaction .....                                                                       | 213 |
| II.3.   | Calculs avec le logiciel GOUPIL-LCPC.....                                                       | 215 |
| II.4.   | Confrontation des résultats expérimentaux et numériques.....                                    | 217 |
| II.4.1. | Courbes de chargement .....                                                                     | 217 |
| II.4.2. | Moments fléchissants .....                                                                      | 218 |
| II.5.   | Conclusion.....                                                                                 | 221 |
| III.    | Synthèse .....                                                                                  | 222 |

---

### CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES ..... 225

---



---

**ANNEXES**

---

|                                                                                                              |            |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <i>Annexe 1 : Dispositifs expérimentaux.....</i>                                                             | <i>231</i> |
| <i>Annexe 2 : Application de la force centrifuge dans le massif de sol.....</i>                              | <i>243</i> |
| <i>Annexe 3 : Validation des hypothèses de la procédure d'interprétation .</i>                               | <i>249</i> |
| <i>Annexe 4 : Présentation des logiciels PILATE &amp; GOUPIL .....</i>                                       | <i>265</i> |
| <i>Annexe 5 : Etude des modes de mise en place des pieux modèles à 40g.<br/>Courbes de réaction P-y.....</i> | <i>273</i> |
| <i>Annexe 6 : Résultats de l'étude paramétrique sur l'effet de groupe .....</i>                              | <i>279</i> |
| <i>Annexe 7 : Calculs de validation des coefficients <math>P_m</math> avec le logiciel<br/>GOUPIL.....</i>   | <i>305</i> |

---

|                                         |            |
|-----------------------------------------|------------|
| <i>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</i> | <i>321</i> |
|-----------------------------------------|------------|

---



## **Résumé**

Le dimensionnement des fondations profondes en France repose sur les règles exposées dans le Fascicule 62 (Titre V, Cahier des Clauses Techniques Générales). A ce jour, la méthode proposée pour les groupes de pieux sous sollicitations latérales n'a pas pu être validée sous tous ses aspects, ni expérimentalement ni de façon théorique. La présente étude a pour objectif de mieux appréhender le comportement d'un groupe de pieux chargé latéralement. Dans ce but, des essais sur modèles réduits en centrifugeuse sont entrepris. Le comportement des pieux du groupe est analysé et comparé à celui du pieu isolé.

On présente d'abord les diverses méthodes disponibles dans la littérature pour le calcul d'un pieu isolé puis de groupes de pieux chargés latéralement.

Pour la partie expérimentale, on présente le dispositif d'essai, l'instrumentation des pieux et la technique de préparation des massifs de sol.

La représentation des modèles réduits est d'abord examinée. Puis on entreprend l'étude du comportement des pieux isolés. Une méthode d'interprétation des données expérimentales est développée. Des courbes de réaction  $P-y$  cohérentes sont ainsi calculées. Elles sont validées par un calcul avec le logiciel PILATE puis une formulation de ces courbes expérimentales analogue à celle du Fascicule 62 est proposée.

Une étude paramétrique sur des groupes de pieux est ensuite réalisée. On fait varier la configuration du groupe : nombre de pieux (2 ou 3), disposition des pieux par rapport à la direction du chargement, espacement entre les pieux (deux à huit diamètres). Pour les courbes de réaction  $P-y$ , l'effet de groupe se traduit par un abattement des réactions du sol. Des coefficients sont proposés pour une utilisation courante.

On valide ces résultats par comparaison des données expérimentales obtenues précédemment avec les prévisions de calculs effectués avec le logiciel GOUPIL. Un groupe de 9 pieux (3x3), modélisé en centrifugeuse, permet une autre vérification de la cohérence des coefficients proposés.

Mots clés : pieu isolé - courbes de réaction - groupes de pieux - charge horizontale - modélisation - centrifugeuse - effet de groupe

## ***Abstract***

Design of pile foundations is based on articles of the Fascicule 62 (French code of practice). Actually in case of laterally loaded pile groups, not all the aspects of the method proposed are not validated, neither theoretically or in an experimental way. The aim of this study is a better knowledge of the behaviour of laterally loaded pile groups. For this purpose, tests on scaled models are done in centrifuge. The response of the piles in a group is analysed and related to the single pile one.

First, we present various methods accepted in the literature for the pile design of single piles. Then we focus on studies related to laterally loaded pile groups.

For the experimental part, we describe the test device, the piles instrumentation and the technique used to prepare the soil mass.

The representation of scaled model is first examined. A method to analyse the experimental data is developed. Consistent  $P$ - $y$  curves are thus calculated. They are validated by PILATE calculations and compared to subgrade reaction curves of various national design codes. At least we propose a formulation of these curves similar to the Fascicule 62 one.

A parametric study on pile groups is then realised. The group configuration is varying : number of piles (2 or 3), position of the piles compared to the direction of the load, spacing between the piles (two to eight diameters). Thus a group effect is pointed up and quantified. Concerning the  $P$ - $y$  curves, it reduces the soil reactions. Coefficients are proposed for a convenient use.

Finally, these results are validated by comparison of the experimental data with calculation forecasts done with the software GOUPIL-LCPC. A nine piles group (3x3 piles), modelled in the centrifuge, allows another check of the accuracy of the proposed coefficients.

Key words : single pile - subgrade reaction curves - pile groups - lateral loading - modelling - centrifuge - group effect

# Nomenclature



## 1. MAJUSCULES LATINES

|            |                                                                                                   |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $B$        | largeur (pile, semelle, barrette), diamètre d'un pieu                                             |
| $B_0$      | longueur de référence utilisée dans la méthode pressiométrique                                    |
| $D$        | fiche du pieu dans le sol                                                                         |
| $E$        | module d'Young                                                                                    |
| $E_M$      | module pressiométrique                                                                            |
| $E_S$      | module de réaction du sol                                                                         |
| $F_H$      | effort latéral                                                                                    |
| $I_D$      | indice de densité                                                                                 |
| $K$        | module de réaction du sol                                                                         |
| $K_0$      | coefficient de pression des terres au repos                                                       |
| $K_f$      | module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde     |
| $K_s$      | module linéique de mobilisation de la réaction tangentielle pour un élément de fondation profonde |
| $L$        | longueur du pieu                                                                                  |
| $Mf(z)$    | moment fléchissant à la profondeur $z$                                                            |
| $Mf_{max}$ | moment fléchissant maximum                                                                        |
| $P(z)$     | réaction latérale du sol à la profondeur $z$                                                      |
| $P_m$      | coefficient de réduction des réactions du sol                                                     |
| $Q_c$      | résistance de pointe adimensionnelle                                                              |
| $T(z)$     | effort tranchant à la profondeur $z$                                                              |

## 2. MINUSCULES LATINES

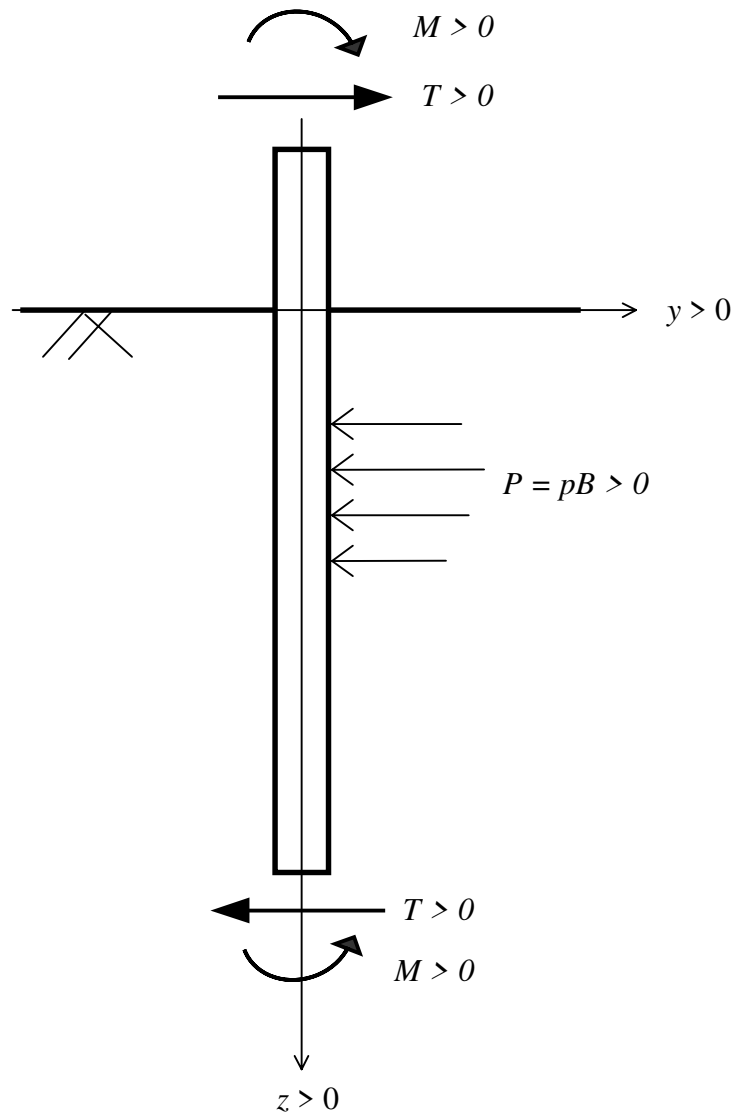
|           |                                                                                       |
|-----------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| $a$       | distance de nu à nu entre deux éléments de fondation profonde                         |
| $b$       | distance de nu à nu entre deux éléments de fondation profonde                         |
| $c$       | cohésion                                                                              |
| $c'$      | cohésion intergranulaire ou effective                                                 |
| $c_u$     | cohésion non drainée                                                                  |
| $d$       | diamètre de la pointe du pénétromètre                                                 |
| $e$       | indice des vides                                                                      |
| $e_{min}$ | indice des vides minimum                                                              |
| $e_{max}$ | indice des vides maximum                                                              |
| $g$       | accélération de la pesanteur                                                          |
| $g(z)$    | fonction représentative du déplacement du sol                                         |
| $h$       | hauteur                                                                               |
| $k_h$     | coefficient de réaction du sol                                                        |
| $l_0$     | longueur de transfert du pieu                                                         |
| $n$       | porosité                                                                              |
| $p(z)$    | pression latérale du sol à la profondeur $z$                                          |
| $p_f$     | pression de fluage                                                                    |
| $p_l$     | pression limite                                                                       |
| $q_c$     | résistance de pointe                                                                  |
| $r_f$     | palier de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde  |
| $r_s$     | palier de mobilisation des frottements latéraux pour un élément de fondation profonde |

$t$  temps  
 $y(z)$  déformée du pieu  
 $z_c$  profondeur critique

### 3. MINUSCULES GRECQUES

$\alpha$  coefficient caractérisant le sol dans la méthode au pressiomètre Ménard  
 $\beta$  angle entre l'entre-axe des pieux et la direction de la charge horizontale  
 $\delta$  déplacement transversal d'une section d'élément de fondation profonde  
 $\gamma_d$  poids volumique du sol  
 $\gamma_s$  poids volumique des grains du sol  
 $\nu$  coefficient de Poisson  
 $\phi$  angle de frottement interne  
 $\phi'$  angle de frottement interne intergranulaire ou effectif  
 $\sigma_e$  limite élastique de l'acier des gaines, pieux métalliques et palplanches  
 $\sigma'_{v0}$  contrainte verticale effective

### 4. CONVENTIONS DE SIGNE





# Introduction générale



On fait appel à des fondations sur pieux lorsque le sol de fondation n'a pas les caractéristiques suffisantes pour supporter le poids de la structure. Les pieux sont mis en place par fonçage ou forage. Leur pointe est soit libre, soit encastrée dans une couche de sol porteuse (substratum rocheux par exemple).

Pour résister à des chargements horizontaux, on était autrefois contraint à ajouter des pieux inclinés. Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour reprendre aussi les sollicitations latérales. Celles-ci peuvent être de type quasi-statique (choc d'accostage d'un navire, freinage brusque d'un convoi sur un pont...) ou dynamique (houle, effet du vent sur les structures, séisme...).

En France, l'ingénieur géotechnicien conçoit ce type de fondation en se basant sur les règles du Fascicule 62 (Titre V, Cahier des Clauses Techniques Générales). A ce jour, la méthode proposée pour les groupes de pieux sous sollicitations latérales n'a pas pu être validée sous tous ses aspects, ni expérimentalement ni de théoriquement. La présente étude a pour objectif de contribuer à la validation et à l'amélioration des méthodes de calcul sur le problème des effets de groupe.

La fondation est en effet le plus souvent constituée de plusieurs pieux plus ou moins espacés. Sous chargement latéral, chaque pieu mobilise la résistance du sol. Des interactions sol-pieu ont donc lieu, d'autant plus importantes que l'espacement entre les pieux est faible. Ces interactions réduisent la capacité du groupe à résister aux charges latérales conduisant à un effet de groupe.

L'effet de groupe peut être dissocié en deux composantes :

- une composante purement géométrique due aux interactions d'un pieu sur l'autre, transmises par le massif de sol ;
- une composante due à l'évolution du massif de sol entourant le pieu, provoquée par la mise en place des pieux (modification de densité, de caractéristiques mécaniques, des états de contraintes).

Il est évident que :

- pour les pieux sans refoulement, seule la première composante existe ;
- pour les pieux avec refoulement, les deux composantes se superposent, leur contribution à l'effet de groupe pouvant s'additionner ou se neutraliser.

Par ailleurs, la composante due aux évolutions du massif est d'une grande complexité. Elle dépend de nombreux paramètres, au-delà de la distance entre pieux, comme la densité initiale du massif de sol, le mode de mise en œuvre des pieux, le nombre total de pieux du groupe, l'ordre de mise en place...

Les objectifs de l'étude sont donc :

- déterminer l'importance relative des deux composantes sur les pieux mis en place avec refoulement du sol (cf. Chap. 4, §I)
- caractériser la composante géométrique dans les deux cas de mise en œuvre des pieux c'est-à-dire évaluer ses effets sur le comportement des pieux du groupe.

Par ailleurs les méthodes modernes de dimensionnement des pieux sous charges latérales sont fondées sur les courbes de réaction. On tentera donc de quantifier les modifications à apporter aux courbes de réaction du pieu isolé pour tenir compte des effets de groupe.

La méthode expérimentale choisie est l'étude expérimentale sur modèles réduits centrifugés. La centrifugeuse géotechnique du Laboratoire Central des ponts et Chaussées de Nantes est utilisée dans ce programme expérimental.

Le rapport est constitué de cinq chapitres.

Le premier chapitre recense brièvement l'ensemble des méthodes de calcul concernant le pieu isolé ou le groupe de pieux sous chargement latéral. Pour la méthode des courbes de réaction  $P-y$ , on présente diverses expressions proposées dans la littérature ou dans les règlements (Fascicule 62 par exemple). Une synthèse des principaux résultats caractérisant l'effet de groupe est réalisée et les résultats sont comparés aux coefficients proposés par le Fascicule 62.

Le chapitre 2 rappelle brièvement les principes de la modélisation en centrifugeuse. Les règles de similitudes sont présentées avec leurs limites. Le matériel expérimental incluant les pieux modélisés, le massif de sol reconstitué et le dispositif de chargement est détaillé. Un seul type de sol est étudié : il s'agit du sable de Fontainebleau de forte densité.

Sur ces bases, le chapitre 3 présente l'essai de chargement latéral d'un pieu isolé. Une méthode d'analyse des données expérimentales obtenues est décrite puis validée. Des courbes de réaction  $P-y$  sont alors calculées. Un ensemble de courbes  $P-y$  approchées, de forme trilineaire, est aussi construit pour représenter le comportement du pieu isolé.

L'effet de groupe est étudié dans le chapitre 4. On s'attache dans un premier temps à examiner l'effet des modes de mise en place des pieux modèles. Dans un second temps un vaste programme d'essais paramétriques étudie l'effet de groupe pour des configurations variables (nombre de pieux, espacement des pieux, sens du chargement latéral). A l'issue de cette étude paramétrique, des coefficients d'abattement sur les réactions du sol des courbes de réaction  $P-y$  sont proposés.

Ils sont validés dans le chapitre 5 par des calculs réalisés avec le logiciel GOUPIL-LCPC. On compare la réponse des groupes observée lors des essais et celle qui est obtenue par le calcul, en introduisant les coefficients proposés au chapitre 4. Un essai de chargement latéral d'un groupe de 9 pieux sert également de base pour vérifier la cohérence des coefficients de réduction.

Ces coefficients sont par ailleurs comparés à ceux de la littérature et du Fascicule 62 et une évolution des règles françaises est proposée.

# Chapitre 1

## *ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE*

### *COMPORTEMENT SOUS CHARGE LATÉRALE :*

*- D'UN PIEU ISOLE*

*- D'UN GROUPE DE PIEUX*



# I. METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES LATERALES

## I.1. INTRODUCTION

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement du sol et par la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions limites et initiales, la géométrie, la nature du pieu, du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

- (i) une loi de comportement du sol pertinente ;
- (ii) un modèle pour définir l'interaction sol-pieu (courbes  $P$ - $y$ ) ;
- (iii) une technique pour la résolution numérique ;
- (iv) une modélisation réaliste de la géométrie du pieu et du sol, des conditions de chargement et aux limites.

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ultime du pieu mais les déplacements maxima en tête.

Sur ces bases, diverses méthodes ont été établies pour l'analyse de pieux sous charges latérales.

La théorie classique rigide-plastique suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture dans les zones de butée et de contre-butée. Elle permet de déterminer la charge limite pour un pieu mais elle ne représente pas le comportement du pieu en déplacements. Par contre, dans le cas d'un groupe, elle ne prend pas en compte la présence d'un ou plusieurs pieux voisins et tend alors à surestimer la charge limite.

Poulos et Davis [1980] proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contraintes planes, on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement.

La méthode du continuum élastique est au contraire basée sur la solution des équations de Mindlin [1936]. Celui-ci a établi le déplacement induit par une force ponctuelle dans un massif semi-infini élastique. Le massif de sol est considéré comme un matériau élastique continu. Poulos [1971a] décrit le pieu dans ce massif comme une plaque verticale rectangulaire de largeur  $d$ , de longueur  $L$  et raideur constante  $E_p I_p$ . Le pieu est divisé en  $n+1$  éléments d'égales longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale  $p$  constante sur sa largeur. A partir de cette modélisation et après résolution des équations de Mindlin, Poulos donne une expression du déplacement  $\rho$  et de la rotation  $\theta$  du pieu. Les paramètres régissant ces expressions sont principalement l'élancement du pieu  $L/d$  et le facteur de flexibilité du pieu  $K_R$  défini par :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_S L^4} \quad (1 - 1)$$

Des abaques établis en fonction de ces paramètres ainsi que des conditions de liaison et de chargement en tête du pieu permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu en tête.

Une troisième approche consiste à modéliser le sol en utilisant la méthode des éléments finis. Elle constitue un outil puissant pour représenter les cas complexes (multicouche, 3D...). Par

contre cette modélisation nécessite de connaître les lois de comportement appropriées du sol. De plus il est délicat de reproduire l'état des contraintes initiales du massif autour du pieu. Enfin, tout en tenant compte des possibles symétries du problème à modéliser, les temps de calculs sont souvent dissuasifs.

Enfin, la méthode la plus couramment utilisée en pratique repose sur une modélisation du sol par des séries de ressorts rapprochées sans couplages entre elles. C'est la méthode basée sur la théorie de Winkler (1867). Cette méthode est simple d'utilisation car elle relie directement le comportement du sol (réaction  $P$  ou pression  $p$ ) au comportement du pieu (déplacement  $y$ ) sous chargement latéral (figure 1 - 1).

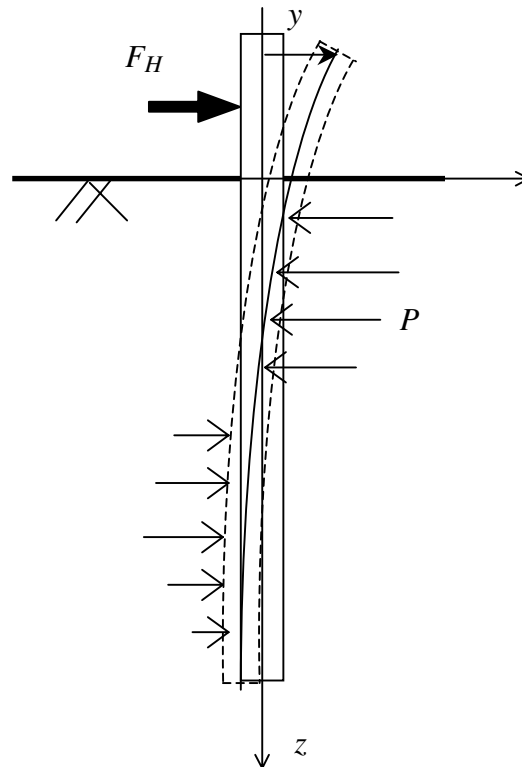


figure 1 - 1 : Pieu mobilisant la réaction latérale du sol



## **I.2. METHODE AU MODULE DE REACTION**

### **I.2.1. Principe général**

Dans le modèle défini par Winkler, une poutre verticale sur une fondation élastique est utilisée, des ressorts horizontaux linéaires transmettent les efforts au sol.

La pression  $p$  et le déplacement  $y$  en un point du massif sont reliés par un coefficient de réaction du sol, appelé  $k_h$  dans le cas d'un chargement horizontal :

$$p = k_h(z).y \quad (1 - 2)$$

où  $k_h$  est exprimé en  $\text{N.m}^{-3}$ .

Cette équation est aussi exprimée sous la forme :

$$P = E_S.y \quad (1 - 3)$$

où

|       |   |                                               |                      |
|-------|---|-----------------------------------------------|----------------------|
| $P$   | : | réaction du sol par unité de longueur du pieu | [N/m]                |
| $E_S$ | : | module de réaction du sol, ( $E_S = k_h.B$ )  | [N.m <sup>-2</sup> ] |
| $B$   | : | diamètre ou largeur du pieu                   |                      |

Le pieu est idéalisé comme une poutre élastique chargée latéralement. Le sol est modélisé par des ressorts horizontaux, indépendants les uns des autres, et de raideur  $E_S$ . Ainsi le comportement du pieu est gouverné par l'équation d'une poutre sur appuis élastiques :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -pB \quad (1 - 4)$$

où

|       |   |                                                     |
|-------|---|-----------------------------------------------------|
| $E_p$ | : | module d'élasticité du pieu                         |
| $I_p$ | : | moment d'inertie de la section transversale du pieu |
| $z$   | : | profondeur dans le sol                              |

On néglige l'effet du chargement axial sur le pieu. D'après les équations (1-2) et (1-4), l'équation décrivant le déplacement d'un pieu sous charge latérale est :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h(z).B.y = 0 \quad (1 - 5)$$

Les solutions de cette équation peuvent être obtenues soit par une méthode analytique soit par une méthode numérique.

Le principal avantage de cette méthode est qu'en tout point le long du pieu, l'interaction sol-pieu peut être définie. Mais cette définition est restreinte par l'hypothèse que la pression en un point est fonction linéaire du déplacement en ce point et par sa dépendance au choix du profil des valeurs de  $k_h$  caractérisant le sol.

### **I.2.2. Expressions du module de réaction $E_S$**

La définition du profil de module de réaction est la difficulté principale de la méthode au module de réaction. Il dépend en effet de nombreux paramètres tels la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol, etc.

En France, les résultats d'essais pressiométriques sont d'usage courant pour le dimensionnement des fondations. Hadjadj [1993] recense la plupart des formulations publiées dans la littérature. Il conclut que le module de réaction  $E_S$  du sol peut être déterminé si on a obtenu le module d'Young  $E$  par des essais en laboratoire ou le module pressiométrique  $E_M$  par des essais en place.

On retiendra:

### 1. Terzaghi (1955)

$$\frac{E_S}{E} = \frac{1}{1,35} = 0,74 \text{ pour les sables}$$

avec  $E = A \cdot \gamma \cdot z$  où  $\gamma$  est le poids volumique du sol et  $A$  est un coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable (tableau 1 - 1)

tableau 1 - 1 : Valeurs du coefficient A d'après Terzaghi (1955)

| Densité du sable | Lâche   | Moyen    | Dense     |
|------------------|---------|----------|-----------|
| Valeurs de A     | 100-300 | 300-1000 | 1000-2000 |

### 2. Ménard, Bourdon et Gambin (1969)

$$\frac{E_S}{E_M} = \begin{cases} \frac{3}{\frac{2}{3} \left( \frac{B_0}{B} \right) \left( 2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{18}{4,2,65^\alpha + 3\alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases}$$

où  $B_0$  : diamètre de référence égal à 0,6 m

$\alpha$  : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (tableau 1 - 2)

tableau 1 - 2 : Facteur rhéologique  $\alpha$  pour divers types de sols (d'après Fascicule 62 [1992])

| TYPE                                       | Tourbe   |           | Argile   |           | Limon    |           | Sable    |           | Grave    |           | Rocher |                   |     |
|--------------------------------------------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|--------|-------------------|-----|
|                                            | $\alpha$ | $E_M/p_l$ | $\alpha$ | $E_M/p_l$ | $\alpha$ | $E_M/p_l$ | $\alpha$ | $E_M/p_l$ | $\alpha$ | $E_M/p_l$ | TYPE   | $\alpha$          |     |
| Surconsolidé ou très serré                 | -        | > 16      | 1        | > 14      | 2/3      | >12       | 1/2      | >10       | 1/3      | -         | -      | Très peu fracturé | 2/3 |
| Normalement consolidé ou normalement serré | 1        | 9-16      | 2/3      | 8-14      | 1/2      | 7-12      | 1/3      | 6-10      | 1/4      | -         | -      | Normal            | 1/2 |
| Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche  | -        | 7-9       | 1/2      | 5-8       | 1/2      | 5-7       | 1/3      | -         | -        | -         | -      | Très fracturé     | 1/3 |
|                                            |          |           |          |           |          |           |          |           |          |           |        | Très altéré       | 2/3 |

### 3. Poulos (1971)

$$\frac{E_S}{E} = 0,82$$

Gilbert [1995] relie aussi le module de réaction à la résistance de pointe  $q_c$  de l'essai pénétrométrique par une formule empirique couramment utilisée :

$$E_S = 4,5 \cdot q_c$$

#### I.2.3. Résolution dans le cas d'un sol homogène et linéaire

Dans le cas d'un sol homogène le module de réaction est constant,  $k_h(z) = k_h$ .

L'équation (1-5) devient

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h B \cdot y = 0 \quad (1 - 6)$$

et la solution générale de cette équation est (voir par exemple Frank [1999]) :

$$y(z) = e^{z/l_0} \cdot \left( \alpha \cdot \cos \frac{z}{l_0} + \beta \cdot \sin \frac{z}{l_0} \right) + e^{-z/l_0} \cdot \left( \gamma \cdot \cos \frac{z}{l_0} + \delta \cdot \sin \frac{z}{l_0} \right) \quad (1 - 7)$$

où  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  : constantes d'intégration déterminées à partir des conditions limites établies en tête et en pied

$l_0$  : longueur de transfert ou longueur élastique. Elle peut être définie en première approche comme la longueur de pieu minimale pour laquelle le chargement latéral en tête existe. Le reste de fiche au-delà d'environ trois fois cette longueur n'intervient pas mécaniquement.

$$l_0 = \sqrt[4]{\left( \frac{4 \cdot E_p \cdot I_p}{B \cdot k} \right)} \quad (1 - 8)$$

Cette solution permet d'obtenir à tout niveau de sol les expressions du moment fléchissant  $M$ , de l'effort tranchant  $T$  et la pression du sol  $p$  :

$$M = E_p \cdot I_p \cdot y''$$

$$T = E_p \cdot I_p \cdot y^{(3)}$$

$$p = -\frac{E_p \cdot I_p \cdot y^{(4)}}{B} = \frac{P}{B}$$

Frank [1999] présente un formulaire des solutions générales de l'équation (1-6) dans le cas de pieu souples ou rigides pour diverses conditions aux limites.

### I.2.4. Résolution dans le cas d'un sol non-homogène et d'une loi de réaction quelconque

Dans ce cas, on modifie les hypothèses de la méthode au module de réaction. On considère que la réaction du sol ( $P$ ) en tout point le long du pieu est une fonction complexe, non linéaire du déplacement ( $y$ ) en ce point. C'est la méthode des courbes  $P$ - $y$  ou courbes de réaction.

Le logiciel PILATE [Frank et Romagny, 1984] utilise une méthode numérique possible pour résoudre l'équation (1-6). On développe son principe en annexe 4.

## II. COURBES DE REACTION P-Y

Ces méthodes ont été élaborées et développées par de nombreux chercheurs par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à autant de courbes de réaction  $P$ - $y$ .

Certaines sont reconnues et adoptées dans des codes de dimensionnement (Fascicule 62, A.P.I., P.H.R.I. ...).

### II.1. COURBES P-Y STANDARDISEES

#### II.1.1. Fascicule 62 [1993]

Les articles du Fascicule 62 concernant les courbes  $P$ - $y$  ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre [C.T.R.E. N°4 - Pressiomètres, 1991]. Ménard (1969) fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement.

On définit un module  $K_f$  égal à deux fois le module de réaction  $E_S$  exprimé au paragraphe I.2.2. Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left( 2,65 \cdot \frac{B_0}{B} \right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour : } B \geq B_0 \quad (1 - 9)$$

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot 2,65^\alpha + \alpha} \quad \text{pour : } B \leq B_0 \quad (1 - 10)$$

où  $B_0 = 0,60$  m

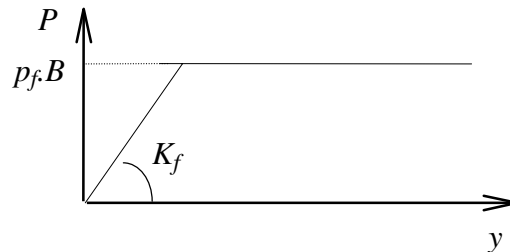
$\alpha$  : coefficient rhéologique caractérisant le sol (§I.2.2., tableau 1 - 2).

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le cas de pieux de sections carrés ou circulaires, on considère que cette réaction se compose uniquement de pressions frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée  $B$ .

La loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie par :

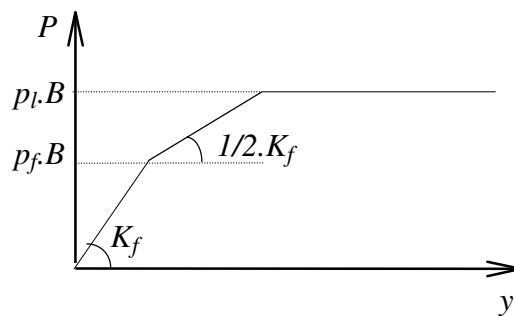
- un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_f$ ,
- un palier  $P_f$  égal à  $B.p_f$ .

Cette loi est illustrée par la figure 1 - 2 dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.



*figure 1 - 2 : Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes*

Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis des sollicitations accidentelles très brèves (chocs), les justifications peuvent être menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la figure 1 - 3.



*figure 1 - 3 : Courbe P-y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes*

Dans le cas de fondations allongées, de type barrettes, un frottement se développe sur les surfaces latérales des éléments. La courbe de réaction globale P-y est décomposée en deux courbes : une courbe de réaction frontale comme définie précédemment et une courbe de réaction tangentielle (figure 1 - 4) définie par :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_S$ ,
- un palier  $P_S$ .

Le module  $K_S$  est pris égal au module de réaction frontale  $K_f$  défini précédemment. Le palier  $P_S$  est pris égal à :

$$P_S = 2.L_S.q_S$$

où  $L_S$  est la longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral et  $q_S$  le frottement latéral unitaire limite.

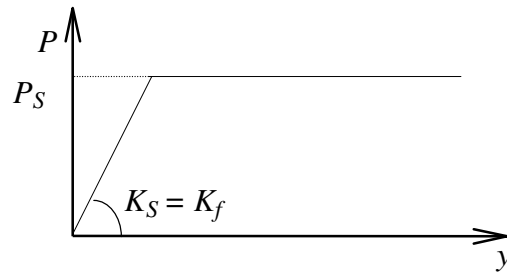


figure 1 - 4 : Loi de mobilisation de la réaction tangentielle

Dans les deux cas de fondations (pieux ou barrettes), le module de réaction du sol et le palier doivent être minorés pour les zones proches de la surface. La profondeur  $z_c$  sur laquelle s'applique cette minoration, comptée à partir de la surface du sol après travaux, est prise égale à  $2B$  pour les sols cohérents et  $4B$  pour les sols frottants.

Pour  $z < z_c$ , les lois effort-déplacement définies précédemment sont modifiées par une affinité :

- d'axe  $y$ ,
- de direction  $P$ ,
- de rapport :  $0,5 \cdot \left( 1 + \frac{z}{z_c} \right)$ .

### II.1.2. A.P.I. [American Petroleum Institute, 1993]

Ce code américain regroupe un ensemble de règles techniques de conception et de calcul de fondations. Il est reconnu pour le dimensionnement de plates-formes offshore.

Les essais en grandeur nature à Mustang Island, Texas [Cox et al., 1974 ; Reese et al., 1974] sont à l'origine de la détermination des  $P$ - $y$  dans les sables établis dans ce code. Des modifications ont été apportées après les travaux de Murchison *et al* [1984]. A partir des essais de chargement latéral d'un pieu sur site, les relations semi-empiriques établies ont permis de donner l'allure générale des  $P$ - $y$ . Celles-ci sont ensuite calées sur une banque de données d'essais sur sites.

La réaction latérale du sol pour le sable est non linéaire. En l'absence d'information plus restrictive, elle est approchée, à toute profondeur  $z$  par l'expression suivante :

$$P = A.P_u \cdot \tanh\left(\frac{k.z.y}{A.P_u}\right) \quad (1 - 11)$$

où  $A$  : facteur pour la prise en compte d'un chargement continu cyclique ou statique

$A = 0,9$  pour un chargement cyclique

$A = (3,0 - 0,8 \frac{z}{B}) \geq 0,9$  pour un chargement statique

$P_u$  : réaction ultime du sol à la profondeur  $z$  [kN/m]

$P_u = (C_1 z + C_2 D) \gamma z$  proche de la surface

$P_u = C_3 D \gamma z$  en profondeur

avec  $C_1, C_2, C_3$  coefficients fonctions de l'angle de frottement interne  $\phi'$  (figure 1 - 5)

$k$  : module initial de réaction du sol [kN.m<sup>-3</sup>], comme une fonction de l'angle de frottement interne  $\phi'$  et de la densité relative  $D_r$  (figure 1 - 6)

Pour les sols cohérents, l'interaction sol pieu est basée sur le modèle établi par Matlock (1970). Celui-ci a réalisé des essais sur un pieu de 0,32 m de diamètre foncé dans des argiles molles.

La seule modification apportée par l'A.P.I. porte sur l'expression de la réaction ultime du sol  $P_u$ .

$$P = 0,5.P_u \left(\frac{y}{y_c}\right)^{1/3} \quad (1 - 12)$$

où  $P_u$  : réaction ultime du sol à la profondeur  $z$  [kN/m]

$y_c = 2,5.\varepsilon_c.B$

avec  $\varepsilon_c$ , valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte déviatorique dans un essai triaxial non drainé.

$P_u$  varie de  $3c_u$  à  $9c_u$  quand  $z$  varie de 0 à  $z_c$ , déterminé de la manière suivante :

$$P_u = 3c_u + \gamma z + J \frac{c_u z}{B} \quad \text{pour } z < z_c$$

et  $P_u = 9c_u$  pour  $z \geq z_c$

où  $c_u$  : cohésion non drainée du sol [kPa]

- $\gamma$  : poids volumique du sol [kN.m<sup>-3</sup>]  
 $J$  : constante empirique dont les valeurs comprises entre 0.25 et 0.5 ont été déterminées par des essais sur site. Par exemple  $J = 0.5$  pour les argiles molles du Golfe du Mexique

$z_c$  : profondeur critique [m]

$$z_c = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{c_u} + J}$$

On remarque que pour des argiles plus consistantes ( $c_u > 96$  kPa), l'A.P.I. ne donne pas de règle particulière. Il recommande seulement de prendre en compte le caractère plus fragile de ces argiles et par conséquent la possible détérioration rapide de leur capacité portante pour de grands déplacements en chargement cyclique.

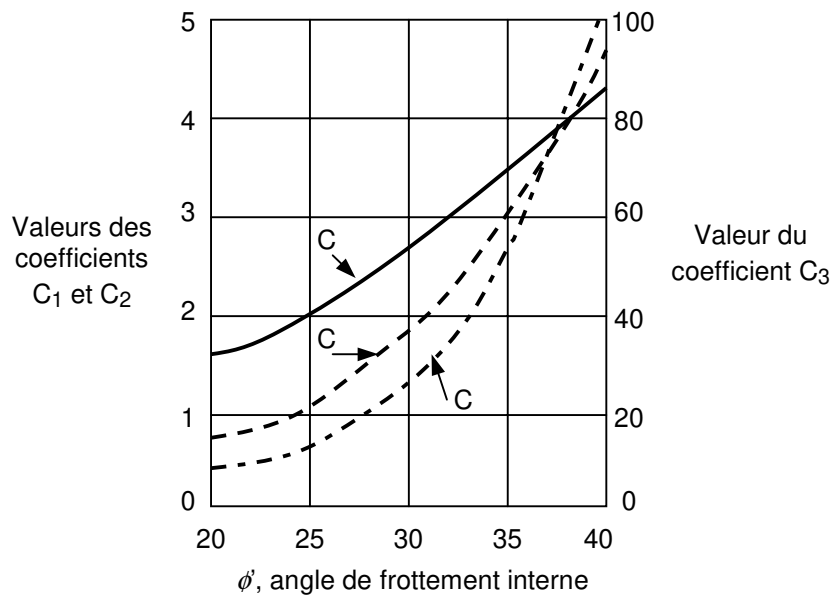


figure 1 - 5 : Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\phi'$  (d'après A.P.I. [1993])



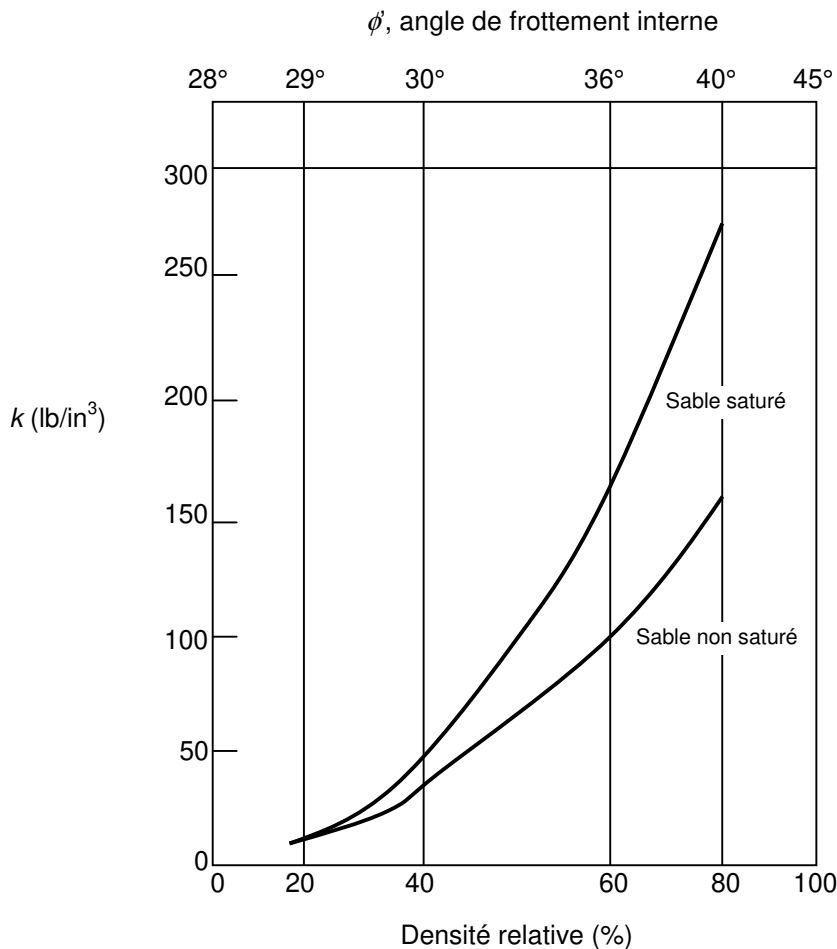


figure 1 - 6 : Valeurs de  $k$  en fonction de la densité relative  $D_r$  et de l'angle de frottement interne  $\phi'$ . (d'après A.P.I. [1993])

### II.1.3. P.H.R.I. [Port and Harbour Research Institute, 1980]

Suit à des essais sur modèle réduit à 1g d'un pieu soumis à un chargement latéral [Kubo,1965], le règlement japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction :

$$P = k_s \cdot z \cdot y^{0,5} \quad \text{pour un sable} \quad (1 - 13)$$

$$P = k_c \cdot y^{0,5} \quad \text{pour une argile} \quad (1 - 14)$$

où  $k_s$  : module de réaction latérale dans un sable  
 $k_c$  : module de réaction latérale dans une argile

Cette relation a ensuite été confirmée par des travaux réalisés avec la centrifugeuse du P.H.R.I. portant sur un pieu isolé chargé latéralement dans du sable [Terashi *et al.*, 1989]. Dans cette étude, diverses configurations de pieux ont été testées. La rigidité  $EI$  du pieu a une influence sur la résistance du sol  $k_s$  (si  $EI$  diminue,  $k_s$  augmente). Par contre l'influence est peu marquée sur le moment fléchissant maximum ou sur les déplacements.

L'étude montre aussi que la résistance du sol  $k_s$  est inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre  $B$  du pieu jusqu'à un diamètre proche de 80 cm. Terashi trouve ce résultat concordant avec une étude faite au P.H.R.I. par Takahashi et Kasugai (1987).

#### II.1.4. Det Norske Veritas [1977]

Cet organisme norvégien établit, comme l'A.P.I., des recommandations pour la construction de structures offshore. Il se base sur l'interprétation d'essais in-situ. De nombreuses simplifications sont apportées étant donné la connaissance limitée du comportement latéral d'un pieu et l'incertitude permanente concernant les données du sol.

La campagne de reconnaissance des paramètres géotechniques doit être réalisée dans les directions horizontales et verticales sur au moins dix diamètres de pieu. L'analyse de ces caractéristiques conduit à la décision d'excaver ou non les couches de sol supérieures de faibles qualités.

La courbe  $p$ - $y$  représentant les caractéristiques effort-déplacement d'un élément de pieu de diamètre  $B$  peut alors être construite. Elle se décompose en portions (figure 1 - 7).

La partie initiale, pour  $p \leq p_d$  et  $y \leq \beta.b$ , est une hyperbole d'expression :

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{k_1} + \frac{y}{\alpha p_d} \quad (1 - 15)$$

- où
- $p_d$  : résistance latérale de dimensionnement
  - $\alpha$  :  $p_{lim}/p_d =$  rapport de rupture, toujours supérieur à 1
  - $p_{lim}$  : valeur asymptotique de l'hyperbole pour  $y \rightarrow \infty$
  - $k_1$  : pente initiale de la courbe
  - $\beta$  : coefficient dépendant du sol et des conditions de chargement (tableau 1 - 3)

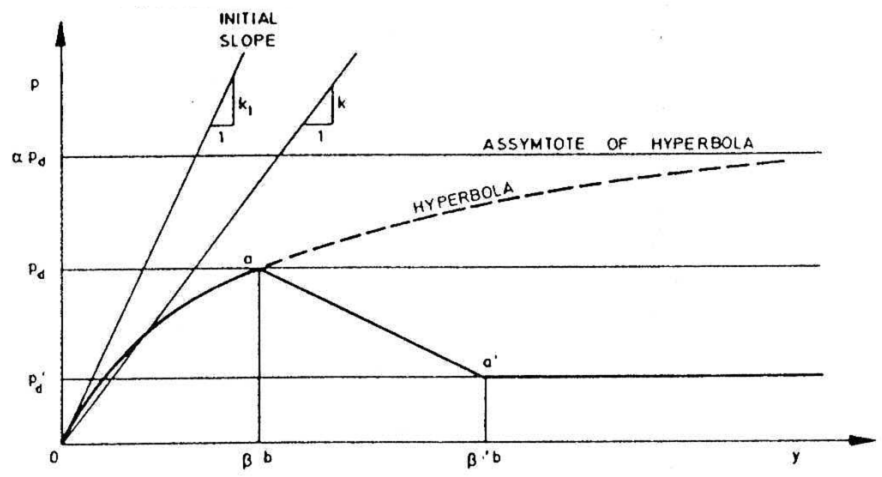


figure 1 - 7 : Forme caractéristique de la courbe  $p$ - $y$ . d'après Det Norske Veritas [1977]

L'hyperbole est limitée à  $y = \beta.b$  et la résistance latérale de conception  $p_d$  est dépendante de la valeur donnée au coefficient  $\alpha$ . Celui-ci a alors pour expression :

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{p_d}{k_1 \beta b}} \quad (1 - 16)$$

Si  $\beta.b \leq p_d/k_1$  l'hyperbole peut être remplacée par une droite de pente  $k_1$ .

Pour des déplacements supérieurs (après le point  $\alpha$  de la courbe  $p$ - $y$ , figure 1 - 7), des effets spécifiques peuvent conduire à une détérioration de la résistance latérale. Une résistance résiduelle  $p'_d$  est définie sur la base d'essais de laboratoires. Cet aspect est évident pour l'argile dans une gamme de grands déplacements  $y > \beta \cdot b$ . Les valeurs de  $\beta$  sont établies pour l'argile dans le tableau 1 - 4.

- Pour un sable, la résistance latérale du sol n'est pas dégradée. Det Norske Veritas fait donc l'hypothèse que, pour des déplacements supérieurs à  $y = \beta B$ , la résistance latérale est constante et égale à la résistance latérale résiduelle :  $p_d = p'_d$ .

Cette résistance latérale dépend du type de chargement. En statique,  $p_d = p_{ds}$  est défini par :

$$p_{ds} = 4K_p p'_0 \quad (1 - 17)$$

où 
$$K_p = \frac{1 + \sin \phi_d}{1 - \sin \phi_d}$$

$p'_0$  : pression effective (après excavation)

$\phi_d$  : angle de frottement pour le projet ( $\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_{mf}$ )

$\phi$  : angle de frottement réel

$\gamma_{mf}$  : coefficient de sécurité caractéristique du matériau

Pour un chargement cyclique la résistance latérale du projet  $p_{dc}$  est :

$$p_{dc} = 3K_p p'_0 \quad (1 - 18)$$

pour des profondeurs supérieures à deux diamètres  $B$ .

Pour des profondeurs  $z$  inférieures à deux diamètres l'équation (1-17) est remplacée par :

$$p_{dc} = 3 \frac{z}{2B} K_p p'_0 \quad (1 - 19)$$

On note que ces expressions sous-estiment sans doute la résistance du pieu pour de grandes profondeurs. Mais du fait qu'elles se placent du côté de la sécurité et que la mobilisation des contraintes de cisaillement  $y$  est faible, elles peuvent être conservées à ces profondeurs.

L'interaction sable-pieu est représentée par la courbe  $p$ - $y$  précédemment définie (1-15) avec :

$$p_d = p'_d$$

$$k_l = n_h \frac{z}{B}$$

où  $n_h$  : coefficient de réaction du sol (tableau 1 - 3)

$z$  : profondeur sous le niveau du sol (après excavation éventuelle).

- Pour une argile, la résistance latérale de projet d'un pieu peut être prise comme étant :

$$p_d = N_p \frac{c_u}{\gamma_{mc}} \quad (1 - 20)$$

- où  $c_u$  : contrainte de cisaillement caractéristique non drainée représentative des conditions de chargements considérées
- $\gamma_{mc}$  : coefficient de sécurité caractéristique du matériau
- $N_p$  : constante semi-empirique augmentant linéairement de la valeur 1 (en statique) ou 0 (en cyclique) au niveau du sol jusqu'à 8 à la profondeur  $z$ , égale à  $N_r B$  en dessous du niveau du sol
- $N_r = 10$  pour des argiles normalement consolidées  
 $= 5$  pour des argiles surconsolidées

L'interaction argile-pieu est représentée par la courbe  $p$ - $y$  précédemment définie (1-20) avec pour pente initiale :

$$k_l = \xi \frac{p_d}{B(\varepsilon_c)^{0,25}} \quad (1 - 21)$$

- où  $p_d$  :  $p_{ds}$  pour un chargement statique
- $p_d$  :  $p_{dc}$  pour un chargement cyclique
- $\xi$  : coefficient empirique (tableau 1 - 3)
- $\varepsilon_c$  : déformation verticale à la moitié de la variation des contraintes principales d'un essai triaxial statique non drainé sur un échantillon de sol non remanié.

tableau 1 - 3 : Valeurs recommandées pour  $n_h$  et  $\beta$  pour des chargements statiques et cycliques dans le sable

|               | Densité relative du sable |       |       |
|---------------|---------------------------|-------|-------|
|               | Lâche                     | Moyen | Dense |
| $n_h$ [MPa/m] | 5.0                       | 12.0  | 18.0  |
| $\beta$       | 0.04                      | 0.04  | 0.04  |

tableau 1 - 4 : Valeurs recommandées pour  $\xi$ ,  $\beta$  et  $\beta'$  dans l'argile

| Paramètre | Type de chargement | Argile normalement consolidée | Argile surconsolidée |
|-----------|--------------------|-------------------------------|----------------------|
| $\xi$     | Statique           | 10                            | 30                   |
| $\beta$   | Statique           | $20\varepsilon_c$             | $5\varepsilon_c$     |
| $\beta'$  | Statique           | $80\varepsilon_c$             | $8\varepsilon_c$     |
| $\xi$     | Cyclique           | 10                            | 30                   |
| $\beta$   | Cyclique           | $7,5\varepsilon_c$            | $2,5\varepsilon_c$   |
| $\beta'$  | Cyclique           | $20\varepsilon_c$             | $5\varepsilon_c$     |

## II.2. AUTRES EXPRESSIONS DE COURBES DE REACTION

### II.2.1. Li Yan & Byrne [1992]

Utilisant la modélisation par la similitude du gradient hydraulique, Li Yan et Byrne [1992] ont mené une campagne d'essais de chargement latéral statique sur un pieu isolé dans le sable. Le but était d'étudier l'interaction sol-pieu en termes de courbes de réaction  $P$ - $y$ . Comparant leurs résultats au règlement A.P.I., ils ont proposé une nouvelle expression de lissage des courbes  $P$ - $y$  en deux segments pour une profondeur supérieure à un diamètre de pieu.

Le premier segment est une droite à l'origine de pente  $E_{max}$  applicable pour :

$$\frac{P}{E_{max}B} = \frac{y}{B} = \alpha \left( \frac{y}{B} \right)^{1-\beta} \quad (1 - 22)$$

où  $E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu)$ , le module de cisaillement maximal  $G_{max}$  étant mesuré dans le conteneur expérimental,  $\nu$  étant choisi égal à 0,2

$\alpha = 5(D_r)^{-0,8}$ ,  $D_r$  étant la densité relative en pourcentage

$\beta$  ayant une valeur proche de 0,5

Le second segment est une courbe parabolique d'expression :

$$\frac{P}{E_{max}B} = \alpha \left( \frac{y}{B} \right)^\beta \quad (1 - 23)$$

Le diamètre du pieu n'a pas d'influence sur la pente initiale des courbes  $P$ - $y$ . Par contre, pour de grands déplacements, le palier plastique est dépendant du diamètre.

L'influence de l'excentricité du chargement est étudiée pour différentes profondeurs. Une augmentation de l'excentricité conduit à des moments fléchissants plus importants et à des courbes  $P$ - $y$  moins raides. Ceci est surtout vérifié près de la surface. En profondeur, Li Yan et Byrne [1992] concluent qu'un même jeu de courbes de réaction  $P$ - $y$  peut être utilisé, en pratique, pour dimensionner un pieu avec différentes configurations d'excentricité de chargement.

Un pieu fixe en tête est la configuration la plus courante en pratique. Comparée à celle d'un pieu libre en tête, l'étude montre que le moment maximal développé est moindre, donc que le pieu peut fournir une résistance latérale plus importante.

Par contre, pour une même condition de sol et de pieu, un même jeu de courbes de réaction peut être utilisé pour une liaison en tête fixe ou libre.

Ils confrontent leurs résultats aux règles données par l'A.P.I. Les conclusions renforcent la validité de la nouvelle expression proposée pour les courbes de réaction  $P$ - $y$ .

## II.2.2. Georgiadis et al. [1992]

Cette équipe a réalisé deux études expérimentales sur des pieux chargés latéralement.

La première porte sur le comportement dans l'argile d'un groupe de pieux. La modélisation est faite sur modèle réduit en gravité normale.

La seconde porte sur le comportement d'un unique pieu chargé transversalement dans du sable. La modélisation est réalisée en centrifugeuse à 50g dans du sable compacté manuellement à une densité de  $16.3 \text{ kN.m}^{-3}$ .

Dans les deux cas, les pieux sont équipés de jauges sur leur fiche. Le dispositif expérimental est suffisamment instrumenté pour obtenir les conditions aux limites et ainsi obtenir par double dérivation et double intégration les courbes de réaction  $P$ - $y$ .

Par ces deux approches, aux conditions expérimentales très différentes, Georgiadis et al. obtiennent les mêmes conclusions concernant la forme des courbes  $P$ - $y$  :

$$P = \frac{y}{\frac{I}{K} + \frac{y}{P_u}} \quad (1 - 24)$$

où  $K$  : raideur initiale de la courbe  $P$ - $y$

$P_u$  : résistance ultime du sol

Pour les sables, se basant sur la théorie de Terzaghi (1955), les auteurs établissent que les valeurs de  $K$  augmentent proportionnellement avec la profondeur :  $K = z.n_h$  où  $n_h$  est un coefficient dépendant de la densité du sable.

Pour la résistance ultime  $P_u$ , la valeur est le minimum de celles établies par Reese et al. [1974] :

$$P_{u1} = A\gamma z \times \left[ \begin{array}{l} \frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} \\ + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} [B + z \tan \beta \tan \alpha] \\ + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_0 B \end{array} \right] \quad (1 - 25)$$

$$P_{u2} = A\gamma z B [K_a (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \varphi \tan^4 \beta] \quad (1 - 26)$$

avec  $\gamma$  : poids volumique du sol

$\varphi$  : angle de frottement interne du sable

$K_0$  : coefficient de pression des terres au repos

$K_a$  : coefficient de pression des terres actives

$\alpha = \varphi/2$

$\beta = 45^\circ + \varphi/2$

$A$  : facteur de profondeur qui dépend du rapport  $z/D$ . Les auteurs choisissent ce coefficient entre 1 et 2, Reese et al. [1974] recommandent entre 0,9 et 3. Le choix effectué pour mieux "coller" aux courbes  $P$ - $y$  expérimentales n'a pas d'influence sensible sur la réponse du pieu.

### **II.2.3. Kouda et al. [1998]**

A la suite du tremblement de terre de Kobe en 1995, des lacunes dans les méthodes de dimensionnement ont été mises en avant. Cette équipe de chercheurs a travaillé sur la définition de relations  $p$ - $y$  pour de grands déplacements. Des essais sur modèles en centrifugeuse sont la base expérimentale de l'étude.

Le pieu modèle est constitué de 13 cylindres indépendants et joints. Le dispositif expérimental permet d'appliquer une même charge à chaque tronçon indépendamment. Les déplacements de chaque élément du pieu sont aussi mesurés. Ainsi à chaque palier de chargement, les conditions aux limites d'un tronçon sont connues, permettant une analyse aisée des courbes de chargement.

Le principe d'interprétation des données expérimentales n'est malheureusement pas décrit.

La courbe de réaction obtenue a pour expression :

$$\frac{p}{n\gamma D} = \frac{\frac{k_h \cdot y}{n\gamma \cdot D}}{1 + \frac{\frac{k_h}{p_{max}} \cdot \frac{y}{D}}{n\gamma D}} \quad (1 - 27)$$

- où
- $k_h$  : module initial de réaction à la profondeur  $z$ ,
  - $p_{max}$  : pression limite à la profondeur  $z$ ,
  - $\gamma$  : poids volumique du sol,
  - $D$  : diamètre du pieu,
  - $n$  : accélération centrifuge.

Ces essais mis en œuvre ne correspondent pas à des essais représentatifs d'un prototype mais ils utilisent un procédé original permettant d'obtenir de grands déplacements du pieu sur toute sa fiche.

Les courbes  $p$ - $y$  proposées sont validées en calculant la réponse d'un pieu. Ces résultats sont confrontés à ceux d'un essai sur pieu modèle isolé centrifugé. Une bonne concordance est obtenue pour de faibles et de grands déplacements.

### **III. ETUDE DE L'EFFET DE GROUPE <sup>1</sup>**

#### **III.1. METHODES DE DIMENSIONNEMENT**

##### **III.1.1. Méthode du continuum élastique**

Présentée pour le pieu isolé (cf. §I.1.), elle a également été développée pour le cas de groupes de pieux [Poulos, 1971b]. Des coefficients d'interactions sont définis pour calculer le déplacement ou la rotation en tête du pieu dans le groupe. Ces coefficients d'interactions  $\alpha_{ij}$  sont le rapport du déplacement horizontal, ou de la rotation, du pieu provoqué par le chargement d'un pieu voisin sur le déplacement horizontal, ou la rotation, du pieu sous son propre chargement latéral. Des abaques sont ainsi dressés pour diverses configurations géométriques, diverses conditions de chargement et aux limites [Poulos et Davis, 1980]. La plasticité du sol autour du groupe a également été prise en compte par Poulos [1975].

Utilisant cette méthode, Barton [1982] a mené une recherche paramétrique avec la centrifugeuse de l'Université de Cambridge. Ce sont probablement les premiers essais centrifugés sur des pieux chargés latéralement.

Le massif reconstitué est constitué de sable saturé et moyennement dense. L'indice de densité relevé est 0,79.

Trois pieux modèles de diamètres différents sont utilisés : 9,5, 12,7 et 15,9 mm. En matériau aluminium, les pieux sont caractérisés comme longs et flexibles. Le mode de mise en place n'est pas particulièrement développé et ni étudié. Les pieux sont donc placés manuellement dans le conteneur expérimental sans recherche d'une représentation prototype.

Pour tous les essais, les observations portent sur les variations de la charge appliquée et du moment fléchissant en tête du pieu, du déplacement latéral et de la rotation du pieu au niveau de la surface du sol. Dans ce but, les pieux sont instrumentés originalement :

- d'un "collier" mesurant l'effort en tête ;
- de 8 niveaux de jauges montées en demi-pont mesurant les moments fléchissants le long du pieu ;
- de 3 capteurs de déplacements LVDT disposés horizontalement hors sol en 3 points du pieu.

Sur ces bases, l'auteur a mené différents types d'essais :

- "modelling of model", c'est-à-dire représentation du chargement latéral d'un pieu isolé prototype par 3 pieux modèles centrifugés à 3 niveaux de  $g$  différents (de 40 à 120g) ;
- étude paramétrique avec variation de l'entre axe  $s$  des pieux et de l'angle  $\beta$  du chargement (figure 1 - 8) ;
- de plus, simultanément à ces études, l'auteur a fait varier la raideur du sol, le point d'application de la charge.

---

<sup>1</sup> Les pages suivantes ont surtout pour but de mettre à jour ou de compléter les bibliographies de Hadjadji [1993], Mezazigh [1995] ou encore Ata [1998] qui portent sur l'effet de groupe pour les pieux chargés latéralement.



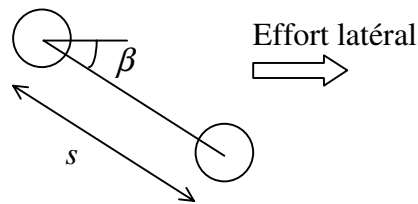


figure 1 - 8 : Notations utilisées par Barton [1982]

Outre les pieux isolés qui sont les références, des groupes de 2 et 3 pieux alignés ou de 6 pieux en cercle servent de base expérimentale à l'étude. Les programmes de chargement cycliques et statiques sont également développés.

Concernant le pieu isolé, Barton vérifie les lois de la modélisation en centrifugeuse grâce au "modelling of model". De plus l'essai réalisé à 38g sur le pieu de 15,9 mm de diamètre présente une bonne similitude avec l'essai in situ de Reese et al. [1974]. Cette validation de la méthode expérimentale confirme que la centrifugation est une bonne alternative à la réalisation d'essais en grandeurs réelles sur site.

Les moments fléchissants étant mesurés, une méthode est définie pour obtenir les courbes de réaction  $P-y$  du pieu isolé. Dans un premier temps, les données sont lissées par une spline cubique permettant une double dérivation. Cette spline est calculée d'une part pour que l'effort tranchant au niveau du sol égale l'effort latéral appliqué en tête du pieu, et d'autre part pour que la seconde dérivée s'annule en pied. La spline d'interpolation est ensuite intégrée deux fois pour obtenir déplacements et rotations du pieu.

De ces courbes de réaction, un module de réaction est calculé. Le profil montre une évolution croissante avec la profondeur. Cet accroissement est à peu près linéaire jusqu'à la profondeur du moment fléchissant maximum, il apparaît ensuite moins important pour des profondeurs supérieures.

Pour les groupes, la répartition de l'effort est étudiée. Pour les couples avec  $\beta = 0^\circ$ , la répartition est de 60% sur le pieu avant et de 40% sur le pieu arrière. Pour les couples avec  $\beta = 90^\circ$ , la répartition est de 50-50. Pour le groupe de 3 pieux avec  $\beta = 0^\circ$ , le pieu avant reprend 48%, le pieu milieu 24% et le pieu arrière 28%.

La répartition de l'effort a également pu être déterminée pour le groupe de 6 pieux, contrairement aux deux configurations précédentes, il y a une légère évolution en fonction du déplacement du groupe. Pour des déplacements du groupe jusqu'à 10% du diamètre, les pieux avant reprennent 17%, les pieux latéraux 20 % et les pieux arrière 13% ; ensuite pour des déplacements plus importants, les pieux avant reprennent 21%, les pieux latéraux, 16,5% et les pieux arrière 12,5%. Cette redistribution s'accompagne d'une évolution non linéaire de la courbe de chargement indiquant que les interactions sont accentuées par l'élasticité du sol autour des pieux.

Les courbes de chargement des différentes configurations de groupe sont comparées à celle du pieu isolé référence. La forme générale est similaire, les groupes diffèrent par des déplacements plus importants. Une formulation de cet accroissement est définie analogue à celle de Poulos [1971b] :

$$y = (1 + \alpha) \cdot y_0 \quad (1 - 28)$$

où  $y_0$  : déplacement d'un pieu isolé  
 $y$  : déplacement d'un groupe de pieux

Des facteurs sont ainsi déterminés (tableau 1 - 5). Ceux-ci sont proches de ceux obtenus par Poulos [1971b] en élasticité.

tableau 1 - 5 : Facteurs d'interaction pour la réponse de couples de pieux en effort-déplacement ( $\alpha_{py}$ ) et moment-rotation ( $\alpha_{m\theta}$ ) d'après Barton [1982]

| $B$<br>(mm) | $N_g$ | $s/B$ | $\beta^\circ$ | $\alpha_{py}$ | $\alpha_{m\theta}$ |
|-------------|-------|-------|---------------|---------------|--------------------|
| 12,7        | 40    | 2     | 0             | 0,9           | 0,46               |
| 12,7        | 40    | 4     | 0             | 0,3           | 0,2                |
| 12,7        | 40    | 8     | 0             | 0,1           | 0,01               |
| 12,7        | 40    | 2     | 90            | 0,25          | 0,1                |
| 12,7        | 40    | 4     | 90            | 0,05          | ~ 0                |
| 12,7        | 40    | 8     | 90            | ~ 0           |                    |
| 12,7        | 60    | 2     | 45            | 0,55          | 0,2                |
| 12,7        | 100   | 2     | 0             | 0,8           | 0,48               |
| 12,7        | 40    | 2     | 0             | 0,7           | 0,1                |
| 9,5         | 40    | 2     | 0             | 0,85          | 0,4                |
| 16          | 40    | 2     | 0             | 0,7           | 0,2                |

L'étude est ensuite généralisée aux groupes de 3 et 6 pieux. Il est montré que l'analyse élastique est peu appropriée aussi bien pour de petits espacements (sous-estimation) que pour de grands espacements (surestimation). Par contre la réponse du groupe est assez bien approchée par la superposition des facteurs d'interaction obtenus pour les couples.

La méthode du continuum élastique est basée sur le comportement élastique de la structure. Elle ne prend pas en compte de ce fait le caractère non linéaire du comportement du sol. De même, le calcul élastique de la répartition de l'effort total appliqué dans le groupe n'est pas réaliste, les pieux avant et arrière ayant alors le même comportement.

### III.1.2. Méthode du pieu isolé équivalent

Proposée par Reese (1984), elle permet d'établir une limite supérieure des déplacements et des moments fléchissants du groupe. Le sol compris entre les pieux du groupe est considéré comme solidaire des pieux, il se déplace comme le groupe. Le groupe et le sol sont alors modélisés par un unique pieu fictif de grand diamètre. Ce diamètre est le périmètre du groupe divisé par  $\pi$ . La raideur du pieu équivalent est la somme des raideurs des pieux du groupe, le sol n'étant pas pris en compte. L'effort tranchant se répartit équitablement sur chaque pieu du groupe et les valeurs de moments fléchissants sont les mêmes.

### III.1.3. Méthode aux modules de réaction

On présente ici les méthodes aux modules de réaction qui proposent de modifier la courbe de réaction  $P$ - $y$  de chaque pieu dans le groupe. Pour considérer l'effet d'ombre perçu par les pieux suivant le pieu avant, on affecte généralement un facteur  $P_m$ , inférieur à 1, sur les pressions (figure 1 - 9). On peut aussi appliquer un facteur  $Y_m$ , généralement supérieur à 1, sur les déplacements (figure 1 - 10).

L'approche utilisée pour étudier cet effet de groupe est soit numérique (§III.2.), soit expérimentale en grandeur réelle (§III.3.), soit expérimentale par une modélisation en centrifugeuse (§III.4.).

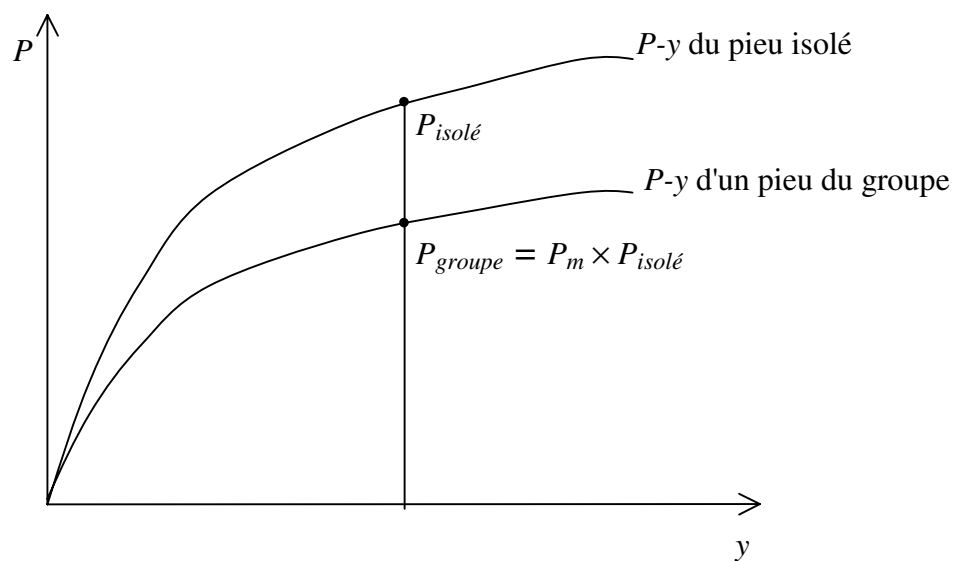


figure 1 - 9 : Définition du coefficient multiplicateur  $P_m$

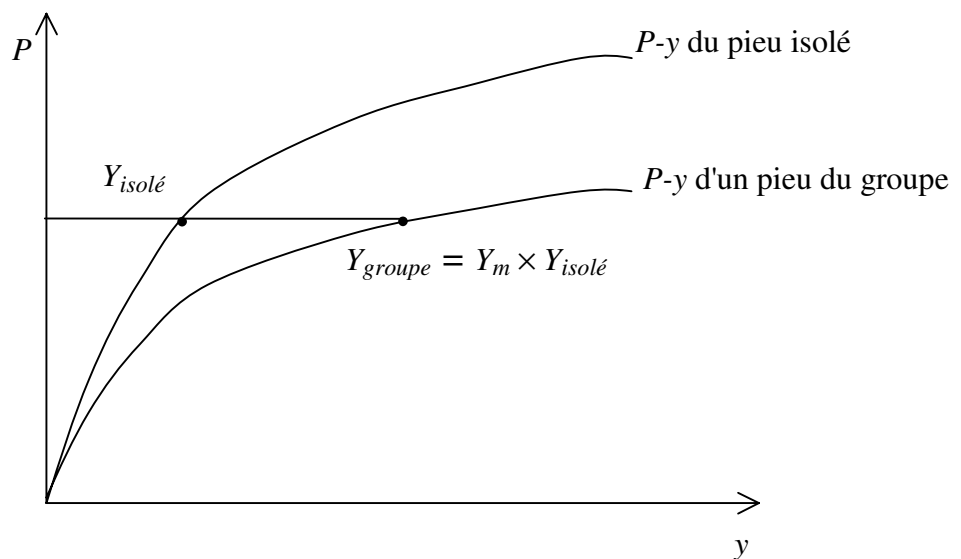


figure 1 - 10 : Définition du coefficient multiplicateur  $Y_m$

### III.1.3.1 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides utilisent la méthode au module de réaction pour le pieu isolé avec le modèle du continuum élastique pour évaluer les interactions entre pieux. Ce modèle a été proposé par Focht et Koch [1973]. Il est posé que le comportement du groupe dépend de deux conditions de déformations : la zone de sol à proximité immédiate du pieu est celle où résident les plus fortes sollicitations qui provoqueront de grands déplacements ; la zone de sol entre les pieux où se développent des efforts relativement moindres. L'interaction sol-pieu est modélisée par une relation  $p$ - $y$  non linéaire et l'interaction pieu-sol-pieu est caractérisée par les facteurs d'interactions de Poulos [1971b] pour un milieu élastique. La méthode suit le processus suivant :

1. Modélisation de l'interaction sol-pieu par utilisation des courbes  $p$ - $y$ .
2. Evaluation des déplacements du groupe en utilisant la méthode de Mindlin modifiée pour le groupe :

$$\rho_G = \bar{\rho}_H \left( \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^m H_j \alpha_{\rho Hkj} + RH_k \right) \quad (1 - 29)$$

où  $\rho_G$  : déplacement en tête du groupe de pieux (supposés tous équivalents),

$R$  : facteur de rigidité relative,  $y_S/\rho$ ,

$H_j$  : charge sur le pieu  $j$ ,

$\alpha_{\rho Hkj}$  : valeur de  $\alpha_{\rho H}$  établie pour deux pieux, pour l'espacement entre les pieux  $k$  et  $j$  et l'angle  $\beta$  entre la direction du chargement et la ligne joignant les centres des pieux  $k$  et  $j$ ,

$\rho$  : déplacement au niveau du sol d'un pieu isolé soumis à un effort latéral égal à la moyenne des efforts tranchant repris par le groupe, déterminé à partir des abaques et équations de Poulos [1971a],

$y_S$  : déplacement en tête déterminé à l'étape 1.

3. Une nouvelle analyse est réalisée avec les courbes de réaction  $p$ - $y$  pour obtenir les moments dans le pieu le plus chargé. Les courbes  $p$ - $y$  sont modifiées en multipliant les données  $y$  par un coefficient multiplicateur, de valeurs supérieures à 1. La valeur retenue est celle approchant le mieux le déplacement calculé à l'étape 2. Elle est ensuite utilisée pour reprendre l'étape 1 avec les courbes  $p$ - $y$  modifiées de ce coefficient.

Les valeurs de  $p$  peuvent également être modifiées pour cette analyse. Reese et al [1983] proposent de déterminer la résistance ultime du pieu fictif équivalent, de la diviser par le nombre de pieux du groupe, puis par la résistance ultime établie pour un pieu isolé.

Cette méthode applique les coefficients obtenus en tête au pieu entier. C'est-à-dire qu'elle modifie le comportement des pieux du groupe identiquement sur toute leur fiche. Afin d'évaluer les interactions en fonctions de la profondeur, des modifications ont été apportées à la méthode. Une suite de programme dénommée PILGP a été conçue sur ces bases par O'Neill et al [1977].

Cette méthode a également été utilisée pour développer le logiciel GOUPIL, présenté en annexe 4. Dans ce code de calcul l'interaction sol-pieu sous charge verticale ou horizontale est définie par des fonctions de transfert des charges non-linéaires en fonction du déplacement relatif sol-pieu. Par contre GOUPIL ne prend pas en compte directement l'effet de groupe. Des développements du logiciel menés actuellement vont dans ce sens. Maleki et Frank [1997] ont ainsi intégré l'effet de groupe sous charges axiales dans un nouveau module, nommé GOUPEG. Ce logiciel reprend les grandes bases algorithmiques de GOUPIL. Après avoir modifié les courbes de mobilisations du frottement latéral, il appelle à nouveau GOUPIL pour calculer les nouveaux déplacements.

### III.1.3.2 Modèle d'interaction de Winkler

Dans ce modèle, on considère que les interactions pieu-sol-pieu ont toutes lieu dans un plan horizontal. L'interaction pieu-structure est modélisée par des fonctions de transfert des charges non linéaires.

Hariharan et Kurasami [1982] décrivent un modèle simple utilisant cette approche.

Un disque est enfoui dans une couche élastique horizontale (milieu en contraintes planes). Les déplacements et efforts provoqués par le déplacement  $d$  de ce disque sont analysés et mis en équation. On suppose qu'au-delà d'un espace de rayon  $R$  autour du disque, les déplacements induits sont nuls.

Si on considère maintenant  $N$  disques se déplaçant dans la même direction, alors chaque disque provoque un déplacement dans la zone de sol élastique englobant un disque voisin.

Le déplacement  $d_i$  d'un disque  $i$  est donc augmenté. Le déplacement global est :

$$D_i = d_i + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N x_{ij} \quad (1 - 30)$$

où  $x_{ij}$  est le déplacement supplémentaire dû au déplacement du disque  $j$ .

De même, si on considère non plus les déplacements mais les contraintes, la contrainte normale  $\sigma_{x0}$ , dans le sens du déplacement du disque, est augmentée. Sa nouvelle valeur est  $S_i$  définie par :

$$S_i = \sigma_{x0} + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N \sigma_{xij} \quad (1 - 31)$$

Finalement, les effets de groupe sont pris en compte pour modifier le comportement d'un pieu dans le groupe chargé latéralement. La courbe  $p$ - $y$  du pieu isolé est modifiée par deux coefficients multiplicateurs :

- sur les déplacements

$$Y_i = \frac{D_i}{d_i} \quad (1 - 32)$$

- sur les réactions du sol

$$P_i = \frac{\sigma_{x0}}{S_i} \quad (1 - 33)$$

## III.2. ETUDES NUMERIQUES

Un modèle utilisant la méthode des éléments finis peut également représenter un groupe chargé latéralement. On retrouve cependant les mêmes avantages (puissance de calcul, études paramétriques...) et désavantages (coût, comportement du sol, état de contraintes initial...) que ceux énoncés pour le calcul d'un pieu isolé.

### III.2.1. Brown & Shie [1991]

Ces auteurs proposent une analyse tridimensionnelle d'un groupe de pieu chargé latéralement modélisé par éléments finis.

Utilisant les symétries et les conditions limites du problème, celui-ci est réduit au chargement latéral de deux pieux (figure 1 - 11). Ces deux "demi" pieux modélisent deux rangées infinies de pieux encastres en tête. Pour modéliser le chargement d'un pieu isolé avec les mêmes conditions aux limites, un espacement entre les pieux de 10 diamètres ( $s/B = 10$ ) est choisi. L'effet de groupe est étudié pour un espacement entre axes de 3 et 5 diamètres.

Les pieux sont circulaires. Le module d'Young est sélectionné pour modéliser un pieu circulaire en acier de 273 mm de diamètre et de 9,5 mm d'épaisseur.

Deux types de sol sont modélisés :

- un sol cohérent (argile saturée) qui a pour loi de comportement associée le modèle élasto-plastique de Van Mises ( $2c_u = 55$  kPa,  $E = 110$  MPa,  $\nu = 0,45$ ),
- un sol pulvérulent (sable sec) avec pour loi de comportement le modèle de Drucker-Prager étendu avec une loi d'écoulement non associée ( $c = 13,8$  kPa,  $\phi = 23^\circ$ ).

On notera que la cohésion utilisée pour le sable est uniquement un artifice de calcul pour que les éléments proches des pieux ne plastifient pas immédiatement au début du chargement et pour éviter des problèmes de convergence.

Des éléments d'interface sont placés pour modéliser l'interaction sol-pieu.

Les temps de calculs sont longs du fait du grand nombre de degrés de libertés et de la non linéarité des lois de comportement choisies. Plusieurs calculs sont cependant réalisés avec pour paramètre l'espacement (entre axes) des pieux.

Une première analyse porte sur une unique rangée de pieux. Le chargement latéral est perpendiculaire à cette rangée. Les courbes de chargement établies à partir de ce modèle pour plusieurs entre axes (2, 3, 5 et 10 diamètres) ne mettent pas en évidence une modification de comportement significative. Pour l'argile, seul un entre axe de  $2B$  donne une réponse moins raide du groupe. Pour le sable le groupe à  $5B$  a un comportement similaire au pieu isolé. Pour les autres configurations ( $2B$  et  $3B$ ) une réduction de la raideur du groupe, plus importante que pour l'argile, est observée.

Les profils de moments fléchissants conduisent aux les mêmes conclusions. Ces profils dérivés deux fois permettent la construction de courbes de réaction  $P$ - $y$ . Les courbes des pieux du groupe sont comparées à celle du pieu isolé ( $s/B = 10$ ). Pour l'argile, un comportement analogue est obtenu pour les groupes avec un entre axes des pieux de  $3B$  et  $5B$ . La réaction du sol pour les pieux à  $s/B = 2$  est par contre réduite. Des remarques du même ordre s'appliquent pour les groupes dans le sable, où le groupe à  $s/B = 3$  a un comportement distinct du pieu isolé.

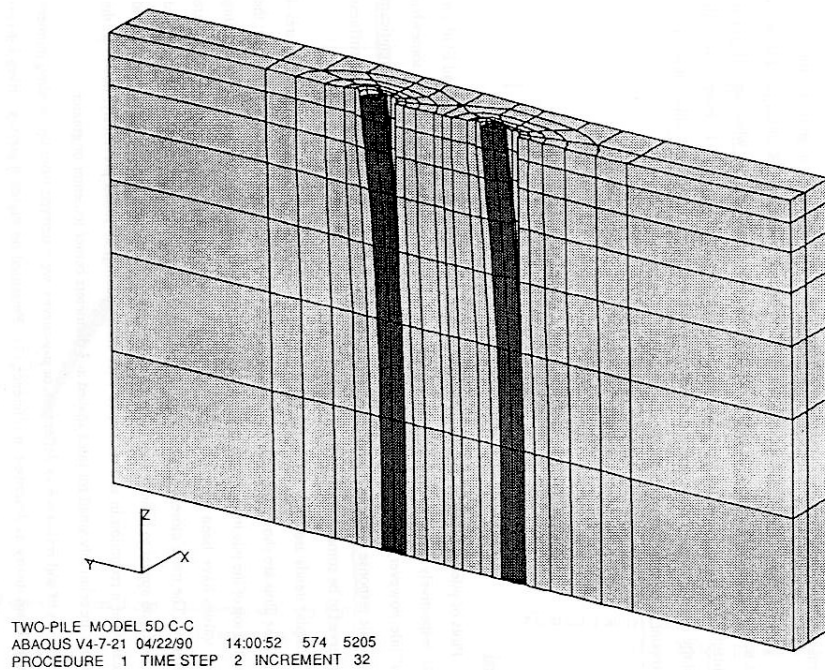


figure 1 - 11 : Maillage utilisé par Brown et Shie [1991]

L'interprétation en termes de coefficients multiplicateurs sur les réactions ou les déplacements est faite par les auteurs. La méthode employée n'est pas décrite.

Les résultats obtenus sont indépendants de la nature du sol.

Les valeurs des coefficients multiplicateurs  $P_m$  et  $Y_m$  sont établies pour différents espacements  $s/B$ , elles sont résumées par les diagrammes de la figure 1 - 12. Etonnamment aucune valeur de  $P_m$  n'est proposée pour le pieu arrière du groupe à  $s/B = 2$ .

On observe que l'effet de groupe est nettement mis en évidence sur les pieux arrières par des valeurs de  $P_m$  nettement inférieures à 1, pour  $s/B$  variant de 3 à 5. Par contre les valeurs de  $P_m$  proches de 1 obtenues pour les pieux avant du groupe, confèrent à ces pieux un comportement proche du pieu isolé dès un espacement d'entre axes de  $3B$ .

Le comportement du groupe étant moins raide que celui du pieu isolé, cela se traduit par des déplacements supérieurs. Des valeurs de  $Y_m$  sont ainsi proposées et sont toujours supérieures à 1.

On peut remarquer que les coefficients sont calculés par comparaison entre la courbe du pieu isolé et celle du pieu du groupe. Si la courbe  $P$ - $y$  du pieu isolé n'est pas correctement définie, l'erreur se propage sur les valeurs des coefficients  $P_m$  et  $Y_m$ . Les auteurs précisent d'ailleurs que leurs résultats sont sujets à caution du fait du champ étroit de paramètres étudiés et de la faible quantité de données analysées.

La méthode de modélisation en 3D de groupes de pieux chargés latéralement présentée semblent donner des résultats satisfaisants. Des améliorations, prônées par les auteurs, apportées aux lois de comportement utilisées permettraient une modélisation encore plus exacte.

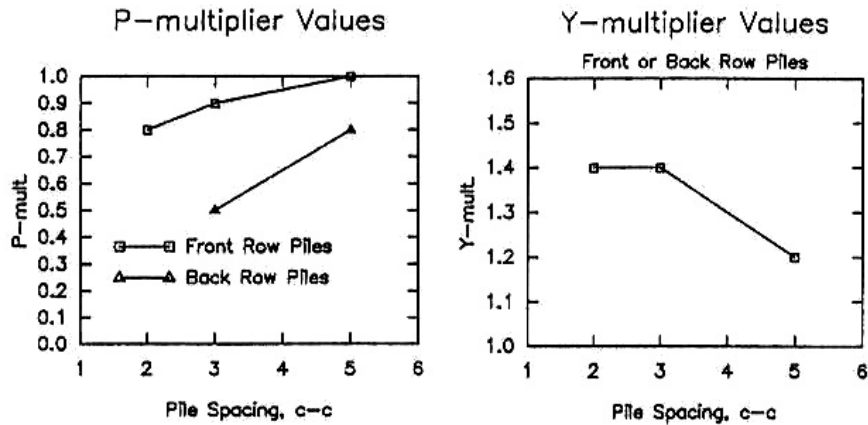


figure 1 - 12 : Valeurs des coefficients  $P_m$  et  $Y_m$  d'après Brown et Shie [1991]

### III.2.2. Ata [1998]

Cette étude entre dans le cadre du projet national FOREVER sur les fondations à renforcement vertical.

Ata [1998] reprend le principe de modélisation du pieu sous chargement latéral, décrit par des tronçons (disques) enfouis dans une couche de sol (Yegian et Wright; 1973 ; Poulos, 1993). Seul un micropieu isolé est modélisé dans un premier temps. Une méthodologie numérique en contraintes planes ou déformations planes est validée. Ce calcul utilise la méthode des courbes de réaction  $p$ - $y$ . On donne à celles-ci une expression de la forme :

$$p = \frac{a \frac{y}{B}}{b + \frac{y}{B}} \quad (1 - 34)$$

où les paramètres  $a$  et  $b$  varient linéairement avec la profondeur :

$$a = a_1 \frac{z}{B} + a_2$$

$$b = b_1 \frac{z}{B} + b_2$$

Une estimation de ces paramètres est réalisée par interprétation de calculs du micropieu dans le sable ou dans l'argile.

Les résultats des calculs avec la méthode  $p$ - $y$  sont confrontés à des calculs bidimensionnels et tridimensionnels réalisés avec le logiciel PECPLAS3D (Laboratoire de Mécanique de Lille, Shahrour, 1992). Le maillage utilisé comprend 2904 éléments hexaédriques (à 20 nœuds) représentant 13341 nœuds (figure 1 - 13).

Pour le sable, un ajustement de la méthode est nécessaire : on suppose des conditions de déformations planes jusqu'à une profondeur de  $3B$ , puis de contraintes planes pour des profondeurs supérieures. Dans tous les cas considérés, le calcul par la méthode  $p$ - $y$  donne pour de grands déplacements en tête des valeurs plus importantes que le calcul 3D, les moments fléchissants sont par contre assez concordants.



Dans le cas de l'argile, le calcul en contraintes planes donne les résultats les plus en accord avec ceux du calcul 3D (déplacements et moments fléchissants). Le calcul en déformation plane sous-estime les déplacements et surestime les moments fléchissants.

Cette méthodologie (confrontation des calculs par la méthode  $p-y$  en déformation plane ou déformation plane avec des calculs tridimensionnels) est généralisée à des couples de pieux d'espacements entre axes de  $2B$  et  $5B$ .

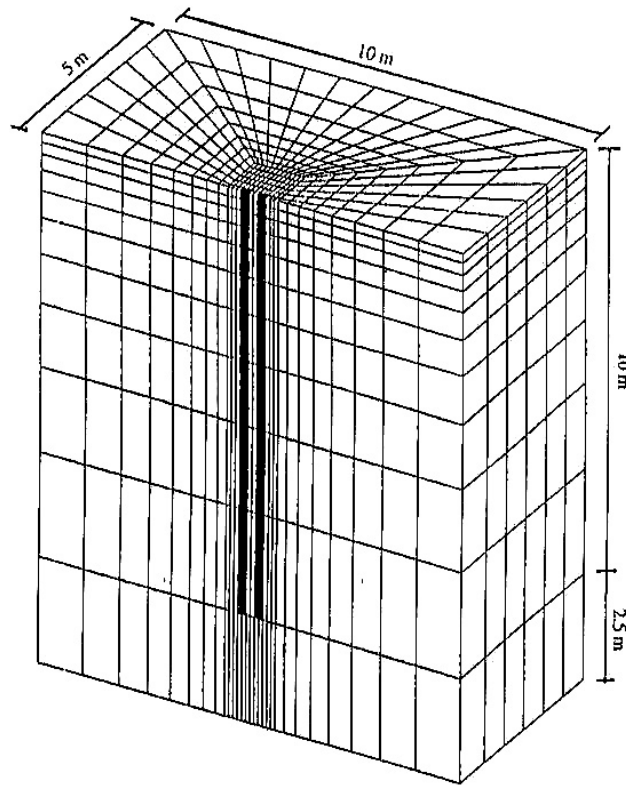


figure 1 - 13 : Maillage tridimensionnel utilisé pour modéliser un couple de pieux [Ata, 1998].

Les principaux résultats obtenus caractérisant l'effet de groupe sont les suivants :

- répartition de la charge appliquée au groupe de 60% sur le pieu avant et de 40% sur le pieu arrière pour  $s/B = 2$ , (respectivement 57%-43% pour  $s/B = 5$ ) ;
- réduction de la réaction de 10 à 20% pour le pieu avant et de 65% pour le pieu arrière à  $s/B = 2$ . Pour un espacement plus important ( $5B$ ) le pieu avant se comporte comme un pieu isolé et la réaction du sol du pieu arrière est diminuée de 35%.

Un groupe de trois pieux à  $s/B = 2$  a également été étudié sous chargement latéral de direction parallèle à la rangée de pieux. L'effet de groupe sur ces pieux se traduit par :

- une répartition de la charge appliquée de 44% pour le pieu avant, de 30% pour le pieu central et de 26% pour le pieu arrière ;
- réduction de la réaction de l'ordre de 25% pour le pieu avant, de 73% pour le pieu central et de 80% pour le pieu arrière.

On remarque que les résultats proposés pour le pieu avant ont aussi été observés par d'autres auteurs. Par contre la réduction des réactions pour les pieux suivants est plus importante.

Pour le pieu arrière du couple, si on évalue le coefficient multiplicateur  $P_m$ , cela correspond à une valeur de 0,35 pour  $s/B = 2$  et 0,45 pour  $s/B = 5$ . Ces résultats sont inférieurs aux valeurs 0,4-0,5 pour  $s/B = 2$  et 0,8 pour  $s/B = 5$  proposées par Brown et Shie [1991] et Mezazigh [1995].

Pour les pieux arrière et milieu du groupe de 3 pieux, les valeurs de réaction sont inférieures de 60 à 70% par rapport au pieu isolé. Elles sont plus faibles que celles généralement proposées dans la littérature.

### III.2.3. Wakai et al. [1999]

Dans un premier temps des essais sur modèles réduits à 1g sont réalisés. Un groupe de 9 pieux (3x3) est ainsi chargé latéralement. Le massif de sable est reconstitué par pluviation sèche, le mode de mise en place des pieux n'est pas décrit. Chaque pieu est un tube d'aluminium de diamètre  $B = 50$  mm, d'épaisseur 1,5 mm et de longueur 1,45 m. Les pieux sont espacés de 2,5 diamètres et sont soit encastres, soit libres en tête. Un pieu isolé est également chargé. Afin de modéliser la condition d'encastrement en tête, un couple de pieux encastres en tête, suffisamment espacés pour éviter toute interaction, est chargé latéralement.

On note que ces essais n'ont pas pour but de modéliser un prototype. Les résultats obtenus servent à caler un modèle par éléments finis.

La symétrie du modèle permet de n'étudier qu'une moitié de domaine (figure 1 - 14). Des éléments cubiques à 20 nœuds modélisent le sol et les pieux. De minces éléments cubiques sont insérés pour modéliser les glissements à l'interface sol-pieu. Ils ont pour caractéristiques :  $c = 0$ ,  $\phi = 25^\circ$  et  $\psi = 0$ .

Les caractéristiques du sable sont supposées non associées : modèle Mohr-Coulomb pour le critère de rupture et Drucker-Prager pour le potentiel plastique. Elles sont établies par des essais triaxiaux :  $c = 0$ ,  $\phi = 42^\circ$  et  $\psi = 12^\circ$ ,  $\nu = 0,4$  et

$$E = E_0 \sqrt{\frac{p}{p_0}} \quad \text{avec} \quad p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, \quad p_0 = 98 \text{ kPa} \text{ et } E_0 = 19,6 \text{ MPa.}$$

Le comportement des pieux est supposé élastique linéaire :  $E = 6,86 \cdot 10^4$  MPa et  $\nu = 0,345$

Du fait du temps nécessaire, le calcul par élément fini est limité à un déplacement du groupe de  $0,1 \cdot B$ , alors que le chargement du modèle est limité à  $0,4 \cdot B$ . Les courbes de chargement ne peuvent donc être comparées que pour des déplacements inférieurs à 5 mm. Sur cet intervalle un bon accord est observé entre les courbes de chargement. Cette concordance est également relevée pour les moments fléchissants.

Les distributions d'effort dans le groupe déterminées par l'essai à 1g et le calcul par éléments finis. Pour l'expérience, la répartition avant-milieu-arrière est 40%-33%-27% alors que le calcul donne une répartition un peu différente 45%-31%-24%. Aucune distinction n'apparaît entre les deux cas de liaison en tête observés et calculés.

Le module de réaction est établi en fonction de la profondeur pour le pieu isolé. Il augmente avec la profondeur. Les courbes de réaction  $p$ - $y$  sont également représentées. On adopte la forme suivante :

$$p = k * \left( \frac{x}{D} \right)^m \left( \frac{y}{D} \right)^n \quad (1 - 35)$$

où  $k^*$ ,  $m$  et  $n$  sont des constantes,  $x$  la profondeur,  $y$  le déplacement latéral. Dans le cas où  $m = 0$  et  $n = 1$ ,  $k^*$  peu être rapporté à un coefficient de réaction.

Les valeurs de ces paramètres sont établies pour chaque pieu du groupe (tableau 1 - 6). Des différences sensibles sont ainsi mises en évidence sur les valeurs du coefficient  $k^*$ . A partir de ces équations, les profils de pression du sol sont établis. La pression maximale le long du pieu avant milieu (F-B; figure 1 - 16(a)), est plus élevée que pour le pieu arrière (B-B; figure 1 - 16(b)).

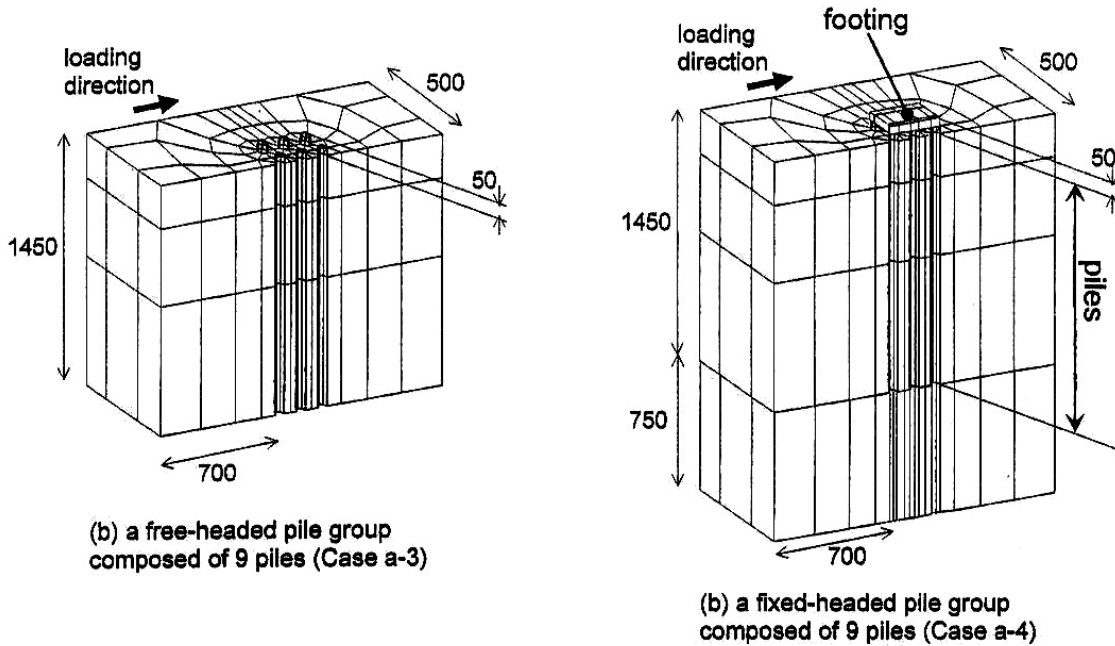


figure 1 - 14 : Maillage 3D utilisé pour modéliser un groupe de 3x3 pieux libres en tête (cas a-3) ou encastrés en tête (cas a-4) [Wakai et al., 1999].

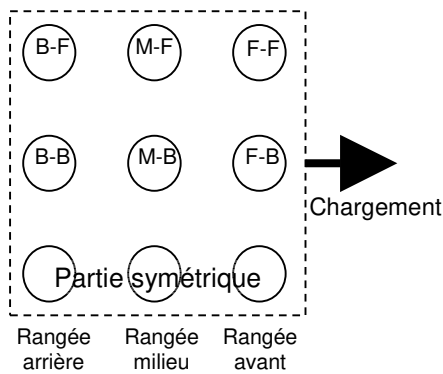


figure 1 - 15 : Dénomination des pieux dans le groupe [Wakai et al., 1999]

tableau 1 - 6: Valeurs de  $k^*$ ,  $m$  et  $n$  dans l'équation (1-35)

| Type d'essai             | Désignation du pieu (figure 1 - 15) | $k^*$ [kPa] | $m$   | $n$   |
|--------------------------|-------------------------------------|-------------|-------|-------|
| Pieu isolé libre en tête | -                                   | 106,        | 0,788 | 0,652 |
| Pieu isolé fixe en tête  | -                                   | 168         | 0,749 | 0,744 |
| Cas a-3                  | F-B                                 | 192         | 0,789 | 0,946 |
|                          | M-B                                 | 91,4        | 0,865 | 0,897 |
|                          | B-B                                 | 29,2        | 0,842 | 0,642 |
|                          | F-F                                 | 172         | 0,747 | 0,854 |
|                          | M-F                                 | 89,7        | 0,801 | 0,820 |
|                          | B-F                                 | 38,6        | 0,762 | 0,628 |
| Cas a-4                  | F-B                                 | 89,4        | 0,835 | 0,874 |
|                          | M-B                                 | 11,1        | 1,132 | 0,568 |
|                          | B-B                                 | 1,52        | 1,487 | 0,251 |
|                          | F-F                                 | 274         | 0,768 | 0,841 |
|                          | M-F                                 | 138         | 0,707 | 0,761 |
|                          | B-F                                 | 70,7        | 0,674 | 0,579 |

Il est intéressant de noter la représentation originale présentée par les auteurs pour ces profils de pression (figure 1 - 16). Ils sont déterminés dans 4 directions autour de chaque pieu du groupe. Ces directions faisant un angle  $\psi$  avec la direction du chargement ( $\psi = 0^\circ, 60^\circ, 120^\circ$  et  $180^\circ$ ). On visualise ainsi l'influence des pieux voisins.

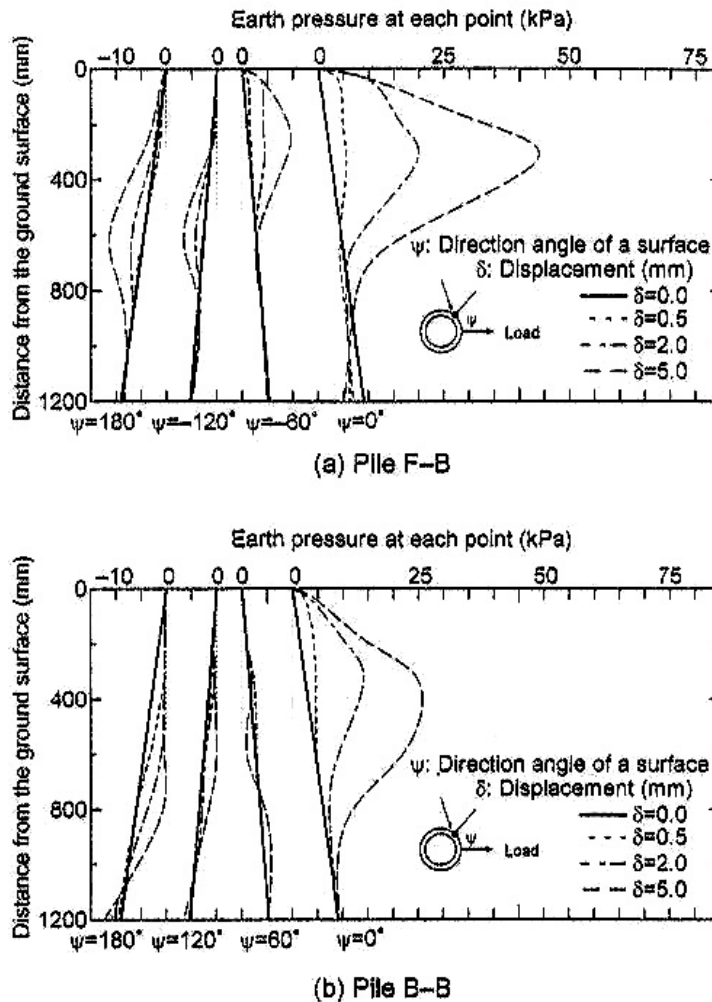


figure 1 - 16 : Composante horizontale de la pression de sol calculée pour chaque pieu du groupe 3x3 encastré en tête [Wakai et al., 1999]

Un essai sur un groupe prototype encastré en tête est ensuite étudié. Il a été réalisé par Saito et al. (1993). Il reprend la même configuration (3x3 pieux à  $s/B = 2,5$ ) que l'essai sur le groupe modèle. Les pieux sont constitués de tubes en acier, ils ont une fiche de 14,5 m, un diamètre de 32 cm et une épaisseur de 6,9 mm. Un essai sur pieu isolé est également réalisé. Les chargements réalisés sont cycliques.

Le massif de sol est non homogène, son profil géotechnique est établi. Dans un premier temps les paramètres utilisés pour la modélisation en éléments finis sont ajustés afin de reproduire la courbe de chargement de l'essai prototype. Cette démarche est choisie pour tenir compte des modifications dans les propriétés du sol dues au fonçage des pieux.

Finalement, la modélisation du groupe en éléments finis tient compte de ces ajustements de paramètres. Le maillage est également modifié pour représenter l'essai prototype.

La confrontation des résultats numériques et expérimentaux montre un bon accord pour les moments fléchissants et la partie initiale de la courbe de chargement. La répartition de l'effort sur

chaque pieu du groupe est calculée en termes de rapport de la charge relevée par pieu sur la charge appliquée au pieu F-F (figure 1 - 17). Pour les deux premiers chargements (figure 1 - 17, (a) et (b)), le calcul par éléments finis représente bien l'essai prototype. Pour les chargements suivants (figure 1 - 17, (c) et (d)), plus élevés, le calcul ne met pas en évidence l'effet de voûte observé pour l'expérience sur la rangée avant (le pieu central de la rangée reprend moins d'effort que les pieux sur les côtés). Les efforts repris calculés sont aussi plus importants sur les pieux milieu et arrière que ceux mesurés. Par contre, les moments fléchissants moyens établis par rangée sont comparables.

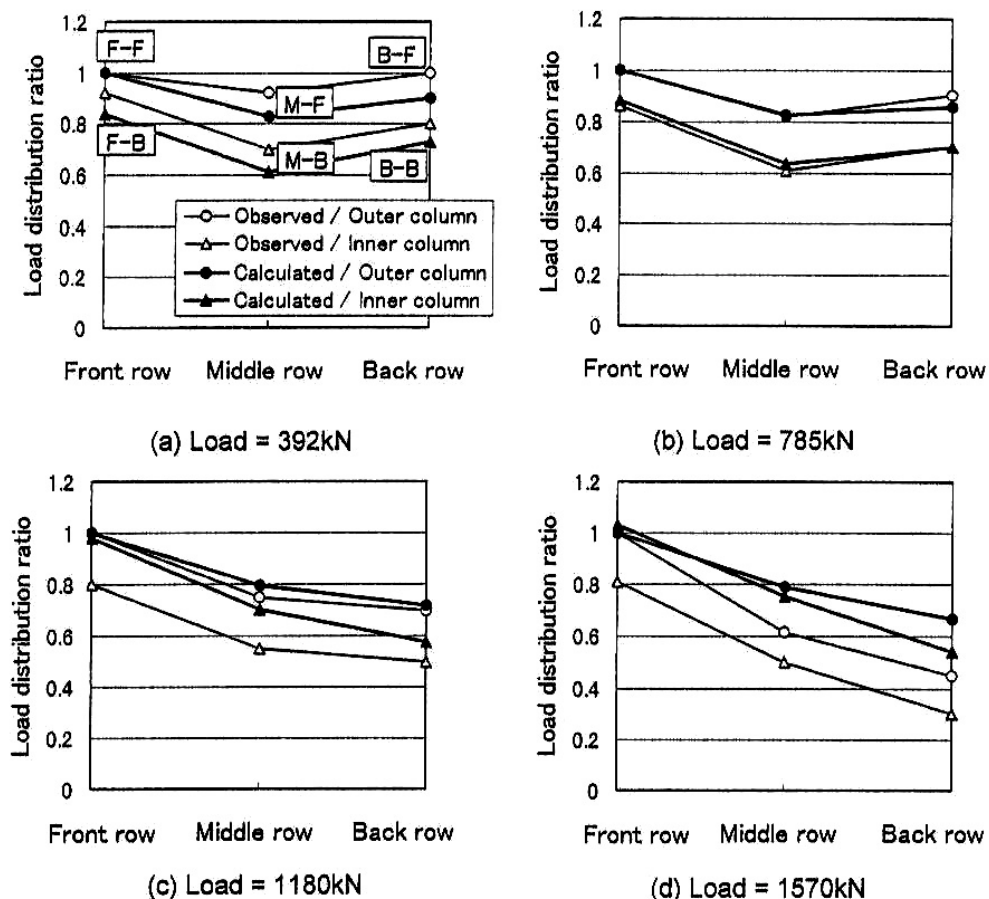


figure 1 - 17 : Répartition de l'effort sur chaque pieu du groupe [Wakai et al., 1999]

Deux réserves peuvent être posées sur l'étude présentée concernant :

- l'essai sur modèle qui n'est pas représentatif d'un prototype, aucune attention n'étant portée au respect des règles de similitudes ;
- pour le pieu isolé, la méthode utilisée pour caler la courbe de chargement du calcul avec l'expérience.

Cette étude est récente, il serait intéressant de faire une analyse plus poussée de ces différents essais et calculs. La présentation des résultats sur l'effet de groupe faite par les auteurs ne permet pas de quantifier l'effet sur les courbes  $P-y$ .



### **III.3. ESSAIS SUR SITES**

#### **III.3.1. Université de Houston**

Un groupe de 9 pieux a été mis en place sur le site de l'Université de Houston (figure 1 - 18).



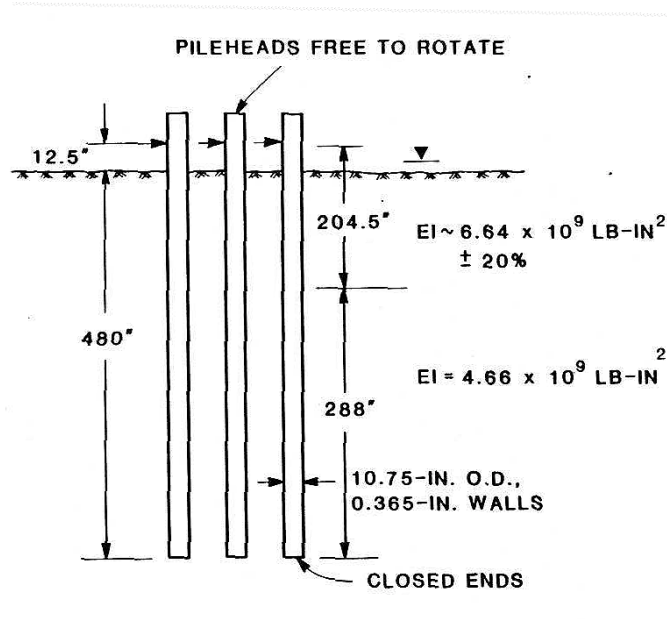
*figure 1 - 18 : Photographie du site test de l'Université de Houston.*

Un groupe de 9 pieux libres en tête a été foncé dans une argile très raide (figure 1 - 19). La géométrie du groupe est un carré où les pieux sont espacés d'axe en axe de 3 diamètres. Les pieux sont des tubes d'acier (rigidité de  $13,4 \text{ MN.m}^2$ ) de 27,3 cm de diamètre et de fiche 12,2 m. Ils ont été équipés de jauges de contraintes sur leur partie supérieure afin de mesurer les déformations dues au fléchissement. A proximité, un pieu isolé de mêmes caractéristiques mécaniques a également été foncé. Il sert de référence dans l'analyse des mesures. Le programme de chargement du groupe et du pieu référence a consisté en 5 séries de cycles, chaque cycle étant constitué de 100 à 200 chargements cycliques [Brown, 1985].

L'analyse de ces essais faite par Brown et al. [1987] mène aux principaux résultats suivants :

- le groupe se déplace en tête d'une quantité beaucoup plus importante que le pieu isolé référence pour un même effort appliqué ;
- la distribution de l'effort dans le groupe évolue très légèrement avec le nombre de cycles de chargement. On peut ainsi évaluer cette répartition à 40%-31%-29% respectivement sur les rangées avant, milieu et arrière en fin de premier cycle et à 38%-33%-29% à la fin du cycle 100 ;
- les moments fléchissants les plus importants se situent dans les pieux de la rangée avant. Une variation de profondeur du moment fléchissant maximum est notée, pour les pieux milieu et arrière cette profondeur est plus importante que pour les pieux avants ;
- la réaction ultime est obtenue rapidement pour les rangées intermédiaire et arrière, mais elle n'est pas atteinte pour la rangée avant.

Les coefficients multiplicateurs  $P_m$  établis pour ces essais sont donnés par Brown et Shie [1991]. Ils valent 0,7 , 0,6 et 0,5 sur le pieu avant, milieu et arrière respectivement, pour un déplacement du groupe de 3 cm (10% du diamètre environ), et 0,7 , 0,5 et 0,4 pour un déplacement de 5 cm (18% de  $B$ ).



*figure 1 - 19 : Configuration du groupe de pieux du site de l'Université de Houston (massif d'argile) d'après O'Neill et Dunnavant [1986].*

Les différents chargements réalisés précédemment sur le groupe n'ont pas altéré ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Un second programme d'essais [Morrison et Reese, 1986] a donc été entrepris en remplaçant en partie supérieure l'argile par du sable (figure 1 - 20). La profondeur d'excavation de l'argile est supérieure à 10 diamètres du pieu. La réponse des pieux au chargement est donc jugée uniquement tributaire de la réponse du sable. Le massif de sable reconstitué est homogène avec un poids volumique moyen de  $15,4 \text{ kN/m}^3$ , ce qui en fait un massif moyennement dense.

Des programmes de chargements cycliques ont été réalisés sur le groupe ainsi que sur le pieu isolé. Des conclusions identiques aux essais dans l'argile portent sur les courbes d'effort-déplacement du groupe par rapport au pieu référence. L'effet de groupe le plus significatif restant l'effet d'ombre sur les pieux derrière la rangée avant. Les auteurs notent en plus que l'effet de groupe est plus important dans le sable que dans l'argile. En termes de moments fléchissants, le pieu avant et le pieu référence ont le même comportement pour un même effort appliqué, alors que pour les pieux arrières et milieux les valeurs de moments sont réduites.

L'analyse des résultats est plus poussée que pour l'argile [Brown et al., 1988]. L'étude sur les courbes  $P$ - $y$  conduit notamment à la définition des coefficients de réduction  $f_m$  (équivalents au facteur multiplicateur  $P_m$  défini précédemment) par comparaison des valeurs moyennes de réaction du sol obtenues par rangée (figure 1 - 21). Pour la rangée avant, une valeur de 0,8 est obtenue, pour les autres rangées, ce coefficient est de l'ordre de 0,3-0,4 (figure 1 - 22). Ces valeurs de coefficients sont ensuite affectées au pieu isolé afin de reproduire la réponse du groupe. Une bonne correspondance est obtenue entre les courbes efforts-déplacements par pieu et les valeurs de moments maxima.

De nombreuses conclusions sont issues de ces deux séries d'essais de chargement cyclique d'un groupe de 9 pieux. Elles donnent une idée du comportement du groupe et des paramètres importants influençant sa réponse au chargement latéral.

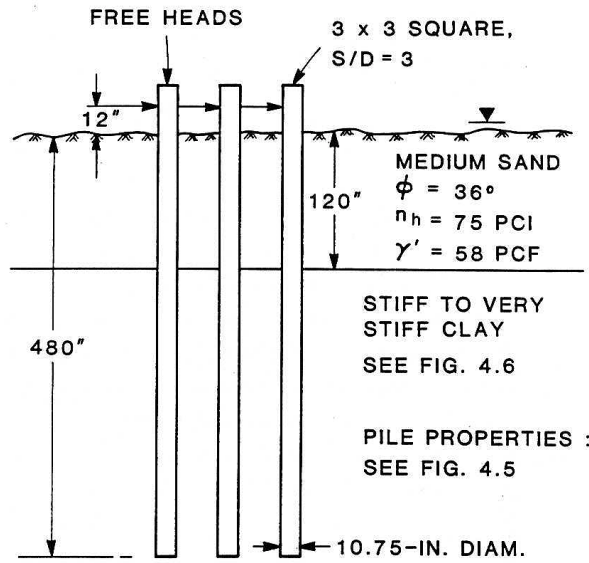


figure 1 - 20 : Configuration du groupe de pieux du site de l'Université de Houston (bicouche sable-argile) d'après O'Neill et Dunnavant [1986]

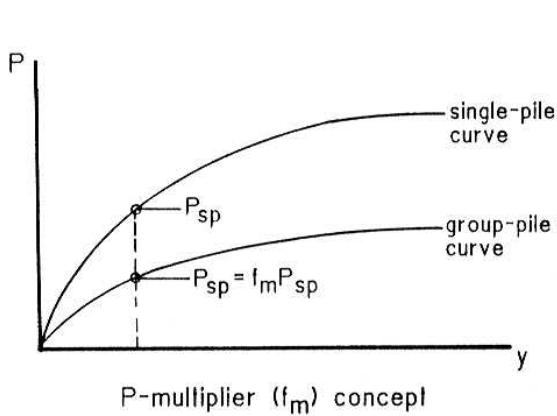


figure 1 - 21 : Définition du coefficient multiplicateur  $f_m$  (d'après Brown et al. [1988])

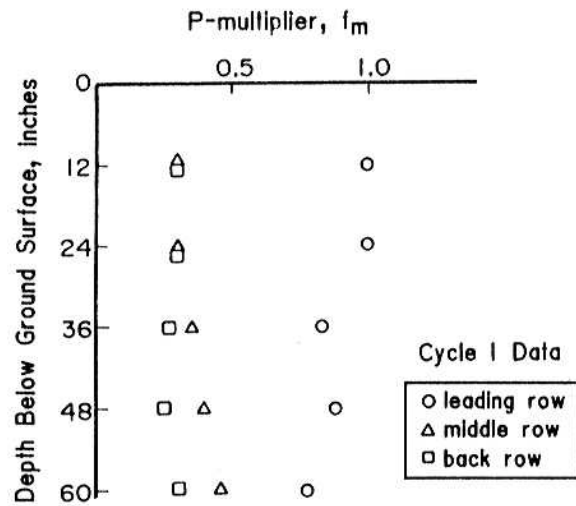


figure 1 - 22 : Valeurs du coefficient multiplicateur  $f_m$  en fonction de la profondeur (d'après Brown et al. [1988])



### III.3.2. Plancoët

Un premier essai de chargement latéral d'un pieu isolé a été réalisé en 1972 sur la station d'essai de Plancoët (Bretagne, France) [Baguelin et Jézequel, 1972].

Plus tard, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en collaboration avec l'Institut Français du Pétrole a procédé à la mise en place d'un groupe de pieux sur le site, en 1983. Le but recherché était l'étude de l'effet de groupe sous chargement latéral. Un programme intensif de chargements statiques et cycliques a ainsi été entrepris sur 6 pieux verticaux disposés en deux rangées espacées, entre axes, de 3 largeurs  $B$  et composées chacune de 3 pieux, espacés de 2 largeurs  $B$  (figure 1 - 23 et figure 1 - 24). Plus tard, en 1984-1985, on a testé un pieu isolé identique aux pieux du groupe. Plusieurs auteurs ont analysé les données de ces essais [Meimon et al., 1986 ; Hadjadji, 1993].

Une campagne de reconnaissance a permis d'établir le profil géotechnique du massif de sol concerné (figure 1 - 24). Une première couche d'argile très plastique de 1 m d'épaisseur, suivie d'une seconde couche d'argile peu plastique de 4 m d'épaisseur, surmontent une couche de sable de 4 m d'épaisseur. Le pieu est donc fiché dans un bicouche argile sable.

Les pieux sont des poutrelles en acier sur lesquelles ont été fixées deux plaques latérales en acier. La section est donc rectangulaire de largeur frontale  $B = 0,284$  m et de hauteur  $h = 0,27$  m. La longueur  $L$  du pieu est de 9 m et sa fiche en sol  $D$  de 6,5 m. Dans les deux essais (isolé et groupe), les pieux ont été mis en place par battage.

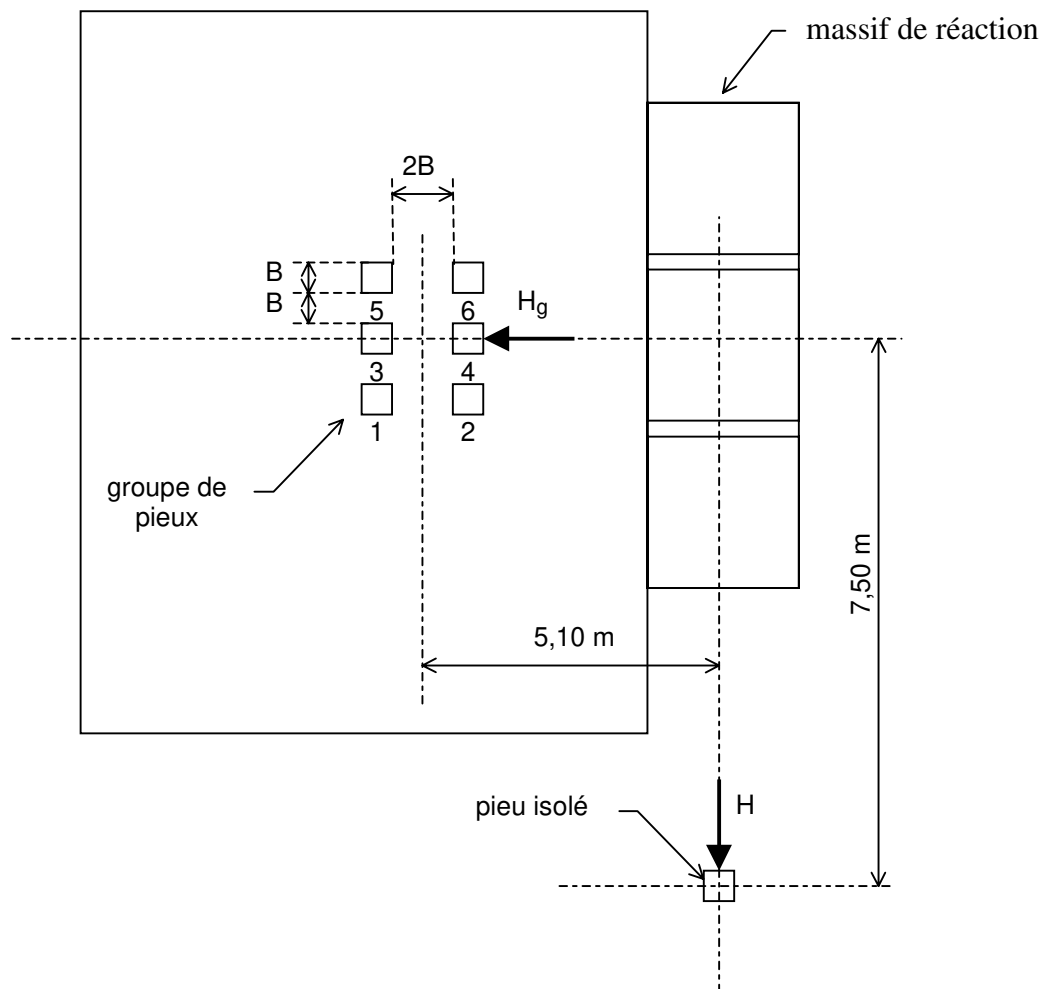


figure 1 - 23 : Site de Plancoët. Disposition du groupe et du pieu isolé (d'après Jézequel [1984])

Le pieu isolé est équipé de 28 paires de jauges de contraintes espacées de 0,25 m les deux premières paires étant hors sol. Pour certains essais, un inclinomètre a été utilisé pour mesurer les pentes et en déduire les déformées des pieux. Dans le groupe, pour des raisons de symétrie, seuls les pieux 1, 2, 3 et 4 ont été instrumentés dans la même configuration. Les pieux 5 et 6 ne sont équipés que de trois paires de jauges en tête pour obtenir l'effort repris par le pieu ainsi qu'à 1,25 m de profondeur où on suppose situés les moments fléchissants maxima.

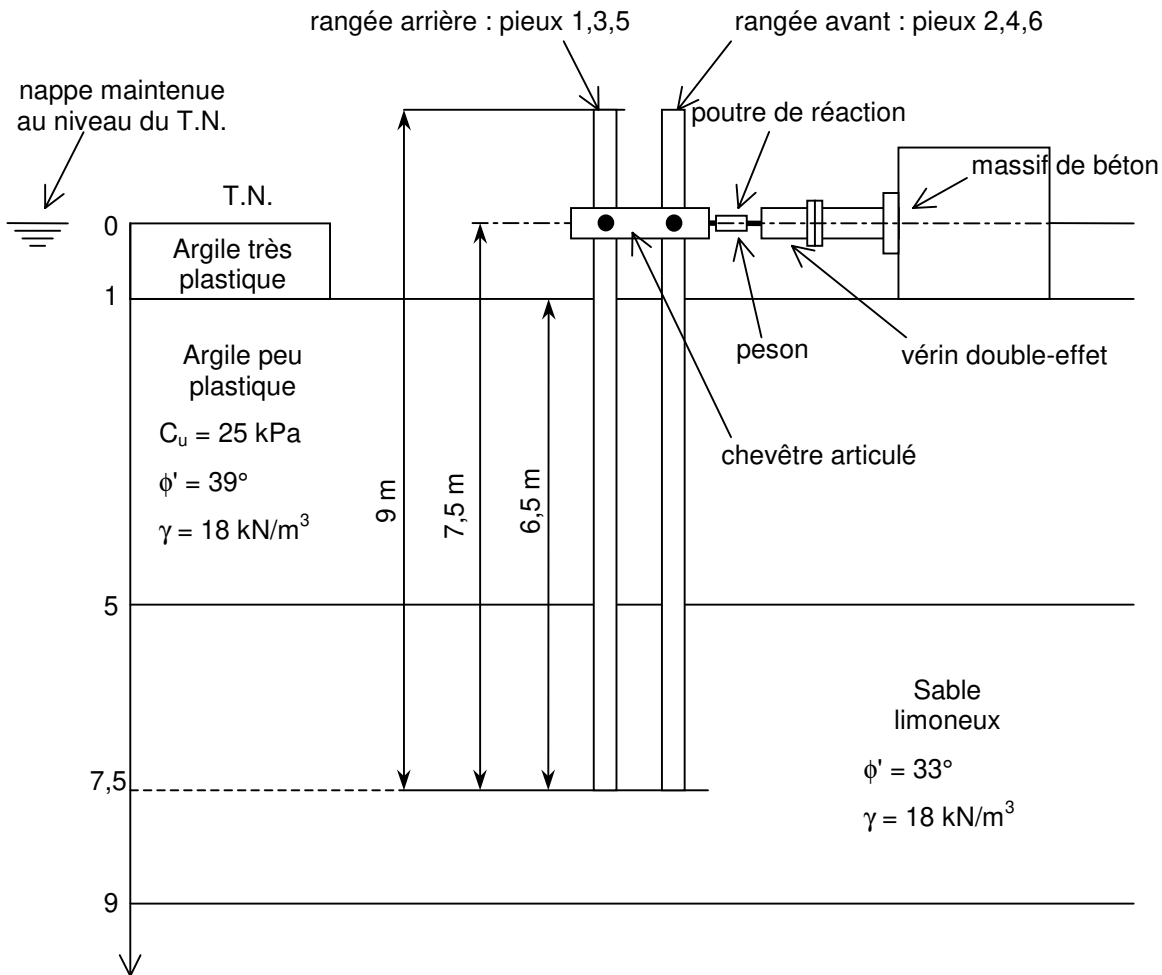


figure 1 - 24 : Coupe schématique du groupe de pieux du site de Plancoët, description du massif de sol et du dispositif de chargement (d'après Jézequel [1984]).

Le comportement du pieu isolé a été étudié à partir des données de moments fléchissants [Jézequel et Saintilan, 1986 ; Hadjadji, 1993]. Le programme SLIVALIC5 développé au L.C.P.C. [Degny, 1985] a été retenu. Il calcule les profils d'efforts tranchants et de réactions du sol par lissage par spline quintique puis double dérivation des moments. Pour obtenir des déplacements, les moments fléchissants ont été lissés par un polynôme de degré 7. Puis ils ont été intégrés deux fois en prenant pour hypothèses d'intégration :

- que la rotation du pieu en pointe est nulle,
- que le déplacement du pieu est nul à la profondeur où la réaction du sol est nulle.

Un calcul PILATE utilisant les courbes  $P-y$  définies par Ménard (ou le Fascicule 62) a permis de caler le comportement du pieu sous chargement statique [Hadjadji, 1993].

Les conclusions suivantes ont été établies :

- la courbe de réaction de Ménard doit être limitée à la pression de fluage ;
- la valeur du module de réaction  $E_S$  préconisée par Ménard doit être divisée par 3.

La même méthode d'exploitation des données expérimentales a été adoptée pour l'étude du groupe de 6 pieux [Hadjadji, 1993]. La rangée de pieux avant reprend plus d'effort que la rangée arrière : c'est l'effet d'ombre. Dans une même rangée, le pieu central reprend moins d'effort : c'est l'effet de voûte. La méthode de prévision Ménard a également été utilisée pour le calcul du groupe avec le logiciel GOUPIL [Degny et Romagny, 1989]. Le calage avec la réponse expérimentale en essai statique a nécessité plusieurs calculs testant diverses hypothèses de modifications des courbes  $P$ - $y$  de Ménard. On retiendra :

- un facteur  $P_m$  sur les pressions de 0,9 sur la rangée avant, de 0,4 sur la rangée arrière et un coefficient  $Y_m$  de 1,4 sur les déplacements des deux rangées conduisent à une bonne approximation des déplacements ;
- pour obtenir les déplacements horizontaux absolus, les courbes  $P$ - $y$  sont limitées à la pression de fluage et les modules de réactions sont divisés par 5 pour la rangée avant et par 7 pour la rangée arrière.

Le groupe de pieux a subi de nombreux chargements au cours de son histoire. Les réductions purement empiriques proposées sont donc spécifiques au site. Hadjadji [1993] précise également que la base expérimentale est limitée (2 niveaux de charges) et que ces chargements sont faibles, le sol restant en comportement élastique.

### **III.3.3. Roosevelt bridge**

Les chercheurs de l'Université de Floride mènent depuis 1994 un programme intensif de chargement latéral de groupes de pieu. On présente ici l'étude d'un groupe de pieux composant la fondation d'une pile du pont "Roosevelt Bridge", à Stuart en Floride [Townsend, 1997 ; Ruesta, 1998]. Des essais en centrifugeuses reprenant cette configuration ont également été entrepris (§ III.4.3). Les objectifs sont d'évaluer un programme de calcul (FLPIER), de déterminer des facteurs à appliquer aux courbes de réaction  $P$ - $y$  pour prendre en compte l'effet de groupe et d'évaluer des méthodes d'investigation in situ permettant de définir les courbes  $P$ - $y$ .

Le site test est immergé sous 2 mètres d'eau. Il est composé de deux couches bien définies de sol sans cohésion. La première couche en surface (de 3 à 4,5 m) est constituée de sable fin légèrement limoneux avec une résistance à la pénétration définie par des valeurs de  $N$  entre 2 et 14 (sable lâche) et un angle de frottement  $\phi$  de 30° à 38°. La couche plus profonde est également formée par du sable avec une légère cohésion ( $N$  entre 11 et 35,  $\phi$  entre 40° et 46°).

Le groupe de pieux sujet de l'étude est composé de 16 pieux fonnés en carré 4x4 avec un entre axe de 3 diamètres. Le chargement du groupe est possible en utilisant une autre fondation de pile comme réaction (figure 1 - 25). Finalement 3 essais de chargement statique ont été réalisés : sur un pieu isolé, sur le groupe de 16 pieux encastrés en tête (6 pieux instrumentés) servant de réaction pour le dernier essai sur le groupe de 16 pieux libres en tête (10 pieux instrumentés).

Quelques pieux sont instrumentés de jauges de déformations (sur 9 niveaux séparés de 0,91 m à partir de la surface) mais aussi pour certains d'inclinomètres.

On observe que les comportements des deux rangées avant sont proches et ceux des deux rangées suivantes aussi. En fin de chargement, les pieux avant reprennent un effort moyen de 270 kN, et les pieux arrières un effort moyen de 220 kN. On peut ainsi estimer la répartition de l'effort total de 28% sur les deux rangées avant et de 22% sur les rangées arrière. L'efficacité du groupe est de 0,8.

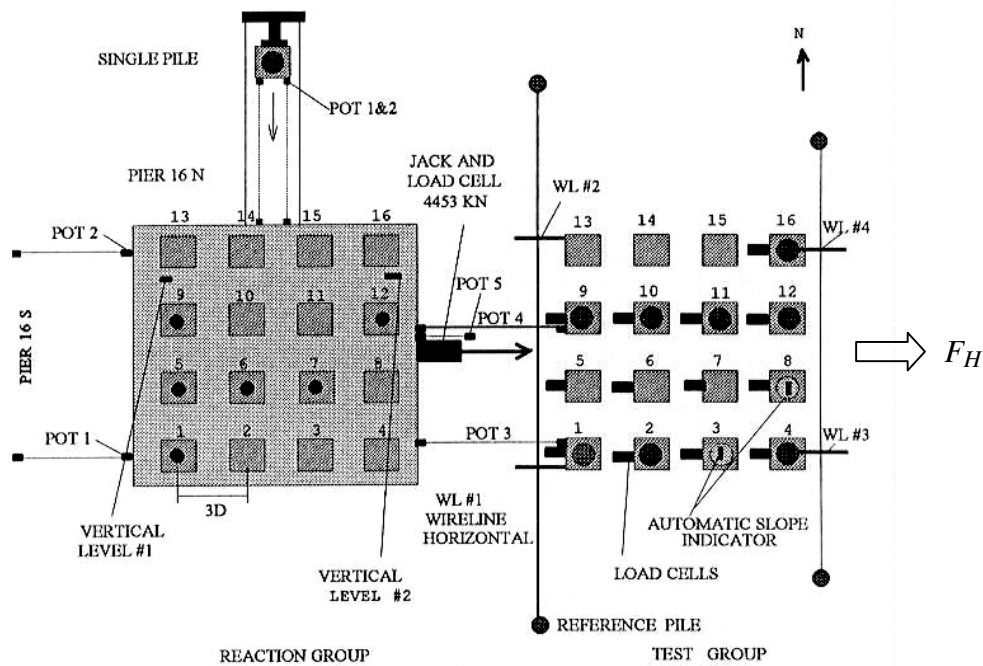


figure 1 - 25 : Configuration du site test pour le chargement latéral du pieu isolé et du groupe de 16 pieux [Ruesta et Townsend, 1998].

Préalablement aux essais de chargement, une reconnaissance de sol (au pressiomètre, au pénétromètre et au dilatomètre) a été réalisée dans une zone de terrain proche des groupes après la mise en œuvre des pieux. Le remaniement du sol ne peut pas être quantifié. Les données issues de cette campagne permettent cependant de construire les courbes de réaction  $P$ - $y$  d'après les méthodes de Reese et al. [1974], O'Neill et Murchison (1983), Gabr et Borden (1988) et Robertson et al. (1989). Les courbes  $P$ - $y$  peuvent également être calculées à partir des résultats des essais de chargement. Les profils de moments fléchissants obtenus sont lissés par des polynômes de degré 3 par la méthode de régression des moindres carrés. Les déplacements  $y$  sont calculés par double intégration de ces profils (les données des inclinomètres servant de constantes d'intégration), et les réactions du sol  $P$  par double dérivation des moments.

La réponse du pieu isolé est calculée avec le logiciel FLPIER [McVay et al., 1996] utilisant les courbes  $P$ - $y$  définies. Une bonne correspondance avec la courbe de chargement expérimentale est obtenue pour la majorité des méthodes de construction des courbes  $P$ - $y$ . Celle de Reese et al. [1974] est cependant conservée, elle donne une bonne estimation de la pression limite, mais elle tend à sous-estimer le module de réaction du sol.

Sur cette base, des coefficients multiplicateurs  $P_m$  sont appliqués aux courbes de réaction du pieu isolé pour reproduire la courbe de chargement de chaque pieu du groupe libre en tête. Après essais et tâtonnements, des valeurs moyennes par rangée sont proposées : 0,8 - 0,7 - 0,4 - 0,3 (figure 1 - 26). Enfin le concept précédent est généralisé à tout le groupe pour les pieux instrumentés. La figure 1 - 27 présente les valeurs de coefficients  $P_m$  obtenus ainsi que l'ordre de fonçage des pieux. On observe que les valeurs ne sont pas constantes par rangée du fait de l'ordre de mise en place des pieux ou d'un effet de voûte. Cependant l'écart de ces valeurs par rapport à la valeur moyenne par rangée est faible.

Les valeurs de  $P_m$  proposées sont du même ordre que celles avancées par Brown et al. [1988] ou par McVay et al. [1994] à partir des résultats d'essais centrifugés.

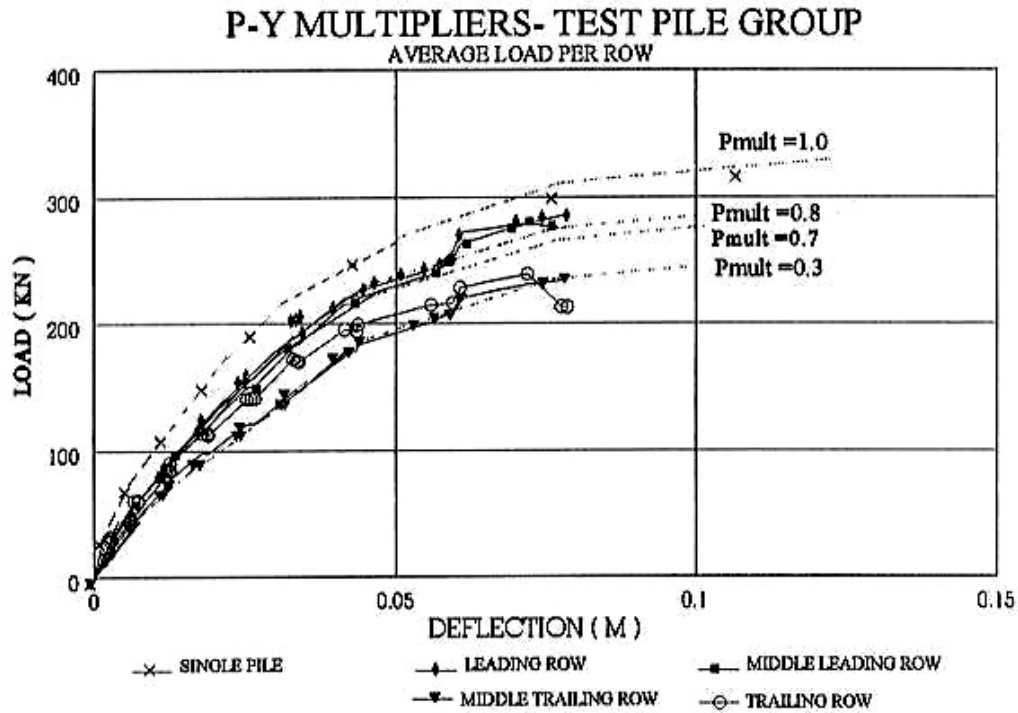


figure 1 - 26 : Courbes de chargement du pieu isolé ajustées par des coefficients  $P_m$  aux courbes de chargement des rangées du groupe de 16 pieux libres en tête [Ruesta et al., 1998]

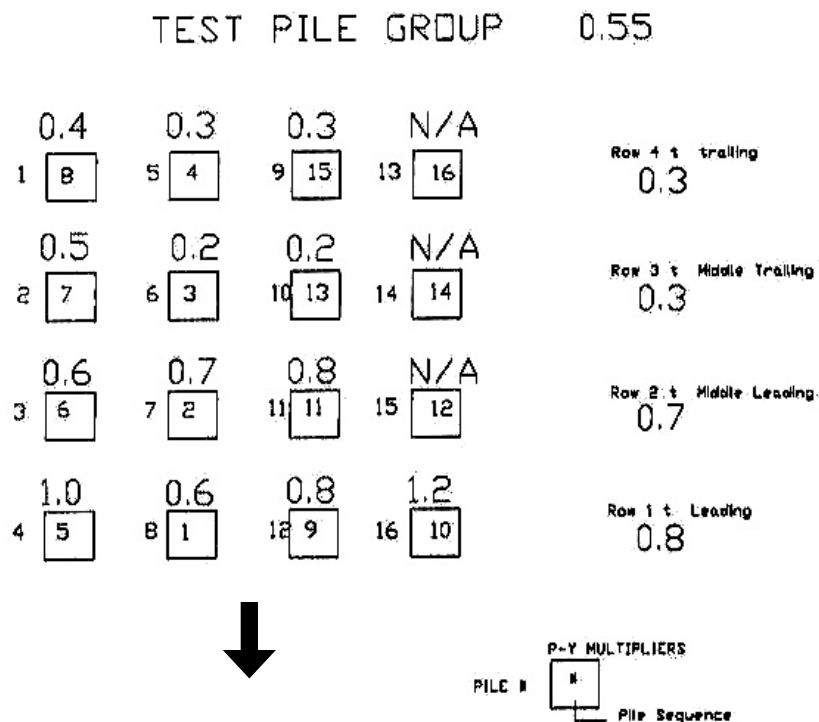


figure 1 - 27 : Séquence de fonçage des pieux et distribution des coefficients  $P_m$  dans le groupe [Ruesta et al., 1998]

### **III.3.4. Salt Lake International Airport**

Toujours dans le but d'améliorer les connaissances sur le comportement d'un groupe de pieux sous charge latérale, plusieurs essais de chargement cycliques et statiques ont été réalisés sur un groupe de 3x3 pieux à l'aéroport de Salt Lake City. Rollins et al. [1998] présentent les résultats des essais statiques.

Le groupe comprend 9 pieux espacés entre axes de 3 diamètres (figure 1 - 28). Un pieu isolé a aussi été foncé à proximité du groupe à une distance de 1,8 m (environ 6 diamètres). Les pieux sont des tubes en acier clos à leur extrémité. Ils ont un diamètre de 0,305 m, une épaisseur de 9,5 mm et sont fichés jusqu'à une profondeur de 9,1 m. L'ordre de mise en place est indiqué par les nombres sur la figure 1 - 28.

Le groupe est complètement instrumenté. A chaque pieu sont fixés un capteur de déplacements (LVDT) et un capteur de force. On peut ainsi acquérir la courbe de chargement de chaque pieu. Les pieux sont également instrumentés de 8 niveaux de jauges de déformation et d'un inclinomètre. Le pieu isolé est instrumenté de la même façon.

Une intensive campagne de prospection géotechnique a permis d'établir le profil du massif de sol comprenant le groupe. En partie supérieure, il consiste en des couches d'argiles et de limons recouvrant une couche de sable. L'argile est surconsolidée et le sable est dense à très dense. La nappe est au niveau de la surface pendant l'essai.

Le chargement statique a consisté en plusieurs paliers maintenus pendant dix minutes afin de stabiliser le groupe et d'obtenir suffisamment d'informations.

L'analyse des courbes de chargement globales montre que les déplacements du groupe sont 2 à 2,5 fois supérieurs à ceux du pieu isolé. Par pieu, les courbes effort-déplacement montrent que les pieux du groupe reprennent moins d'effort que le pieu isolé. Dans une même rangée, il n'est pas mis en évidence de différence notable. On considère donc une charge moyenne par rangée rapportée à la charge du pieu isolé correspondant à un même déplacement (figure 1 - 29). On observe que la rangée arrière reprend plus d'effort que la rangée intermédiaire ce qui est plutôt en contradiction avec les résultats généralement rencontrés. A déplacement équivalent, la rangée avant reprend ainsi 80% de la charge du pieu isolé, la rangée du milieu 50% et la rangée arrière 60%. Si on analyse cette répartition pour un effort appliqué au groupe, il se répartit à 42% sur la rangée avant, à 26% sur la rangée milieu et à 32% sur la rangée arrière.

Les acquisitions des jauges placées le long des pieux permettent d'établir les profils de moments fléchissants. Ceux de la rangée avant sont de 15 à 21% supérieurs à ceux des rangées suivantes. Les moments maxima sont observés à des profondeurs de 4, 10 et 8 diamètres de profondeurs pour les rangées avant, milieu et arrière respectivement.

A partir des propriétés géotechniques, deux profils du sol sont établis, l'un est fidèle aux données géotechniques du site, l'autre va dans le sens de la sécurité en sous estimant les qualités du sol. Les courbes de réaction  $p-y$  liées à ces profils sont construites d'après les équations développées par Matlock [1970], pour les couches d'argile, et par Reese et al. [1974], pour les couches de sable.

La réponse du pieu isolé est alors calculée par le programme LPILE (Reese et Wang, 1994). Pour le groupe, des facteurs  $P_m$  sont établis et intégrés dans le programme GROUP (Reese et al., 1996). Les valeurs sont ajustées jusqu'à obtenir une bonne correspondance entre les courbes de chargement expérimentales et calculées. Finalement des valeurs de  $P_m$  égales à 0,6-0,4-0,4 sont gardées pour les rangées avant, milieu et arrière respectivement.

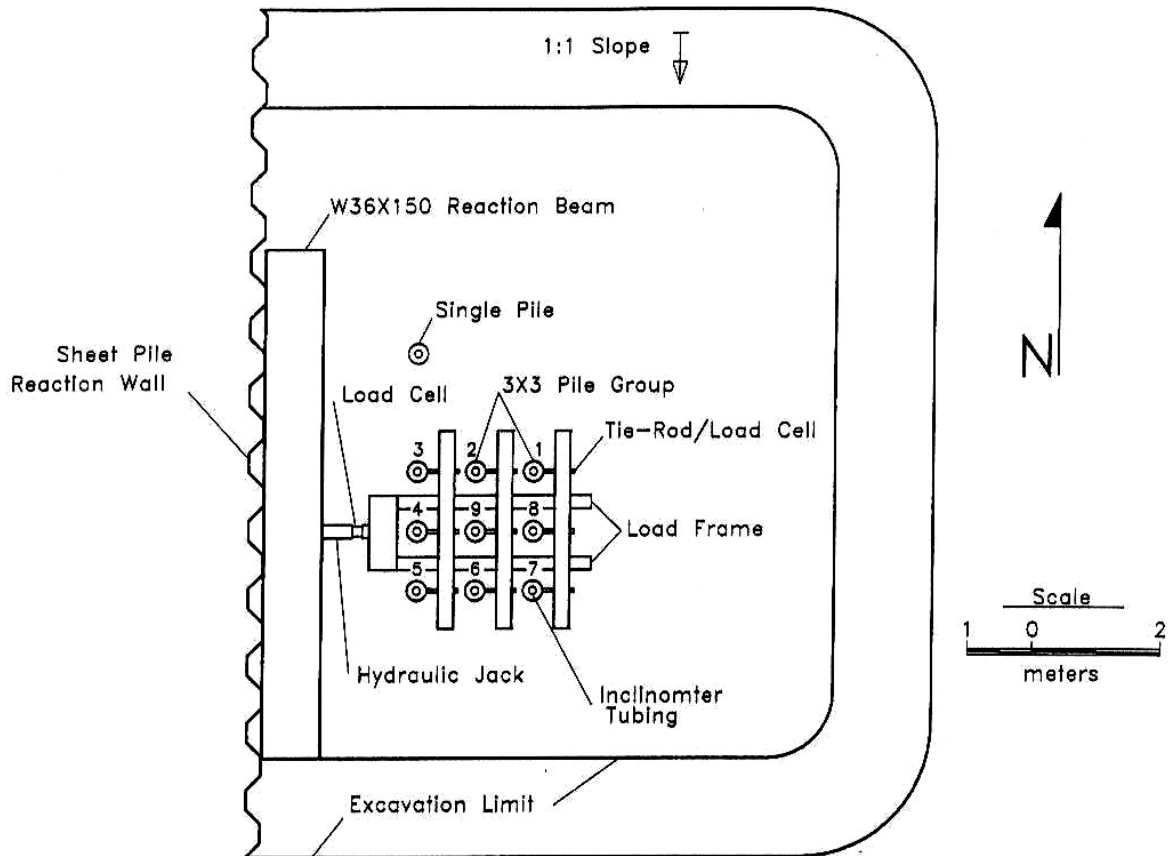


figure 1 - 28 : Vue plane du site test de l'aéroport international de Salt Lake [Rollins et al., 1998]

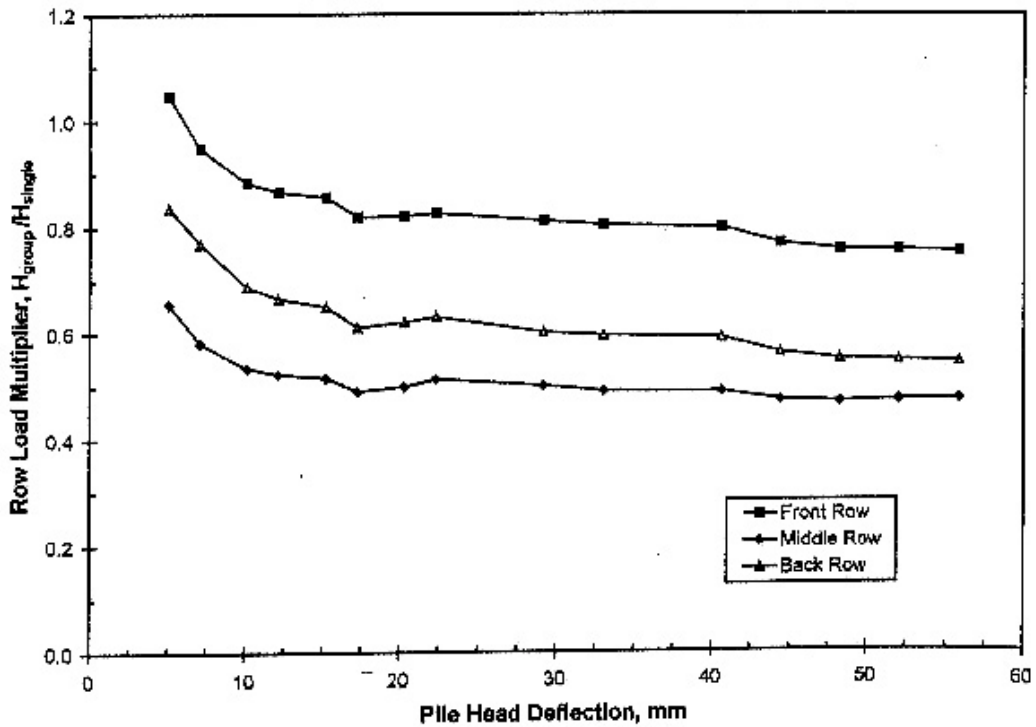


figure 1 - 29 : Rapport de la charge moyenne par rangée par la charge appliquée au pieu isolé en fonction du déplacement latéral en tête du pieu.

### **III.4. EXPERIENCES EN CENTRIFUGEUSES**

#### **III.4.1. Mezazigh [1995]**

Cette étude entre dans le cadre d'un programme intensif de recherches menées avec la centrifugeuse du LCPC sur le comportement des pieux sous charges latérales. Mezazigh [1995] a ainsi pu s'appuyer sur plusieurs études pour élaborer le matériel instrumental et notamment les pieux modèles.

Levacher [1989] a été le premier à apporter ses analyses et réflexions. Il fait un état de l'art en matière de dimensionnement des pieux et propose les premières configurations d'essais de chargement latéral de pieux. Ces travaux ont permis la réalisation d'essais [Garnier et al., 1989] interprétés en termes de courbes de déflexion-effort latéral et mettant en évidence la nécessité de mesurer les moments de flexion dans les pieux.

Sur cette base, la première étude a été réalisée dans la thèse de Bouafia [1990]. La difficulté de recueillir les moments fléchissants le long du pieu vient principalement de l'instrumentation du pieu modèle en jauges de déformation le long de son fût. Les deux pieux modèles simulaient les pieux d'essai du site du Rheu de 5 m de fiches et de 0,5 et 0,9 m de diamètre. Le premier pieu souple ( $B = 28$  mm,  $l = 392$  mm) a été testé sous 17,8g d'accélération et le second rigide ( $B = 45$  mm,  $l = 350$  mm) sous 20g. Les jauges en demi-pont étaient collées à l'extérieur d'un tube en aluminium AU4G, sur deux génératrices diamétralement opposées.

Le problème principal rencontré réside dans la détermination des conditions aux limites. En effet, en pied, le chargement latéral d'un pieu court et rigide entraîne des déplacements et des efforts importants. Si les déplacements peuvent être mesurés par un capteur enfoui dans le sol, les efforts (effort tranchant et moment) quant à eux ne sont pas mesurables expérimentalement. L'acquisition des moments fléchissants permet l'obtention des courbes  $P-y$ , après double intégration et double dérivation. Les incertitudes sur les conditions limites en pied ne permettent pas de calculer l'équilibre statique du pieu à partir des profils de pression et d'effort tranchant obtenus. On ne peut donc pas valider directement la démarche d'interprétation.

Poursuivant et complétant les travaux de Bouafia, Mezazigh [1995] devait donc s'attacher à surpasser les problèmes de modélisation expérimentale et d'acquisition pour s'affranchir des incertitudes pour l'interprétation. Des pieux plus souples ont été choisis et le nombre de jauges a été porté à 20.

Ceux-ci sont constitués de tube d'aluminium AU4G de 18 mm de diamètre et de 360 mm de longueur. Ils modélisent à 40g un pieu prototype de diamètre  $B = 0,72$  m, de fiche  $D = 12$  m et de raideur  $EI = 514$  MN.m<sup>2</sup>. Ils sont équipés le long de la fiche de 20 paires de jauges de déformations montées en demi-pont. Celles-ci permettent après calibration du pieu, l'obtention des moments fléchissants.

Cochard [1996] reprenant diverses classifications a confirmé l'aspect souple de ce pieu.

Le massif de sol expérimental est constitué de sable de Fontainebleau. Le sable est mis en place dans un conteneur (120x80x360) par pluviation sèche. Deux densités de 16,2 et 15,5 kN.m<sup>-3</sup> sont reproduites.

Les travaux de Mezazigh a permis l'étude de l'effet de la proximité d'un talus sur les courbes de réaction  $P-y$ . Des coefficients réducteurs à appliquer aux courbes du pieu en sol à surface horizontale ont pu être proposés pour rendre compte de la présence d'un talus.



Un programme expérimental a également consisté à l'étude du chargement latéral de pieux isolés et de couples.

Les pieux sont toujours libres en tête, l'effort repris par pieu est déduit du moment fléchissant mesuré à la surface du massif. Le paramètre principal est l'entre axe  $s$  entre les pieux ( $s$  variant de 2 à  $8B$ ). Le mode de mise en place, l'ordre de mise en place et la densité du massif ont également été étudiés.

Les pieux sont mis en place à 1g. Une première technique consiste à suspendre le pieu au-dessus du conteneur vide et de procéder à une pluviation sèche du sable autour du pieu. Le pieu est dit "foré". Une seconde technique consiste à battre le pieu dans le massif de sable reconstitué à l'aide d'une masse guidée de 695 g. Enfin un dernier mode de mise en place fonce le pieu par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique. Les pieux sont dits "vérinés".

Concernant la mise en place des groupes dans le massif de sable, deux conclusions sont émises :

- l'ordre de mise en place des pieux (avant ou arrière en premier) a peu d'influence sur les courbes de chargement des couples ;
- le vérinage et le battage ne permettent pas de mettre en évidence un effet de groupe significatif.

L'étude a donc principalement porté sur les couples de pieux "forés".

Les courbes de chargements des couples sont comparées à celle du pieu isolé qui sert de référence. L'efficacité  $e$  du couple est calculée (tableau 1 - 7).

$$e = \frac{\text{effort appliqué au groupe pour un déplacement donné}}{2 \times \text{effort appliqué au pieu isolé pour le même déplacement}} \quad (1 - 36)$$

La répartition de l'effort dans le couple est également déterminée (tableau 1 - 8).

Les courbes de réaction du pieu isolé sont calculées à partir des données des moments fléchissants expérimentaux. Utilisant le logiciel SLIVALIC5 [Degny, 1985], Mezazigh obtient après double dérivation des moments les profils d'effort tranchant et de réaction du sol. Les profils de moments sont ensuite intégrés deux fois pour obtenir les profils de déplacements latéraux du pieu. Les constantes d'intégration sont déduites des deux déplacements mesurés en tête, on s'assure aussi de la correspondance entre les profondeurs des points de réaction nulle et de déplacement nul.

*tableau 1 - 7 : Efficacité du groupe de pieux foré [Mezazigh, 1995]*

| Espacement relatif $s/B$ | Efficacité du groupe (%) |
|--------------------------|--------------------------|
| 2                        | 72                       |
| 4                        | 87                       |
| 6                        | 96                       |
| 8                        | 99                       |

*tableau 1 - 8 : Répartition de la charge totale sur les deux pieux du couple [Mezazigh, 1995]*

| Espacement relatif $s/B$ | Taux de la charge reprise par le pieu avant (%) | Taux de la charge reprise par le pieu arrière (%) |
|--------------------------|-------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| 2                        | 60                                              | 40                                                |
| 4                        | 56                                              | 44                                                |
| 6                        | 52                                              | 48                                                |
| 8                        | 50                                              | 50                                                |

Si la cohérence mathématique de la démarche est vérifiée, on peut par contre émettre des réserves sur les déplacements calculés en pied du pieu. Ils paraissent très importants si on considère que les pieux sont longs et flexibles (de l'ordre de 10% du déplacement en tête pour le pieu arrière et de 20% pour le pieu avant, figure 1 - 30). Les deux conditions limites posées pour l'intégration mènent donc à surestimer les déformées du pieu en profondeur. Toutefois, cette surestimation affecte probablement peu la réponse du pieu en surface, au-dessus du point de rotation, dans la zone où sont étudiées les courbes de réaction.

L'analyse des courbes  $P$ - $y$  est aussi réalisée pour les pieux en couple. Les courbes de réaction obtenues montrent une forte interaction entre le pieu avant et le pieu arrière pour de faibles espacements ( $2B$  et  $4B$ ). Analysée en termes de réduction des réactions, cette interaction se traduit par des rapports du pieu arrière au pieu avant inférieurs à 1 (tableau 1 - 9).

Finalement, après ajustement de ces résultats, des coefficients de réduction sont proposés pour prendre en compte l'effet de groupe sous chargement latéral. Ceux-ci portent sur les réactions du sol pour le pieu arrière mais aussi pour le pieu avant (tableau 1 - 10).

*tableau 1 - 9: Coefficients de réduction des courbes P-y pour prendre en compte l'effet de groupe ( $P/P_{ref}$ ) [Mezazigh, 1995]*

| Espacement relatif $s/B$ | $r$ [%]    |              |
|--------------------------|------------|--------------|
|                          | Pieu avant | Pieu arrière |
| 2                        | 98         | 51           |
| 4                        | 108        | 75           |
| 6                        | 112        | 96           |
| 8                        | 115        | 109          |

*tableau 1 - 10 : Coefficients de réduction des courbes P-y après correction de l'essai référence ( $P/P_{ref}$ ) [Mezazigh, 1995]*

| Espacement relatif $s/B$ | $r$ [%]    |              |
|--------------------------|------------|--------------|
|                          | Pieu avant | Pieu arrière |
| 2                        | 85         | 44           |
| 4                        | 94         | 65           |
| 6                        | 97         | 83           |
| 8                        | 100        | 95           |

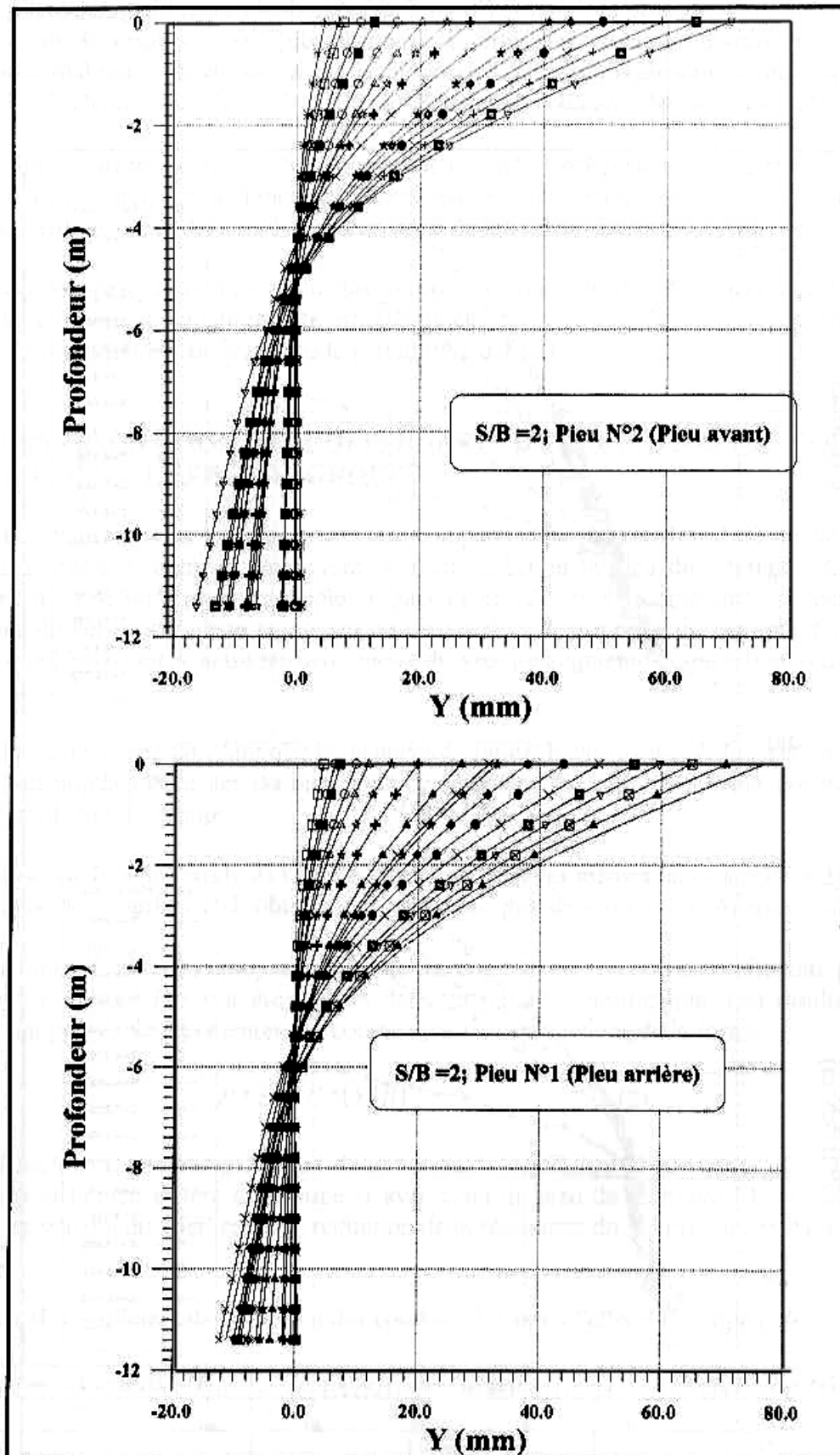


figure 1 - 30 : Profils de déplacements des pieux avant et arrière dans un couple à  $s/B = 2$  (d'après Mezazigh [1995])

### III.4.2. Université de Floride

L'équipe de la centrifugeuse de l'Université de Floride mène depuis 1991 des études sur les groupes de pieux.

Dans un premier temps un dispositif pneumatique a été développé pour fonder en vol des groupes de pieux verticaux [Bloomquist et al., 1991] ou inclinés [McVay et al., 1996]. Les pieux mis en place ont une capacité axiale de 50% supérieure aux pieux mis en place à 1g [Feld et al., 1994]. Cette approche permet de reproduire un mode de mise en place plus représentatif des conditions du prototype. Des études peuvent alors être conduites sur les groupes de pieux ainsi mis en place.

Sur ces bases, des programmes de chargement latéral de groupes de 3x3 pieux espacés de  $3B$  et  $5B$  ont été menés.

Le massif de sol expérimental est un sable Reid-Bedford. Le sable est mis en place par pluviation sèche dans un conteneur cylindrique de 0,302 m de diamètre et de 0,305 m de hauteur [McVay et al., 1994]. Deux poids volumiques de  $14,51 \text{ kN/m}^3$  et de  $15,18 \text{ kN/m}^3$  ont été utilisés pour étudier l'influence de la densité, représentant respectivement un sol moyennement lâche ( $Dr = 33\%$ ) et un sol moyennement dense ( $Dr = 55\%$ ).

Les pieux au  $1/45^{\text{ème}}$  (donc testés à 45g) de 1 cm de diamètre et de 24,5 m de fiche modélisent un pieu prototype de diamètre  $B = 0,45 \text{ m}$ , avec une fiche de 11,1 m et une raideur  $EI$  de  $72,1 \text{ MN.m}^2$ . Ils ont été conçus pour pouvoir reproduire l'essai de Brown et al. [1988].

Les pieux sont libres en tête. Seuls sont mesurés l'effort total appliqué, l'effort repris par pieu et le déplacement au point de chargement.

La réponse globale des groupes ainsi que la réponse de chaque pieu au chargement latéral est déterminée. Pour le groupe avec un espacement de  $3B$ , pour le sol moyennement dense, la répartition de l'effort est de 41%, 32% et 27 % respectivement pour les rangées avant, milieu et arrière, et de 37%, 33% et 30 % pour le sol moyennement lâche. Pour le groupe avec espacement de  $5B$ , la répartition est de 36%, 33% et 31% dans le premier cas et de 35%, 33% et 31%.

L'efficacité du groupe est constante quels que soient la densité du massif et le niveau d'effort appliqué. Pour l'espacement de  $3B$ , elle est de 0,74, pour  $5B$  elle est de 0,93.

L'étude est poursuivie afin de déterminer les courbes de réaction pour chaque rangée [McVay et al., 1995].

Dans un premier temps, la réponse du pieu isolé est étudiée. Par un calcul avec le logiciel COM624P (1993) utilisant la courbe  $P$ - $y$  définie par Reese et al. [1974], les auteurs calent la réponse effort-déplacement.

Suivant cette méthode, la réponse du groupe et de chaque rangée est en affectant aux courbes de réaction  $P$ - $y$  un coefficient de réduction sur les réactions. Les valeurs obtenues sont regroupées dans le tableau 1 - 11.

Ainsi pour l'espacement de  $3B$ , la rangée avant n'a pas le comportement d'un pieu isolé en particulier si le sable est lâche. Les comportements des rangées milieu et arrière sont distincts. Les coefficients de réduction sont proches (de l'ordre de 0,4). Dans l'ensemble, ils varient peu avec la densité.

Pour l'espacement à  $5B$ , on note que la rangée avant a le même comportement que le pieu isolé. Les coefficients des rangées milieu et arrière sont élevés et s'approchent de 1. Si de plus on tient compte de l'efficacité du groupe qui atteint 0,92, on peut conclure que, pour cet espacement, l'effet de groupe est presque négligeable.

On remarquera que les dimensions des groupes sont importantes par rapport au diamètre du conteneur. Le groupe à  $s/B = 3$  a une largeur de 7 cm, et une diagonale de 10 cm, ce qui laisse une zone tout juste de  $10B$  pour s'affranchir des effets de bord. Pour le groupe espacé de  $5B$ , cette condition n'est plus respectée. On peut donc émettre quelques réserves sur les résultats énoncés et sur leur généralisation.

*tableau 1 - 11 : Bilan des coefficients de réduction sur les réactions établis par McVay et al. [1995]*

| Espacement | Sable moyennement lâche |        |         | Sable moyennement dense |        |         |
|------------|-------------------------|--------|---------|-------------------------|--------|---------|
|            | Avant                   | Milieu | Arrière | Avant                   | Milieu | Arrière |
| 3B         | 0,65                    | 0,45   | 0,35    | 0,8                     | 0,45   | 0,3     |
| 5B         | 1                       | 0,85   | 0,65    | 1                       | 0,85   | 0,7     |

Cette étude a été complétée [McVay et al., 1998] pour généraliser les conclusions à des groupes de pieux plus importants, de  $3 \times 3$  à  $7 \times 3$ , avec un espacement entre axes de  $3B$ . Les groupes sont chargés horizontalement dans le sens de leur plus grande longueur. Un nouveau sable "mixé" est utilisé à deux poids volumiques de  $14,50 \text{ kN/m}^3$ , moyennement dense, et  $14,05 \text{ kN/m}^3$ , lâche, correspondant à des indices de densités respectifs de 55 et 36 %.

Pour réaliser ces essais, un nouveau conteneur rectangulaire a été conçu de 0,254 m de largeur, 0,457 m de longueur et 0,305 m de hauteur. Les pieux ont été mis en place en vol par un nouveau dispositif pneumatique qui impose que les pieux soient fixés en tête. Les essais toujours réalisés à 45g ont porté sur des pieux modèles de 9,5 mm de diamètre et de 305 mm de longueur. Ces dimensions sont compatibles avec celles du conteneur pour limiter les effets de bord.

En cours d'essai, l'effort total appliqué au groupe, l'effort repris par chaque rangée ainsi que le déplacement du groupe sont mesurés.

Pour toutes les configurations la répartition de l'effort dans le groupe est déterminée et les coefficients de réductions sur les réactions sont proposés. Les auteurs ne le précisent pas, mais on suppose que ceux-ci ont été calculés de la même façon que précédemment avec le logiciel COM624P. L'ensemble de ces résultats est présenté dans le tableau 1 - 12 pour la répartition de l'effort et dans le tableau 1 - 13 pour les coefficients de réduction.

Ainsi la répartition de l'effort latéral total appliqué au groupe est indépendante de la densité du massif de sable. Quel que soit le nombre de rangées de pieux, la rangée avant reprend toujours plus d'effort que la rangée suivante, puis que les rangées arrière. Pour des groupes de plus de trois rangées, les rangées arrières reprennent un pourcentage d'effort comparable.

Les coefficients de réduction sur les réactions sont indépendants de la densité du massif de sable. De plus, ils sont constants pour la rangée avant et pour la seconde rangée et valent respectivement 0,8 et 0,4. Les rangées suivantes ont un coefficient de réduction similaire variant de 0,2 à 0,3 suivant le nombre de pieux.

tableau 1 - 12: Pourcentage d'effort total repris par chaque rangée de pieu [McVay et al., 1998]

| Position<br>De la rangée    | 3x3   |       | 4x3   |       | 5x3   |       | 6x3   |       | 7x3   |       |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                             | dense | lâche | dense | lâche | dense | lâche | dense | lâche | dense | lâche |
| 1 <sup>ère</sup> rangée (%) | 43,3  | 46,6  | 37,8  | 36,7  | 30,4  | 29,0  | 26,4  | 25,0  | 23,0  | 22,7  |
| 2 <sup>ème</sup> rangée (%) | 31,5  | 29,3  | 24,4  | 23,9  | 22,6  | 22,6  | 18,3  | 18,3  | 16,9  | 16,8  |
| 3 <sup>ème</sup> rangée (%) | 25,2  | 24,1  | 19,2  | 19,2  | 16,6  | 16,6  | 16,3  | 15,7  | 13,9  | 13,4  |
| 4 <sup>ème</sup> rangée (%) | -     | -     | 18,6  | 20,2  | 15,1  | 15,1  | 12,9  | 13,1  | 12,2  | 12,6  |
| 5 <sup>ème</sup> rangée (%) | -     | -     | -     | -     | 15,2  | 15,2  | 12,9  | 13,0  | 11,0  | 11,0  |
| 6 <sup>ème</sup> rangée (%) | -     | -     | -     | -     | -     | -     | 13,2  | 15,0  | 11,2  | 11,0  |
| 7 <sup>ème</sup> rangée (%) | -     | -     | -     | -     | -     | -     | -     | -     | 11,8  | 12,6  |

tableau 1 - 13 : Propositions de facteurs de réduction des réactions pour des groupes de pieux chargés latéralement [McVay et al., 1998]

| Position<br>de la rangée | 3 rangées | 4 rangées | 5 rangées | 6 rangées | 7 rangées |
|--------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 <sup>ère</sup> rangée  | 0,8       | 0,8       | 0,8       | 0,8       | 0,8       |
| 2 <sup>ème</sup> rangée  | 0,4       | 0,4       | 0,4       | 0,4       | 0,4       |
| 3 <sup>ème</sup> rangée  | 0,3       | 0,3       | 0,3       | 0,3       | 0,3       |
| 4 <sup>ème</sup> rangée  | -         | 0,3       | 0,2       | 0,2       | 0,2       |
| 5 <sup>ème</sup> rangée  | -         | -         | 0,3       | 0,2       | 0,2       |
| 6 <sup>ème</sup> rangée  | -         | -         | -         | 0,3       | 0,2       |
| 7 <sup>ème</sup> rangée  | -         | -         | -         | -         | 0,3       |

## **IV. SYNTHÈSE DES ÉTUDES SUR LES GROUPES**

### **IV.1. MÉTHODES D'INVESTIGATION**

Dans les paragraphes précédents, plusieurs études expérimentales et numériques ont été présentées portant sur la méthode au module de réaction.

Les études utilisant une modélisation par éléments finis donnent des résultats intéressants. Cependant elles atteignent vite leur limite du fait des longs temps de calcul pour une modélisation tridimensionnelle ou de la difficulté de reproduire la loi de comportement du sol cohérent ou pulvérulent. Une étude paramétrique avec variation des paramètres mécaniques du sol ou des pieux, et variation de la configuration géométrique du groupe apparaît ainsi encore difficile. La modélisation par éléments finis peut cependant avoir une utilité certaine lorsqu'elle est menée parallèlement à des études expérimentales. Des résultats probants ont ainsi été obtenus lors d'études associant une modélisation physique en centrifugeuse et une modélisation par éléments finis avec le logiciel CESAR-LCPC. C'est par exemple le cas pour l'étude des portances de fondations superficielles [Maréchal, 1999] ou pour l'étude du renforcement du front de taille d'un tunnel [Al Hallak, 1999].

Les chargements sur groupes de pieux en grandeur réelle constituent bien sûr la référence (conditions de sol notamment). Les inconvénients résident dans l'instrumentation de la structure pour recueillir efforts et déplacements, dans la durée des essais, dans la limitation de leur nombre par rapport au nombre de paramètres à étudier (géométrie de la structure, caractéristiques du sol, etc.) et dans l'hétérogénéité des sols naturels. Les résultats obtenus de ces essais sont par contre tout à fait représentatifs d'un comportement d'une fondation réelle sur groupe de pieux.

Les essais sur modèles centrifugés présentent eux l'avantage d'une facilité de mise en œuvre permettant des études paramétriques. Une des limites de cette modélisation réside dans la reproduction du mode de mise en place des pieux prototypes (fonçage ou forage). L'état de contraintes du massif avant le chargement latéral du groupe, n'est pas le même si les pieux sont mis en place à 1g ou en gravité reconstituée. L'influence de cet état a surtout été mise en évidence pour le chargement axial du groupe ; son effet sur la réponse des pieux aux charges latérales semble être plus réduit.

### **IV.2. EFFET DE GROUPE**

Pour dimensionner un groupe de pieux chargé latéralement de nombreux paramètres devraient être considérés concernant la structure :

- position des pieux par rapport à la direction du chargement,
- nombre de pieux,
- espacement entre les pieux,
- conditions de liaison en tête,
- mode de mise en place (avec ou sans refoulement) et ordre de mise en place,

ou concernant le massif de sol contenant le groupe de pieux :

- nature (cohérent ou pulvérulent) et caractéristiques mécaniques,
- densité.

En fonction de ces critères, les études précédemment analysées permettent d'établir des recommandations quant au comportement du groupe chargé latéralement :

- les pieux disposés en rangée perpendiculaire au sens du chargement (pieux en rang) sont très peu affectés par l'effet de groupe. Pour les pieux disposés en rangée parallèle au sens du chargement (pieux en ligne), l'effet d'ombre du pieu avant modifie le comportement des pieux situés derrière ;
- à espacement identique, plus les pieux sont nombreux dans le groupe, plus l'effet de groupe est important. Dans un couple de pieu, le pieu avant à un comportement proche de celui du pieu isolé. Pour un nombre d'éléments supérieurs, son comportement est par contre distinct du pieu isolé. Les pieux qui suivent ont un comportement proche voire identique ;
- l'effet de groupe est négligeable à partir d'un espacement entre axes de  $6B$  ;
- les conditions de liaison en tête du groupe n'ont pas d'influence ;
- l'effet de groupe est plus important dans le sable que dans l'argile. Les différences de nature de sol n'ont cependant pas une influence très marquée ;
- dans les sables, il augmente avec la densité relative.

L'efficacité d'un groupe de  $n$  pieux est définie par la relation suivante :

$$e = \frac{\text{effort latéral sur le groupe pour un déplacement donné}}{n \times \text{effort latéral sur le pieu isolé pour un même déplacement}}$$

L'efficacité du groupe ainsi calculée est toujours inférieure à 1 et varie avec l'entre axes des pieux (tableau 1 - 14).

La répartition de l'effort latéral appliqué au groupe n'est pas homogène (tableau 1 - 15 et tableau 1 - 16). Le pieu avant reprend toujours plus d'efforts que les pieux suivants.

*tableau 1 - 14 : Synthèse des efficacités proposées pour le groupe chargé latéralement (pieux en ligne)*

| $s/B$               | 2                              | 3    | 4    | 5    | 6    | 8    |
|---------------------|--------------------------------|------|------|------|------|------|
| McVay et al. [1994] | -                              | 0.74 | -    | 0.92 | -    | -    |
| Mezazigh [1995]     | 0.72                           | -    | 0.87 | -    | 0.96 | 0.99 |
| Ata [1998]          | 0,7 (2 pieux)<br>0,6 (3 pieux) | -    | -    | -    | -    | -    |

*tableau 1 - 15 : Synthèse des répartitions de charge proposées pour le couple chargé latéralement (pieux en ligne)*

| $s/B$           |         | 2   | 4   | 5   | 6   | 8   |
|-----------------|---------|-----|-----|-----|-----|-----|
| Mezazigh [1995] | Avant   | 60% | 56% | -   | 52% | 50% |
|                 | Arrière | 40% | 44% | -   | 48% | 50% |
| Ata [1998]      | Avant   | 60% | -   | 57% | -   | -   |
|                 | Arrière | 40% | -   | 43% | -   | -   |



*tableau 1 - 16 : Synthèse des répartitions de charge proposées pour le groupe de 3 pieux à  $s/B = 3$  chargé latéralement (pieux en ligne)*

|                      | Dispositif expérimental | Densité                 | Avant | Milieu | Arrière |
|----------------------|-------------------------|-------------------------|-------|--------|---------|
| McVay et al. [1994]  | centrifugeuse           | sable moyennement dense | 41%   | 32%    | 27%     |
|                      |                         | sable lâche             | 37%   | 33%    | 30%     |
| McVay et al. [1998]  | centrifugeuse           | sable dense             | 43,3% | 31,5%  | 25,2%   |
|                      |                         | lâche                   | 46,6% | 29,3%  | 24,1%   |
| Rollins et al [1998] | in situ                 | argile + sable          | 42%   | 26%    | 32%     |
| Ata [1999]           | calcul EF               | argile ou sable         | 44%   | 30%    | 26%     |
| Wakai [1999]         | calcul EF               | ?                       | 40%   | 33%    | 27%     |
|                      | modèle 1g               | ?                       | 45%   | 31%    | 24%     |

Enfin, l'analyse des courbes de réaction  $P$ - $y$  de chaque pieu du groupe par rapport au pieu isolé permet d'établir des coefficients multiplicateurs  $P_m$  (définis par la figure 1 - 9) ou  $Y_m$  (définis par la figure 1 - 10). Les coefficients  $P_m$  sont plus répandus pour représenter l'effet de groupe. On résume l'ensemble des propositions pour le groupe à  $s/B = 3$  dans le tableau 1 - 17. Ils sont aussi représentés sur la figure 1 - 31.

*tableau 1 - 17 : Synthèse des coefficients  $P_m$  proposés pour le groupe de pieux à  $s/B = 3$  chargé latéralement (pieux en ligne)*

| Auteurs                   | Type de sol                   | Groupe | Méthode utilisée | $P_m$ sur le pieu avant | $P_m$ sur le 2 <sup>ème</sup> pieu | $P_m$ sur le 3 <sup>ème</sup> pieu |
|---------------------------|-------------------------------|--------|------------------|-------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| Brown et al. [1987]       | Argile raide                  | 3x3    | (1)              | 0.7                     | 0.5                                | 0.4                                |
| Brown et al. [1988]       | Sable moyennement dense       | 3x3    | (1)              | 0.8                     | 0.4                                | 0.3                                |
| McVay et al. [1995]       | Sable moyennement dense       | 3x3    | (1)              | 0.8                     | 0.45                               | 0.3                                |
|                           | Sable lâche                   | 3x3    | (1)              | 0.65                    | 0.45                               | 0.35                               |
| McVay et al. [1998]       | Sable de densité indifférente | 3x3    | (1)              | 0.8                     | 0.4                                | 0.3                                |
| Rollins et al. [1998]     | Argile raide + sable dense    | 3x3    | (1)              | 0.6                     | 0.4                                | 0.4                                |
| Hadjadji [1998] (Plancœt) | Argile                        | 3x2    | (1)              | 0.9                     | 0.4                                |                                    |
| Brown et Shie [1992]      | Indifférent                   | 1x2    | (2)              | 0.7                     | 0.4                                |                                    |
| Mezazigh [1995]           | Sable dense                   | 1x2    | (2)              | 0.9                     | 0.55                               |                                    |

(1) Méthode indirecte : ajustement du coefficient appliqué à la courbe  $P$ - $y$  du pieu isolé par calage avec la courbe de chargement du groupe

(2) Méthode directe : détermination du coefficient par comparaison des courbes de réaction du groupe à celle du pieu isolé

Dans ce cas des groupes de trois pieux, on constate une certaine cohérence des propositions entre elles autour des valeurs suivantes :

- $P_m = 0,6$  à  $0,8$  pour le pieu avant
- $P_m = 0,3$  à  $0,45$  pour les pieux situés derrière, certains auteurs distinguant le pieu milieu du pieu arrière.

Ces fourchettes sont établies quels que soient le sol (type, caractéristiques) et le mode de mise en place des pieux (avec ou sans refoulement).

Tous les auteurs trouvent ainsi un effet de groupe significatif pour un espacement de  $s/B = 3$ . Certains l'ont aussi caractérisé pour un espacement  $s/B = 5$  [Ata, 1998 ; McVay, 1995]. Dans le paragraphe suivant, on montre que le Fascicule 62 [1992] considère par contre que l'effet de groupe n'existe que pour des espacements inférieurs à  $s/B = 3$ . Il surestime ainsi la résistance du groupe au chargement latéral.

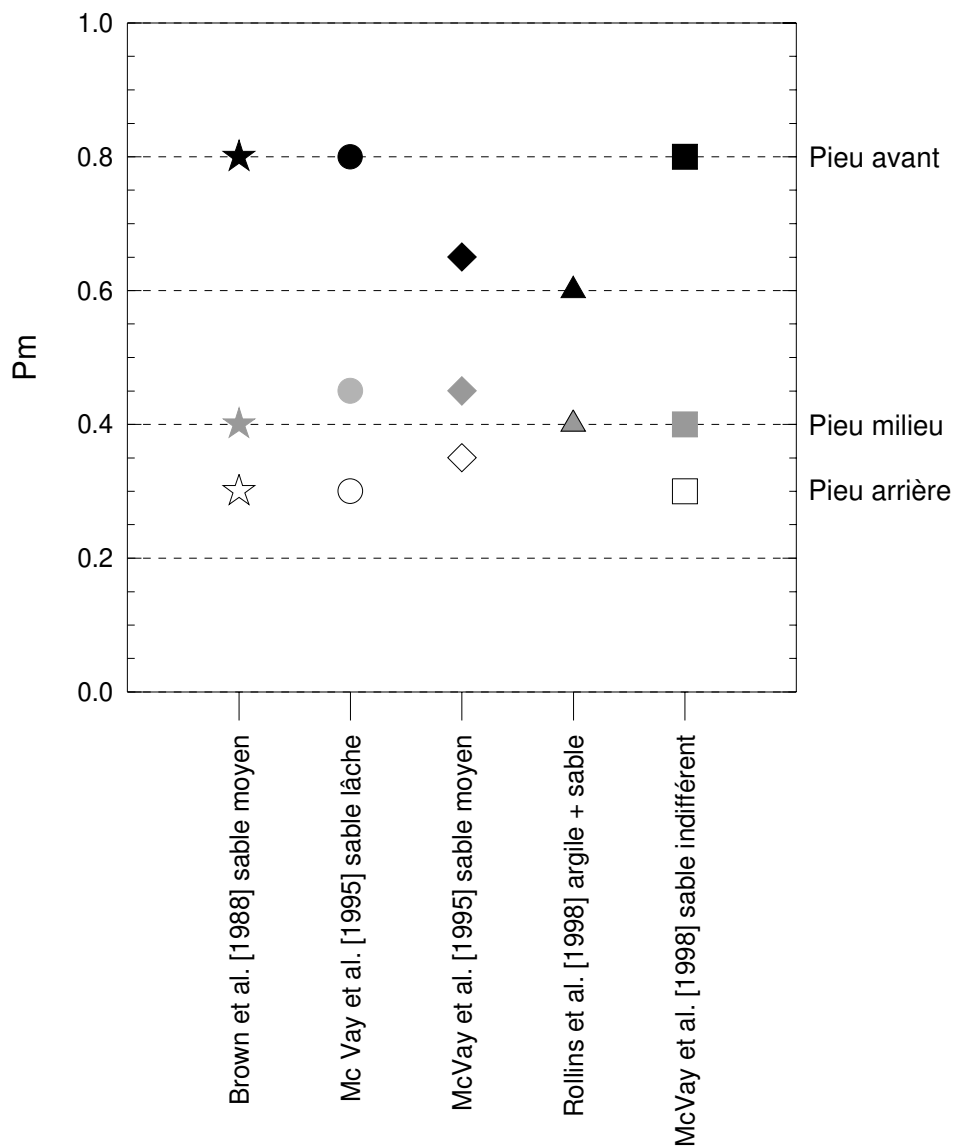


figure 1 - 31 : Synthèse des coefficients  $P_m$  proposés pour un groupe à  $s/B = 3$  chargé latéralement

### **IV.3. ANALYSE DES PROPOSITIONS DU FASCICULE 62 [1992]**

#### **IV.3.1. Résumé des articles du Fascicule 62 pour le comportement transversal d'un groupe de pieux**

L'article C.2.3.2 du Fascicule 62 donne la démarche à respecter pour simuler le comportement transversal de plusieurs éléments de fondation profonde.

Pour les éléments placés dans le sens du déplacement (figure 1 - 32), il est admis que les lois de comportement transversal de  $n$  ( $n > 1$ ) éléments n'interfèrent pas si la distance  $a$  entre axes de ces éléments satisfait la condition :

$$a \geq 2 \cdot \max(B, L) \quad (1 - 37)$$

où  $B$  : plus grande largeur des éléments mesurée perpendiculairement dans le sens du déplacement,

$L$  : longueur des éléments placés dans le sens du déplacement.

Sinon, les lois effort-déplacement définies §II.1.1. sont modifiées de la manière suivante :

- la pente de mobilisation de la pression frontale reste inchangée ;
- la valeur du palier plastique  $r_f$  est réduite dans le rapport

$$\frac{a}{2 \cdot \max(B, L)} \quad (1 - 38)$$

pour tous les éléments situés en arrière par rapport au sens du déplacement ;

- les lois de mobilisation des éventuels frottements latéraux ne sont pas modifiées.

*En d'autres termes, on applique aux réactions de la courbes P-y de chaque élément derrière le pieu avant un coefficient réducteur  $P_m$  de valeur donnée par l'expression (1-38).*

Pour les éléments placés perpendiculairement au sens du déplacement (figure 1 - 33), il est admis que les lois de comportement transversal de  $n$  ( $n > 1$ ) éléments n'interfèrent pas si la distance  $b$  entre axes de ces éléments satisfait la condition :

$$b \geq 2 \cdot \max(B, L) \quad (1 - 39)$$

où  $B$  et  $L$  ont la même signification que précédemment.

Sinon, la réaction frontale des lois de comportement est modifiée. Lorsque  $b < 2B$ , le module  $K_f$  relatif à chaque élément de fondation est réduit par application d'un coefficient minorateur  $\rho$ , calculé de la façon suivante :

$$\rho = \frac{b}{2 \cdot B} + \rho_0 \cdot \left( 1 - \frac{b}{2 \cdot B} \right) \quad (1 - 40)$$

avec  $\rho_0 = \frac{K_f(nB)}{n.K_f(B)} \approx \frac{\alpha + \frac{4}{3}(2,65)^\alpha}{n.\alpha + \frac{4}{3}(2,65.n)^\alpha}$  où  $n$  est le nombre d'éléments concernés.

Le palier  $r_f$  reste inchangé.

Cette formule n'est applicable qu'à un faible nombre d'éléments. Au-delà le comportement du groupe s'approche de celui d'un rideau continu.

En d'autres termes, on applique aux déplacements de la courbes P-y de chaque élément du groupe un coefficient multiplicateur  $Y_m$  de valeur  $\frac{1}{\rho}$ , où  $\rho$  est donné par l'expression (1-40).

La réaction tangentielle est également modifiée pour obtenir le comportement transversal de plusieurs éléments.

Si  $b < 2B$ , aucune réaction tangentielle n'est prise en compte.

Dans le cas contraire, le palier  $K_s$  reste inchangé. Si  $b < 2L$  le palier  $r_s$  relatif à chaque élément de fondation est réduit dans le rapport :

$$\frac{b - 2B}{2.(L - B)}$$

On retient pour chaque élément de la fondation la loi de comportement la plus défavorable vis-à-vis de l'effet recherché entre la loi définie ci-dessus et la loi de l'élément isolé.

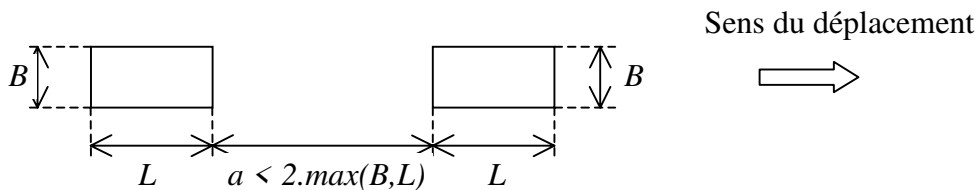


figure 1 - 32 : Eléments placés dans le sens du déplacement

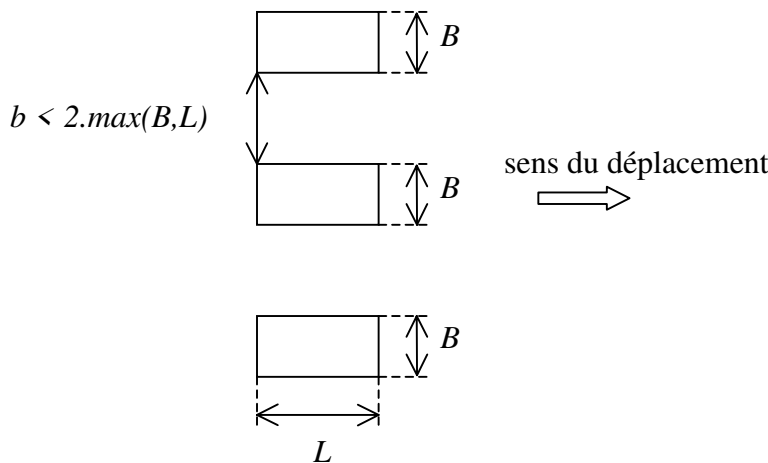


figure 1 - 33 : Eléments placés perpendiculairement au sens du déplacement

### IV.3.2. Confrontation avec les résultats de la synthèse

On considère des éléments de fondation circulaires ou carrés, donc de largeur frontale  $B$  et de longueur  $L = B$  soumis à une sollicitation de courte durée.

Dans les deux cas de disposition par rapport au déplacement, le Fascicule 62 ne prévoit de modifier les lois de comportement des éléments du groupe que lorsque  $a < 2B$  ou  $s/B < 3$ . A partir de  $s/B = 3$ , le comportement de chaque élément est identique à celui du pieu isolé.

Une valeur de  $P_m = 0,5$  est proposée pour réduire les réactions dans le cas d'éléments placés dans le sens du déplacement et espacés de  $s/B = 2$ . Cette valeur est de l'ordre de celles proposées pour un couple mais pour un groupe d'au moins 3 rangées et à  $s/B = 3$ , la valeur de  $P_m$  généralement proposée est inférieure et comprise entre 0,3 et 0,45 (tableau 1 - 17). Le coefficient d'abattement des réactions proposé est donc surestimé.

Concernant le comportement des éléments perpendiculaires au sens du déplacement, le Fascicule 62 recommande l'application d'un facteur  $Y_m$ . La synthèse des résultats n'a pas mis en évidence un tel comportement. Pour  $s/B = 2$ , la valeur de  $Y_m$  préconisée par le Fascicule 62 dans un sable moyennement dense ( $\alpha = 1/3$ ) est de 1,15 pour 2 pieux et de 1,25 pour 3 pieux.

Si on considère maintenant un groupe de 3x3 pieux à  $s/B = 2$ , alors chaque pieu doit être affecté de  $Y_m = 1,25$  et les pieux derrière la rangée avant sont affectés de  $P_m = 0,5$ . On analyse ci-après le comportement de chaque élément pour un déplacement  $y_1$  donné.

La réponse d'un pieu isolé soumis à une charge de courte durée d'application est une fonction bilinéaire  $P$ - $y$  définie par :

$$P = K_{f1} \cdot y \quad \text{pour } 0 < y < y_1$$

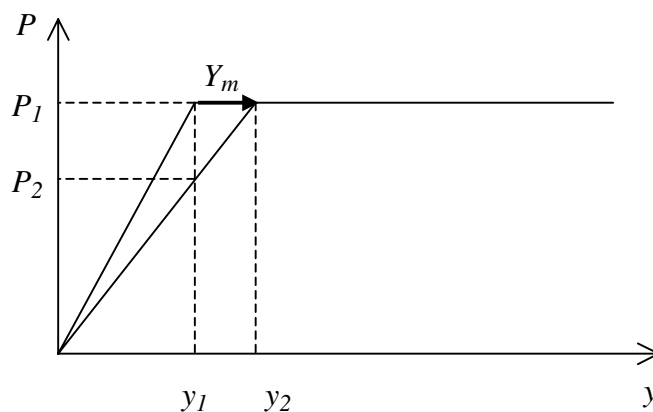
$$P_2 = P_1 \quad \text{pour } y_1 < y$$

Le comportement d'un pieu dans la rangée avant du groupe est décrit par la relation  $P$ - $y'$ . Celle-ci est la fonction  $P$ - $y$  modifiée par  $Y_m = 1,25$  (figure 1 - 34). Son équation est donc :

$$P = K_{f2} \cdot y' \quad \text{avec } y' = 1,25 \cdot y \text{ et } K_{f2} = \frac{P_1}{y_2} = \frac{P_1}{1,25 \cdot y_1} = 0,8 \cdot K_{f1}$$

donc  $P = 0,8 \cdot K_{f1} \cdot y$  pour  $0 < y' < y_2$

et  $P = P_1$  pour  $y_2 < y'$



*figure 1 - 34 : Modification de la courbe P-y d'un élément de la rangée avant dans un groupe 3x3 à s/B = 2*

Le comportement d'un pieu dans les rangées arrières est décrit par la relation bilinéaire  $P'-y'$ . Celle-ci est la fonction  $P-y$  modifiée par  $Y_m = 1,25$  et  $P_m = 0,5$  (figure 1 - 35). Son équation est donc :

$$P' = 0,5.P = 0,5 \times 0,8.K_{f1}$$

donc  $P' = 0,4.P$  pour  $0 < y' < y_2$

et  $P' = 0,5.P_1$  pour  $y_2 < y'$

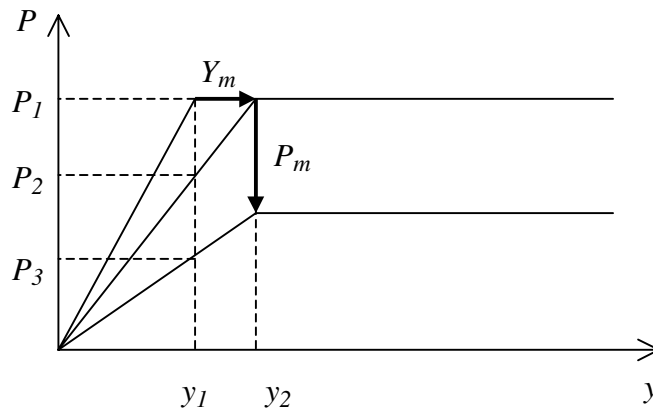


figure 1 - 35 : Modification de la courbe  $P-y$  d'un élément des rangées arrières dans un groupe  $3 \times 3$  à  $s/B = 2$

Finalement, dans le cas d'un groupe de  $3 \times 3$  pieux à  $s/B = 2$  dans un massif de sable moyennement dense les modifications proposées par le Fascicule 62 en termes de coefficient  $Y_m$  ou  $P_m$ , équivalent à appliquer :

- $P_m = 0,8$  sur la rangée avant et  $P_m = 0,4$  sur les rangées qui suivent dans le cas de déplacements inférieurs à  $y_2$ .
- $P_m = 1$  sur la rangée avant et  $P_m = 0,5$  sur les rangées qui suivent dans le cas de déplacements supérieurs à  $y_2$ .

Ces coefficients établis pour  $s/B = 2$  sont sensiblement supérieurs aux valeurs rencontrées dans la littérature. Ils correspondraient plus à une configuration d'espacement de  $3B$ .

#### IV.4. CONCLUSION

Les propositions du Fascicule 62 concernant l'effet de groupe apparaissent comme légèrement plus favorables que celles trouvées dans la bibliographie, tant sur l'entre axe limite que sur le coefficient d'abattement des courbes  $P-y$ , en particulier pour les rangées arrière.

Les objectifs de la présente étude sont d'apporter de nouvelles données expérimentales, de les valider et éventuellement de proposer de nouveaux coefficients représentant l'effet de groupe sur les courbes de réaction.

# Chapitre 2

## *METHODOLOGIE EXPERIMENTALE*





## **I. INTRODUCTION**

Le chapitre précédent a fait l'état de l'art sur le comportement des pieux sous charges latérales. Des différentes méthodes d'études présentées, la centrifugation est celle qui se développe le plus actuellement. Elle permet des essais paramétriques relativement faciles à mettre en œuvre, dont on maîtrise les conditions et limites. C'est cette méthode expérimentale qui est utilisée pour la présente recherche.

L'objet de ce chapitre est dans un premier temps de présenter l'aspect théorique de la centrifugation (§ II). Les lois de similitude sont posées. On met en avant les problèmes de similitude qui résultent de la modélisation en centrifugeuse. Enfin on résume les conditions à respecter pour s'affranchir tout ou en partie de ces problèmes.

Le paragraphe III décrit le dispositif expérimental embarqué dans la centrifugeuse. On présente les pieux modèles et leur instrumentation, le massif de sol reconstitué et étudié puis le dispositif de chargement latéral des pieux. L'ensemble modélisé respecte les règles de similitudes.

Enfin, la procédure expérimentale définie pour s'affranchir au maximum des phénomènes de dispersion des résultats engendrés par le manipulateur est décrite (§ IV).

Sur ces bases un programme d'essais a été réalisé. Le paragraphe V recense ces expériences.

## **II. MODELISATION EN CENTRIFUGEUSE GEOTECHNIQUE**

### **II.1. CONDITIONS DE SIMILITUDE POUR LA MODELISATION**

Le système à étudier est caractérisé par un certain nombre de variables  $x_i$  de différentes dimensions (longueur, masse, temps...). Les facteurs d'échelle  $x_i^*$  traduisent les rapports entre la valeur  $x_i$  du modèle réduit et la valeur correspondante  $x'_i$  du prototype en vraie grandeur.

$$x_i^* = \frac{x_i}{x'_i} \quad (2 - 1)$$

Les conditions garantissant la similitude du comportement mécanique entre le modèle et le prototype s'expriment par un certain nombre de relations entre ces facteurs d'échelle  $x_i^*$  [Garnier, 1995].

Pour obtenir ces relations de similitude, on dispose de deux méthodes. Si on connaît les relations entre les variables décrivant le comportement du système, on utilise la méthode des équations de départ ; sinon, on a recours à l'analyse dimensionnelle.

### II.1.1. Analyse dimensionnelle

Etant nécessairement homogènes en dimensions, les relations entre les variables physiques décrivant un système ne sont pas quelconques. Vaschy (1892) établit ainsi le théorème suivant :

Si la variable  $X$  est fonction de  $n$  variables  $x_i$ , soit  $X=f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , il existe  $q$  (inférieur à  $n$ ) relations entre les  $n$  facteurs d'échelle  $x_i^*$ . La relation  $f$  peut alors être remplacée par une fonction  $F$  de  $q$  variables sans dimensions, combinaisons des  $n$  grandeurs  $x_i$ .

Les  $q$  relations s'écrivent sous la forme de produits de puissance :

$$\pi(x_i^*) = \frac{x_i^*}{x_1^{*\alpha} x_2^{*\beta} x_3^{*\gamma} \dots} \quad (2 - 2)$$

Les exposants  $\alpha, \beta, \gamma, \dots$  sont calculés de façon à rendre les nombres  $\pi$  adimensionnels. On obtient ainsi les relations entre les facteurs d'échelle traduisant la similitude.

### II.1.2. Méthode des équations de départ

Les équations d'équilibre de la mécanique des milieux continus en petites déformations s'écrivent :

$$\sum_j \frac{\delta \sigma_{ij}}{\delta x_j} + \rho \left[ g_i + \frac{d^2 \xi_i}{dt^2} \right] = 0 \quad (2 - 3)$$

où  $x_i$  : coordonnées,  
 $\sigma_{ij}$  : composantes du tenseur de contraintes,  
 $\xi_i$  : composantes du tenseur de déplacements,  
 $g_i$  : composantes des forces de volume,  
 $\rho$  : masse volumique,  
 $t$  : temps.

Cette équation doit être satisfaite par les variables modèles et par les variables prototypes, avec  $x_i^* = x_i/x'_i$ . En y remplaçant les variables  $x_i$  par  $x_i^* x'_i$ , on obtient l'équation (2 - 4). L'identité des équations 2-3 et 2-4 conduit à deux relations entre facteurs d'échelle.

D'où :

$$\frac{\sigma^*}{L^*} \sum_j \frac{\delta \sigma'_{ij}}{\delta x'_j} + \rho^* \rho \left[ g^* g'_i + \frac{\xi^*}{t^*} \frac{d^2 \xi'_i}{dt'^2} \right] = 0 \quad (2 - 4)$$

Ainsi pour que le modèle ait le même comportement mécanique que le prototype, il faut répondre aux conditions de similitude suivantes :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^* \quad (2 - 5)$$

$$\xi^* = g^* t^{*2} \quad (2 - 6)$$

La méthode de l'analyse dimensionnelle appliquée aux six variables intervenant dans l'équation indéfinie 2-3, conduit aussi à ces deux relations auxquelles s'ajoute une troisième sur les longueurs et déformations :

$$\xi^* = L^* \text{ donc } \varepsilon^* = 1 \quad (2 - 7)$$

Les échelles de longueurs et de déplacements sont alors égales. Les déformations sur le modèle et sur le prototype sont les mêmes.

Dans la pratique cette troisième condition doit être respectée dans le cas de grands déplacements, lorsque les déplacements ne peuvent plus être plus négligeables par rapport aux dimensions. C'est par exemple le cas pour l'étude des charges limites ou des mécanismes de rupture.

De plus, il est difficile de trouver des matériaux de substitution répondant aux mêmes comportements rhéologiques. On est donc contraint d'utiliser des sols réels, d'où la condition :

$$\rho^* = 1 \quad (2 - 8)$$

## II.2. MODELISATION EN CENTRIFUGEUSE

Si on applique un coefficient de réduction  $N$  ( $L^* = 1/N$ ) sur les longueurs, la condition (2-5.) imposant la similitude sur les contraintes conduit à appliquer une accélération  $N$  fois plus grande sur le modèle ( $g^* = N$ ). Reprenant les conditions énoncées précédemment, les facteurs d'échelles sont établis (tableau 2 - 1).

Différentes méthodes ont été envisagées pour simuler les forces de masse comme les caisses à chocs, les masses additionnelles, les tables à frottement, le gradient hydraulique ou la centrifugation [Garnier, 1995]. Cette dernière s'est nettement imposée, du fait de sa commodité de mise en œuvre et de l'étendue des domaines d'application.

Le modèle réduit est placé dans la nacelle d'une centrifugeuse et est soumis à un champ d'accélération facilement réglable par la vitesse de rotation de la machine.

La présente étude a été réalisée sur la centrifugeuse du L.C.P.C. (Annexe 1).

*tableau 2 - 1 : Récapitulatif des facteurs d'échelle*

| <b>Grandeur physique</b> | <b>Facteur d'échelle</b>                 |
|--------------------------|------------------------------------------|
| Masse volumique          | 1                                        |
| Longueur                 | 1/N                                      |
| Déplacement              | 1/N                                      |
| Déformation              | 1                                        |
| Contrainte               | 1                                        |
| Force                    | 1/N <sup>2</sup>                         |
| Vitesse                  | 1                                        |
| Accélération             | N                                        |
| Temps                    | 1/N (problème de dynamique)              |
|                          | 1/N <sup>2</sup> (problème de diffusion) |

### **II.3. PROBLEMES DE SIMILITUDES**

La théorie des facteurs d'échelle est bien établie pour les milieux continus. L'expérience met cependant en évidence certains problèmes et pose certaines limites de la modélisation en centrifugeuse dans le cas des sols et des ouvrages géotechniques.

Il est possible de reconstituer des massifs homogènes de sable ou d'argile, ou des massifs constitués de couches de l'un et l'autre. La taille des grains est un des aspects à considérer lors de la constitution du modèle et le problème est évidemment plus crucial pour les sables que pour les argiles. Il n'est donc pas étonnant de constater que la majorité des études portant sur les conditions de similitudes utilisent le sable.

Ovesen [1979] montre qu'un rapport de la largeur de la structure à la taille des grains supérieur à 30 permet de s'affranchir des effets d'échelle lors de problèmes de portance de fondations superficielles.

Des études ont aussi été entreprises au L.C.P.C. pour quantifier les effets d'échelle dans les cisaillements d'interfaces et la synthèse en a été faite par Garnier et König [1998]. Le rapport taille des grains sur l'inclusion doit être supérieur à 100 pour que les effets d'échelle sur le cisaillement maximum reste acceptable.

Par ailleurs la mise en place de la structure doit se faire en macrogravité et non au préalable à 1g. Cette modélisation évite ainsi l'apparition de frottements parasites lors de la montée en gravité provoquée par la mise en place du sol autour de la structure [Rezende et al., 1998]. Cet aspect doit surtout être pris en compte lors d'essais d'arrachement d'inclusions [Dubreucq, 1999].

Dans le cas des pieux, seul un mode de mise en place en gravité reconstitué permettra de modéliser correctement les efforts de pointe et le frottement latéral lors d'essais de chargement axial. Cette condition nécessite un appareillage spécifique de fonçage [Feld et al, 1994] et de chargement sans arrêter la centrifugeuse.

En l'absence de données sur les effets d'échelle dus à la taille des grains, pouvant affecter les essais de pieux sous charge latérale, on a recours à des essais de type "modelling of model" Cette technique consiste à simuler le même pieu prototype par des modèles de différentes tailles (testés sous les accélérations adéquates). En l'absence d'effet d'échelle, les différents essais doivent donner la même réponse en grandeur prototype. Des résultats satisfaisants ont été obtenus dans des massifs soit pulvérulents [Barton, 1982] ou cohérents [Hamilton et al., 1991]. Ces résultats mettent aussi en évidence que le placement du pieu à 1g n'a pas d'influence significative sur la réponse latérale du pieu.

### **III. DISPOSITIF EXPERIMENTAL**

#### **III.1. INTRODUCTION**

Les objectifs de cette recherche sont l'étude de l'effet de groupe. Celui-ci se décompose en deux composantes l'une est géométrique, l'autre est liée aux évolutions du massif (cf. Introduction générale).

Le dispositif expérimental utilisé doit donc être adapté à ces besoins.

Sa conception doit beaucoup aux études menées préalablement au L.C.P.C. dans la section Mécanique des Sols et Centrifugeuse (cf. Chap. 1, §III.4.1).

Mezazigh [1995] y a effectué une étude sur l'effet de groupe. Cette étude comprend plusieurs séries d'essais sur des couples de pieux centrifugés à 40g. Ces pieux sont soit mis en place sans refoulement du sol pendant la pluviation du sable (au cours de la reconstitution du massif de sol), soit avec refoulement par battage à 1g ou par fonçage à 1g. Les conclusions mettent surtout en évidence un effet de groupe sur les couples de pieux mis en place pendant la pluviation, pieux dit "forés".

Malgré ces conclusions, nous avons décidé de ne pas nous limiter aux pieux sans refoulement (pieux "forés"). En effet, les essais centrifugés sur pieux "forés" nécessitent une mise en œuvre longue et conduisent à n'effectuer qu'un seul essai par conteneur. Par contre, les essais sur pieux refoulant avec mise en place des pieux par battage ou par fonçage à 1g permettent une mise en œuvre rapide et répétitive dans un même conteneur. On peut ainsi tester une configuration de groupe plusieurs fois dans un conteneur.

Il reste cependant à démontrer que la mise en place à 1g simule correctement le phénomène.

Le matériel expérimental existant (pieux modèles et dispositif de chargement), il était logique de le réutiliser pour compléter la première étude. Outre le fait de pouvoir se baser sur les résultats déjà obtenus, cette démarche a aussi pour avantage de compléter la base de données en reprenant exactement les mêmes configurations de sol, de matériel et d'acquisition.

Quelques essais sur l'effet de groupe ont également été entrepris par Mezazigh [1995] et la présente étude en est le prolongement.

Pour l'ensemble de l'étude, les caractéristiques du massif de sol ont été fixées, sable très dense, afin de s'intéresser uniquement à l'influence de la mise en place des pieux et de la géométrie des groupes sur leur réponse au chargement latéral.

#### **III.2. MODELISATION DES PIEUX**

##### **III.2.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques**

On modélise le même pieu prototype que Mezazigh, de 12 m de fiche  $D$ , de 0,72 m de diamètre  $B$  et de rigidité  $E_p I_p$  égale à 473,6 MN.m<sup>2</sup> (figure 2 - 1). L'effort latéral est appliqué hors sol à  $H = 1,6$  m.

Deux séries de trois pieux modèles ont été conçues (figure 2 - 2) : l'une (pieux numérotés 1 à 3) pour une centrifugation à 40g, l'autre (pieux 4 à 6) à 60g. On présente les caractéristiques

géométriques et mécaniques dans le tableau 2 - 2. Ils sont constitués à partir de tubes d'aluminium (alliage AU4G).

Avec ces pieux modèles les études suivantes seront menées (cf. Chap. 4):

- centrifugation des modèles à 40g et 60g pour vérifier les règles de similitudes ;
- étude de l'influence du mode de mise en place sur l'effet de groupe ;
- étude paramétrique à 40g (effet de la distance entre pieux sur les courbes  $P$ - $y$ ).

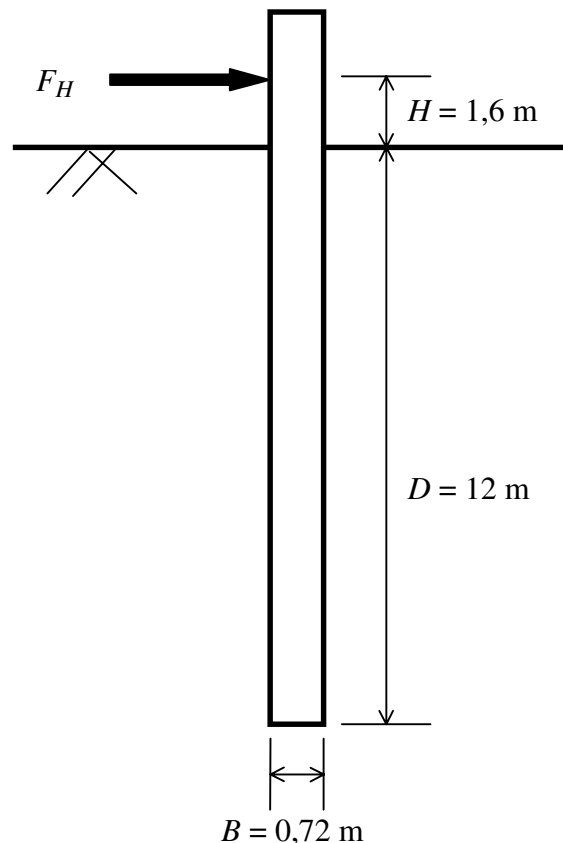


figure 2 - 1 : Description du problème prototype étudié

Une méthode pour caractériser la rigidité du pieu consiste à calculer sa longueur de transfert :

$$l_0 = 4 \sqrt{\frac{4 \cdot E_p I_p}{E_S}}$$

où :  $E_p I_p$  : rigidité en flexion du pieu,

$E_S$  : module de réaction du sol.

Le pieu est considéré comme souple si  $D/l_0 > 3$  et comme rigide si  $D/l_0 < 1$  [Frank, 1999]. La difficulté d'évaluation de  $l_0$  réside dans le choix du module de réaction du sol qui varie avec la profondeur et le taux de chargement.

On montre au Chapitre 3 (§ IV.3) qu'une étude par interpolation et corrélations à partir d'un essai pénétrométrique en centrifugeuse (à 40g) permet d'estimer le module de réaction  $E_S$ . Il est de l'ordre de 30 MPa à 4m de profondeur, c'est-à-dire au niveau du premier tiers supérieur de la fiche du pieu, niveau où on trouve les efforts les plus importants. Alors la longueur de transfert  $l_0$  est de 2,8 m et le rapport  $D/l_0$  est 4,3. Le pieu modélisé est donc souple ou long.

*tableau 2 - 2: Données géométriques et mécaniques du pieu prototype et des pieux modèles à 40g et 60g*

|                                   |                      | Prototype            | Modèle à 40g         | Modèle à 60g          |
|-----------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| Longueur $L$                      | [m]                  | 15,2                 | 0,380                | 0,254                 |
| Fiche $D$                         | [m]                  | 12                   | 0,300                | 0,200                 |
| Diamètre $B$                      | [m]                  | 0,72                 | 0,018                | 0,012                 |
| Cote de chargement $H$            | [m]                  | 1,6                  | 0,040                | 0,027                 |
| Module d'Young $E$ <sup>(1)</sup> | [MPa]                | -                    | 74 000               | 74 000                |
| $I_z$                             | [m <sup>4</sup> ]    | -                    | $2,67 \cdot 10^{-9}$ | $5,27 \cdot 10^{-10}$ |
| $EI_z$ modèle                     | [N.m <sup>2</sup> ]  | -                    | 197,4                | 39,0                  |
| $EI_z$ prototype                  | [MN.m <sup>2</sup> ] | 473,6 <sup>(2)</sup> | 505,4                | 505,4                 |
| $M_f$ (admissible)                | [N.m]                | -                    | 83,1                 | 24,6                  |
| $M_f$ (max.) <sup>(3)</sup>       | [N.m]                | $3,72 \cdot 10^6$    | 58,2                 | 17,2                  |
| $F_H$ (max.)                      | [N]                  | $960 \cdot 10^3$     | 600 <sup>(4)</sup>   | 270 <sup>(5)</sup>    |

- (1) Ce module d'Young correspond à un aluminium type 2017 A (cf. guide Almet, 1991)  
 (2) Rigidité déduite des étalonnages des pieux modèles à 40g ( $EI = 185 \text{ N.m}^2$ )  
 (3) On choisit :  $M_f(\text{max}) = 70\%$  de  $M_f(\text{admissible})$   
 (4) Déduction d'un essai référence sur pieu "moulé"  
 (5) Estimation d'après les données à 40g

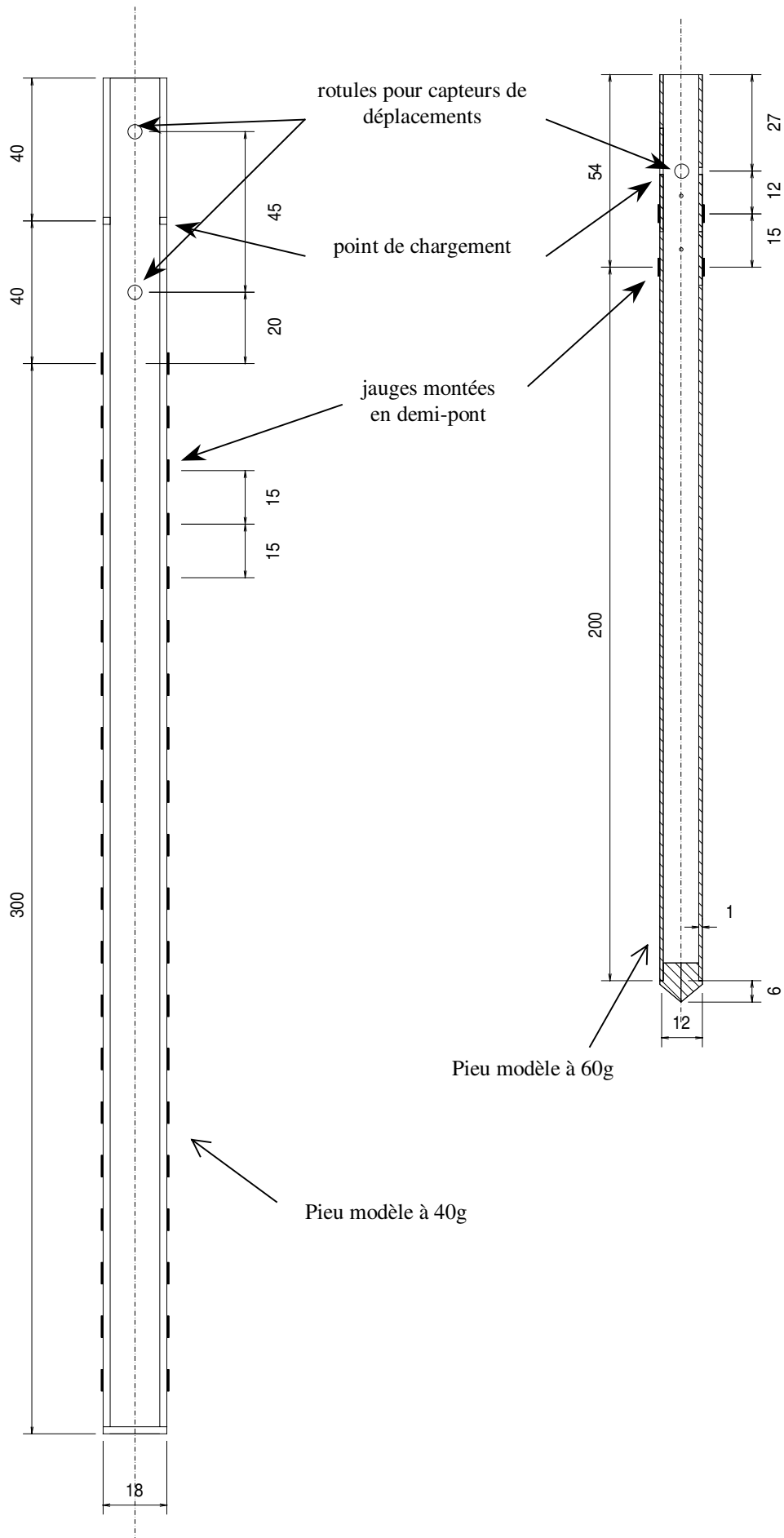


figure 2 - 2 : Schémas des pieux modèles à 40g et à 60g



### III.2.2. Instrumentation des pieux

Pour mesurer les déformations et en déduire les moments, les pieux modèles à 40g sont instrumentés de jauges de déformations.

Les jauges utilisées sont référencées CEA 125 UN 120 (caractéristiques données dans le tableau 2 - 3). Elles sont montées en demi-pont. Ce montage (figure 2 - 3) permet une mesure directe de la déformation due au moment en éliminant celle de l'effort normal. Il réduit le nombre de fils nécessaires aux mesures et élimine les effets parasites (différences de température, par exemple).

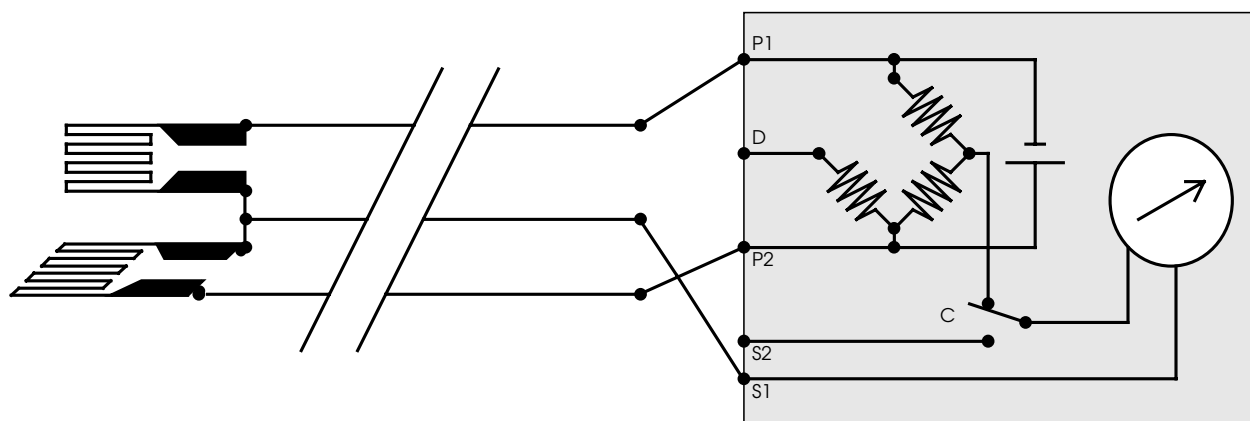
Chaque jauge  $J_i$  est collée sur une fibre extrême (comprimée ou tendue) du pieu (figure 2 - 4). A chaque niveau, deux jauges  $J_1$  et  $J_2$  sont câblées d'une manière diamétralement opposée. La chaîne d'acquisition effectue directement la mesure  $J_1 - J_2$ . Si  $J_1$  mesure  $\varepsilon_1$  alors  $J_2$  mesure  $-\varepsilon_1$ . La réponse du demi-pont de jauges est donc  $2\varepsilon_1$ .

Pour les pieux modèles à 40g (figure 2 - 2), 20 demi-ponts de paires de jauges ont été placés sur la fiche du pieu, c'est-à-dire un tous les 15 mm sur 285 mm. Les jauges étant collées sur la surface extérieure du tube, elles sont protégées par un revêtement. Avec une telle instrumentation, il est impossible de mettre en place le pieu en macrogravité avec refoulement du sol, sans détériorer les jauges. Le pieu est également équipé de deux rotules pour la fixation des capteurs de déplacements horizontaux. Elles se trouvent à 65 mm (mesure de  $dp1$ ) et à 20 mm (mesure de  $dp2$ ) au-dessus de la surface du sol.

Contrairement au pieu à 40g, on veut pouvoir installer en macrogravité le pieu modélisé à 60g afin d'étudier l'effet de cette mise en place. Les 3 pieux sont donc équipés uniquement de deux niveaux de demi-ponts placés l'un au niveau du sol (à 54 mm de la tête), l'autre à 15 mm hors sol (figure 2 - 2). Afin de mesurer les déplacements du pieu au niveau du point de chargement (27 mm hors sol), une rotule et un capteur de déplacements sont placés à 27 mm au-dessus de la surface du sol.

*tableau 2 - 3 : Caractéristiques des jauges CEA 125 UN 120*

| Dimensions des pattes cuivrées | Longueur de grille [mm] | Longueur totale [mm] | Largeur de grille [mm] | Largeur totale [mm] |
|--------------------------------|-------------------------|----------------------|------------------------|---------------------|
| 1,5 × 1,1 mm                   | 3,18                    | 6,99                 | 2,54                   | 3,05                |



*figure 2 - 3 : Schéma d'un montage de jauges en demi-pont (d'après l'Encyclopédie d'Analyse des Contraintes, Vishay-Micromesures)*

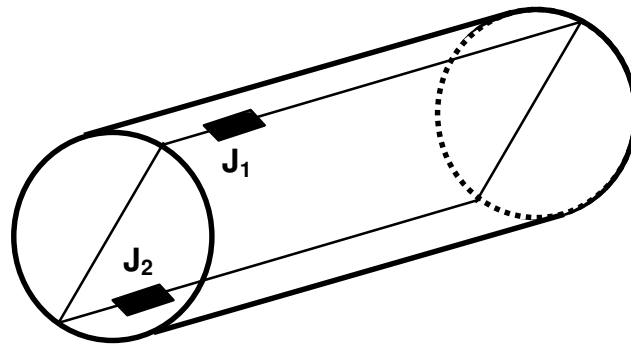


figure 2 - 4 : Disposition des jauges  $J_1$  et  $J_2$  montées en demi-pont pour mesurer la flexion

### III.3. MODELISATION DU SOL

Les objectifs de la reconstitution du massif de sol sont :

- obtenir un massif « idéal » au sens qu'il est monocouche avec une densité homogène,
- pouvoir reproduire une même configuration de massif sur plusieurs conteneurs d'essais.

#### III.3.1. Caractéristiques du matériau

Le matériau employé est un sable de Fontainebleau qui est, avec le sable d'Hostun, l'un des sables de référence en France. Il est, de ce fait, couramment employé pour les essais centrifugés [Bakir, 1992 ; Levacher, 1994 ; Mezazigh, 1995].

C'est un sable fin siliceux propre. Ses caractéristiques physico-mécaniques (tableau 2 - 4 ) ainsi que sa description granulométrique (tableau 2 - 5) ont été établies par la société Mécasol.

Le rapport entre le diamètre des pieux (18 mm) et la taille des grains (200  $\mu\text{m}$ ) est de 90, ce qui est nettement supérieur à la valeur 30 au-dessus de laquelle il n'y a pas d'effet d'échelle sur les portances de fondations superficielles [Ovesen, 1979].

On peut penser qu'il en est de même pour les pieux sous charge latérale si on considère que la sollicitation exercée au sol par un pieu sous charge latérale s'apparente davantage à celle d'un chargement d'une fondation superficielle que d'un pieu sous charge axiale. La preuve en est que des méthodes pressiométriques très voisines s'appliquent à la prévision du tassement d'une fondation superficielle et à celle du déplacement d'un pieu sous charge latérale [C.T.R.E, 1991].

Nous avons également procédé à une modélisation de modèles pour montrer que le sable utilisé permet de s'affranchir des effets d'échelle (cf. Chap. 4, §I.2.2).

tableau 2 - 4: Caractéristiques du sable de Fontainebleau B2 utilisé pour l'étude

| Poids volumique [ $\text{kN/m}^3$ ] |                        |                        | Indice des vides |                  | Porosité         |                  |
|-------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| $\gamma_s$                          | $\gamma_d \text{ max}$ | $\gamma_d \text{ min}$ | $e_{\text{max}}$ | $e_{\text{min}}$ | $n_{\text{max}}$ | $n_{\text{min}}$ |
| 25,99                               | 16,44                  | 13,85                  | 0,887            | 0,581            | 0,467            | 0,368            |

*tableau 2 - 5 : Analyse granulométrique*

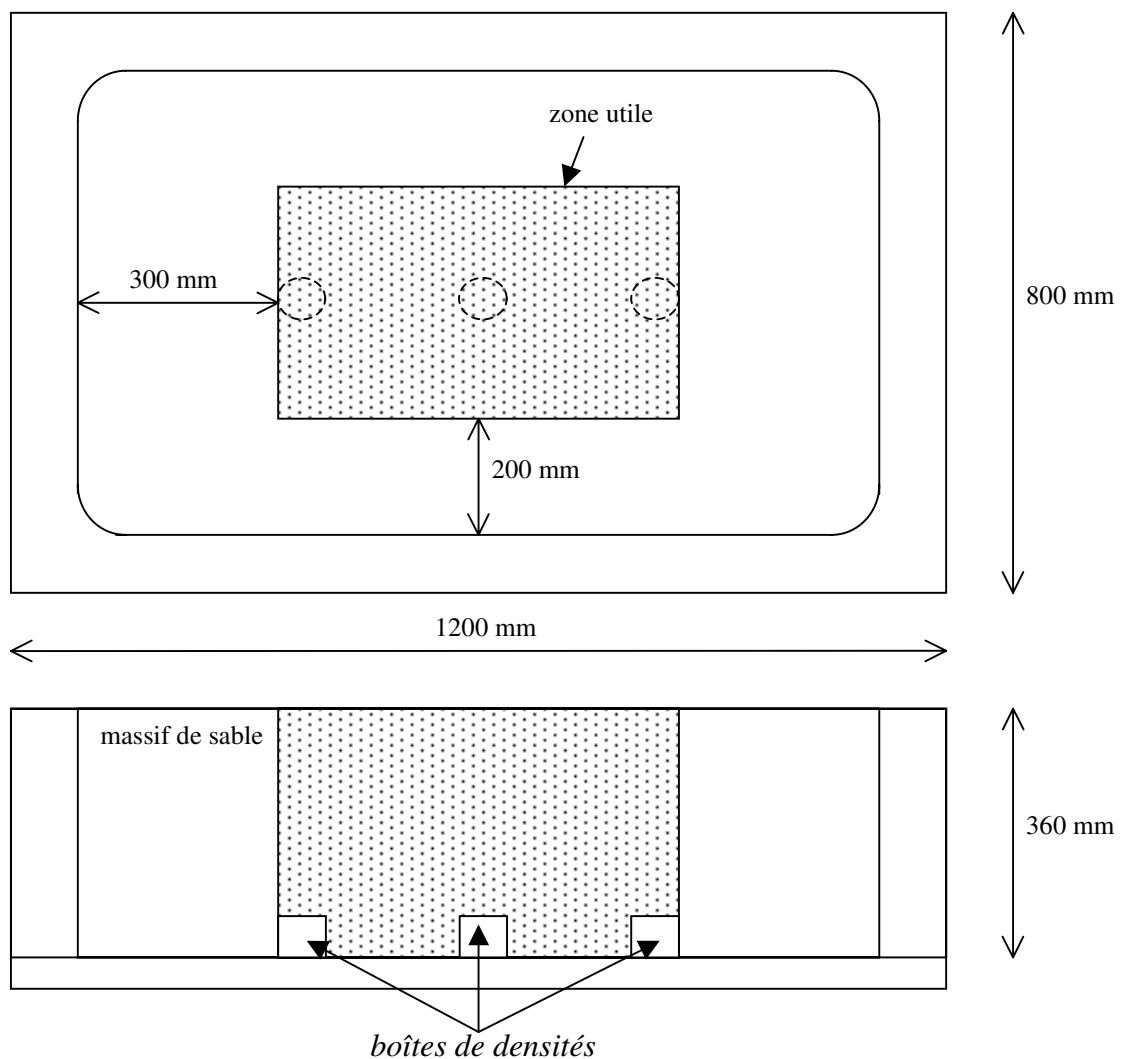
|                |      |      |       |      |       |      |      |
|----------------|------|------|-------|------|-------|------|------|
| Tamis $d$ (mm) | 0,80 | 0,50 | 0,315 | 0,2  | 0,125 | 0,08 | 0,05 |
| Passant (%)    | 100  | 99,9 | 96,1  | 31,1 | 4,1   | 2,6  | 2,3  |

### III.3.2. Reconstitution du massif de sol

Le massif de sol est reconstitué par pluviation dans un conteneur rectangulaire (1200 mm  $\times$  800 mm  $\times$  360 mm) spécialement conçu pour la centrifugation (figure 2 - 5). La trémie développée au L.C.P.C. est utilisée (cf. Annexe 1). L'utilisateur peut régler la vitesse horizontale, la vitesse verticale et la largeur du rideau de sable. Des balayages successifs de la trémie forment le massif de sable à la densité souhaitée.

Les essais de pieux sont réalisés dans la bande centrale dite zone utile [Ternet, 1999]. En effet la pluviation est légèrement perturbée sur les bords du conteneur. On retirera donc deux bandes de 200 mm sur les côtés, en longueur, et deux bandes de 300 mm sur les côtés, en largeur.

Le massif reconstitué a une hauteur finale de 360 mm.



*figure 2 - 5 : Vues d'un conteneur type pour des essais centrifugés avec un massif de sable*

### III.3.3. Caractérisation du massif de sol reconstitué

La caractérisation du massif de sol reconstitué répond à deux nécessités :

- vérifier l'homogénéité du massif ,
- déterminer ses caractéristiques géotechniques permettant d'utiliser les méthodes classiques de dimensionnement de la fondation.

Le Fascicule 62 se base ainsi sur les résultats de l'essai pressiométrique pour déterminer les courbes de réaction  $P$ - $y$ .

A l'heure actuelle, seul un pénétromètre embarqué, de 12 mm de diamètre, a été conçu pour opérer en cours de centrifugation (jusqu'à 100g). Un mini-pressiomètre est en cours de développement [Beckerich, 1998] ; il ne permet pas encore d'obtenir des données fiables à 40g.

La caractérisation du massif de sol reconstitué par pluviation est donc faite par une série d'essais pénétrométriques. Dans chaque massif de sol, 1 à 4 essais ont été réalisés. L'implantation de ces essais a pris en compte la présence des parois, la présence d'un essai pénétrométrique préalable ou encore d'un essai de chargement latéral d'un pieu ou d'un groupe. Une distance minimum de 10 diamètres (120 mm) entre deux essais pénétrométriques permet de s'affranchir de toute perturbation des mesures.

Le poids volumique moyen est vérifié après l'essai. On a préalablement pesé les boîtes calibrées placées au fond du conteneur avant la pluviation. Le bilan des poids volumiques moyens et des densités correspondantes est dressé dans le tableau 2 - 6.

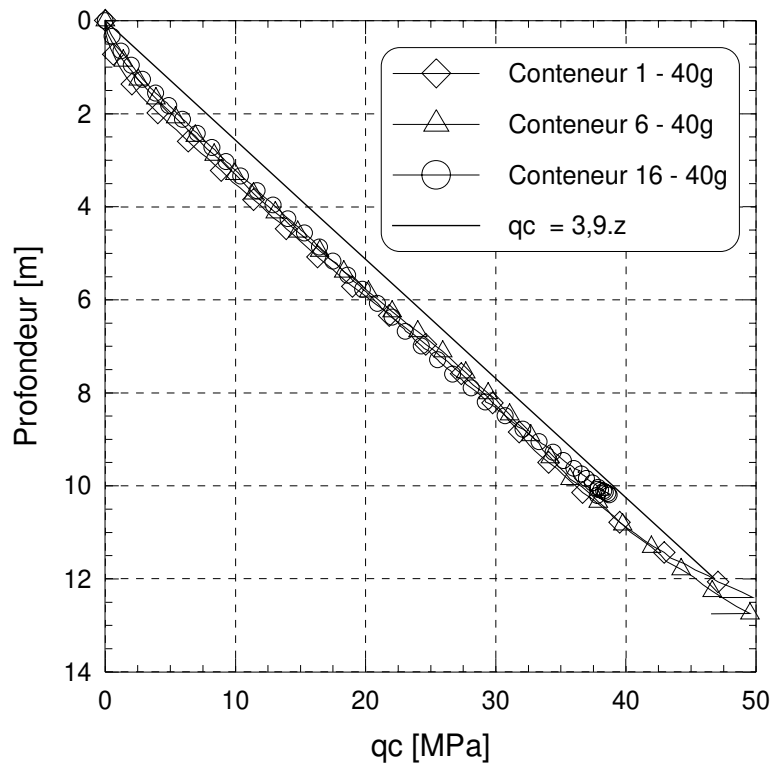
Pour l'ensemble des conteneurs réalisés dans cette étude, le poids volumique moyen est de  $16,36 \text{ kN/m}^3$  avec un écart type de  $0,05 \text{ kN.m}^{-3}$ , ce qui représente une dispersion inférieure à 1%. L'indice de densité correspondant est  $I_D = 97 \%$ . Le massif de sol est par conséquent très dense.

On présente sur la figure 6 les profils de résistance de pointe  $q_c$  pour trois conteneurs d'essais confectionnés à différentes périodes. Les essais pénétrométriques se superposant, on vérifie ainsi :

- la répétitivité des essais;
- l'homogénéité des massifs de sol reconstitués ;
- la conservation des caractéristiques physico-mécaniques du sable de Fontainebleau avec le temps.

Cette dernière conclusion est importante du point de vue de l'analyse des résultats de chargement latéral des pieux. En effet, une modification des caractéristiques du sable avec le temps, qu'on peut appeler vieillissement, a une influence significative. Maréchal [1999] dans son étude sur modèles centrifugés des portances de fondations superficielles a ainsi mis en évidence le vieillissement du sable expérimental utilisé. Cela engendre une réduction de portance des fondations superficielles de 20 à 30%, suivant la configuration de l'essai (à proximité ou non d'un talus).

Des corrélations entre l'essai pénétrométrique et l'essai pressiométrique sont ensuite utilisées [Cassan, 1978].



*figure 2 - 6 : Profils de résistance en pointe  $q_c = f(z)$  pour les conteneurs 1, 6 et 16 centrifugés à 40g*

*tableau 2 - 6 : Poids volumiques moyens par conteneur (relevés post opératoire)*

| Conteneur<br>N° | Poids volumique<br>$\gamma_d$ [kN.m <sup>-3</sup> ] | Indice de<br>densité $I_D$ [%] |
|-----------------|-----------------------------------------------------|--------------------------------|
| 1               | 16,33                                               | 96                             |
| 2               | 16,32                                               | 95                             |
| 3               | 16,32                                               | 95                             |
| 4               | 16,27                                               | 93                             |
| 5               | 16,32                                               | 95                             |
| 6               | 16,31                                               | 95                             |
| 7               | 16,34                                               | 96                             |
| 8               | 16,36                                               | 97                             |
| 9               | 16,32                                               | 95                             |
| 10              | 16,34                                               | 96                             |
| 11              | 16,42                                               | 99                             |
| 12              | 16,44                                               | 100                            |
| 13              | 16,42                                               | 99                             |
| 14              | 16,44                                               | 100                            |
| 15              | 16,38                                               | 98                             |
| 16              | 16,42                                               | 99                             |
| <b>Moyenne</b>  | <b>16,36</b>                                        | <b>97</b>                      |

### **III.4. MODELISATION DU CHARGEMENT**

#### **III.4.1. Introduction**

Le programme de chargement latéral de la fondation a été adapté en s'inspirant de la norme AFNOR NF P 94-151 relative à un "essai statique de pieu isolé sous effort transversal". Le principe est d'appliquer plusieurs paliers d'intensités et de durées égales jusqu'à la charge de rupture.

Cependant, dans le cadre de l'étude, il a été choisi de ne pas atteindre la charge de rupture du pieu. L'étude nécessite un nombre d'essais important et les coûts d'instrumentation d'un pieu ne permettent pas leur renouvellement systématique. L'intégrité du pieu doit donc être préservée au cours de l'essai pour une utilisation ultérieure. Le chargement est ainsi limité à une charge fixée, telle que le moment fléchissant maximal dans le pieu soit inférieur à 70% du moment fléchissant admissible dans le pieu (tableau 2 - 2).

#### **III.4.2. Chargement avec "chariot"**

Dans un premier temps, le dispositif employé par Mezazigh [1995] a été utilisé dans le but de conserver les mêmes procédures d'essais et pouvoir comparer des essais éloignés dans le temps. C'est le dispositif de chargement des fondations développé au L.C.P.C. (figure 2 - 7).

Une masse mobile se déplace sur une poutre pivotant autour d'un axe horizontal. Par l'intermédiaire d'un câble métallique et d'une poulie, le déséquilibre de cette poutre transmet l'effort horizontal au pieu. Le déplacement de la masse mobile est réalisé par une vis sans fin entraînée par un moteur électrique à courant continu. L'alimentation électrique du moteur est gérée par l'expérimentateur à partir de la salle de commande. Il peut ainsi appliquer l'intensité et la durée du chargement qu'il veut.

Ce dispositif de chargement très simple présente cependant plusieurs inconvénients. Le premier est la difficulté d'appliquer le premier palier de chargement. Pendant la montée en gravité, il faut maintenir la poutre en équilibre tout en assurant une légère tension dans le câble métallique. Cette opération est très délicate et, à 40g, les forces en présence sont importantes. La moindre modification de l'équilibre de l'ensemble entraîne un déséquilibre brusque de la poutre et un premier chargement de l'ensemble dont l'intensité n'est pas maîtrisée par l'expérimentateur.

Le second inconvénient est la difficulté d'appliquer exactement les mêmes programmes de chargement d'un essai à l'autre. Le dispositif manuel d'alimentation électrique depuis la salle de contrôle est trop imprécis.

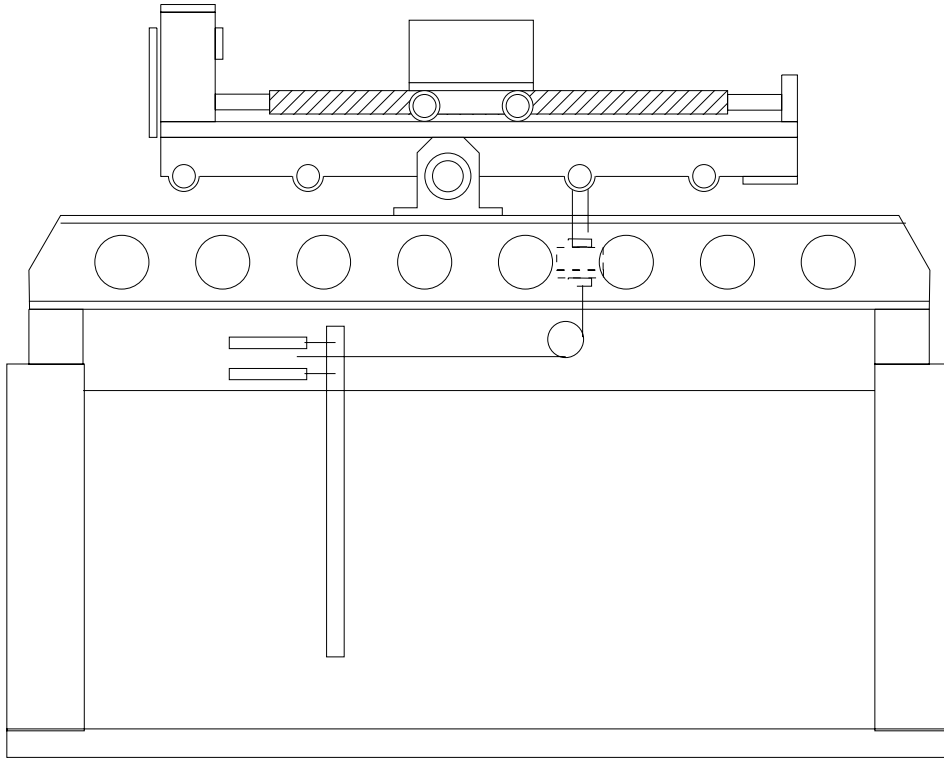
#### **III.4.3. Chargement avec "servo-vérin"**

Ce servo-vérin (figure 2 - 8) a été spécialement conçu pour le L.C.P.C. par la firme française ASTEA. Le vérin est contrôlé par une servo-valve électro-hydraulique fabriquée par la firme américaine MOOG. Celle-ci peut supporter jusqu'à 100g et opérer avec asservissement en force ou en déplacement. Un groupe hydraulique est placé près de la salle de la centrifugeuse pour alimenter le servo-vérin en huile, par deux conduits à hautes pressions.

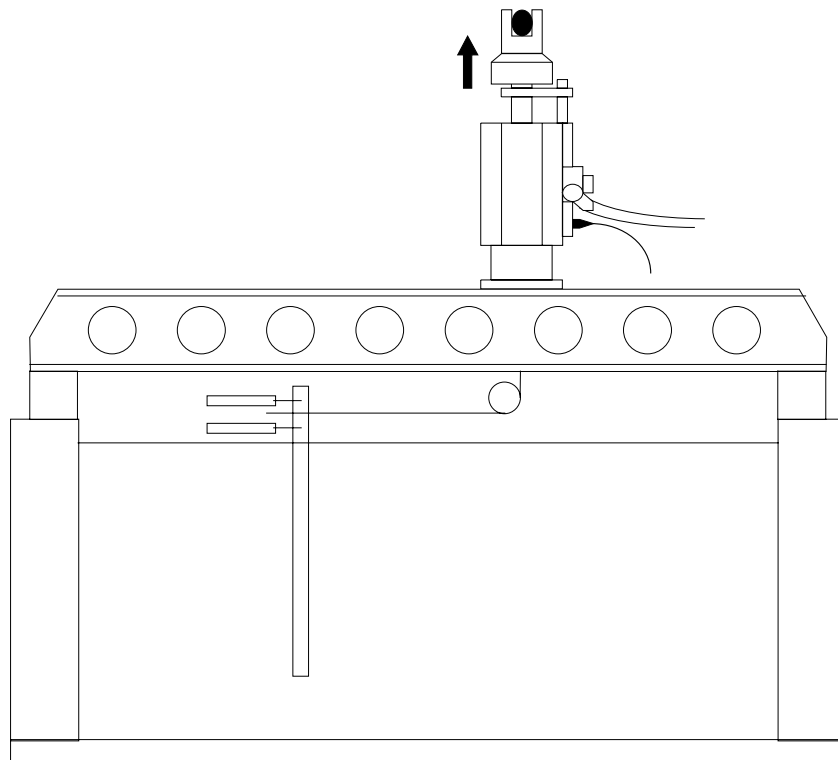
Pour la présente étude, un asservissement en force est choisi afin de contrôler les efforts dans le pieu suivant un programme de chargement prédéfini. La durée et l'intensité des paliers sont fixés par essai, mais elles varient d'un essai à l'autre suivant le nombre de pieux composant le groupe à

charger. Le nombre de paliers est choisi suffisamment grand (20 au maximum) pour disposer d'une quantité suffisante de données pour l'interprétation.

L'avantage du servo-vérin est de pouvoir répéter le même programme de chargement plusieurs essais (1, 2 ou  $n$  pieux).



*figure 2 - 7 : Dispositif de chargement L.C.P.C. avec masse mobile*



*figure 2 - 8 : Servo-vérin placé sur le conteneur expérimental*

### III.5. ACQUISITIONS

Les divers capteurs (jauges, pesons...) constituant le dispositif expérimental sont connectés à une platine dans la nacelle. L'information électrique venant des capteurs est envoyée aux chaînes d'acquisition situées au pivot de la centrifugeuse. Ces chaînes numérisent le signal qui est transmis, via des joints tournants, aux ordinateurs du poste de commande.

Ce chemin est réversible ; on peut transmettre un signal du poste de commande vers l'appareillage embarqué dans la nacelle. C'est, par exemple, le cas lorsqu'on pilote le servo-vérin.

Tous les capteurs utilisés sont étalonnés préalablement à l'essai en utilisant la configuration d'acquisition de l'essai. Pour les capteurs de déplacement, des cales calibrées sont utilisées ; pour les pesons, ce sont des masses connues ; pour les demi-ponts de jauges, le pieu est mis en console et chargé par des masses (Annexe 1).

En résumé, au cours de l'essai de chargement latéral de  $n$  pieux, les données suivantes sont enregistrées :

- effort latéral  $F_H$  appliqué par le servo-vérin à l'ensemble des pieux (figure 2 - 9);
- déplacements en tête  $dp1$  et  $dp2$  des pieux ( $2 \times n$  pieux) ;
- déformations en flexion des pieux ( $20 \times n$  pieux).

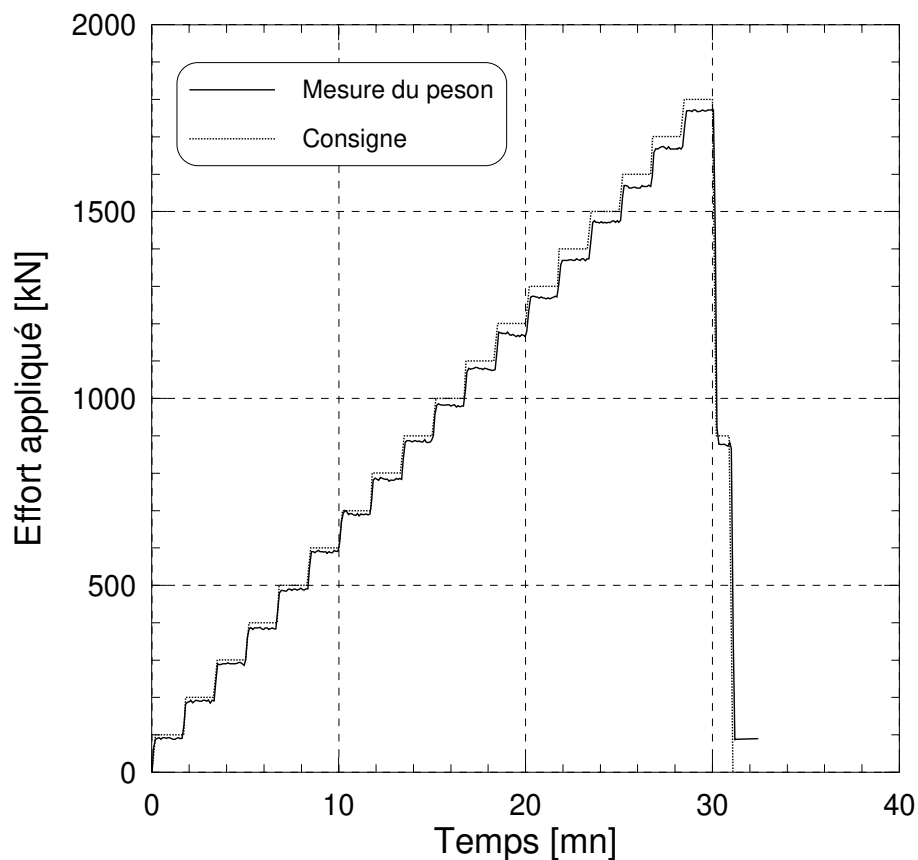


figure 2 - 9 : Exemple de courbe de chargement avec servo-vérin.



#### IV. PROCEDURE D'ESSAI

Il est important de définir une procédure d'essai afin d'assurer la répétitivité des essais et réduire l'influence de l'opérateur. Deux essais identiques quant à la configuration des pieux, réalisés dans deux conteneurs différents, pourront ainsi être comparés. Des essais de configurations différentes réalisés dans des massifs de sables similaires, avec le même dispositif expérimental (figure 2 - 10), pourront être comparés.

La figure 2 - 11 représente l'ensemble des opérations réalisées lors de l'exécution de plusieurs essais de chargement dans un même conteneur.

La similitude entre massifs de sable successifs est assurée par le contrôle des densités et par les essais pénétrométriques. Dans la figure 2 - 12, on montre la répétitivité des essais en comparant les courbes de chargement dans le cas de deux essais de 3 pieux en ligne à  $s/B = 2$  (mis en place sans refoulement du sol) réalisés dans 2 conteneurs différents.

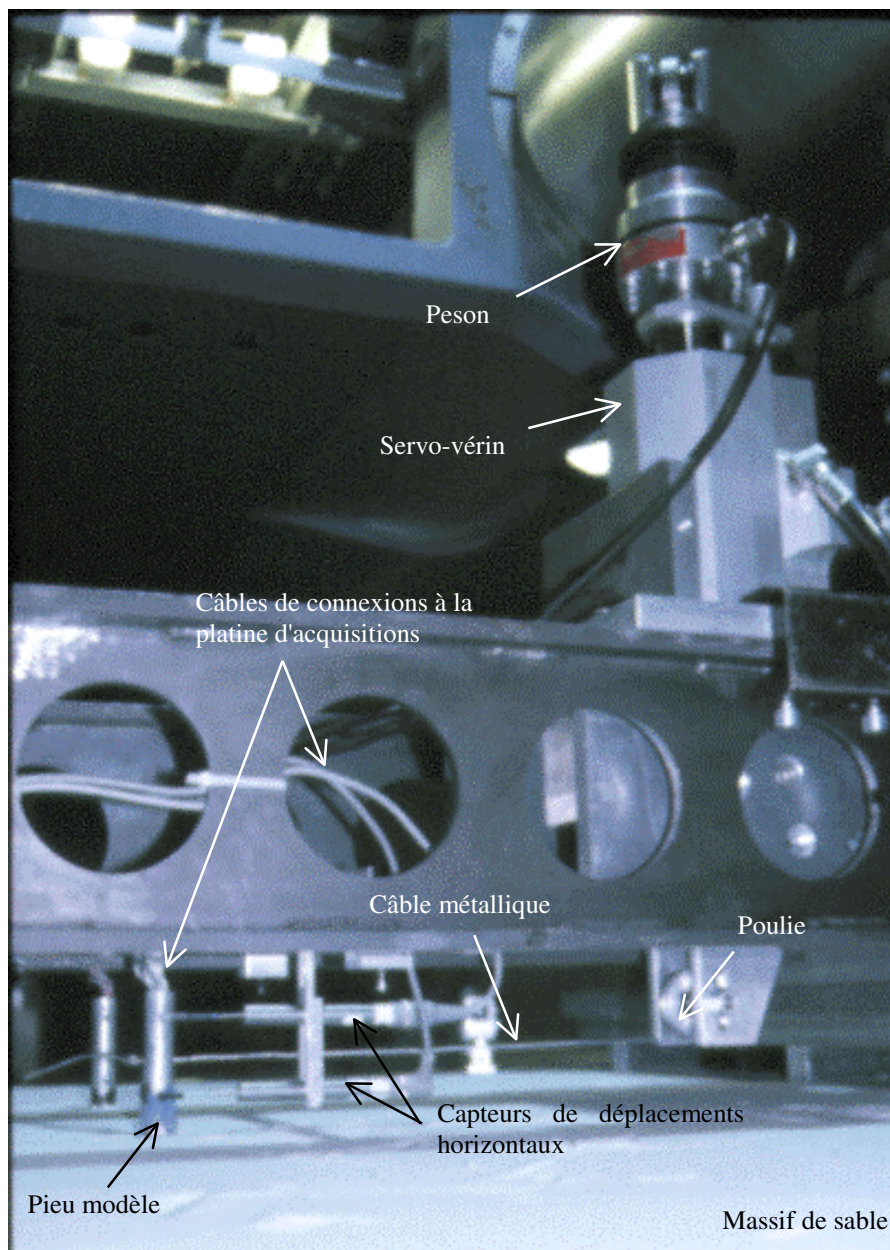


figure 2 - 10 : Dispositif expérimental pour le chargement d'un pieu isolé

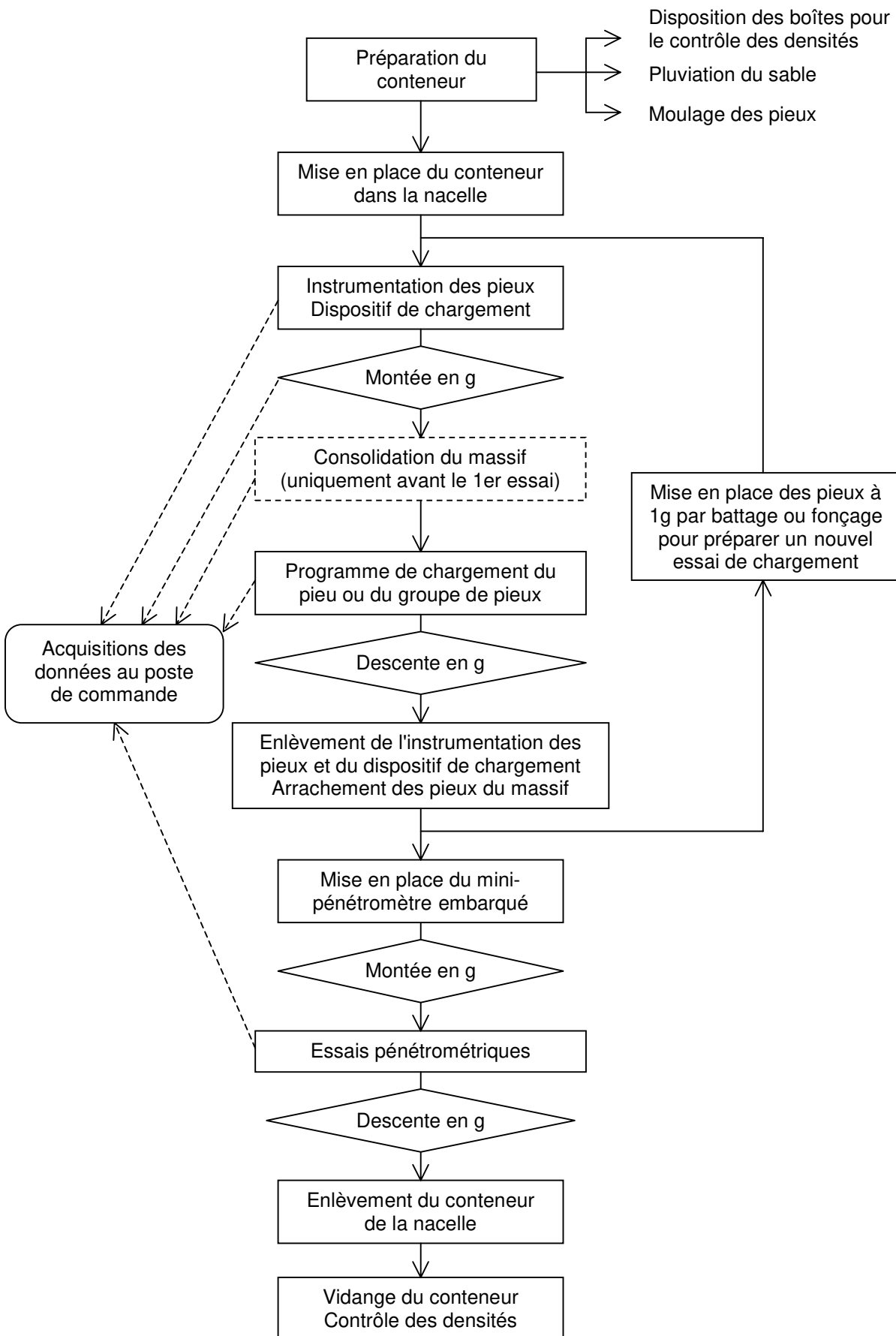


figure 2 - 11 : Organigramme décrivant la procédure expérimentale

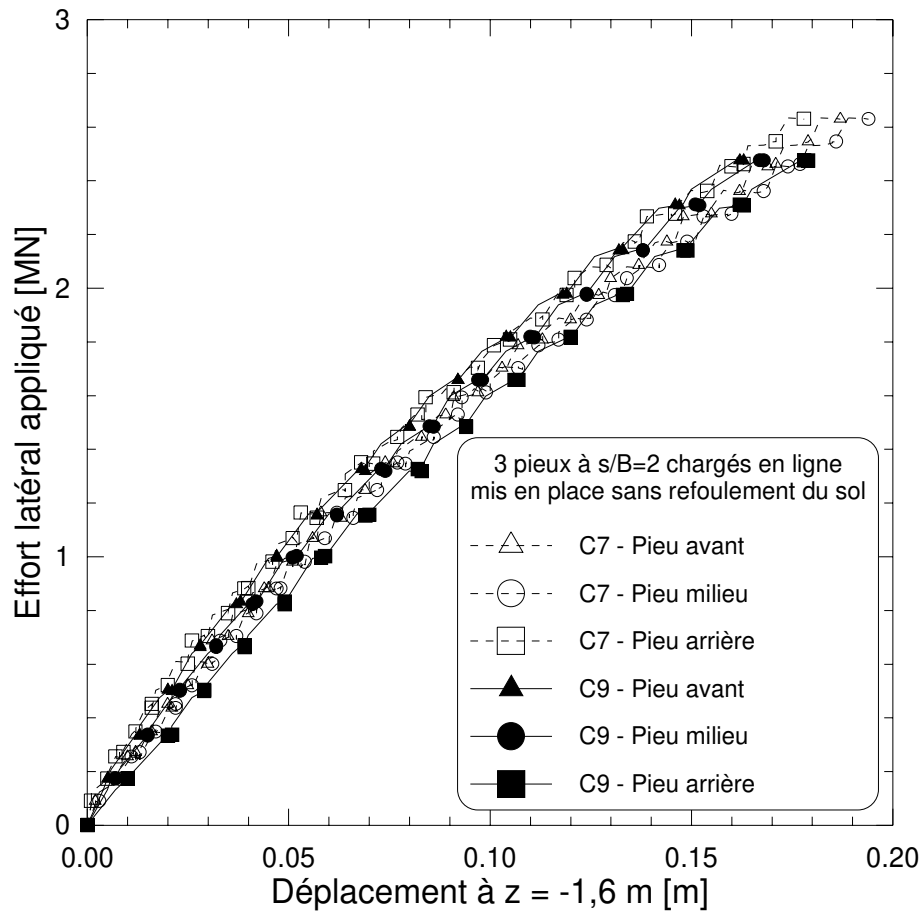


figure 2 - 12 : Comparaison des courbes de chargement pour deux essais de configuration identiques dans deux conteneurs.

## V. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Les essais de Mezazigh [1995] sont conservés pour la base de données expérimentales de la présente étude (tableau 2 - 7). Ils sont décrits dans le paragraphe III.4.1. de l'étude bibliographique.

tableau 2 - 7 : Essais de Mezazigh [1995]

| Espacement relatif $s/B$            | 2      | 4      |
|-------------------------------------|--------|--------|
| $\gamma_d = 16,2 \text{ kN.m}^{-3}$ | SMC5F2 | SMC4F4 |

Celle-ci est complétée par un programme extensif portant sur 16 conteneurs.

Les conteneurs 4, 5 et 6 ont été dédiés à des essais spécifiques pour l'analyse des conditions aux limites du problème (cf. Annexe 3). Dans le conteneur 16, un essai à 40g sur un groupe de 9 pieux à  $s/B = 3$  a été réalisé.

Des essais ont servi de base pour l'étude de l'influence du mode de mise en place des pieux sur l'effet de groupe.

Des essais à 40g dans le conteneur 2 ont permis d'étudier trois modes de mise en œuvre des pieux à 1g :

- sans refoulement du sol par pluviation du sol autour des pieux (couple à  $s/B = 2$ , **C2L2F2**)
- avec refoulement du sol par battage (essai référence, **C2B0**, et couple à  $s/B = 2$ , **C2L2B2**)
- avec refoulement du sol par fonçage (essai référence, **C2V0**, et couple à  $s/B = 2$ , **C2L2V2**)

Des essais à 60g ont été entrepris (tableau 2 - 8). Ils portent sur des pieux isolés ou des couples de pieux à  $s/B = 2$  mis en place soit par moulage à 1g soit par fonçage à 60g. Les résultats pour les pieux isolés servent à la modélisation de modèles, ceux pour les couples sont utilisés pour l'étude des modes de mise en place (Ch.4, §4.1.).

On recense enfin l'ensemble des essais paramétriques à 40g dans le tableau 2 - 9. On remarque que certains d'entre eux ont été plusieurs fois répétés du fait de problèmes de mise en œuvre.

Lors de cette étude, on a fait varier l'entre axe  $s$  et la disposition des pieux par rapport au chargement. On dira que les pieux sont en ligne (figure 2 - 13) lorsqu'ils sont alignés parallèlement au sens du chargement. On dira que les pieux sont en rang (figure 2 - 14) lorsqu'ils sont alignés perpendiculairement au sens du chargement.

Finalement 60 essais ont été réalisés dans 16 conteneurs.

Il a été montré qu'une configuration d'essai était répétitive d'un conteneur à l'autre (§III). Pour l'analyse, un seul essai sera conservé par configuration.

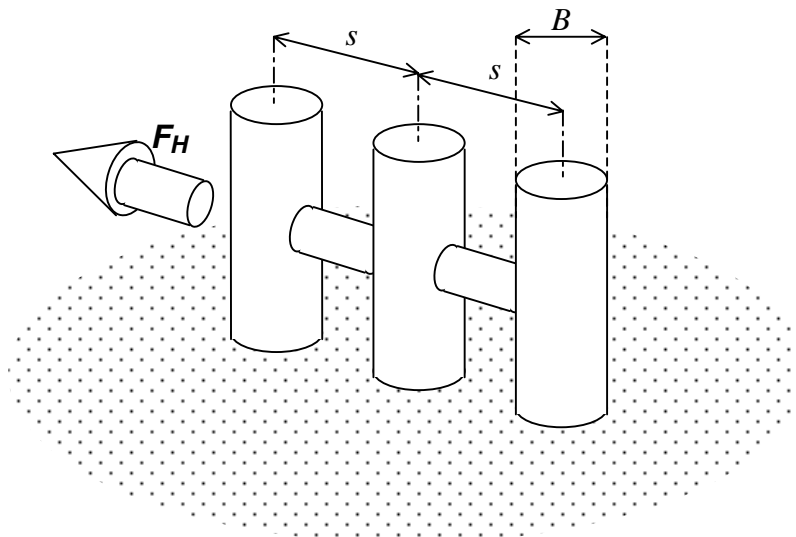


figure 2 - 13 : Schéma de principe du chargement des pieux en ligne

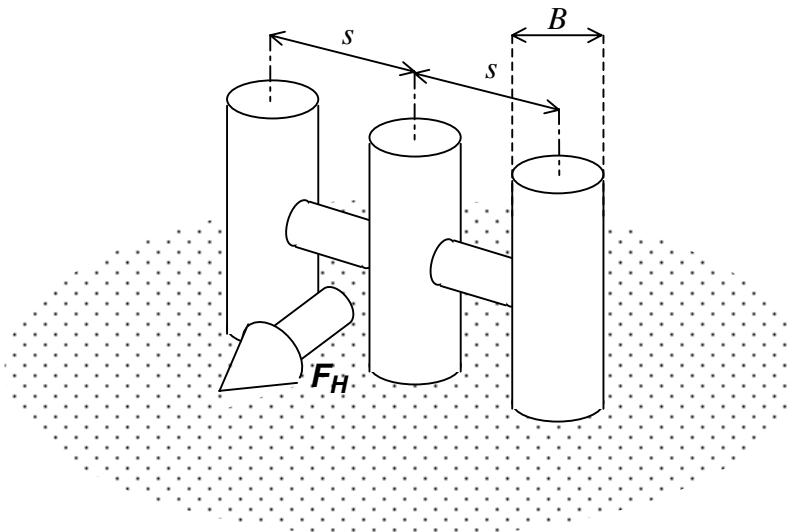


figure 2 - 14 : Schéma de principe du chargement des pieux en rang

tableau 2 - 8 : Bilan des essais réalisés à 60g ( $\gamma_d = 16,4 \text{ kN.m}^{-3}$ )

|                    | Mise en place sans<br>refoulement du sol | Mise en place par<br>fonçage à 1g | Mise en place par<br>fonçage à 60g |
|--------------------|------------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| Pieu isolé         | C15F0, C16F0                             | C15V0                             | C15V0g                             |
| Couple à $s/B = 2$ | C15L2F2                                  | C15L2V2                           | C15L2V2g                           |

Code utilisé pour référencer les essais :

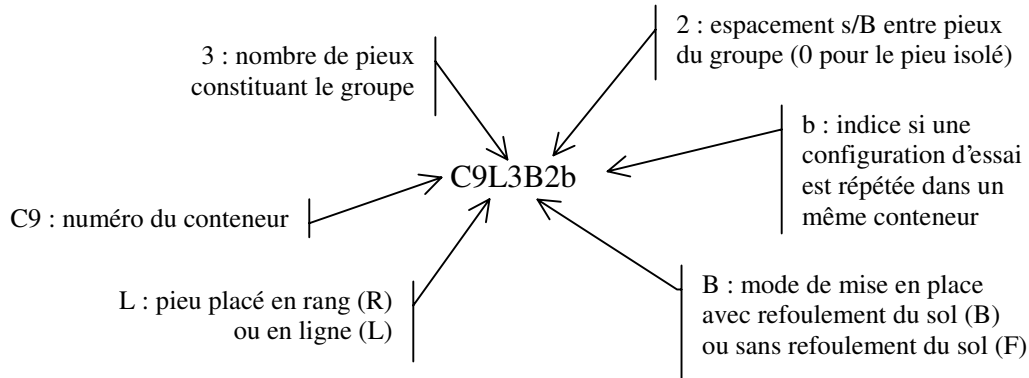


tableau 2 - 9 : Bilan des essais réalisés à 40g avec variation du paramètre s/B ( $\gamma_d = 16,36 \text{ kN.m}^{-3}$ )

| Pieu isolé référence |                                       |                                            |
|----------------------|---------------------------------------|--------------------------------------------|
|                      | Mise en place sans refoulement du sol | Mise en place par battage à 1g             |
| Essais               | C3F0, <b>C6F0a</b> , C6F0b            | C1B0, C2B0, C3B0, <b>C7B0</b> , C8B0, C9B0 |

| Couple de pieux en ligne |                                       |                                |                                                                                                                     |
|--------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                          | Mise en place sans refoulement du sol | Mise en place par battage à 1g |                                                                                                                     |
| s/B                      | 2      4      6      8                | 2      4      6      8         |                                                                                                                     |
| Essais                   | <b>SMC5F2</b><br>C2L2F2               | <b>SMC4F4</b>                  | <b>C1L2F6</b> <b>C8 L2F8</b>                                                                                        |
|                          |                                       |                                | C1L2B2      C1L2B4<br>C2L2B2      C2L2B4<br>C3L2B2 <b>C7L2B4</b><br>C7L2B2a      C8L2B4<br><b>C7L2B2b</b><br>C8L2B2 |

| Groupe de 3 pieux en ligne |                                                |                                                                                        |
|----------------------------|------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
|                            | Mise en place sans refoulement du sol          | Mise en place par battage à 1g                                                         |
| s/B                        | 2      4      6      8                         | 2      4      6      8                                                                 |
| Essais                     | C7L3F2 <b>C10L3F4</b><br><b>C9L3F2</b> C13L3F4 | <b>C14L3F8</b>                                                                         |
|                            |                                                | C9L3B2a      C10L3B4a,<br>C9L3B2b      C10L3B4b<br><b>C13L3B2</b> C13L3B4a<br>C13L3B4b |

| Groupe de 3 pieux en rang |                                       |                                |
|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|
|                           | Mise en place sans refoulement du sol | Mise en place par battage à 1g |
| s/B                       | 2      4                              | 2      4                       |
| Essais                    | C11R3F2, <b>C12R3F2</b>               | C12R3B2a, <b>C12R3B2b</b>      |

Nota : marqués en caractères gras sont les essais utilisés pour l'interprétation

# Annexe 1

## *DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX*





## I. LA CENTRIFUGEUSE GEOTECHNIQUE DU L.C.P.C.

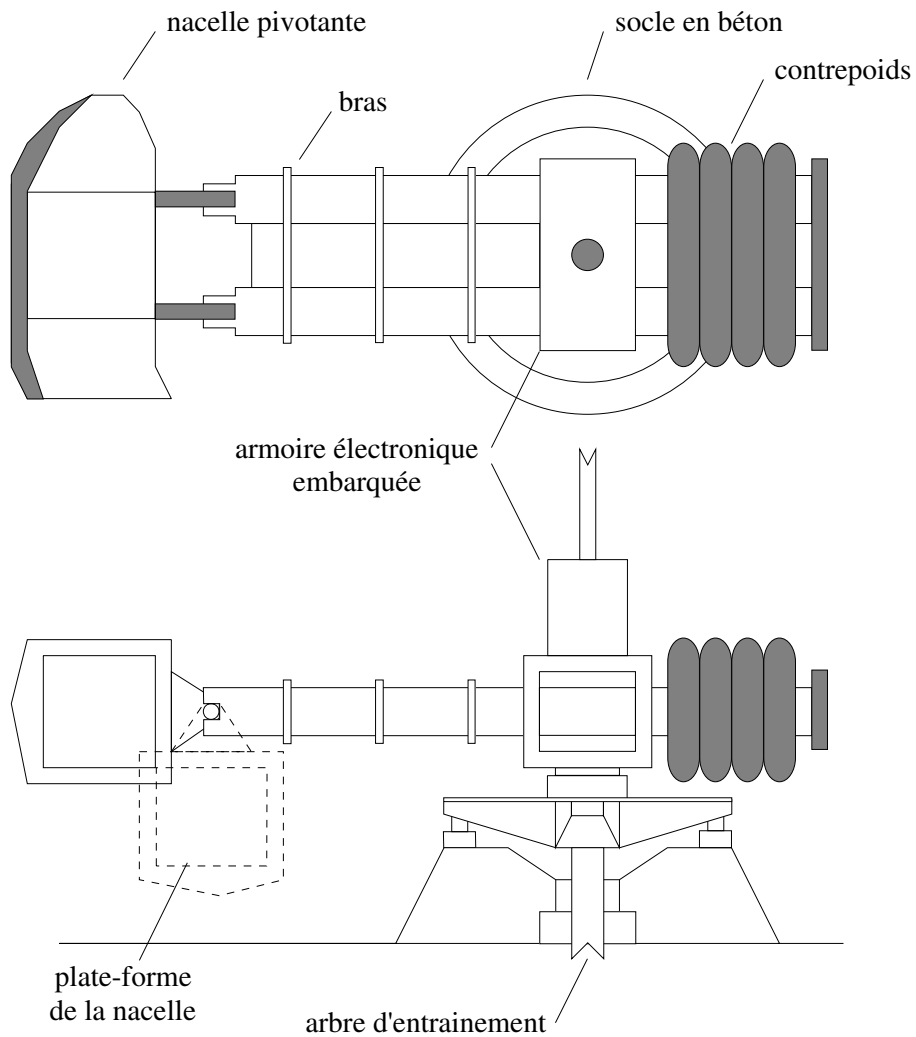


figure A1 - 1 : Schéma de principe de la centrifugeuse géotechnique du L.C.P.C.

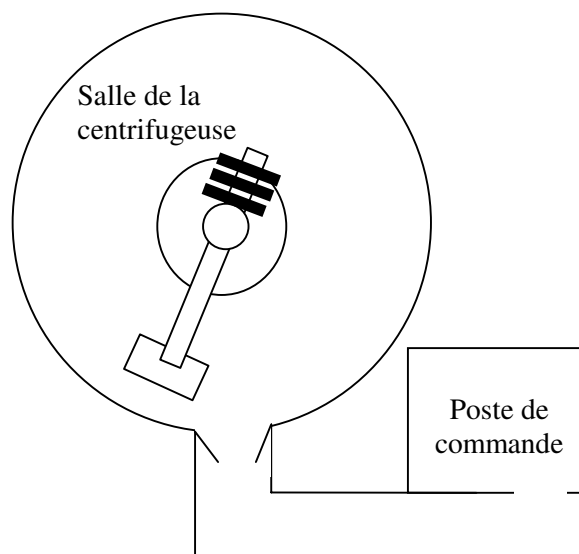


figure A1 - 2 : Plan du site de la centrifugeuse au L.C.P.C.

## II. ETALONNAGE DES PIEUX MODELES

### II.1. PRINCIPE

Le but de cette procédure est de déterminer la rigidité en flexion du pieu d'une part et la réponse des jauges d'autre part.

L'acquisition des réponses des jauges se fait par la chaîne d'acquisition de la centrifugeuse (UPM60, UPH3200 ou HBM). Ainsi, les réponses des jauges sont obtenues avec les erreurs éventuelles d'acquisition. On suppose donc que les coefficients déterminés de ces réponses prennent en compte l'erreur globale d'acquisition.

L'étalonnage (figure A1 - 3) en lui-même consiste à comparer la réponse acquise avec la réponse théorique pour la même configuration. Pour cela on charge le pieu en console avec des masses définies. On connaît ainsi le moment appliqué au pieu par bras de levier.

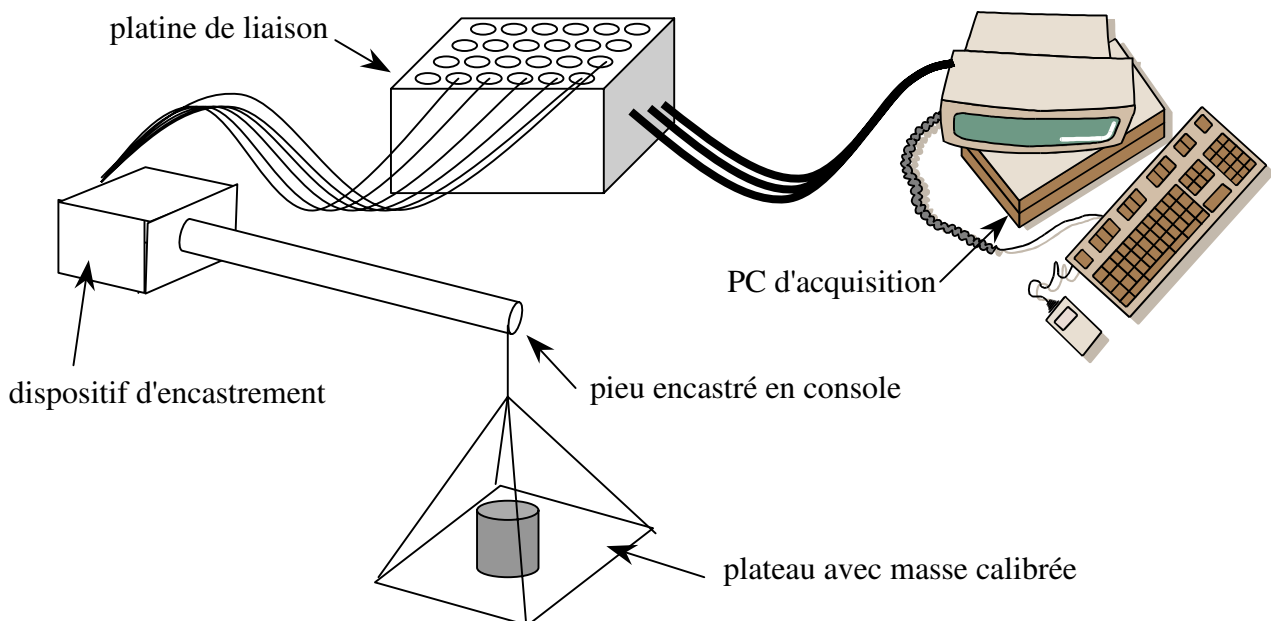


figure A1 - 3 : Schéma de principe du dispositif d'étalonnage des pieux

### II.2. REPONSE THEORIQUE DU PIEU EN FLEXION

D'après la loi de Hooke :

$$\begin{cases} \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\nu \frac{\sigma_1}{E} \end{cases}$$

En écrivant le principe de l'équivalence, on obtient :

$$\sigma_1 = \frac{M_f}{I_3} x_2$$

Les fibres situées sur l'axe  $\bar{x}_3$  d'une section ne sont pas sollicitées (figure A1 - 4). L'ensemble de ces fibres sur lesquelles la contrainte s'annule ( $x_2 = 0$ ) constitue le plan neutre. Ainsi, dans une section donnée du pieu, la fibre la plus sollicitée est celle la plus éloignée du plan neutre :

$$\sigma_1 = \frac{M_f}{I_3} v$$

où  $v = B/2$  ( $B$  étant le diamètre du pieu).

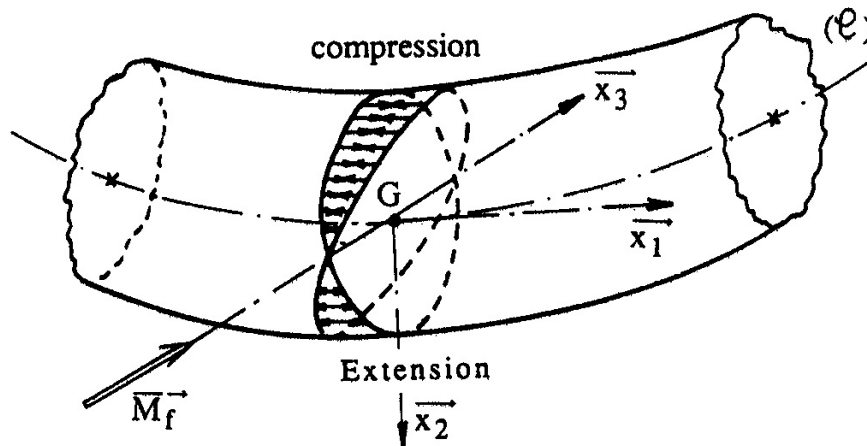
Finalement :

$$\varepsilon_1 = \frac{M_f}{EI_3} v$$

De plus, d'après les conditions expérimentales :

$$M_f = P.(l - x)$$

- où
- $P$  : charge appliquée sur le pieu ( $P=m.g$ )
  - $l$  : longueur du pieu
  - $x$  : position du demi-pont de jauges par rapport à l'encastrement



*figure A1 - 4 : Section de poutre soumise à un moment fléchissant*

### II.3. ETALONNAGE

On a montré que la réponse obtenue par un demi-pont de jauges était :

$$2\varepsilon_1 = 2 \frac{mg(l - x)}{EI_3} v$$

On applique au pieu une série de masses calibrées et on relève la réponse des 20 demi-ponts de jauges. Ces réponses sont tracées d'une part en fonction de la masse appliquée (figure A1 - 5), d'autre part en fonction de la position sur le pieu (figure A1 - 6).

La première figure permet d'étudier la linéarité de la réponse des jauges en charge et décharge. La seconde permet de vérifier le bon positionnement des jauges (l'enveloppe du moment fléchissant d'une poutre chargée en console étant une droite).

On a effectué un étalonnage pour les 6 pieux sur chaque chaîne d'acquisition utilisée. En théorie, on passe d'une chaîne à l'autre par l'application d'un coefficient multiplicateur aux coefficients de jauges. Cependant, les étalonnages mettent en évidence que ce coefficient n'est pas parfaitement constant.

La précision de l'étalonnage dépend beaucoup du mode opératoire utilisé. Plusieurs paramètres peuvent faire dévier la réponse du pieu par rapport à sa réponse théorique :

- la longueur d'encastrement n'est pas exactement celle souhaitée ;
- l'effort n'est pas appliqué exactement au point défini ;
- les jauges ne sont pas placées exactement dans le plan de l'effort appliqué.

## II.4. COEFFICIENTS DES JAUGES

Avant l'étalonnage, les coefficients  $C_i$  des demi-ponts de jauges affectés à la chaîne d'acquisition utilisée sont inconnus. Ces coefficients permettent de transformer la réponse électrique, exprimée en digits, en une grandeur physique, ici un moment fléchissant.

On ne connaît que le moment fléchissant théorique appliqué. En affectant au coefficient  $C_i$  inconnu la valeur 1, on mesure le nombre de digits  $n$  correspondant à l'effort appliqué  $M_f$ . D'où :

$$C_i = \frac{M_f}{n} \qquad 2\varepsilon_l = 2 \frac{mg(l-x)}{EI_3} \nu$$

Ce coefficient est calculé pour chaque demi-pont de jauges de chaque pieu.

### Calcul d'erreur sur le coefficient de jauge

A partir de la définition du coefficient, on peut établir une différentielle de cette définition après passage par un logarithme népérien :

$$C_i = \frac{mg(l-z_i)}{n}$$

$$\ln C_i = \ln(mg) + \ln(l-z_i) - \ln(n)$$

$$\frac{dC_i}{C_i} = \frac{d(mg)}{mg} + \frac{d(l-z_i)}{l-z_i} - \frac{dn}{n}$$

Finalement on peut poser  $\Delta A$  comme étant l'erreur sur la grandeur  $A$ . Si on considère que l'effort ( $P = mg$ ) est parfaitement connu et que l'erreur de positionnement des jauges est inférieure à celle posée sur le bras de levier, on établit la relation suivante :

$$\left| \frac{\Delta C_i}{C_i} \right| \leq 2 \left| \frac{\Delta l}{l-z_i} \right| + \left| \frac{\Delta n}{n} \right|$$

Ainsi l'erreur dépend essentiellement de la mesure et de la position de la jauge. On établit une valeur moyenne de cette erreur relative par demi-pont de jauges pour l'ensemble des mesures. Elle est de l'ordre de 5%.

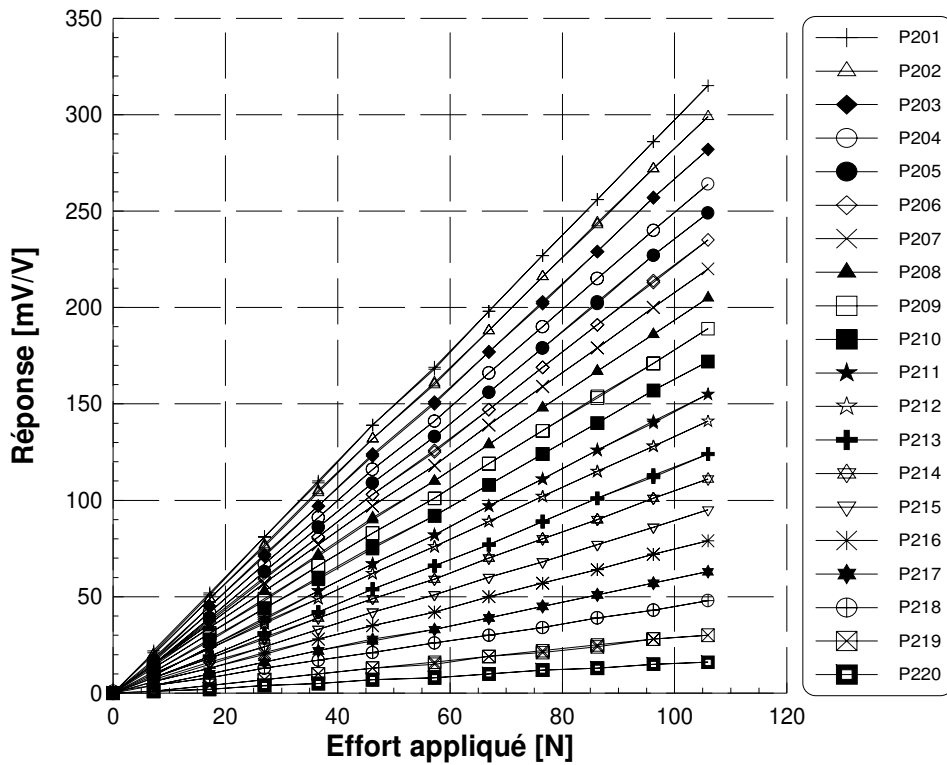


figure A1 - 5 : Réponse des jauges à l'effort appliqué (exemple du pieu P2)

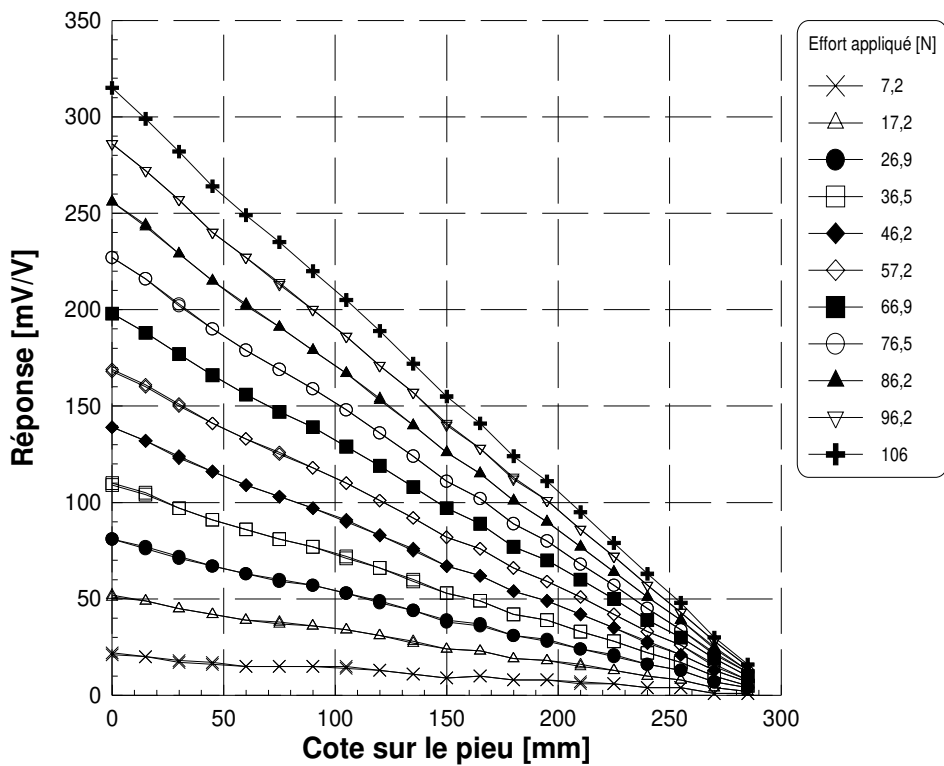


figure A1 - 6 : Réponse du pieu à l'effort appliqué (exemple du pieu P2)

## II.5. RIGIDITE DU PIEU

La rigidité du pieu est par la théorie à partir des données géométriques et mécaniques de chaque tube modèle. L'étalonnage nous donne  $\varepsilon_1$  mesuré. On peut donc en déduire la rigidité du pieu étalonné :

$$(EI_3)_{\text{pieu}} = \frac{mg(l-x)}{(\varepsilon_1)_{\text{mesuré}}} v$$

### Calcul d'erreur sur la rigidité

De même que pour le coefficient  $C_i$ , on peut déterminer l'erreur sur la détermination de la rigidité du pieu. Elle est calculée par la formule suivante :

$$\left| \frac{\Delta EI_3}{EI_3} \right| \leq 2 \left| \frac{\Delta l}{l - z_i} \right| + \left| \frac{\Delta n}{n} \right|$$

On obtient ainsi la même erreur, de l'ordre de 5%, que pour les coefficients des jauges  $C_i$ .

Les résultats du calcul de rigidité sont regroupés pour les 6 pieux sur les 3 chaînes dans le tableau A1 - 1.

Pour l'ensemble des pieux modèles à 40g, on obtient ainsi une rigidité moyenne de 185 N.m<sup>2</sup>. L'erreur par rapport à la rigidité théorique calculée ( $EI = 197,4 \text{ N.m}^2$ ) est de 6%. Pour la modélisation à 60g, la rigidité moyenne des pieux modèles est de 37 N.m<sup>2</sup> avec une erreur relative par rapport à la rigidité théorique de 5%. Etant donné que l'erreur donnée sur le calcul de la rigidité théorique est de 5%, on peut conclure que les résultats trouvés expérimentalement sont exacts.

tableau A1 - 1 : Rigidité des pieux calculées à partir des étalonnages (en N.m<sup>2</sup>)

|    | Type de chaîne d'acquisition |          |          |
|----|------------------------------|----------|----------|
|    | UPM 60                       | UPH 3200 | HP 3552A |
| P1 | 181                          | -        | 186      |
| P2 | 185                          | -        | 187      |
| P3 | 184                          | 187      | 184      |
| P4 | 37                           |          |          |
| P5 | 38                           |          |          |
| P6 | 37                           |          |          |

### III. RECONSTITUTION DU MASSIF DE SOL

La trémie (figure A1 - 7 et figure A1 - 8) se déplace automatiquement sur la longueur du conteneur et remonte régulièrement afin d'assurer une hauteur de chute de sable constante. L'opérateur peut ainsi jouer sur la largeur de la fente, sur la hauteur de chute du sable, sur les vitesses verticales et horizontales pour obtenir la densité de massif souhaitée.

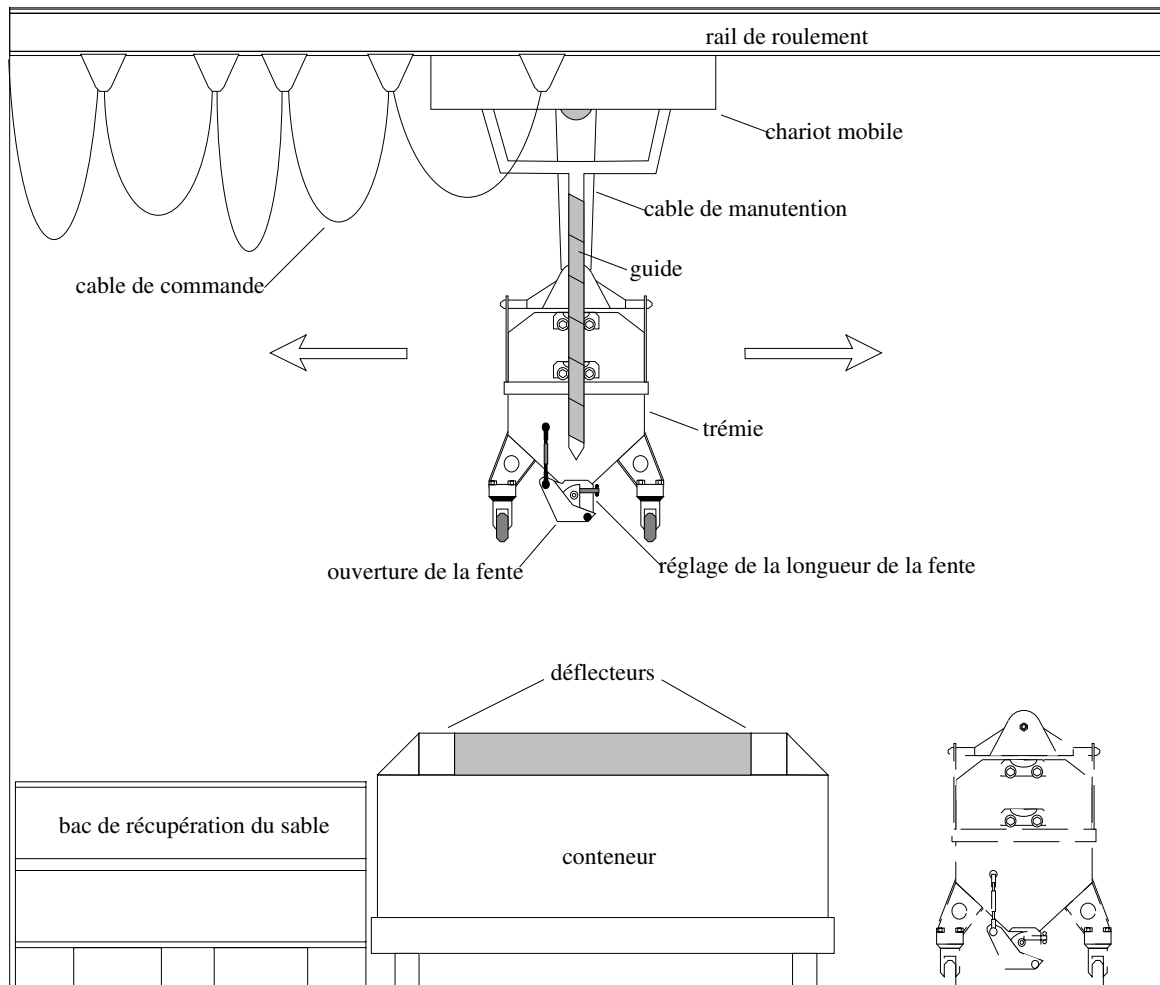


figure A1 - 7 : Salle de préparation des massifs de sable

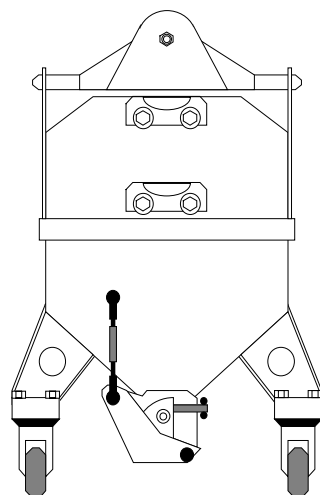


figure A1 - 8: Trémie

## IV. METHODES DE MISE EN PLACE DES PIEUX MODELES

### IV.1. MOULAGE A 1G

Le conteneur étant placé sous la trémie (figure A1 - 9), on réalise une première couche de sable jusqu'à atteindre la cote du pied du pieu modèle. Le pieu (ou les pieux) modèle est suspendu au dessus du conteneur par un câble Nylon et vient s'appuyer sur le première couche. On s'assure de la côte verticale du pieu et de son positionnement dans le conteneur. Sa verticalité est vérifiée dans les deux directions  $x$  et  $y$ .

On achève la pluviation du sable puis on arase le massif pour positionner le point de chargement à 40 mm hors sol.

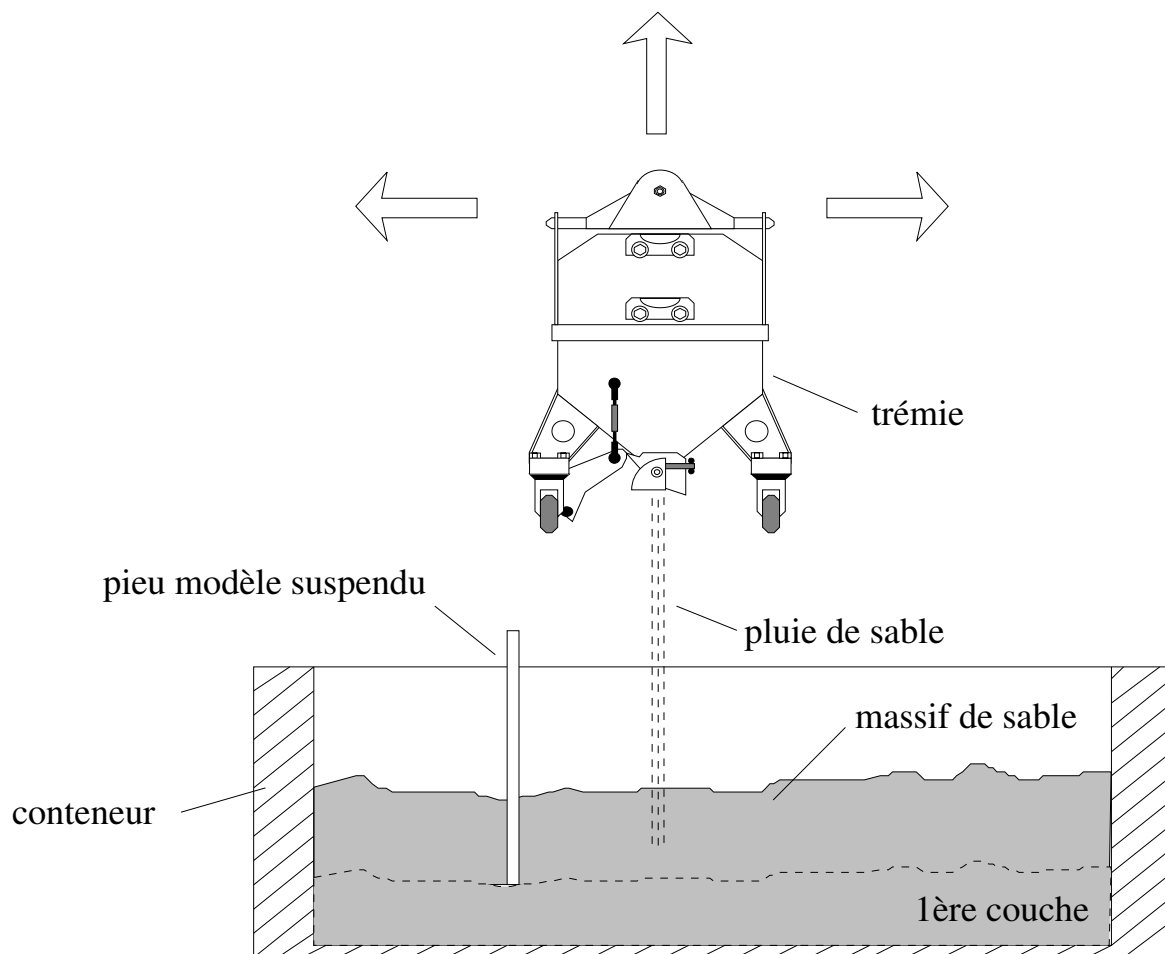


figure A1 - 9 : Principe de mise en place des pieux par moulage à 1g



## IV.2. BATTAGE A 1G

Ce mode de mise en place se fait manuellement. Le dispositif est conçu afin d'assurer une bonne répétition du battage, d'un essai à l'autre et quel que soit l'opérateur.

Le dispositif avec le pieu est positionné au-dessus du conteneur à l'emplacement choisi (figure A1 - 10). En cours de battage, on relève le nombre de coups nécessaire par centimètre d'enfoncement jusqu'à l'enfoncement total de la fiche du pieu. En fin de battage, on note une cuvette d'environ 1 cm de profondeur, indiquant une légère densification du massif à proximité du pieu.

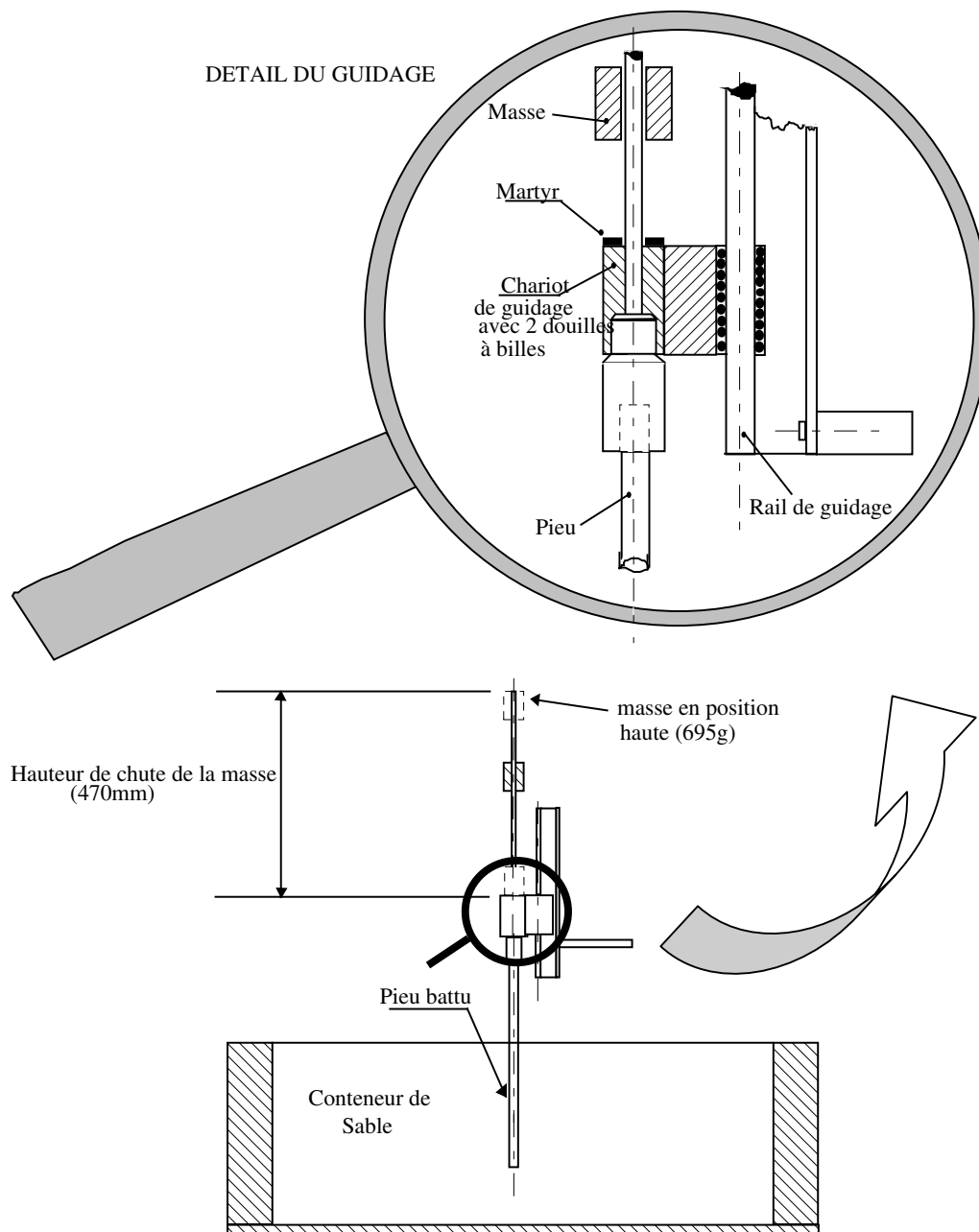


figure A1 - 10 : Dispositif de battage à 1g

### IV.3. DISPOSITIF DE FONÇAGE A 1G OU 60G

Le même dispositif (figures A1-11 et A1-12) est conçu pour fonder un ou deux pieux, à 1g ou à 60g. On utilise un vérin hydraulique dont la course est de 500 mm.

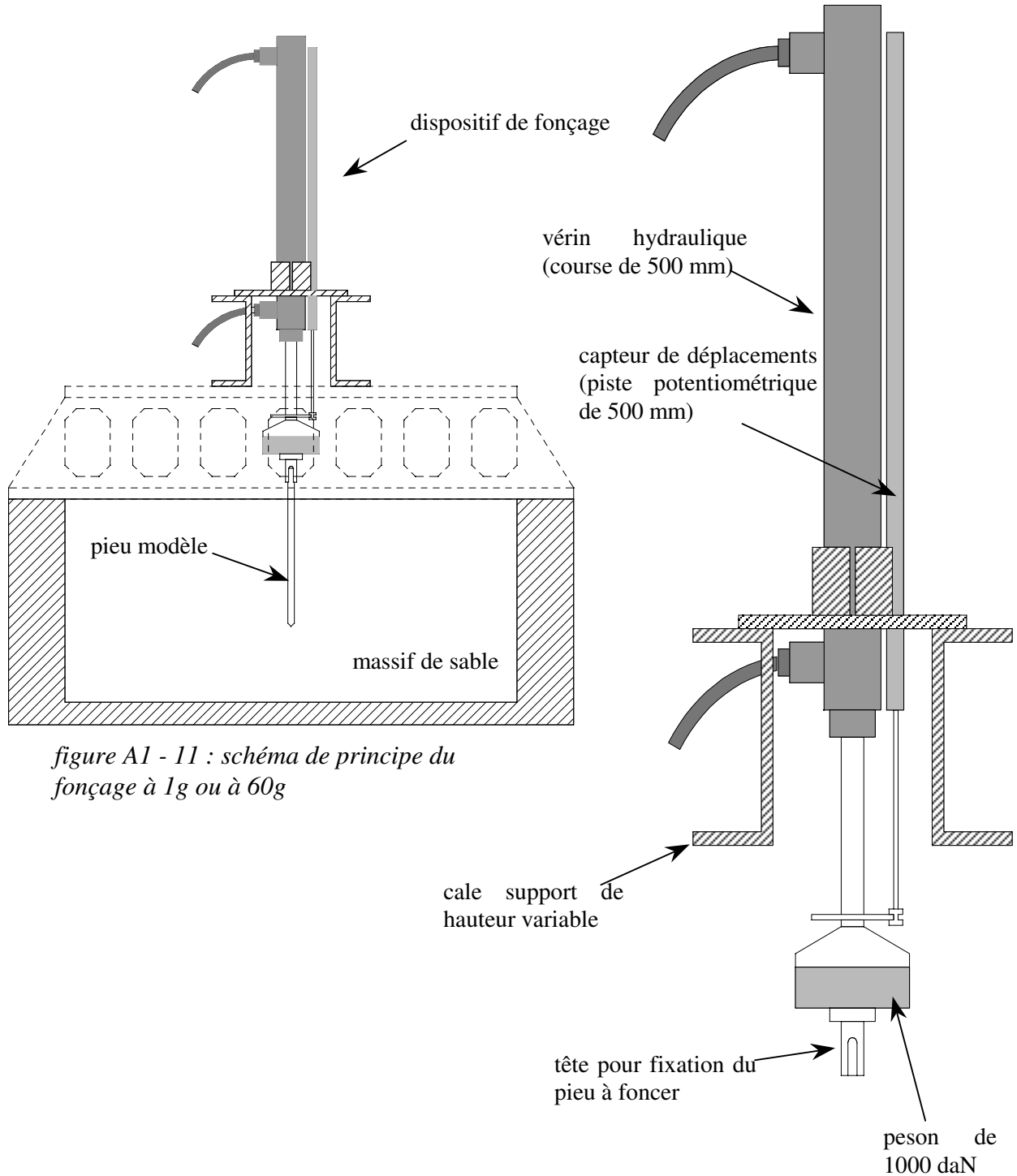


figure A1 - 11 : schéma de principe du fonçage à 1g ou à 60g

figure A1 - 12 : Dispositif de fonçage

# Chapitre 3

## *PROCEDURE D'INTERPRETATION DES ESSAIS SUR MODELES CENTRIFUGES*



## I. INTRODUCTION

L'analyse des essais sur modèles centrifugés de groupes de pieux est basée sur une étude comparative. Le comportement de chaque pieu du groupe est rapporté à celui d'un pieu isolé qui sert de référence. L'analyse de l'essai de chargement latéral du pieu isolé doit donc être bien définie et validée.

On présente dans ce chapitre la procédure d'analyse de l'essai de chargement latéral du pieu isolé. Cette procédure est basée sur différents essais réalisés sur pieu isolé. Des hypothèses sont posées et justifiées en Annexe 3.

Finalement la méthode est validée par des calculs numériques avec les logiciels PILATE et GOUPIL. Les caractéristiques de ces logiciels sont présentées en annexe 4.

Des jauges de déformation fixées sur le pieu modèle permettent d'obtenir les profils de moment fléchissant en cours de chargement après interprétation des déformations du pieu (cf. Annexe 1). L'étude est basée sur l'analyse de ces données expérimentales.

Pour un effort latéral donné, la distribution mesurée des moments fléchissants  $M$ , en fonction de la profondeur  $z$ , est utilisée pour obtenir le profil de réaction du sol le long du pieu  $P$ , par double dérivation, et la déformée latérale du pieu  $y$ , par double intégration, d'après les formules classiques suivantes :

$$P = \frac{d^2 M}{dz^2} \quad (3 - 1)$$

et

$$y = \iint \frac{M}{EI} dz \quad (3 - 2)$$

La principale difficulté dans ce type d'analyse est l'interpolation des profils de moment fléchissant et la définition des conditions aux limites. Un mauvais lissage des moments fléchissants entraînera d'importantes perturbations lors de la double dérivation et un mauvais choix des conditions limites influencera fortement la précision de la double intégration.

Certains auteurs [McVay et al., 1995] ont choisi de ne pas utiliser cette procédure pour l'analyse d'un pieu isolé sous chargement latéral. Connaissant les données géotechniques de leur massif de sol, ils définissent l'interaction sol-pieu par la fonction  $P$ - $y$  reconnue dans la littérature qui approche le mieux la courbe effort latéral-déplacement mesurée pendant l'essai.

D'autres [Barton, 1982] ont utilisé des fonctions splines cubiques pour interpoler les moments fléchissants. Ils ont imposé pour conditions aux limites l'effort tranchant en tête et la réaction du sol en surface supposée nulle. L'interpolation des moments par un polynôme pose quant à elle des problèmes concernant la dérivation [King, 1994].

Pour la présente étude, le logiciel SLIVALIC5 [Degny, 1985] est utilisé pour lisser les données mesurées des moments par des fonctions splines quintiques et pouvoir ensuite dériver deux fois les données lissées. Chaque spline est calculée sur six données expérimentales consécutives suivant la profondeur. Un unique paramètre  $\rho$  est nécessaire pour ajuster la spline. "Son choix est extrêmement important car il établit l'équilibre entre le caractère "lisse" de la fonction [...] et la fidélité aux données". La méthode utilisée pour valider la valeur de  $\rho$  consiste à vérifier l'équilibre statique du pieu soumis à la réaction du sol et au chargement latéral appliqué en tête.

Cette procédure a déjà été développée dans des études menées au L.C.P.C. [Mezazigh, 1995] pour des séries d'essais sur des pieux chargés latéralement près d'une pente. Pour l'analyse, les conditions suivantes étaient alors posées :

- équilibre du pieu satisfait à  $\pm 5\%$  près ;
- correspondance des profondeurs des points de déplacement nul et de pression nulle.

En ce qui concerne les conditions aux limites prises en compte pour la double intégration, une d'elles était donnée par la coïncidence entre les profondeurs des points de déplacement latéral nul et de pression du sol nulle. Une autre condition était établie à partir des déplacements mesurés en tête du pieu. Ces conditions sont suffisantes pour le processus numérique ; par contre elles mènent à la construction de courbes  $P-y$  incohérentes sur le plan physique en dessous du point de déplacement nul et de réaction nulle. On montre, au-dessous du point de pression nulle, que ces courbes conduisent à un module sécant diminuant avec la profondeur [Cochard, 1996].

L'obtention de courbes  $P-y$  cohérentes sur toute la fiche du pieu apparaît donc liée au choix des conditions limites en tête et en pied lors des processus numériques de double intégration et double dérivation. Dans les paragraphes suivants, la procédure d'analyse des essais centrifugés proposée tient compte de ces remarques pour obtenir des courbes de réaction cohérentes, justifiées et validées.

## II. DOUBLE DERIVATION ET DOUBLE INTEGRATION

### II.1. DOUBLE DERIVATION

#### II.1.1. Introduction - Présentation du logiciel SLIVALIC5

Les profils de moments expérimentaux sont traités avec le programme SLIVALIC5 [Degny, 1985]. Ce logiciel a été spécialement conçu pour le calcul des profils de pressions à partir de données in situ entachées d'erreurs. Il est donc particulièrement approprié à notre étude et d'autant plus crédible que l'erreur sur les données expérimentales est faible (cf. Annexe 1).

Dans un premier temps, le programme lisse les données par des splines quintiques, dans un second temps, il effectue deux dérivations successives. A partir des moments fléchissants on obtient ainsi les profils d'effort tranchant puis de réaction du sol :

$$\frac{dM}{dz} = T(z) \quad (3 - 3)$$

et

$$\frac{dT}{dz} = -P(z) \quad (3 - 4)$$

Un inconvénient du programme SLIVALIC5 est la nécessité de déterminer le paramètre d'ajustement  $\rho$ . Ce paramètre, calculé automatiquement ou entré par l'utilisateur, a pour effet d'affecter à la spline quintique des valeurs plus ou moins proches des données expérimentales de moments fléchissants (fonction  $f$ ) :

«Une valeur trop forte de  $\rho$  fera passer la fonction spline très près des données, et du fait des erreurs, conduira à une mauvaise approximation, par contre, une valeur trop faible de  $\rho$  produira un lissage trop marqué et éliminera les variations de  $f$ » [Degny, 1985].

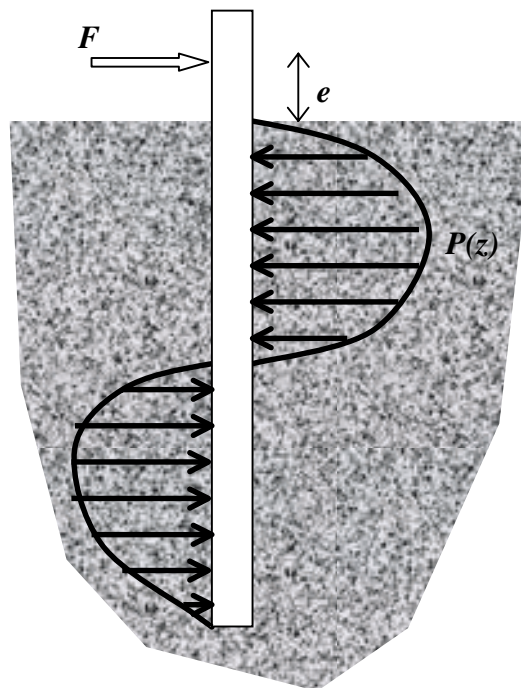
Un autre inconvénient de la méthode est rencontré en tête et en pied du pieu, c'est-à-dire aux bornes de l'intervalle de lissage. Pour les deux derniers points de mesure aux extrémités, on ne dispose pas d'informations suffisantes ; la spline calculée à un degré trois en ces points, la double dérivation mène donc à une droite aux extrémités du profil de moment fléchissant.

Pour dépasser ce problème, trois données sont ajoutées en tête. Dans notre cas, elles correspondent aux moments fléchissants en  $z = -0,6$  m,  $z = -1,2$  m et  $z = -1,8$  m, calculés à partir de l'effort appliqué à  $z = -1,6$  m et du bras de levier à ce point. Il est à noter que la dernière donnée ( $z = -1,8$  m) est purement fictive sur le plan mécanique puisque située au-dessus du point d'application de l'effort tranchant. Ces données ne sont pas conservées pour la procédure de double intégration. En outre, du fait que le pieu est long et flexible, on ajoute un moment nul en pied ( $z = 12$  m).

Ces différentes hypothèses sont validées en Annexe 3.

### II.1.2. Choix du paramètre $\rho$

La validation du choix de  $\rho$  se fait par une vérification, après la double dérivation, de l'équilibre statique du pieu soumis à la charge latérale  $F_H$  appliquée en tête et aux réactions du sol calculées. Le système mécanique sol-pieu est schématisé sur la figure 3 - 1.



*figure 3 - 1 : Schéma mécanique de l'équilibre du pieu*

Les équations de l'équilibre statique du pieu isolé, soumis à l'effort latéral  $F_H$  à la cote  $e$ , sont :

$$\int_0^z P(t).dt - T(z) = F_H \tag{3 - 5}$$

et

$$\int_0^z P(t).(z-t).dt + M(z) = F_H.(z+e) \tag{3 - 6}$$

On calcule l'erreur relative entre les termes de gauche obtenus numériquement ( $P(z)$ ,  $T(z)$ ) et les termes de droite fixés par l'expérience. L'erreur relative entre l'effort tranchant obtenu après interprétation et l'effort tranchant en tête mesuré ( $F_H$ ) est également étudiée.

En règle générale, pour les essais interprétés à l'occasion de cette étude, ces erreurs restent inférieures à 10% pour des valeurs de  $\rho$  comprises entre 5 et 20 (cf. Annexe 3).

### **II.1.3. Conclusion**

La procédure de dérivation consiste en l'utilisation du logiciel SLIVALIC5 pour le lissage et la double dérivation des moments fléchissants, avec les conditions suivantes :

- une valeur du moment en pied ( $M(12m) = 0$ ) nulle est ajoutée aux 20 données expérimentales (ce point sera aussi conservé pour la double intégration) ;
- le paramètre de lissage  $\rho$  est déterminé en vérifiant l'équilibre statique du pieu à moins de 10 % près (les valeurs obtenues sont comprises entre 5 et 20).

## **II.2. DOUBLE INTEGRATION**

### **II.2.1. Introduction**

Le calcul des rotations des sections transversales du pieu se fait par intégration des moments fléchissants. Ainsi, la fonction  $y'(z)$  est définie par :

$$y'(z) = \frac{1}{E_p I_p} \times \int_0^z M(t) . dt + C_1 \quad (3 - 7)$$

Le calcul des déplacements latéraux du pieu sous charges latérales appliquées en tête, s'effectue par double intégration des moments fléchissants sur la profondeur.  $y(z)$  est définie par :

$$y(z) = \frac{1}{E_p I_p} \times \int_0^z \left( \int_0^u M(t) . dt \right) du + C_1 . z + C_2 \quad (3 - 8)$$

La procédure d'interprétation présentée par la suite précise la méthode de double intégration et justifie le choix des conditions aux limites pour les constantes d'intégration  $C_1$  et  $C_2$ .

### **II.2.2. Méthode d'intégration**

Une des limites du programme SLIVALIC5 est qu'il ne fournit pas à l'utilisateur l'équation des splines d'interpolation. La méthode mathématique de lissage utilisée ne peut donc pas être reprise pour l'intégration.

De nombreuses méthodes d'intégration peuvent être utilisées, le résultat étant relativement peu sensible à la qualité du lissage. Nous avons adopté la procédure simple suivante:

- 1<sup>ère</sup> étape : interpolation des diagrammes des moments expérimentaux par un polynôme d'ordre 7 (méthode des moindres carrés)
- 2<sup>ème</sup> étape : double intégration du polynôme d'interpolation.



Deux constantes sont nécessaires à la double intégration. On retient d'abord le déplacement à  $z = -1,6$  m, déduit des 2 déplacements mesurés en tête ( $dp1$  et  $dp2$ ). On pose ensuite que le déplacement en pied est nul, quel que soit l'incrément de charge (cf. Annexe 3).

Le processus d'intégration est ajusté afin d'obtenir la correspondance entre la profondeur du déplacement nul et celle de la réaction nulle, quel que soit le niveau de chargement. On incrémente le déplacement en tête  $dpc$  jusqu'à obtenir la correspondance. Les déplacements étant faibles en dessous du point ( $P = 0$  ;  $y = 0$ ), on vérifie que ce processus a peu d'influence sur les résultats de l'intégration (cf. Annexe 3).

### **II.3. CONCLUSION**

A partir des mesures des déformations du pieu en cours d'essai centrifugé on calcule les profils de moments fléchissants en fonction de l'effort latéral appliqué.

A ces données, on ajoute un point en pointe du pieu ( $z = 12$  m) dont le moment fléchissant et le déplacement latéral sont nuls.

Une première opération sur ces données consiste en une double dérivation par l'intermédiaire du programme SLIVALIC5. Le paramètre  $\rho$  de ce programme sera choisi entre 5 et 20 de sorte que l'équilibre statique du pieu soit toujours vérifié à mieux de 10% près. On obtient ainsi les profils d'effort tranchant et de réaction du sol.

Dans un deuxième temps, les données sont interpolées par un polynôme de degré 7. Ce polynôme est intégré deux fois. Les constantes d'intégration sont définies à partir des conditions limites suivantes : le déplacement en tête est donné par le déplacement au point de chargement du pieu ( $z = -1,6$  m), le déplacement est nul en pointe ( $z = 12$  m). Les diagrammes de rotation et de déplacement latéral du pieu sont ainsi calculés.

### **III. CONSTRUCTION DES COURBES DE REACTION P-Y**

Les procédures de double dérivation et de double intégration précédemment décrites permettent de calculer, à chaque incrément de chargement latéral  $(F_H)_k$ , un couple  $(P(z_i), y(z_i))_k$  relatif à une profondeur de mesure  $z_i$ . Les courbes  $P$ - $y$  sont donc définies le long du pieu à chaque couche de profondeur  $z_i$ , c'est-à-dire tous les 0,6 m. Le principe de cette construction est présenté par la figure 3 - 2 (résumé de la procédure) et par la figure 3 - 3.

Pour que les courbes  $P$ - $y$  aient une signification physique, il faut que les points  $y = 0$  et  $P = 0$  se trouvent à la même profondeur. De plus, dans le cas d'un sol de densité constante on doit obtenir une augmentation du module sécant avec la profondeur (cf. Chap. 1, §I.2.2).

La première condition est assurée lors de la double intégration. On a vérifié, par ailleurs, en calculant les modules sécants, que la seconde était également vérifiée (cf. §IV.3.1).

La cohérence physique des courbes de réaction obtenues de l'interprétation de l'essai de chargement latéral d'un pieu modèle isolé est assurée. Elles peuvent être validées (cf. §IV.1).

Par la suite, par abus de langage, les courbes  $P$ - $y$  ainsi construites à partir des essais de chargement latéral en centrifugeuse seront appelées "expérimentales".

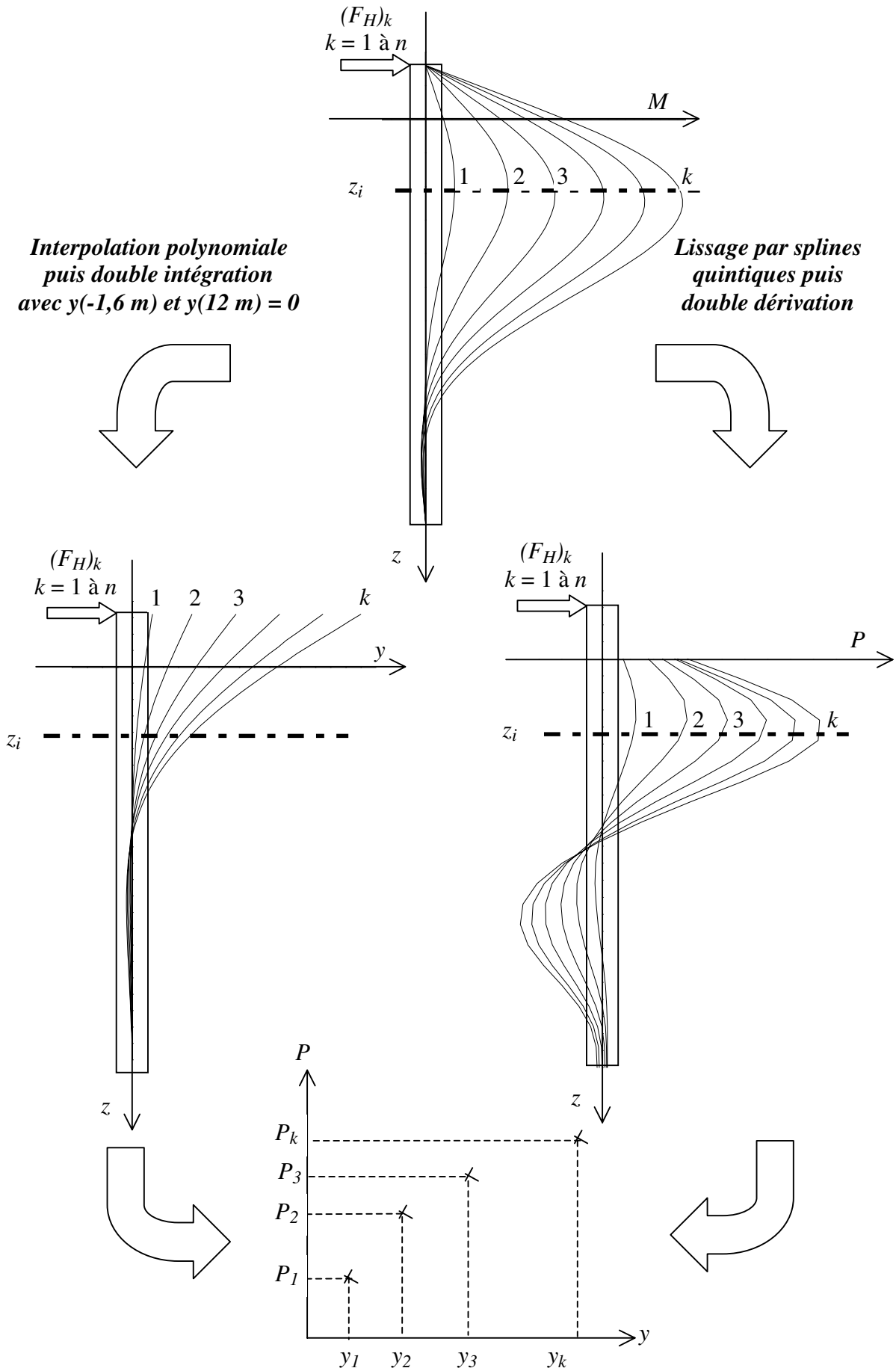


figure 3 - 2 : Schéma de principe de la procédure d'interprétation de l'essai de chargement latéral d'un pieu isolé

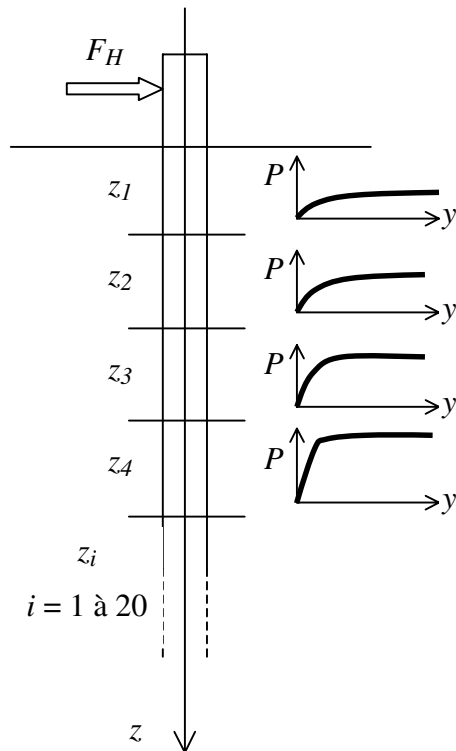


figure 3 - 3 : Courbes  $P-y$  des couches de sol construites à partir des données expérimentales.

## IV. VALIDATION DES COURBES DE REACTION EXPERIMENTALES

Dans les paragraphes suivants, les courbes  $P-y$  de l'essai de chargement latéral sur pieu isolé sont construites puis validées.

Dans le cas du mode de mise en place à 1g sans refoulement du sol (par pluviation), trois essais peuvent être considérés : C3F0, C6F0a et C6F0b. On montre (cf. Annexe 3) que ces trois essais sont similaires et sont représentatifs d'un essai de référence sur pieu isolé. Seul l'essai C6F0a est étudié dans les paragraphes suivants.

### IV.1. VALIDATION DES COURBES PAR UN CALCUL PILATE

#### IV.1.1. Préparation du calcul

Pour valider les courbes  $P-y$  obtenues par les procédures d'interprétation, on introduit ces résultats dans un calcul avec le logiciel PILATE.

Ce logiciel impose quelques restrictions : nombre de couches de sol limité à 20 ; nombre de points  $(P(z_i), y(z_i))$  limité à 300 ; cohérence des points  $(P(z_i), y(z_i))$ , c'est-à-dire  $P(z_i) > 0$  et  $y(z_i) > 0$ , ou  $P(z_i) < 0$  et  $y(z_i) < 0, \forall z_i$ .

On décrit ci-dessous la démarche suivie et les hypothèses posées (figure 3 - 4):

1. On utilise les courbes de réaction  $P-y$  à  $z_i$ ,  $z_i = 0$  à 11,4 m obtenues lors de l'analyse de l'essai C6F0a (figure 3 - 5 pour les courbes de réaction en partie supérieure du pieu et figure 3 - 6 pour les courbes de réaction en partie inférieure).
2. La première couche (tête du pieu hors du sol) est de 1,6 m d'épaisseur, de 0 m à -1,6 m.
3. On construit les couches suivantes de sorte que les  $P-y$  expérimentales soient définies au milieu de la couche. Seule la première couche diffère, elle a une épaisseur de 0,3 m et on lui affecte la couche à  $z = 0$ . Les couches suivantes ont une épaisseur de 0,6 m.
4. Les 2 dernières couches sont regroupées en une seule couche de 1,5 m d'épaisseur à laquelle on affecte la courbe  $P-y$  définie à 11,4 m.
5. Le calcul est fait pour 6 incréments de charges correspondant à l'effort appliqué au pieu. Ces valeurs de chargement sont : 110 kN, 320 kN, 490 kN, 665 kN, 775 kN et 935 kN.
6. Les conditions aux limites sont :
  - en tête ( $z = -1,6$  m) : moment fléchissant nul et effort tranchant égal à l'effort latéral appliqué au pieu (pieu libre en tête);
  - en pied ( $z = 12$  m) : déplacement nul et moment fléchissant nul (liaison rotulée).

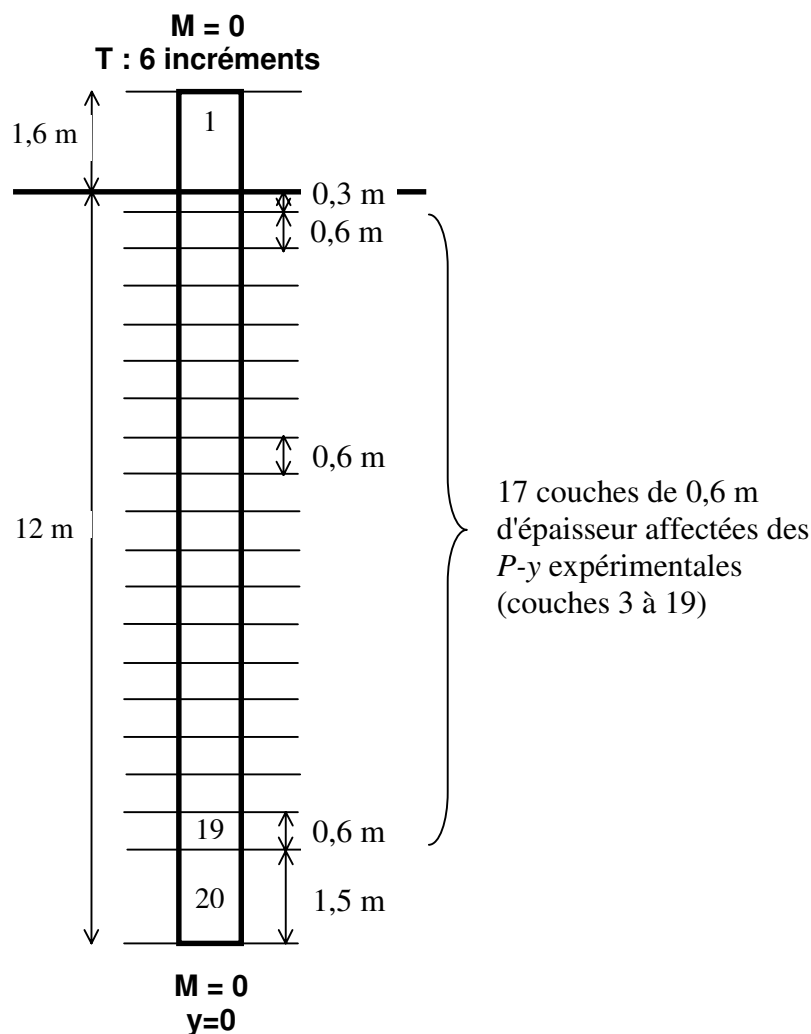


figure 3 - 4 : Données pour le calcul PILATE (validation des  $P-y$  expérimentales)

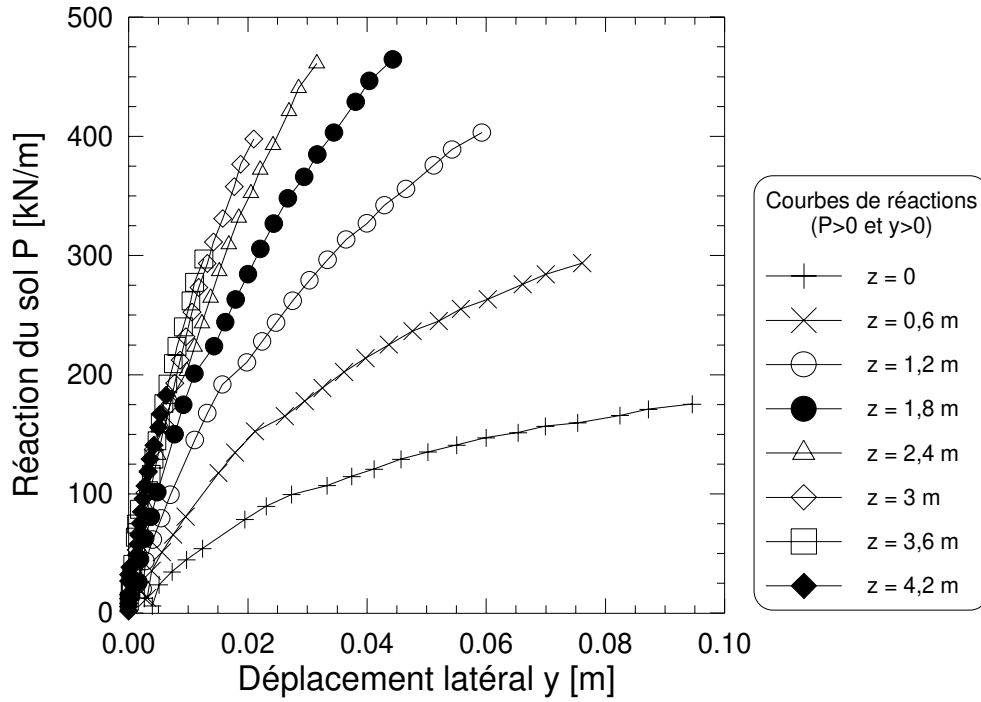


figure 3 - 5 : Courbes P-y expérimentales (essai C6F0a) utilisées pour le calcul PILATE pour les profondeurs au-dessus du point ( $P = 0 ; y = 0$ )

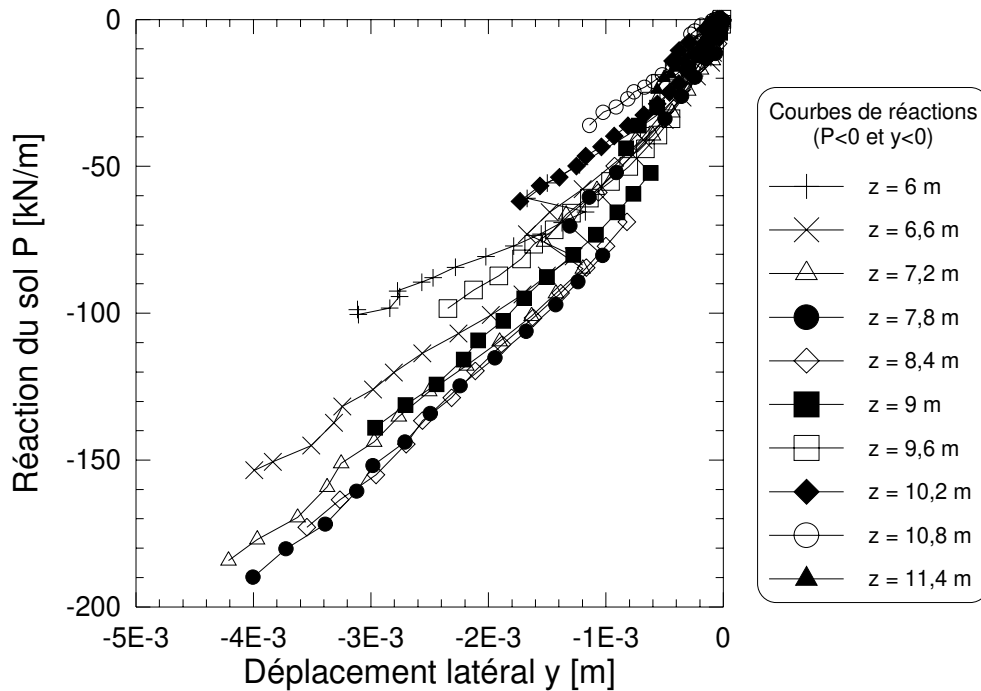


figure 3 - 6 : Courbes P-y expérimentales (essai C6F0a) utilisées pour le calcul PILATE pour les profondeurs en dessous du point ( $P = 0 ; y = 0$ )

#### IV.1.2. Résultats

La courbe de chargement du pieu obtenu par le calcul PILATE est confrontée à celle de l'expérience (figure 3 - 7). Les deux courbes sont très proches, l'écart sur les déplacements augmente avec le niveau de chargement.

On présente les résultats en termes de moments fléchissants et déplacements du pieu (figure 3 - 8), efforts tranchants et réactions du sol (figure 3 - 9). Les valeurs maximales sont comparées pour deux niveaux d'effort latéral appliqué au pieu, 490 kN et 935 kN (tableau 3 - 1).

La figure 3 - 9b montre le profil des réactions du sol le long du pieu. Pour PILATE, chaque élément du pieu discrétisé est soumis à une pression variant linéairement avec le déplacement dans la couche considérée ( $p.B = p.B(0) + E_S(0).y$ ). Le système mécanique ainsi défini peut être résolu par la théorie classique des poutres.

Le processus d'interprétation défini pour l'obtention des courbes  $P$ - $y$  expérimentales est basé sur la dérivation et la double intégration des moments fléchissants, assurant l'équilibre du pieu à 10% près au maximum. Il est donc logique de retrouver une bonne correspondance entre les valeurs de moments calculées par PILATE et les valeurs de l'expérience, quel que soit l'incrément de charge. En termes de moments maxima, les erreurs relatives sont de l'ordre de 4%.

On retrouve également par le calcul PILATE les valeurs de déplacements latéraux de l'expérience, notamment pour le chargement de 490 kN aux cotes de 0 m et -1,6 m. Pour le dernier incrément de charge (935 kN) l'écart est de 6% entre le calcul et l'expérience.

Pour les valeurs de réaction du sol, on observe des écarts décroissants avec le niveau de chargement. Un écart relatif de l'ordre de 5% est observé sur les maxima pour 490 kN, alors qu'il y a égalité pour 935 kN. Cet écart est faible, il peut être en partie expliqué par la méthode utilisée par PILATE pour le calcul. Les caractéristiques du sol pour chaque couche sont en effet considérées comme constantes et égales à celles du milieu de la couche. Cette hypothèse entraîne certaines discontinuités d'une couche à l'autre.

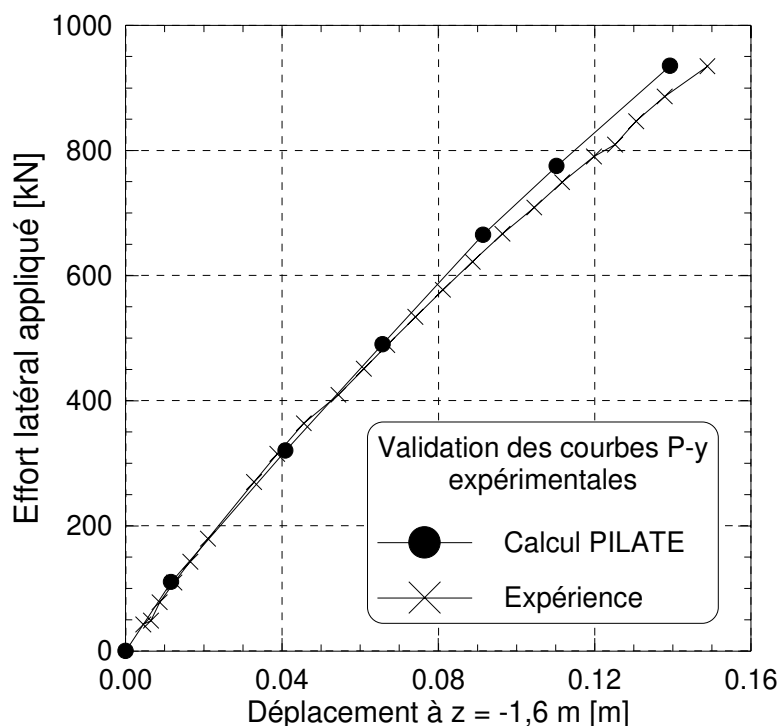


figure 3 - 7 : Courbes de chargement effort-déplacement du pieu isolé (expérience et calcul PILATE avec les P-y expérimentales)

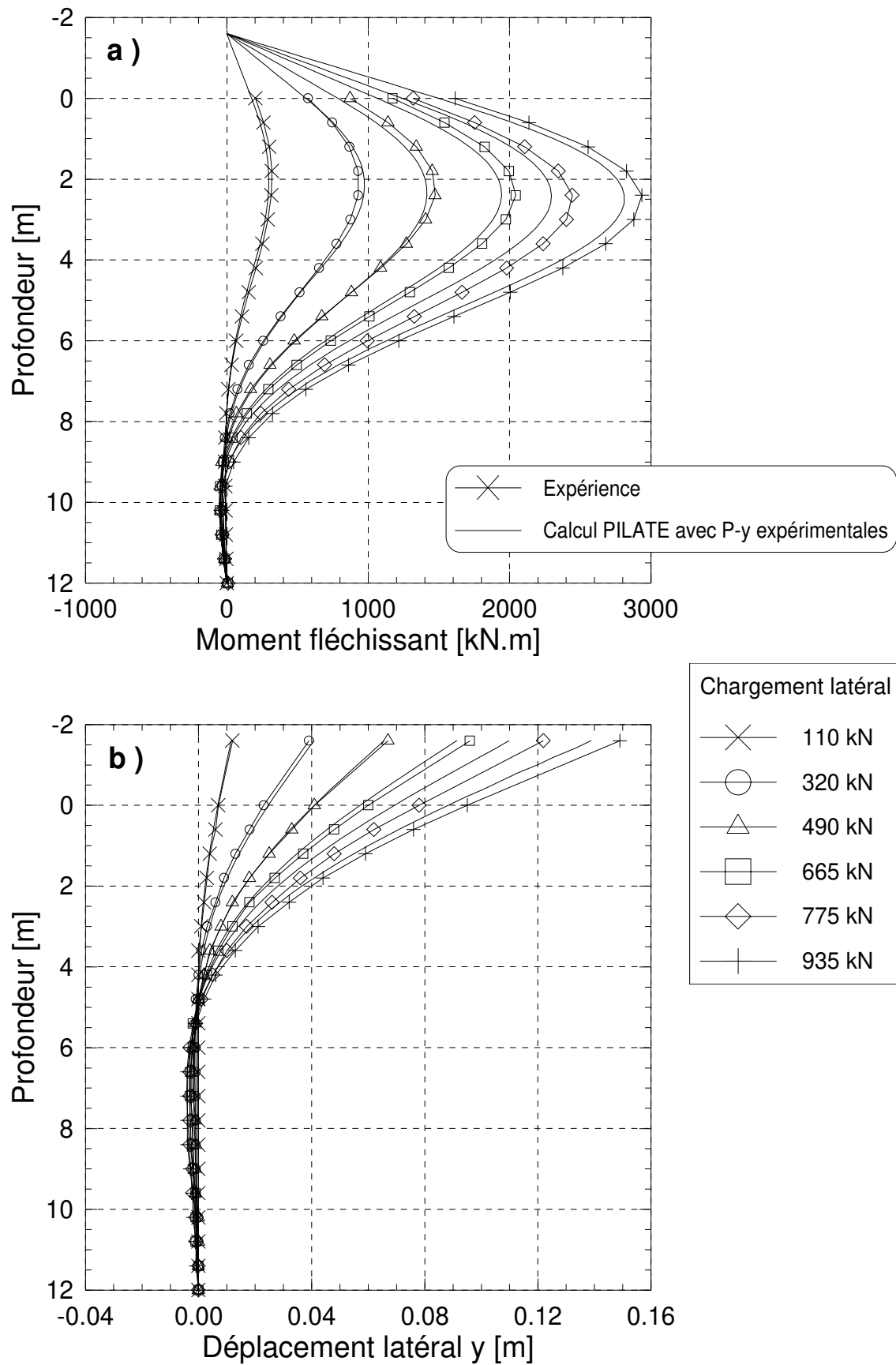


figure 3 - 8 : Confrontation expérience et calcul PILATE avec les P-y expérimentales pour 6 paliers de chargements - a) Moments fléchissants - b) Déplacements latéraux

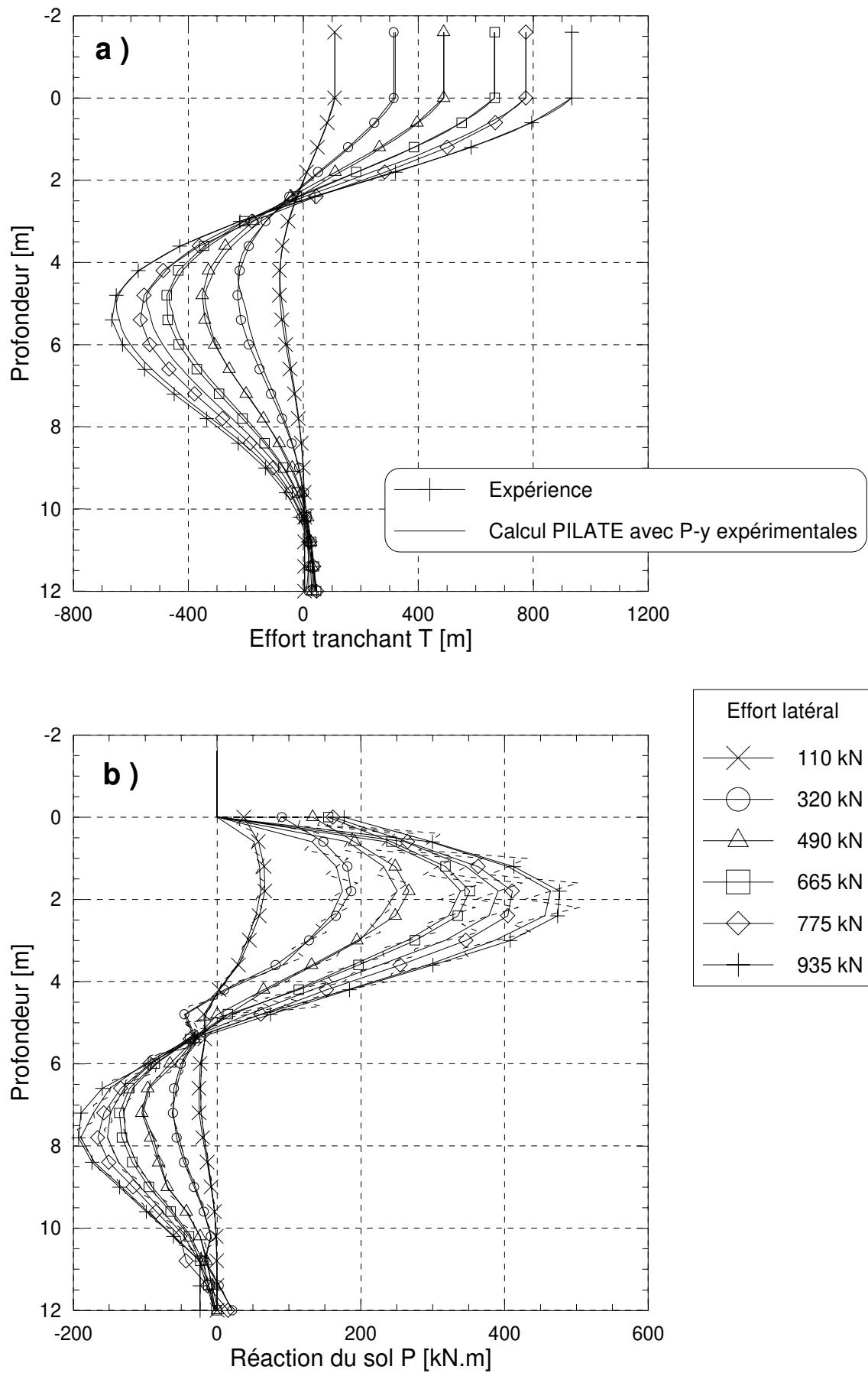


figure 3 - 9 : Confrontation expérience et calcul PILATE avec les P-y expérimentales pour 6 paliers de chargements - a) Efforts tranchants - b) Réactions du sol



*tableau 3 - 1 : Comparaison des principaux résultats obtenus expérimentalement lors de l'essai C6F0a avec ceux du calcul PILATE utilisant les courbes P-y expérimentales*

|                    | $F_H = 490 \text{ kN}$ |        |             | $F_H = 935 \text{ kN}$ |        |             |
|--------------------|------------------------|--------|-------------|------------------------|--------|-------------|
|                    | Essai C6F0a            | PILATE | Écart/C6F0a | Essai C6F0a            | PILATE | Écart/C6F0a |
| y à z = -1,6 m [m] | 0,066                  | 0,066  | 0%          | 0,149                  | 0,139  | 6%          |
| y à z = 0 m [m]    | 0,041                  | 0,041  | 0%          | 0,095                  | 0,089  | 6%          |
| $M_{max}$ [kN.m]   | 1482                   | 1420   | 4%          | 2935                   | 2813   | 4%          |
| $pB_{max}$ [kN/m]  | 263                    | 251    | 5%          | 465                    | 465    | 0%          |

## IV.2. CONFRONTATION DES COURBES P-Y EXPERIMENTALES ET DES COURBES DE REACTION PROPOSEES DANS LA LITTERATURE

Le calcul PILATE précédemment effectué avait pour but la validation du processus d'interprétation. Il est intéressant de confronter les courbes  $P$ -y expérimentales avec d'autres courbes de réaction recommandées par des codes de dimensionnement, notamment par le Fascicule 62.

### IV.2.1. Comparaison des courbes de réaction

En cours des essais sur modèles centrifugés, on procède à des essais pénétrométriques. Ceux-ci permettent de vérifier non seulement l'homogénéité du massif reconstitué mais aussi la reproductibilité des caractéristiques des massifs d'un conteneur à l'autre. A ce titre, les profils des conteneurs 1, 6 et 16 reportés sur la figure 3 - 10 apparaissent proches. Ils indiquent que les massifs de sable, pour lesquels un poids volumique moyen  $\gamma_d = 16,36 \text{ kN.m}^{-3}$  a été obtenu, ont les mêmes caractéristiques mécaniques.

Pour les conteneurs précités, une régression linéaire sur les profils de résistance de pointe  $q_c$  bruts donne une droite d'interpolation d'équation :

$$q_c = 3,9 \times z - 2 \quad (3 - 9)$$

avec  $q_c$  en MPa et  $z$  en mètres.

On constate que la linéarité des profils de résistance de pointe n'est marquée qu'au delà d'une certaine profondeur. Cette différence d'évolution s'explique par la différence des modes de rupture du sol autour de la pointe lors de son enfoncement [Cassan, 1978a]. En deçà d'une profondeur limite, les bulbes de rupture interceptent la surface. Au delà de cette profondeur, les bulbes se referment sur la pointe pénétrométrique et le comportement du sol est alors identique à tous les niveaux.

On remarque que pour faire passer la droite de régression par l'origine, il faudrait la translater verticalement de  $z = 2/3,9 \approx 0,5 \text{ m}$  en prototype. Cette translation correspond en modèle à 1,25 cm ce qui est à peu près la hauteur de la pointe ou un diamètre du pénétromètre ( $\phi_{c\acute{o}ne} = 12 \text{ mm}$ , angle<sub>cône</sub> = 60°). Ternet [1999] considère une translation de 10,4 mm.

Finalement on retient :

$$q_c = 3,9 \times z \quad (3 - 10)$$

On construit les courbes de réaction du Fascicule 62 définissant les lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations à court terme, pour un massif de sable dense, sur les bases de corrélations pénétromètre-pressiomètre [Cassan,1978] :

$$p_l = \frac{q_c}{12} \qquad p_f = \frac{p_l}{2} \qquad E_M = 12 p_l = q_c$$

Le module de réaction initial est ensuite calculé par :

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left( 2,65 \cdot \frac{B_0}{B} \right)^\alpha + \alpha}$$

avec  $\alpha = 1/2$  (massif de sable très serré).

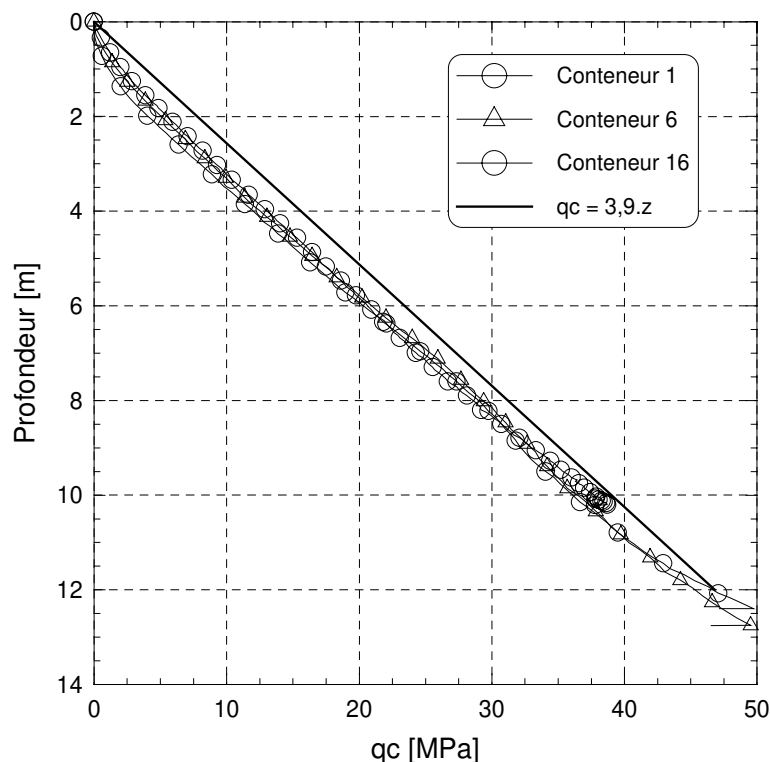


figure 3 - 10 : Profils de résistance en pointe  $q_c = f(z)$  pour les conteneurs 1, 6 et 16 centrifugés à 40g

On construit aussi les courbes de réaction d'après les propositions des codes de l'A.P.I. et du P.H.R.I (cf. Chap. 1, §II.1).

Enfin, on compare ces différentes courbes de réaction à celles obtenues expérimentalement pour quatre profondeurs, allant de 0,6 m à 2,4 m, point où les moments fléchissants sont maxima (figure 3 - 11).

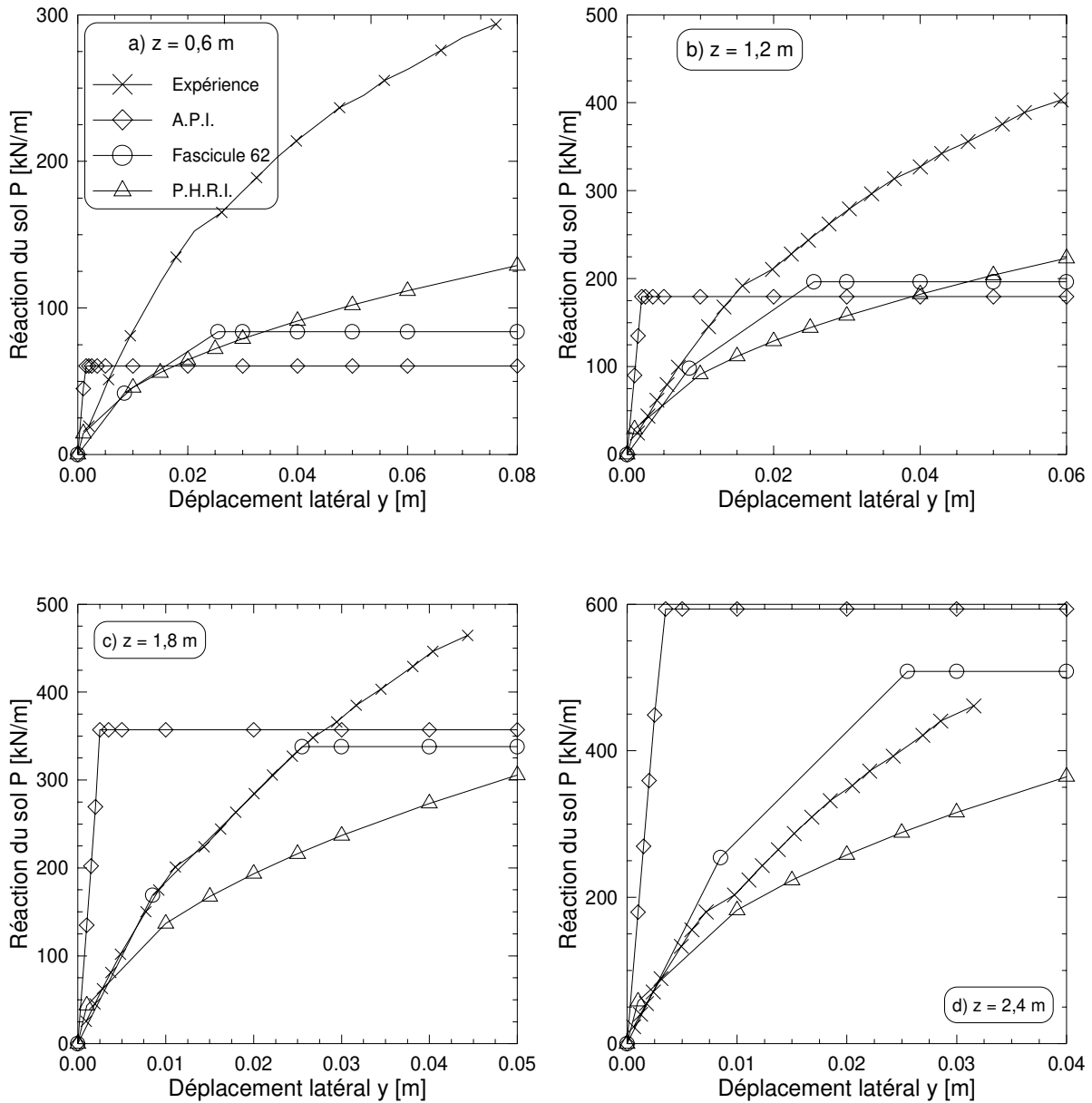


figure 3 - 11 : Comparaison entre les courbes de réaction P-y de l'expérience et de différents codes

Pour les profondeurs de 0,6 m et 1,2 m, les courbes P-y de l'expérience sont plus raides que celles du Fascicule 62 et du PHRI. Elles tendent ensuite vers des valeurs de module sécant proches de celles du Fascicule 62. Par contre, quelle que soit la profondeur, elles sont toujours moins raides que l'API qui n'est pas conservateur quant aux modules de réaction.

Les pressions limites ne sont jamais atteintes lors des essais. Les valeurs de réaction du sol obtenues par l'expérience sont toujours supérieures aux valeurs prédites pour les profondeurs de 0,6 m à 1,8 m. Par contre pour la profondeur de 2,4 m les réactions du sol montrent une évolution plus en correspondance avec les valeurs prédites par les 3 codes.

La comparaison des courbes de P-y expérimentales avec celles de différents règlements met en évidence des différences tant en ce qui concerne les modules initiaux que les pressions limites.

#### IV.2.2. Comparaison des principaux résultats de l'expérience avec ceux prédits par un calcul PILATE utilisant les courbes P-y du Fascicule 62

On utilise les courbes P-y du Fascicule 62 définies précédemment, mais pour des profondeurs de 0,3 m à 11,4 m tous les 0,6 m. Le calcul PILATE est mené avec la procédure suivante (schématisée aussi par la figure 3 - 12) :

1. On utilise les courbes P-y à  $z_i$ ,  $z_i = 0,3$  à 11,4 m (figure 3 - 13 et tableau 3 - 2).
2. La première couche (tête du pieu en dehors du sol) haute de 1,6 m, de 0 à -1,6 m, a un module nul.
3. Les couches d'épaisseur 0,6 m sont construites de façon à ce que les courbes P-y calculées soient au milieu des couches.
4. La dernière couche de 1,2 m d'épaisseur, est affectée de la courbe P-y à  $z = 11,4$  m.
5. Le calcul est fait pour les mêmes incréments de charges que pour le calcul PILATE réalisé pour l'essai C6F0a afin de pouvoir opérer des comparaisons.
6. Les conditions aux limites sont :
  - en tête ( $z = -1,6$  m) : pieu libre ;
  - en pied ( $z = 12$  m) : liaison rotulée.

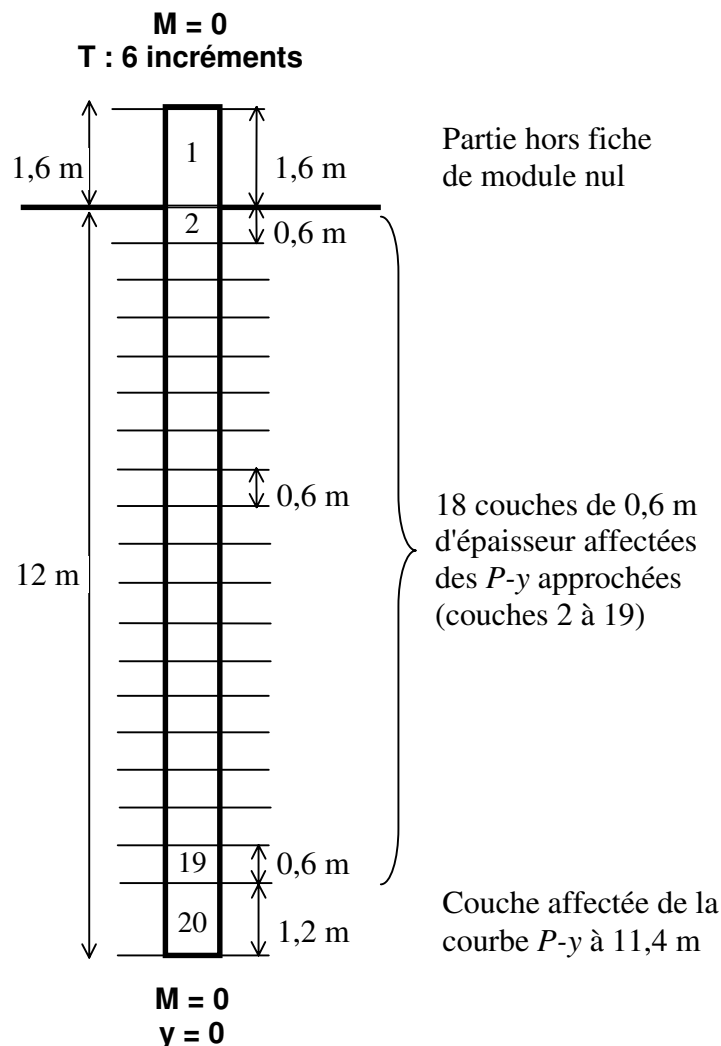


figure 3 - 12 : Données pour le calcul PILATE avec les courbes P-y du Fascicule 62

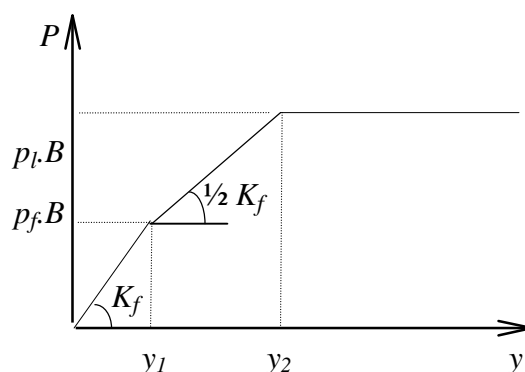


figure 3 - 13 : Principe de construction des courbes P-y préconisée par le Fascicule 62 pour des sollicitations à court terme.

tableau 3 - 2 : Caractéristiques des courbes P-y du Fascicule 62 pour le massif de sable de Fontainebleau de poids volumique  $\gamma_d = 16,36 \text{ kN.m}^{-3}$ , construites à partir de corrélations pénétromètre -pressiomètre.

| $z$ [m] | $K_f$ [kN.m <sup>-2</sup> ] | $y_1$ [m] | $P_f$ [kN/m] | $y_2$ [m] | $P_l$ [kN/m] |
|---------|-----------------------------|-----------|--------------|-----------|--------------|
| 0,3     | 4,07E+00                    | 8,51E-03  | 1,91E-02     | 2,55E-02  | 0,04         |
| 0,9     | 1,22E+01                    | 8,51E-03  | 6,82E-02     | 2,55E-02  | 0,14         |
| 1,5     | 2,04E+01                    | 8,51E-03  | 1,32E-01     | 2,55E-02  | 0,26         |
| 2,1     | 2,85E+01                    | 8,51E-03  | 2,10E-01     | 2,55E-02  | 0,42         |
| 2,7     | 3,67E+01                    | 8,51E-03  | 3,02E-01     | 2,55E-02  | 0,60         |
| 3,3     | 4,48E+01                    | 8,51E-03  | 3,81E-01     | 2,55E-02  | 0,76         |
| 3,9     | 5,30E+01                    | 8,51E-03  | 4,50E-01     | 2,55E-02  | 0,90         |
| 4,5     | 6,11E+01                    | 8,51E-03  | 5,20E-01     | 2,55E-02  | 1,04         |
| 5,1     | 6,93E+01                    | 8,51E-03  | 5,89E-01     | 2,55E-02  | 1,18         |
| 5,7     | 7,74E+01                    | 8,51E-03  | 6,58E-01     | 2,55E-02  | 1,32         |
| 6,3     | 8,56E+01                    | 8,51E-03  | 7,28E-01     | 2,55E-02  | 1,46         |
| 6,9     | 9,37E+01                    | 8,51E-03  | 7,97E-01     | 2,55E-02  | 1,59         |
| 7,5     | 1,02E+02                    | 8,51E-03  | 8,66E-01     | 2,55E-02  | 1,73         |
| 8,1     | 1,10E+02                    | 8,51E-03  | 9,36E-01     | 2,55E-02  | 1,87         |
| 8,7     | 1,18E+02                    | 8,51E-03  | 1,00E+00     | 2,55E-02  | 2,01         |
| 9,3     | 1,26E+02                    | 8,51E-03  | 1,07E+00     | 2,55E-02  | 2,15         |
| 9,9     | 1,34E+02                    | 8,51E-03  | 1,14E+00     | 2,55E-02  | 2,29         |
| 10,5    | 1,43E+02                    | 8,51E-03  | 1,21E+00     | 2,55E-02  | 2,43         |
| 11,4    | 1,55E+02                    | 8,51E-03  | 1,32E+00     | 2,55E-02  | 2,63         |

La figure 3 - 14 compare les courbes de chargement issues de l'essai et du calcul PILATE utilisant les courbes  $P$ - $y$  du Fascicule 62. On met en évidence une assez bonne coïncidence des comportements pour de petits déplacements. A partir de la moitié du chargement, les déplacements donnés par le calcul sont plus importants. Pour un chargement de 490 kN, l'écart est de 6% ; pour le dernier incrément de 935 kN, il est de 18%.

Les profils de moments fléchissants et de déplacements obtenus pour les 6 incréments de charge sont tracés avec ceux obtenus lors de l'essai C6F0a (figure 3 - 15). Les résultats essentiels sont également comparés en termes de moments fléchissants, déplacements latéraux et réactions du sol (tableau 3 - 3). Pour des sollicitations importantes, l'écart entre l'expérience et le Fascicule 62 augmente (écarts relatifs de 18% pour les moments, de 45 % pour les réactions).

Ces différences sont attendues d'après les conclusions du paragraphe précédent, obtenues de la comparaison des modules sécants et pressions limites. Cependant la construction des courbes  $P$ - $y$  préconisées par le Fascicule 62 a eu pour bases les seules données géotechniques du massif de sol centrifugé. On retient que le calcul PILATE utilisant ces courbes de réaction a permis d'approcher le comportement du pieu prototype avec une certaine erreur mais sans incohérence significative.

tableau 3 - 3 : Comparaison des principaux résultats de l'expérience avec ceux du calcul PILATE pour les courbes  $P$ - $y$  du Fascicule 62

|                        | $F_H = 490$ kN |              |               | $F_H = 935$ kN |              |               |
|------------------------|----------------|--------------|---------------|----------------|--------------|---------------|
|                        | Essai C6F0a    | Fascicule 62 | Écart / C6F0a | Essai C6F0a    | Fascicule 62 | Écart / C6F0a |
| $M_{max}$ [kN.m]       | 1482           | 1610         | 9%            | 2935           | 3500         | 19%           |
| $y$ à $z = -1,6$ m [m] | 0,066          | 0,070        | 6%            | 0,149          | 0,176        | 18%           |
| $pB_{max}$ [kN/m]      | 263            | 360          | 37%           | 465            | 673          | 45%           |

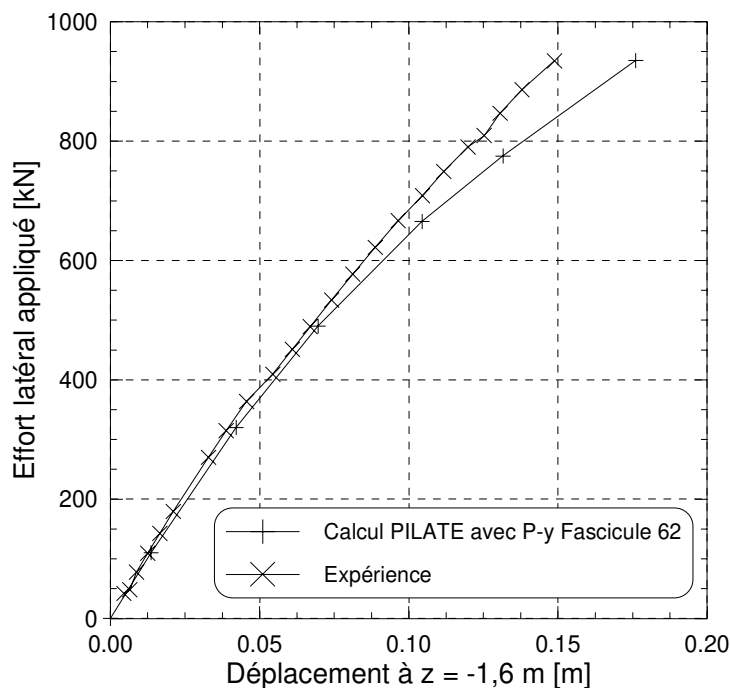


figure 3 - 14 : Courbes de chargement du pieu isolé (expérience et calcul PILATE avec les courbes de réaction  $P$ - $y$  du Fascicule 62)

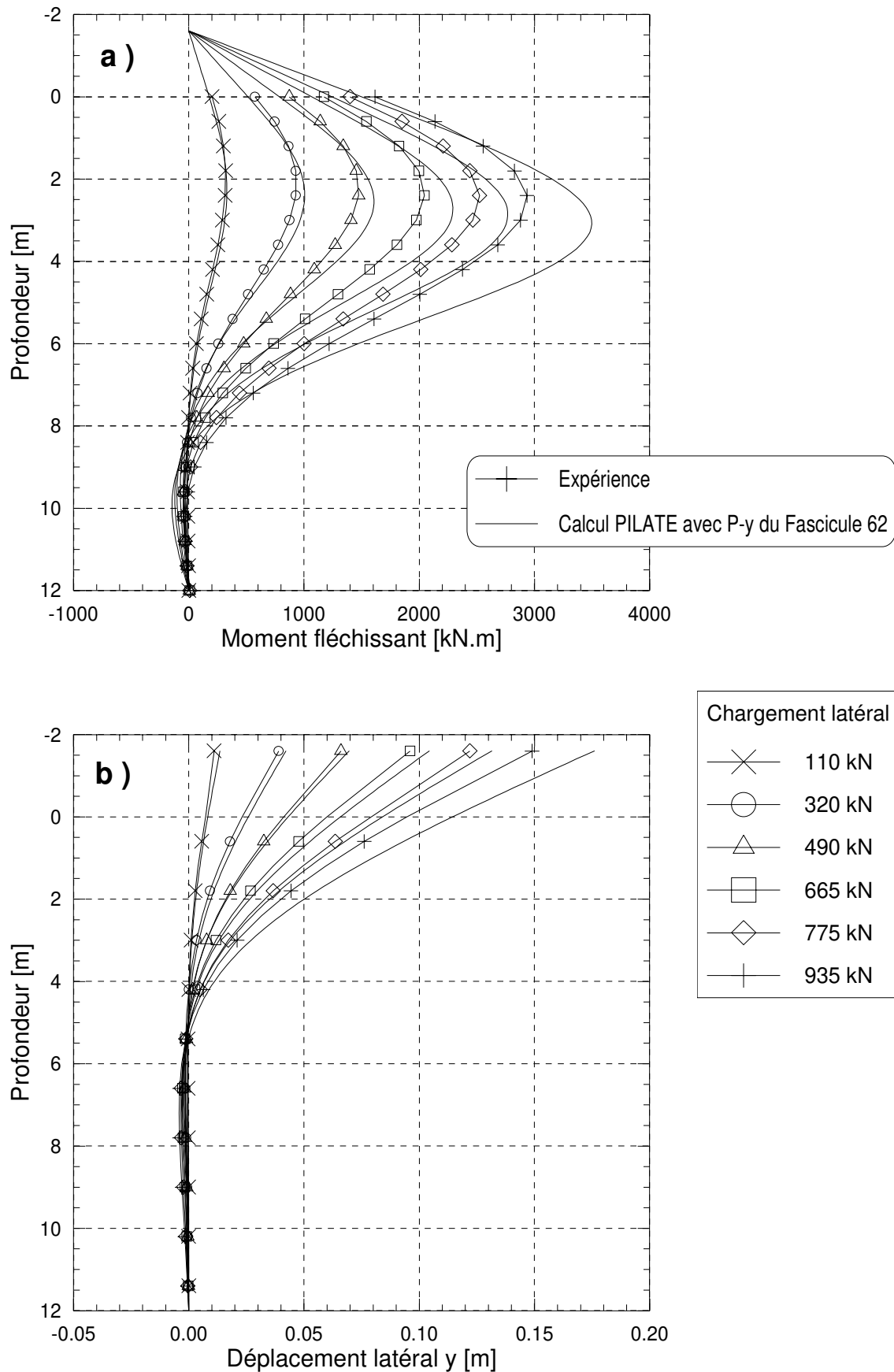


figure 3 - 15 : Confrontation expérience et calcul PILATE avec les courbes P-y du Fascicule 62 pour 6 paliers de chargements - a) Moments fléchissants - b) Déplacements latéraux

### IV.3. CONSTRUCTION D'UNE COURBE DE REACTION TRILINEAIRE APPROCHANT LA COURBE DE REACTION EXPERIMENTALE

#### IV.3.1. Construction

Les résultats du calcul PILATE, réalisé pour valider l'essai C6C0a, permettent d'obtenir le module sécant pour chaque incrément de charge (à la convergence) :

$$E_S = \frac{pB(z)}{y(z)} \quad (3 - 11)$$

Le module de réaction du sol  $E_S$  est ainsi calculé pour six incréments de charges (figure 3 - 17). Ce module évolue en fonction du niveau de chargement et les valeurs tendent vers un profil linéaire en fonction de la profondeur.

Si on considère que le profil du module de réaction est une droite d'équation  $E_S = n_h.z$ , alors on obtient des valeurs de  $n_h$  comprises entre 6,5 et 23,5 MN/m<sup>3</sup>. Une valeur intermédiaire de  $n_h = 8 \text{ MN/m}^3$  est choisie. Cette valeur donne une approximation satisfaisante du module pour des efforts en tête compris entre 130 et 1010 kN.

Le profil de réaction du sol représentatif de l'essai C6F0a a donc pour équation (module sécant moyen) :

$$E_S = 8.z \quad (3 - 12)$$

avec  $E_S$  en MPa,  $z$  en m

On remarquera que cette expression linéaire du module de réaction d'un sable avec la profondeur est comparable à celle proposée par Terzaghi (1955). Pour des sables de constitution lâche à dense, les valeurs de  $n_h$  varient de 5 à 18 MN/m<sup>3</sup> selon Terzaghi.

Par ailleurs Gaudin [1999], suite à de récents essais, donne une indication sur le rapport  $q_c/p_l$ , établi dans un massif de sable de Fontainebleau (type B3) de densité 16,5 kN/m<sup>3</sup>, centrifugé à 10 et 17g. Ce massif a un poids volumique proche de celui de l'étude ( $\gamma_d = 16,3 \text{ kN/m}^3$ ). Par contre, du fait de caractéristiques physico-mécaniques différentes (tableau 3 - 4), l'indice de densité est inférieur,  $I_D = 84 \%$ , comparé à celui de l'étude ( $I_D = 95 \%$ ). Néanmoins ce massif peut être considéré comme dense, comme celui de l'étude. Tenant compte de ces remarques, on peut admettre que le rapport  $q_c/p_l$  de l'ordre de 5 est plus représentatif des massifs utilisés dans note étude, plutôt que 12 utilisé au paragraphe IV.2.

De nouvelles corrélations entre paramètres pénétrométriques et pressiométriques peuvent alors être établies :

$$p_l = \frac{q_c}{5} \quad p_f = \frac{p_l}{2} \quad E_M = 12 p_l = \frac{12}{5} q_c$$

On construit ainsi un ensemble de courbes  $P$ - $y$  trilineaires qui seront par la suite appelées  $P$ - $y$  "approchées" définies par :

- un module de réaction  $E_S = 8 \times z$  (en Mpa)
- un palier de pression  $p_l$  avec  $\frac{p_l}{p_f} = 2$
- un diagramme d'interaction tel que celui représenté sur la figure 3 - 16.



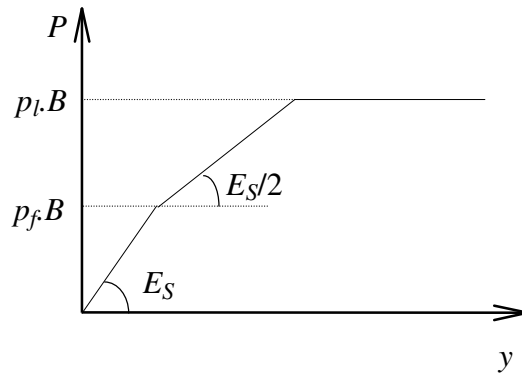


figure 3 - 16 : Diagramme de définition des courbes P-y "approchées"

On ne tient pas compte des recommandations faites par le Fascicule 62 pour prendre en compte la profondeur critique, celle-ci n'ayant pas été mise en évidence par l'étude. Leurs caractéristiques des courbes sont résumées dans le tableau 3 - 5.

Celles-ci approchent mieux les courbes de réaction obtenues de l'interprétation de l'essai de chargement du pieu isolé C6F0a que les courbes P-y définies par les différents codes. Les deux séries de courbes expérimentales et approchées (figure 3 - 18) montrent ainsi une bonne concordance en ce qui concerne les modules de réaction initiaux, quelle que soit la profondeur de 0,6 à 3,6 m. Par contre, il ne peut pas être établi que la pression limite des courbes approchées soit représentative des courbes expérimentales car celles-ci sont trop limitées en valeurs de déplacement du sol.

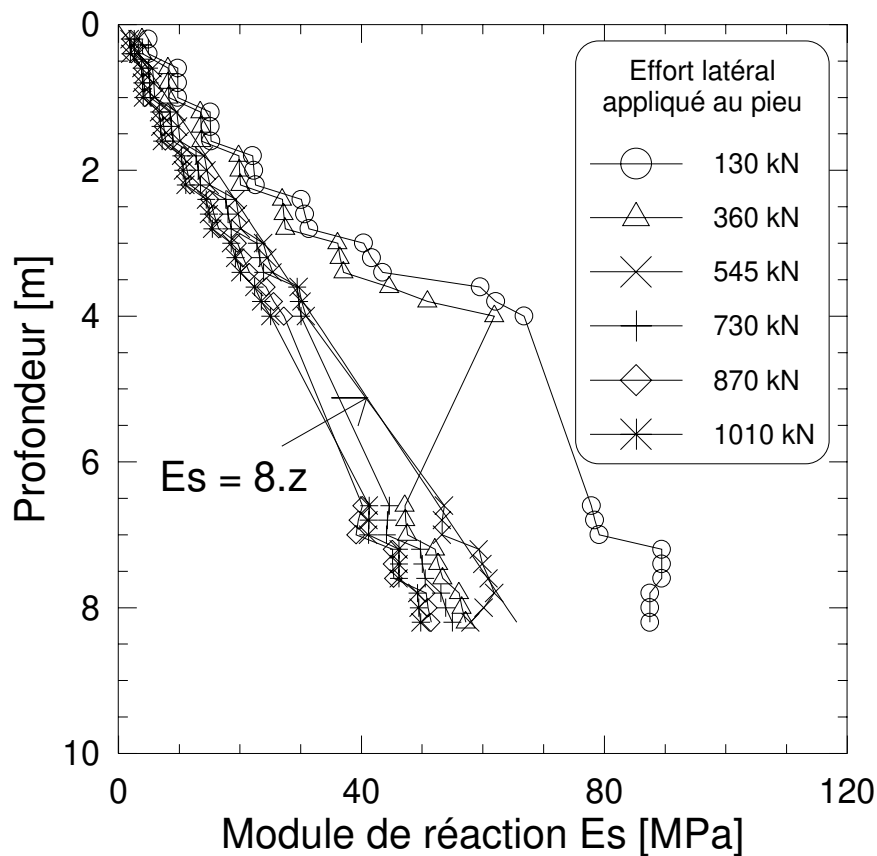


figure 3 - 17 : Profils de module de réaction  $E_S$  sécant déduites de l'essai C6F0a.

tableau 3 - 4 : Caractéristiques physico-mécaniques du sable de Fontainebleau (type B3)

| Poids volumique [ $\text{kN/m}^3$ ] |                        |                        | Indice des vides |                  | Porosité         |                  |
|-------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| $\gamma_s$                          | $\gamma_d \text{ max}$ | $\gamma_d \text{ min}$ | $e_{\text{max}}$ | $e_{\text{min}}$ | $n_{\text{max}}$ | $n_{\text{min}}$ |
| 25,99                               | 17,06                  | 13,95                  | 0,864            | 0,524            | 0,463            | 0,344            |

tableau 3 - 5 : Caractéristiques des courbes P-y approchées pour le massif de sable de Fontainebleau de poids volumique  $\gamma_d = 16,36 \text{ kN.m}^{-3}$ , construites à partir de corrélations pénétromètre -pressiomètre.

| $z$ [m] | $E_S$ [MPa] | $y_1$ [m] | $P_f$ [kN/m] | $y_2$ [m] | $P_l$ [kN/m] |
|---------|-------------|-----------|--------------|-----------|--------------|
| 0,6     | 4,80E+00    | 3,47E-02  | 1,66E-01     | 1,04E-01  | 3,33E-01     |
| 1,2     | 9,60E+00    | 3,47E-02  | 3,33E-01     | 1,04E-01  | 6,65E-01     |
| 1,8     | 1,44E+01    | 3,47E-02  | 4,99E-01     | 1,04E-01  | 9,98E-01     |
| 2,4     | 1,92E+01    | 3,47E-02  | 6,65E-01     | 1,04E-01  | 1,33E+00     |
| 3       | 2,40E+01    | 3,47E-02  | 8,32E-01     | 1,04E-01  | 1,66E+00     |
| 3,6     | 2,88E+01    | 3,47E-02  | 9,98E-01     | 1,04E-01  | 2,00E+00     |
| 4,2     | 3,36E+01    | 3,47E-02  | 1,16E+00     | 1,04E-01  | 2,33E+00     |
| 4,8     | 3,84E+01    | 3,47E-02  | 1,33E+00     | 1,04E-01  | 2,66E+00     |
| 5,4     | 4,32E+01    | 3,47E-02  | 1,50E+00     | 1,04E-01  | 2,99E+00     |
| 6       | 4,80E+01    | 3,47E-02  | 1,66E+00     | 1,04E-01  | 3,33E+00     |
| 6,6     | 5,28E+01    | 3,47E-02  | 1,83E+00     | 1,04E-01  | 3,66E+00     |
| 7,2     | 5,76E+01    | 3,47E-02  | 2,00E+00     | 1,04E-01  | 3,99E+00     |
| 7,8     | 6,24E+01    | 3,47E-02  | 2,16E+00     | 1,04E-01  | 4,32E+00     |
| 8,4     | 6,72E+01    | 3,47E-02  | 2,33E+00     | 1,04E-01  | 4,66E+00     |
| 9       | 7,20E+01    | 3,47E-02  | 2,49E+00     | 1,04E-01  | 4,99E+00     |
| 9,6     | 7,68E+01    | 3,47E-02  | 2,66E+00     | 1,04E-01  | 5,32E+00     |
| 10,2    | 8,16E+01    | 3,47E-02  | 2,83E+00     | 1,04E-01  | 5,65E+00     |
| 10,8    | 8,64E+01    | 3,47E-02  | 2,99E+00     | 1,04E-01  | 5,99E+00     |
| 11,4    | 9,12E+01    | 3,47E-02  | 3,16E+00     | 1,04E-01  | 6,32E+00     |

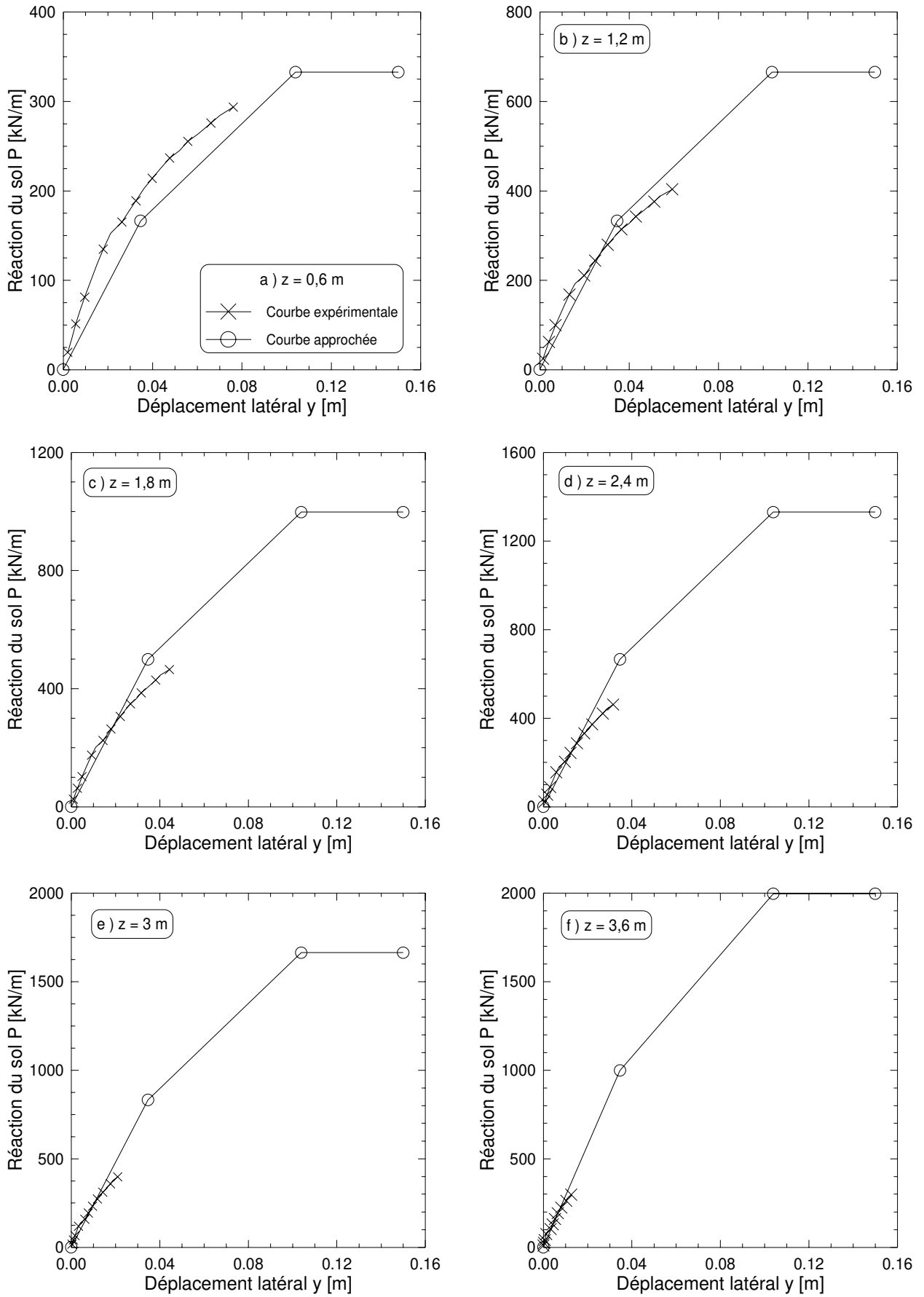


figure 3 - 18 : Construction d'une courbe de réaction approchée pour l'essai référence

## **IV.3.2. Validation numérique**

### *IV.3.2.1 Principe du calcul PILATE*

Afin de valider la nouvelle représentation des courbes  $P$ - $y$  expérimentales, un calcul PILATE et un calcul GOUPIL sont réalisés en utilisant les courbes  $P$ - $y$  approchées à la place des courbes expérimentales.

GOUPIL est destiné au dimensionnement de groupes de pieux sous chargement axial ou latéral. Cependant un pieu isolé peut aussi être calculé. La procédure de calcul du pieu isolé avec les courbes  $P$ - $y$  approchées sera surtout utile lors des calculs de groupes dans diverses configurations (cf. Chap. 5).

La procédure du calcul est la même pour les deux logiciels (la discrétisation est schématisée dans la figure 3 - 19):

1. On utilise les courbes  $P$ - $y$  approchées déterminées à 0,3 m puis de 1,2 m à 11,4 m (tableau 3 - 5).
2. Une première couche représente la partie du pieu hors sol. On lui affecte une courbe de module nul
3. Une seconde couche en surface (de 0 à -0,9 m), regroupe les couches définies expérimentalement à 0 et 0,6 m. On lui affecte la courbe de réaction approchée définie à 0,3 m.
4. Ensuite, 17 couches d'épaisseur 0,6 m sont construites de façon à ce que les courbes  $P$ - $y$  calculées soient au milieu des couches.
5. La dernière couche est de 0,9 m d'épaisseur avec la courbe  $P$ - $y$  à  $z = 11,4$  m.
6. Le calcul est fait pour les efforts tranchants de l'essai C6F0a à  $z = 0$ . 6 incréments sont choisis : 110 kN, 315 kN, 490 kN, 665 kN, 775 kN et 935 kN
7. Les conditions aux limites sont :
  - en tête ( $z = -1,6$  m) : pieu libre ;
  - en pied ( $z = 12$  m) : nul.

### *IV.3.2.2 Résultats*

On compare ces résultats avec ceux de l'essai C6F0a.

On retrouve une bonne correspondance entre les résultats de l'expérience et les calculs pour les courbes de chargements (figure 3 - 20). Les résultats du calcul PILATE avec les courbes  $P$ - $y$  approchées montre cependant un comportement plus linéaire, de type élastique. Or la courbe de chargement latéral expérimentale du pieu isolé a une allure légèrement non linéaire, mettant ainsi en évidence le caractère non élastique de l'interaction sol-pieu.

La figure 3 - 21 présente, en fonction de  $z$ , les profils de moments fléchissants et les déplacements latéraux du pieu. En termes de moments, de déformées, et d'efforts tranchants, les résultats des calculs avec les courbes  $P$ - $y$  approchées sont très proches des valeurs expérimentales. On relève aussi que les points de déplacement nul et de réaction nulle coïncident à 5 m.

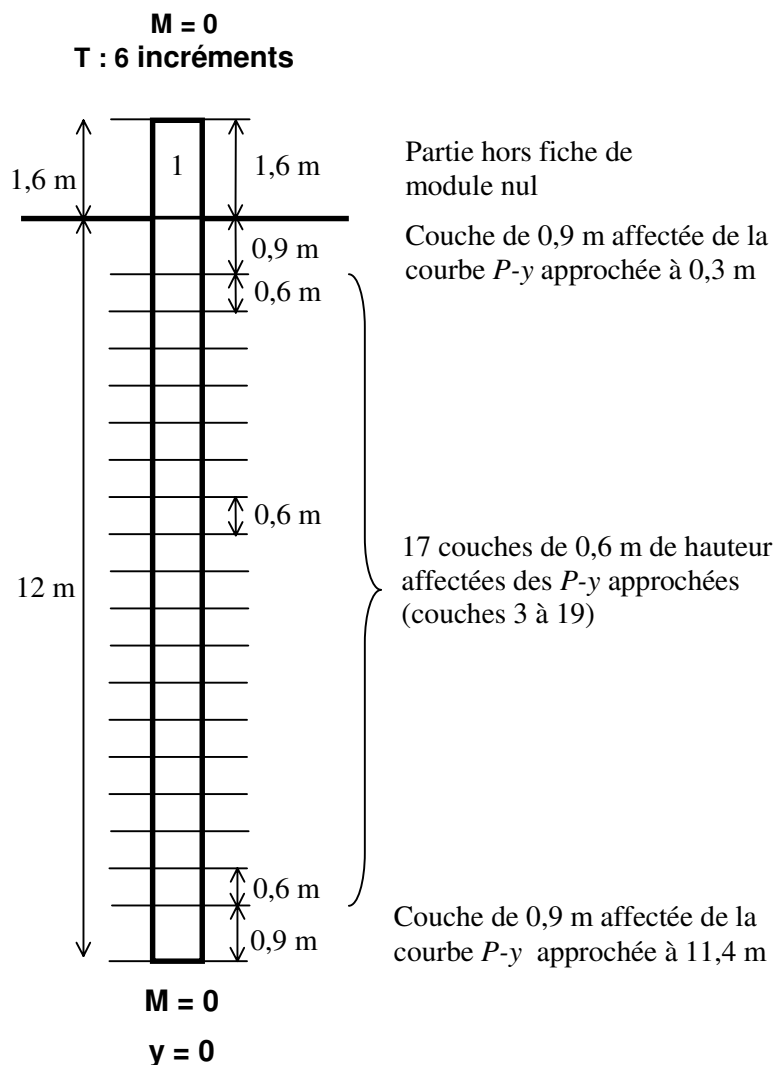
Pour les moments fléchissants, le calcul PILATE donne des valeurs comparables à celles obtenues lors de l'essai C6F0a. Les valeurs maximales se trouvent notamment aux mêmes

profondeurs quel que soit le niveau de charge et les écarts relatifs sont négligeables (1% environ).

En ce qui concerne les déplacements latéraux au point de chargement obtenus par le calcul avec les courbes  $P$ - $y$  approchées, ils sont du même ordre que ceux de l'essai centrifugé. Les écarts relatifs sont de l'ordre de 5% pour les deux niveaux d'effort latéral  $F_H$  considérés (490 kN et 935 kN).

Par contre les réactions du sol sont nettement différentes dans la partie proche de la surface (figure 3 - 22b). En termes de valeurs maximales, les écarts relatifs sur les réactions augmentent et sont d'environ 25 % pour le dernier incrément de charge (tableau 3 - 6). On rappelle le principe de construction des  $P$ - $y$  approchées sur la base du module sécant moyen calculé pour l'ensemble des chargements (relation 3-13). Cette méthode tendrait donc à surestimer la raideur du sol pour les derniers niveaux de chargement latéral, ce qui est logique.

En résumé, le calcul PILATE avec les courbes  $P$ - $y$  approchées construites modélise assez fidèlement l'essai sur pieu isolé. Pour la gamme d'efforts considérée, les déplacements et les efforts sur le pieu sont notamment proches des valeurs expérimentales.



*figure 3 - 19 : Données pour le calcul PILATE (validation des  $P$ - $y$  approchées)*

tableau 3 - 6: Comparaison des principaux résultats obtenus lors de l'essai C6F0a avec ceux des calculs PILATE et GOUPIL utilisant les courbes P-y approchées

|                                | $F_H = 490 \text{ kN}$ |               | $F_H = 935 \text{ kN}$ |               |
|--------------------------------|------------------------|---------------|------------------------|---------------|
|                                | Essai C6F0a            | Calcul PILATE | Essai C6F0a            | Calcul PILATE |
| $M_{max}$ [kN.m]               | 1482                   | 1493          | 2935                   | 2952          |
| Écart / C6F0a [%]              | -                      | 1             | -                      | 1             |
| Profondeur du maximum [m]      | 2,4                    | 2,4           | 2,4                    | 2,4           |
| $y$ à $z = -1,6 \text{ m}$ [m] | 0,067                  | 0,070         | 0,149                  | 0,0140        |
| Écart / C6F0a [%]              | -                      | 5             | -                      | 6             |
| $pB$ à $z = 0$ [kN/m]          | 133                    | 0             | 177                    | 0             |
| $pB_{max}$ [kN/m]              | 263                    | 285           | 465                    | 582           |
| Écart / C6F0a [%]              | -                      | 9             | -                      | 25            |
| Profondeur du maximum [m]      | 1,8                    | 1,8           | 1,8                    | 1,8           |
| $T$ à $z = 0$ [kN]             | 488                    | 490           | 934                    | 935           |

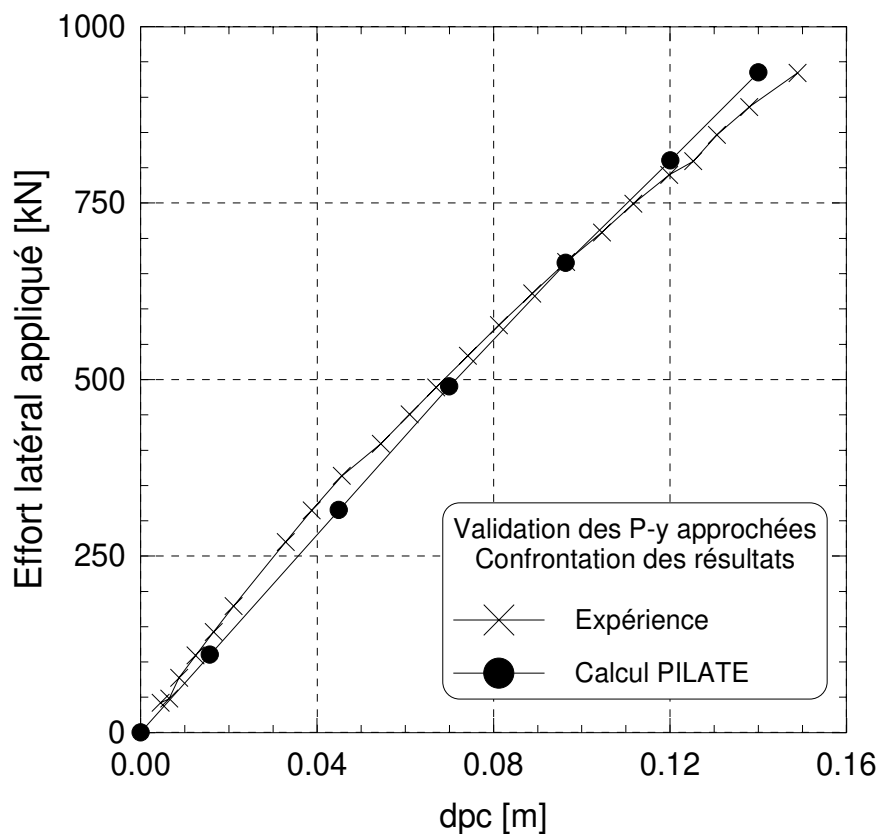


figure 3 - 20 : Comparaison de la courbe de chargement de l'essai C6F0a avec celles obtenues du calcul PILATE utilisant les P-y approchées

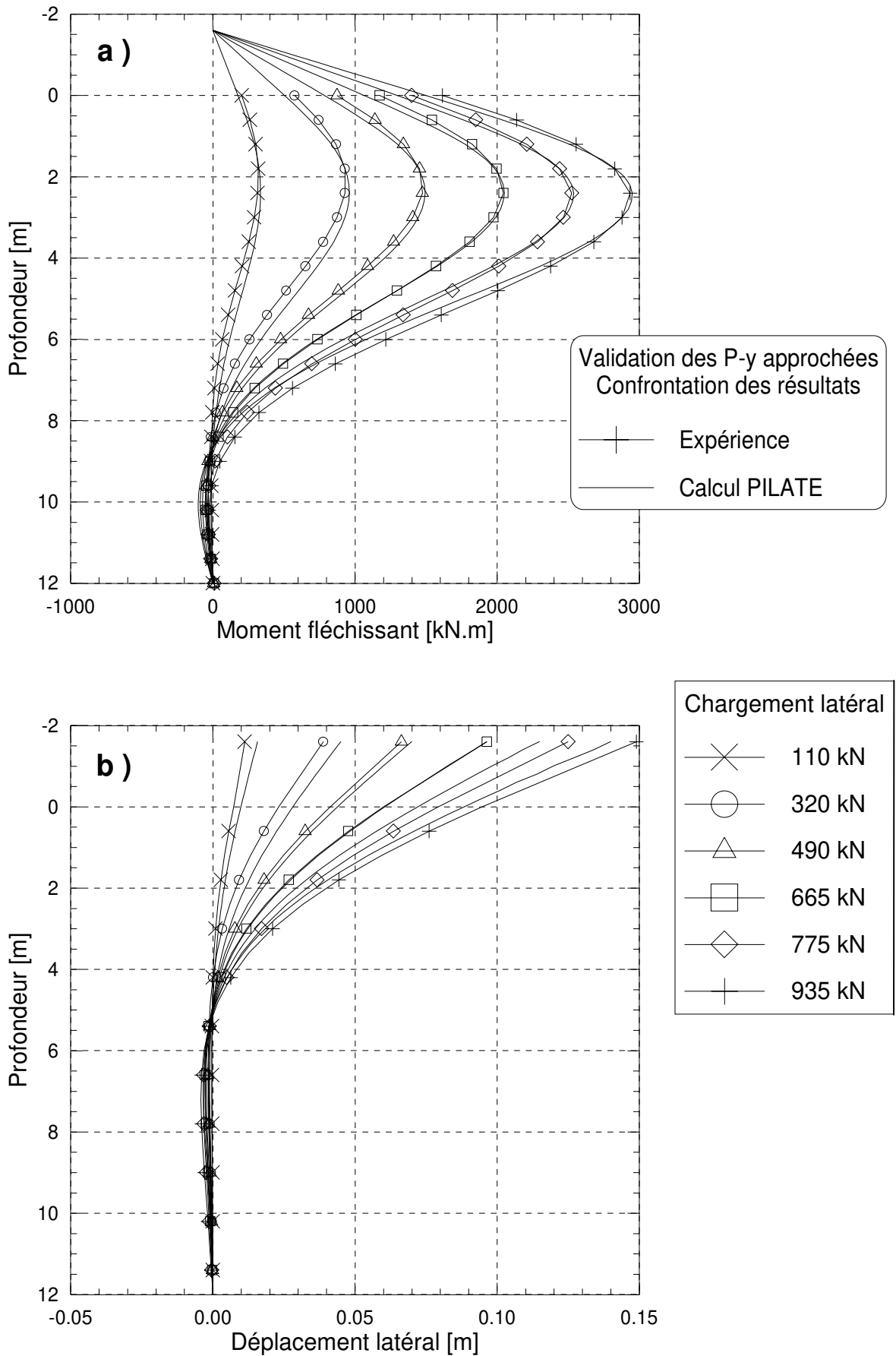


figure 3 - 21 : Confrontation de l'expérience avec les calculs PILATE et GOUPIL utilisant les courbes P-y approchées - a) Moments fléchissants - b) Déplacements latéraux

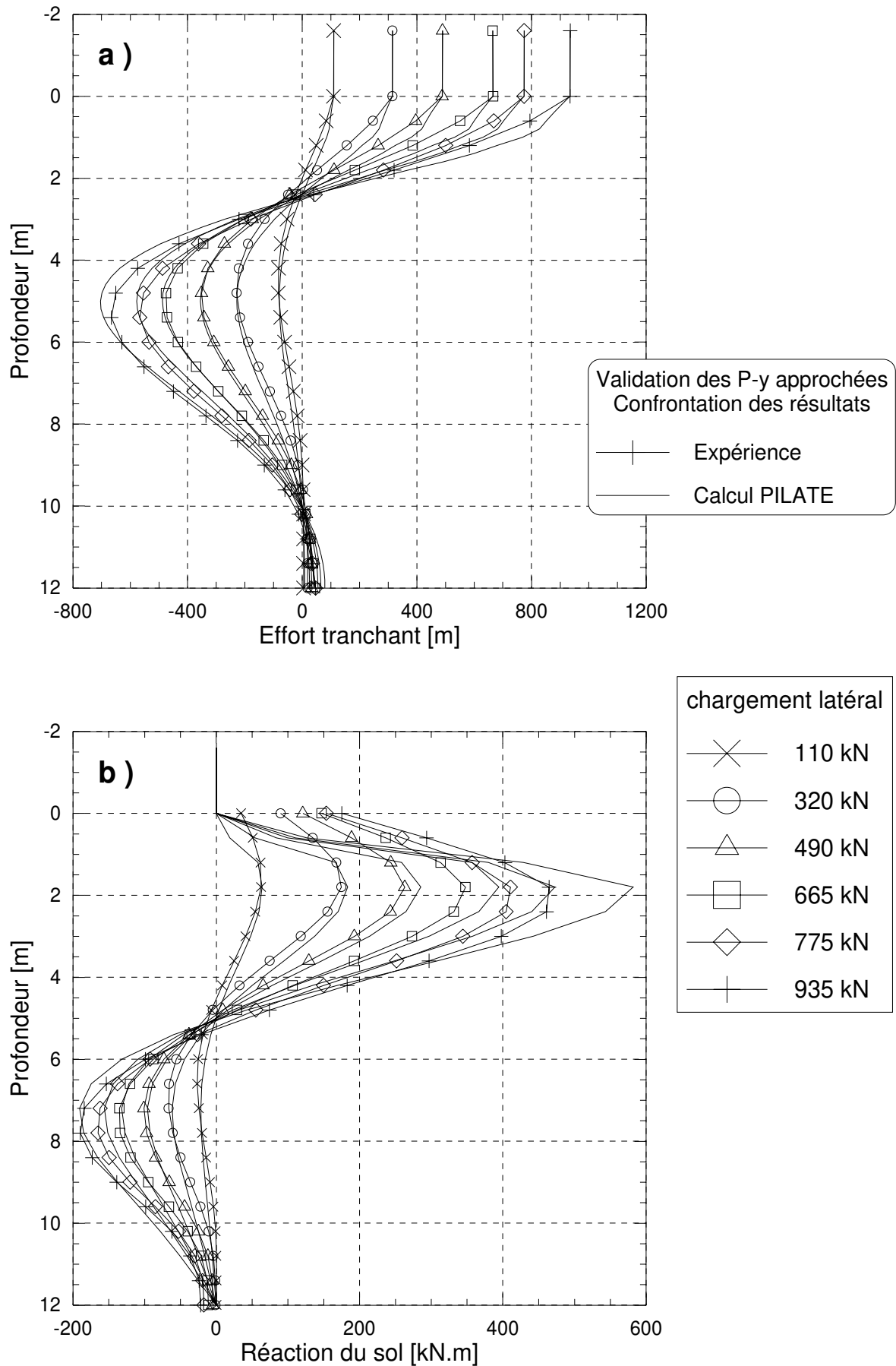


figure 3 - 22 : Confrontation de l'expérience avec les calculs PILATE et GOUPIL utilisant les courbes P-y approchées - a) Efforts tranchants - b) Réactions du sol



## V. CONCLUSION

Une méthode est présentée pour l'interprétation des résultats de l'essai de chargement latéral d'un pieu modélisé en centrifugeuse.

A partir des mesures des déformations du pieu modèle, les profils de moments fléchissants sont établis. Des hypothèses sont posées et vérifiées pour mieux définir les conditions limites de chargement et de déplacement. En pied, le moment fléchissant et le déplacement latéral sont nuls.

L'utilisation du logiciel SLIVALIC5 permet ensuite une double dérivation de ces profils de moments afin d'obtenir les réactions du sol. De même une méthode d'intégration est présentée pour le calcul des déformées du pieu sous chargement latéral. Les courbes  $P$ - $y$  "expérimentales" sont ainsi construites pour chaque couche le long de la fiche du pieu (tous les 0,6 m en grandeur prototype).

Ce processus mathématique est validé par un calcul PILATE utilisant les courbes  $P$ - $y$  expérimentales. Ces courbes sont aussi comparées à diverses courbes préconisées par des règlements.

L'analyse des courbes  $P$ - $y$  expérimentales montre que le module de réaction du sable utilisé (Fontainebleau dense à  $\gamma_d = 16,36 \text{ kN.m}^{-3}$ ) varie à peu près linéairement avec la profondeur selon la relation :

$$E_S = 8.z$$

avec  $E_S$  en MPa,  $z$  en m.

De plus, des corrélations entre paramètres pressiométriques et pénétrométriques obtenues très récemment ont montré :

$$\frac{q_c}{p_l} = 5$$

Un ensemble de courbes de réaction  $P$ - $y$  dites "approchées" est construit à partir de ces paramètres géotechniques, sous une forme trilineaire proche de celle préconisée par le Fascicule 62.

Un calcul avec le logiciel PILATE met en évidence que les résultats à partir de ces courbes de réactions sont proches de ceux de l'essai centrifugé, validant ainsi les courbes de réaction approchées du pieu isolé.

Dans la suite de l'étude, on s'attachera à déterminer les évolutions de ces courbes de réaction du fait des effets de groupe. L'essai de chargement latéral sur le pieu isolé (C6F0a) servira de référence.



# Chapitre 4

## ***EFFET DE GROUPE : ANALYSE DES ESSAIS PARAMETRIQUES SUR MODELES CENTRIFUGES***



## **I. METHODE D'ANALYSE DES ESSAIS**

### **I.1. CHOIX DES DONNEES INTERPRETEES**

Pour chaque pieu du groupe chargé latéralement, les acquisitions sont :

- deux déplacements en tête,  $dp1$  à 2,6 m et  $dp2$  à 0,8 m hors sol, à 40g et un déplacement en tête,  $dpc$ , à 1,6 m hors sol, à 60g;
- les déformations des demi-ponts de jauges (20 niveaux par pieu).

Pour le groupe, on mesure l'effort latéral appliqué par le système de chargement (poutre avec masse mobile ou servo-vérin hydraulique).

Les paliers de chargement ont une durée de une à deux minutes ; de nombreux enregistrements automatiques de toutes les données sont réalisés (10 à 20 par palier). En fin d'essai, on dispose donc d'une grande quantité de données.

Pour analyser un essai, le choix des acquisitions en fin de palier est fait. On conserve ainsi un seul enregistrement par palier, correspondant à un effort total appliqué. Suivant le programme de chargement établi, on disposera ainsi de 20 à 30 niveaux d'effort par essai.

Le nombre de données traitées est important et peut paraître redondant. Toutefois, il faut garder en mémoire le principe de construction des courbes de réaction  $P-y$  (cf. Chap. 3; §III). A chaque profondeur, elles ont autant de points que de paliers d'effort latéral.

### **I.2. TRAITEMENT DES DONNEES**

Les données de chaque pieu sont traitées séparément comme celles du pieu isolé (cf. Chap. 3, §II). Le coefficient d'ajustement du lissage  $\rho$  peut être choisi différemment pour chaque pieu ; on s'assure que le coefficient conservé donne des résultats cohérents avec l'équilibre statique du pieu. Pour les conditions aux limites, on considère que les déplacements en pied des pieux sont nuls et, en tête, on choisit le déplacement au niveau du point de chargement,  $dpc$ , à  $z = -1,6$  m, déduit des deux déplacements mesurés,  $dp1$  et  $dp2$ .

Afin de valider cette démarche, les courbes  $P-y$  du couple à  $s/B = 2$  sont utilisées dans un calcul GOUPIL. On présente les résultats de ce calcul en annexe 7. Ceux-ci sont en accord avec les principaux résultats expérimentaux (courbes de chargement, moments fléchissants).

On s'appuie sur les résultats du traitement des données pour comparer et analyser les diverses configurations d'essai. L'effort latéral appliqué à chaque pieu est l'effort tranchant calculé. L'effort total appliqué au groupe est la somme des efforts tranchants sur chaque pieu.

L'étude bibliographique a mis en évidence que l'effet de groupe se traduisait par une réduction des réactions du sol pour des pieux faiblement espacés. Aussi s'efforcera-t-on dans ce chapitre de caractériser l'effet de groupe comme une réduction de la grandeur étudiée (efficacité, moments, réactions du sol...) par rapport au pieu isolé. Pour les moments fléchissants, on comparera ainsi à un déplacement moyen du groupe et non à un effort latéral moyen appliqué.

Lors de l'étude paramétrique (§III), un seul essai sur pieu isolé est conservé pour servir de référence par mode de mise en place :

- l'essai C6F0a pour les pieux non refoulants (moulés à 1g),
- l'essai C7B0 pour les pieux refoulants (battus à 1g).

## **II. INFLUENCE DU MODE DE MISE EN PLACE**

### **II.1. INTRODUCTION**

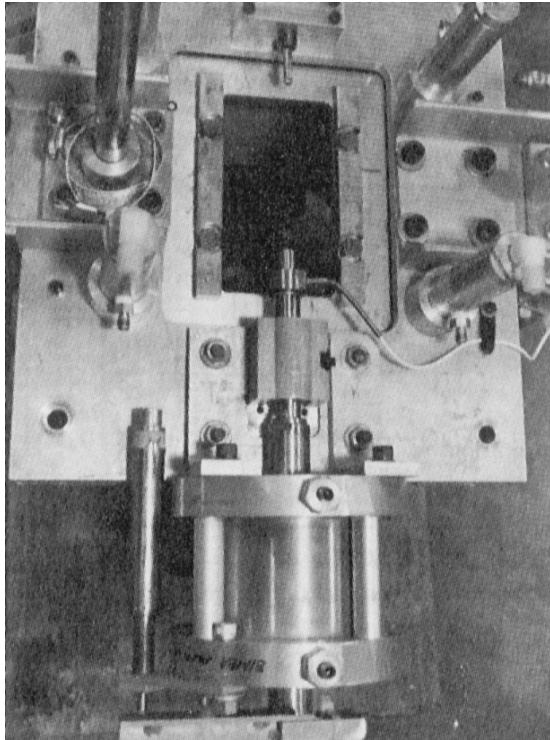
Peu d'études traitent de l'influence du mode de mise en place des pieux sur l'effet de groupe. Dans le cas d'essais en vraie grandeur cette carence s'explique par le coût engendré par les essais nécessaires et par la difficulté d'en maîtriser les résultats (sol non homogène, connaissance imparfaite des caractéristiques). Dans le cas d'expériences sur modèles centrifugés, le chercheur est limité par les dispositifs d'essais dont il dispose. Il est en effet difficile d'effectuer en cours de centrifugation la mise en place des pieux puis le chargement latéral du groupe sans arrêter la machine donc perturber le massif de sol.

On peut cependant se référer à quelques études portant sur des pieux isolés. Sieffert et Levacher [1995] ont ainsi développé un batteur pour pieux embarqués en centrifugeuse. Utilisés pour des essais de portance, ces pieux ainsi mis en place montrent des capacités supérieures de 35 % à celles du pieu moulé à 1g.

Récemment Bloomquist et al. [1991, 1994] ont développé un dispositif de mise en place des pieux en cours de centrifugation (figure 4 - 1). Cet appareil permet de foncer des groupes comprenant jusqu'à 9 pieux (figure 4 - 2), pieu après pieu, dans un ordre déterminé par l'utilisateur. Ensuite, un chargement axial ou latéral du groupe est possible sans arrêt de la centrifugeuse. Un comportement sensiblement différent du groupe sous chargement axial suivant que les pieux sont mis en place à 1g ou à 48g a été mis en évidence. Utilisant le même dispositif, Mc. Vay et al [1994] ont chargé latéralement des groupes de 9 pieux. L'effet de l'installation sur les courbes de chargement a également été étudié ; un comportement moins raide lors du fonçage à 1g est mis en évidence. Par contre l'étude n'a pas quantifié l'influence du mode de mise en place sur l'effet de groupe.

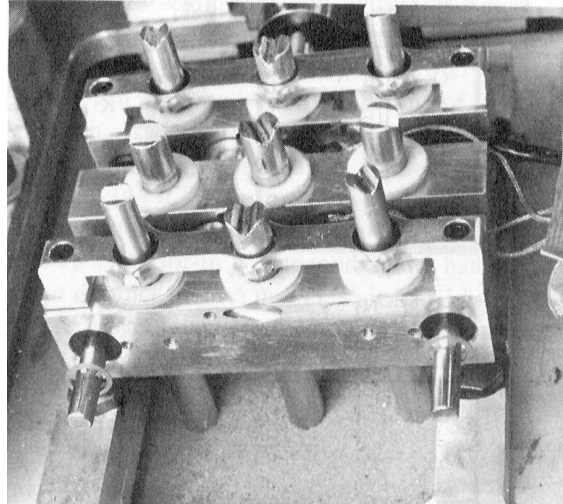
La mise en place du pieu dans le sol en cours de centrifugation est le mode le plus représentatif des conditions du prototype. Par contre elle permet difficilement l'étude des pieux équipés de jauges sur leur fiche. Celles-ci ne résisteraient pas aux efforts de frottement considérables développés. On touche ici une des limites de la modélisation qui n'est pas toujours compatible avec l'instrumentation. Pour contourner cet obstacle, la plupart des recherches portant sur des pieux chargés latéralement choisissent un mode de mise en place à 1g (par exemple Kotthaus et al. [1994], Kitazume et al. [1994]). Il s'agit essentiellement de la reconstitution du massif sol autour du pieu mis en place dans le conteneur. On assimile ce mode de mise en place sans refoulement du sol à un moulage.

Utilisant ce principe, Mezazigh [1995] a étudié l'effet de groupe sur des couples de pieux espacés de 2 à 8 diamètres. Réalisés au LCPC, les dispositifs expérimentaux sont les mêmes que ceux de la présente étude (cf. Annexe 1). Trois modes de mise en place à 1g ont été choisis : avec refoulement du sol, par fonçage et par battage, et sans refoulement du sol, par reconstitution du massif autour du pieu. Les résultats ont mis en évidence que les pieux dans les couples foncés et battus à 1g avaient un comportement assimilable au pieu isolé. En termes d'efficacité, les valeurs sont proches de 100 % et l'effort latéral appliqué au groupe se répartit équitablement sur les 2 pieux. Mezazigh conclut que seuls les groupes de pieux moulés sont l'objet d'effets de groupe significatifs.



*figure 4 - 1 : Dispositif de fonçage des pieux  
[McVay et al., 1994]*

*figure 4 - 2 : Tête instrumentée du groupe de 9*



*pieux [McVay et al., 1994]*

Comme déjà signalé en introduction générale de l'étude, deux phénomènes peuvent se superposer dans l'effet de groupe :

- un effet purement géométrique, dû aux interactions entre pieux au travers du massif de sol du fait de leur proximité. Ce premier effet se manifeste que les pieux soient mis en place avec ou sans refoulement du sol ;
- un effet dû aux évolutions des caractéristiques du massif de sol engendrées par la mise en place des pieux lorsqu'ils refoulent le sol.

Il apparaît donc très probable que l'effet de groupe sera différent que les pieux aient refoulé le sol ou non lors de leur installation.

Dans le cas des pieux non refoulants, la solution retenue consiste à réaliser le massif de sable par pluviométrie autour des pieux avant centrifugation. On peut raisonnablement penser que cette technique conduit à des réponses des pieux sous effort latéraux assez réalistes.

Dans le cas des pieux refoulants, la situation est sensiblement différente. Les pieux sont en effet le plus souvent foncés ou battus à 1g, dans des conditions qui ne sont donc pas représentatives de la situation réelle. Les contraintes régnant dans le massif lors de la pénétration des pieux ne sont pas correctement simulées. Les rares études disponibles mentionnées ci-dessus montrent d'ailleurs que la résistance latérale est nettement plus forte lorsque les pieux sont mis en place en cours de rotation.

Il était donc nécessaire d'étudier l'influence du mode de mise en place (1g ou n.g) non seulement sur la résistance latérale du pieu isolé mais surtout sur l'effet de groupe. Cette étude est l'objet du présent chapitre.

## **II.2. ANALYSE DES EFFETS DES MODES DE MISE EN PLACE**

### **II.2.1. Programme d'essais**

Le programme comprend des essais à deux configurations d'accélération différentes (40g et 60g) sur des pieux simulant le même prototype. Ils avaient les objectifs suivants :

- essais à 40g pour l'étude de trois modes de mise en place différents, tous réalisés à l'arrêt de la centrifugeuse ;
- essais à 60g pour comparer des mises en œuvre à 1g et des mises en œuvre à 60g en cours de centrifugation.

Les essais à 40g et 60g sur des pieux isolés sont en outre utilisés pour s'assurer que les conditions de similitude sont satisfaites et conduisent aux mêmes résultats en grandeur prototype (essais de type "modelling of models").

#### *II.2.1.1 Description des essais réalisés à 40g*

Un premier conteneur (Conteneur 2 , 40g) a été dédié à l'étude des trois modes de mise en place à 1g lors d'essais de chargement latéral de couples avec un espacement  $s/B = 2$  (figure 4 - 3) et de pieux isolés de référence. Les modes de mise en place étudiés sont les suivants :

- sans refoulement du sol par pluviation du sable autour du pieu pendant la préparation du massif de sol, aussi appelé "moulage", pour les essais C2F0 (pieu isolé) et C2L2F2 (couple),
- avec refoulement du sol par "battage" pour les essais C2B0 (pieu isolé) et C2L2B2 (couple),
- avec refoulement du sol par "fonçage" pour les essais C2V0 (pieu isolé) et C2L2V2 (couple).

Les chargements de ces différentes configurations ont été réalisés à 40g dans un massif de sable dense uniforme de poids volumique  $\gamma_d = 16,32 \text{ kN/m}^3$ .

Certains de ces essais ont été doublés dans d'autres conteneurs avec la même densité de sol. De plus deux pieux modèles instrumentés étant disponibles, le chargement latéral du pieu isolé de référence a été réalisé dans un autre conteneur.

L'analyse présentée ci-après (§I.2.3) porte sur les configurations suivantes :

- sans refoulement du sol par moulage à 1g : pieu isolé de référence (C6F0a) et couple avec  $s/B = 2$  (SMC5F2),
- avec refoulement du sol par battage à 1g : pieu isolé de référence (C7B0) et couple avec  $s/B = 2$  (C7L2B2b),
- avec refoulement du sol par fonçage à 1g : pieu isolé de référence (C2V0) et couple avec  $s/B = 2$  (C2L2V2).



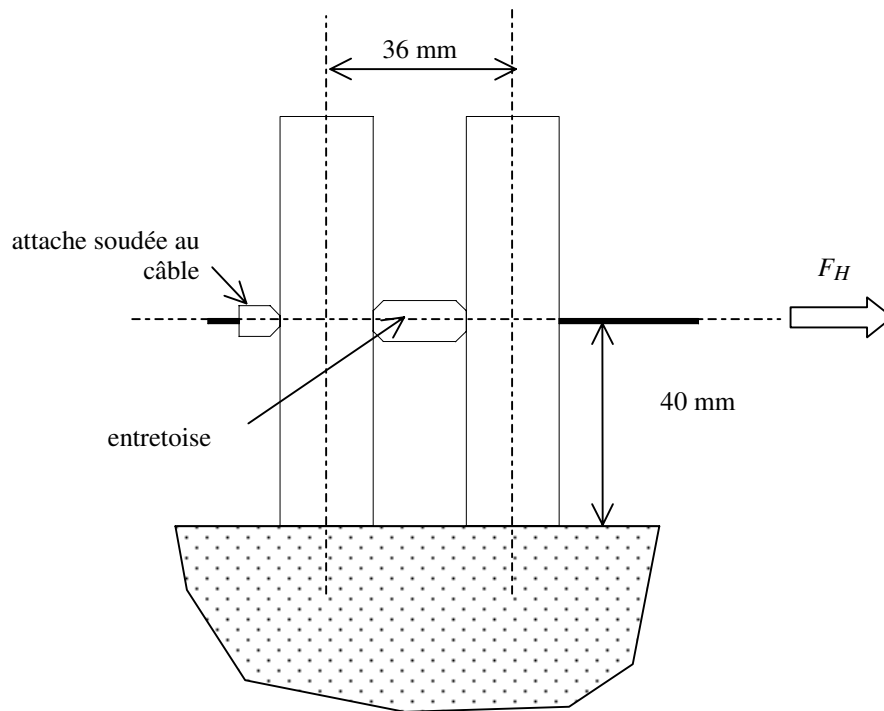


figure 4 - 3 : Dispositif expérimental pour un couple de pieux modèles à  $s/B = 2$ , centrifugé à 40g

Les données mesurées au cours de ces essais de chargement des pieux sont :

- l'effort latéral appliqué,
- les déplacements en tête à 20 mm et 65 mm hors sol,
- les profils de moments fléchissants sur le fût.

#### II.2.1.2 Description des essais réalisés à 60g

Afin de procéder à des essais de type "modelling of model" il faut réaliser un essai représentant le prototype à un autre niveau de gravité. On a donc conçu des pieux modèles à 60g qui permettent le fonçage en gravité reconstituée.

Dans le Conteneur 15, les essais suivants ont ainsi pu être réalisés :

- sans refoulement du sol par moulage à 1g pour un pieu isolé de référence (C15F0) et un couple avec  $s/B = 2$  (C15L2F1) décrit par la figure 4 - 4,
- avec refoulement du sol par fonçage à 1g pour un pieu isolé de référence (C15V0) et un couple avec  $s/B = 2$  (C15L2V2),
- avec refoulement du sol par fonçage à 60g pour un pieu isolé de référence (C15V0g) et un couple avec  $s/B = 2$  (C15L2V2g).

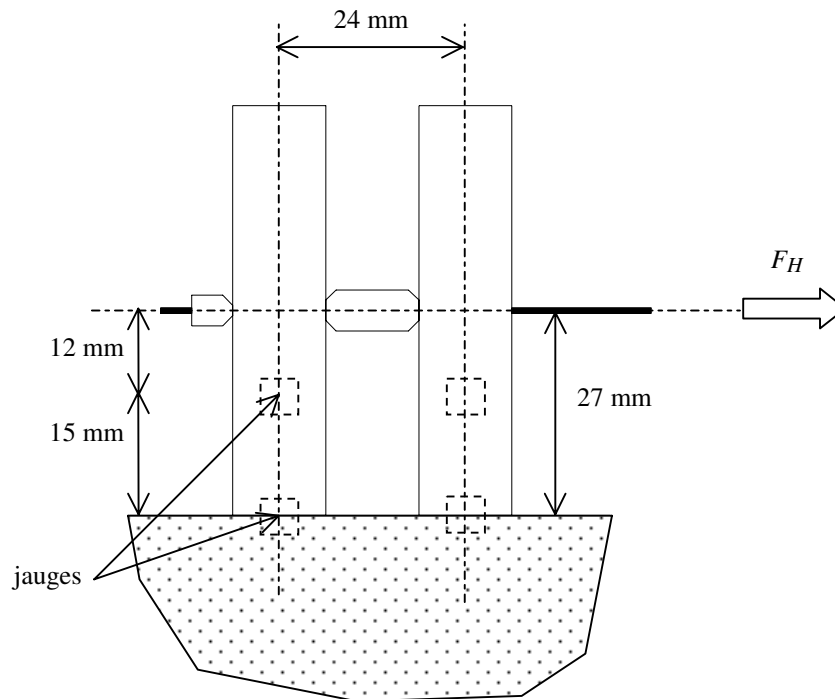


figure 4 - 4 : Dispositif expérimental pour un couple de pieux modèles à  $s/B = 2$ , centrifugé à 60g

Les données mesurées au cours de ces essais de chargement des pieux sont :

- l'effort latéral appliqué,
- le déplacement du pieu au niveau du point de chargement, à 27 mm hors sol,
- les moments fléchissants au niveau du sol et à 15 mm hors sol.

## II.2.2. Analyse des essais de type "Modelling of model"

Les pieux modèles au  $1/40^{\text{ème}}$  et  $1/60^{\text{ème}}$  ont été dimensionnés pour représenter le même pieu prototype. Ils sont conçus dans le même matériau (aluminium AU4G). On décrit les caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux, ainsi que leur instrumentation au Chapitre 2, §III.3.

Ils diffèrent toutefois par leur rugosité le long de la fiche car, contrairement au pieu à 60g, le pieu modèle à 40g est recouvert d'un revêtement de protection des jauges. De plus le pieu modèle à 60g est équipé à son pied d'une pointe en aluminium et d'angle au sommet  $45^\circ$ .

Deux modes de mise en œuvre des pieux ont été étudiés aux deux gravités 40g et 60g : sans refoulement du sol à 1g et avec refoulement du sol par fonçage à 1g.

Dans un premier temps, on analyse les relevés pénétrométriques effectués dans les conteneurs à 40g et 60g. Le massif de sol ayant les mêmes caractéristiques de densité et de reconstitution à 40g et 60g, les profils de résistance en pointe en valeurs prototypes devraient se superposer (figure 4 - 5). On constate cependant une légère dispersion en profondeur. Ainsi à 12 m, cette dispersion est de 14% sur les résistances de pointe  $q_c$ . Il faut toutefois tenir compte des corrections à apporter sur l'origine des valeurs de  $q_c$ , comme expliqué au chapitre 2, §III.4.3.

La représentation adimensionnelle pour le terme de pointe en  $Q_c = f(z/d)$  est couramment utilisée pour les essais pénétrométriques en centrifugeuse.  $Q_c$  représente la résistance de pointe adimensionnelle définie par l'équation (4-1) et  $d$  est le diamètre de la pointe du pénétromètre ( $d = 12$  mm).

$$Q_c = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4 - 1)$$

où  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte verticale effective au niveau de la pointe (dans les sables secs utilisés ici, on a  $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0}$ ).

Les profils ainsi définis sont représentés sur la figure 4 - 6. On note qu'ils ont l'allure traditionnellement rencontrée pour des massifs centrifugés [Gaudin, 1999 ; Ternet, 1999].

Ces deux interprétations des relevés pénétrométriques mettent en évidence que les massifs de sol identiques centrifugés à 40g et 60g ne représentent pas exactement le même état de contraintes initial, surtout en profondeur. Pour les profils de résistance de pointe à 40g, la profondeur modèle atteinte est de 300 mm pour un massif de sol de 360 mm de hauteur, on met probablement en évidence l'effet de fond du conteneur. On retient toutefois qu'en partie supérieure du massif, il n'y a pas d'écart significatif. Or c'est ici que sont mobilisés les efforts les plus importants lors du chargement latéral d'un pieu.

En ce qui concerne la réponse aux charges latérales des pieux non refoulants, la figure 4 - 7 montre une comparaison est établie entre l'essai sur pieu isolé à 40g et l'essai sur pieu isolé à 60g. On note un comportement comparable pour les deux essais. Les déplacements  $d_{pc}$  (à  $z = -1,6$  m) du pieu modélisé à 60g sont cependant toujours légèrement supérieurs. L'écart par rapport à l'essai à 40g sur l'effort appliqué nécessaire pour obtenir un déplacement en tête de 0,12 m est de 40 kN, soit 5%. Pour un effort latéral appliqué de 800 kN, le pieu modélisé à 60g se déplace de 5mm de plus que le pieu modélisé à 40g, soit un écart relatif de 4%.

De même les courbes de chargement prototypes des essais sur pieu isolé refoulant mis en place par fonçage à 1g sont tracées sur une même figure (figure 4 - 8). Les comportements des pieux modélisés à 40g et 60g sont similaires. Pour un déplacement en tête de 0,1 m, l'effort latéral appliqué à 40g est de 660 kN, de 10 % supérieur à celui appliqué à 60g (590 kN).

On précise que la précision de la cote du point d'application de l'effort latéral a une influence significative sur les écarts relevés. Ainsi, à 60g, une variation de cette position de 1 mm sur le modèle (6 cm en valeur prototype pour une cote de 1,6 m) entraîne une variation de 10 % de l'effort latéral mesuré à partir des jauges placées à 15 mm hors sol (0,9 m au-dessus du sol en valeur prototype).

Tenant compte de cette remarque et des différences de conception des pieux précédemment décrites, les écarts relevés entre les courbes de chargement latéral prototypes des pieux isolés références, mis en place à 1g par moulage ou par fonçage, sont acceptables. On vérifie ainsi la similitude des comportements des pieux isolés références qu'ils soient modélisés à 60g ou à 40g.

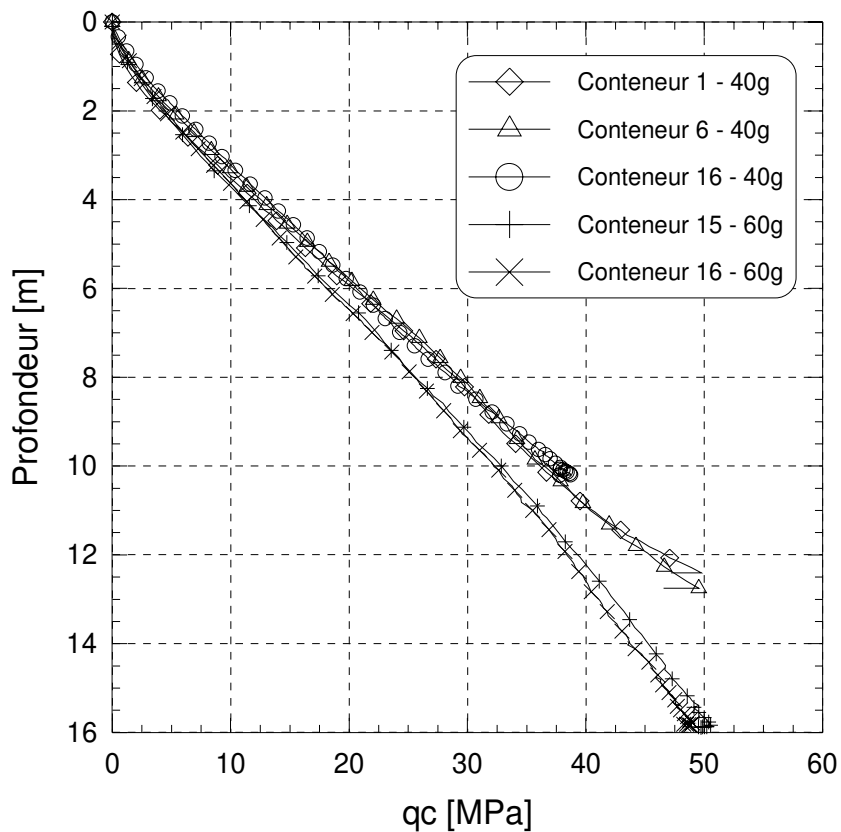


figure 4 - 5 : Comparaison des profils de résistance en pointe  $q_c = f(z)$  pour des conteneurs centrifugés à 40g et 60g.

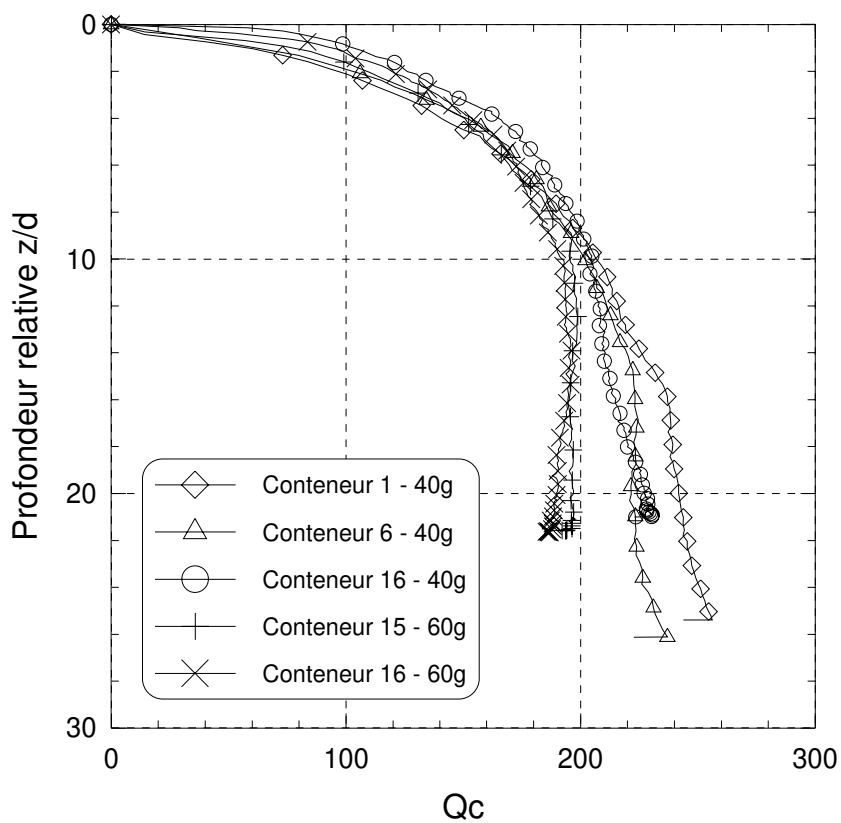


figure 4 - 6 : Comparaison des profils de résistance en pointe normalisée pour des conteneurs centrifugés à 40g et 60g. Représentation adimensionnelle.  $Q_c = f(z/d)$

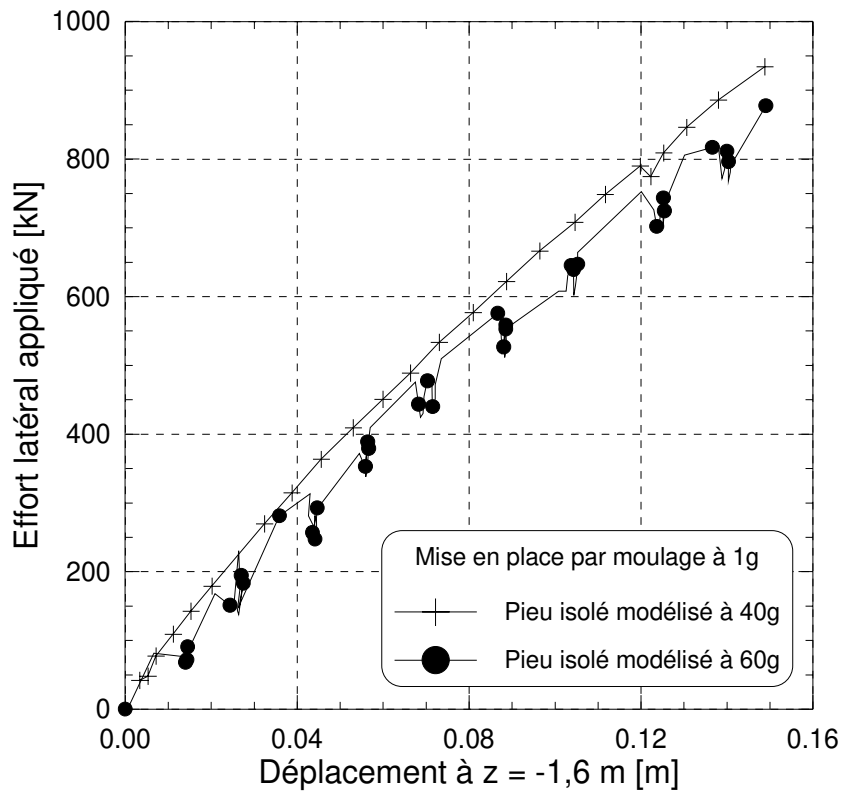


figure 4 - 7 : Courbes de chargement prototypes des pieux isolés mis en place par moulage à 1g

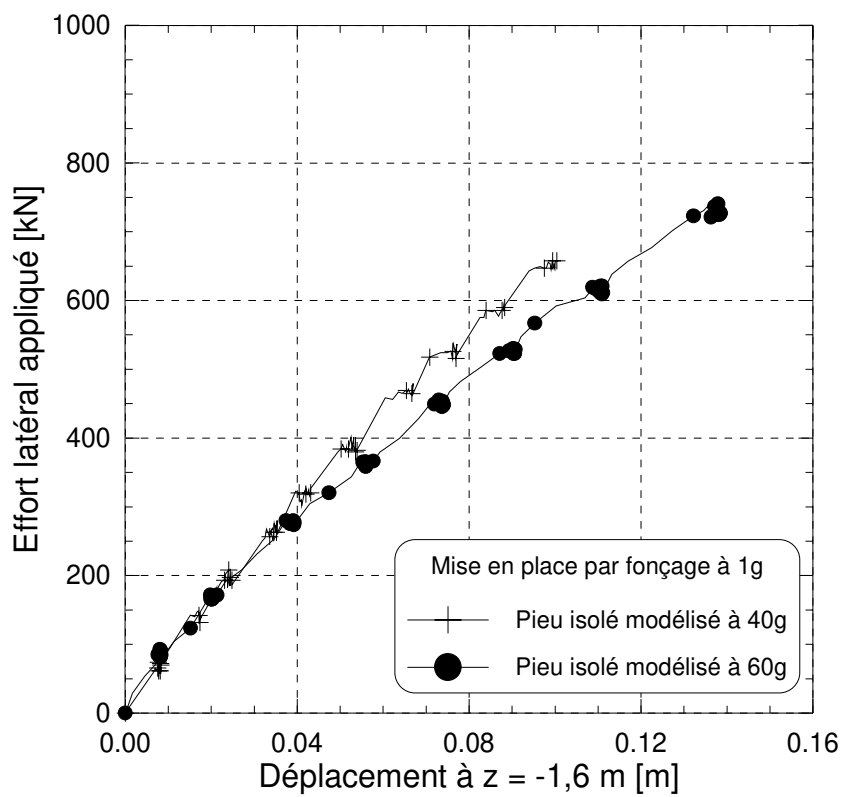


figure 4 - 8 : Courbes de chargement prototypes des pieux isolés mis en place par fonçage à 1g.

### II.2.3. Analyse des essais réalisés à 40g

#### II.2.3.1 Courbes de chargement

On étudie parallèlement les trois modes de mise en œuvre des pieux. La figure 4 - 9 présente les courbes de chargement du couple à  $s/B = 2$  par rapport à un couple composé de deux pieux suffisamment espacés pour être assimilés à deux pieux isolés. Elles mettent en évidence le comportement moins raide du groupe à  $s/B = 2$ . A effort latéral égal, le groupe se déplace plus que le pieu isolé. Cette remarque se vérifie quel que soit le mode de mise en place.

On calcule l'efficacité  $e$  du groupe d'après l'expression suivante :

$$e = \frac{\text{effort appliqué au groupe pour un déplacement donné}}{2 \times \text{effort appliqué au pieu isolé pour le même déplacement}} \quad (4 - 2)$$

Pour tous les essais réalisés ici, cela se traduit par des valeurs de  $e$  inférieures à 100% (tableau 4 - 1). Pour l'ensemble des modes de mise en place, l'efficacité calculée est comprise entre 80 et 86%. En fin de chargement elle est proche de 85% pour les trois modes de mise en œuvre.

tableau 4 - 1 : Efficacité  $e$  du couple à  $s/B = 2$  pour les 3 modes de mise en place à 1g.

| Mise en place sans refoulement<br>par moulage à 1g |                | Mise en place avec refoulement<br>par battage à 1g |                | Mise en place avec refoulement<br>par fonçage à 1g |                |
|----------------------------------------------------|----------------|----------------------------------------------------|----------------|----------------------------------------------------|----------------|
| <i>dpc</i>                                         | Efficacité [%] | <i>dpc</i>                                         | Efficacité [%] | <i>dpc</i>                                         | Efficacité [%] |
| 8%.B                                               | 85             | 7%.B                                               | 81             | 7%.B                                               | 81             |
| 14%.B                                              | 84             | 14%.B                                              | 86             | 14%.B                                              | 84             |

Pour caractériser l'effet de groupe, on s'intéresse aussi à la répartition de l'effort total sur chaque pieu du groupe. L'effort repris par chaque pieu est déterminé à partir de la valeur d'effort tranchant obtenue après dérivation des moments fléchissants expérimentaux.

On peut ainsi tracer l'effort repris par chaque pieu du groupe en fonction du déplacement du groupe à  $z = -1,6$  m (*dpc*). On compare ces courbes de chargement par pieu à celle d'un pieu isolé (figure 4 - 10).

La répartition de l'effort total appliqué au groupe est calculée pour les trois modes de mise en place (tableau 4 - 2). De même que pour l'efficacité, on note un comportement similaire pour les trois cas. Le pieu avant reprend plus d'effort que le pieu arrière (57% contre 43%).

On notera que Barton [1982] et Mezazigh [1995] ont obtenu, pour leurs essais sur des couples à  $s/B = 2$ , une répartition de 60%-40%.

tableau 4 - 2 : Répartition de l'effort total appliqué dans le couple à  $s/B = 2$  pour les 3 modes de mise en œuvre à 1g.

| Mise en place sans refoulement<br>par moulage à 1g |              | Mise en place avec refoulement<br>par battage à 1g |              | Mise en place avec refoulement<br>par fonçage à 1g |              |
|----------------------------------------------------|--------------|----------------------------------------------------|--------------|----------------------------------------------------|--------------|
| Pieu avant                                         | Pieu arrière | Pieu avant                                         | Pieu arrière | Pieu avant                                         | Pieu arrière |
| 57 %                                               | 43 %         | 57 %                                               | 43 %         | 58 %                                               | 42 %         |

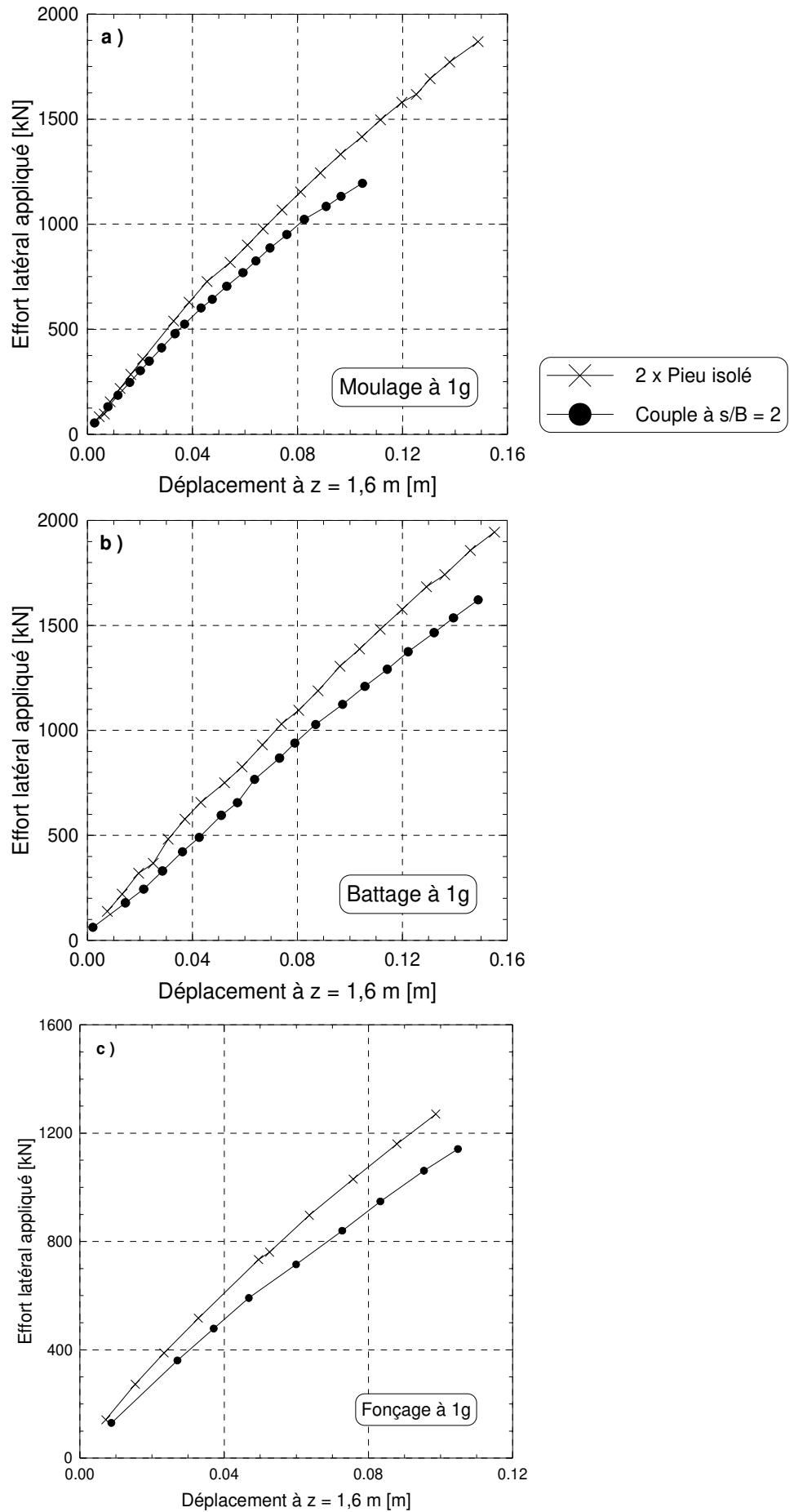


figure 4 - 9 : Courbe de chargement du couple à  $s/B = 2$  comparée à celle de deux pieux isolés

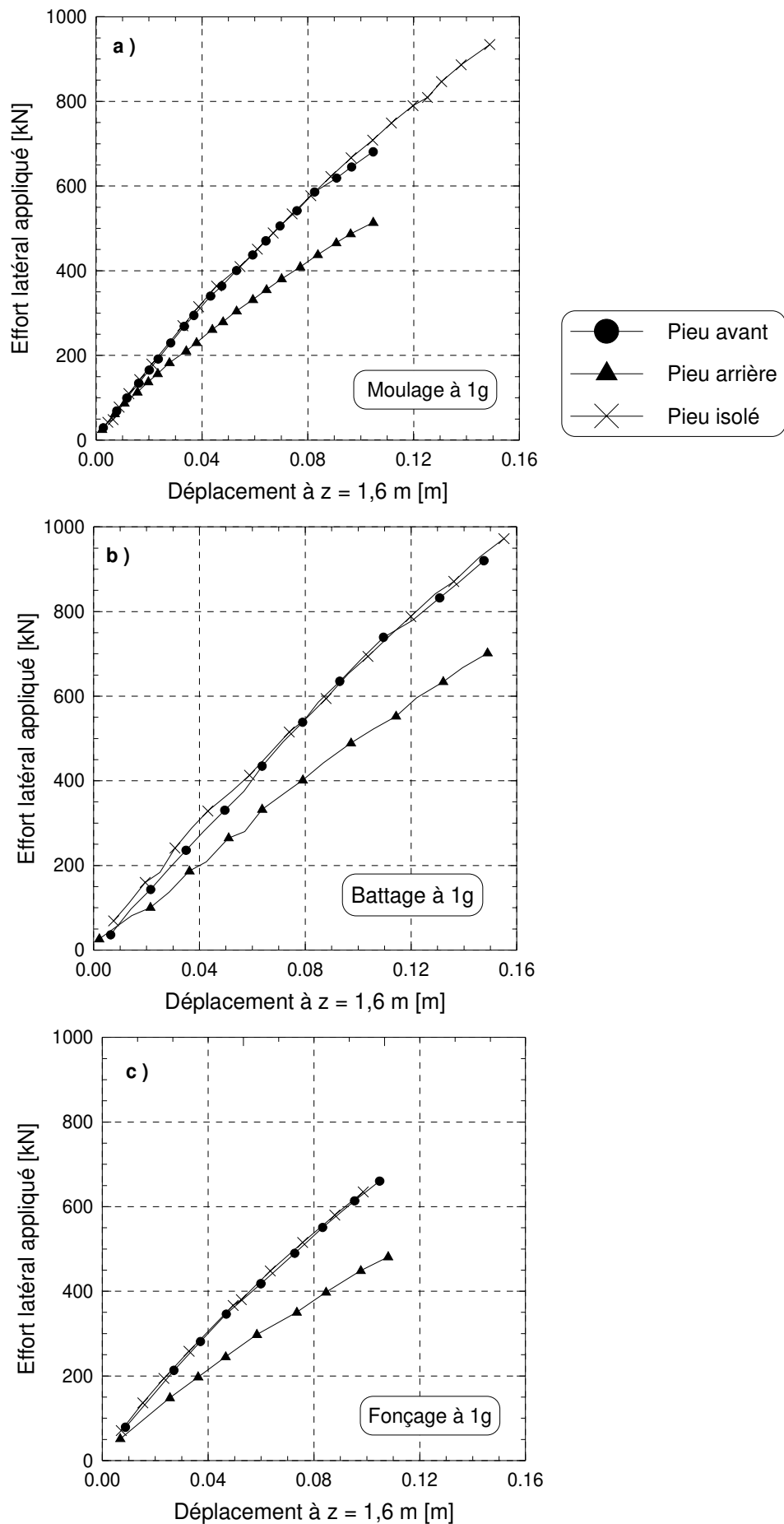


figure 4 - 10 : Courbe de chargement par pieu du couple à  $s/B = 2$  comparée à celle du pieu isolé



### II.2.3.2 Moments fléchissants

Les moments fléchissants sont déduits des mesures de déformations des jauges, affectées du coefficient de jauge calculé préalablement par étalonnage du pieu (cf. Annexe 3).

Les profils de moment fléchissants de chaque pieu du couple à  $s/B = 2$  sont comparés à celui du pieu isolé référence pour deux valeurs ( $0,08.B$  et  $0,14.B$ ) du déplacement en tête ( $dpc$  à  $z = -1,6$  m). Pour les trois modes de mise en place, la figure 4 - 11 montre un comportement du pieu avant proche de celui du pieu isolé, alors que les moments fléchissants mesurés dans le pieu arrière sont nettement inférieurs.

En termes de valeurs maximales (tableau 4 - 3), on obtient des résultats comparables d'un mode de mise en place à l'autre, les moments fléchissants des pieux foncés étant cependant légèrement inférieurs. Dans les pieux avant le moment fléchissant maximal est 95% de celui du pieu isolé à  $\pm 5\%$  près. Il est de 80% dans les pieux arrière (à  $\pm 5\%$  près).

Si on s'intéresse aux profondeurs de ces moments maxima, on constate également une concordance quelle que soit la mise en place des pieux. Cette profondeur est de 3 m (1/4 de la fiche du pieu) pour les pieux arrière et de 2,4 m pour les pieux avant, égale à celle du pieu isolé.

*tableau 4 - 3 : Comparaison des moments fléchissant maxima de chaque pieu du groupe avec ceux du pieu isolé référence pour les 3 modes de mise en place à 1g.*

| $Mf_{max}(\text{pieu du groupe}) / Mf_{max}(\text{pieu isolé}) [\%]$ |       |         |                                                 |       |         |                                                 |       |         |
|----------------------------------------------------------------------|-------|---------|-------------------------------------------------|-------|---------|-------------------------------------------------|-------|---------|
| Mise en place sans refoulement par moulage à 1g                      |       |         | Mise en place avec refoulement par battage à 1g |       |         | Mise en place avec refoulement par fonçage à 1g |       |         |
| $dpc$                                                                | Avant | Arrière | $dpc$                                           | Avant | Arrière | $dpc$                                           | Avant | Arrière |
| $8\%.B$                                                              | 97    | 81      | $10\%.B$                                        | 97    | 80      | $7\%.B$                                         | 92    | 75      |
| $14\%.B$                                                             | 96    | 80      | $19\%.B$                                        | 97    | 82      | $14\%.B$                                        | 94    | 78      |

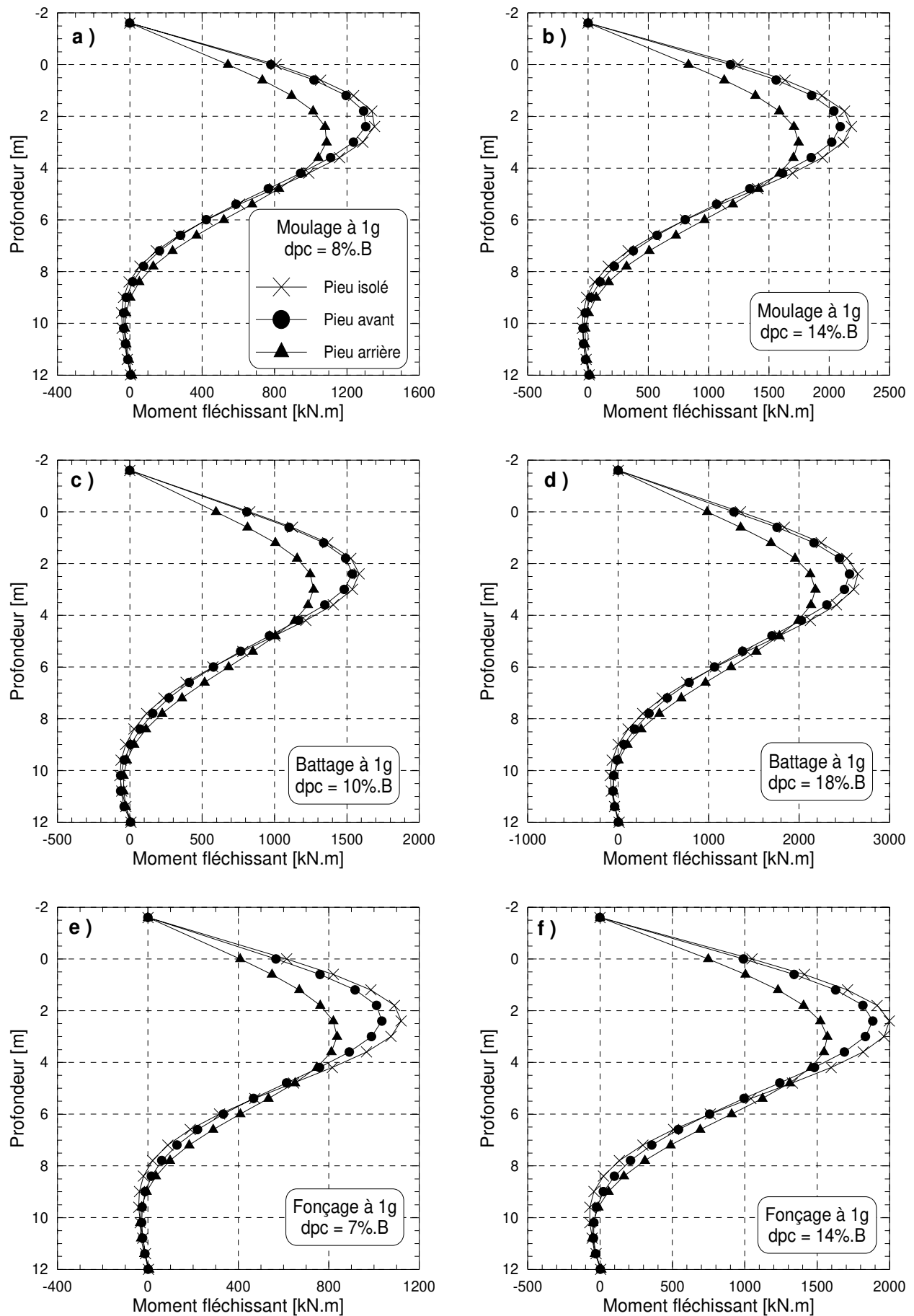


figure 4 - 11 : Profils de moments fléchissants du pieu isolé et du couple à  $s/B = 2$

### II.2.3.3 Courbes de réaction $P$ - $y$

Les courbes de réaction sont construites à partir des profils de moments fléchissants (cf. méthode d'interprétation au Chapitre 3). On s'intéresse principalement aux courbes  $P$ - $y$  de la partie supérieure de la fiche du pieu, celle où les efforts sont prépondérants comme montré dans le paragraphe précédent (§III.2.3.2).

Ainsi pour les trois modes de mise en place à 1g, sont regroupées par niveau de profondeur (tous les 0,6 m) les courbes  $P$ - $y$  du couple à  $s/B = 2$  et celles du pieu isolé (Annexe 5).

A titre d'exemple, on présente les courbes de réaction aux profondeurs de 1,8 m et 2,4 m, autour du point de moment fléchissant maximal (figure 4 - 13). Les courbes de réaction du pieu avant sont proches de celles du pieu isolé. L'écart en termes de réaction du sol est de  $\pm 5 \%$ , probablement dû aux incertitudes de mesures expérimentales et à la procédure d'interprétation (cf. Annexe 1, §III). Ainsi on ne met pas en évidence d'effet de groupe significatif pour les pieux avant dans les couples chargés latéralement en ligne avec un espacement entre axes de 2 diamètres.

Par contre pour les courbes  $P$ - $y$  des pieux arrières, un abattement significatif de la réaction du sol est mis en évidence, quels que soient la profondeur et le mode de placement du pieu. On quantifie cet abattement par le coefficient  $P_m$ .

#### Principe de détermination du coefficient $P_m$ :

Par définition,  $P_m$  est le coefficient de réduction des réactions du sol par rapport à celles du pieu isolé de référence. On l'évalue à valeurs identiques du déplacement  $y$  pour le pieu isolé et le pieu arrière. Quelques valeurs de  $y$  sont choisies sur les derniers paliers de chargement latéral, c'est-à-dire vers l'extrémité de la courbe  $P$ - $y$  ce qui correspond à des déplacements du pieu au niveau du sol proches de  $5\% \cdot B$  (figure 4 - 12). Le pas  $\Delta y$  n'est pas nécessairement constant. Le but est d'obtenir une estimation de la valeur de  $P_m$  pour une certaine configuration de groupe. Ces valeurs seront ensuite validées au chapitre 5.

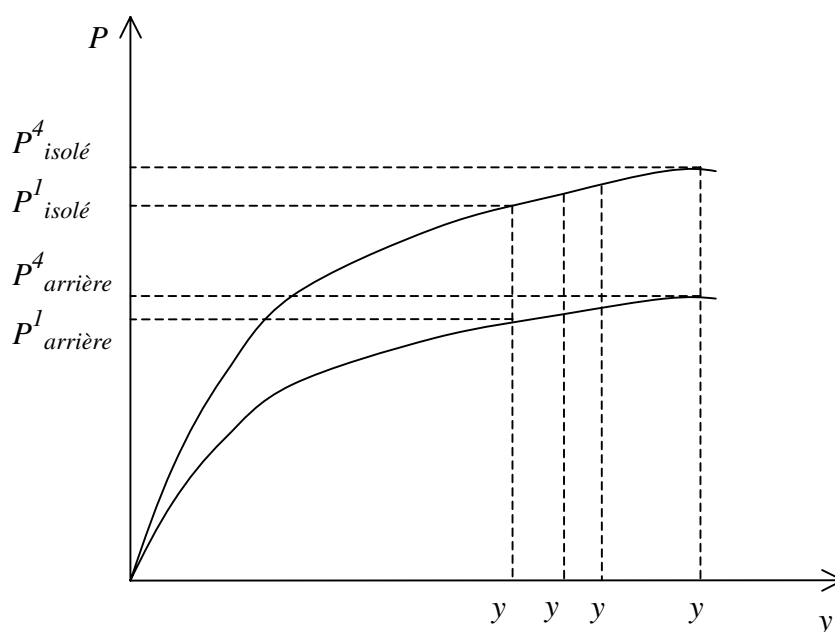


figure 4 - 12 : Principe de détermination du coefficient  $P_m$

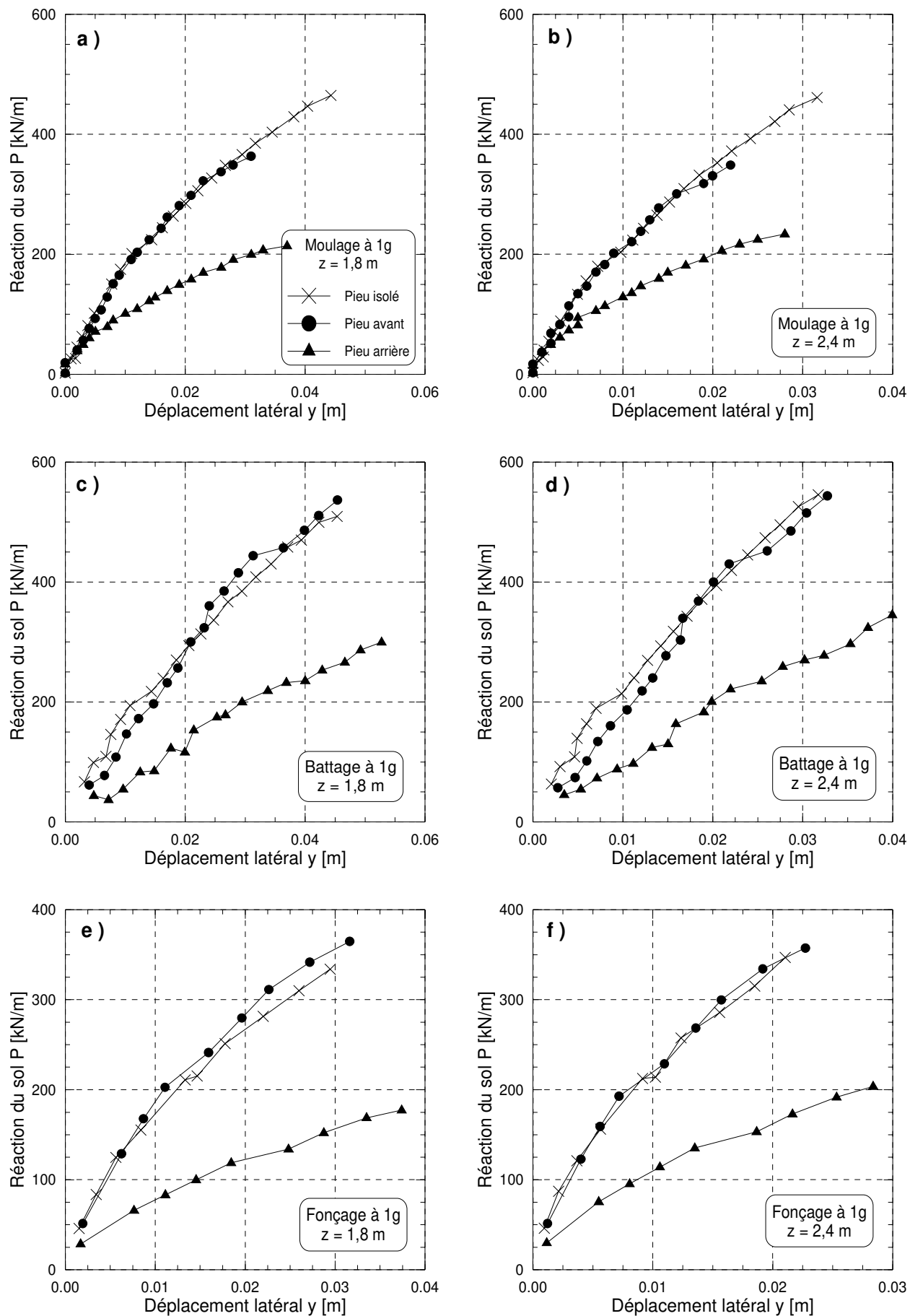


figure 4 - 13 : Courbes de réaction P-y du pieu isolé et du couple à  $s/B = 2$

Estimation de la valeur du coefficient  $P_m$  :

Les valeurs de  $P_m$  du pieu arrière (tableau 4 - 4) varient avec la profondeur pour les valeurs examinées de 0,6 m à 3 m. Les valeurs moyennes de ces coefficients pour les 3 modes de mise en place sont proches de 0,5. Pour l'ensemble des valeurs calculées, la dispersion maximale est de 10 %, maximum qui est observé entre les profondeurs de 0,6 m et 3 m.

*tableau 4 - 4 : Valeurs du coefficient  $P_m$  calculées pour le pieu arrière du couple à  $s/B = 2$  dans les 3 cas de mise en place à 1g.*

| Profondeur [m] | Moulage à 1g | Battage à 1g | Fonçage à 1g |
|----------------|--------------|--------------|--------------|
|                | $P_m$        | $P_m$        | $P_m$        |
| 0,6            | 0,42         | 0,53         | 0,49         |
| 1,2            | 0,48         | 0,53         | 0,45         |
| 1,8            | 0,53         | 0,51         | 0,45         |
| 2,4            | 0,53         | 0,51         | 0,49         |
| 3              | 0,60         | 0,51         | 0,58         |
| Moyenne        | 0,51         | 0,52         | 0,49         |

#### II.2.3.4 Conclusion

Trois modes de mise en place à 1g des pieux modèles centrifugés ont été étudiés pour des pieux isolés références et des couples en ligne avec un espacement entre axes de 2 diamètres. L'effet de ces mises en place, avec ou sans refoulement du sol, a été caractérisé sur les courbes de chargement effort-déplacement, les moments fléchissants et les courbes de réaction  $P$ - $y$ .

Finalement, on montre que quel que soit le mode de mise en place des couples à  $s/B = 2$  :

- l'efficacité du couple est voisin de 85 %,
- l'effort latéral appliqué au couple se répartit à environ 60% sur le pieu avant et à 40 % sur le pieu arrière,
- un effet de groupe significatif existe sur le pieu arrière (effet d'ombre du pieu avant), le pieu avant se comportant à peu près comme un pieu isolé,
- les moments fléchissants du pieu arrière sont réduits de 20 % par rapport au pieu isolé référence,
- le coefficient  $P_m$  de réduction des réactions du sol calculé sur les courbes  $P$ - $y$  du pieu arrière a une valeur proche de 0,5.

## **II.2.4. Analyse des essais réalisés à 60g**

Etant donné l'instrumentation réduite des pieux modèles à 60g, l'analyse de ces essais ne permet pas d'étudier les moments fléchissants et par conséquent les courbes de réaction  $P$ - $y$ . On peut cependant comparer les modes de mise en œuvre, calculer les efficacités et la répartition de l'effort pour les couples à  $s/B = 2$ .

### *II.2.4.1 Courbes de fonçage*

En cours de fonçage on a mesuré le déplacement vertical du pieu et l'effort de fonçage en tête. On compare entre elles les courbes de fonçages des pieux isolés avec celles des couples à  $s/B = 2$  (figure 4 - 14, valeurs modèles).

Comme on pouvait s'y attendre, les efforts de fonçage à 60g sont considérablement supérieurs à ceux du fonçage à 1g (rapport de près de 15). Par contre l'effet de groupe sur l'effort de fonçage est nettement moins affecté par le niveau d'accélération centrifuge. Ainsi l'effort de fonçage du second pieu du couple est, par rapport à celui du pieu isolé, multiplié par 1,96 dans le cas du fonçage sous 60g et 1,57 pour le fonçage à 1g (valeurs déterminées pour l'enfoncement de 200 mm)

On remarque que pendant le fonçage à 1g, il y a soulèvement du sol à proximité immédiate du pieu ou du couple. Ce phénomène est amplifié dans le cas du couple car les pieux sont foncés simultanément. Au contraire à 60g, le massif de sol est fortement comprimé jusqu'à être concassé : des cheminées de fines aux lieux des fonçages à 60g sont observées lors de la vidange du conteneur après l'expérience.

Le diamètre du pénétromètre embarqué est de 12 mm comme le pieu modèle à 60g. Les seules distinctions entre le fonçage et l'essai pénétrométrique sont la profondeur atteinte dans le massif (respectivement 200 mm et 250 mm) et la pointe utilisée :

- matériau aluminium avec un angle au sommet de  $45^\circ$  pour le pieu foncé,
- matériau acier avec un angle au sommet de  $60^\circ$  pour le pénétromètre.

L'effort de pointe  $F_P$  mesuré lors de l'essai pénétrométrique à 60g peut être assimilé à celui que l'on mesurerait sur le pieu modèle foncé à 60g. Cet effort de pointe est tracé avec l'effort mesuré en tête lors du fonçage  $F_T$  sur la figure 4 - 15 (valeurs prototypes). On note un faible écart entre ces deux efforts ce qui montre que les efforts de frottement  $F_S$  développés le long du pieu lors du fonçage sont faibles.

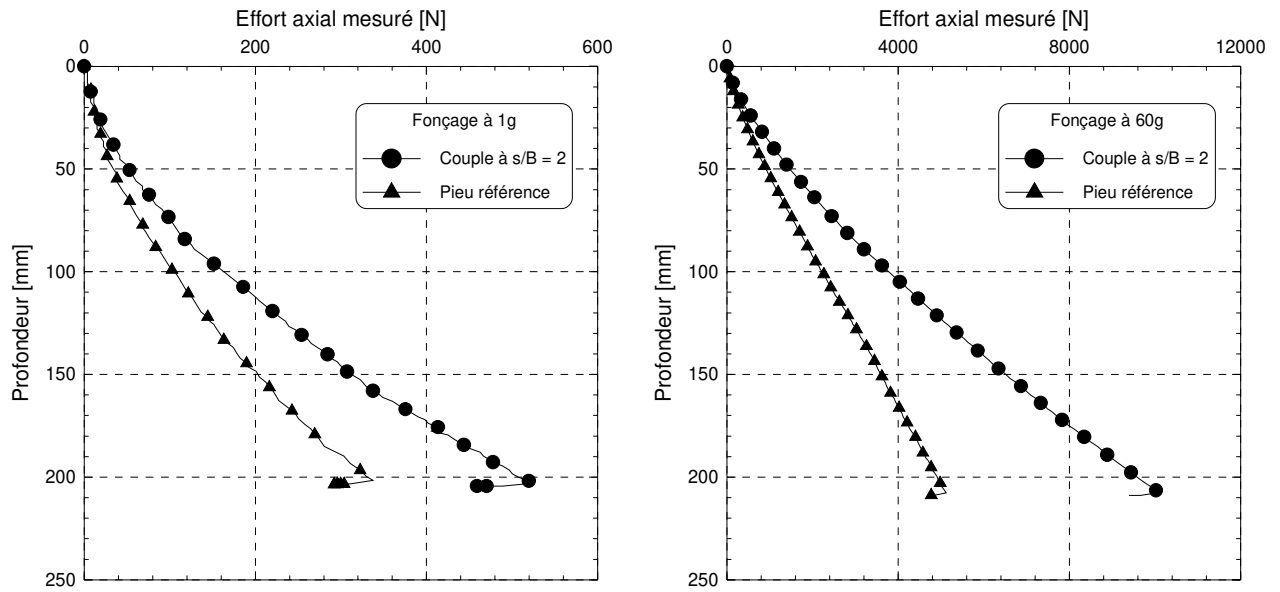


figure 4 - 14 : Courbes de fonçage sous 1g et 60g des pieux isolés et des couples à  $s/B=2$

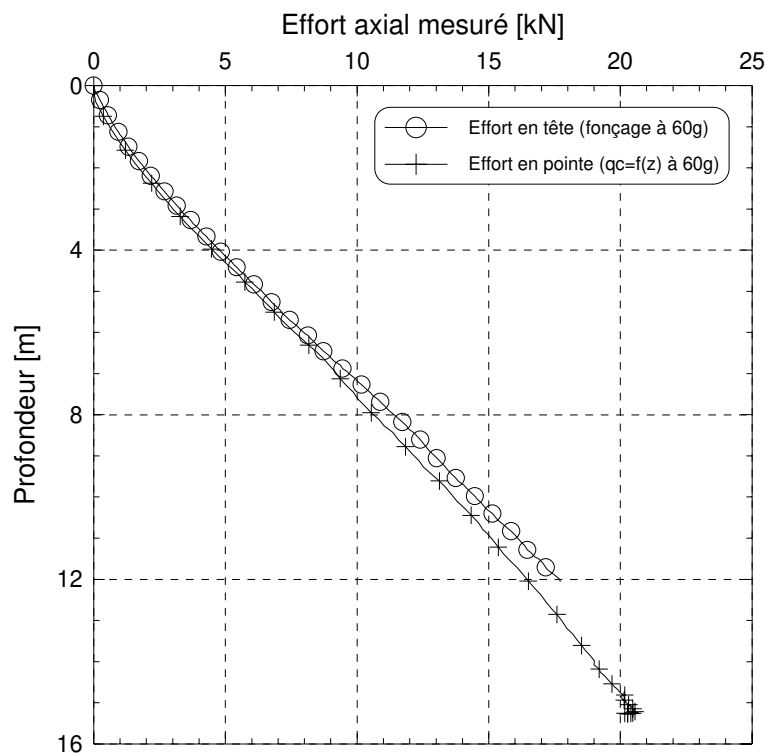


figure 4 - 15 : Efforts en pointe et en tête lors du fonçage à 60g

### II.2.4.2 Courbes de chargement

On compare dans un premier temps les courbes de chargement de chaque configuration (couple ou pieu isolé) des différents modes de mise en place.

Pour les pieux isolés mis en place à 1g, les courbes de chargement sont proches qu'ils soient installés avec ou sans refoulement du sol (foncés ou moulés). Le pieu foncé à 60g montre une résistance latérale légèrement supérieure (figure 4 - 16).

Pour les couples, les résultats sont à peu près identiques mais l'écart entre le couple foncé et les pieux installés à 1g est un peu plus grand et atteint 20% (figure 4 - 17).

Si on s'intéresse maintenant à l'efficacité  $e$  du groupe, on compare la courbe de chargement du couple au double de celle du pieu isolé de référence pour les trois modes de mise en place des pieux (figure 4 - 18).

Pour les pieux foncés à 60g, l'efficacité évolue en fonction du chargement. Au départ, la courbe de chargement du couple est très proche de celle du pieu isolé. L'efficacité moyenne calculée est de 86% et les écarts sont de 5% autour de la moyenne.

Pour les configurations mises en place à 1g, l'efficacité du couple calculée est stable, quel que soit le déplacement en tête. La valeur moyenne d'efficacité calculée est voisine de 83% (tableau 4 - 5).

On retient donc que l'efficacité d'un couple à  $s/B = 2$  ne dépend pas du mode de mise en place des pieux. La valeur obtenue sur les pieux à 60g est proche de celle des pieux modélisés à 40g qui était de 85% (§I.2.3.1).

*tableau 4 - 5 : Efficacité du couple à  $s/B=2$  pour les 3 modes de mise en place.*

| Mise en place sans refoulement par moulage à 1g |                | Mise en place avec refoulement par fonçage à 1g |                | Mise en place avec refoulement par fonçage à 60g |                |
|-------------------------------------------------|----------------|-------------------------------------------------|----------------|--------------------------------------------------|----------------|
| $dpc$ [m]                                       | Efficacité [%] | $dpc$ [m]                                       | Efficacité [%] | $dpc$ [m]                                        | Efficacité [%] |
| 12%                                             | 82             | 11%.B                                           | 81             | -                                                | -              |
| 22%.B                                           | 85             | 22%.B                                           | 87             | 14%.B                                            | 92             |
| 29%.B                                           | 86             | 28%.B                                           | 81             | 28%.B                                            | 86             |
| 42%.B                                           | 83             | 47%.B                                           | 78             | 39%.B                                            | 81             |
| Moyenne                                         | 84             | Moyenne                                         | 82             | Moyenne                                          | 86             |



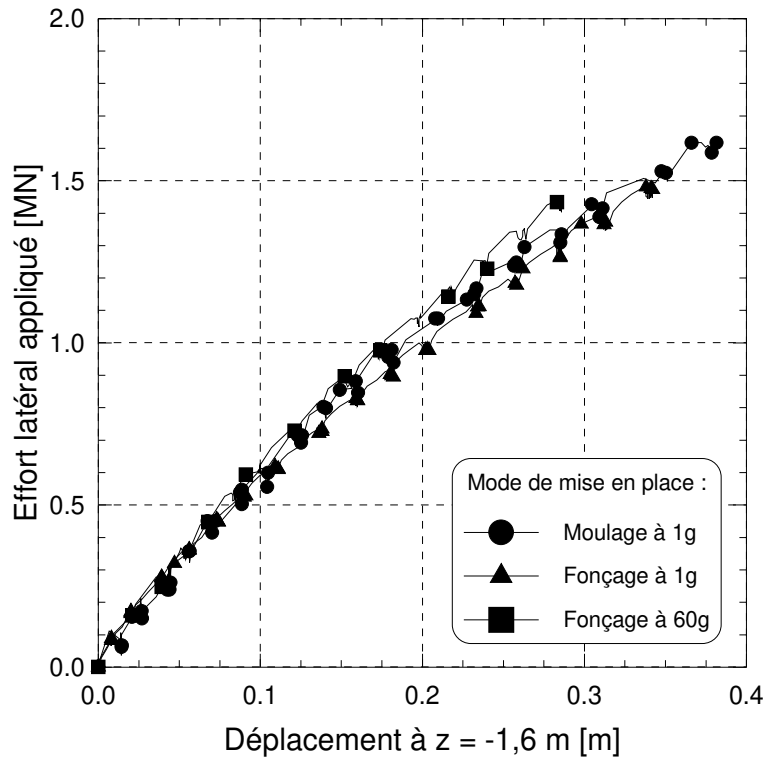


figure 4 - 16 : Courbes de chargement des pieux isolés pour les trois modes de mises en place

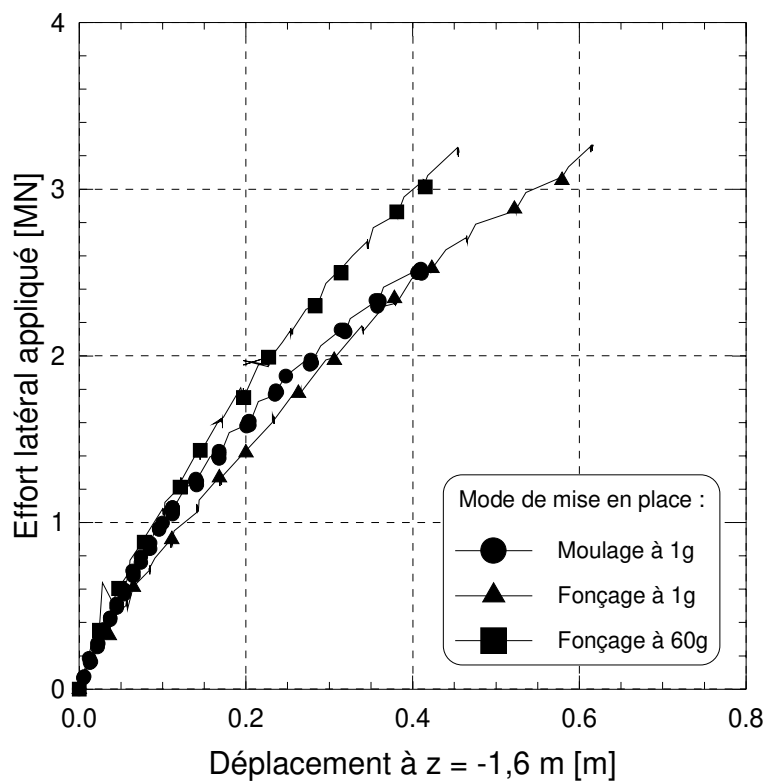


figure 4 - 17 : Courbes de chargement des couples à  $s/B = 2$  pour les trois modes de mises en place

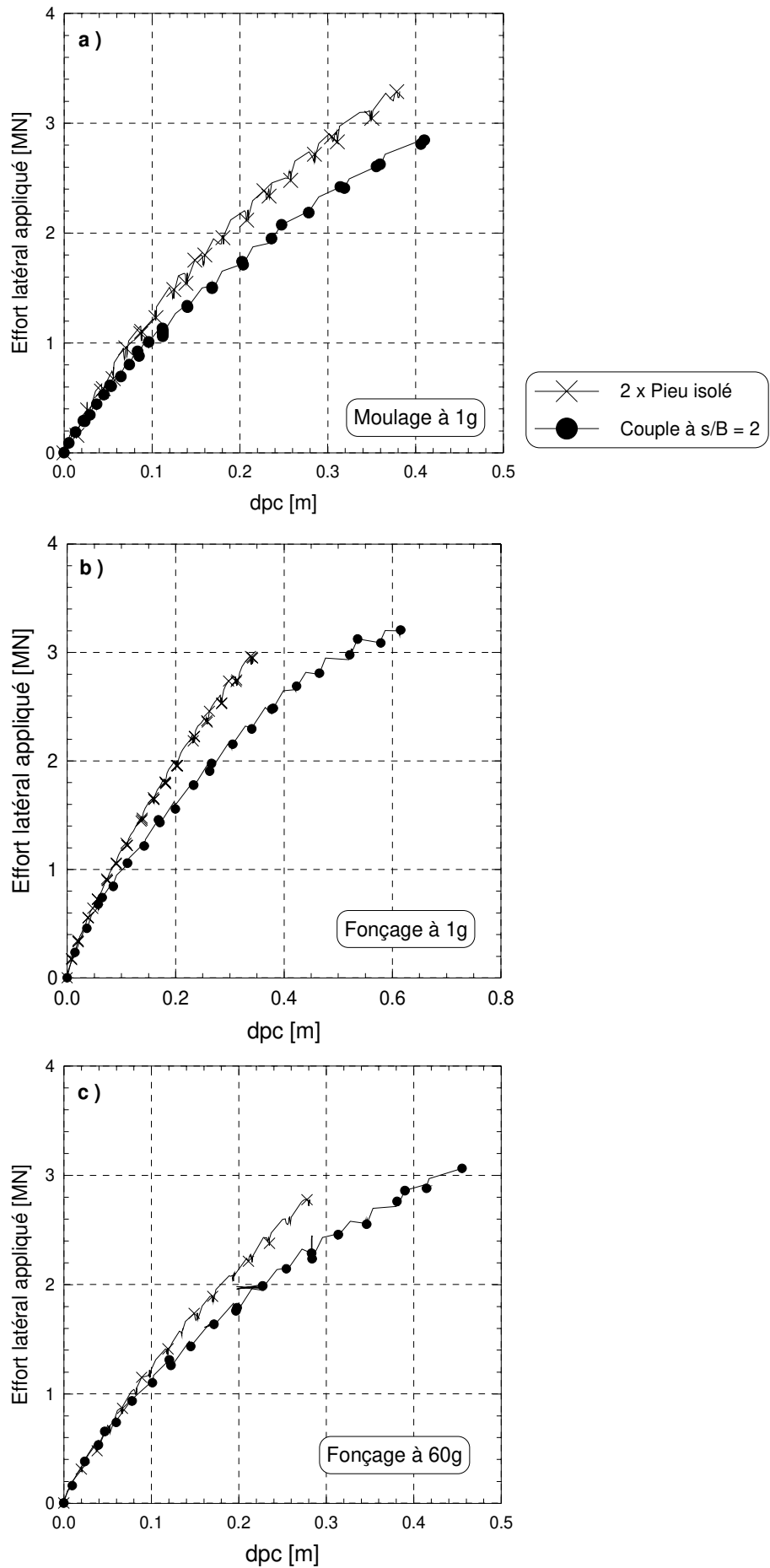


figure 4 - 18 : Courbe de chargement du couple à  $s/B = 2$  comparée à celle de deux pieux isolés

### II.2.4.3 Répartition de l'effort

En cours d'essai on a mesuré l'effort total appliqué ainsi que l'effort repris par chaque pieu par l'intermédiaire des jauges collées au niveau du sol et à 15 mm hors sol (cf. figure 4 - 4). On constate par l'interprétation des mesures que les couples ne reprennent pas complètement l'effort appliqué. Il y a une perte de l'ordre de 15 % au niveau du sol et de 30 % à 15 mm. Par contre pour les pieux isolés, les jauges mesurent bien l'effort appliqué à  $\pm 5$  % près. On peut attribuer cette dispersion à l'entretoise qui, par sa géométrie (diamètre intérieur de 2mm, diamètre extérieur de 4mm), rapproche le point d'application de la charge des jauges supérieures. Le point d'application de l'effort latéral est donc pris à 25 mm au dessus du sol au lieu de 27 mm.

On rapporte la courbe de chargement de chaque pieu à celle du pieu isolé (figure 4 - 19). On constate que le comportement du pieu avant est similaire à celui du pieu isolé. Cette remarque est applicable à chaque mode de mise en place à 1g ou à 60g.

Pour chaque mode de mise en place, la répartition de l'effort est homogène quelles que soient les jauges (tableau 4 - 6) ; la dispersion est de 1 %. On constate que le pieu avant reprend plus d'effort que le pieu arrière. Quel que soit le mode de mise en place la répartition de l'effort est la même pour le couple à  $s/B = 2$  : le pieu avant reprend en moyenne 58 % de l'effort latéral appliqué au groupe.

*tableau 4 - 6 : Répartition de l'effort dans le couple à  $s/B = 2$  pour les 3 modes de chargement*

| Position du pieu        | Moulage à 1g |         | Fonçage à 1g |         | Fonçage à 60g |         |
|-------------------------|--------------|---------|--------------|---------|---------------|---------|
|                         | Avant        | Arrière | Avant        | Arrière | Avant         | Arrière |
| Jauges à 15 mm hors sol | 57%          | 43%     | 57%          | 43%     | 59%           | 41%     |
| Jauges au niveau du sol | 56%          | 44%     | 58%          | 42%     | 58%           | 42%     |

### II.2.4.4 Conclusion

Des essais ont été réalisés à 60g pour étudier deux modes de mise en place à 1g (moulage sans refoulement du sol et fonçage avec refoulement du sol) et un mode de mise en place en macrogravité (fonçage avec refoulement du sol).

Dans un premier temps, les courbes de fonçage ont permis de mettre en évidence une forte réduction de la résistance à la pénétration des pieux foncés à 1g par rapport au fonçage à 60g.

L'efficacité du groupe et la répartition de l'effort sur chaque pieu ont été ensuite calculées pour les trois modes de mise en place.

Les conclusions portant sur l'effet de groupe sont :

- l'efficacité du groupe est d'environ 83 % quel que soit le mode de mise en place;
- un effet de groupe est mis en évidence pour les 3 cas de placement. Le pieu avant dans le couple n'a pas le même comportement que le pieu arrière. Ainsi, l'effort latéral appliqué au groupe se répartit à 58 % sur le pieu avant et à 42 % sur le pieu arrière ;
- quel que soit le mode de mise en place des pieux, le pieu avant a un comportement proche du pieu isolé référence.

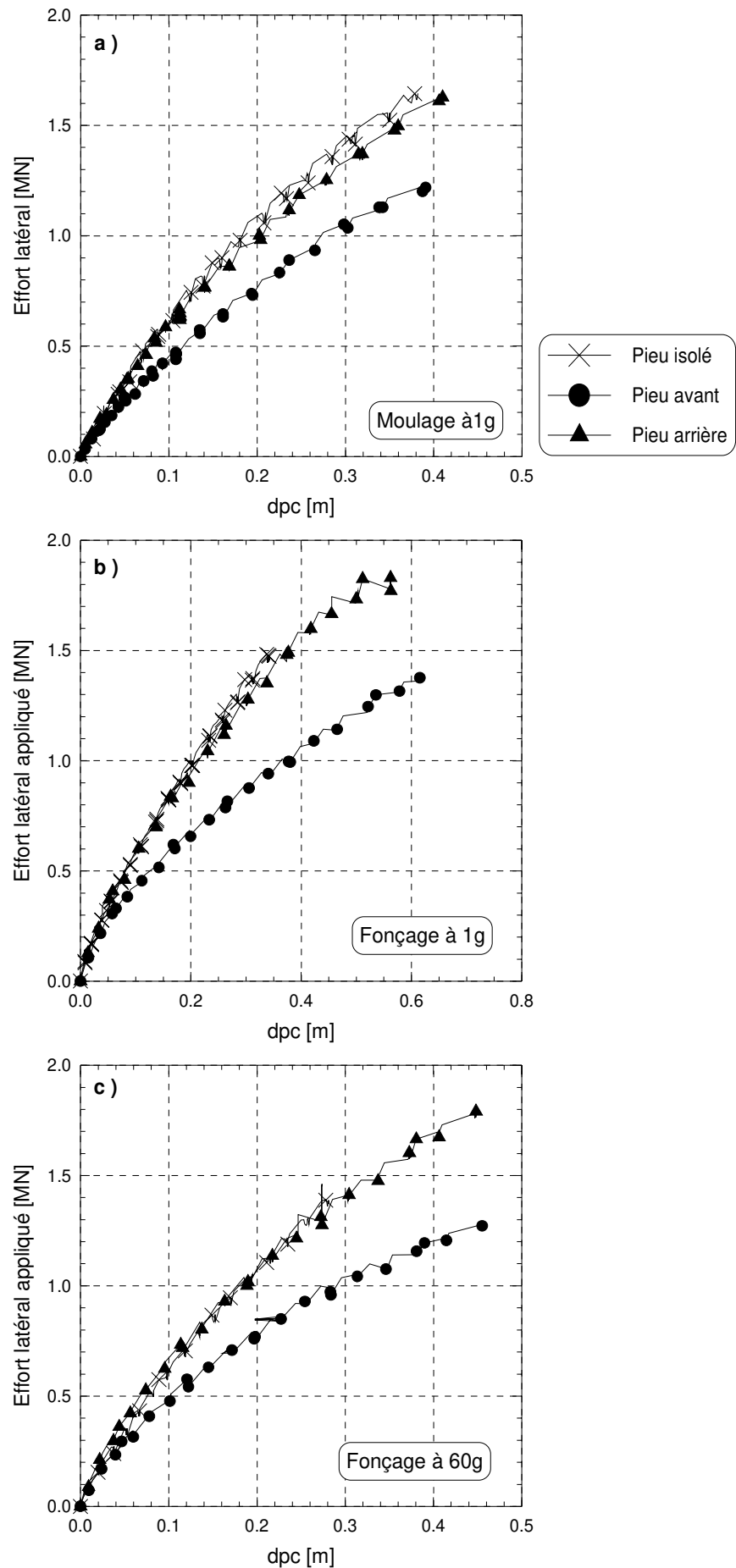


figure 4 - 19 : Courbe de chargement par pieu du couple à  $s/B = 2$  comparée à celle du pieu isolé

## **II.2.5. Conclusion**

Deux séries d'essais ont été réalisées et analysées. L'une à 40g a concerné des pieux isolés ou en couple avec un espacement entre axes de 2 diamètres, mis en place à 1g par moulage, battage ou fonçage. Dans la seconde, les mêmes configurations de pieux ont été chargées latéralement à 60g après un placement par moulage ou fonçage à 1g ou par fonçage à 60g. Cette dernière méthode permet de mettre en place le pieu dans un massif de sol dont l'état de contrainte est celui du prototype.

L'étude par "modelling of model" a permis de vérifier que les lois de similitudes en centrifugeuse étaient vérifiées dans le cas du chargement latéral de pieux modèles.

Par ailleurs, on a montré que le mode de mise en place des pieux dans le conteneur centrifugé n'avait pas d'influence sur les principaux résultats concernant l'effet de groupe.

Ainsi, quel que soit le mode de mise en place :

- l'efficacité du couple à  $s/B = 2$  est voisine de 85 % ;
- l'effort latéral appliqué au couple se répartit à 57 % sur le pieu avant et à 43 % sur le pieu arrière.

Pour les essais à 40g, on a également mis en évidence que le mode de mise en place n'avait pas d'influence significative sur les résultats en termes de moments fléchissants et de courbes de réaction. Pour le couple, la valeur du moment fléchissant maximal du pieu arrière est réduite d'environ 20% comparée à celle du pieu isolé. De même en ce qui concerne la courbe de réaction  $P-y$  du pieu arrière, les réactions sont réduites de 50% par rapport au pieu isolé. Par contre, le comportement du pieu avant est proche de celui du pieu isolé.

Un des objectifs de l'étude est donc atteint. L'effet de groupe avait été défini par deux composantes. Pour les essais réalisés ici, l'effet de groupe est essentiellement géométrique (interaction des pieux entre eux à travers le massif de sol). La composante pouvant provenir de l'évolution du massif du fait de la mise en place des pieux n'est pas perceptible dans les configurations testées.

Pour atteindre le second objectif, les résultats déduits des essais sur modèles centrifugés seront utilisables que les pieux soient mis en place à gravité normale ou en gravité reconstituée.

Le moulage à 1g peut être considéré comme étant le plus représentatif d'un mode de mise en place prototype sans refoulement du sol (forage par exemple). Un essai de chargement latéral sur un groupe, dont les pieux ont été mis en place par ce moyen, nécessite beaucoup de temps et de moyens (un unique essai par conteneur). On complète donc la base de donnée expérimentale par des essais sur des pieux battus à 1g.

### **III. INFLUENCE DE L'ESPACEMENT ENTRE LES PIEUX**

#### **III.1. PROGRAMME EXPERIMENTAL**

Le paramètre étudié lors des essais est l'espacement entre axes  $s$  des pieux. Il varie de 2 à  $8B$ . Le poids volumique moyen du sol pour l'ensemble des conteneurs est de  $16,36 \text{ kN.m}^{-3}$ , soit un indice de densité de 97% (cf. Chap. 2, §III.4.). Tous les essais ont été réalisés à 40g, avec les pieux modèles au 1/40<sup>ème</sup> instrumentés de jauges le long de la fiche. Les pieux sont libres en tête.

On présente dans le tableau 2-10 l'ensemble des essais réalisés sur des couples ou des groupes de trois pieux, avec mise en place par refoulement du sol ou non. La base de données sur les groupes mis en place sans refoulement du sol (moulage à 1g) n'est pas très étoffée. Pour les couples notamment, un seul essai a été réalisé par configuration. Les résultats issus de l'analyse de ces essais pourraient être jugés non représentatifs. Cependant on a montré au paragraphe précédent que le mode de mise en place des pieux n'avait pas d'influence perceptible sur les caractéristiques de l'effet de groupe.

Les essais sur pieux mis en place sans refoulement du sol seront donc mis en parallèle avec les essais sur pieux mis en place avec refoulement du sol (battage à 1g).

Pour les couples de pieux en ligne, le paramètre  $s/B$  vaut de 2, 4, 6 et 8. Pour les groupes de 3 pieux en ligne, des configurations d'espacement entre axes de  $2B$ ,  $4B$  et  $8B$  ont été étudiées. Enfin pour les pieux chargés transversalement, on a réalisé une seule configuration, celle du groupe de trois pieux avec  $s/B = 2$ .

On présente le dispositif expérimental du couple de pieux en ligne (figure 4 - 20), celui du groupe de trois pieux en ligne (figure 4 - 21) et celui des trois pieux en rang (figure 4 - 22).

Pour étudier le comportement des pieux du groupe, un essai de chargement latéral sur pieu isolé est choisi comme référence. Pour les pieux sans refoulement du sol, il s'agit de l'essai C6F0a étudié au chapitre 3. Pour les pieux refoulants le sol, les résultats de l'essai C7B0 sont utilisés.

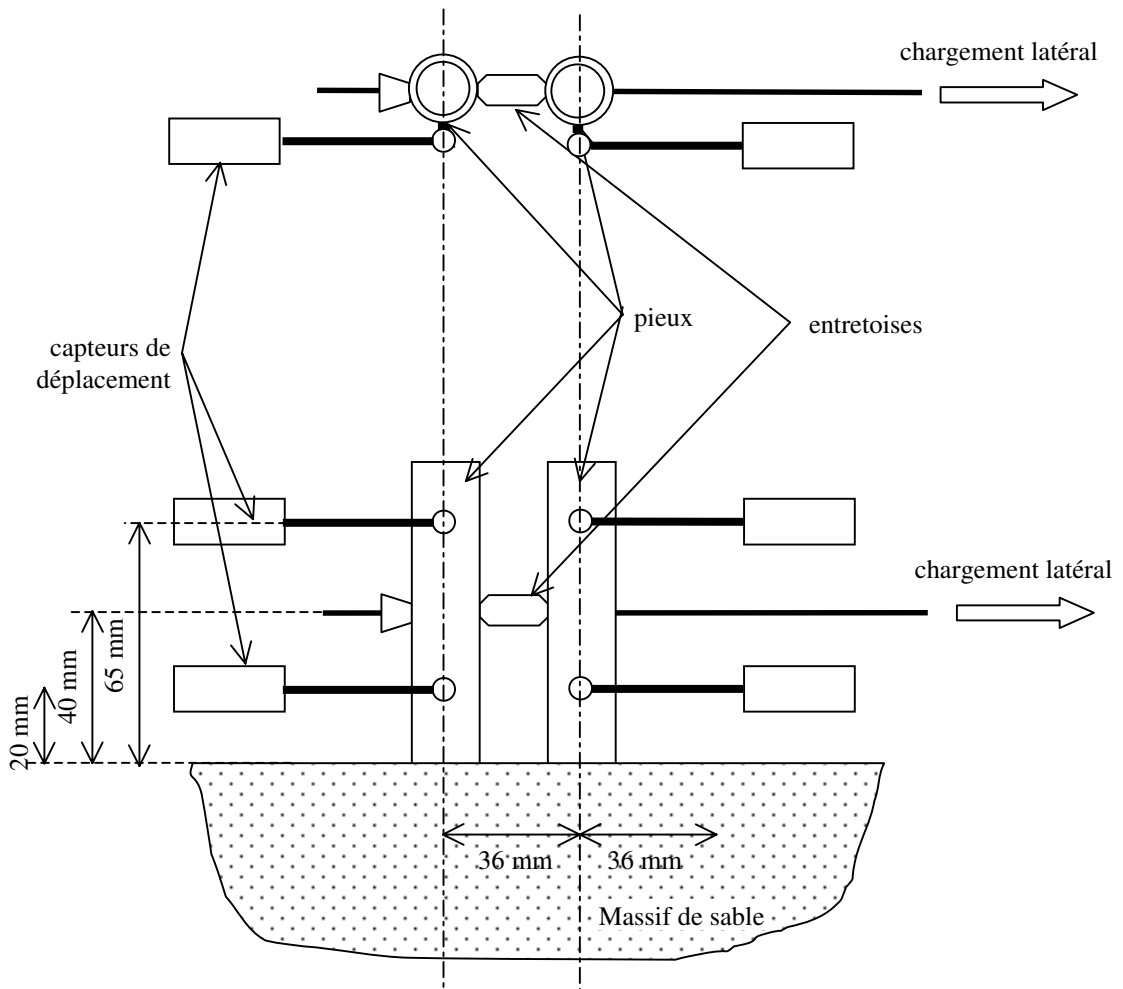
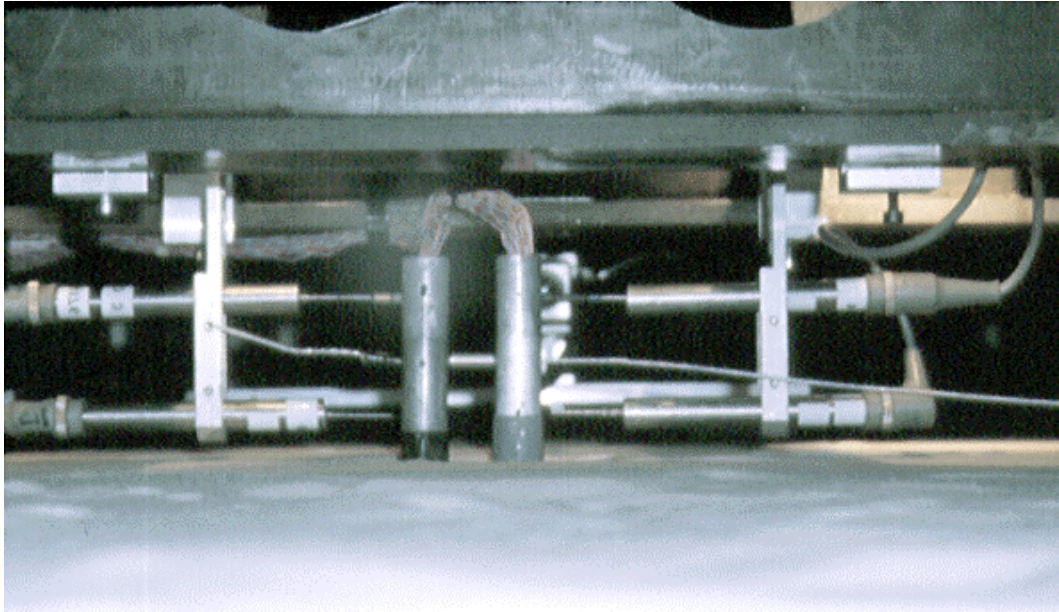


figure 4 - 20 : photographie et schéma d'un couple à  $s/B = 2$

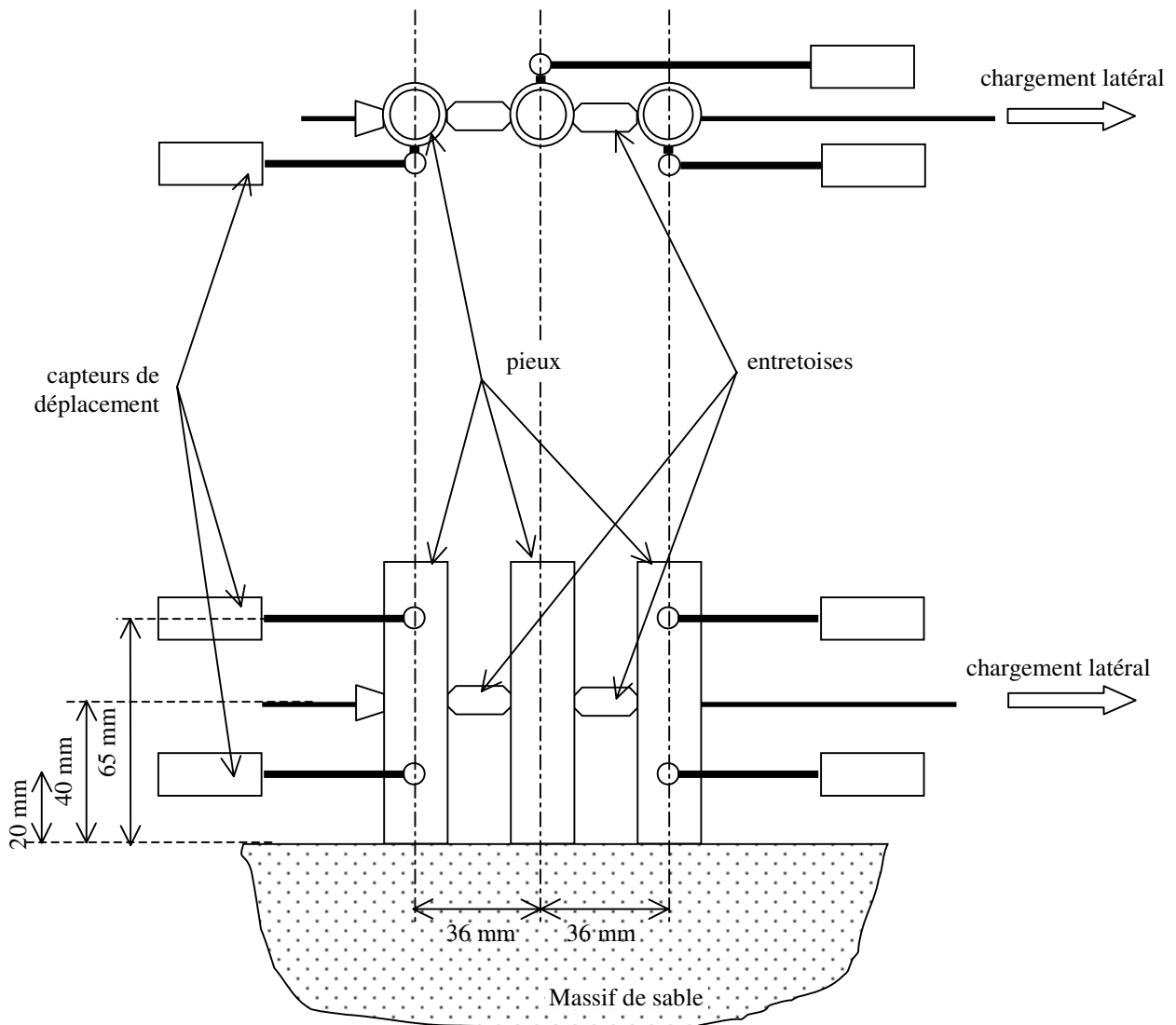
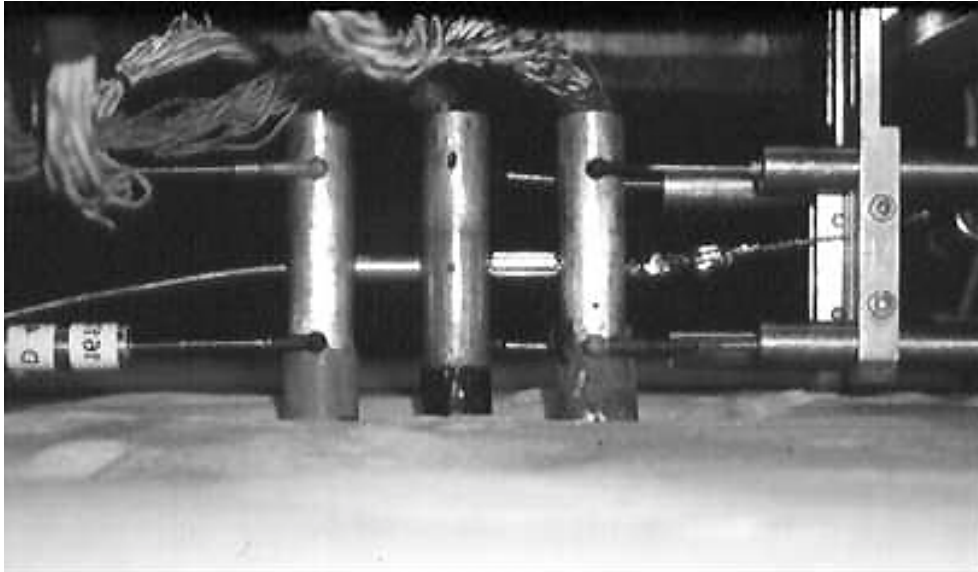


figure 4 - 21 : photographie et schéma d'un groupe de 3 pieux en ligne à  $s/B = 2$



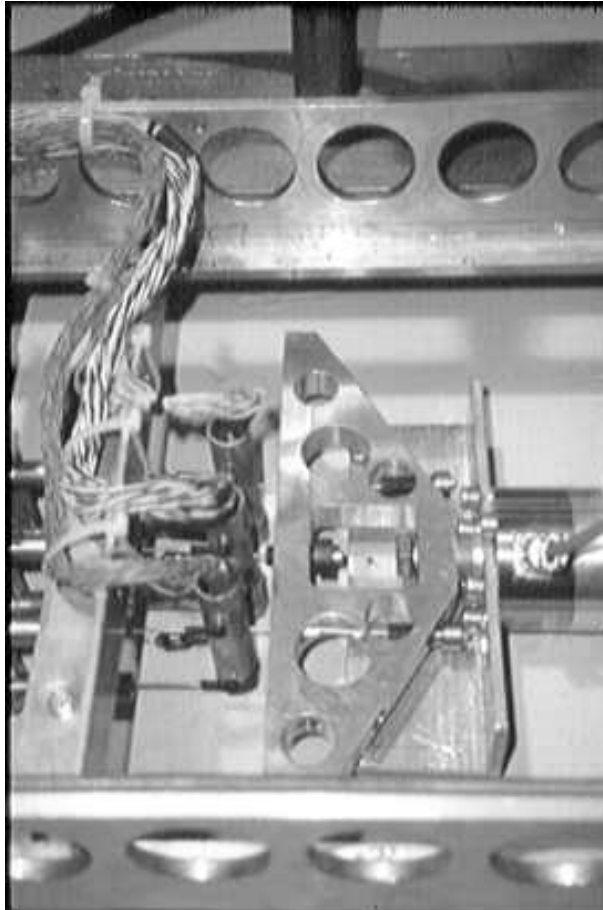
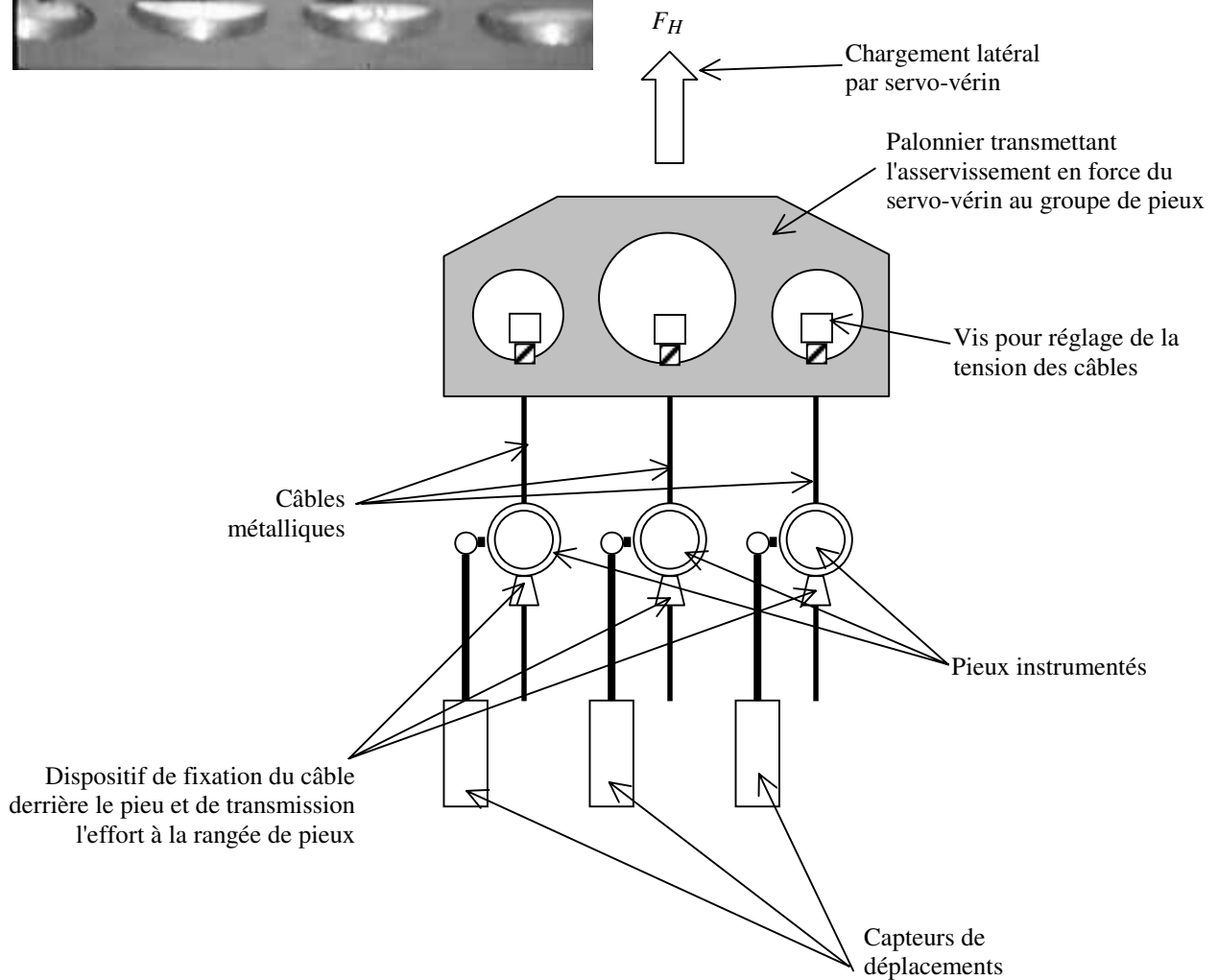


figure 4 - 22 : photographie et schéma d'un groupe de 3 pieux en rang à  $s/B = 2$



## **III.2. COUPLES DE PIEUX CHARGES EN LIGNE**

### **III.2.1. Etude des courbes de chargement**

On étudie dans un premier temps la réponse globale des couples au chargement latéral. Les courbes du déplacement  $d_{pc}$  sont tracées en fonction de l'effort appliqué au groupe. Elles sont comparées à la courbe de chargement qui correspondrait à la réponse d'un couple composé de deux pieux isolés (figure 4 - 23 sans refoulement du sol, figure 4 - 24 avec refoulement du sol).

Les déplacements pour le couple à  $s/B = 2$  sont les plus importants. Les courbes de chargement des couples deviennent proches de celles des deux pieux isolés pour  $s/B = 4$ . Elles sont confondues pour  $s/B = 6$  et 8.

Pour quantifier ces différences de comportement, on calcule l'efficacité de chaque couple dans les deux configurations de mise en place des pieux (figure 4 - 25 et tableau 4 - 7).

Les valeurs obtenues pour les pieux moulés varient avec le niveau du déplacement du couple pour les configurations de  $s/B = 2$  et  $s/B = 4$ . Des valeurs d'efficacité supérieures de 5% sont obtenues au milieu du chargement par rapport aux valeurs en fin de chargement.

Pour les deux modes de mise en place, les valeurs d'efficacité sont proches et elles se rapprochent de 100% avec l'augmentation de l'espacement des pieux.

On note un écart de 5% entre les valeurs d'efficacité des deux modes de mise en place pour  $s/B = 6$ . Dans le cas des pieux battus, le couple se comporterait comme un couple composé de deux pieux isolés. Par contre, pour les pieux moulés, l'efficacité est de 93%, des interactions entre les pieux ont encore lieu même si elles sont faibles.

Les valeurs d'efficacité obtenues pour les deux modes de mise en place étant voisines, la moyenne est calculée pour chaque configuration de couple. Les écarts par rapport à ces moyennes sont de  $\pm 5\%$ . On met ainsi en évidence un effet de groupe significatif pour  $s/B = 2$ . Pour les espacements  $s/B = 4$  et  $s/B = 6$ , l'effet de groupe est moins important mais il existe. Enfin aucune interaction n'est mise en évidence pour  $s/B = 8$ .

Pour préciser l'origine de l'effet de groupe mis en évidence sur les courbes de chargement, on étudie les pieux avant et arrière séparément. On reporte ainsi l'effort repris par chaque pieu en fonction du déplacement du groupe. Ces courbes sont comparées à celle du pieu isolé (figure 4 - 26 et figure 4 - 27 pour les pieux avant, figure 4 - 28 et figure 4 - 29 pour les pieux arrière).

On observe que le pieu avant se comporte comme le pieu isolé quel que soit l'espacement entre les pieux. Par contre le pieu arrière reprend moins d'effort. La différence avec le pieu isolé est d'autant plus grande que la distance entre les pieux est faible.

Pour confirmer cette remarque, la répartition de l'effort latéral dans le couple est calculée (tableau 4 - 8). On constate que les résultats sont indépendants du mode de mise en place. Le pieu avant dans le couple à  $s/B = 2$  reprend ainsi 57% de l'effort total alors que pour  $s/B = 8$  l'effort se répartit équitablement entre les deux pieux.

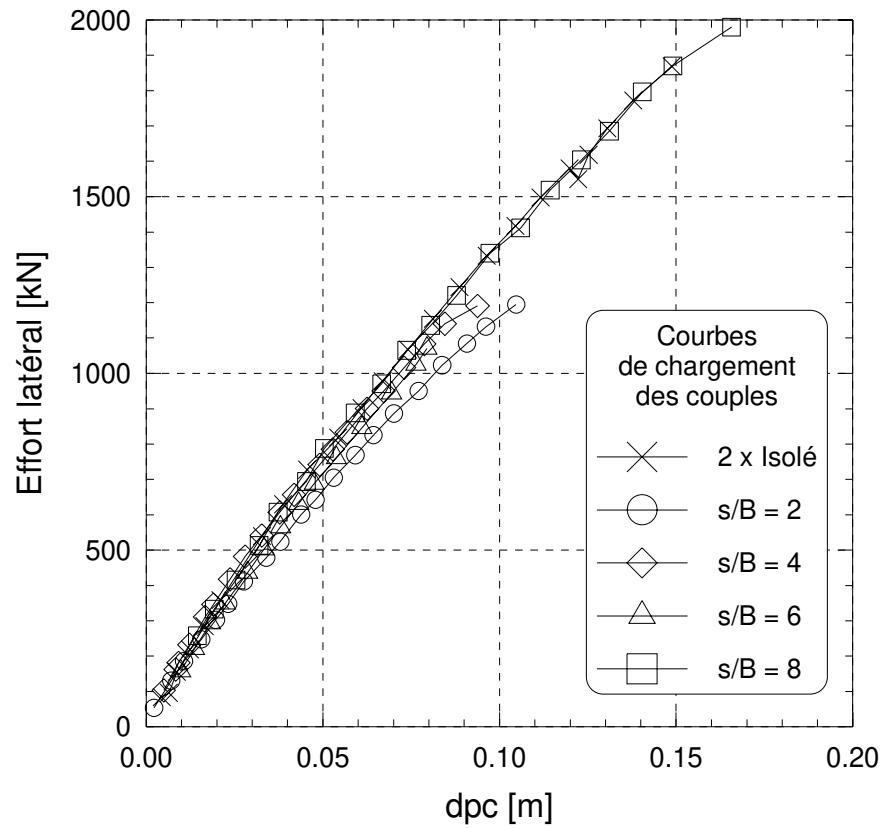


figure 4 - 23 : Couples de pieux mis en place sans refoulement du sol.  
Courbes de chargement latéral globales

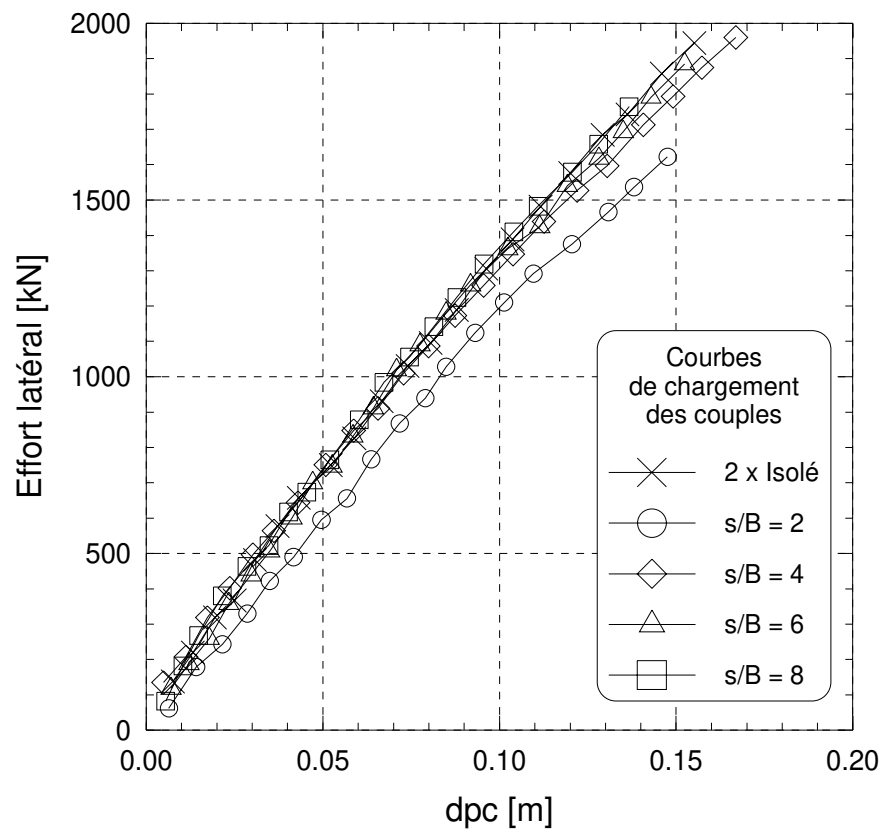


figure 4 - 24 : Couples de pieux mis en place avec refoulement du sol.  
Courbes de chargement latéral globales

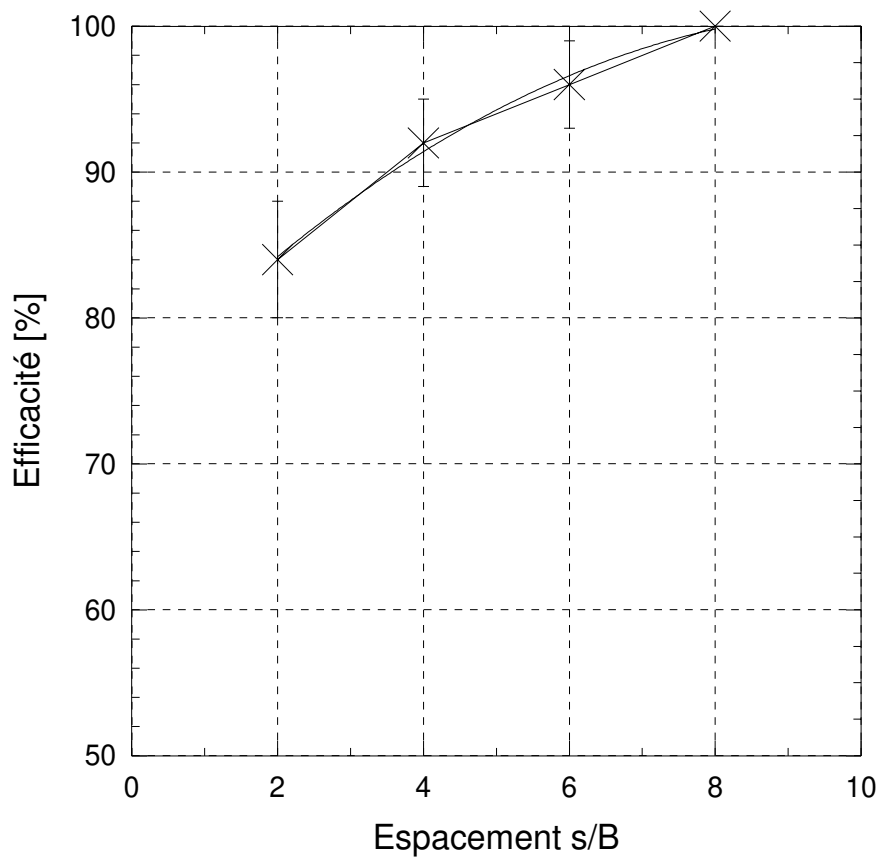


figure 4 - 25 : Efficacité d'un couple de pieux en fonction de l'espacement entre axes

tableau 4 - 7 : Efficacité des couples de pieux en fonction de l'espacement entre axes

|                            | $s/B = 2$     |            | $s/B = 4$     |            | $s/B = 6$     |            | $s/B = 8$     |            |
|----------------------------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|
|                            | <i>dpc</i>    | efficacité | <i>dpc</i>    | efficacité | <i>dpc</i>    | efficacité | <i>dpc</i>    | efficacité |
| Sans refoulement<br>du sol | 7%. <i>B</i>  | 85%        | 7%. <i>B</i>  | 95%        | 7%. <i>B</i>  | 93%        | 10%. <i>B</i> | 100%       |
|                            | 15%. <i>B</i> | 80%        | 13%. <i>B</i> | 89         | 11%. <i>B</i> | 93%        | 21%. <i>B</i> | 100%       |
| Avec refoulement<br>du sol | 10%. <i>B</i> | 84%        | 10%. <i>B</i> | 91%        | 10%. <i>B</i> | 99%        | 10%. <i>B</i> | 100%       |
|                            | 17%. <i>B</i> | 87%        | 17%. <i>B</i> | 92         | 17%. <i>B</i> | 98%        | 17%. <i>B</i> | 100%       |
| <b>Moyenne</b>             |               | 84%        |               | 92%        |               | 96%        |               | 100%       |

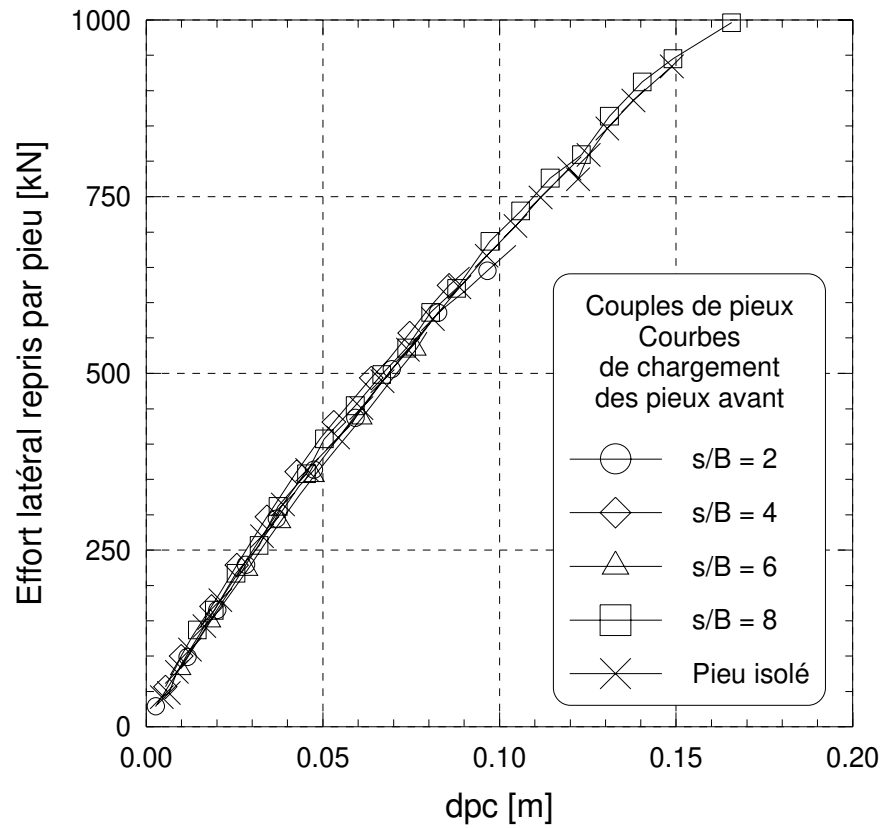


figure 4 - 26 : Couples de pieux mis en place sans refoulement du sol. Courbes de chargement des pieux avant

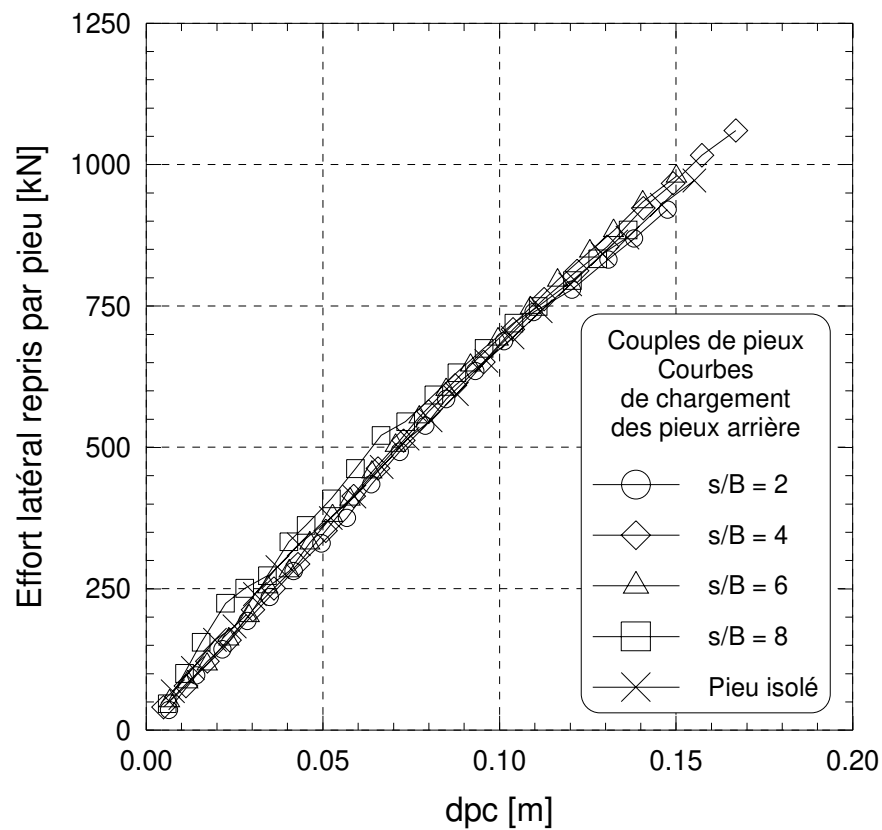


figure 4 - 27 : Couples de pieux mis en place avec refoulement du sol. Courbes de chargement des pieux avant

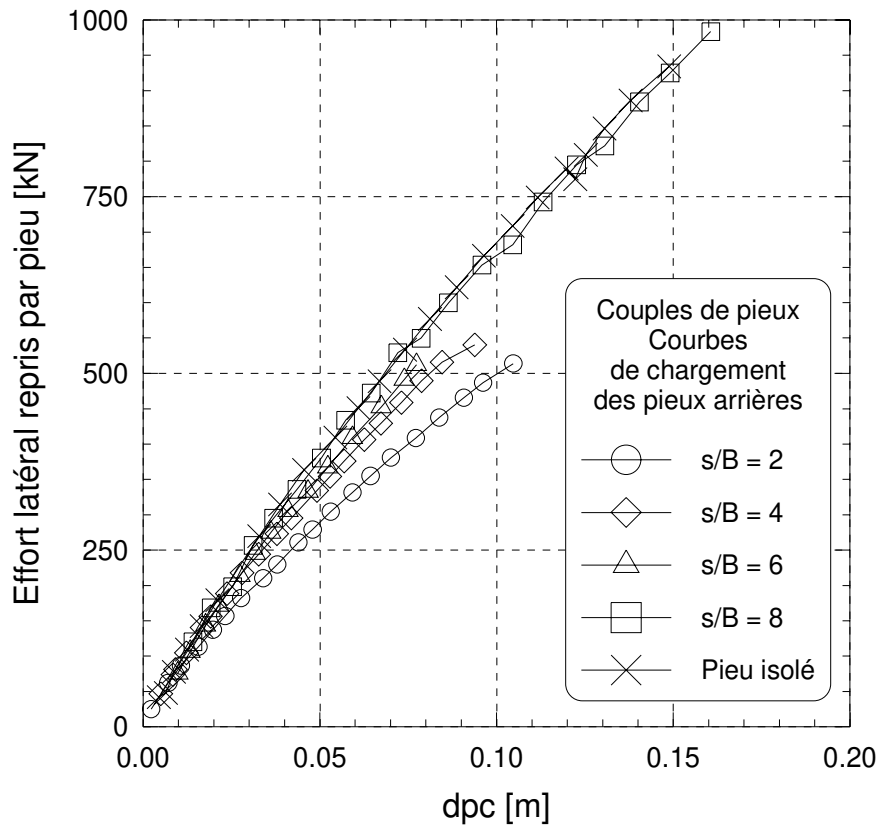


figure 4 - 28 : Couples de pieux mis en place sans refoulement du sol. Courbes de chargement des pieux arrière

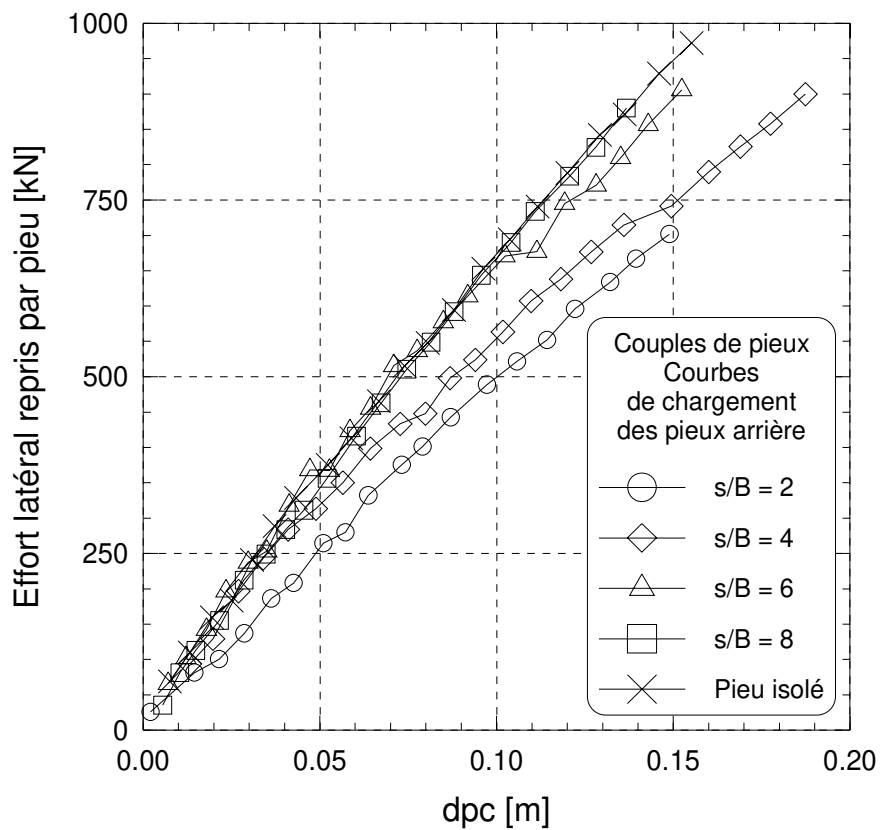


figure 4 - 29 : Couples de pieux mis en place avec refoulement du sol. Courbes de chargement des pieux arrière

tableau 4 - 8 : Répartition de l'effort dans le couple en fonction de l'espacement des pieux

|                         | $s/B = 2$ |         | $s/B = 4$ |         | $s/B = 6$ |         | $s/B = 8$ |         |
|-------------------------|-----------|---------|-----------|---------|-----------|---------|-----------|---------|
|                         | Avant     | Arrière | Avant     | Arrière | Avant     | Arrière | Avant     | Arrière |
| Sans refoulement du sol | 57%       | 43%     | 55%       | 45%     | 52%       | 48%     | 50%       | 50%     |
| Avec refoulement du sol | 57%       | 43%     | 54%       | 46%     | 52%       | 48%     | 50%       | 50%     |

### III.2.2. Profils de moments fléchissants

On compare les moments fléchissants des pieux avant et arrière séparément pour chaque configuration de couple. Ces moments sont rapportés aux moments fléchissants du pieu isolé pour un même déplacement  $dpc$ .

On trace ainsi les profils en fonction de la profondeur pour les pieux mis en place sans refoulement du sol (figure 4 - 30) et avec refoulement du sol (figure 4 - 31) pour un déplacement en tête égal au dixième du diamètre. Ceux des pieux avant restent toujours très proches de celui du pieu isolé. Par contre les pieux arrières montrent un comportement distinct du pieu isolé pour des espacements entre axes inférieurs à 8 diamètres. Les valeurs de moments fléchissants sont inférieures et la profondeur du point de moment maximum est plus élevée.

Pour quantifier ces différences, on reporte dans le tableau 4 - 9 les valeurs du moment maxima par pieu comparées à celles du pieu isolé, pour deux valeurs du déplacement en tête ( $6\%B$  et  $10\%.B$ ).

Les valeurs de moments fléchissants maxima des pieux avant sont identiques à celles du pieu isolé à 5% près, écart assimilable aux imprécisions de mesure et aux incertitudes de la méthode d'analyse (cf. Annexe 1). A déplacement du groupe identique à celui du pieu isolé, le pieu avant a donc le même profil de moments fléchissants que le pieu isolé.

Les moments fléchissant du pieu arrière à  $s/B = 2$  sont par contre réduits d'environ 20%. La réduction est moindre quand l'espacement entre les pieux augmente.

On retrouve des résultats identiques pour les pieux mis en place sans refoulement du sol (tableau 4 - 10, pour  $10\%B$  et  $20\%.B$ ).

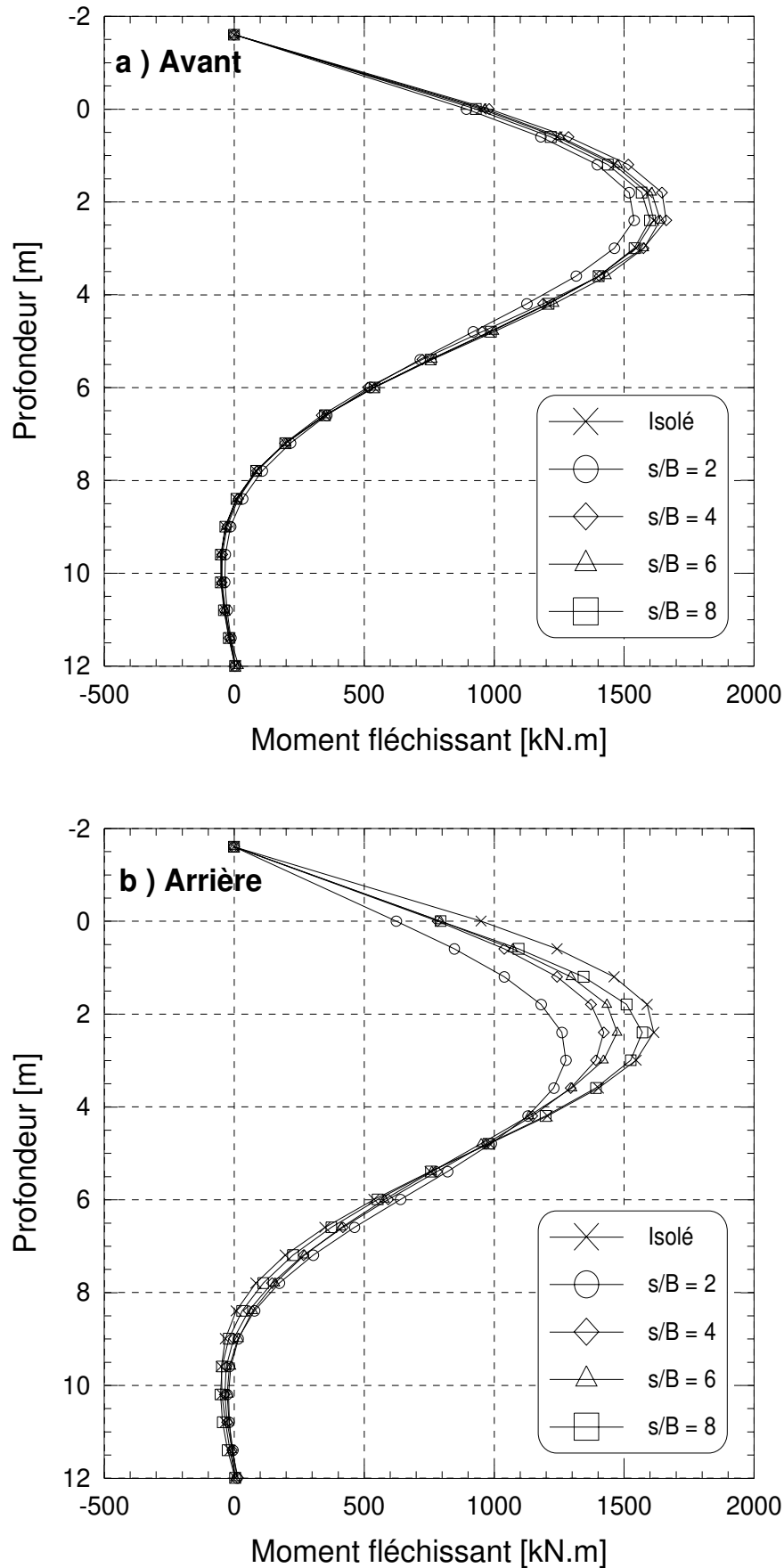


figure 4 - 30 : Couples de pieux mis en place sans refoulement du sol. Comparaison des moments fléchissants pour un déplacement de  $10\%B$  - a ) Pieux avant - b ) Pieux arrière



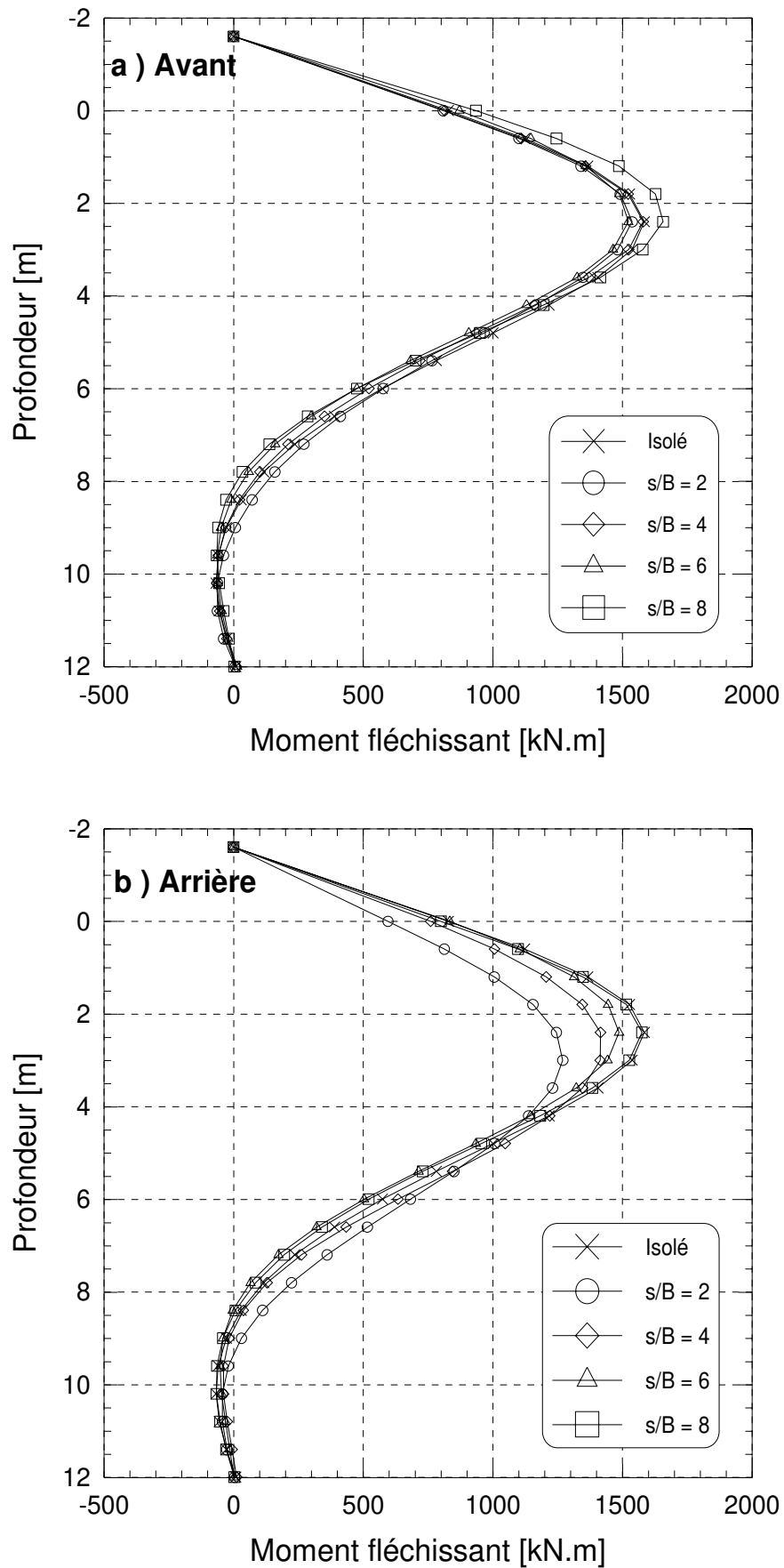


figure 4 - 31 : Couples de pieux mis en place avec refoulement du sol. Comparaison des moments fléchissants pour un déplacement de 10%B - a ) Pieux avant - b ) Pieux arrière

tableau 4 - 9 : Pieux mis en place sans refoulement du sol - Comparaison du moment fléchissant maximal de chaque pieu par rapport au pieu isolé

|                |                                                     | s/B = 2 |         | s/B = 4 |         | s/B = 6 |         | s/B = 8 |         |
|----------------|-----------------------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|                |                                                     | Avant   | Arrière | Avant   | Arrière | Avant   | Arrière | Avant   | Arrière |
| dpc =<br>6%.B  | $M_{f_{max}}$ [kN.m]                                | 1020    | 850     | 1100    | 930     | 1090    | 970     | 1070    | 1010    |
|                | $M_{f_{max}}$ (pieu) /<br>$M_{f_{max}}$ (référence) | 96%     | 80%     | 104%    | 88%     | 103%    | 92%     | 101%    | 95%     |
| dpc =<br>10%.B | $M_{f_{max}}$ [kN.m]                                | 1540    | 1280    | 1660    | 1425    | 1640    | 1475    | 1600    | 1571    |
|                | $M_{f_{max}}$ (pieu) /<br>$M_{f_{max}}$ (référence) | 95%     | 79%     | 103%    | 88%     | 102%    | 91%     | 99%     | 97%     |
| <b>Moyenne</b> |                                                     | 96%     | 80%     | 104%    | 88%     | 103%    | 92%     | 100%    | 96%     |

tableau 4 - 10 : Pieux mis en place avec refoulement du sol - Comparaison du moment fléchissant maximal de chaque pieu par rapport au pieu isolé

|                |                                                     | s/B = 2 |         | s/B = 4 |         | s/B = 6 |         | s/B = 8 |         |
|----------------|-----------------------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|                |                                                     | Avant   | Arrière | Avant   | Arrière | Avant   | Arrière | Avant   | Arrière |
| dpc =<br>10%.B | $M_{f_{max}}$ [kN.m]                                | 1540    | 1270    | 1580    | 1415    | 1520    | 1490    | 1660    | 1575    |
|                | $M_{f_{max}}$ (pieu) /<br>$M_{f_{max}}$ (référence) | 95%     | 78%     | 98%     | 87%     | 94%     | 92%     | 103%    | 97%     |
| dpc =<br>20%.B | $M_{f_{max}}$ [kN.m]                                | 2560    | 2180    | 2830    | 2380    | 2640    | 2440    | 2745    | 2560    |
|                | $M_{f_{max}}$ (pieu) /<br>$M_{f_{max}}$ (référence) | 92%     | 78%     | 102%    | 85%     | 95%     | 88%     | 99%     | 92%     |
| <b>Moyenne</b> |                                                     | 94%     | 78%     | 100%    | 86%     | 95%     | 90%     | 101%    | 95%     |

### III.2.3. Courbes de réaction

Les courbes de réaction sont établies et leur cohérence physique vérifiée par la procédure définie au chapitre 3. On rappelle que les courbes de réaction  $P$ - $y$  définissent l'interaction sol-pieu. Les courbes  $P$ - $y$  obtenues pour chaque pieu sont confrontées à celles du pieu isolé pour mettre en évidence la modification de la réponse du pieu due à sa place dans le groupe.

A titre d'exemple, on compare les courbes de réaction des pieux avant et arrière pour la profondeur de 1,8 m (figure 4 - 32 pour les pieux moulés et figure 4 - 33 pour les pieux battus).

Les courbes de réaction  $P$ - $y$  des pieux avant restent assez proches du pieu isolé (figure 4 - 32a et figure 4 - 33a). On confirme ainsi que le comportement du pieu avant dans le couple est assimilable à celui du pieu isolé, quel que soit l'espacement des pieux.

Pour les pieux arrière, une réduction nette de la réaction est par contre observée pour les couples espacés de  $2B$  et  $4B$ . Pour des entre axes supérieurs, le comportement du pieu arrière est proche de celui pieu isolé.

On quantifie cette modification du comportement du pieu par le calcul du coefficient réducteur  $P_m$  (§I.2.3.3 de ce chapitre). Il exprime le rapport entre la réaction du sol sur le pieu du couple et celle du pieu isolé, pour un même déplacement. Les valeurs obtenues sur les premiers mètres (de la surface à 3,6 m) sont représentées sur la figure 4 - 34 pour les pieux non refoulants (moulés) et sur la figure 4 - 35 pour les pieux refoulants (battus).

La réduction de réaction du sol n'est pas constante avec la profondeur. Cet aspect avait déjà été remarqué par Brown et al. [1988] pour un groupe de 9 pieux (cf. figure 1-21). Toutefois, les variations relatives du coefficient  $P_m$  suivant la profondeur restent en général inférieures à  $\pm 20\%$ . La valeur moyenne de  $P_m$  donc est calculée de 0,6 m à 3 m pour les deux modes de mise en place (tableau 4 - 11).

La réduction pour le couple à  $s/B = 2$  est très importante et le coefficient  $P_m$  moyen est proche de 0,5.

On relève des valeurs assez voisines pour les deux modes de mise en œuvre. Pour  $s/B = 4$ , la valeur de  $P_m$  calculée pour les pieux battus est cependant inférieure de 9% à celle des pieux moulés. L'effet de groupe semble ainsi plus marqué pour cette configuration, ce qui est en accord avec la répartition d'effort qui est également légèrement différente pour les deux modes de mise en place à  $s/B = 4$ .

*tableau 4 - 11 : Valeurs du coefficient de réduction  $P_m$  moyen du pieu arrière pour un couple*

|                         | $s/B = 2$ | $s/B = 4$ | $s/B = 6$ | $s/B = 8$ |
|-------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Sans refoulement du sol | 0,51      | 0,70      | 0,85      | 0,97      |
| Avec refoulement du sol | 0,52      | 0,64      | 0,86      | 0,98      |

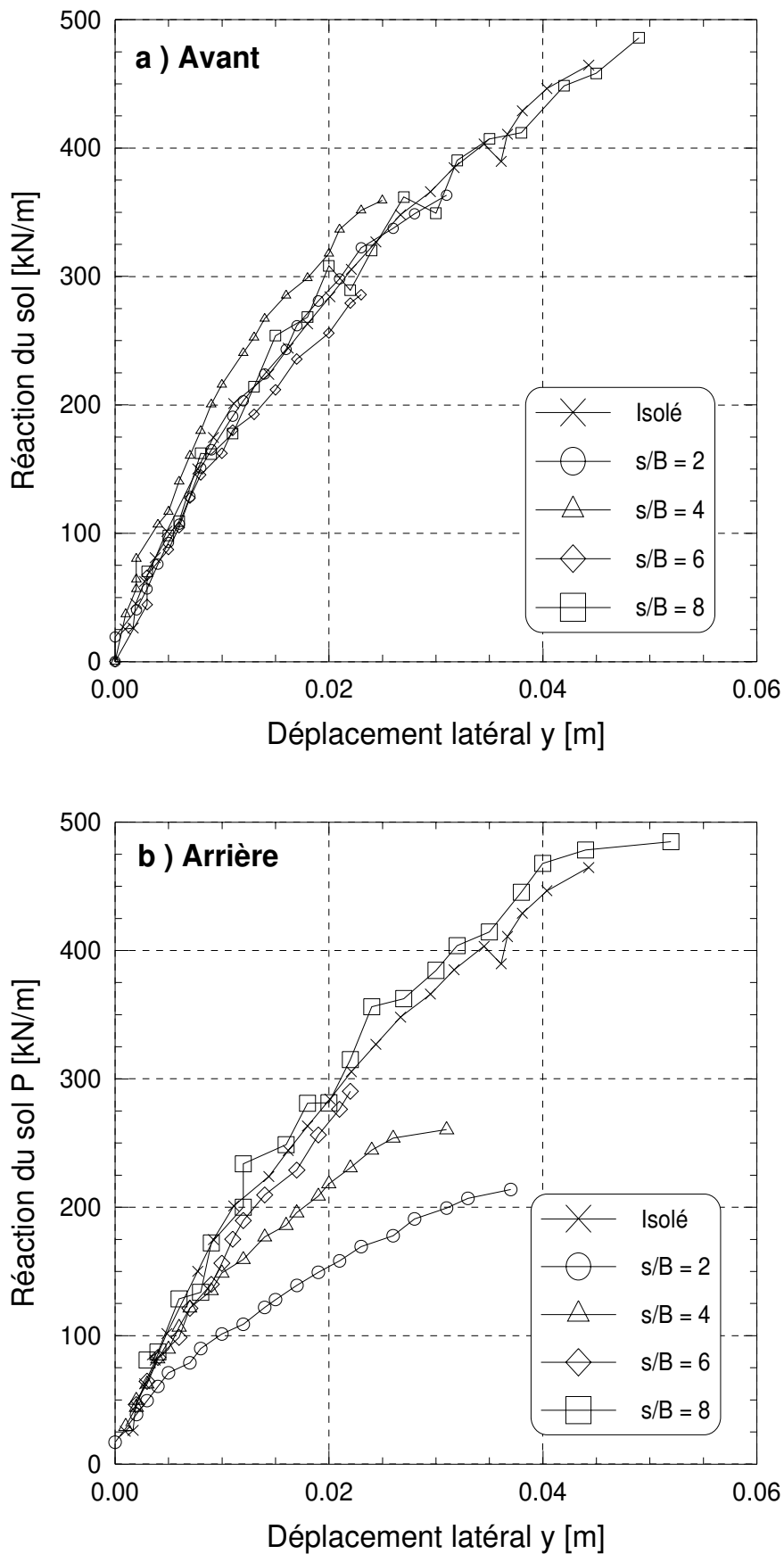


figure 4 - 32 : Couples de pieux mis en place sans refoulement du sol. Comparaison des courbes de réaction à  $z = 1,8 \text{ m}$  - a ) Pieux avant - b ) Pieux arrière

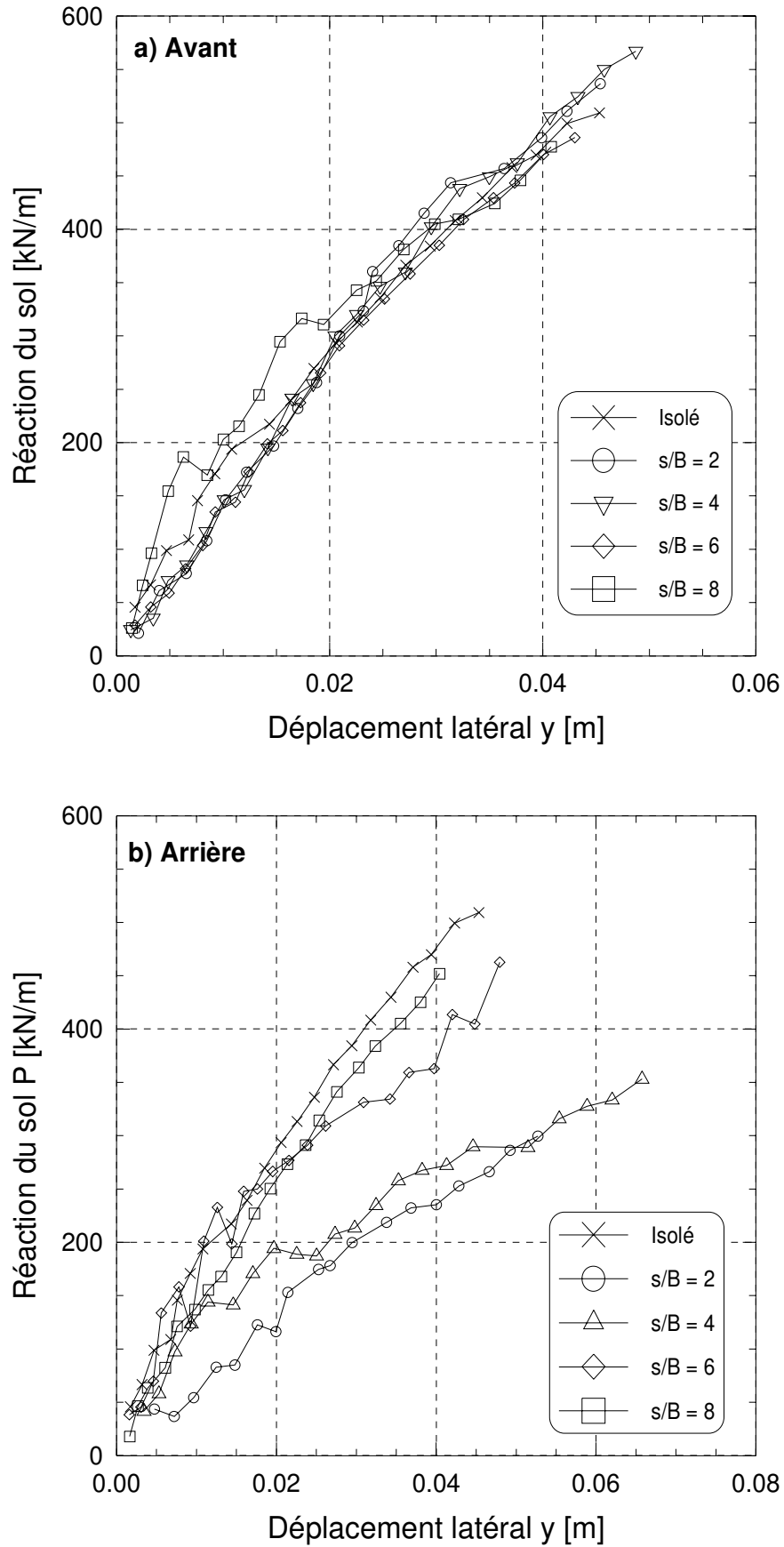


figure 4 - 33 : Couples de pieux mis en place avec refoulement du sol. Comparaison des courbes de réaction à  $z = 1,8$  m - a ) Pieux avant - b ) Pieux arrière

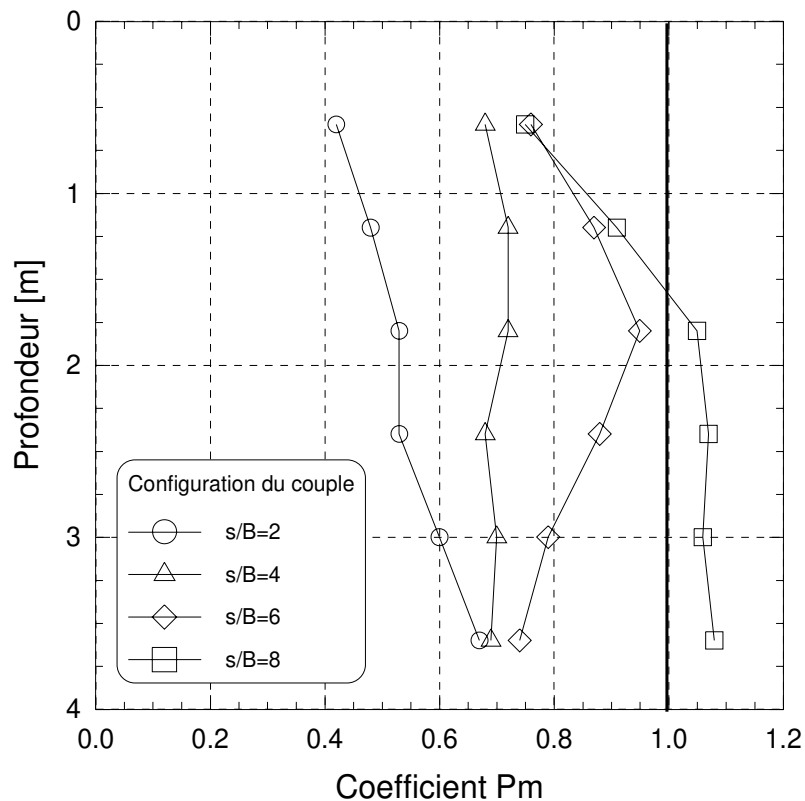


figure 4 - 34 : Couples de pieux mis en place sans refoulement du sol. Evolution du coefficient de réduction  $P_m$  estimé pour prendre en compte l'effet de groupe

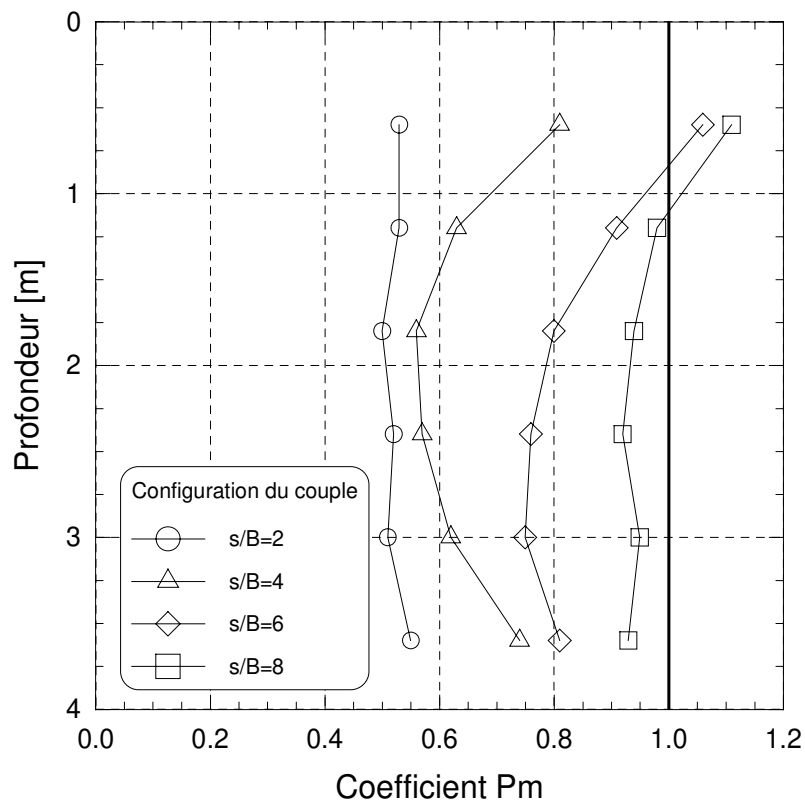


figure 4 - 35 : Couples de pieux mis en place avec refoulement du sol. Evolution du coefficient de réduction  $P_m$  estimé pour prendre en compte l'effet de groupe

### **III.3. GROUPE DE TROIS PIEUX CHARGES EN LIGNE**

#### **III.3.1. Etude des courbes de chargement**

On étudie dans un premier temps les courbes de chargement des groupes (figure 4 - 36 pour les pieux non refoulants et figure 4 - 37 pour les pieux refoulants). Les déplacements des groupes de pieux espacés de 2 et 4 diamètres sont plus importants que ceux du groupe qui serait constitué de trois pieux isolés. Le groupe à  $s/B = 8$  a par contre un comportement très proche de celui de ce groupe fictif.

Les valeurs d'efficacité sont présentées dans le tableau 4 - 12. Comme dans le cas des couples, les résultats sont peu affectés par le mode d'installation des pieux (avec ou sans refoulement du sol).

Le groupe à  $s/B = 2$  a une valeur d'efficacité moyenne de 74%. Cette valeur est inférieure à celle obtenue pour le couple. On confirme ainsi que l'effet de groupe augmente avec le nombre de pieux.

Pour étudier le comportement de chaque pieu du groupe, on analyse les courbes de chargement par pieu. La figure 4 - 38 présente ces courbes avec celle du pieu isolé pour la mise en place sans refoulement du sol (figure 4 - 39 pour les pieux mis en place avec refoulement du sol).

Pour le groupe à  $s/B = 8$ , on trouve que les trois pieux ont un comportement identique à celui du pieu isolé par les deux modes de mise en place.

Des différences apparaissent entre les deux modes pour les autres espacements.

Lorsque les pieux sont mis en place sans refoulement du sol, les pieux milieu et arrière ont des courbes de chargement qui se superposent. Ces deux pieux reprennent des efforts inférieurs à ceux du pieu avant, lui-même moins résistant que le pieu isolé.

Par contre, les pieux avant des groupes mis en place avec refoulement du sol ont un comportement très voisin du pieu isolé. Les pieux suivants reprennent des efforts plus faibles et légèrement différents, le pieu arrière étant très légèrement moins sollicité.

Le tableau 4 - 13 quantifie la répartition d'efforts entre les pieux à un déplacement de  $20\%B$ , pour les deux modes d'installation.

Pour le groupe à  $s/B = 8$ , l'effort latéral se répartit équitablement entre les trois pieux. Pour les autres espacements, les pieux milieu et arrière reprennent le même taux de charge alors que le pieu avant reprend plus d'effort.

On note que pour  $s/B = 2$  et  $s/B = 4$ , le pieu avant battu reprend plus d'effort que le pieu avant moulé.

Les écarts entre ces répartitions demeurent faibles.

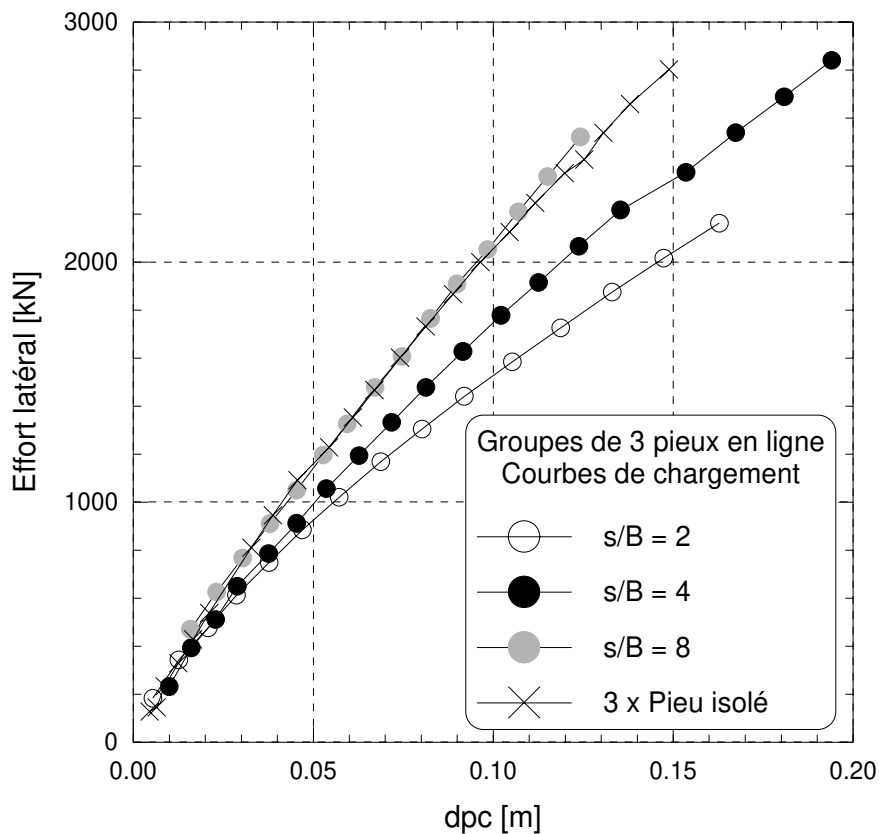


figure 4 - 36 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place sans refoulement du sol. Courbes de chargement globales

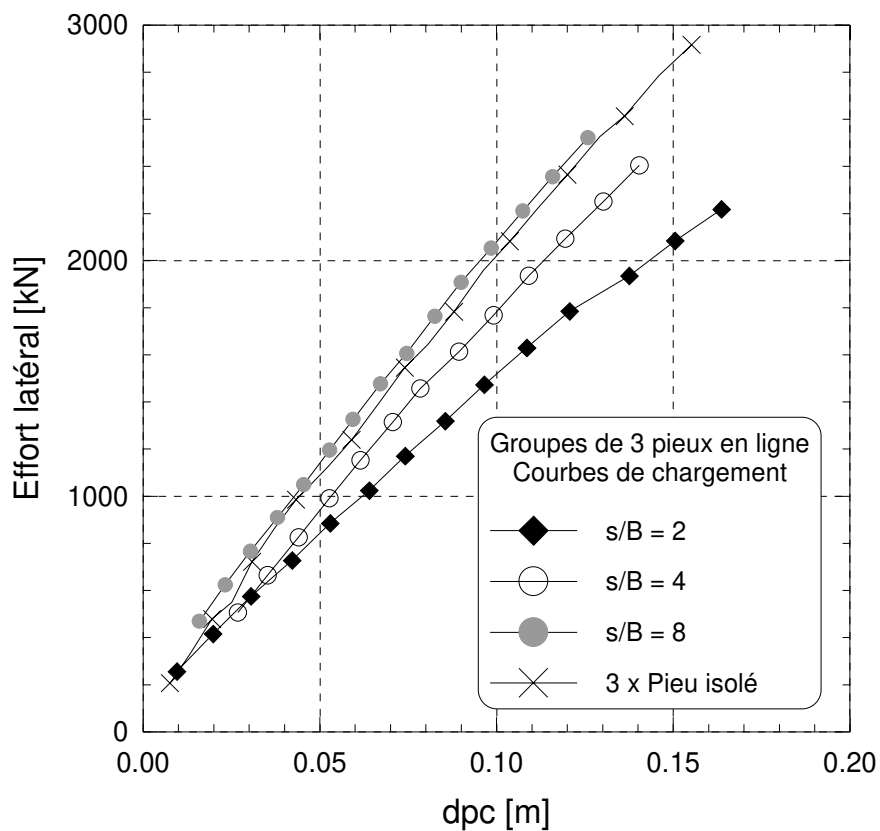


figure 4 - 37 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place avec refoulement du sol. Courbes de chargement globales

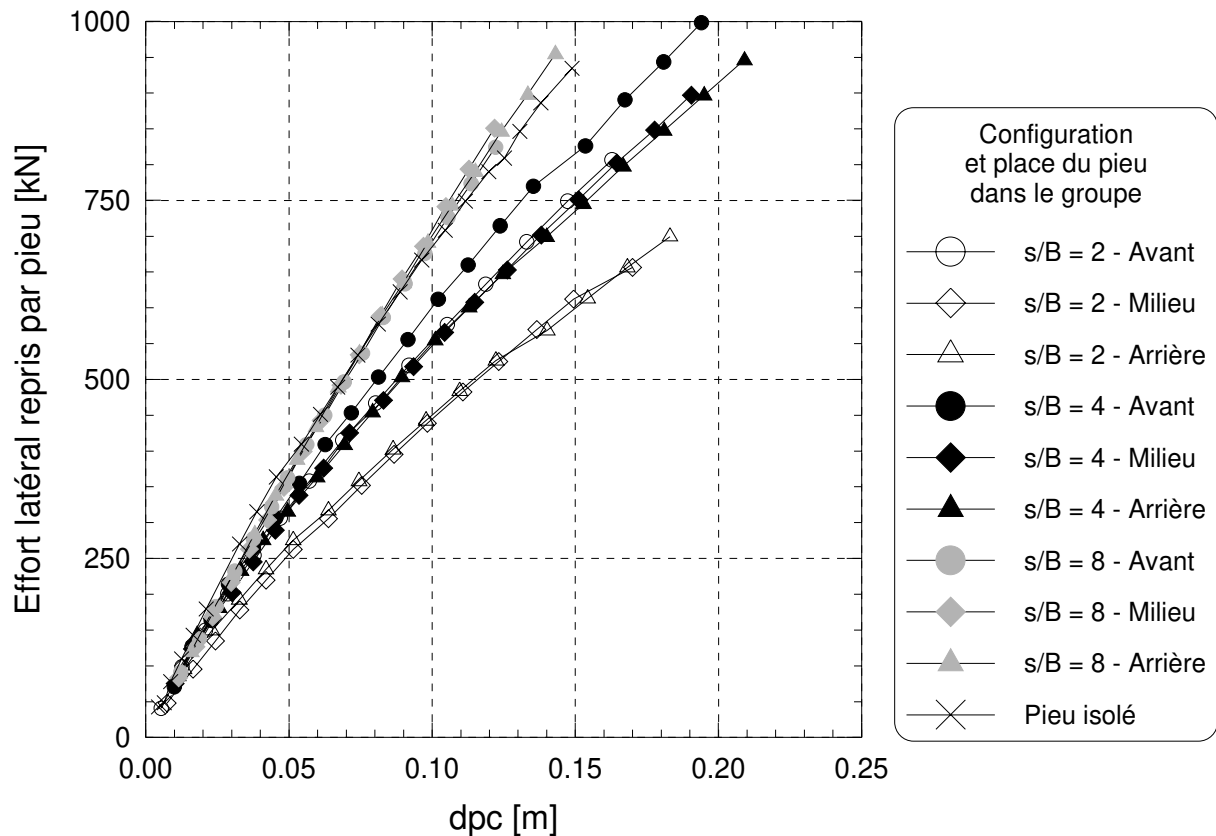


*tableau 4 - 12 : Groupe de trois pieux en ligne. Efficacité en fonction de l'espacement entre axes des pieux*

|                         | $s/B = 2$     |            | $s/B = 4$     |            | $s/B = 8$     |            |
|-------------------------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|
|                         | <i>dpc</i>    | efficacité | <i>dpc</i>    | efficacité | <i>dpc</i>    | efficacité |
| Sans refoulement du sol | 10%. <i>B</i> | 73%        | 11%. <i>B</i> | 85%        | 10%. <i>B</i> | 100%       |
|                         | 20%. <i>B</i> | 72%        | 19%. <i>B</i> | 83%        | 19%. <i>B</i> | 104%       |
| Avec refoulement du sol | 10%. <i>B</i> | 76%        | 9%. <i>B</i>  | 85%        | 10%. <i>B</i> | 104%       |
|                         | 19%. <i>B</i> | 74%        | 19%. <i>B</i> | 90%        | 18%. <i>B</i> | 100%       |

*tableau 4 - 13 : Groupe de trois pieux en ligne. Répartition de l'effort en fonction de l'espacement entre axes des pieux pour  $dpc = 20\%$  B.*

|                         | $s/B = 2$ |        |         | $s/B = 4$ |        |         | $s/B = 8$ |        |         |
|-------------------------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|
|                         | Avant     | Milieu | Arrière | Avant     | Milieu | Arrière | Avant     | Milieu | Arrière |
| Sans refoulement du sol | 38%       | 31%    | 31%     | 36%       | 32%    | 32%     | 33,5%     | 33%    | 33,5%   |
| Avec refoulement du sol | 40%       | 30%    | 30%     | 37%       | 32%    | 31%     | 33,5%     | 33%    | 33,5%   |



*figure 4 - 38 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place sans refoulement du sol. Courbes de chargement par pieu*

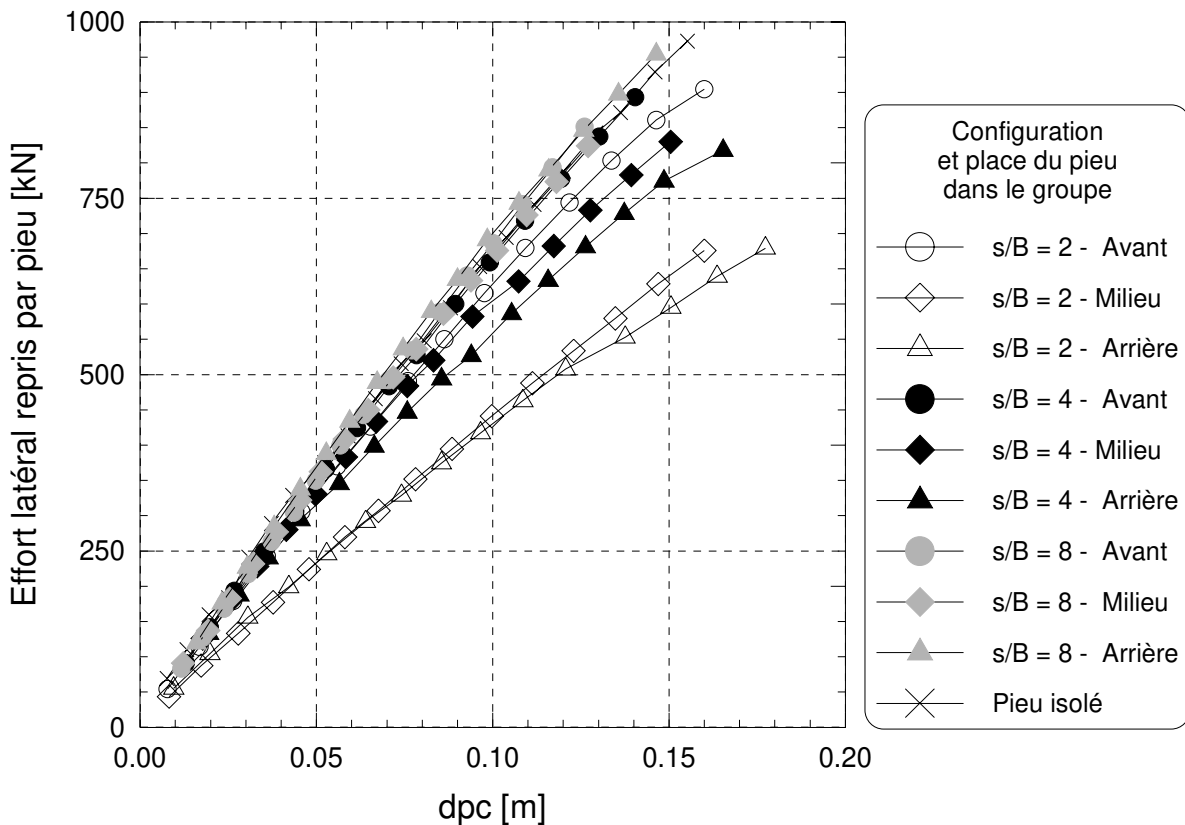


figure 4 - 39 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place avec refoulement du sol. Courbes de chargement par pieu

### III.3.2. Profils de moments fléchissants

On compare à un déplacement  $d_{pc}$  donné les moments fléchissants du groupe à ceux du pieu isolé. Pour les trois configurations de groupe, on présente les profils de moments fléchissants pour un déplacement de 17% ou 18% du diamètre du pieu (figure 4 - 40 à figure 4 - 45).

L'examen de ces figures conduit aux remarques suivantes :

- pour l'espacement  $s/B = 8$ , les profils des trois pieux du groupe sont très proches et voisins de ceux du pieu isolé, quel que soit le mode de mise en place ;
- pour les espacements  $s/B = 2$  et  $s/B = 4$ , les réponses diffèrent légèrement suivant le mode d'installation. Dans les deux cas, les pieux milieu et arrière supportent des moments identiques mais inférieurs à ceux du pieu avant. Par contre les moments dans le pieu avant sont très voisins de ceux du pieu isolé dans le cas des pieux refoulant le sol ; ils restent toujours inférieurs dans le cas des groupes non refoulant.

Ces observations sont analogues à celles faites sur les courbes de chargement.

On étudie ensuite les moments fléchissants maxima pour deux déplacements du groupe : le premier pour environ 10 % du diamètre du pieu, le second pour environ 20% de  $B$  (tableau 4 - 14 et tableau 4 - 15).

Quel que soit le mode d'installation des pieux, les pieux arrière et milieu ont des valeurs de moments fléchissants comparables. Par rapport à ceux du pieu isolé, ils sont réduits de 25% pour  $s/B = 2$  et de 10 à 15% pour  $s/B = 4$ .

Les moments maxima dans les pieux avant sont toujours supérieurs à ceux des autres pieux en particulier pour les pieux refoulant. Pour ce mode de mise en place, ils approchent ceux du pieu isolé. Pour les pieux moulés, le comportement évolue en fonction de l'espacement. Plus les pieux du groupe sont proches plus l'écart entre le moment maximum du pieu avant et du pieu isolé augmente. A  $dpc = 17\%.B$ , il est ainsi de 20% pour  $s/B = 2$  et seulement de 5 % pour  $s/B = 8$ .

*tableau 4 - 14 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place sans refoulement du sol - Comparaison du moment fléchissant maximal de chaque pieu par rapport au pieu isolé*

|                |                                            | $s/B = 2$ |        |         | $s/B = 4$ |        |         | $s/B = 8$ |        |         |
|----------------|--------------------------------------------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|
|                |                                            | Avant     | Milieu | Arrière | Avant     | Milieu | Arrière | Avant     | Milieu | Arrière |
| $dpc = 10\%.B$ | $Mf_{max}$ [kN.m]                          | 1280      | 1200   | 1215    | 1400      | 1335   | 1290    | 1450      | 1455   | 1450    |
|                | $Mf_{max}$ (pieu) / $Mf_{max}$ (référence) | 79%       | 74%    | 75%     | 87%       | 83%    | 80%     | 90%       | 90%    | 90%     |
| $dpc = 17\%.B$ | $Mf_{max}$ [kN.m]                          | 2000      | 1850   | 1850    | 2260      | 2120   | 2110    | 2320      | 2250   | 2145    |
|                | $Mf_{max}$ (pieu) / $Mf_{max}$ (référence) | 82%       | 76%    | 76%     | 92%       | 87%    | 86%     | 95%       | 92%    | 88%     |

*tableau 4 - 15 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place avec refoulement du sol - Comparaison du moment fléchissant maximal de chaque pieu par rapport au pieu isolé*

|           |                                            | $s/B = 2$ |        |         | $s/B = 4$ |        |         | $s/B = 8$ |        |         |
|-----------|--------------------------------------------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|
|           |                                            | Avant     | Milieu | Arrière | Avant     | Milieu | Arrière | Avant     | Milieu | Arrière |
| $dpc$ (1) | $Mf_{max}$ [kN.m]                          | 1540      | 1240   | 1180    | 1610      | 1560   | 1590    | 1175      | 1085   | 1040    |
|           | $Mf_{max}$ (pieu) / $Mf_{max}$ (référence) | 90%       | 73%    | 69%     | 94%       | 91%    | 93%     | 103%      | 95%    | 91%     |
| $dpc$ (2) | $Mf_{max}$ [kN.m]                          | 2360      | 1900   | 1850    | 2600      | 2400   | 2420    | 2600      | 2530   | 2570    |
|           | $Mf_{max}$ (pieu) / $Mf_{max}$ (référence) | 95%       | 77%    | 75%     | 98%       | 90%    | 91%     | 97%       | 95%    | 97%     |

(1)  $dpc = 11\%.B$ ,  $11\%.B$  et  $7\%.B$  respectivement pour  $s/B = 2, 4$  et  $8B$

(2)  $dpc = 17\%.B$ ,  $18\%.B$  et  $18\%.B$  respectivement pour  $s/B = 2, 4$  et  $8B$

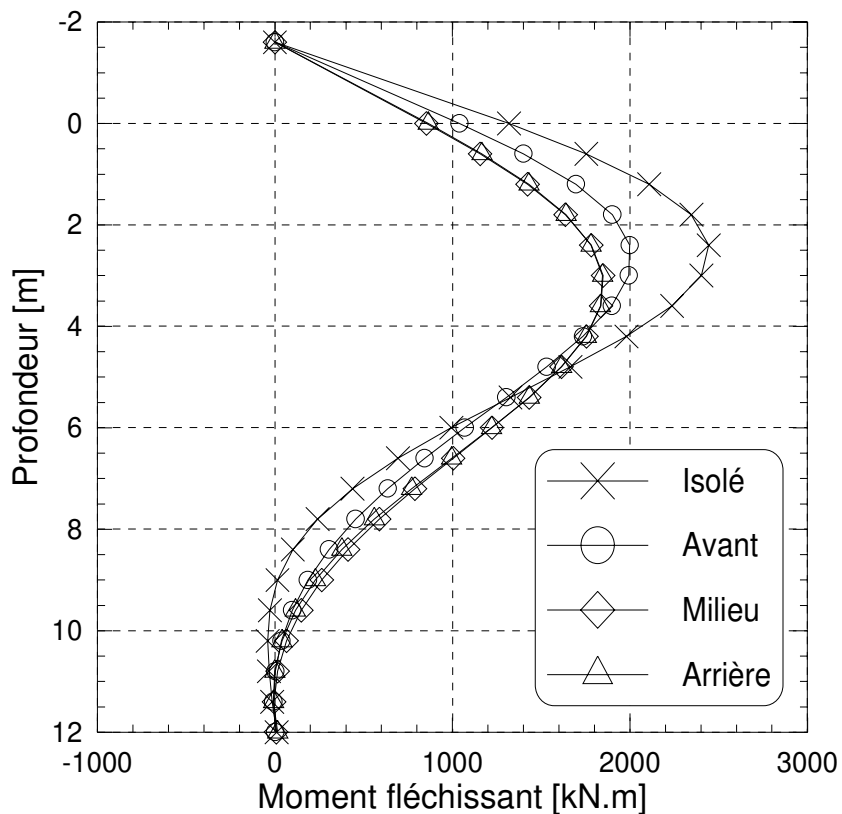


figure 4 - 40 : Groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 2$  mis en place sans refoulement du sol. Moments fléchissants pour  $dpc = 17\%.B$

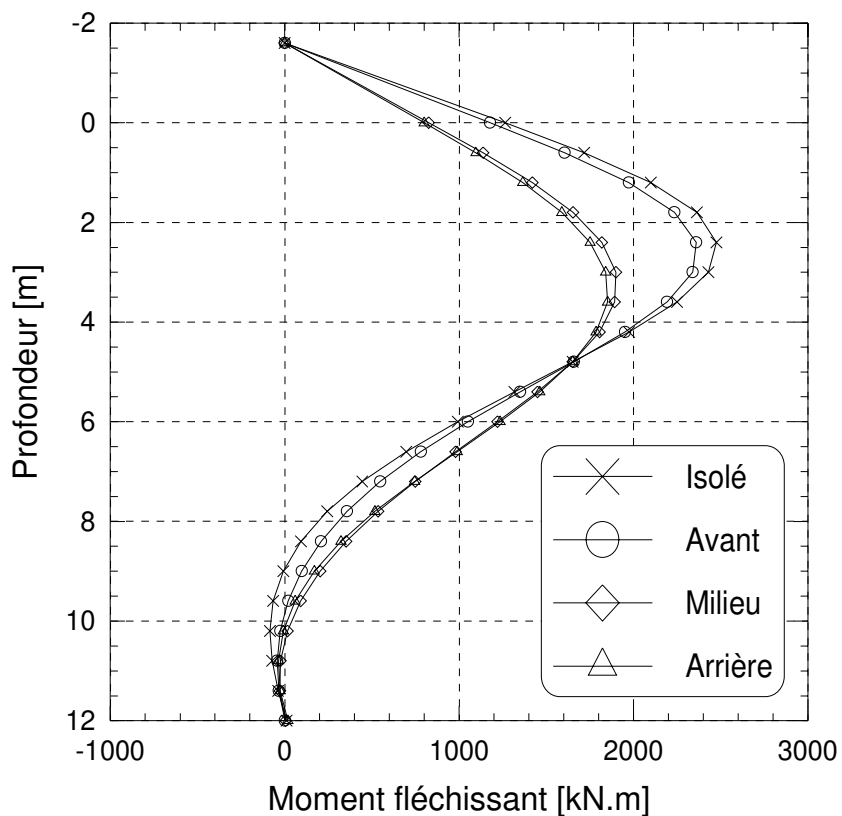


figure 4 - 41 : Groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 2$  mis en place avec refoulement du sol. Moments fléchissants pour  $dpc = 17\%.B$

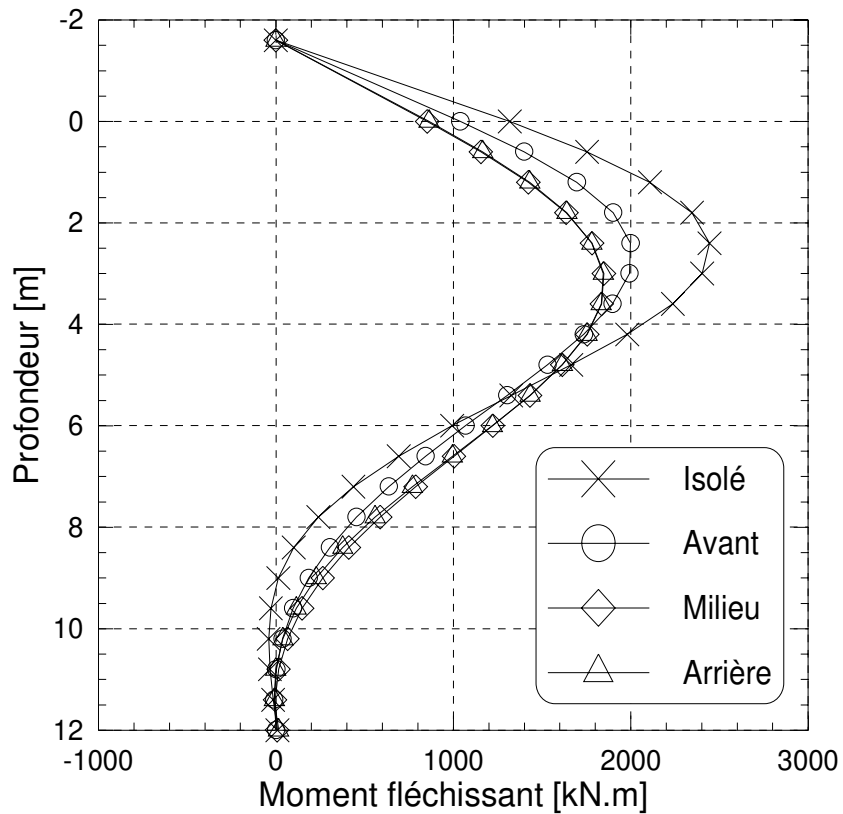


figure 4 - 42 : Groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 4$  mis en place sans refoulement du sol. Moments fléchissants pour  $dpc = 17\%.B$

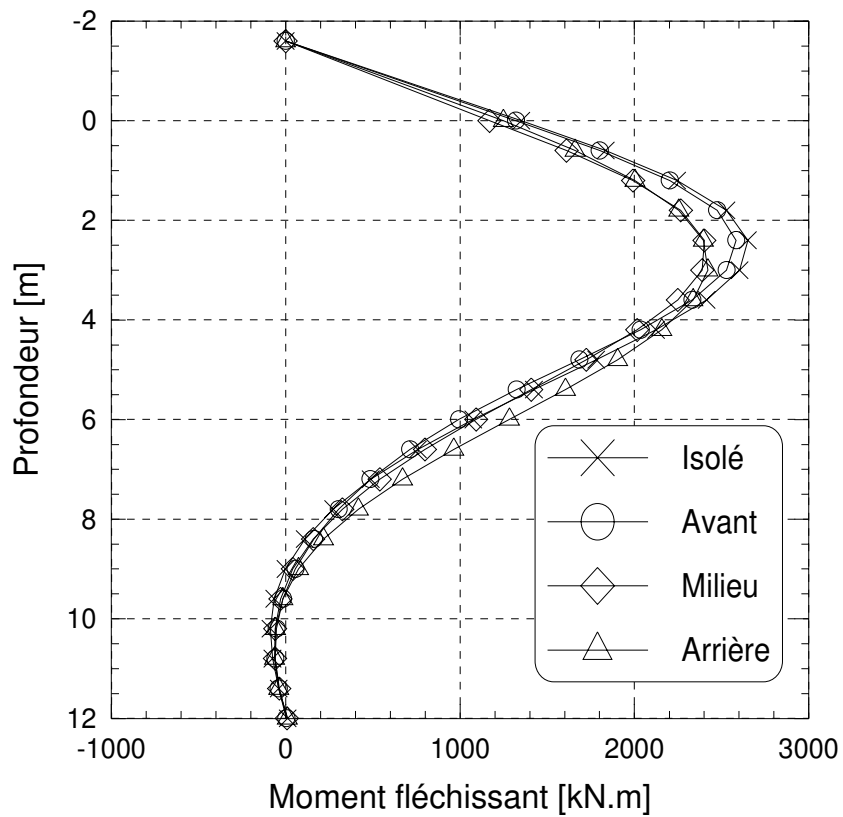


figure 4 - 43 : Groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 4$  mis en place avec refoulement du sol. Moments fléchissants pour  $dpc = 18\%.B$

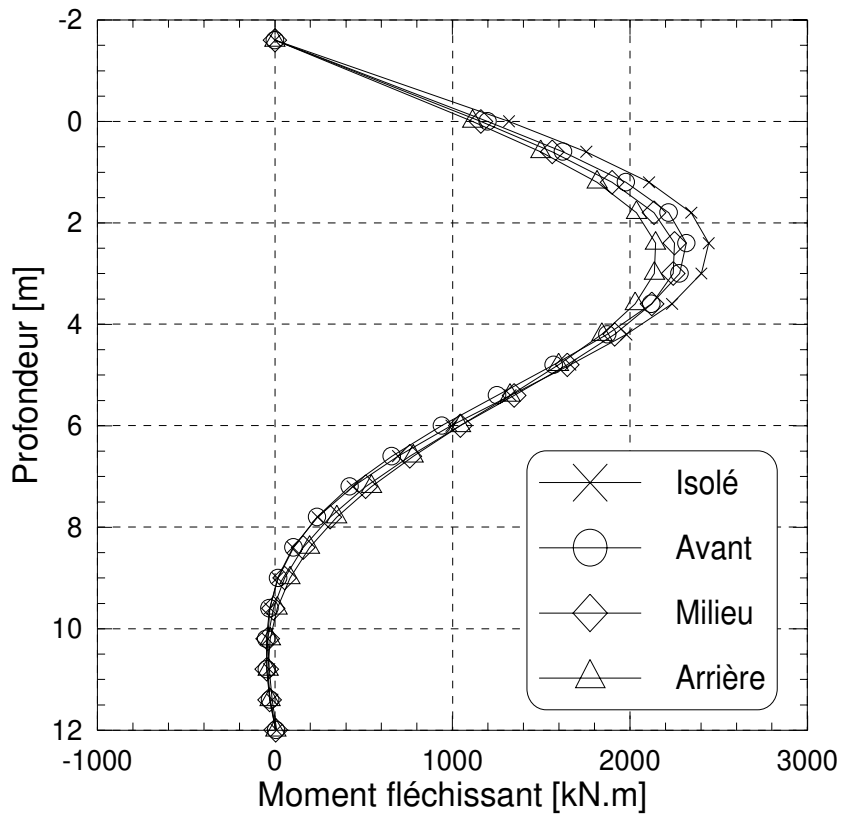


figure 4 - 44 : Groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 8$  mis en place sans refoulement du sol. Moments fléchissants pour  $dpc = 17\%.B$

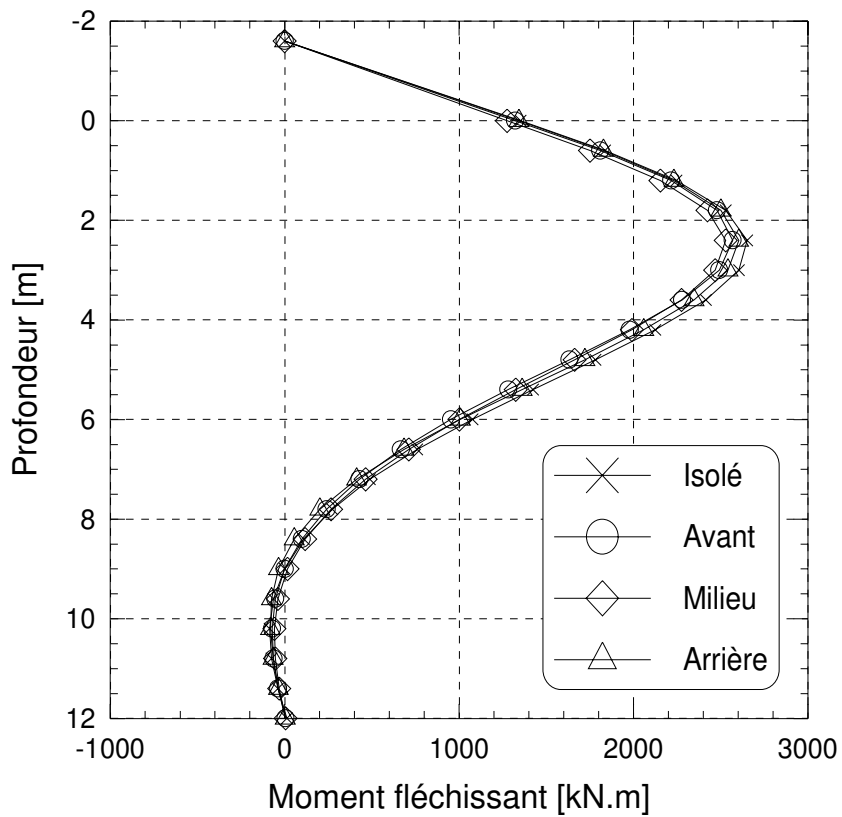


figure 4 - 45 : Groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 8$  mis en place avec refoulement du sol. Moments fléchissants pour  $dpc = 18\%.B$

### III.3.3. Courbes de réaction

On utilise la procédure de double intégration des moments pour obtenir les déplacements latéraux  $y$ , et de double dérivation pour obtenir les réactions du sol  $P$  (décrite au chapitre 2, §II).

On présente ainsi de la figure 4 - 46 à la figure 4 - 51 les courbes de réaction à  $z = 2,4$  m pour les pieux espacés de  $2B$  à  $8B$  mis en place avec refoulement ou sans refoulement du sol. L'observation des courbes de réaction  $P$ - $y$  permet d'émettre des hypothèses générales sur les différences de comportement des pieux du groupe par rapport au pieu isolé.

Pour les espacements  $s/B = 2$  et  $s/B = 4$ , les groupes non refoulant présentent des réactions assez voisines sur les pieux milieu et arrière, nettement inférieures à celles du pieu avant. Celles-ci sont plus faibles que le pieu isolé (figure 4 - 46 et figure 4 - 48).

Dans les groupes refoulants ( figure 4 - 47 et figure 4 - 49), le pieu avant se comporte comme un pieu isolé. Il résiste beaucoup mieux que le pieu milieu et le pieu arrière. Une légère différence entre ces deux pieux est en outre observable.

Les trois analyses à partir des courbes de chargement, des profils de moments et des courbes de réaction conduisent donc aux mêmes conclusions quant aux effets de groupe suivant l'emplacement de chacun des trois pieux.

On calcule alors le coefficient de réduction  $P_m$  sur les réactions du sol pour tous les pieux dans toutes les configurations de groupe. La méthode est identique à celle précédemment utilisée pour les couples. On remarque cependant que la gamme de déplacement couverte par le pieu isolé est nettement inférieure à celle des groupes. L'interprétation ne peut donc pas prendre en compte les derniers paliers de chargement appliqués au groupe.

Les valeurs obtenues sont reportées en fonction de la profondeur (de 0 à 3 m) sur la figure 4 - 52 pour les pieux mis en place sans refoulement du sol et sur la figure 4 - 53 pour les pieux refoulant le sol.

Les valeurs de  $P_m$  ne sont pas constantes avec la profondeur. Cependant les variations sont assez faibles. La valeur moyenne est donc calculée et présentée dans le tableau 4 - 16.

Les pieux faiblement espacés de  $2B$  ont des coefficients de réduction proches de 0,4 sur les pieux arrière et milieu. Le coefficient obtenu pour le pieu avant non refoulant est de 0,66 alors qu'il est de 0,87 pour le pieu avant refoulant. On confirme ainsi la différence de comportement relevée précédemment.

Des écarts plus importants apparaissent entre les deux modes sur les pieux milieu et arrière à  $s/B = 4$ . Les pieux milieu et arrière moulés ont un coefficient moyen de 0,65 alors qu'il est de 0,73 pour les pieux battus. Enfin on relève à nouveau la différence de réponse des pieux avant. Les valeurs de  $P_m$  pour ces pieux sont de 0,8 lorsqu'il n'y a pas refoulement du sol, et roche de 1 dans le cas contraire. Le pieu avant sans refoulement du sol se comporte donc comme un pieu isolé.

Pour les deux espacements ci-dessus, l'effet d'ombre du pieu avant sur les pieux arrière est net. Ils mobilisent moins de réaction que le pieu avant à déplacement en tête identique.

En ce qui concerne les groupes de pieux à  $s/B = 8$ , les pieux refoulant le sol ont des coefficients de 5 à 10% supérieurs à 1. Pour ce groupe les réactions du sol seraient légèrement supérieures à celles du pieu isolé. En ce qui concerne les pieux non refoulants, seul le comportement du pieu avant est par contre assimilable à celui d'un pieu isolé. Un coefficient  $P_m$  proche de 0,8 est obtenu sur les pieux milieu et arrière. Cette valeur de coefficient signifierait que ces pieux ont un comportement affecté par la présence du pieu avant dans le groupe.

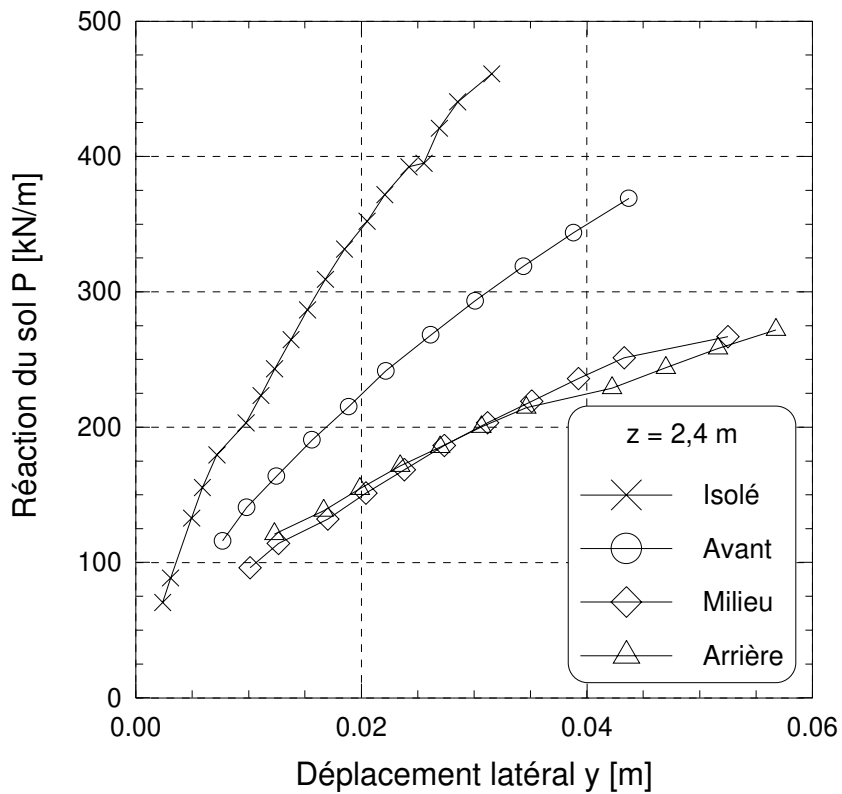


figure 4 - 46 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place sans refoulement du sol. Courbes de réaction pour  $s/B = 2$

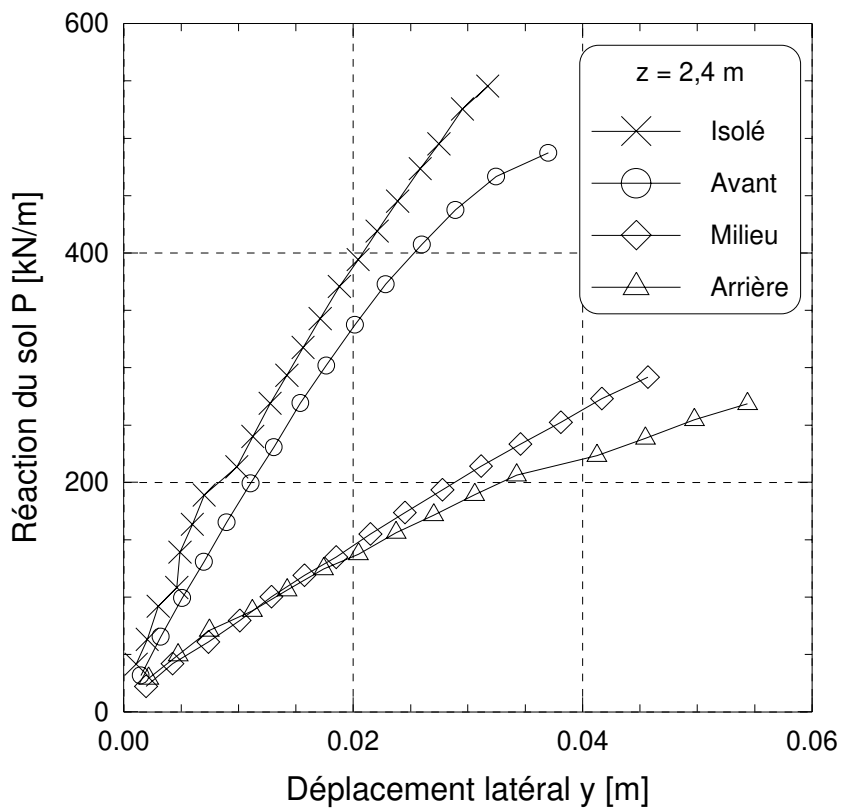


figure 4 - 47 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place avec refoulement du sol. Courbes de réaction pour  $s/B = 2$



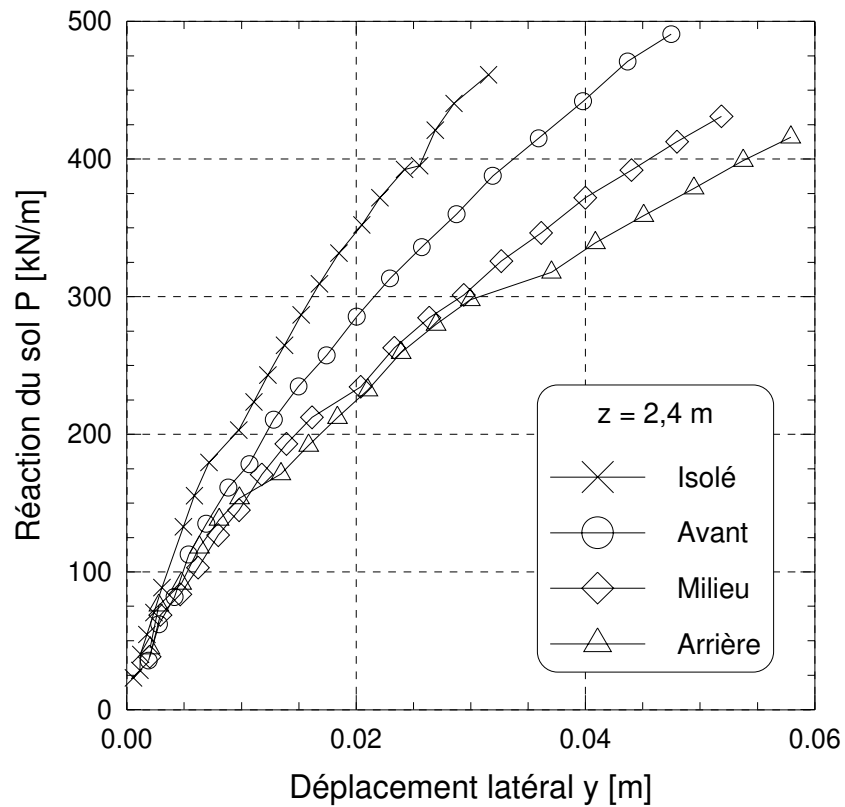


figure 4 - 48 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place sans refoulement du sol. Courbes de réaction pour  $s/B = 4$

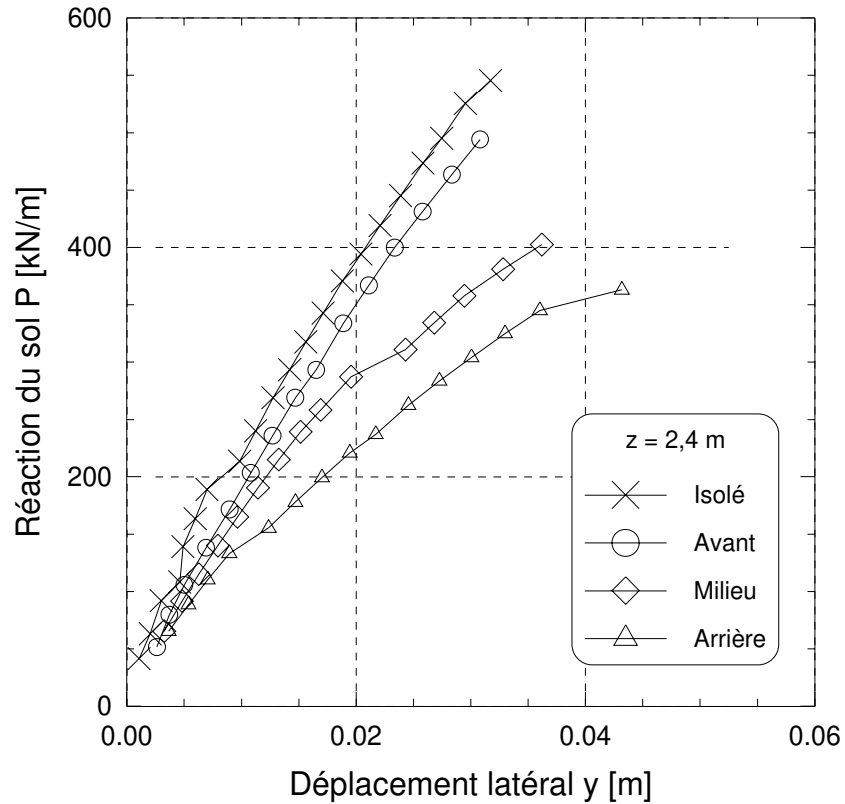


figure 4 - 49 : Groupe de trois pieux à  $s/B = 4$  en ligne mis en place avec refoulement du sol. Courbes de réaction en  $z = 2,4$  m

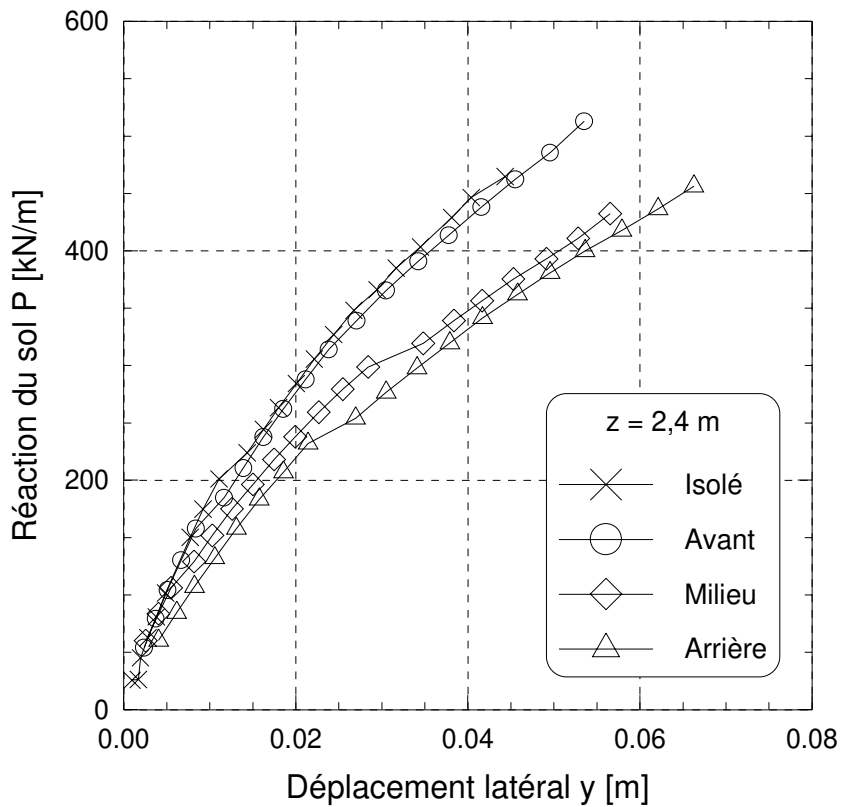


figure 4 - 50 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place sans refoulement du sol. Courbes de réaction pour  $s/B = 8$

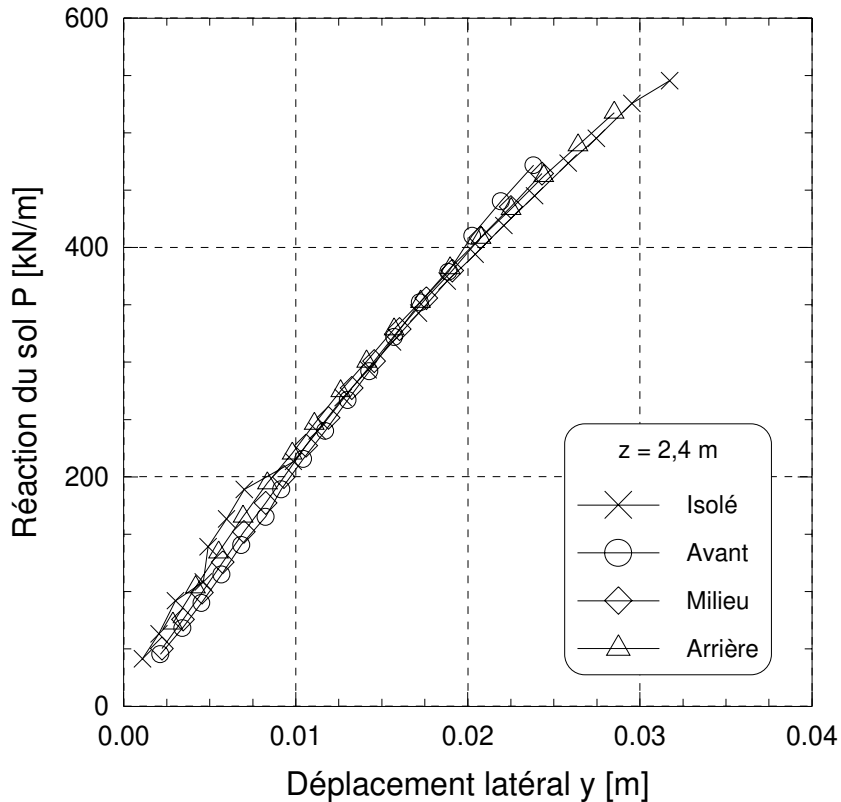


figure 4 - 51 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place avec refoulement du sol. Courbes de réaction pour  $s/B = 8$

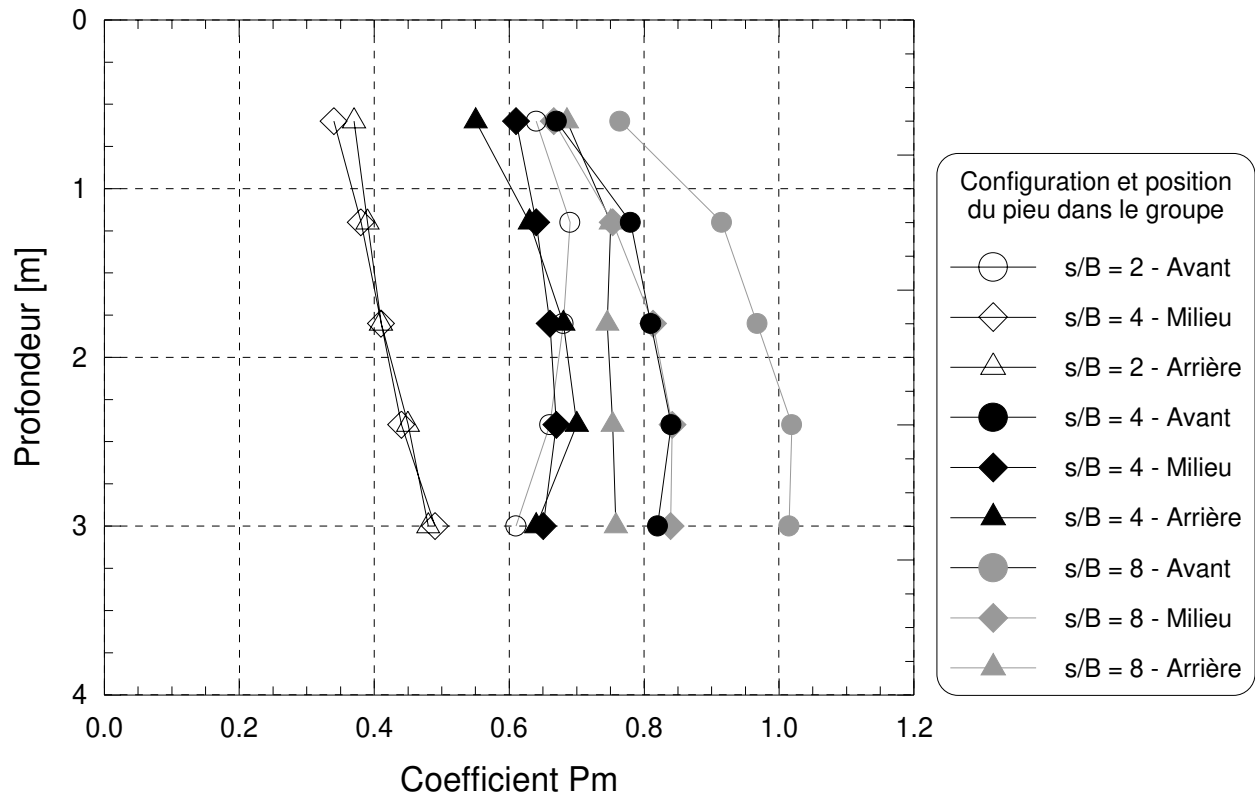


figure 4 - 52 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place sans refoulement du sol.  
 Evolution du coefficient de réduction  $P_m$  estimé pour prendre en compte l'effet de groupe

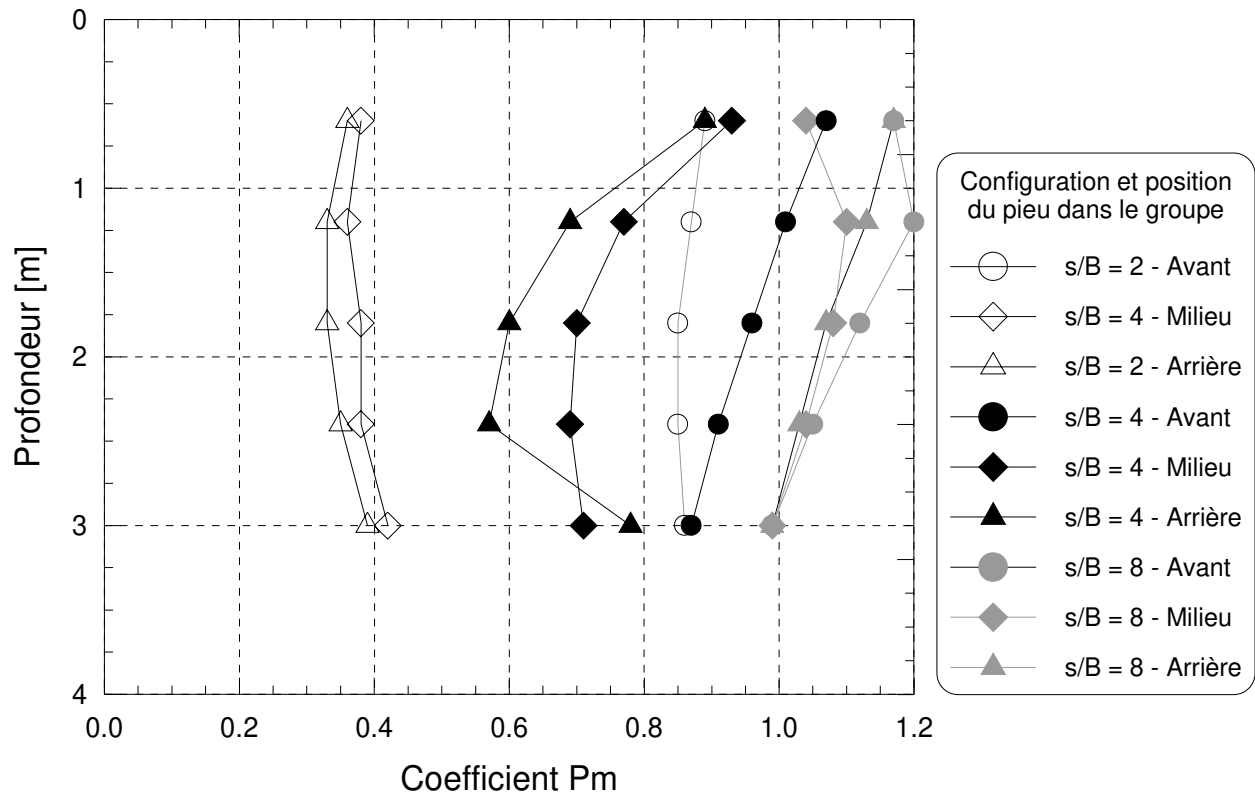


figure 4 - 53 : Groupe de trois pieux en ligne mis en place avec refoulement du sol.  
 Evolution du coefficient de réduction  $P_m$  estimé pour prendre en compte l'effet de groupe

*tableau 4 - 16 : Groupe de trois pieux en ligne. Valeurs moyennes du coefficient de réduction  $P_m$  calculées sur les trois premiers mètres de profondeur*

|                         | $s/B = 2$ |        |         | $s/B = 4$ |        |         | $s/B = 8$ |        |         |
|-------------------------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|
|                         | Avant     | Milieu | Arrière | Avant     | Milieu | Arrière | Avant     | Milieu | Arrière |
| Sans refoulement du sol | 0,66      | 0,41   | 0,42    | 0,78      | 0,65   | 0,64    | 0,98      | 0,81   | 0,75    |
| Avec refoulement du sol | 0,87      | 0,38   | 0,35    | 0,97      | 0,76   | 0,70    | 1,11      | 1,05   | 1,08    |

### III.4. GROUPE DE TROIS PIEUX A $S/B = 2$ CHARGES EN RANG

#### III.4.1. Etude des courbes de chargement

Le dispositif expérimental de cette configuration de groupe a été conçu de façon à assurer une liaison libre des pieux en tête. Chaque pieu est accroché indépendamment à une pièce de type palonnier par l'intermédiaire d'un câble métallique (cf. figure 4-22). La tension dans ces câbles préalable au chargement est importante pour que les pieux se déplacent en même temps. Le chargement du groupe étant asservi en force, on constate un temps plus ou moins long nécessaire à la mise en tension du groupe.

Cet aspect apparaît sur la courbe de chargement pour les pieux mis en place avec refoulement du sol (figure 4 - 55). Les mesures sont un peu dispersées jusqu'à des déplacements de 5-6 cm. Pour les pieux non refoulants, ces mesures légèrement perturbées n'ont pas été représentées (figure 4 - 54). Par la suite, on ne tiendra pas compte de ces premiers paliers de chargement latéral.

Pour les deux modes de mise en place des pieux, les courbes de chargement des pieux sont assez proches de celle du pieu isolé. Les déplacements obtenus apparaissent toutefois très légèrement supérieurs dans le cas des pieux refoulants.

L'effort latéral se répartit équitablement sur les trois pieux de la rangée.

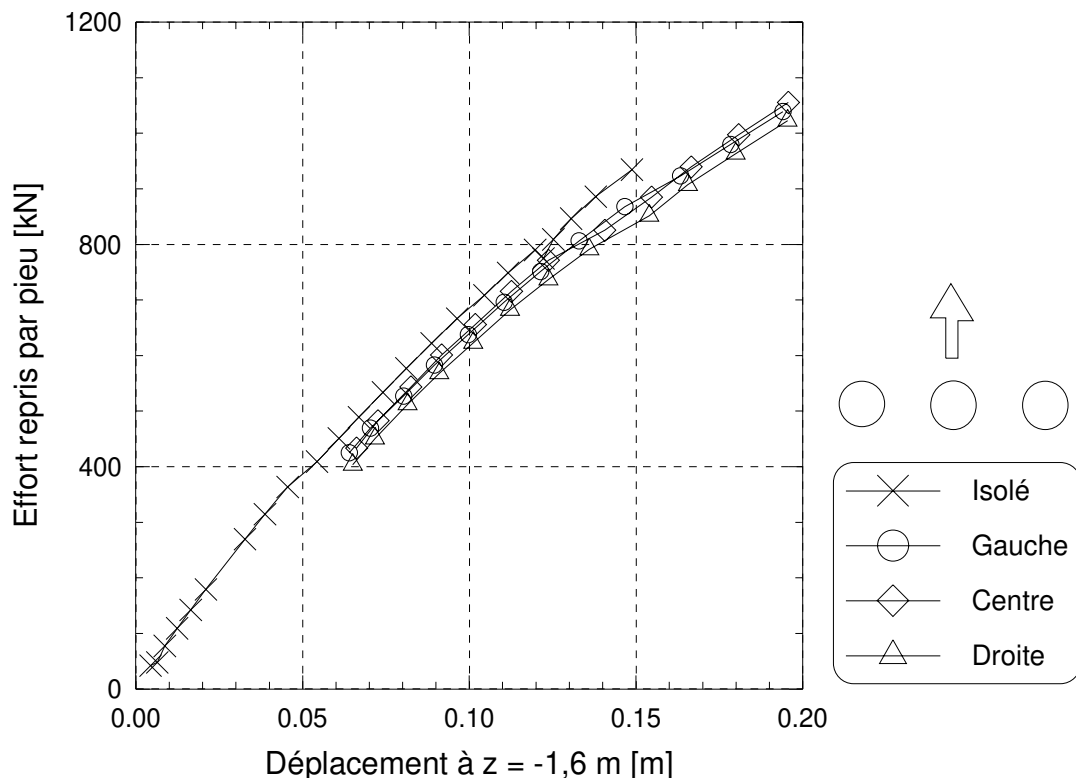


figure 4 - 54 : trois pieux en rang mis en place sans refoulement du sol.  
Courbes de chargement par pieu.

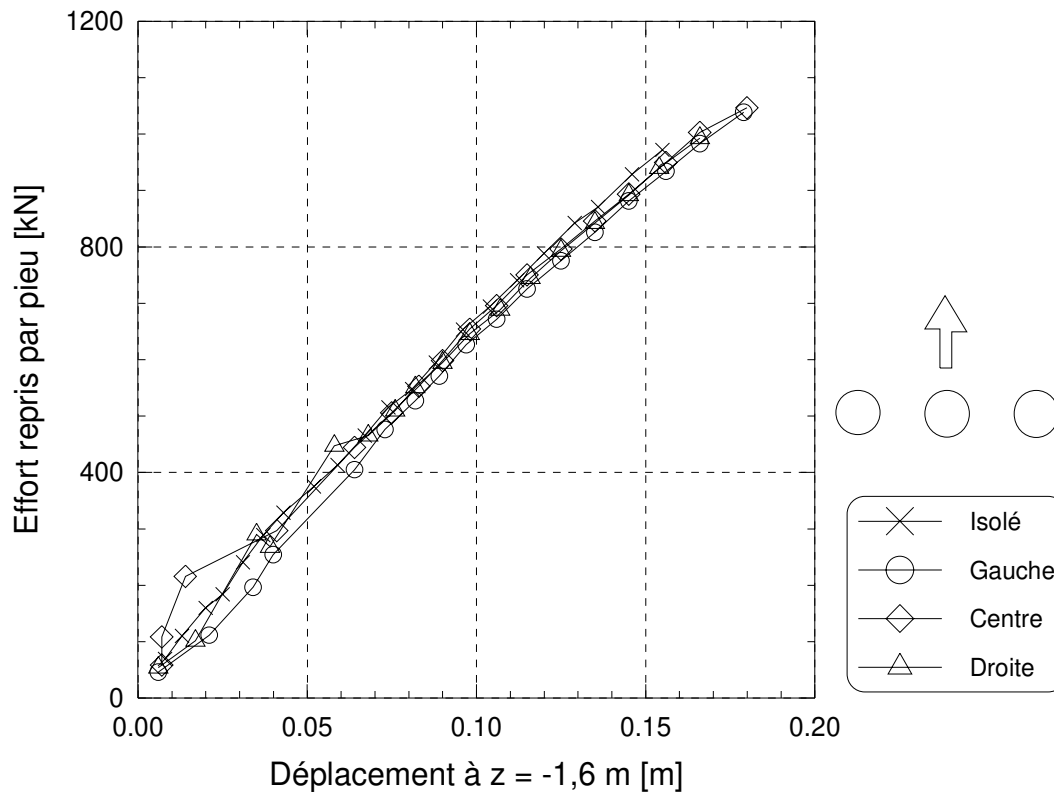


figure 4 - 55 : trois pieux en rang mis en place avec refoulement du sol.  
 Courbes de chargement par pieu.

### III.4.2. Profils de moments fléchissants

Dans les deux modes d'installation des pieux, les moments fléchissants des trois pieux sont identiques. A  $d_{pc} = 10\%.B$ , ils sont comparables à ceux du pieu isolé (figure 4 - 56a et figure 4 - 57a). Ils sont par contre légèrement différents en fin du chargement (figure 4 - 56b et figure 4 - 57b).

L'analyse des moments fléchissants maxima est menée pour les mêmes déplacements que précédemment (tableau 4 - 17). Pour des déplacements proches de  $10\%.B$ , les moments maxima sont proches du pieu isolé, avec un écart maximum de  $4\%.B$ . L'écart avec le pieu isolé augmente avec le déplacement. Il atteint  $8,5\%$  sur les pieux droite et gauche du groupe de pieux non refoulants et  $5,5\%$  sur les pieux refoulants.

Pour les pieux moulés, il apparaît aussi que le pieu central a des moments fléchissants légèrement supérieurs aux pieux latéraux. La différence n'est cependant pas suffisamment marquée pour conclure à un éventuel effet de voûte.

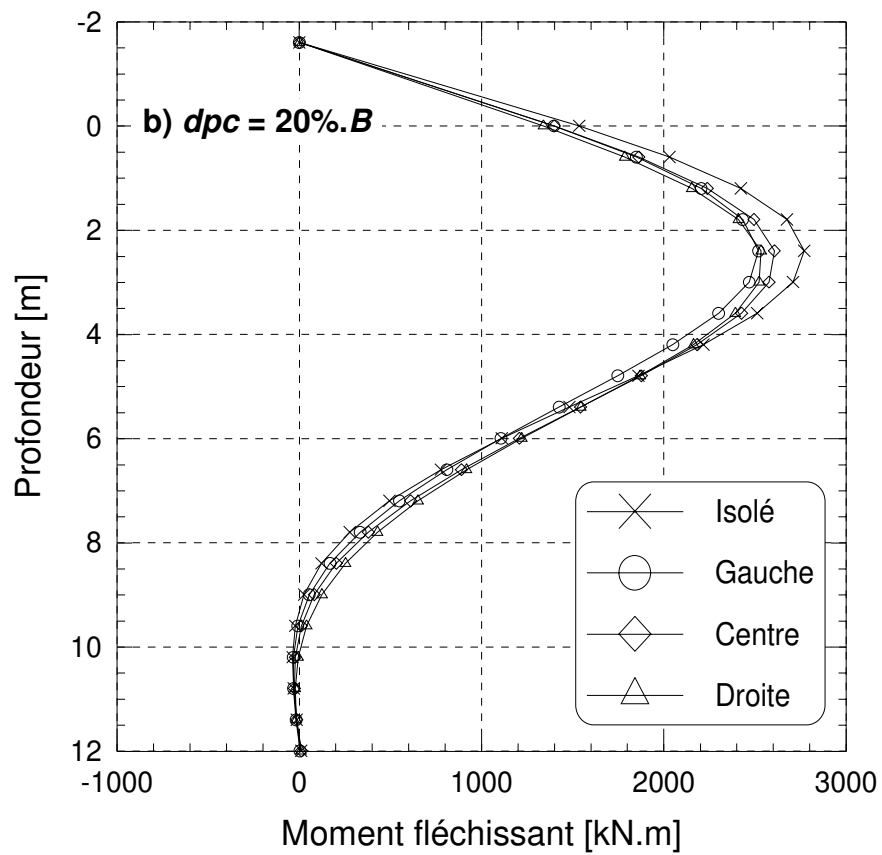
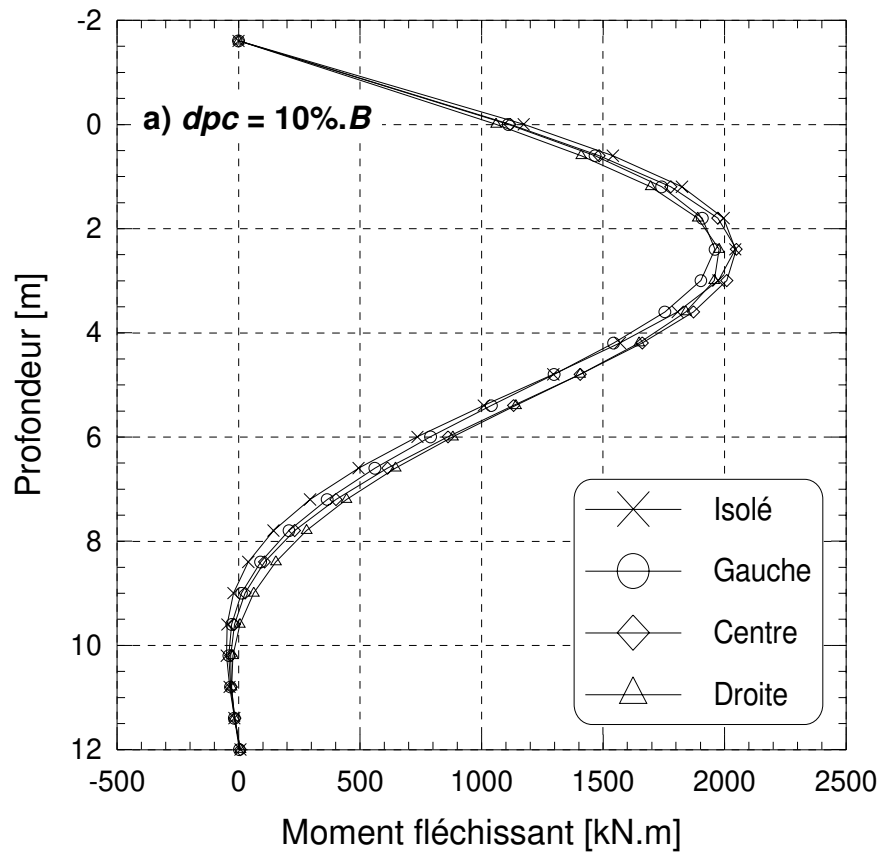


figure 4 - 56 : Trois pieux en rang mis en place sans refoulement du sol.  
Profils de moments fléchissants - a )  $dpc = 10\%.B$  - b )  $dpc = 20\%.B$

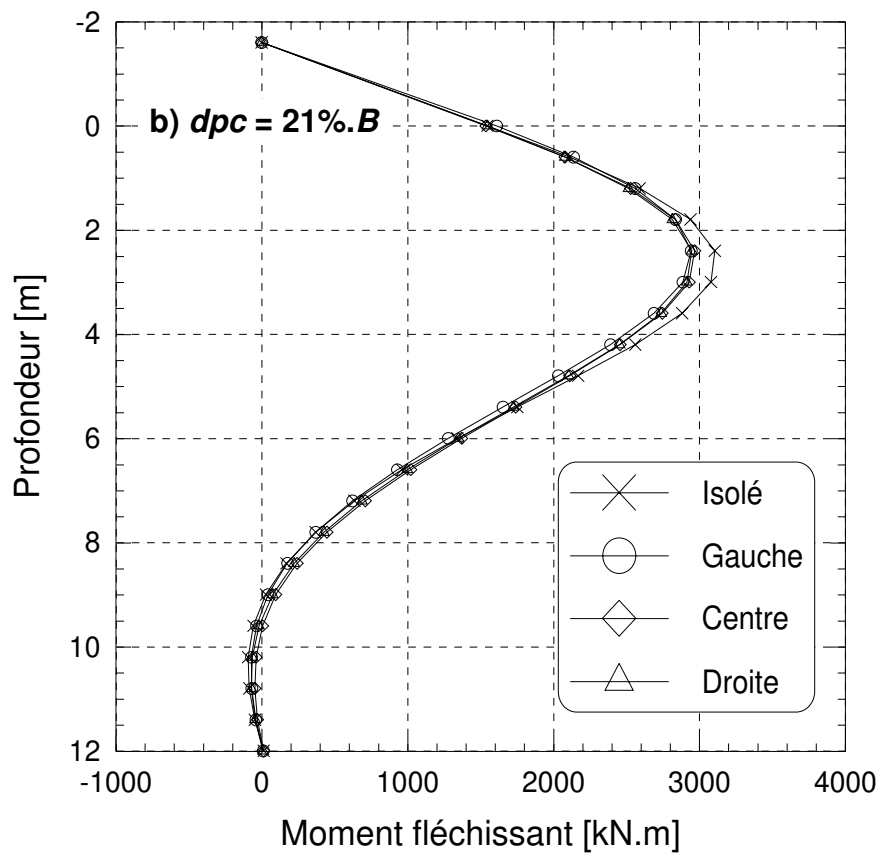
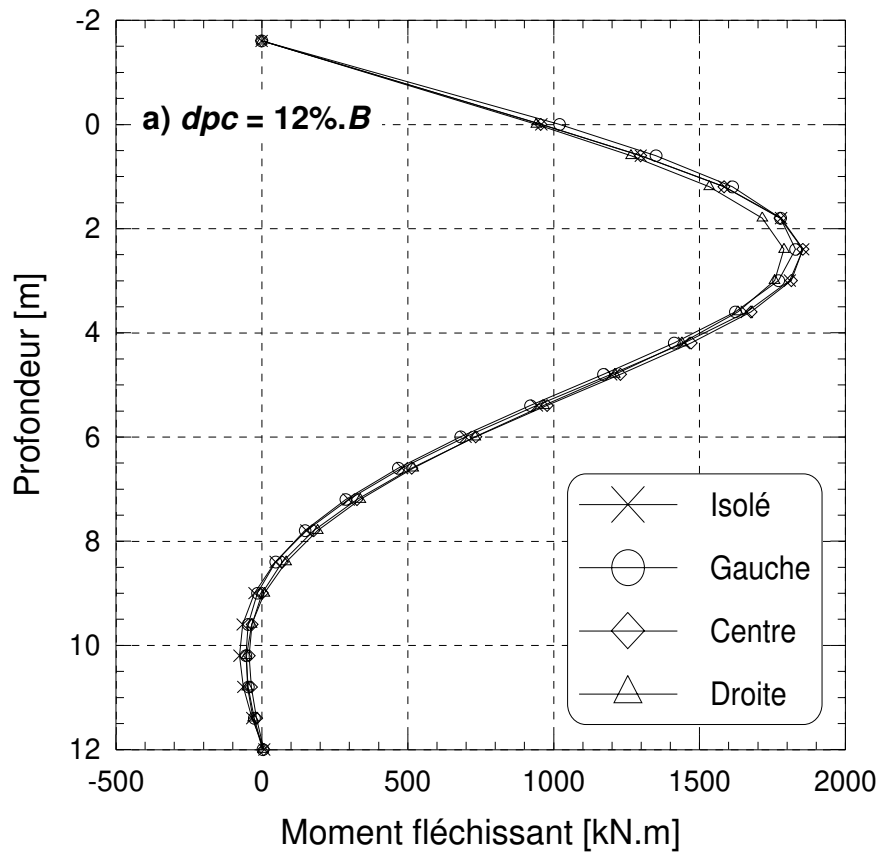


figure 4 - 57 : Trois pieux en rang mis en place avec refolement du sol.  
Profils de moments fléchissants - a )  $dpc = 12\%.B$  - b )  $dpc = 21\%.B$



tableau 4 - 17 : Trois pieux en rang à  $s/B = 2$  - Comparaison du moment fléchissant maximal de chaque pieu par rapport au pieu isolé

|                            |                |                                              | Gauche | Centre | Droite |
|----------------------------|----------------|----------------------------------------------|--------|--------|--------|
| Sans refoulement<br>du sol | $dpc = 10\%.B$ | $Mf_{max}$ [kN.m]                            | 1960   | 2050   | 1980   |
|                            |                | $Mf_{max}$ (pieu)/<br>$Mf_{max}$ (référence) | 96%    | 100%   | 97%    |
|                            | $dpc = 20\%.B$ | $Mf_{max}$ [kN.m]                            | 2520   | 2610   | 2535   |
|                            |                | $Mf_{max}$ (pieu)/<br>$Mf_{max}$ (référence) | 91,5%  | 94%    | 91,5%  |
| Avec refoulement<br>du sol | $dpc = 12\%.B$ | $Mf_{max}$ [kN.m]                            | 1830   | 1855   | 1790   |
|                            |                | $Mf_{max}$ (pieu)/<br>$Mf_{max}$ (référence) | 98,5%  | 100%   | 96,5%  |
|                            | $dpc = 21\%.B$ | $Mf_{max}$ [kN.m]                            | 2945   | 2970   | 2950   |
|                            |                | $Mf_{max}$ (pieu)/<br>$Mf_{max}$ (référence) | 94,5%  | 95,5%  | 95%    |

### III.4.3. Courbes de réaction $P$ - $y$

La figure 4 - 58 compare les courbes de réaction des pieux moulés à celles du pieu isolé, pour deux profondeurs  $z = 1,8$  m et  $z = 2,4$  m. La figure 4 - 59 les compare pour les pieux refoulant le sol.

Les courbes  $P$ - $y$  des pieux du groupe sont toujours en dessous de celles du pieu isolé. Les pieux latéraux gauche et droite ont des réponses similaires. Celle du pieu central est toujours un peu plus raide. Toutefois, les écarts entre les courbes de réaction des trois pieux du groupe ne sont pas significatifs.

Si on calcule le coefficient de réduction  $P_m$  qui caractériserait ce comportement par rapport au pieu isolé, on obtient des valeurs comprises entre 0,8 et 0,9 pour tous les pieux des deux types de mises en place.

Un effet de groupe moins marqué que lors du chargement en ligne est ainsi mis en évidence. Toutefois, on ne peut pas conclure plus généralement sur le comportement des pieux chargés en rang sur la base de ce seul essai. Signalons cependant que Davisson [1975] a proposé un abattement de la réaction du sol de 25% pour un espacement entre pieux de  $s/B = 3$ .

Dans le cadre de l'étude, on retient que les courbes de réaction  $P$ - $y$  des pieux dans un groupe à  $s/B = 2$  en rang par rapport au chargement latéral sont réduites d'un coefficient  $P_m = 0,8$  à 0,9.

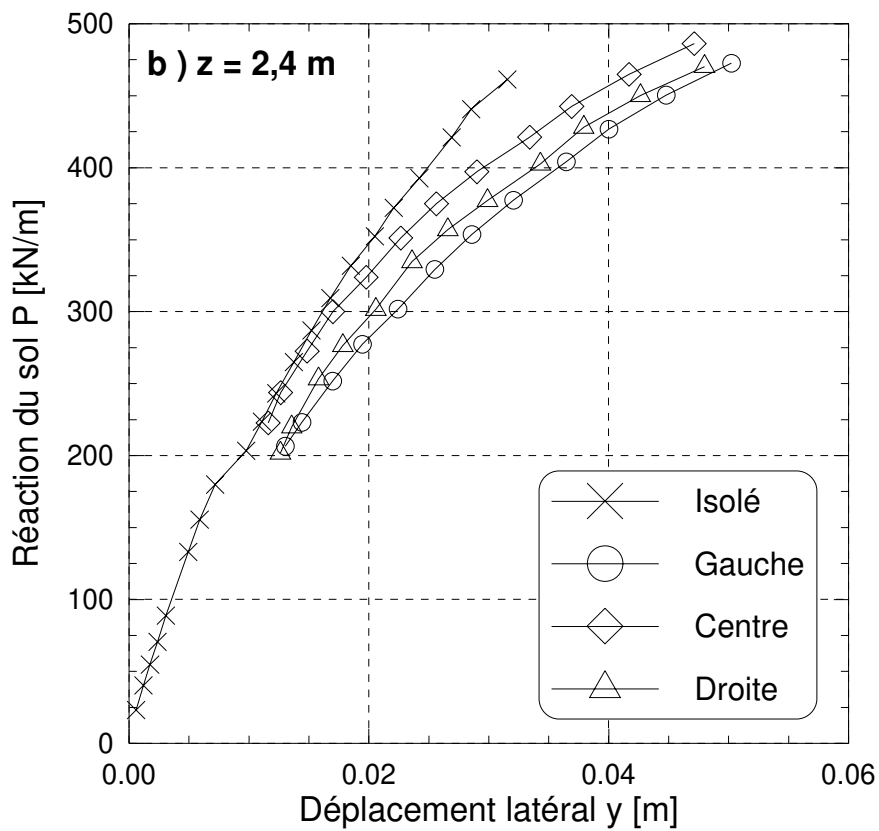
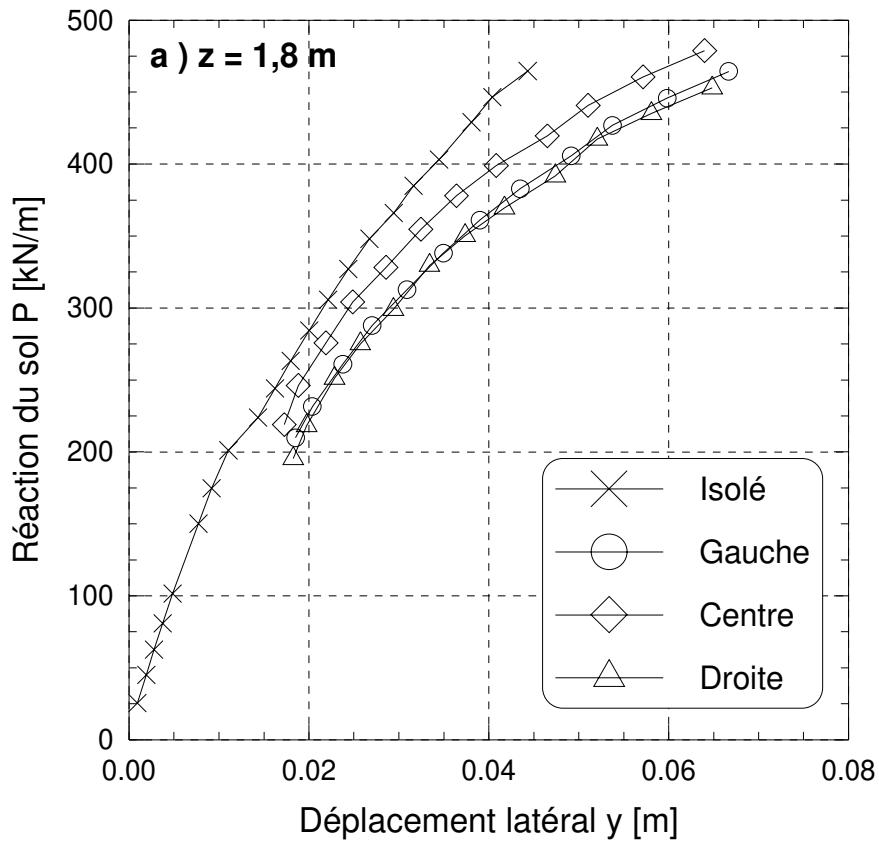


figure 4 - 58 : Trois pieux en rang mis en place sans refoulement du sol.  
Courbes de réaction P-y - a ) z = 1,8 m - b ) z = 2,4 m

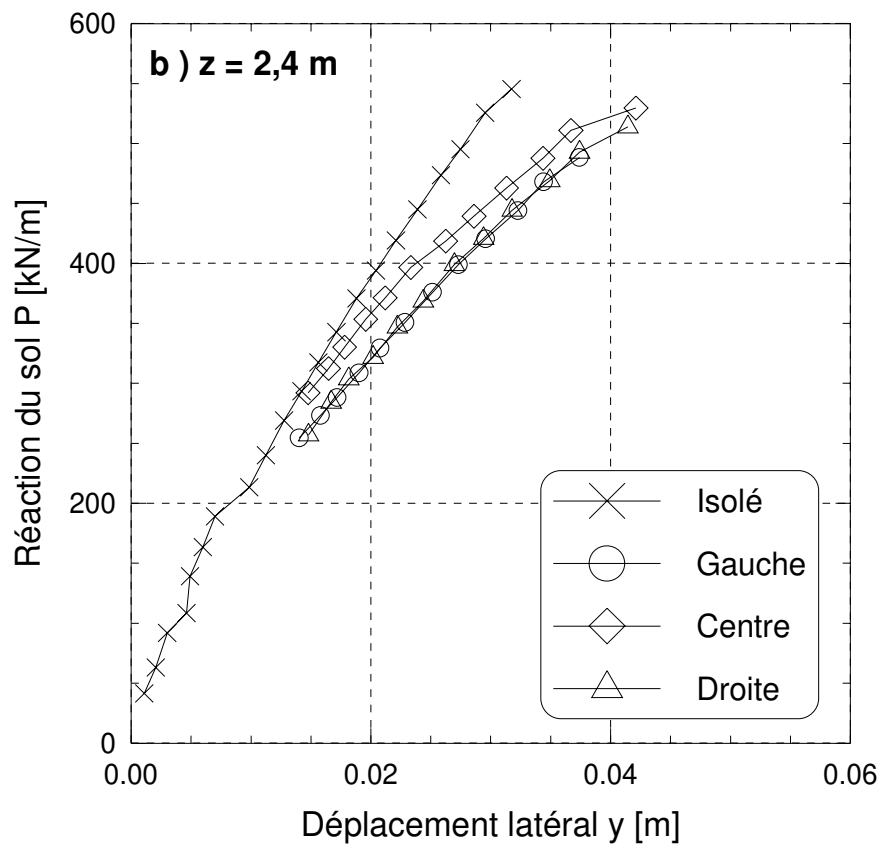
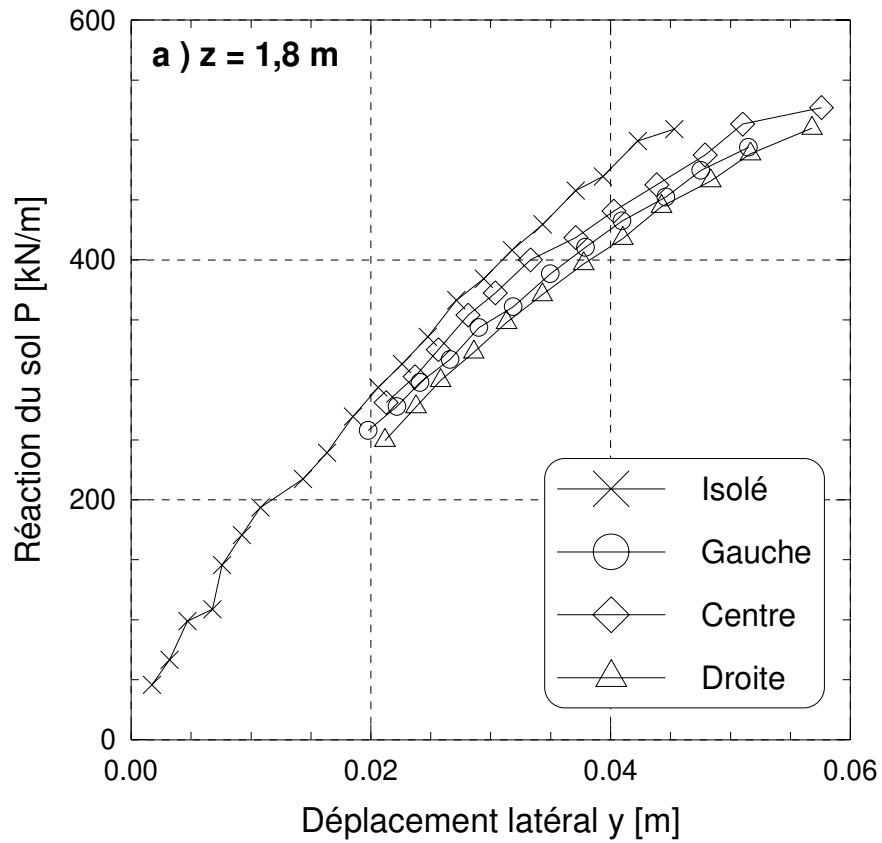


figure 4 - 59 : Trois pieux en rang mis en place avec refoulement du sol.  
Courbes de réaction P-y - a ) z = 1,8 m - b ) z = 2,4 m

## **IV. BILAN SUR L'EFFET DE GROUPE**

Des essais de chargement latéral de groupes de deux et trois pieux disposés en ligne ont été réalisés. L'espacement entre axes des pieux variait de 2 à 8 diamètres.

L'effet de groupe peut être dissocié en une composante purement géométrique et en une composante due à l'évolution du massif de sol entourant les pieux à cause de la mise en place.

Les modes d'installation des pieux modèles ont été étudiés sur des couples de pieux. On montre que la composante due à la mise en place est peu significative. L'influence relative de ces deux composantes a pu être examinée sur les groupes de trois pieux en comparant les résultats de chargement des groupes mis en place avec ou sans refoulement du sol.

### **IV.1. BILAN POUR LES COUPLES DE PIEUX**

Pour les couples, un effet de groupe plus ou moins marqué a été mis en évidence sur les pieux arrière pour  $s$  variant de  $2B$  à  $6B$ . Pour les espacements supérieurs le comportement des pieux est proche de celui du pieu isolé. Enfin dans toutes les configurations, le pieu avant réagit comme un pieu isolé.

Le couple le moins espacé, à  $s/B = 2$ , est celui pour lequel l'effet de groupe est le plus important. Son efficacité est de 80 à 85%. Le pieu avant reprend alors 57% du chargement latéral appliqué au groupe, le pieu arrière 43%. Les moments fléchissants maxima du pieu arrière sont réduits de 20% par rapport au pieu isolé, à même déplacement.

Des modifications sur les courbes de réaction  $P$ - $y$  sont proposées. Les réactions du sol sont réduites par un coefficient  $P_m$  variant avec l'espacement  $s/B$  entre les pieux.

Ces coefficients sont à peu près les mêmes que les pieux soient mis en place avec ou sans refoulement du sol. Un seul jeu de coefficients est donc proposé (figure 4 - 60). On rappelle qu'aucune modification n'a été mise en évidence sur le pieu avant, le coefficient  $P_m$  pour ce pieu est donc égal à 1.

Les coefficients  $P_m$  proposés sont confrontés à l'ensemble des résultats synthétisés lors de l'étude bibliographique sur la figure 4 - 61.

Comme rappelé ci-dessus, le coefficient  $P_m$  pour le pieu avant est ici égal à 1. Cette valeur est un peu supérieure à l'ensemble des autres résultats. Ceux-ci indiquent un effet de groupe sur le pieu avant pour un espacement de  $s/B = 2$ , jusqu'à  $s/B = 4$ . Cela se traduit par un coefficient  $P_m$  égal à 0,85 en moyenne pour  $s/B = 2$  et évoluant ensuite linéairement jusqu'à  $s/B = 5$ , où il atteint la valeur 1.

Pour le pieu arrière, les coefficients proposés sont une borne supérieure de l'ensemble des résultats de la littérature.

Les coefficients de réduction proposés ici surestiment donc la résistance des pieux du couple sous chargement latéral, par rapport aux données de la littérature. Ils apparaissent donc comme légèrement plus favorables.

Une explication peut être la méthode utilisée pour déterminer les coefficients. Un seul essai sur pieu isolé a servi de référence pour l'ensemble des configurations. Mezazigh [1995] obtenant un coefficient  $P_m$  supérieur à 1 pour tous les espacements corrige ainsi l'essai référence afin d'obtenir une valeur de coefficient  $P_m$  égale à 1 sur le pieu avant à  $s/B = 8$ . Le coefficient  $P_m$

obtenu sur le pieu arrière est donc lui aussi réduit et sa valeur passe de 0,51 à 0,44 (cf. Chap. 1, §III.4.1).

Brown et Shie [1991] proposent eux de séparer l'analyse des courbes  $P$ - $y$  en fonction du taux de charge. Un coefficient  $Y_m$  est proposé au début de la courbe pour de petits déplacements et un coefficient  $P_m$  pour des grands déplacements.

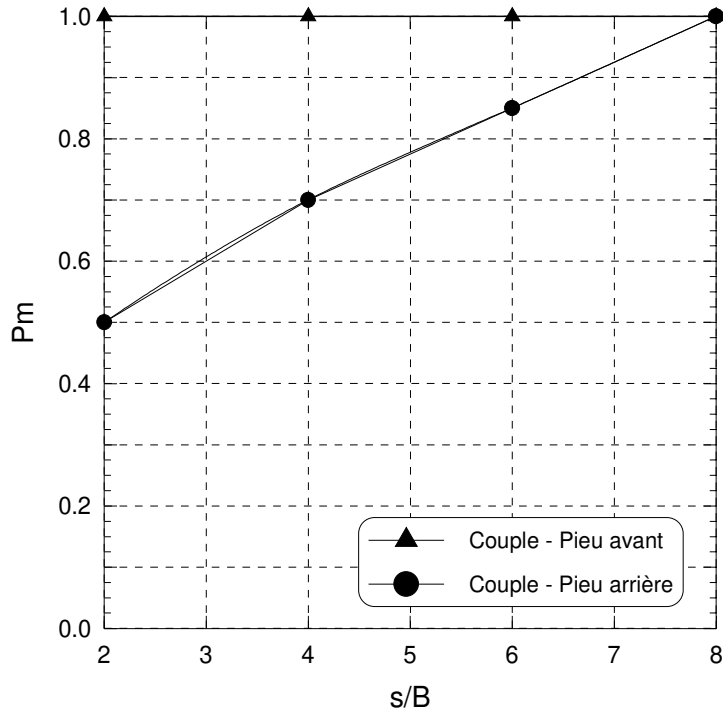


figure 4 - 60 : Bilan des coefficients de réduction  $P_m$  proposés pour les couples de pieux mis en place avec ou sans refoulement du sol

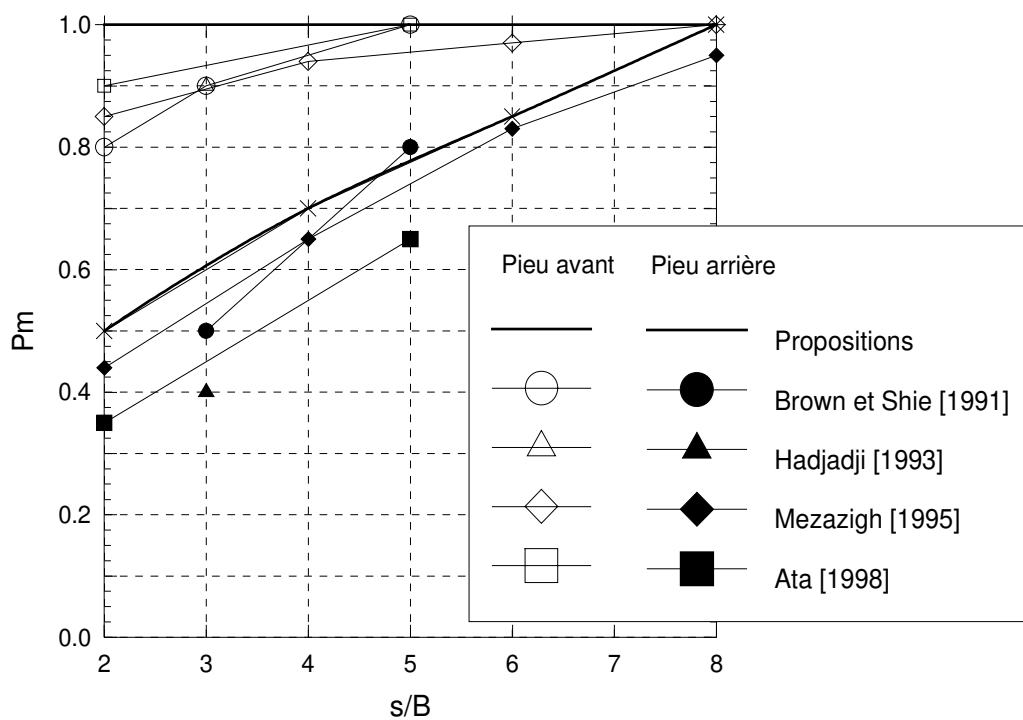


figure 4 - 61 : Couples chargés en ligne. Confrontation des coefficients de réduction  $P_m$  proposés avec ceux de la littérature

## **IV.2. BILAN POUR LES GROUPES DE TROIS PIEUX EN LIGNE**

En ce qui concerne les groupes de trois pieux chargés en ligne, on montre qu'il existe un effet de groupe pour les espacements  $s$  de  $2B$  et  $4B$ , mais qu'il est à peu près inexistant pour  $s = 8B$ . Cet effet de groupe affecte tous les pieux du groupe. Il est plus marqué sur les pieux milieu et arrière qui ont des comportements assez voisins. Dans le cas des pieux non refoulants, le pieu avant présente lui aussi une modification de comportement par rapport au pieu isolé. Cet aspect n'avait pas été relevé pour les couples.

Dans les deux cas de mise en place du groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 2$ , l'efficacité est environ de 75%. L'effort latéral se répartit dans le groupe à environ 38% sur le pieu avant et 31% sur les pieux milieu et arrière. Les moments fléchissants maxima des pieux milieu et arrière sont réduits de 25% par rapport au pieu isolé soumis à un même déplacement.

Une différence entre les deux modes d'installation apparaît pour le comportement des pieux avant. La courbe de chargement du pieu avant battu est très proche de celle du pieu isolé, au contraire de celle du pieu moulé. A un déplacement donné, les moments fléchissant maxima ne sont réduits que de 5 à 10% pour le pieu avant battu par rapport au pieu isolé, contre une réduction de 20% pour le pieu avant moulé.

Les réactions du sol sont réduites par un coefficient  $P_m$  variant avec l'espacement  $s/B$  entre les pieux. Pour les groupes de trois pieux en ligne et contrairement aux couples, des différences apparaissent entre les deux modes de mise en œuvre. Deux jeux de coefficients distincts sont donc proposés. L'ensemble des valeurs de  $P_m$  des pieux refoulant le sol est plus fort que celui des pieux moulés, sauf dans le cas des pieux milieu et arrière à  $s/B = 2$ , pour lesquels une valeur commune de  $P_m = 0,4$  a été obtenue.

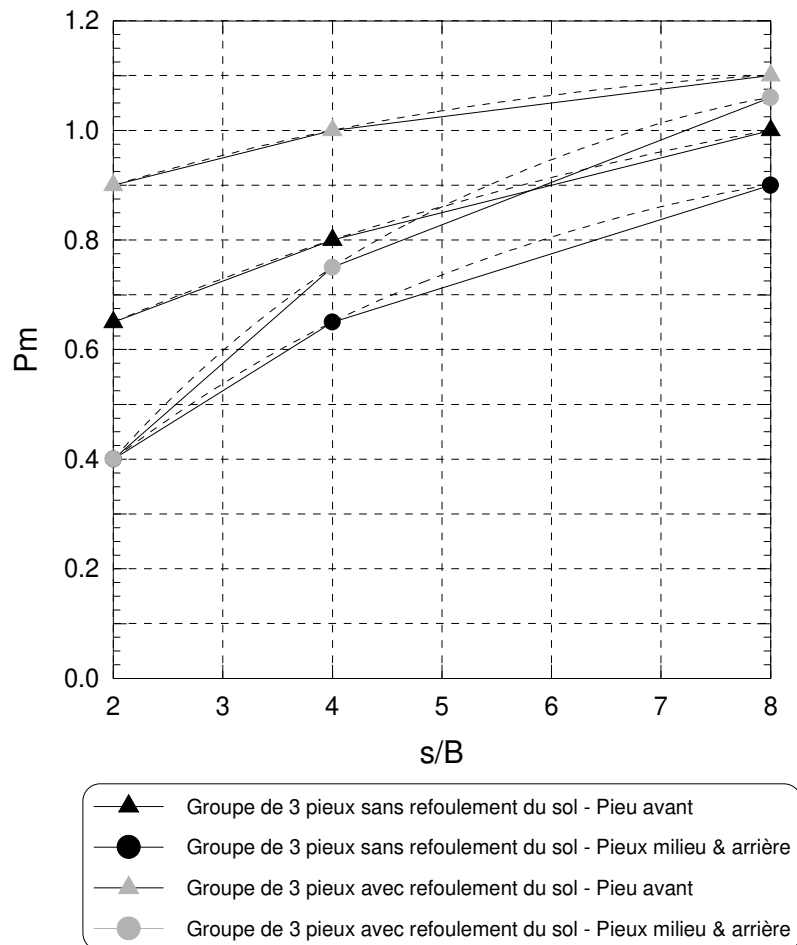
L'ensemble des coefficients proposés pour les groupes chargés en ligne est représenté sur la figure 4 - 62.

La synthèse bibliographique a aussi permis d'établir un intervalle des valeurs de  $P_m$  rencontrées dans la littérature pour les groupes avec des lignes de trois pieux (cf. Chap. 1, §IV). On les reporte sur la figure 4 - 63 pour les espacements  $s/B = 3$  et  $s/B = 5$  afin de les comparer aux présentes propositions.

Pour le pieu avant, la plage des valeurs de  $P_m$  trouvées dans la littérature pour  $s/B = 3$  encadre la courbe proposée pour les pieux non refoulants. Par contre elle est assez nettement inférieure à la courbe proposée pour les pieux refoulants.

En ce qui concerne les pieux milieu et arrière, les valeurs synthétisées de la littérature à  $s/B = 3$  sont assez nettement inférieures à celles que nous avons obtenues, même sur les pieux sans refoulement. Elles s'en rapprochent cependant pour l'espacement  $s/B = 5$  puisqu'elles se situent alors à peu près entre les présentes propositions pour les pieux refoulants et pour les pieux non refoulants.

On constate donc à nouveau que, comme dans le cas des couples, les coefficients proposés ici sont un peu plus favorables que ceux de la bibliographie, à l'exception du Fascicule 62 qui suggère qu'à  $s/B = 3$  il n'y a plus d'effet de groupe ( $P_m = 1$ ).



*figure 4 - 62 : Groupe de 3 pieux en ligne. Bilan des coefficients de réduction  $P_m$  proposés*

Nous proposons ci-après une tentative d'explication des résultats obtenus, en revenant sur les deux composantes qui constituent l'effet de groupe :

- une composante géométrique, due à la proximité des pieux,
- une composante liée aux évolutions du massif lors de la mise en place des pieux (uniquement dans le cas des pieux refoulant le sol).

La première composante aurait un effet négatif, réduisant la réaction dont bénéficie le pieu et conduisant à des coefficients  $P_m$  inférieurs à 1. On la retrouve pour les deux modes de mises en place des pieux, avec ou sans refoulement du sol. La seconde aurait un effet positif dans le cas de nos essais sur du sable, remontant la valeur des coefficients  $P_m$ . Elle apparaîtrait uniquement pour les pieux refoulants. La figure 4 - 64 illustre ces effets.

L'effet négatif observé sur les pieux non refoulant a une évolution logique. Il diminue avec l'augmentation de l'espacement, tant pour les pieux avant que pour les pieux milieu et arrière.

Les coefficients  $P_m$  des pieux refoulants sont toujours supérieurs à ceux des pieux non refoulants, ce qui est dû à l'effet positif de la mise en place des pieux refoulant le sol. Le gain sur les coefficients  $P_m$  atteint 0,25 dans le cas des pieux avant les plus rapprochés à  $s/B = 2$ . Il passe de 0,65 (pieu sans refoulement) à 0,90 (pieu avec refoulement). Pour le pieu avant, le gain diminue lorsque la distance entre les pieux augmente. Pour les pieux milieu et arrière par contre, une évolution inverse est observée sans que l'on puisse donner d'explication évidente.

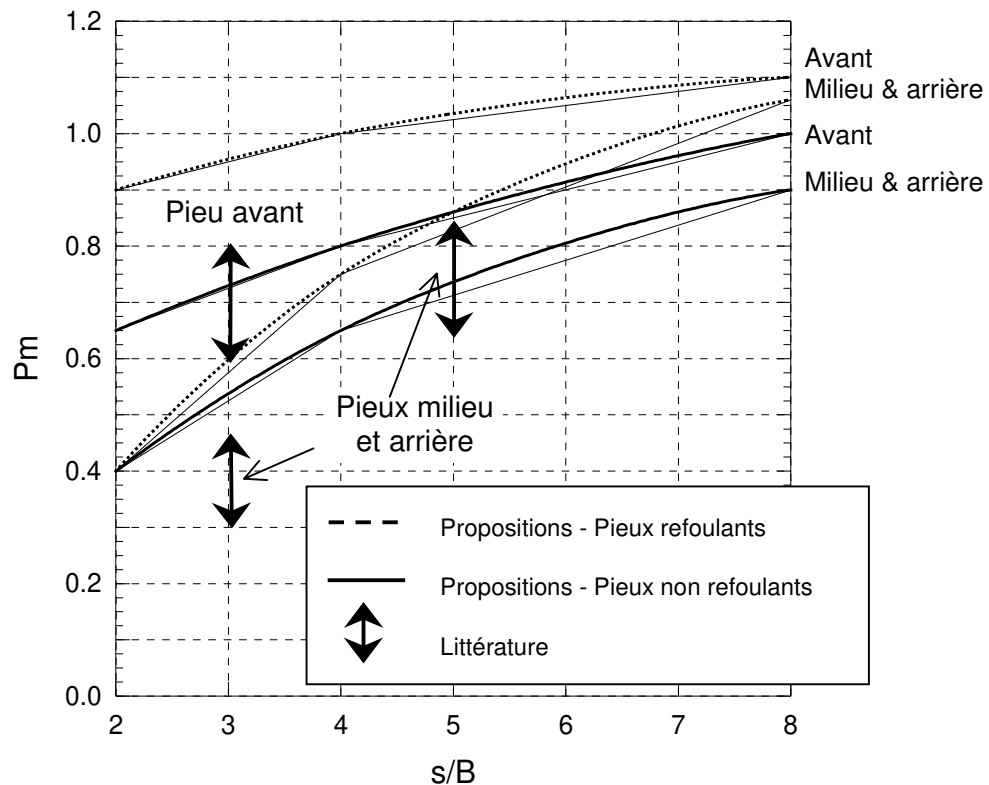


figure 4 - 63 : Groupe de 3 pieux en ligne. Confrontation des coefficients de réduction  $P_m$  proposés avec ceux de la littérature

Il n'est pas exclu que ce résultat soit dû à l'approche mise en œuvre pour déterminer les courbes de réaction et les coefficients  $P_m$ , déduits des différences entre ces courbes  $P-y$ . L'évolution des coefficients  $P_m$  avec la distance constitue un ordre de complexité supplémentaire puisqu'on s'intéresse alors aux différences entre coefficients  $P_m$ , d'où des incertitudes encore plus importantes.

On peut aussi penser que les variations observées de  $P_m$  avec l'entre axe des pieux sont bien réelles et qu'elles sont le résultat des effets complexes d'interaction entre pieux et d'évolution du sol lors de leur mise en place. Des essais supplémentaires seront nécessaires pour répondre à ces questions.

On note par ailleurs que, pour le sol testé, la composante positive de l'effet de groupe (due à la mise en place) peut totalement compenser la composante négative (due à l'interaction au travers du massif de sol). Ceci est observé tant pour le pieu avant que pour les pieux milieu et arrière, puisque les coefficients  $P_m$  résultants des deux composantes peuvent atteindre, voire légèrement dépasser, la valeur 1.

D'un point de vue pratique, on peut au stade actuel envisager de négliger l'effet positif ce qui irait dans le sens de la sécurité. Les coefficients retenus seraient alors ceux obtenus sur les groupes mis en place sans refoulement du sol.

On peut aussi adopter une courbe moyenne des coefficients pour les pieux avant, milieu et arrière (figure 4 - 65). Ces solutions ont été testées au chapitre 5.



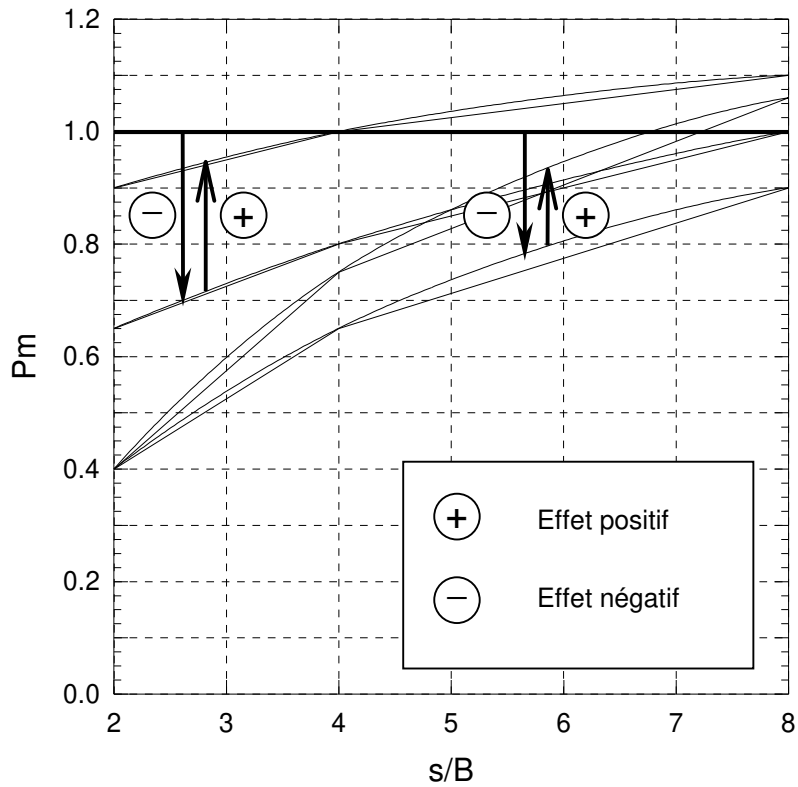


figure 4 - 64 : Groupe de 3 pieux en ligne. Représentation de l'effet positif et de l'effet négatif

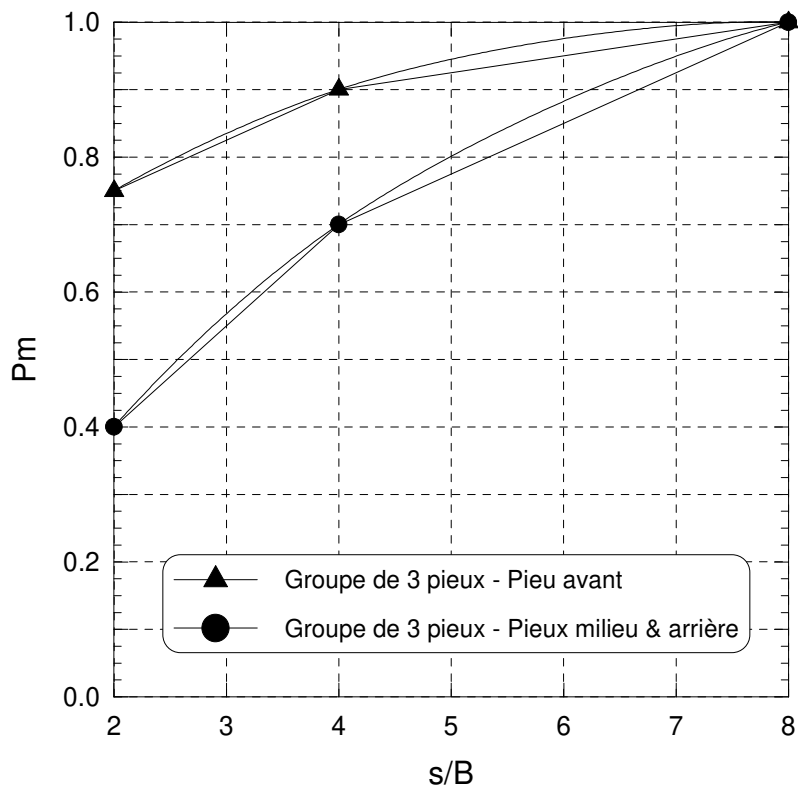


figure 4 - 65 : Groupe de trois pieux en ligne. Valeurs moyennes retenues pour le coefficient  $P_m$

### **IV.3. CONCLUSION**

Deux ensembles de coefficients sont retenus pour la suite de l'étude. Pour les couples, les coefficients sont ceux communs aux deux modes de mise en place des pieux. Pour les groupes de trois pieux en ligne, on prend une valeur moyenne des coefficients (figure 4 - 65).

Pour les groupes de pieux chargés en rang, une seule configuration a été étudiée : trois pieux tels que  $s/B = 2$ . Elle montre que le comportement d'un pieu est affecté par la proximité des autres pieux. On propose d'appliquer un coefficient de réduction  $P_m = 0,8$  à  $0,9$  sur les réactions du sol pour modifier les courbes de réaction  $P$ - $y$ .

Ces propositions sont validées dans le chapitre 5, dans lequel des calculs sont réalisés avec le logiciel GOUPIL reprenant les diverses configurations expérimentales à  $s/B = 2$ . Les courbes  $P$ - $y$  utilisées seront celles du pieu isolé, modifiées par les coefficients  $P_m$  moyens proposés ici pour prendre en compte l'effet de groupe.

Ces coefficients seront également utilisés dans un calcul GOUPIL simulant le comportement d'un groupe carré de  $3 \times 3$  pieux, espacés de  $s/B = 3$ , et les résultats numériques seront confrontés aux résultats expérimentaux obtenus sur le groupe carré en centrifugeuse.

# Chapitre 5

***VALIDATION DES MODIFICATIONS DES  
COURBES P-Y POUR LA PRISE EN COMPTE  
DE L'EFFET DE GROUPE SOUS  
CHARGEMENT LATERAL***



## I. CALCULS AVEC LE LOGICIEL GOUPIL-LCPC

### I.1. INTRODUCTION

On se propose dans cette partie de modéliser les configurations de groupe étudiées dans le chapitre 4 avec le logiciel de calcul de groupe de pieux GOUPIL. Les principes algorithmiques de ce logiciel, basé sur la méthode des courbes de réaction, sont présentés en annexe 4.

Dans cette étude, les courbes  $P$ - $y$  du pieu isolé seront modifiées par les coefficients proposés en fin du chapitre 4 pour prendre en compte l'effet de groupe en fonction des diverses configurations analysées (espacement, nombre de pieux...). Le choix des courbes  $P$ - $y$  du pieu isolé est donc important, car il conditionne toutes les courbes du groupe.

La gamme d'effort appliquée au pieu isolé est limitée à 1 MN pour le pieu isolé non refoulant, correspondant à un déplacement d'environ 21% du diamètre. Dans le cas de groupes faiblement espacés ( $2B$  et  $4B$ ), des déplacements supérieurs ont été atteints, proches de  $28\% \cdot B$  par exemple pour trois pieux en ligne mis en place sans refoulement du sol.

Les courbes  $P$ - $y$  expérimentales du pieu isolé ne présentent pas de palier de pression limite. Le logiciel GOUPIL fixe automatiquement, donc arbitrairement, une pression limite. Aux données ( $P$  ;  $y$ ) entrées par l'utilisateur, il ajoute ainsi un point de déplacement infini et de pression égale à celle du dernier palier de chargement.

Au contraire, les courbes approchées ont été construites pour le pieu isolé non refoulant avec un palier de pression limite, estimé par des corrélations pénétromètre-pressiomètre (cf. Chap. 3, §IV.3). Ces courbes  $P$ - $y$  de type tri-linéaire permettent ainsi de prédire le comportement pour des déplacements plus importants

Elles seront utilisées pour les calculs GOUPIL. Etant définies par un minimum de trois points, leur mise en œuvre est aisée pour modéliser des configurations de groupes complexes. Elles permettent aussi d'effectuer simplement des modifications sur les réactions  $P$  ou les déplacements  $y$ .

Pour l'interprétation des résultats de ces calculs, on retiendra que les courbes  $P$ - $y$  approchées du pieu isolé ont été définies avec un module sécant correspondant à un taux d'effort-déplacement moyen. Elles pourront sous-estimer les déplacements des groupes sous des efforts plus importants.

Les courbes de réaction  $P$ - $y$  approchées ont été construites pour modéliser le pieu isolé non refoulant dans un massif de sable dense de poids volumique  $\gamma_d = 16,36 \text{ kN.m}^{-3}$ . La base de donnée des essais de chargement latéral sur les pieux non refoulants servira donc pour évaluer la qualité des calculs. Les résultats des calculs seront confrontés avec les résultats expérimentaux en termes de courbes de chargement et de moments fléchissants.

On présente dans ce chapitre les calculs pour les configurations de groupes les plus défavorables (à  $s/B = 2$ ). Les résultats des calculs pour d'autres espacements sont présentés en annexe 7.

## I.2. PRESENTATION GENERALE DES CALCULS

Un calcul PILATE a été réalisé pour valider la construction des courbes  $P$ - $y$  approchées relatives au pieu isolé non refoulant (Chap. 3, §IV.3.2). Le principe de discrétisation et de caractérisation de ce calcul est généralisé aux groupes et appliqué pour l'ensemble des calculs de ce chapitre.

La configuration géométrique du groupe étudié est reconstituée dans le module d'édition de GOUPIL. On applique ensuite aux pieux les courbes de réaction  $P$ - $y$  approchées, affectées des coefficients de réduction proposés selon la configuration du groupe (couple, ligne, rangée).

Pour tous les pieux, la première couche de 1,6 m de hauteur modélise la partie du pieu hors sol affectée d'un module nul. La seconde couche, qui est en fait la première couche de sol, est de 0,9 m d'épaisseur avec la courbe de réaction  $P$ - $y$  calculée à 0,3 m. Les 17 couches suivantes sont de 0,6 m de hauteur avec la courbe  $P$ - $y$  approchée calculée au milieu de la couche. Pour la dernière couche de 0,9 m d'épaisseur, on affecte la courbe  $P$ - $y$  approchée calculée à 11,4 m.

Enfin les courbes de réaction sont modifiées en appliquant le coefficient  $P_m$  proposé correspondant à la place du pieu dans le groupe. L'effet de la profondeur sur laquelle est appliquée le coefficient  $P_m$  est étudiée dans le paragraphe suivant.

Les hypothèses sur les conditions aux limites sont les mêmes que pour le calcul du pieu isolé:

- pieu libre en tête : moment fléchissant nul au point d'application de la charge ( $z = -1,6$  m) et effort tranchant correspondant à des incréments de charges choisis pour pouvoir effectuer des comparaisons ultérieures avec les résultats expérimentaux ;
- appui articulé en pied : déplacement nul et moment fléchissant nul.

## I.3. CALCULS PRELIMINAIRES

Des calculs préliminaires sont réalisés pour un couple à  $s/B = 2$ . Les principaux résultats sont présentés en annexe 7.

Ils portent sur l'étude de :

- **l'influence de la profondeur d'application du paramètre  $P_m$ .** On a appliqué le paramètre sur 3m, 3,6 m et 12 m de profondeur à partir de la surface. Les résultats en terme de répartition de l'effort total, montre des écarts de 0,5% sur la répartition des efforts entre les deux pieux (57% sur le pieu avant et 43% sur le pieu arrière). Les déplacements sont très peu modifiés. Pour le dernier palier de chargement, ils varient de  $\pm 1\%$  par rapport au déplacement obtenu avec une profondeur d'application de 3,6 m. Les moments fléchissants maxima des pieux avant sont peu affectés (écarts relatifs par rapport à l'expérience inférieurs à 1%). Sur les pieux arrière, les moments sont un peu plus modifiés mais l'écart relatif reste faible (3%). Par la suite, on choisit d'appliquer le coefficient de réduction sur 3,6 m de profondeur à partir de la surface (30% de la fiche).
- **l'influence de la valeur du paramètre  $P_m$ .** On a fait varier le coefficient de  $\pm 10\%$ . La répartition de l'effort varie de 1% autour de 57%-43%. De même, les déplacements sont très peu modifiés. Pour le dernier incrément de charge, ils varient de  $\pm 2\%$  par rapport à la valeur obtenue avec  $P_m = 0,5$ . Les valeurs maximales des moments fléchissants sont très peu modifiées. Un écart relatif maximum de 2% est relevé sur les pieux avant. Pour un couple, une légère modification du coefficient de réduction  $P_m$  a donc peu d'influence sur la réponse d'un couple.

## I.4. VALIDATION DES COEFFICIENTS POUR UN COUPLE DE PIEUX CHARGES EN LIGNE A $s/B = 2$

### I.4.1. Présentation du calcul

L'analyse réalisée dans le chapitre 4 sur le couple de pieux à  $s/B = 2$  à permis de quantifier l'effet de groupe. Le pieu avant a un comportement similaire à celui du pieu isolé. Le pieu arrière est affecté par l'effet d'ombre. Les courbes de réaction  $P$ - $y$  liées à ce pieu sont modifiées par un coefficient  $P_m$  de 0,52 appliqué sur les réactions du sol.

La configuration géométrique du couple est reproduite dans le module d'édition de GOUPIL. Les axes des pieux sont séparés de 1,44 m (figure 5 - 1).

Les courbes  $P$ - $y$  tri-linéaires, dites approchées, sont affectées au pieu avant sans modifications (courbes numérotées de 1 à 20). Pour le pieu arrière, les réactions des courbes  $P$ - $y$  sur les 3,6 premiers mètres sont modifiées par le coefficient  $P_m = 0,52$  (courbes 21 à 26).

On applique cinq incréments de chargement latéral au groupe. Les valeurs choisies correspondent à des paliers expérimentaux : 245 kN, 525 kN, 770 kN, 1020 kN et 1195 kN.

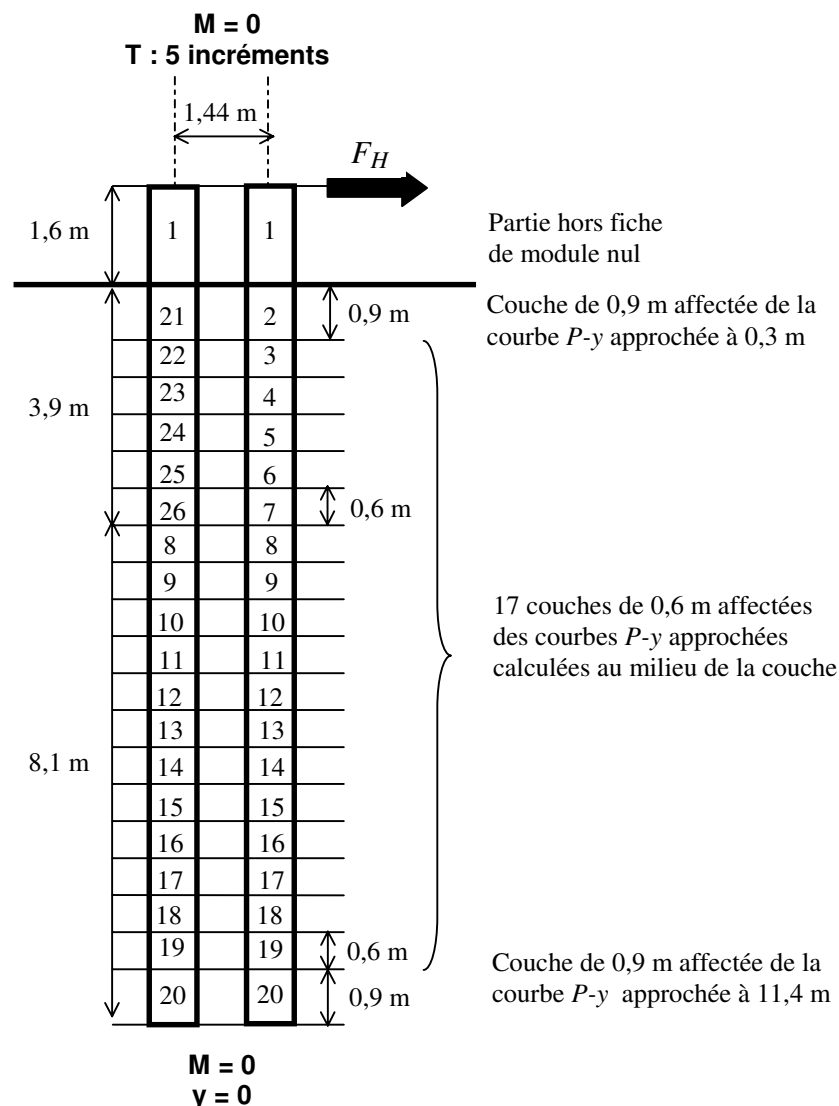


figure 5 - 1 : Configuration du calcul GOUPIL pour un couple de pieux en ligne à  $s/B = 2$

### I.4.2. Résultats

On présente sur la figure 5 - 2 les courbes de chargement par pieu obtenues par le calcul et l'expérience. L'allure des courbes calculées est plus linéaire. Ce comportement est attendu suite aux conclusions après la construction des courbes  $P$ - $y$  approchées (cf. Chapitre 3).

L'écart relatif calculé sur le troisième incrément de charge est de 7%, sur le dernier incrément il est de 6%.

La répartition de l'effort est de 56,9 % sur le pieu avant et de 43,1% sur le pieu arrière. Elle est conforme à celle obtenue par l'expérience de 57%-43%.

On présente également les profils de moments fléchissants obtenus pour les cinq incréments de charge. Ils sont comparés aux moments fléchissants expérimentaux (figure 5 - 3). Pour les pieux avant, les écarts relatifs sur les moments maxima vont de 5% pour le premier incrément de charge à 3% sur le dernier incrément. Les écarts relatifs sur les pieux arrière sont quant à eux non significatifs (inférieurs à 1%).

Le coefficient de réduction proposé pour les courbes de réaction  $P$ - $y$  du couple de pieux à  $s/B = 2$  chargé en ligne permet donc une bonne simulation de la réponse sous charges de service, jusqu'à des déplacements de 0,1 m (15%. $B$ ).

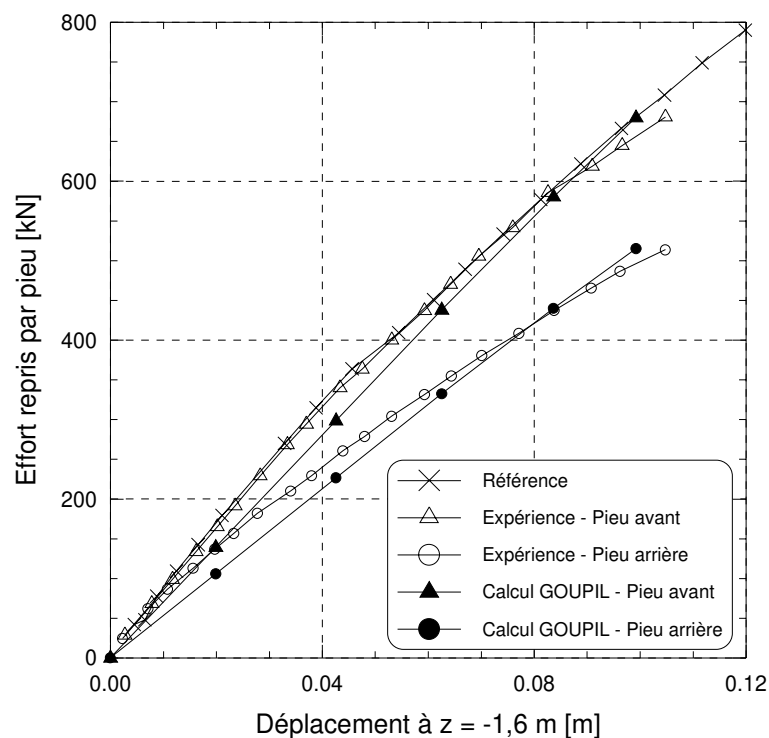


figure 5 - 2 : Couple à  $s/B = 2$ . Validation du coefficient  $P_m = 0,52$  proposé pour prendre en compte l'effet de groupe sous chargement latéral. Comparaison des courbes de chargement par pieu.



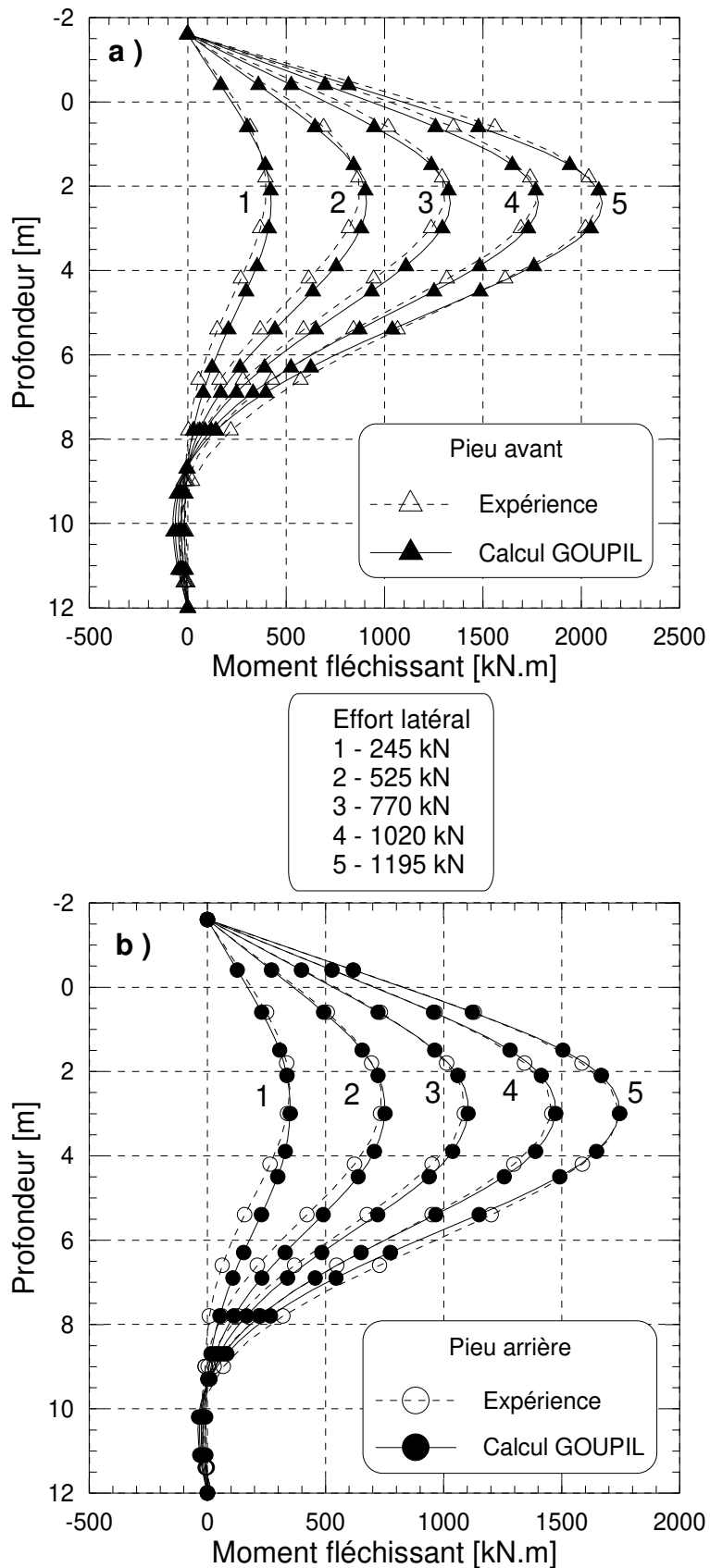


figure 5 - 3 : Couple à  $s/B = 2$ . Validation du coefficient  $P_m = 0,52$  proposé pour prendre en compte l'effet de groupe sous chargement latéral. Comparaison des profils de moments fléchissants sur les pieux avant et arrière.

## I.5. VALIDATION DES COEFFICIENTS POUR UN GROUPE DE TROIS PIEUX CHARGES EN LIGNE A $s/B = 2$

### I.5.1. Présentation du calcul

L'étude des courbes  $P$ - $y$  issues des essais centrifugés a permis de définir le comportement du groupe de 3 pieux en ligne espacé de deux diamètres. Une valeur moyenne du coefficient  $P_m$  de 0,4 est proposée pour les pieux milieu et arrière. Le pieu avant n'a pas le comportement d'un pieu isolé contrairement à ce qui a été constaté pour les couples. La valeur moyenne  $P_m = 0,75$  est proposée.

Le calcul GOUPIL est préparé comme indiqué en introduction de ce chapitre (figure 5 - 4). Pour le pieu avant, les courbes  $P$ - $y$  numérotées de 2 à 7, de 0 à 3,6 m de profondeur, sont modifiées par le coefficient  $P_m = 0,75$ . Sur le reste de la fiche, les courbes 8 à 20 sont inchangées. Pour les pieux milieu et arrière, les courbes 21 à 26, de 0 à 3,6 m de profondeur, sont modifiées par  $P_m = 0,4$  et les courbes 8 à 20 inchangées caractérisent le reste de la fiche.

Cinq incréments de chargement latéral sont appliqués au groupe : 435 kN, 840 kN, 1260 kN, 1680 kN et 2115 kN.

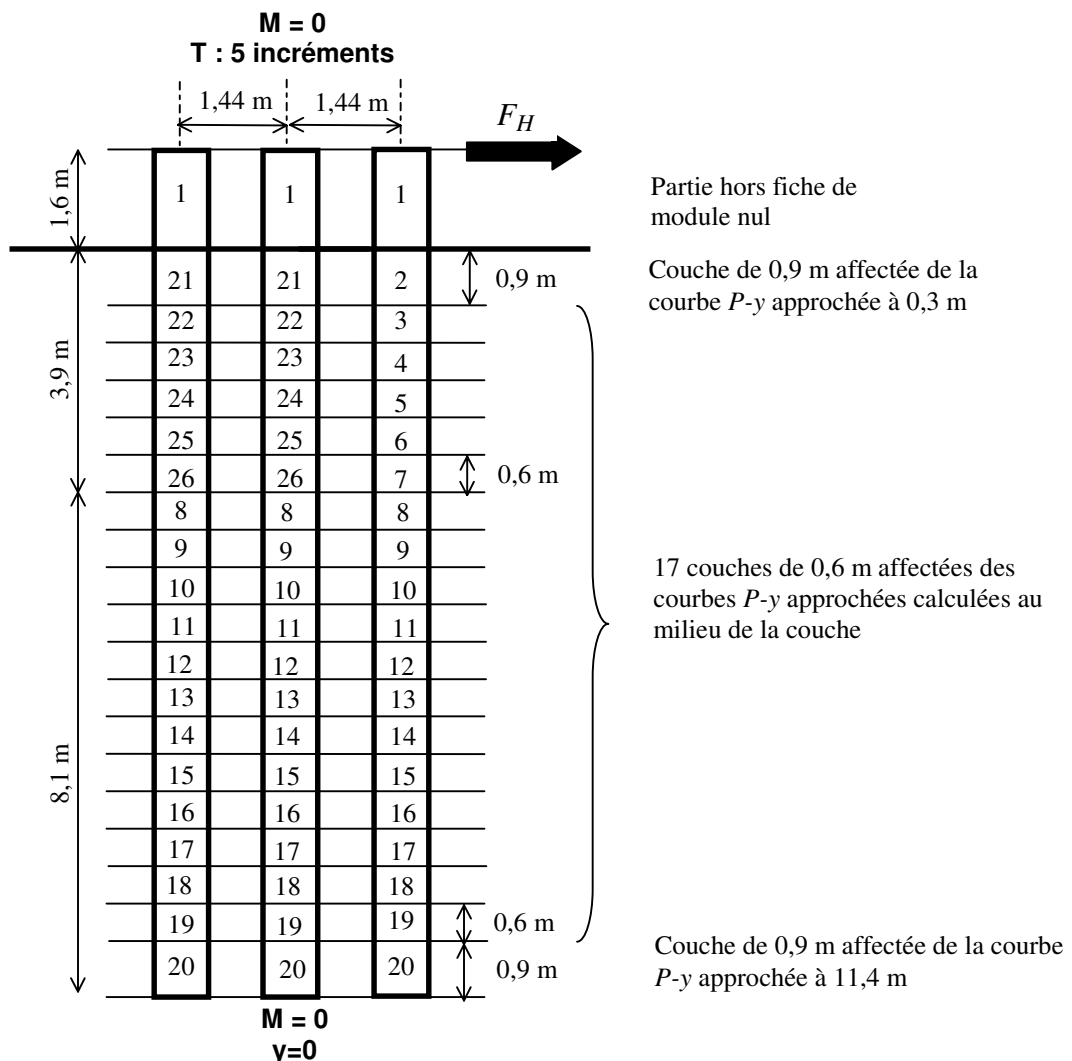


figure 5 - 4 : Configuration du calcul GOUPIL pour trois pieux en ligne à  $s/B = 2$

## I.5.2. Résultats

Les courbes de chargement calculées sont comparées à celles obtenues lors de l'expérience. La réponse du groupe calculée est à nouveau plus linéaire que celle obtenue de l'expérience du fait du choix effectué sur le forme des courbes de réaction (figure 5 - 5). L'efficacité calculée est de l'ordre de 80% au lieu de 75% obtenu lors des essais.

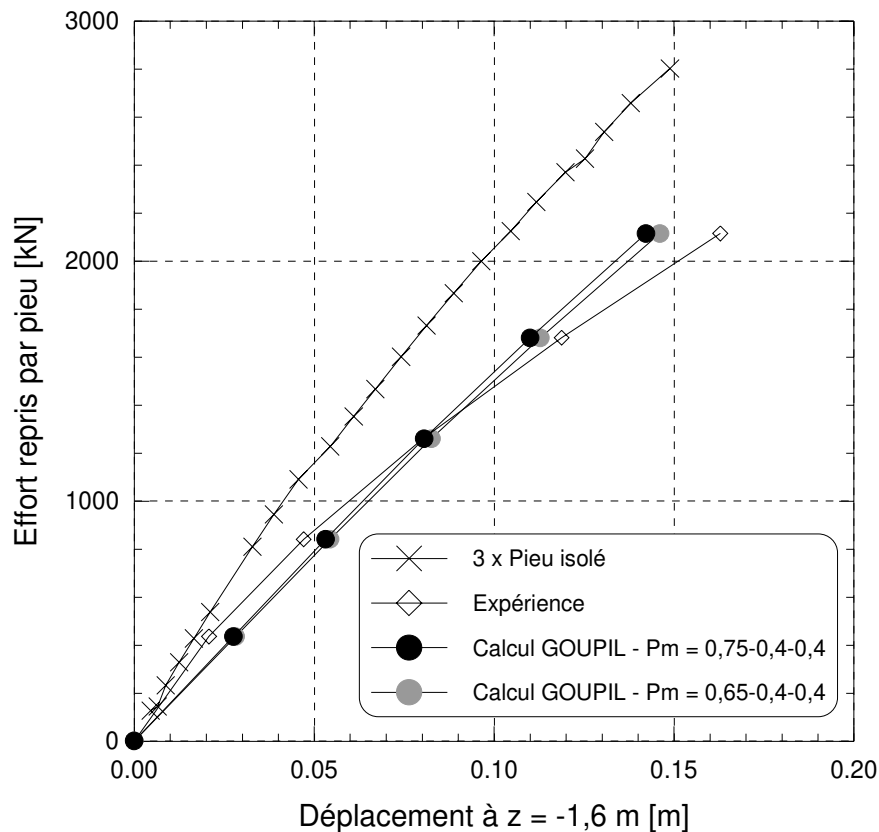


figure 5 - 5 : Courbes de chargement d'un groupe de trois pieux chargés en ligne.  
Confrontation de l'expérience avec des calculs GOUPIL

On constate également une différence sur les déplacements calculés (figure 5 - 6). Les écarts relatifs entre les résultats du calcul et des essais sur les déplacements à  $F_H = 1260$  kN sont de 13% sur le pieu avant et de 18% sur les pieux milieu et arrière. Au dernier incrément de charge, à  $F_H = 1260$  kN, ils sont de 12% sur le pieu avant et de 17% sur les pieux suivants.

La répartition de l'effort calculée est de 39% sur le pieu avant et de 30,5% sur les pieux milieu et arrière. Elle est proche de celle obtenue expérimentalement de 38% sur le pieu avant et de 31% sur les pieux suivants.

On compare également les moments fléchissants (figure 5 - 7). Les écarts relatifs sont présentés sur les moments maxima pour deux incréments de charge (tableau 5 - 1). Les moments calculés représentent bien les moments expérimentaux et les écarts sont faibles (moins de 10% sur le pieu avant, moins de 3% sur le pieu milieu et le pieu arrière).

Afin de compléter l'étude, un autre calcul est réalisé non plus avec les valeurs moyennes de  $P_m$  mais avec les coefficients obtenus pour les pieux non refoulants (cf. Chap. 2, §IV.2)) Le nouveau jeu de paramètres  $P_m$  est 0,65-0,4-0,4 respectivement sur les pieux avant, milieu et arrière.

A nouveau, le calcul donne des écarts significatifs par rapport aux courbes de chargement expérimentales, mais ils sont légèrement réduits (figure 5 - 5). Au dernier palier de chargement, l'écart relatif est de 10% sur le pieu avant et de 14% sur les pieux milieu et arrière. Par contre ces écarts sont moins importants et de l'ordre de 5% pour les incréments précédents.

L'effort latéral se répartit à 38% sur le pieu avant et à 31% sur les pieux suivants (figure 5 - 6). Elle est proche de celle obtenue expérimentalement. On note aussi la similitude des moments fléchissants. Les écarts sur les moments maxima du pieu avant sont réduits (tableau 5 - 1).

En résumé, les coefficients réducteurs proposés permettent de bien reproduire les moments fléchissants dans le groupe. Les déplacements du groupe sont par contre légèrement sous-estimés sous les charges les plus fortes. Le jeu de coefficient  $P_m$  (0,65-0,4-0,4) apparaît un peu plus fidèle, ce qui est normal puisqu'il correspond au cas des pieux non refoulants calculés ici.

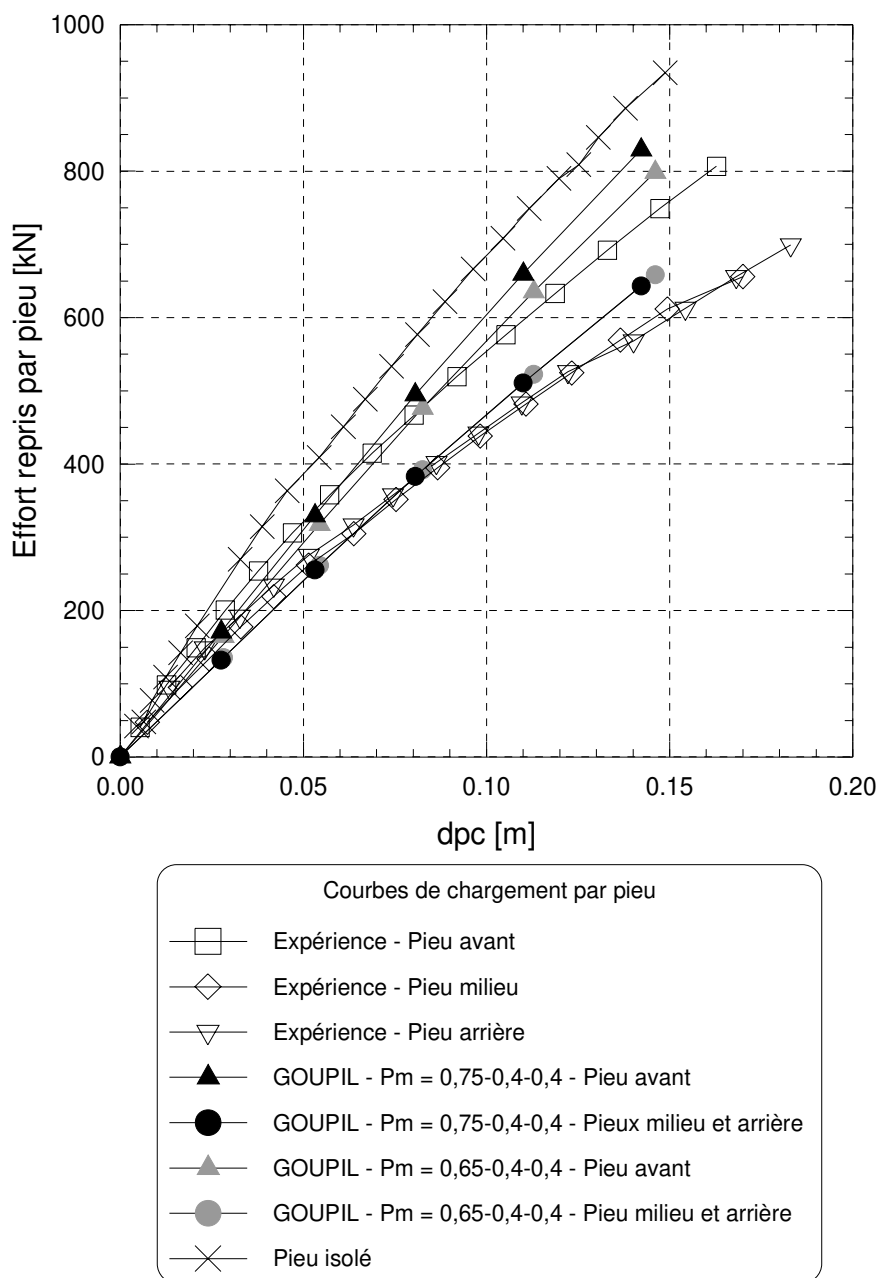


figure 5 - 6 : 3 pieux en ligne à  $s/B = 2$ . Confrontation des courbes de chargement par pieu de l'expérience et du calcul Goupil avec  $P_m = 0,65-0,4-0,4$  sur les pieux avant, milieu et arrière respectivement

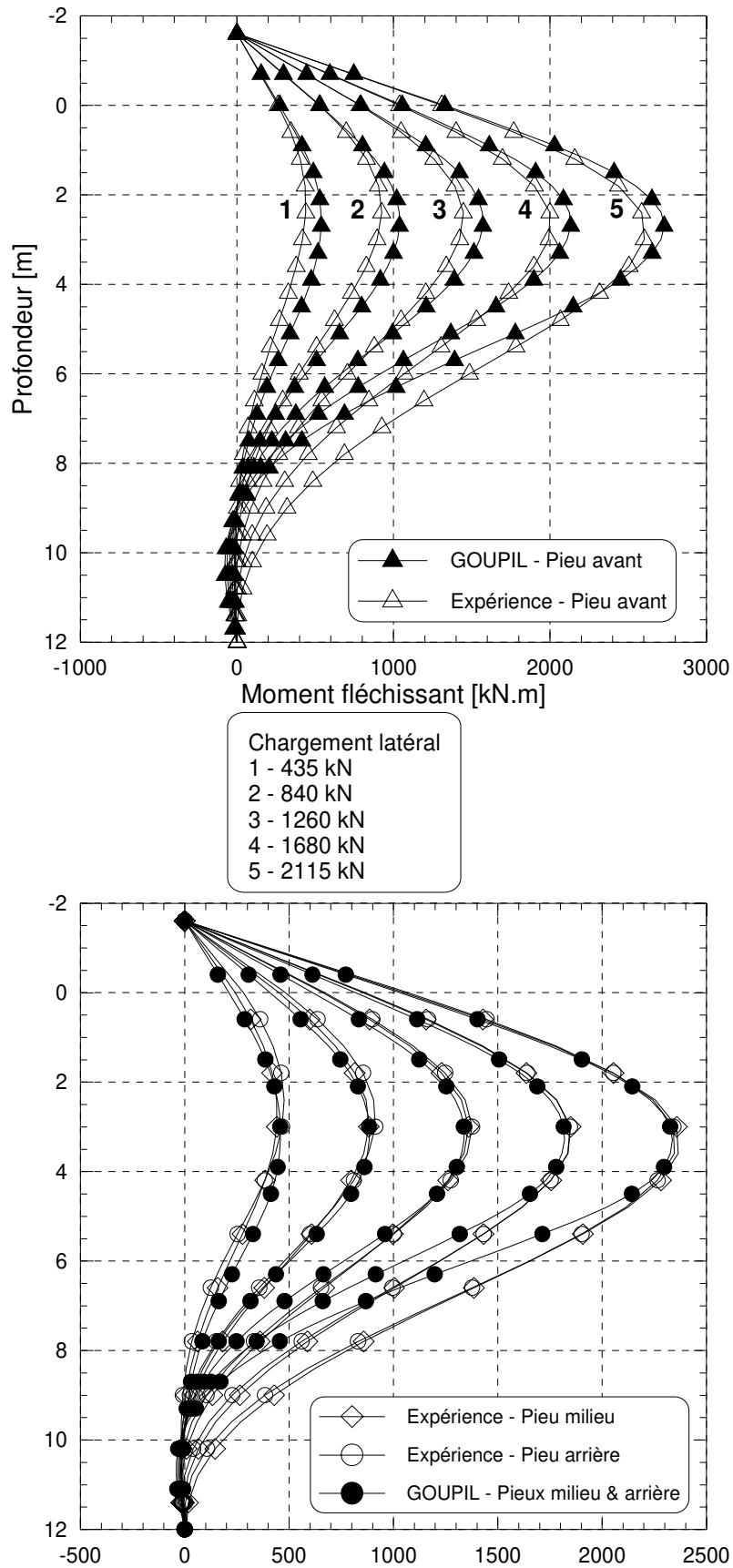


figure 5 - 7 : Trois pieux en ligne à  $s/B = 2$ . Confrontation des profils de moments expérimentaux et calculés par Goupil avec  $P_m = 0,75-0,4-0,4$  sur les pieux avant, milieu et arrière respectivement.

tableau 5 - 1 : Trois pieux à  $s/B = 2$  chargés en ligne. Comparaison des moments fléchissants expérimentaux et calculés.

|              | Chargement | Moment fléchissant<br>Pieu avant |                       | Moment fléchissant<br>Pieu milieu |                       | Moment fléchissant<br>Pieu arrière |                       |
|--------------|------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------|
|              |            | Valeur                           | Ecart /<br>expérience | Valeur                            | Ecart /<br>expérience | Valeur                             | Ecart /<br>expérience |
| Expérience   | 1260 kN    | 1445                             | -                     | 1360                              | -                     | 1380                               | -                     |
|              | 2115 kN    | 2605                             | -                     | 2365                              | -                     | 2345                               | -                     |
| 0,75-0,4-0,4 | 1260 kN    | 1570                             | 9%                    | 1340                              | 2%                    | 1340                               | 3%                    |
|              | 2115 kN    | 2730                             | 5%                    | 2340                              | 1%                    | 2340                               | 0%                    |
| 0,65-0,4-0,4 | 1260 kN    | 1545                             | 7%                    | 1370                              | 1%                    | 1370                               | 1%                    |
|              | 2115 kN    | 2685                             | 3%                    | 2400                              | 2%                    | 2400                               | 2%                    |

## I.6. VALIDATION DES COEFFICIENTS POUR UN GROUPE DE TROIS PIEUX CHARGES EN RANG A $s/B=2$

### I.6.1. Présentation du calcul

Lors de l'analyse des essais paramétriques, aucun effet de voûte significatif n'a été mis en évidence. On suppose donc que les trois pieux chargés en rang se comportent identiquement. Un coefficient  $P_m$  de 0,8 a été calculé comme abattement des réactions des courbes  $P$ - $y$  pour les pieux de ce groupe.

Les courbes de réaction approchées sont modifiées de ce coefficient sur les 3,6 premiers mètres de sol. Ce sont les courbes 2 à 7 définies pour le calcul GOUPIL (figure 5 - 8).

Afin d'étudier l'influence de la valeur du paramètre  $P_m$  pour cette configuration de groupe, on reprend le même calcul avec des valeurs de coefficients de 0,75 et 0,85.

### I.6.2. Résultats

Les courbes de chargements avec les trois valeurs de  $P_m$  différentes sont représentées sur la figure 5 - 9. Elles sont très proches. Elles donnent aussi une bonne estimation des courbes de chargement expérimentales. Le calcul avec  $P_m = 0,75$  donne les résultats les plus proches de l'expérience pour les derniers paliers de chargement. Pour  $P_m = 0,8$ , les écarts relatifs augmentent avec le niveau du chargement. Il est de 3% pour  $F_H = 1580$  kN et de 9% pour  $F_H = 3115$  kN.

Comme déjà indiqué précédemment, la forme trilineaire des courbes de réaction approchées utilisées pour les calculs est responsable de ces écarts observés sous les charges les plus fortes.

Concernant les courbes de moments fléchissants, des écarts relatifs inférieurs à 5% sont obtenus pour l'ensemble des coefficients testés.

Les profils de moments fléchissants du calcul avec  $P_m = 0,8$  sont tracés pour paliers d'effort latéral sur la figure 5 - 10. En termes de moments fléchissants maxima, les écarts sont faibles et inférieures à 3% pour l'ensemble des paliers d'effort étudiés.

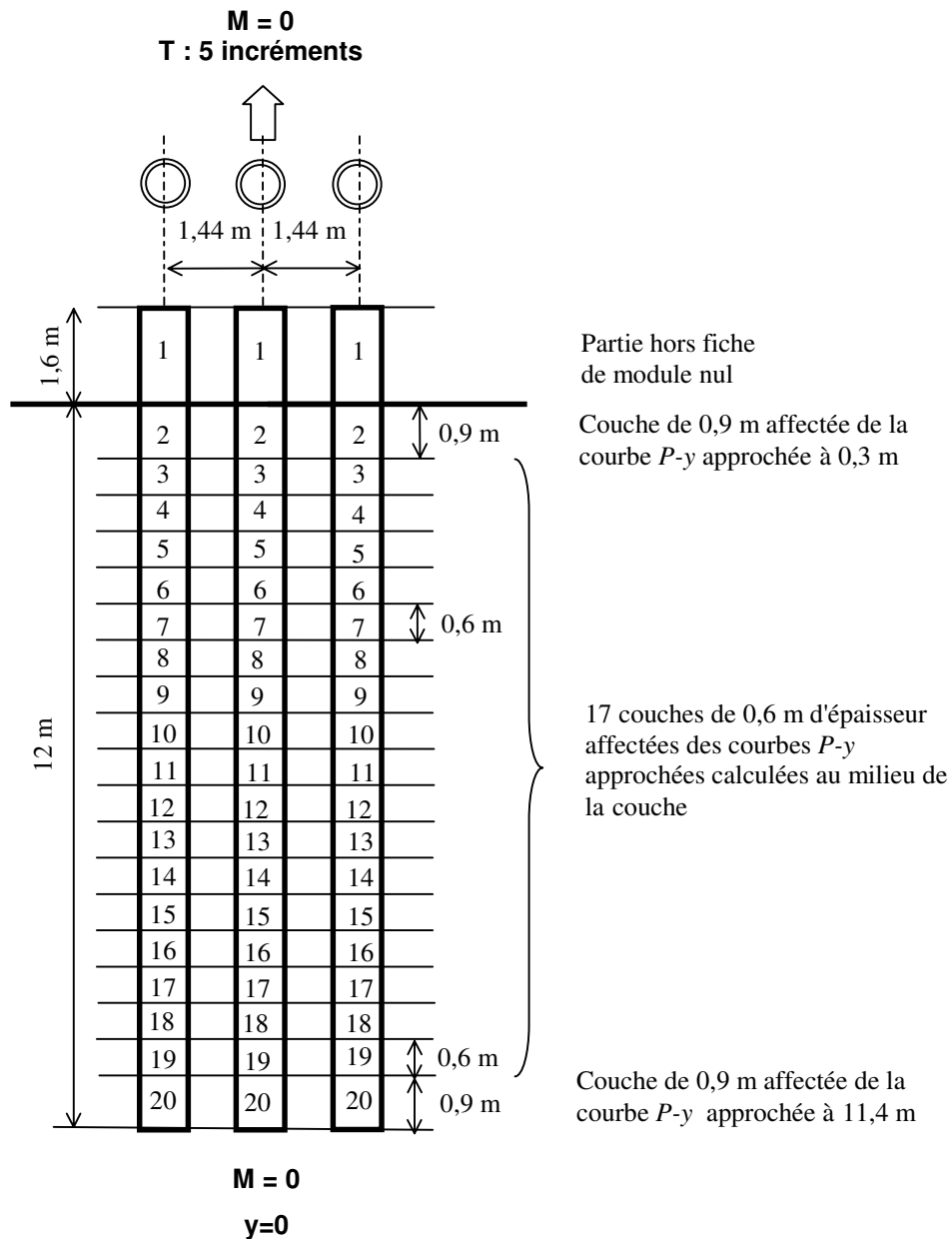


figure 5 - 8 : Configuration du calcul GOUPIL pour 3 pieux en rang à  $s/B = 2$

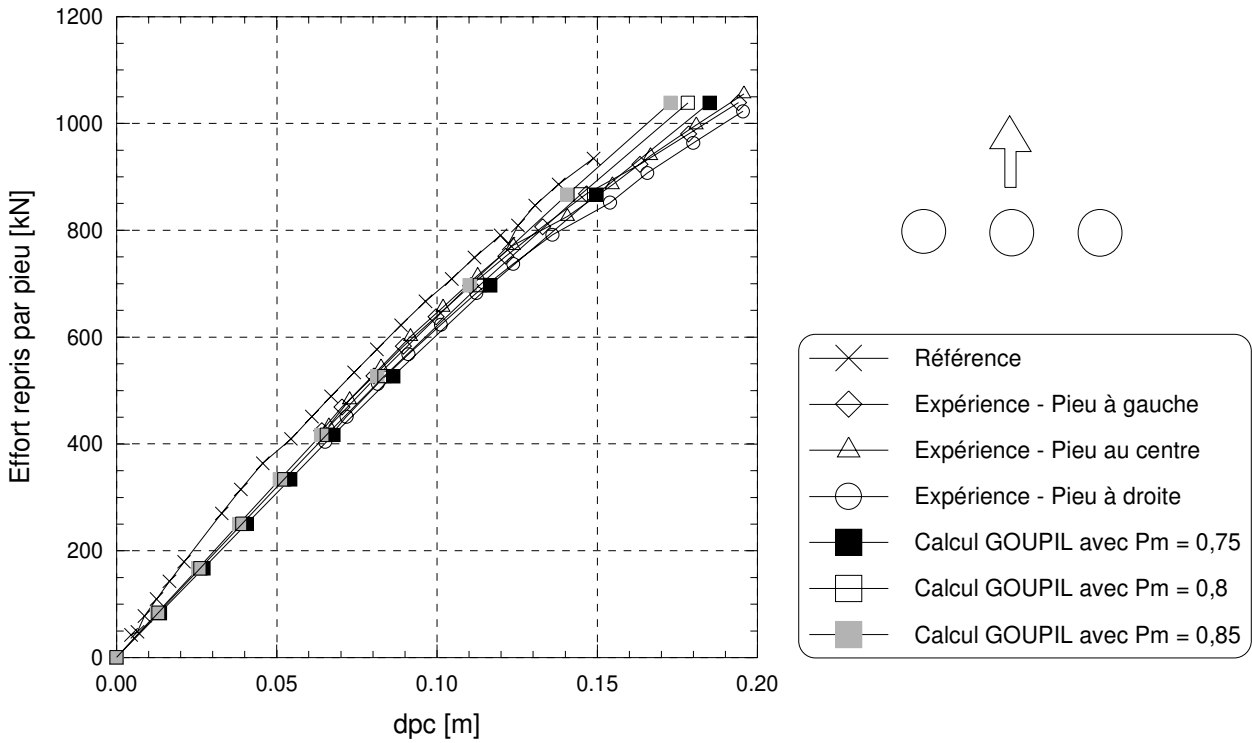


figure 5 - 9 : Trois pieux en rang à  $s/B = 2$ . Confrontation des courbes de chargement de l'expérience et des calcul GOUPIL pour les 3 hypothèses de modification des courbes P-y.

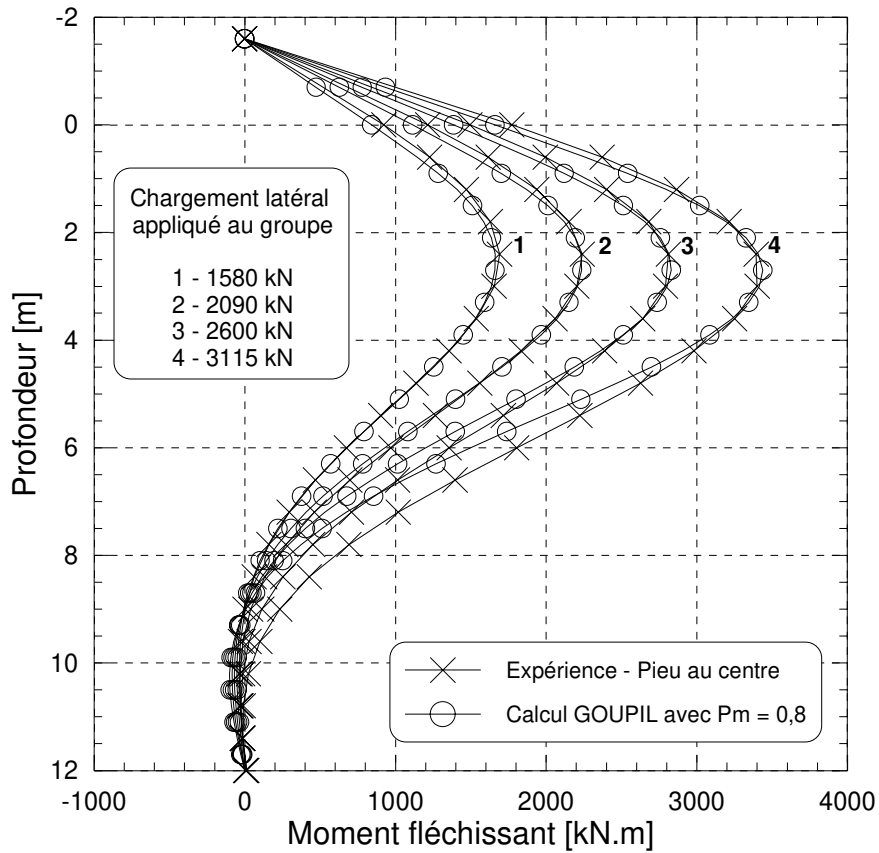


figure 5 - 10 : Trois pieux en rang à  $s/B = 2$ . Confrontation des moments fléchissants de l'expérience et du calcul GOUPIL avec les courbes P-y modifiées par  $P_m = 0,8$ .



## **I.7. CONCLUSION**

Les courbes de réaction  $P$ - $y$  approchées ont été utilisées pour prévoir la réponse de groupes de pieux chargés latéralement avec des calculs GOUPIL. Suivant la configuration du groupe, elles ont été modifiées par les coefficients de réduction  $P_m$  moyens sur les réactions du sol proposés pour prendre en compte l'effet de groupe.

Les résultats des calculs ont été confrontés avec ceux des essais centrifugés.

Les courbes de chargement calculées montrent un comportement général plus linéaire, conduisant à une augmentation des écarts avec le taux de charge. Dans la configuration d'espacement de  $s/B = 2$  et de chargement en ligne du groupe, les déplacements calculés sont inférieurs de 7% par rapport aux essais, pour le couple, et de 18% pour le groupe de trois pieux.

Une explication de ces écarts réside dans le choix de la valeur du module de réaction fait pour la construction des courbes  $P$ - $y$  approchées. Le module de réaction est représentatif d'un état de sol pour un taux de charge donné. Or la gamme d'efforts appliqués aux groupes étudiés est plus importante que dans le cas du pieu isolé.

Néanmoins, dans toutes les configurations, le calcul a correctement prédit la répartition de l'effort latéral sur chaque pieu du groupe. Les moments fléchissants sont également bien représentés par le calcul. Des écarts inférieurs à 10% sont relevés sur les moments maxima.

La modélisation proposée respecte les propositions issues de l'analyse des essais centrifugés. D'autres calculs auraient pu être entrepris afin de faire correspondre tous les résultats numériques et expérimentaux en utilisant les modifications présentées dans le chapitre 1 pour prendre en compte l'effet de groupe.

Cette modélisation permet également une généralisation à des configurations de groupes plus complexes.

En dehors des restrictions émises sur les déplacements, cette étude a ainsi confirmé la cohérence des coefficients de réduction  $P_m$  proposés après l'étude paramétrique sur des groupes de pieux centrifugés.

## II. ESSAI DE CHARGEMENT LATÉRAL D'UN GROUPE DE 3X3 PIEUX MODELES A $S/B = 3$

### II.1. PRESENTATION DE L'ESSAI

On a présenté précédemment des propositions de modifications des courbes  $P-y$  pour prendre en compte les interactions pieu-sol-pieu dans un groupe chargé latéralement. Afin de valider ces coefficients et les généraliser, un essai centrifugé est réalisé sur un groupe dont la configuration pourrait être rencontrée dans la pratique.

Ce groupe est constitué de neuf pieux modèles disposés en carré avec un entre axe  $s/B = 3$ . Les trois pieux modèles instrumentés en jauges de déformations sont placés dans ce groupe (P1, P2 et P3 sur la figure 5 - 11 et la figure 5 - 12). Les autres pieux modèles ont les mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques mais ils ne sont pas instrumentés. L'essai est réalisé à 40g.

Le massif reconstitué a les mêmes caractéristiques que celles des essais du chapitre 4. Il est dense avec un poids volumique  $\gamma_d = 16,4 \text{ kN.m}^{-3}$ . La mise en place est réalisée par pluviation du sable autour du groupe suspendu au-dessus du conteneur. Les pieux sont donc non refoulants.

Le servo-vérin applique l'effort latéral au groupe qui est mesuré par un peson. Afin d'assurer la condition de liberté des pieux en tête, le même principe de chargement que celui utilisé pour les essais paramétriques est repris. Le palonnier permet de fixer trois câbles métalliques fin ( $\varnothing < 2 \text{ mm}$ ) espacés de  $3B$ . Ces câbles sont passés à travers les pieux à la cote modèle de 40 mm au-dessus du sol de sorte à constituer trois lignes de pieux parallèles au sens du chargement. Des entretoises de 2 diamètres de longueur assurent l'espacement entre les pieux.

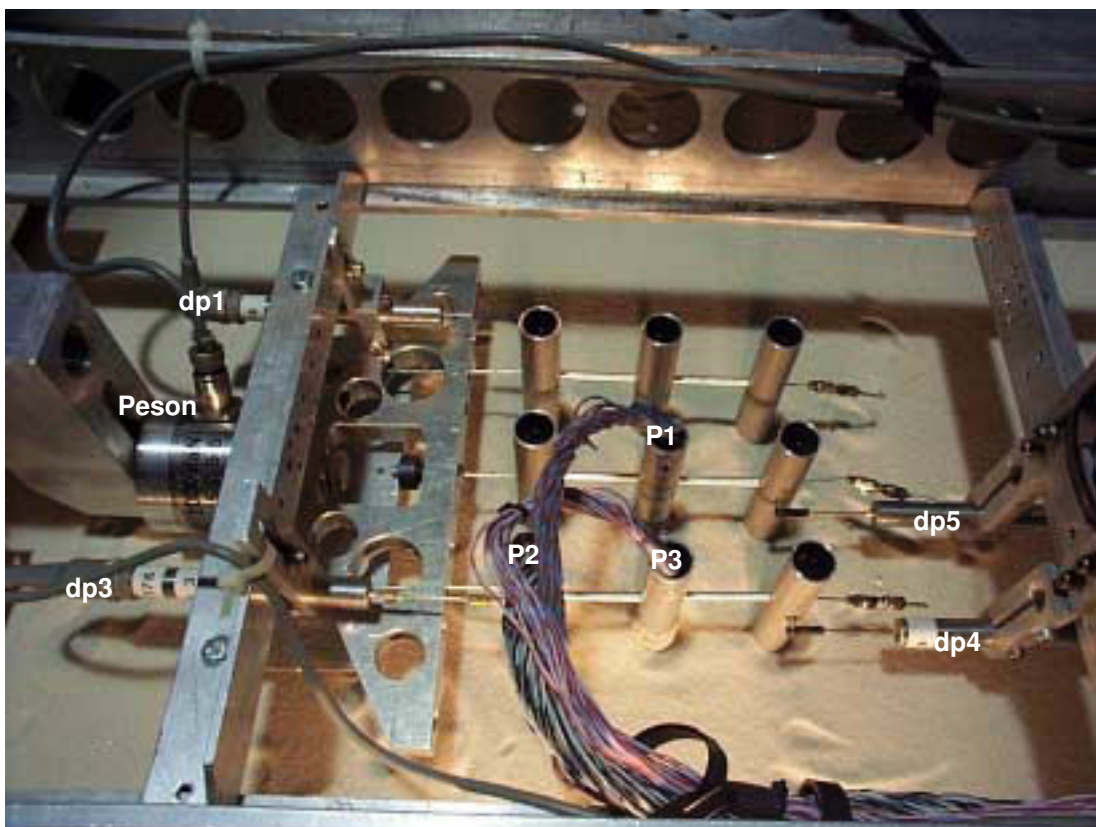


figure 5 - 11 : Photographie du groupe de 9 pieux instrumenté

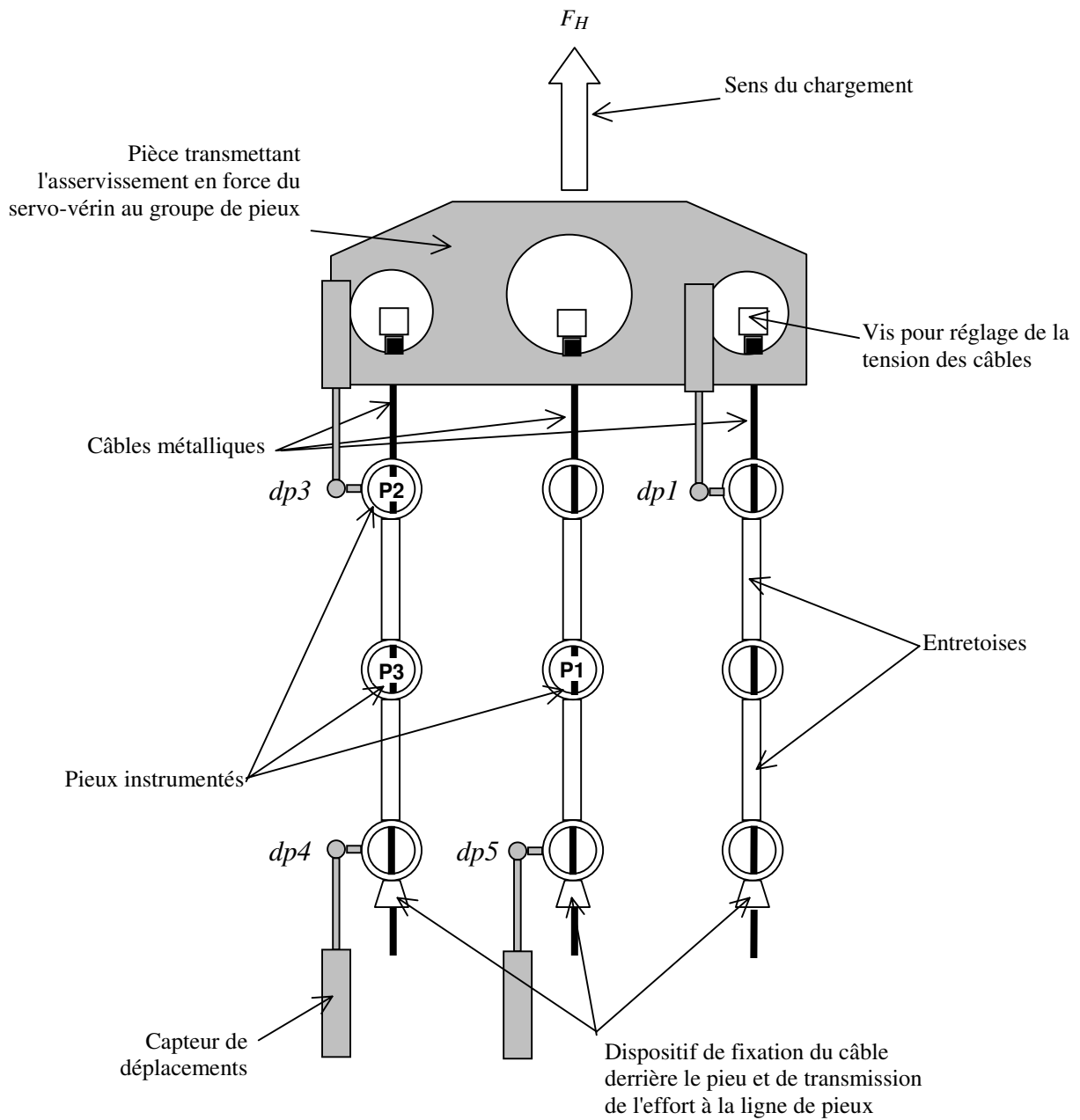


figure 5 - 12 : Schéma du dispositif expérimental pour le chargement latéral d'un groupe de 9 pieux.

Quatre capteurs de déplacements positionnés sur les pieux avant et arrière (figure 5 - 13) mesurent les déplacements horizontaux des pieux. La configuration du dispositif empêche de les placer tous à la même cote de 40 mm, c'est-à-dire au niveau du point de chargement. Sur les pieux avant, les capteurs sont placés à 65 mm au-dessus du sol et sur les pieux arrière à 40 mm. Cette redondance des mesures de déplacements permettra de vérifier si les pieux sont chargés en même temps et si l'ensemble du groupe se déplace de la même quantité dans le sens du chargement.

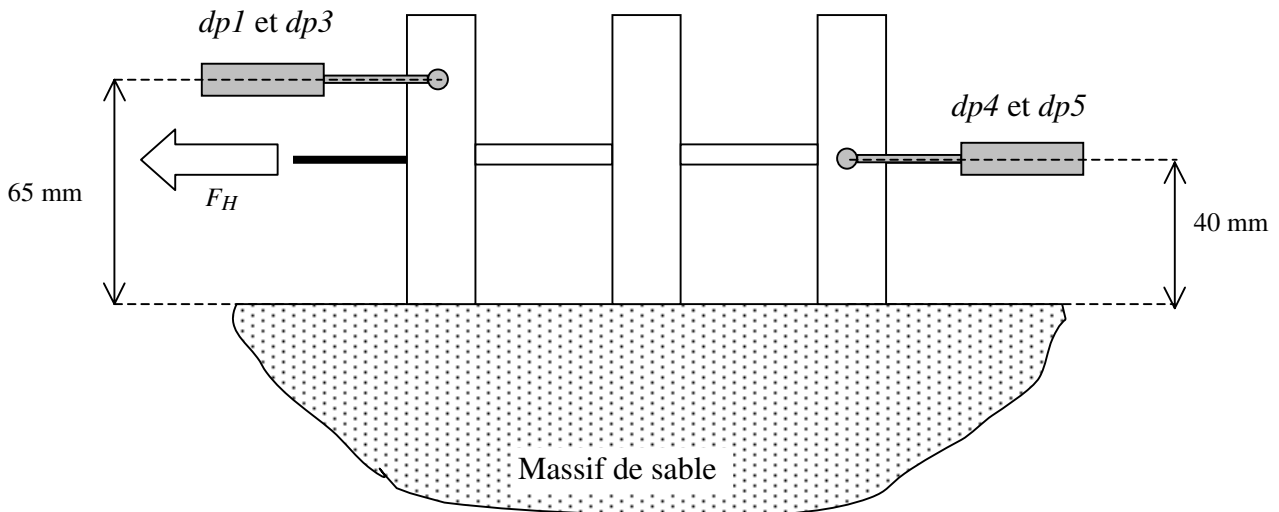


figure 5 - 13 : Schéma d'implantation des capteurs de déplacements

## II.2. PRINCIPAUX RESULTATS EXPERIMENTAUX

### II.2.1. Analyse des déplacements et des efforts dans le groupe

Quatre déplacements ont été mesurés au cours de l'essai de chargement ( $dp1$ ,  $dp3$ ,  $dp4$  et  $dp5$  sur la figure 5 - 11). Deux sur les pieux avant sont à la cote prototype de  $z = -2,6$  m, les deux autres sur les pieux arrière sont à  $z = -1,6$  m, c'est-à-dire au niveau du point de chargement. La cote d'origine est la surface du sol et les cotes sont comptées positives vers le bas.

Les déplacements à  $z = -1,6$  m peuvent être déduits du déplacement mesuré à  $z = -2,6$  m et de la rotation du pieu. Celle-ci est calculée à partir du déplacement mesuré à  $z = -2,6$  m divisé par la distance de  $-2,6$  m au point de déplacement nul ( $z = 6$  m) sous l'hypothèse que le pieu se déforme peu. Les déplacements obtenus,  $dp1'$  et  $dp3'$ , sont inférieurs de 12% aux déplacements initiaux mesurés par  $dp1$  et  $dp3$ .

On trace l'ensemble des déplacements en valeurs prototype sur la figure 5 - 14. En fin de chargement, un écart relatif de 12% est relevé entre les déplacements des pieux avant, le pieu avant droit se déplaçant plus que le pieu avant gauche (capteurs  $dp1$  et  $dp3$ ). Un tel écart est de même observé pour les déplacements des pieux arrière (capteurs  $dp4$  et  $dp5$ ). Les déplacements de la ligne de gauche (avec deux pieux instrumentés) sont donc inférieurs à ceux des deux autres lignes.

Pour la ligne de gauche, on observe en outre que le pieu arrière a des déplacements supérieurs de 12% à ceux du pieu avant (capteurs  $dp3$  et  $dp4$ ). Cette différence serait due au rattrapage des jeux entre les entretoises successives.

Plusieurs hypothèses sur la cinématique du groupe et le déplacement de chacun des pieux sont examinées au paragraphe II.2.2.

Les courbes de chargement du groupe de la figure 5 - 14, tracées avec les valeurs brutes des déplacements, permettent par ailleurs d'évaluer l'efficacité. Celle-ci a des valeurs comprises entre 0,6 et 0,7 suivant le déplacement considéré. Ces valeurs sont inférieures à 0,74, valeur proposée par McVay et al. [1994] pour un massif de sable moyennement dense.

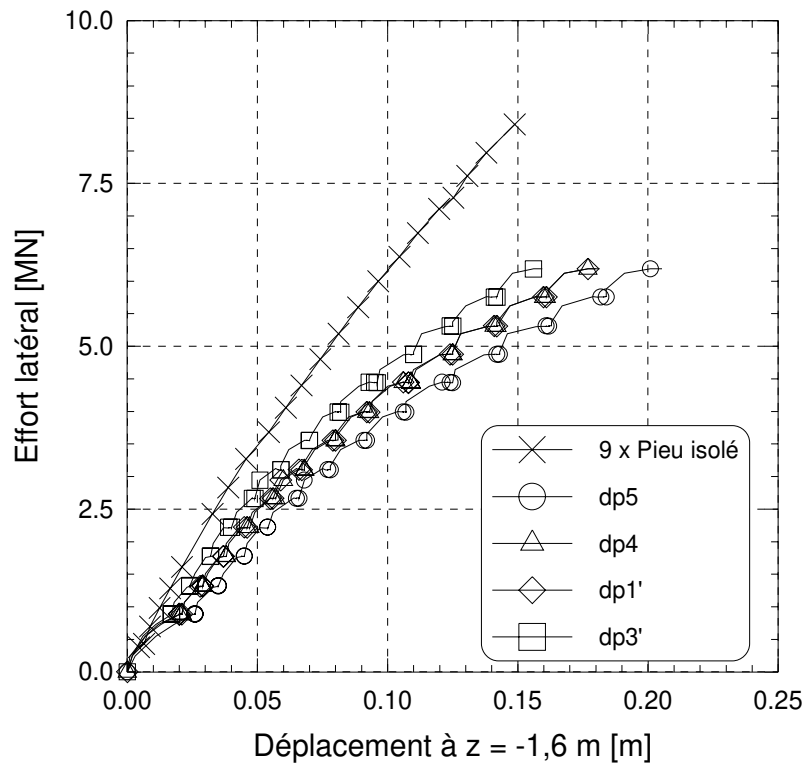


figure 5 - 14 : Déplacements déduits des mesures des quatre capteurs dp1 à dp4 au cours de l'essai de chargement latéral du groupe de 9 pieux

On dispose enfin des moments fléchissant au niveau du sol pour les trois pieux instrumentés. On en déduit l'effort repris par ces pieux en divisant le moment par le bras de levier de 1,6 m. Comme seulement trois des neuf pieux du groupe sont instrumentés, des hypothèses sont nécessaires pour évaluer les efforts repris par les autres pieux.

D'après les conclusions du chapitre 4 sur l'effet de groupe, on peut supposer que :

- les pieux milieu et arrière d'une même ligne ont le même comportement,
- la répartition de l'effort latéral dans le groupe est la même dans chaque ligne.

A partir des données mesurées sur les pieux instrumentés P2 et P3, et avec les hypothèses ci-dessus, on obtient pour la ligne de gauche la répartition d'effort suivante : 36% sur le pieu avant et 32% sur les pieux milieu et arrière.

Dans la rangée centrale, on a mesuré l'effort sur le pieu P1. Il est supérieur de 12% à celui de la ligne de gauche (pieu P3). Cette différence peut peut-être s'expliquer par le déplacement plus important de la ligne centrale (précisément 13% de plus que celui de la rangée de gauche). Les efforts sur les deux autres pieux de cette ligne peuvent être évalués en reprenant la répartition 36%-32%-32%.

On peut enfin tenter de déduire les efforts repris par la ligne de droite de ceux des deux autres lignes en admettant une proportionnalité entre effort mobilisé et déplacement en tête. Le capteur dp1 montre que la ligne de droite s'est déplacée de 12% de plus que celle de gauche.

Sous ces diverses hypothèses, la somme des efforts repris par les 9 pieux se trouve en assez bon accord avec la mesure de la force exercée sur le groupe et donnée par le peson (la somme est supérieure de 10% à la force mesurée directement).

## II.2.2. Courbes de chargements des pieux instrumentés

Les forces reprises par les pieux instrumentés sont aisément déduites des moments mesurés en tête. Par contre, les déplacements en tête n'ont été directement mesurés que sur le pieu P2 (capteur  $dp3$ ). La première étape consiste à déterminer les déplacements des deux autres pieux.

Pour garantir la compatibilité des déplacements en tête et des déplacements en profondeur qui interviennent dans la construction des courbes  $P-y$  (§II.2.4), on a adopté la même méthode que lors de l'analyse des essais sur les groupes de 2 et 3 pieux, à savoir :

- recherche des profils de déplacement et de réaction du sol à partir des courbes moments fléchissants (des hypothèses sont nécessaires pour déterminer les conditions aux limites, notamment sur les déplacements en tête à partir des capteurs  $dp1$  à  $dp5$ )
- concordance des points de déplacement nul et de réaction nulle ( $P = 0 ; y = 0$ ); cette contrainte fournit de nouvelles valeurs de déplacements en tête qui sont comparées aux valeurs déduites des mesures des capteurs  $dp1$  à  $dp5$ .

Cette méthode est celle développée pour le pieu isolé au chapitre 3, §II.

Les résultats sont présentés dans le tableau 5 - 2. Un écart relatif maximal de 13% est observé sur le pieu P2 entre le nouveau déplacement obtenu et le déplacement mesuré.

tableau 5 - 2 : Etude des déplacements en tête des pieux instrumentés pour le dernier incrément de charge

| Pieu | Origines des conditions aux limites sur les déplacements en tête | Déplacements déduits des capteurs $dp1$ , $dp3$ , $dp4$ et $dp5$ | Déplacements obtenus par concordance des points ( $P = 0 ; y = 0$ ) |
|------|------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| P2   | Mesure directe par $dp3$ ramené à la cote de -1,6 m ( $dp3$ )    | 0,16 m                                                           | 0,14 m                                                              |
| P3   | Moyenne de $dp3'$ et $dp4$                                       | 0,17 m                                                           | 0,16 m                                                              |
| P1   | Déplacement de P3 augmenté de 12% (comparaison $dp4$ et $dp5$ )  | 0,19 m                                                           | 0,17 m                                                              |

Avec les déplacements obtenus par la méthode décrite ci-dessus, les courbes de chargement des pieux instrumentés, P1 à P3, sont tracées sur la figure 5 - 15.

L'effet de groupe est net. La charge reprise par le pieu avant est légèrement inférieure à celle du pieu isolé. Celles des pieux milieu sont encore plus faibles, en particulier pour le pieu milieu de la ligne de gauche.

La ligne de gauche disposant de deux pieux instrumentés, il est possible d'évaluer la répartition des efforts entre pieux ainsi que l'efficacité du groupe (sous l'hypothèse où les trois lignes se comportent de façon identique et où les pieux milieu et arrière reprennent les mêmes efforts).

On obtient alors, pour un déplacement de 15% du diamètre  $B$  :

- répartition entre les pieux avant-milieu-arrière : 40%-30%-30%
- efficacité du groupe :  $e = 0,75$ .

Ces valeurs sont un peu différentes de celles obtenues des déplacements bruts (figure 5 - 14). L'efficacité est meilleure mais elle est calculée pour des taux de chargement un peu plus faibles que ceux de la figure 5 - 14.

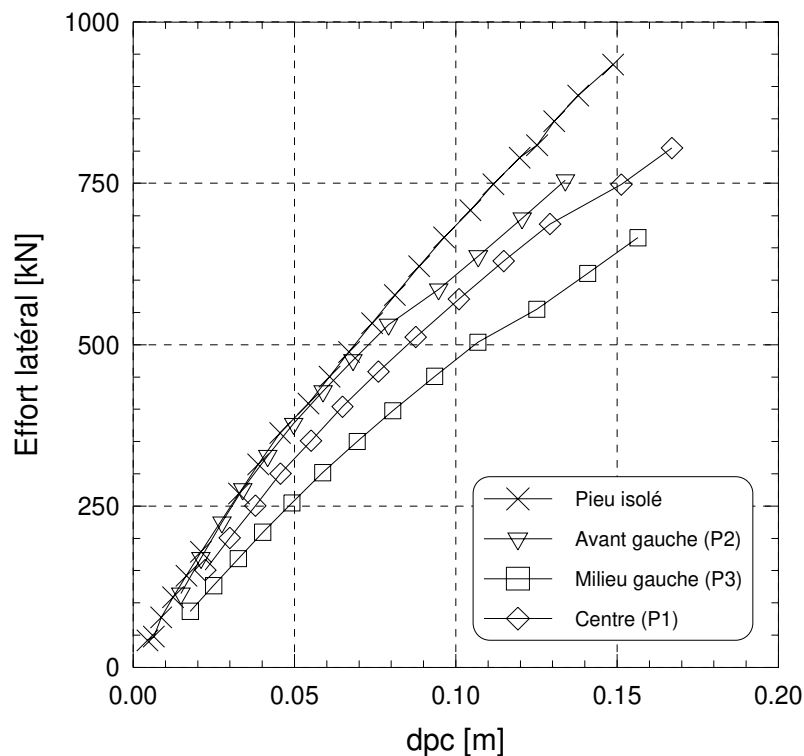


figure 5 - 15 : Courbes de chargement des pieux instrumentés dans le groupe de 9 pieux (valeurs des déplacements en tête déduites des profils réaction-déplacement)

### II.2.3. Moments fléchissants

Les moments fléchissants sont étudiés pour un même déplacement des pieux dans le groupe. On compare les profils à ceux du pieu isolé pour des déplacements  $dpc$  de 9% et 15% du diamètre  $B$  (figure 5 - 16).

Comme constaté précédemment sur les courbes de chargement, le comportement du pieu avant gauche (P2) en terme de moments est proche de celui du pieu isolé. L'effet de groupe est manifeste sur le pieu milieu gauche (P3).

Les moments maxima sont ensuite comparés à ceux du pieu isolé pour trois valeurs de déplacements (tableau 5 - 3). Les valeurs des moments maxima rapportées au pieu isolé diminuent légèrement en cours de chargement, de 10% pour le pieu avant gauche et de 5% pour les pieux milieu gauche et central.

On s'intéresse plus particulièrement à la ligne de gauche. Les moments fléchissants pour le pieu avant sont réduits d'environ 10% par rapport au pieu isolé, ceux du pieu milieu d'environ 25%. Il est intéressant de comparer ces données à celles déduites des essais sur les groupes de 3 pieux en ligne.

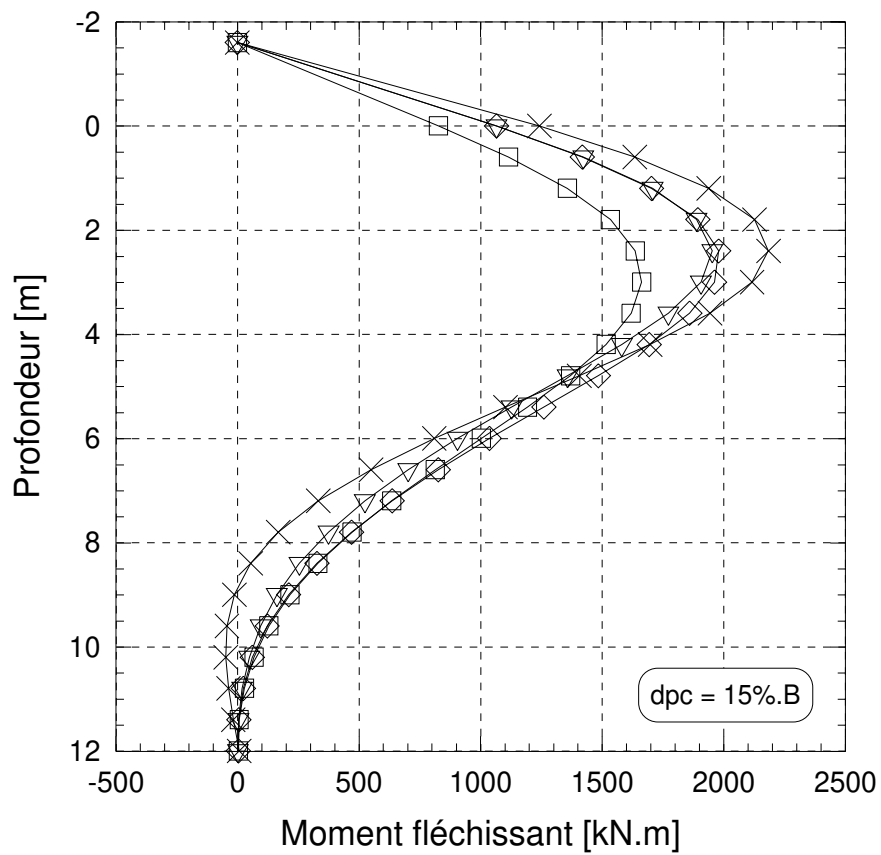
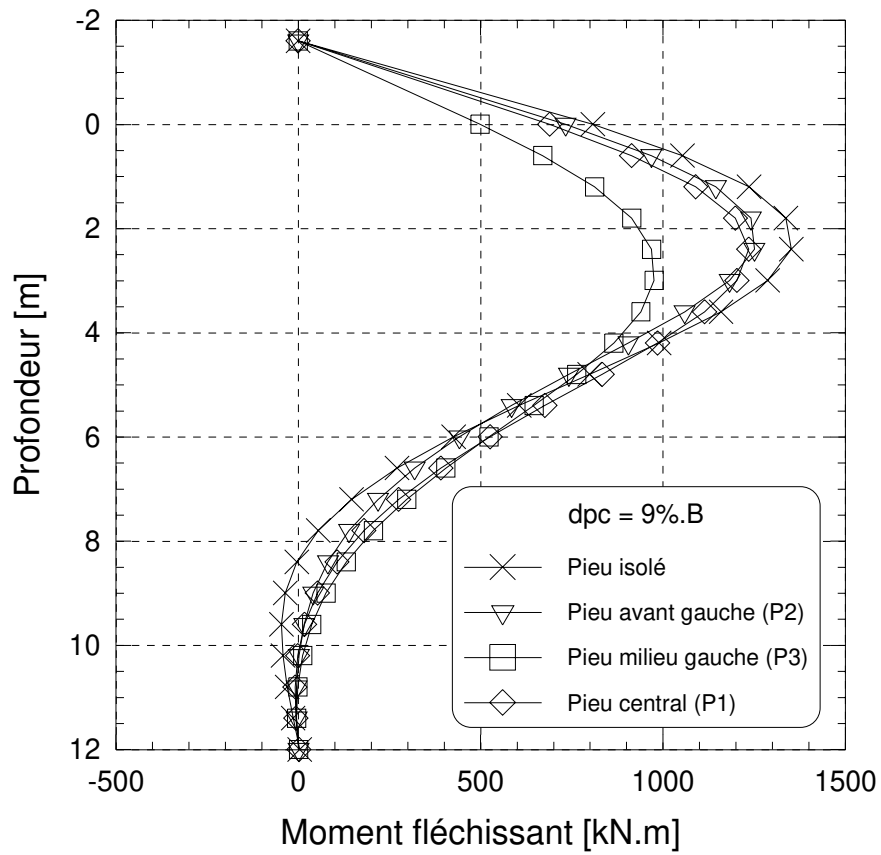


figure 5 - 16 : Groupe de  $3 \times 3$  pieux à  $s/B = 3$ . Profils de moments fléchissants pour les trois pieux instrumentés



De l'analyse paramétrique réalisée sur ces groupes de trois pieux chargés en ligne et espacés de 2 et 4 diamètres, mis en place sans refoulement du sol, on peut estimer la réduction des moments fléchissants maxima pour l'espacement  $s/B = 3$  (cf. Chap. 4, §III.3.2). On obtient une réduction d'environ 15% sur le pieu avant et de 20% sur les pieux milieu et arrière. Dans le groupe de 9 pieux, les valeurs des moments expérimentaux sur le pieu avant gauche (P2) sont donc légèrement supérieures aux prévisions, celles du pieu milieu gauche (P3) sont légèrement inférieures.

Pour la ligne de gauche, les résultats de l'expérience en terme de moments fléchissants apparaissent donc assez cohérents avec les résultats sur les groupes de 3 pieux en ligne (cf. Chap. 4). Une partie des écarts peut être attribuée à l'incertitude des mesures.

En ce qui concerne le pieu central, une réduction du moment maximum de 10% par rapport au pieu isolé est obtenue. L'effet de groupe sur ce pieu n'est donc pas très marqué, comme cela avait aussi été observé sur les courbes de chargement.

*tableau 5 - 3 : Groupe de 3x3 pieux à  $s/B = 3$ . Etude des moments fléchissants maxima sur les trois pieux instrumentés*

| <i>dpc</i> | Pieu isolé           |                      | Pieu avant gauche                       |                      | Pieu milieu gauche                      |                      | Pieu central                            |  |
|------------|----------------------|----------------------|-----------------------------------------|----------------------|-----------------------------------------|----------------------|-----------------------------------------|--|
|            | $M_{fmax}$<br>[kN.m] | $M_{fmax}$<br>[kN.m] | $M_{fmax}(pieu) /$<br>$M_{fmax}(isolé)$ | $M_{fmax}$<br>[kN.m] | $M_{fmax}(pieu) /$<br>$M_{fmax}(isolé)$ | $M_{fmax}$<br>[kN.m] | $M_{fmax}(pieu) /$<br>$M_{fmax}(isolé)$ |  |
| 5%.B       | 795                  | 785                  | 99%                                     | 640                  | 81%                                     | 760                  | 96%                                     |  |
| 9%.B       | 1350                 | 1250                 | 93%                                     | 980                  | 73%                                     | 1240                 | 92%                                     |  |
| 15%.B      | 2185                 | 1955                 | 90%                                     | 1665                 | 76%                                     | 1980                 | 91%                                     |  |

#### **II.2.4. Courbes de réaction**

La méthode employée pour l'analyse les moments fléchissants des trois pieux instrumentés a été présentée précédemment (§I.2.2). Elle permet d'établir les courbes de réaction de ces trois pieux le long de leur fiche.

On les présente, comparées à celles du pieu isolé, pour les profondeurs de 1,8 m (figure 5 - 17.a) et 2,4 m (figure 5 - 17.b).

Un effet de groupe est une nouvelle fois mis en évidence pour les trois pieux. Les courbes du pieu avant gauche montrent les réactions les plus fortes, elles restent cependant en dessous de celles du pieu isolé. Une différence de comportement est à nouveau mis en évidence entre les deux pieux milieu instrumentés (P1 et P3). Les réactions du pieu milieu gauche sont nettement plus réduites que celles du pieu central.

Si on analyse ces courbes  $P$ - $y$  afin d'évaluer un coefficient d'abattement  $P_m$  sur les réactions, on obtient :

- $P_m \approx 0,8$  pour le pieu avant gauche
- $P_m \approx 0,7$  pour le pieu central
- $P_m \approx 0,5$  pour le pieu milieu gauche

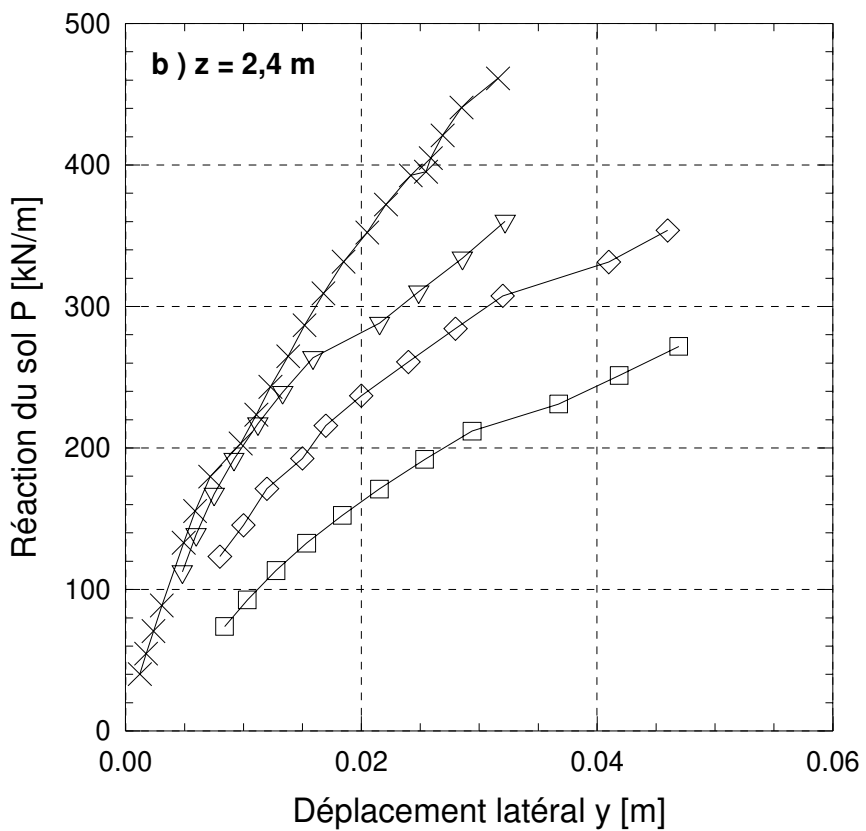
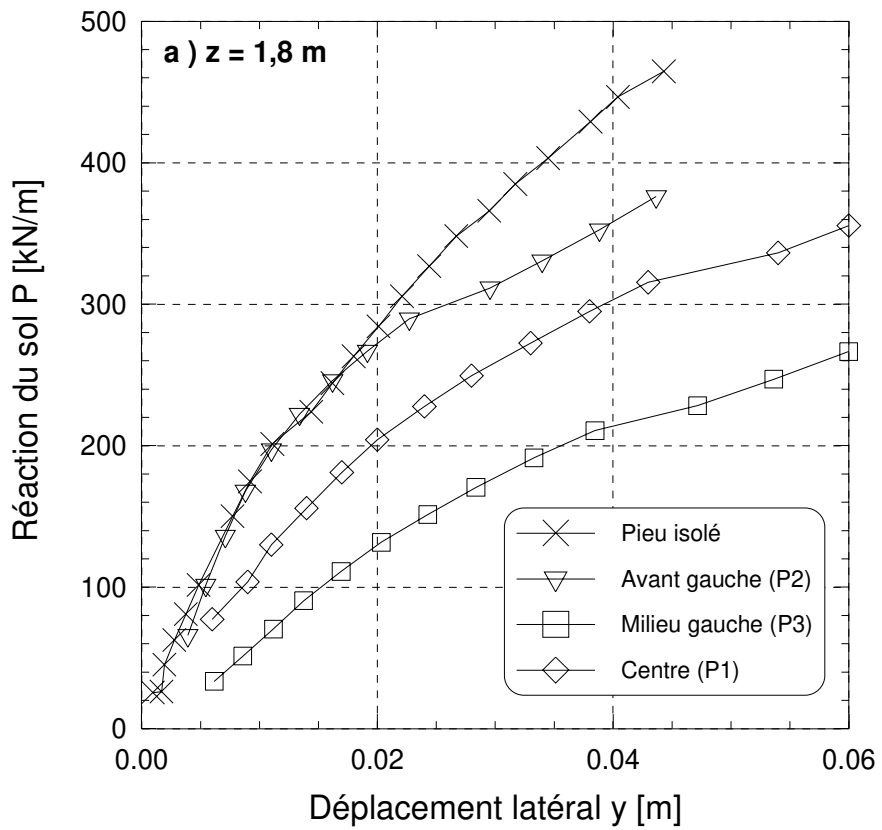


figure 5 - 17 : Groupe de 3×3 pieux à s/B = 3. Comparaison des courbes de réaction P-y dans le groupe avec celles du pieu isolé. a ) z = 1,8 m - b ) z = 2,4 m

D'après les valeurs moyennes des coefficients  $P_m$  proposées au chapitre 4 (§IV), on prévoit pour les groupes de trois pieux en ligne à l'espacement  $s/B = 3$  :

- $P_m = 0,85$  pour le pieu avant
- $P_m = 0,6$  pour les pieux milieu et arrière

En ce qui concerne les pieux instrumentés de la ligne de gauche, les coefficients obtenus des résultats du chargement du groupe de 9 pieux sont donc légèrement inférieurs à ces prévisions. Ils sont plus proches des valeurs proposées pour les pieux non refoulants ( $P_m = 0,75$  pour le pieu avant et  $P_m = 0,55$  pour les pieux milieu et arrière), ce qui serait logique puisque c'est aussi le mode de mise en place employé pour l'essai sur le groupe de 9 pieux.

La valeur obtenue pour le pieu central est quant à elle assez nettement supérieure aux prévisions, sans que l'on puisse proposer d'explication à partir de ce seul résultat.

### **II.3. CALCULS AVEC LE LOGICIEL GOUPIL-LCPC**

La dernière phase de validation consiste à comparer les résultats expérimentaux obtenus sur le groupe de 9 pieux et les prévisions que l'on obtiendrait en appliquant les coefficients  $P_m$  ici proposés, lors d'un calcul du groupe par la méthode des courbes  $P$ - $y$ .

Des hypothèses sont nécessaires pour appliquer à ce groupe les coefficients proposés (cf. Chap. 4, §IV).

En ce qui concerne les pieux en rang, un faible effet de groupe a été mis en évidence pour l'espacement relatif  $s/B = 2$ , conduisant à des coefficients  $P_m$  compris entre 0,8 et 0,9. On suppose que pour l'espacement supérieur de  $s/B = 3$ , cet effet est encore moindre et non significatif. Les pieux d'une même rangée du groupe de 9 pieux ont donc le même comportement.

On suppose ainsi que le comportement du groupe de 9 pieux peut alors être assimilé au comportement de 3 lignes de 3 pieux espacées de  $s/B = 3$ . Les coefficients à appliquer à ces lignes sont déduits des figures 4 - 62 et 4 - 65.

Sur ces bases et afin de tenter d'encadrer les résultats, deux calculs GOUPIL sont réalisés :

*Calcul n° 1* : Modification des réactions du sol pour les 3 lignes sur 3,6 m de profondeur en appliquant les coefficients moyens proposés au chapitre 4,  $P_m = 0,85 - 0,6 - 0,6$ , respectivement pour les rangées avant, milieu et arrière.

*Calcul n° 2* : Les réactions des trois lignes sont modifiées par rapport à celles du pieu isolé sur une profondeur de 3,6 m en appliquant les coefficients  $P_m = 0,7 - 0,5 - 0,5$ , qui sont une estimation basse à partir des coefficients proposés sur les groupes de trois pieux en ligne non refoulants.

La configuration géométrique du groupe de 3x3 pieux est décrite dans le module d'édition de GOUPIL pour le calcul. Les couches de sol et les portions de pieux sont discrétisées identiquement aux calculs des groupes du paragraphe I de ce chapitre.

Les courbes  $P$ - $y$  approchées trilineaires définies pour le pieu isolé non refoulant sont utilisées après application des coefficients  $P_m$ .

Six incréments de charge  $F_H$  correspondant à des paliers appliqués lors de l'expérience sont retenus (1,8 MN ; 2,7 MN ; 3,5 MN ; 4,4 MN ; 5,3 MN et 6,2 MN).

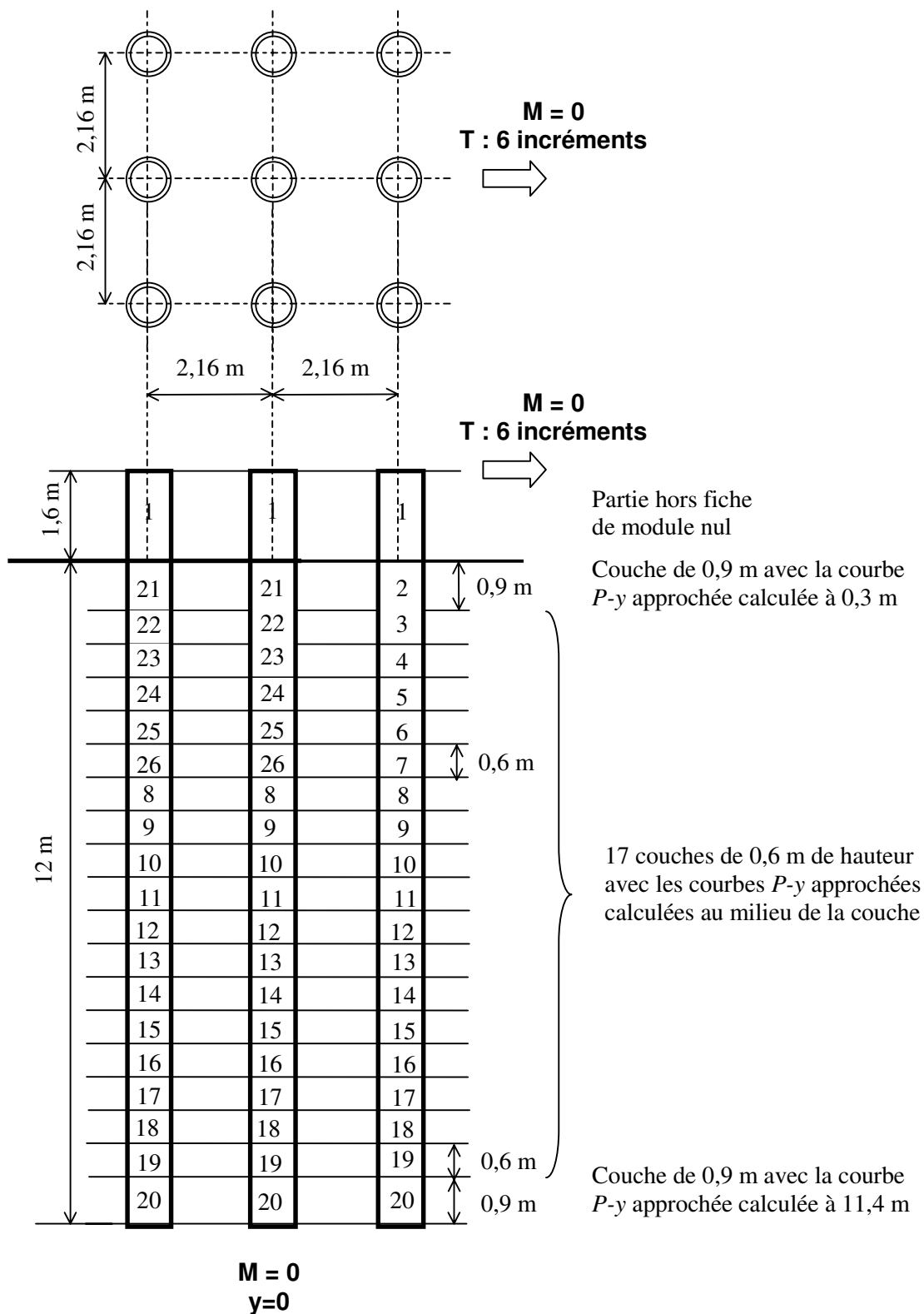


figure 5 - 18 : Schéma de description géométrique et mécanique du groupe de 3x3 pieux pour le calcul GOUPIL

## II.4. CONFRONTATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET NUMERIQUES

### II.4.1. Courbes de chargement

Les courbes de chargement "expérimentales" sont celles du paragraphe II.2. Les déplacements du groupe calculés par GOUPIL sont représentés en fonction de l'effort total repris par pieu et comparés aux courbes précédentes (figure 5 - 19).

Les courbes de chargement calculées sont plus linéaires que les courbes expérimentales. Cet aspect a déjà été observé pour les validations des coefficients sur des groupes de configuration simple (§I). On peut attribuer cette différence de comportement aux choix faits lors de la construction des courbes  $P$ - $y$  trilineaires du pieu isolé.

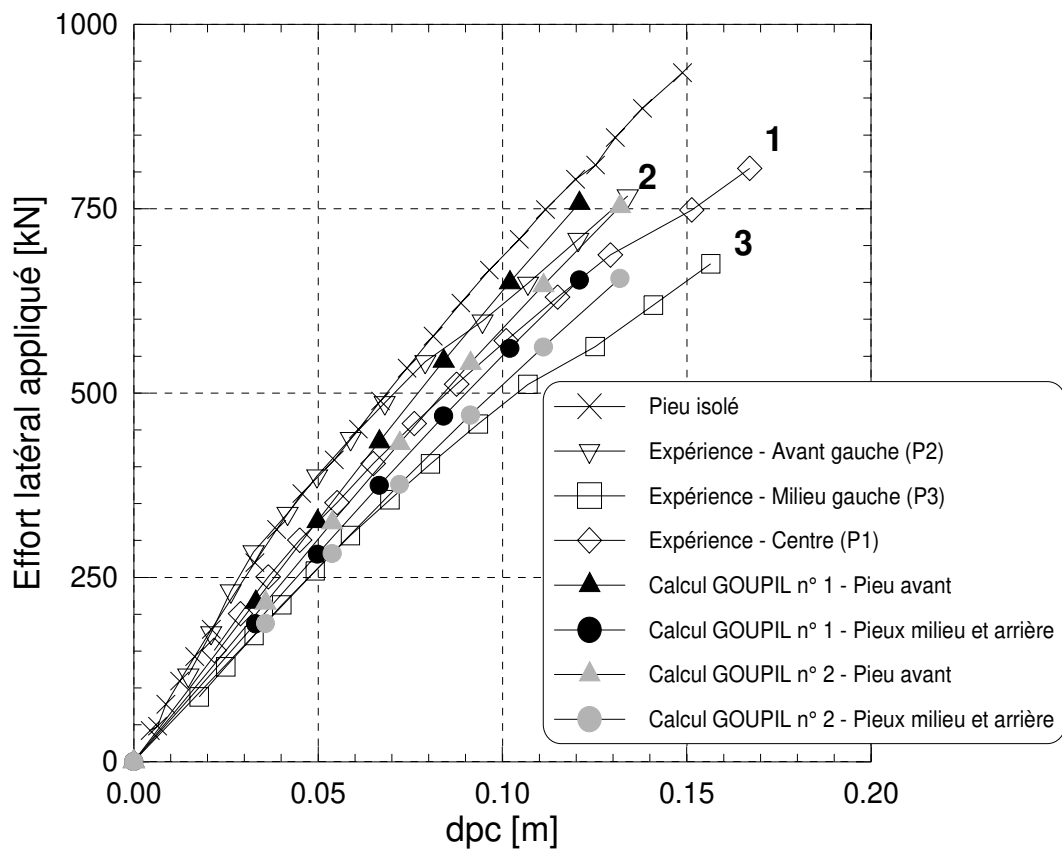


figure 5 - 19: Groupe de  $3 \times 3$  pieux à  $s/B = 3$ . Comparaison des courbes de chargements par pieu observées (valeurs des déplacements en tête déduites des profils réaction-déplacement) et calculées par GOUPIL

Le tableau 5 - 4 analyse les déplacements calculés par rapport à ceux de l'expérience, pour trois valeurs d'effort latéral correspondant au début (2,7 MN), au milieu (4,4 MN) et à la fin (6,2 MN) du chargement.

Des deux calculs, c'est le calcul n° 2, avec les paramètres 0,7-0,5-0,5 qui donne les déplacements les plus importants en fin de chargement. Il prévoit assez bien les déplacements des pieux milieu gauche et central pour les deux premiers paliers ; les écarts relatifs entre les valeurs calculées et expérimentales sont inférieurs à 10%. Au dernier palier, ces écarts augmentent et atteignent 15 et 21% respectivement sur le pieu milieu gauche et sur le pieu central. Une évolution inverse est observée pour les déplacements des pieux avant. Des écarts relatifs de 22% et 15% pour les efforts latéraux de 2,7 MN et 4,4 MN sont observés entre les déplacements des pieux avant

calculés et les déplacements expérimentaux du pieu avant gauche (P2) ; un écart relatif de seulement 2% est par contre relevé pour le dernier incrément de charge de 6,2 MN.

Quant au calcul n° 1, dont les déplacements calculés sont toujours inférieurs à ceux du calcul n° 2, il prévoit un déplacement des pieux avant inférieur de 10% au déplacement expérimental du pieu avant gauche pour  $F_H = 6,2$  MN (contre seulement 2% pour le calcul n° 1).

tableau 5 - 4 : Groupe de 3x3 pieux à  $s/B = 3$ . Comparaison des déplacements mesurés et calculés par GOUPIL avec les deux jeux de paramètres  $P_m$

| Effort latéral |                    | Expérience | Calcul n° 1 |                           | Calcul n° 2 |                           |
|----------------|--------------------|------------|-------------|---------------------------|-------------|---------------------------|
|                |                    | $dpc$ [m]  | $dpc$ [m]   | Ecart /<br>Expérience [%] | $dpc$ [m]   | Ecart /<br>Expérience [%] |
| 2,7 MN         | Avant gauche (P2)  | 0,042      |             | 16                        |             | 22                        |
|                | Milieu gauche (P3) | 0,049      | 0,050       | 2                         | 0,054       | 10                        |
|                | Centre (P1)        | 0,055      |             | 10                        |             | 2                         |
| 4,4 MN         | Avant gauche (P2)  | 0,079      |             | 6                         |             | 15                        |
|                | Milieu gauche (P3) | 0,093      | 0,084       | 10                        | 0,091       | 2                         |
|                | Centre (P1)        | 0,101      |             | 17                        |             | 10                        |
| 6,2 MN         | Avant gauche (P2)  | 0,134      |             | 10                        |             | 2                         |
|                | Milieu gauche (P3) | 0,156      | 0,121       | 22                        | 0,132       | 15                        |
|                | Centre (P1)        | 0,167      |             | 27                        |             | 21                        |

La répartition des efforts dans le groupe peut être analysée sur les trois pieux pour lesquels on a une mesure directe de l'effort repris.

Le tableau 5 - 5 présente les efforts mesurés et calculés pour trois charges appliquées au groupe. On remarque que les deux calculs donnent les mêmes valeurs d'efforts, ce qui est logique puisque la contribution de chaque pieu est le même dans les deux calculs. Ces valeurs sont très proches des valeurs expérimentales observées sur les pieux de la ligne de gauche (P2 et P3). Des écarts significatifs sont par contre mis en évidence pour le pieu central (P1) ; les efforts calculés sont inférieurs d'environ 20% à ceux de l'expérience.

La répartition de l'effort est calculée sous l'hypothèse que les trois lignes se comportent de façon identique et que les pieux milieu et arrière reprennent les mêmes efforts. D'après les résultats calculés pour les pieux avant gauche et milieu gauche, la rangée avant reprend 36,6%, les rangées suivantes 31,7%. Cette répartition est comparable à celle observée au paragraphe II.2.1 à partir des mesures brutes (36%-32%-32%), mais diffère légèrement de celle obtenue au paragraphe II.2.2 après correction des déplacements (40%-30%-30%).

#### II.4.2. Moments fléchissants

On présente les profils de moments fléchissants expérimentaux et ceux du calcul n° 1 pour deux valeurs d'effort latéral (figure 5 - 20). 2,7 MN correspond au début du chargement et 6,2 MN à la fin du chargement.

Les valeurs des moments maxima sont analysées dans le tableau 5 - 6 pour ces deux charges et une charge intermédiaire de 4,4 MN.

Quel que soit le niveau de chargement, les moments du pieu central sont supérieurs d'environ 15% aux valeurs prédites par les deux calculs.

Pour les pieux avant et milieu de la ligne de gauche, les écarts entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales diminuent avec l'augmentation de l'effort latéral. En début de chargement, les deux calculs sous-estiment les moments expérimentaux d'environ 10%. En fin de chargement, les moments calculés sont supérieurs aux valeurs expérimentales mais les écarts relatifs sont faibles. Par le calcul n°1, ils ne sont que de 2% sur le pieu milieu et de 3% sur le pieu avant, et de 2% et 6% par le calcul n°2.

*tableau 5 - 5 : Groupe de 3x3 pieux à s/B = 3. Comparaison des efforts repris par les pieux mesurés et calculés par GOUPIL avec les deux jeux de paramètres P<sub>m</sub>*

|                              |        | Expérience                 |                            | Calcul n° 1            |                            | Calcul n° 2            |  |
|------------------------------|--------|----------------------------|----------------------------|------------------------|----------------------------|------------------------|--|
| Effort latéral sur le groupe |        | Effort latéral repris [kN] | Effort latéral repris [kN] | Ecart / Expérience [%] | Effort latéral repris [kN] | Ecart / Expérience [%] |  |
| 2,7 MN                       | Avant  | 335                        | 325                        | 3                      | 325                        | 3                      |  |
|                              | Milieu | 260                        | 280                        | 8                      | 280                        | 8                      |  |
|                              | Centre | 350                        | 280                        | 20                     | 280                        | 20                     |  |
| 4,4 MN                       | Avant  | 540                        | 540                        | 0                      | 540                        | 0                      |  |
|                              | Milieu | 460                        | 470                        | 2                      | 470                        | 2                      |  |
|                              | Centre | 570                        | 470                        | 18                     | 470                        | 18                     |  |
| 6,2 MN                       | Avant  | 770                        | 755                        | 2                      | 755                        | 2                      |  |
|                              | Milieu | 675                        | 655                        | 3                      | 655                        | 3                      |  |
|                              | Centre | 805                        | 655                        | 19                     | 655                        | 19                     |  |

*tableau 5 - 6 : Groupe de 3x3 pieux à s/B = 3. Comparaison des moments fléchissants maxima des deux calculs GOUPIL avec ceux de l'expérience*

|                              |        | Expérience            |                       | Calcul n° 1            |                       | Calcul n° 2            |  |
|------------------------------|--------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|--|
| Effort latéral sur le groupe |        | M <sub>f</sub> (kN.m) | M <sub>f</sub> (kN.m) | Ecart / Expérience [%] | M <sub>f</sub> (kN.m) | Ecart / Expérience [%] |  |
| 2,7 MN                       | Avant  | 940                   | 1010                  | 7                      | 1030                  | 10                     |  |
|                              | Milieu | 830                   | 915                   | 10                     | 940                   | 13                     |  |
|                              | Centre | 1070                  | 915                   | 14                     | 940                   | 12                     |  |
| 4,4 MN                       | Avant  | 1590                  | 1700                  | 7                      | 1740                  | 10                     |  |
|                              | Milieu | 1480                  | 1540                  | 4                      | 1590                  | 7                      |  |
|                              | Centre | 1800                  | 1540                  | 14                     | 1590                  | 13                     |  |
| 6,2 MN                       | Avant  | 2350                  | 2420                  | 3                      | 2490                  | 6                      |  |
|                              | Milieu | 2240                  | 2190                  | 2                      | 2280                  | 2                      |  |
|                              | Centre | 2600                  | 2190                  | 16                     | 2280                  | 13                     |  |

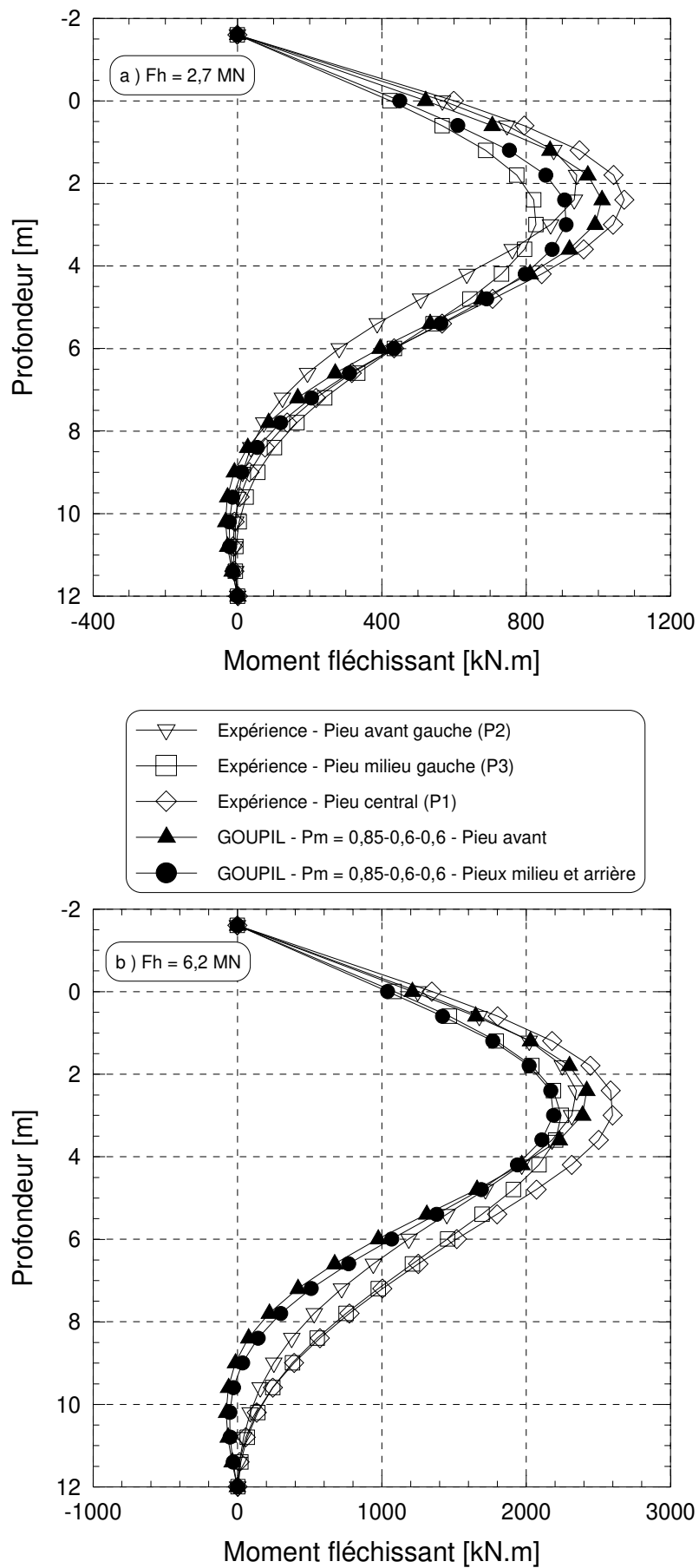


figure 5 - 20 : Groupe de 3x3 pieux à  $s/B = 3$ . Comparaison des profils des moments fléchissants expérimentaux et calculés avec  $P_m = 0,85-0,6-0,6$  (calcul n° 1 )



## II.5. CONCLUSION

La sollicitation latérale d'un groupe de 3x3 pieux non refoulants à  $s/B = 3$  a été modélisée à 40g. Trois pieux modèles étaient instrumentés. On a utilisé la même procédure que celle des essais sur les pieux isolés et les groupes de 2 et 3 pieux pour la détermination des courbes  $P$ - $y$  et des déplacements en tête.

Par ailleurs, afin de tester et de valider les coefficients de réduction  $P_m$  proposés au chapitre 4, deux calculs de groupe ont été effectués à l'aide du logiciel GOUPIL :

- Calcul n° 1 avec les valeurs moyennes des  $P_m$  des pieux refoulants et non refoulants,
- Calcul n° 2 avec une estimation basse des coefficients pour les pieux non refoulants.

L'effet de groupe observé lors du chargement des 9 pieux conduit à une efficacité voisine de  $e = 0,75$ , légèrement inférieure à celle que l'on peut déduire des essais sur les groupes de trois pieux en ligne non refoulants ( $e \approx 0,80$ ).

En admettant que les trois lignes du groupe aient le même comportement et que les pieux milieu et arrière dans une ligne reprennent la même valeur d'effort, la répartition des efforts constatée expérimentalement est de 40%-30%-30%, respectivement sur les pieux avant, milieu et arrière. Sur les groupes de 3 pieux en ligne non refoulants, cette répartition est encadrée par 38%-31%-31% à  $s/B = 2$  et 36%-32%-32% à  $s/B = 4$ . Les simulations par calcul GOUPIL conduisent quant à elles à une distribution 37%-32%-32%.

En ce qui concerne les moments fléchissants, les valeurs des moments maxima pour un même déplacement en tête sont réduites par rapport à celles du pieu isolé du fait des effets de groupe. Cette réduction est moins importante sur le pieu avant (10% pour le groupe de 9 pieux et 15% pour le groupe de trois pieux en ligne) que sur les autres pieux (respectivement 25% et 20%).

Un aspect important du comportement est la prévision des déplacements. Avec le second jeu de coefficients  $P_m$ , très voisins de ceux proposés ici pour les pieux non refoulants, le calcul conduit à des déplacements en tête inférieurs de 5 à 20% aux valeurs expérimentales suivant le niveau de chargement.

Pourtant ce jeu de coefficients  $P_m$  proposés (0,7-0,5-0,5) est un peu inférieur aux coefficients expérimentaux déduits de l'essai sur le groupe de 9 pieux (0,8-0,7-0,5). Il devrait donc conduire à des déplacements calculés du groupes supérieurs aux valeurs mesurées.

Cet écart sur les déplacements entre expérience et prévision a déjà été observé sur les groupes de 2 et 3 pieux (§I). Il serait en grande partie dû au choix des courbes  $P$ - $y$  approchées utilisées comme références (pieu isolé). Ces courbes approchées tri-linéaires ont été construites avec un module sécant correspondant à un taux de chargement moyen du pieu isolé. Or les efforts appliqués aux groupes ont été supérieurs à ceux supportés par le pieu isolé. Du fait de la non-linéarité de l'interaction sol-pieu, les raideurs introduites dans les courbes  $P$ - $y$  des calculs GOUPIL pour les groupes se sont trouvées légèrement surévaluées, d'où une sous-estimation des déplacements calculés.

On peut donc raisonnablement penser que les coefficients  $P_m$  proposés sont satisfaisants, car un choix plus judicieux des courbes  $P$ - $y$  de référence aurait conduit à une prévision encore meilleure de la réponse du groupe.

### III. SYNTHÈSE

L'ensemble des coefficients  $P_m$  proposés au chapitre 4 a été testé et validé par des calculs GOUPIL reprenant les diverses configurations paramétrées des groupes de 2 et 3 pieux. Un essai de chargement et un calcul pour un groupe de 9 pieux à  $s/B = 3$  ont également permis de généraliser les coefficients  $P_m$  à une configuration de groupe plus proche des situations réelles.

Pour le groupe testé, constitué de 9 pieux on refoulants, il a été montré que tant les coefficients  $P_m$  moyens (entre ceux des pieux refoulants et non refoulants) que les coefficients  $P_m$  proposés pour les pieux refoulants permettent de prévoir assez correctement les efforts dans le groupe. Les coefficients d'abattement des pieux non refoulants permettent par ailleurs de mieux estimer les déplacements en tête.

D'un point de vue pratique, on propose, pour les pieux non refoulants, les expressions simplifiées suivantes des coefficients  $P_m$  en fonction de l'espacement  $s/B$  :

Couple de pieux en ligne :

- Pieu avant  $P_m = 1$   $\forall \frac{s}{B}$
- Pieu arrière  $P_m = 0,1 \cdot \frac{s}{B} + 0,3$  pour  $\frac{s}{B} < 7$   
 $P_m = 1$  pour  $\frac{s}{B} \geq 7$

Groupe de 3 pieux en ligne :

- Pieu avant  $P_m = 0,1 \cdot \frac{s}{B} + 0,4$  pour  $\frac{s}{B} < 6$   
 $P_m = 1$  pour  $\frac{s}{B} \geq 6$
- Pieux milieu et arrière  $P_m = 0,12 \cdot \frac{s}{B} + 0,16$  pour  $\frac{s}{B} < 7$   
 $P_m = 1$  pour  $\frac{s}{B} \geq 7$

Ces coefficients sont représentés sur la figure 5 - 21.

Au stade actuel des recherches, nous proposons d'utiliser également ces propositions pour les pieux refoulants, sachant qu'elles vont dans le sens de la sécurité.

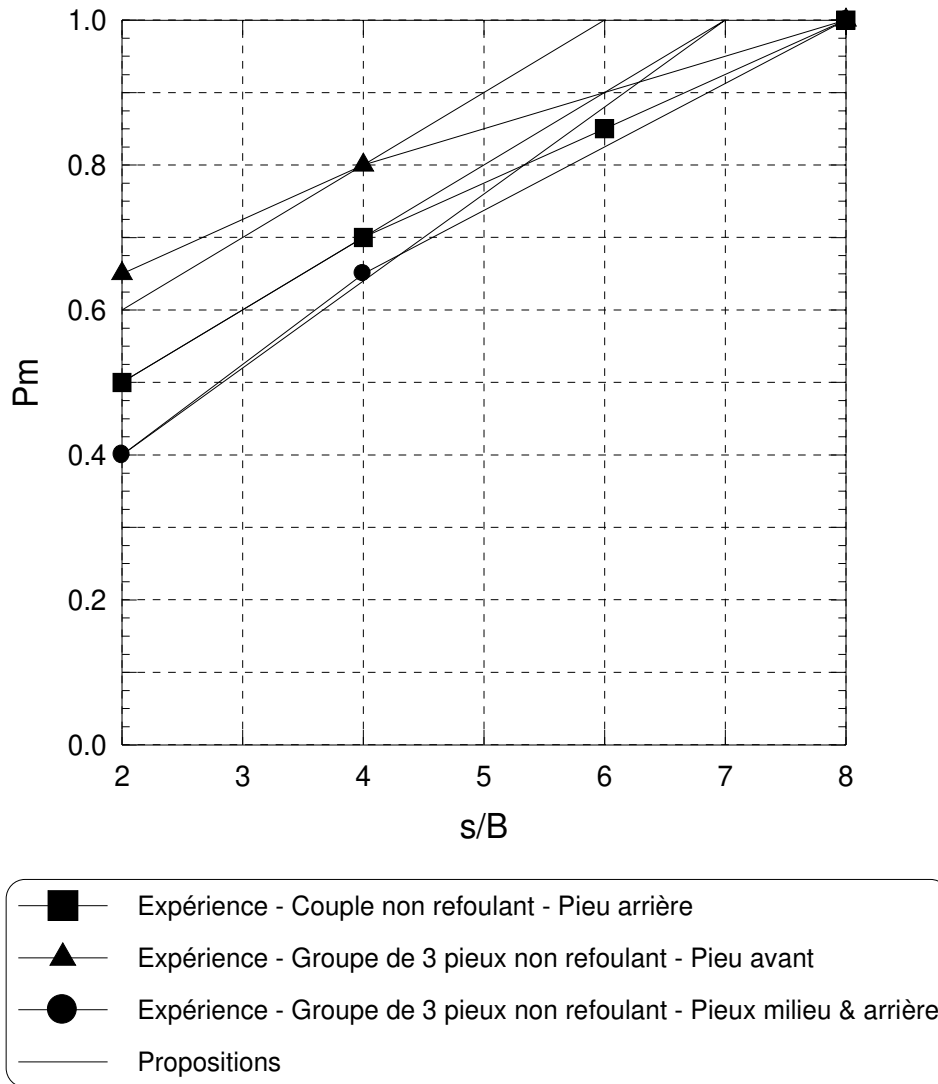


figure 5 - 21 : Propositions des coefficients  $P_m$  simplifiées pour les groupes de pieux non refoulant et refoulant chargés en ligne



## Annexe 2

### ***APPLICATION DE LA FORCE CENTRIFUGE DANS LE MASSIF DE SOL***



On rappelle et développe la théorie de Schofield [1980] sur la répartition de la force centrifuge dans un massif de sol.

Le but de la centrifugation est de reproduire dans un massif de sol modèle le profil des contraintes existant dans un massif prototype.

Ainsi pour un massif de sol de hauteur  $H$ , modélisé par un massif de sol de hauteur  $h$ , le facteur d'échelle est  $N=H/h$  (figure A2 - 1).

Le profil de contraintes verticales modélisé (figure A2 - 2) est :

$$\sigma_v = \rho N g (r - r_0) \tag{A2-1}$$

où -  $r_0$  est la distance entre le centre de rotation de la centrifugeuse et la surface du massif modèle

-  $r$  est celle entre le centre de rotation de la centrifugeuse et un point du massif modèle.

Mais en fait, la gravité appliquée n'est pas constante sur la hauteur  $h$  du massif, elle dépend de la vitesse de rotation  $\omega$  de la machine :  $g = r \cdot \omega^2$

Si on considère un volume élémentaire  $dV = dr \cdot dS$  de massif pour lequel la gravité sera constante sur la hauteur  $dr$ , la contrainte verticale élémentaire appliquée est :

$$d\sigma_v = \frac{dF}{dS} = \frac{\rho \cdot dV \cdot g}{dS} = \frac{\rho \cdot dS \cdot dr \cdot r \cdot \omega^2}{dS} = \rho \omega^2 r \cdot dr$$

donc la contrainte verticale en  $r$  est :

$$\sigma_v = \int_{r_0}^r d\sigma_v = \rho \omega^2 \int_{r_0}^r r \cdot dr = \frac{\rho \omega^2}{2} (r^2 - r_0^2) \tag{A2-2}$$

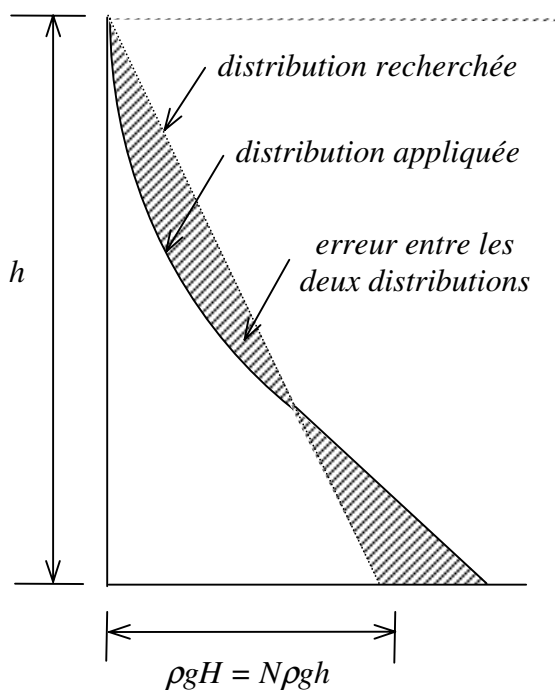
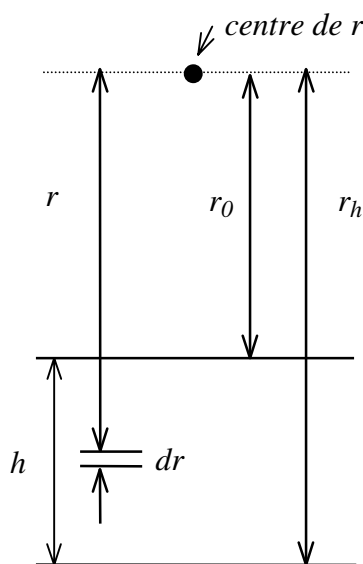


figure A2 - 1 : Configuration du massif embarqué en centrifugeuse

figure A2 - 2 : Distribution des contraintes verticales dans le massif modèle

Les deux profils de contraintes ainsi définis s'égalisent à la surface pour  $r=r_0$  et en un autre point du massif  $r = r_1$ .

En  $r = r_1$ , on a :

$$\frac{\rho\omega^2}{2}(r_1^2 - r_0^2) = \rho g N (r_1 - r_0)$$

soit une vitesse angulaire :

$$\omega = \sqrt{\frac{2Ng}{r_0 + r_1}} \quad (\text{A2-3})$$

En tout autre point du massif, l'erreur entre profils de contraintes verticales est :

$$\begin{aligned} \varepsilon &= N\rho g(r - r_0) - \rho \frac{\omega^2}{2}(r^2 - r_0^2) \\ &= N\rho g(r - r_0) - N\rho g \frac{(r^2 - r_0^2)}{r_0 + r_1} \end{aligned}$$

et l'erreur maximale est obtenue pour  $\frac{d\varepsilon}{dr} = 0$  en deux points  $\bar{r} = \frac{r_0 + r_1}{2}$  et  $r = r_2$ .

On peut considérer que la meilleure des approximations sera obtenue quand les erreurs relatives en ces points seront égales, c'est-à-dire :

$$\begin{aligned} &\left[ \left( \frac{r_0 + r_1}{2} - r_0 \right) \cdot N\rho g - \left( \left( \frac{r_0 + r_1}{2} \right)^2 - r_0^2 \right) \cdot \frac{N\rho g}{r_0 + r_1} \right] / \left[ \left( \frac{r_0 + r_1}{2} - r_0 \right) \cdot N\rho g \right] \\ &= \left[ \left( r_2^2 - r_0^2 \right) \cdot \frac{N\rho g}{r_0 + r_1} - (r_2 - r_0) \cdot N\rho g \right] / \left[ (r_2 - r_0) \cdot N\rho g \right] \end{aligned}$$

D'où :

$$1 - \frac{\frac{r_0 + r_1}{2} + r_0}{r_0 + r_1} = \frac{r_0 + r_2}{r_0 + r_1} - 1$$

Puis :

$$r_1 = r_0 + \frac{2}{3}(r_2 - r_0) \quad (\text{A2-4})$$

Ce rayon ainsi défini est le rayon optimal pour lequel il y a égalité des contraintes et l'écart entre les deux profils est minimisé.

Pour ce rayon, l'erreur relative maximale est :

$$\hat{\varepsilon} = \frac{r_2 - r_1}{r_0 + r_1} = \frac{h/3}{2\bar{r}} = \frac{h}{6\bar{r}} \quad (\text{A2-5})$$

Alors le rayon à définir pour une modélisation optimale est :

$$\bar{r} = \frac{Ng}{\omega^2} = \frac{r_0 + r_1}{2} = r_0 + \frac{h}{3} \quad (\text{A2-6})$$



Cette méthode force le profil de contraintes réellement appliqué à être le plus proche possible du profil recherché. Elle est plus ou moins contestable.

Aussi on vérifie ce résultat par une autre méthode. Elle consiste en l'annulation de l'aire représentant l'erreur entre les deux profils.

$$\begin{aligned}
 A &= \int_{r_0}^{r_2} \varepsilon . dr = N\rho g . \int_{r_0}^{r_2} (r - r_0) . dr - \frac{N\rho g}{r_0 + r_1} . \int_{r_0}^{r_2} (r^2 - r_0^2) . dr \\
 &= N\rho g . \left[ \frac{r^2}{2} - r_0 . r \right]_{r_0}^{r_2} - \frac{N\rho g}{r_0 + r_1} . \left[ \frac{r^3}{3} - r_0^2 . r \right]_{r_0}^{r_2} \\
 &= N\rho g . \left( \frac{r_2^2}{2} - r_0 . r_2 + \frac{r_0^2}{2} \right) - \frac{N\rho g}{r_0 + r_1} . \left( \frac{r_2^3}{3} - r_0^2 . r_2 + 2 \frac{r_0^3}{3} \right) \\
 &= \frac{N\rho g}{2} . (r_2 - r_0)^2 - \frac{N\rho g}{3(r_0 + r_1)} . (2r_0 + r_2) . (r_2 - r_0)^2 \\
 A = 0 &\quad \Leftrightarrow \quad \bar{r} = r_0 + \frac{h}{3}
 \end{aligned}$$

On retrouve bien le résultat obtenu de la première méthode.

Ainsi il faudrait appliquer la gravité modèle à un tiers de la hauteur de massif à partir de la surface pour approcher au mieux le profil de contraintes verticales recherché.

Il est juste de remarquer que cette profondeur correspond à peu près à la profondeur du moment fléchissant maximum dans le cas d'un pieu chargé latéralement en tête. D'où l'intérêt de ce choix pour minimiser les erreurs expérimentales.



# Conclusions & Perspectives



L'étude a porté sur le comportement des groupes de pieux sous charges latérales avec pour objectif la détermination de coefficients à appliquer aux courbes de réaction du pieu isolé, permettant de rendre compte des effets de groupe.

L'approche mise en œuvre est l'étude expérimentale sur modèles réduits centrifugés et des essais de chargement latéral sur des pieux isolés et des groupes de pieux ont été réalisés.

Le pieu prototype a une longueur de 12 m, un diamètre de 0,72 m et une rigidité de 474 MN.m<sup>2</sup>. Les pieux modélisés sont longs et souples. Ils sont fichés dans un massif de sable homogène dense, de poids volumique  $\gamma_d = 16,4 \text{ kN.m}^{-3}$ .

Le rapport de la taille des grains sur le diamètre du pieu est de 90. Il est suffisant pour qu'il n'y ait pas d'effet d'échelle dans la réponse au chargement latéral. Des essais de modélisation de modèles ont en outre permis de vérifier que les lois de similitudes étaient respectées.

Dans un premier temps, le comportement du pieu isolé de référence a été étudié. A partir des moments fléchissants expérimentaux, une double intégration permet de calculer les déplacements latéraux du pieu. Une double dérivation des moments avec le logiciel SLIVALIC5 donne aussi les profils des efforts tranchants et des réactions du sol. On calcule ainsi les courbes de réaction  $P-y$  représentant l'interaction sol-pieu qui sont ensuite validées en recalculant la réponse du pieu.

Sur la base des courbes  $P-y$  du Fascicule 62 et de corrélations pénétromètre-pressiomètre établies dans un massif centrifugé, des courbes de réactions trilineaires, dites "approchées", sont construites pour représenter le pieu isolé. Ces courbes "approchées" ont également été validées.

Plusieurs modes de mise en œuvre des pieux ont été utilisés au cours de l'étude. Certains refoulent le sol (battage à 1g, fonçage à 1g, fonçage à 60g), d'autres non (moulage à 1g par pluviation du sable autour du pieu). Une étude comparative de ces méthodes sur des couples en ligne permet d'étudier leur influence sur l'effet de groupe. On montre que la composante géométrique de l'effet de groupe est prépondérante. L'effet du remaniement du massif lors de la mise en place des pieux n'a pas d'influence significative sur la réponse des couples.

L'espacement entre les pieux, le nombre de pieux du groupe et la direction du chargement par rapport aux pieux sont les paramètres essentiels affectant la réponse d'un groupe de pieux chargé latéralement. Diverses configurations utilisant deux ou trois pieux sont ainsi étudiées.

Dans le cas de couples, l'effet de groupe est significatif pour les espacements  $s/B$  inférieurs à 4. Le groupe dans ces configurations se déplace plus que le pieu isolé. Le comportement du pieu avant du couple est proche de celui du pieu isolé. Par effet d'ombre, le pieu arrière est moins résistant que le pieu avant. Les expériences ont aussi permis de déterminer l'efficacité du couple pour les différents espacements. Pour un même déplacement, les moments fléchissants des pieux arrières sont aussi inférieurs à ceux du pieu isolé. Pour un espacement supérieur à  $s/B = 6$ , l'effet de groupe n'est plus significatif.

En ce qui concerne les groupes de trois pieux chargés en ligne, un effet de groupe est également mis en évidence pour des espacements  $s/B$  inférieurs à 4. Les réponses des pieux milieu et arrière suivants sont très proches. Ces pieux sont toujours moins résistants que le pieu avant qui est lui-même moins résistant que le pieu isolé. Pour  $s/B = 8$ , l'effet de groupe disparaît.

La méthode d'analyse des moments fléchissants expérimentaux a permis de construire les courbes de réaction  $P-y$  pour chaque pieu du groupe étudié. Comparées à celles du pieu isolé, elles sont utilisées pour caractériser l'effet de groupe par réduction des réactions du sol, plus ou

moins prononcée selon la place du pieu et l'espacement entre les pieux dans le groupe. Des coefficients de réduction  $P_m$  sont ainsi proposés pour quantifier cet abattement sur les courbes de réaction.

Pour les couples de pieux en ligne, un même jeu de coefficients  $P_m$  est proposé, que la mise en place se fasse avec ou sans refoulement du sol. Ainsi, à  $s/B = 2$ , les réactions du pieu arrière sont réduites de moitié ( $P_m = 0,52$ ).

En ce qui concerne les groupes de trois pieux en ligne, une distinction est faite entre les deux modes de mise en place. Les coefficients  $P_m$  obtenus sont légèrement supérieurs aux quelques valeurs proposées dans la littérature mais nettement inférieurs à celles du Fascicule 62. On met en évidence une composante négative qui réduit la réaction du sol dont bénéficie le pieu, et une composante positive qui augmente cette réaction. Pour les pieux mis en place sans refoulement, seule la première composante apparaît. Elle est d'origine géométrique et est due aux interactions pieu-sol-pieu. La seconde composante ne se manifeste au contraire que pour les pieux refoulants. Elle est la conséquence de l'évolution du sol, provoquée par la mise en place des pieux.

L'étude a permis de quantifier ces deux composantes et de distinguer des coefficients  $P_m$  pour les pieux refoulants et les pieux non refoulants.

Il est vraisemblable que la composante due aux évolutions du massif de sol, engendrées par le refoulement des pieux, soit très dépendante de la nature et des caractéristiques du sol en place. Comme l'étude n'a été réalisée que dans un sable dense, les résultats obtenus sur la mise en place avec refoulement ne sont pas généralisables sans d'autres vérifications.

Les valeurs choisies pour les coefficients  $P_m$  pourraient être soit des valeurs moyennes entre les deux modes de mise en place, soit les valeurs des pieux non refoulants si l'on souhaite rester du côté de la sécurité.

Afin de valider les coefficients  $P_m$  déduits des essais sur les groupes de 2 ou 3 pieux et de comparer les deux propositions ci-dessus, un groupe de 9 pieux à  $s/B = 3$  a aussi été testé.

Des calculs de la réponse du groupe avec le logiciel GOUPIL ont été réalisés avec les courbes  $P$ - $y$  approchées du pieu isolé modifiées par les coefficients de réduction  $P_m$ . Deux jeux de coefficients ont été testés (valeurs moyennes ou valeurs correspondant aux pieux non refoulants). Le second s'est révélé fournir une meilleure prévision de la réponse du groupe. Un écart de 10 à 20% suivant le niveau de chargement entre les déplacements calculés et les déplacements observés subsiste. Il serait en grande partie du au choix des courbes de réaction de référence qui se manifeste du fait de la non-linéarité de ces courbes.

Des abaques sont finalement proposées fournissant des expressions simples des coefficients  $P_m$  qui pourraient constituer une amélioration sensible des règles de dimensionnement actuelles (cf. figure 5 – 21). Toutefois, les recherches ne sont pas terminées et l'étude conduit à envisager d'autres perspectives.

En ce qui concerne le dispositif expérimental, il faudrait développer une méthode pour mettre en place les pieux et les charger en cours de rotation de la centrifugeuse, sans arrêt de la machine. La maîtrise du téléopérateur, nouvel équipement disponible sur la centrifugeuse du L.C.P.C. permettrait de tels essais et d'entreprendre une étude plus systématique de l'effet du refoulement du sol dans différents matériaux.

Le chargement latéral du pieu isolé ou des groupes de pieux a toujours été réalisé avec le souci de respecter l'intégrité mécanique des pieux et de limiter l'étude à des conditions de service.

L'étude de la réponse des pieux isolés et des groupes sous états ultimes nécessiterait d'autres séries d'essais avec des pieux spécialement dimensionnés.

Dans les délais impartis à l'étude, il n'a pas été possible de réaliser des essais de validation plus nombreux. Des outils expérimentaux et des procédures d'analyse des données ont été développés et sont disponibles pour étudier des configurations complexes de groupe de pieux chargés latéralement.

La modélisation de l'essai de chargement latéral d'un groupe de neuf pieux encastrés dans une semelle de répartition serait aussi envisageable, ainsi que l'étude expérimentale des dégradations des réactions sous charges cycliques.





# Annexe 3

## *VALIDATION DES HYPOTHESES DE LA PROCEDURE D'INTERPRETATION*



# I. PRESENTATION ET ANALYSE DES ESSAIS CENTRIFUGES DE VALIDATION

## I.1. INTRODUCTION

La procédure d'analyse de l'essai de chargement latéral du pieu isolé est présentée dans le chapitre 3. Elle nécessite la détermination des conditions aux limites ainsi que la validation de certaines hypothèses. Dans ce but, trois types d'essais spécifiques ont été réalisés sur des modèles centrifugés, chacun abordant un aspect particulier du problème. Les objectifs sont donnés dans les paragraphes correspondant.

Chaque essai réalisé à 40g consiste en un chargement latéral d'un pieu isolé, libre en tête, mis en place sans refoulement du sol (sable de Fontainebleau de poids volumique  $\gamma_a = 16,3 \text{ kN/m}^3$ ). Le dispositif expérimental d'application de l'effort latéral ou d'acquisition des déplacements est modifié d'un essai à l'autre :

- (1) pieu isolé, chargement en tête, acquisition des déplacements en tête (Essai C3F0, figure A3 - 1) ;
- (2) pieu isolé, chargement en tête et en pied, acquisition des déplacements en tête et en pied (Essais C5F0a et C5F0b, figure A3 - 2) ;
- (3) pieu isolé, chargement en tête, acquisition des déplacements en tête et en pied (Essais C6F0a et C6F0b, figure A3 - 3).

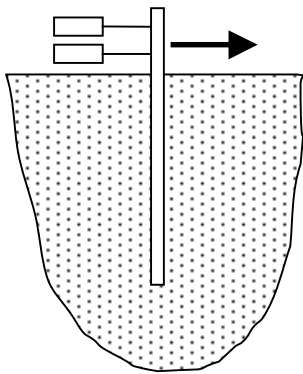


figure A3 - 1:  
Essai C3F0

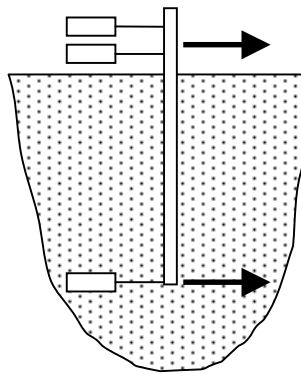


figure A3 - 2 :  
Essais C5F0a et C5F0b

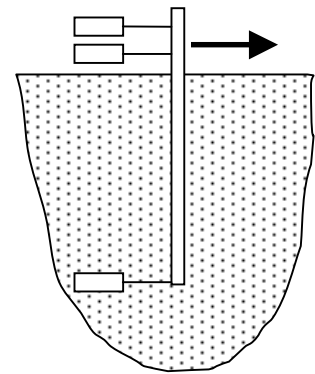
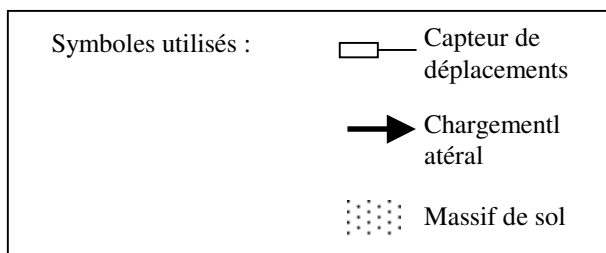


figure A3 - 3:  
Essais C6F0a et C6F0b



## **I.2. PRESENTATION ET ANALYSE DES ESSAIS C5F0A ET C5F0B**

Le but de ces deux essais est d'obtenir, après interprétation, des courbes  $P$ - $y$  avec des réactions du sol et des déplacements latéraux positifs et suffisamment grands pour pouvoir établir le profil de module de réaction sur toute la fiche du pieu. Lorsque le pieu est chargé en tête, les valeurs de déplacements et donc de réactions mobilisées dans la partie inférieure de la fiche sont faibles. Elles ne permettent pas une détermination précise des courbes  $P$ - $y$ .

Le dispositif de chargement latéral a donc été conçu pour mobiliser la réaction du sol sur toute la fiche du pieu et pour obtenir des déplacements importants en pied du pieu. Pour cela on charge le pieu en tête et en pied. Le conteneur est adapté pour cette configuration (figure A3 - 4). Plusieurs paliers de chargements de 65 kN sont appliqués. Pendant l'essai, on mesure les déplacements et l'effort appliqué en tête et en pied, ainsi que les moments fléchissants (figure A3 - 5a et figure A3 - 7a).

La procédure d'interprétation définie au chapitre 3 est appliquée pour analyser les données de ces deux essais. L'équilibre du pieu n'est pas vérifié. On atteint les limites du processus de lissage : il manque des données en pied afin d'obtenir pour une spline d'ordre suffisamment élevé pour permettre une double dérivation.

On constate ainsi des anomalies concernant les effort tranchants en pied. Ceux-ci sont négatifs pour l'essai C5F0a et positifs mais trop faibles par rapport à l'effort appliqué pour l'essai C5F0b.

Les pieux modèles utilisés sont souples et ne permettent pas de mobiliser une poussée sur toute la fiche. Les profils de réaction du sol montrent un mécanisme de poussée - butée - contre-butée (figure A3 - 6b et figure A3 - 8b). La contre-butée est très faible dans le cas de l'essai C5F0b. On émet les mêmes réserves que pour les efforts tranchants concernant ces valeurs de réactions.

Des déplacements positifs sont obtenus en tête et en pied (figure A3 - 5b et figure A3 - 7b). Sur la partie fichée où il y a une butée, les déplacements sont négatifs. En outre, du fait des jeux mécaniques et des déformations du dispositif de chargement, les déplacements en pied sont restés relativement faibles.

D'après ces résultats, des courbes  $P$ - $y$  pour lesquelles les déplacements et les réactions ont le même signe peuvent être construites. Autour des deux points de pression nulle et de déplacement nul, les incertitudes de l'analyse sont trop importantes pour que les courbes de réaction à ces profondeurs aient une signification physique.

On peut cependant calculer le module sécant pour un déplacement en tête (au point de chargement) de 2,5 mm, commun aux courbes de réaction qui peuvent être définies.

Le profil obtenu en fonction de la profondeur (figure A3 - 9) montre une allure croissante du module sécant jusqu'à une profondeur de 8 m. En dessous, les valeurs calculées sont plus faibles notamment pour l'essai C5F0b. On peut supposer que les incertitudes sur la mesure et l'interprétation mises en évidence précédemment ne permettent pas d'établir des valeurs de module sécant significatives.

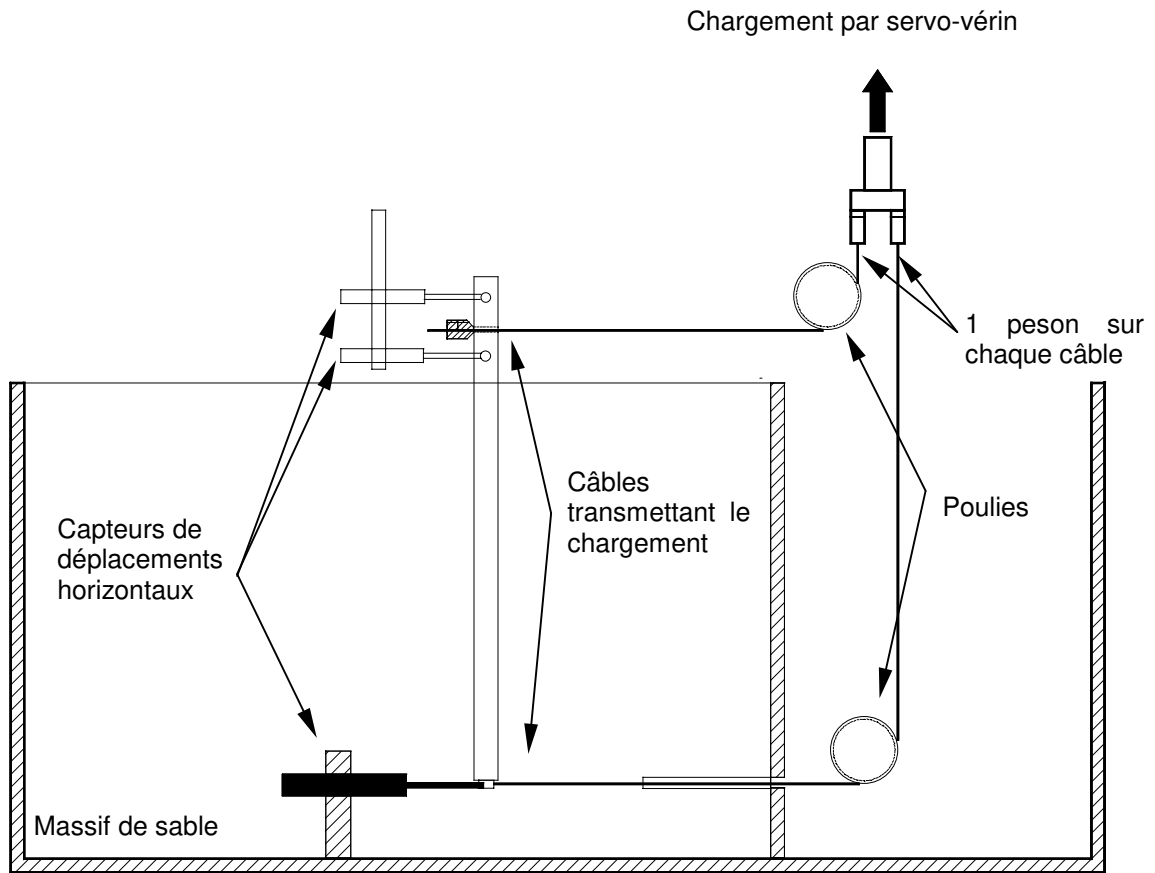


figure A3 - 4 : Schéma de principe du dispositif expérimental pour les essais C5F0a et C5F0b

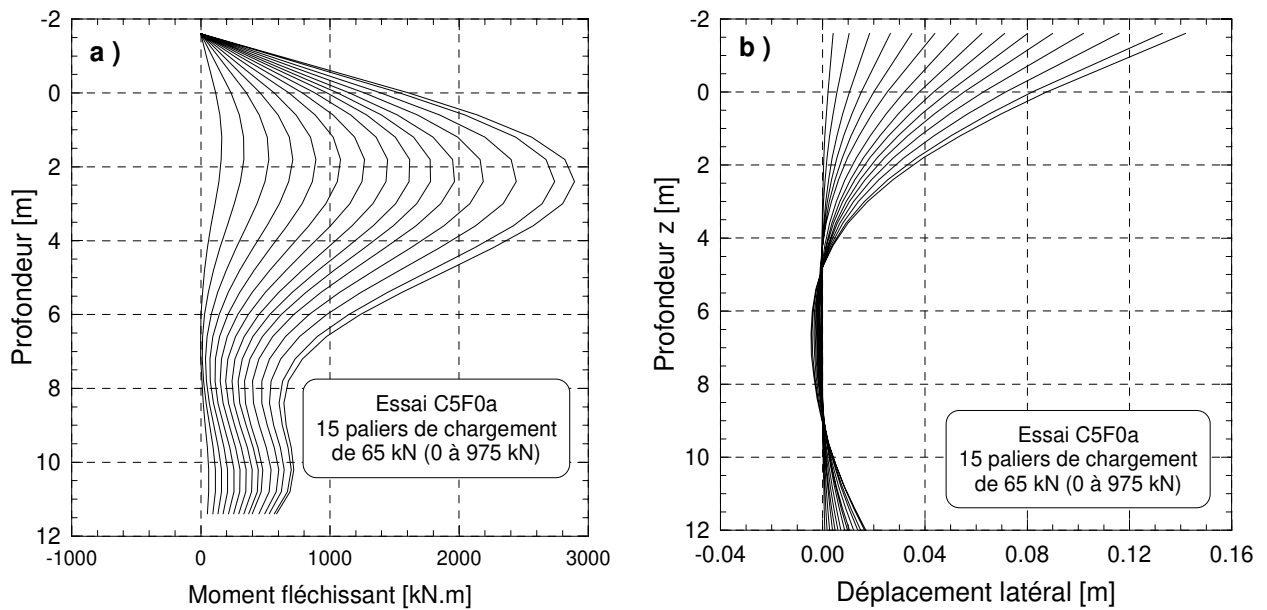


figure A3 - 5 : Résultats de l'essai C5F0a - a ) Moments fléchissants - b ) Déplacements latéraux

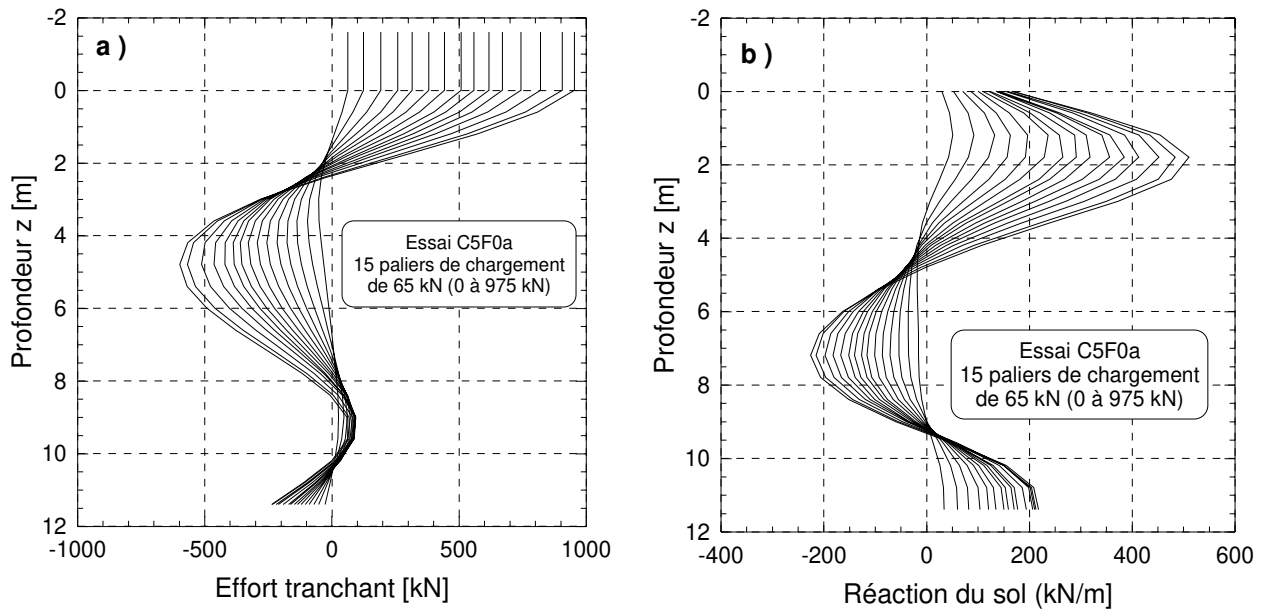


figure A3 - 6 : Résultats de l'essai C5F0a - a ) Efforts tranchants - b ) Réactions du sol

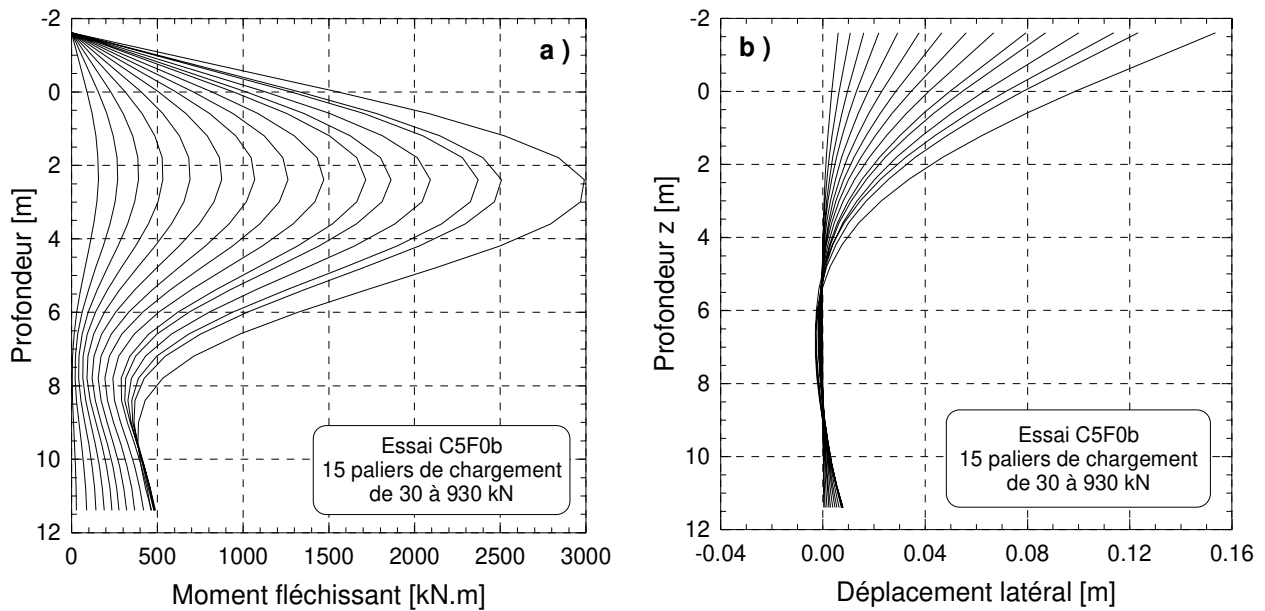


figure A3 - 7 : Résultats de l'essai C5F0b - a ) Moments fléchissants - b ) Déplacements latéraux

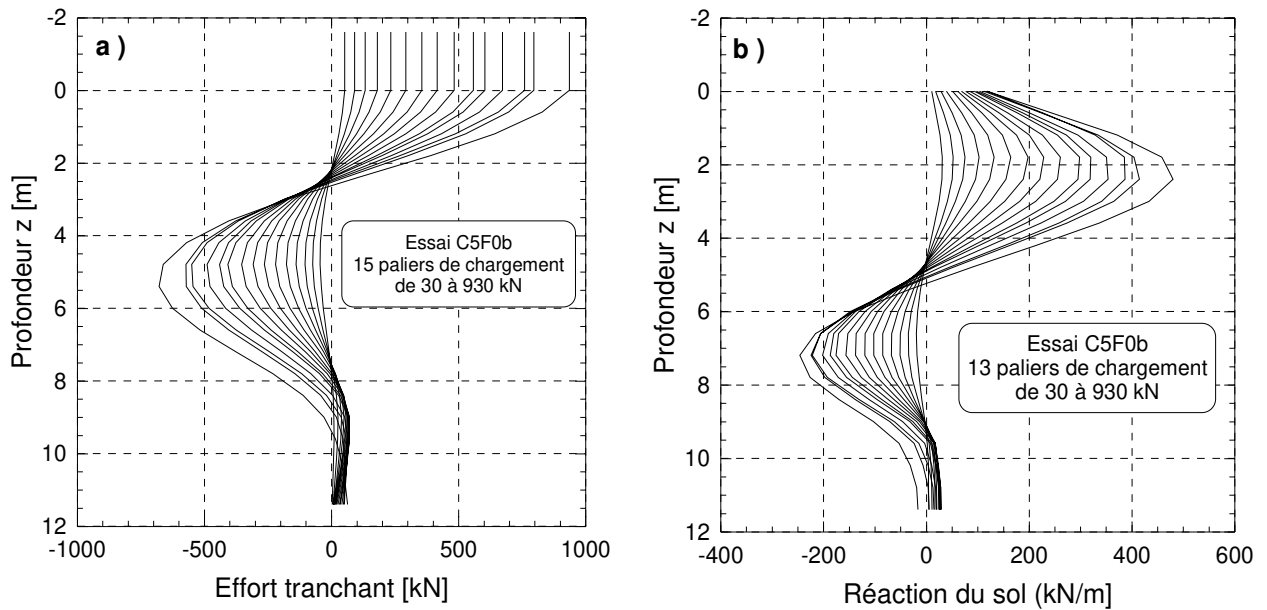


figure A3 - 8 : Résultats de l'essai C5F0b - a ) Efforts tranchants - b ) Réactions du sol

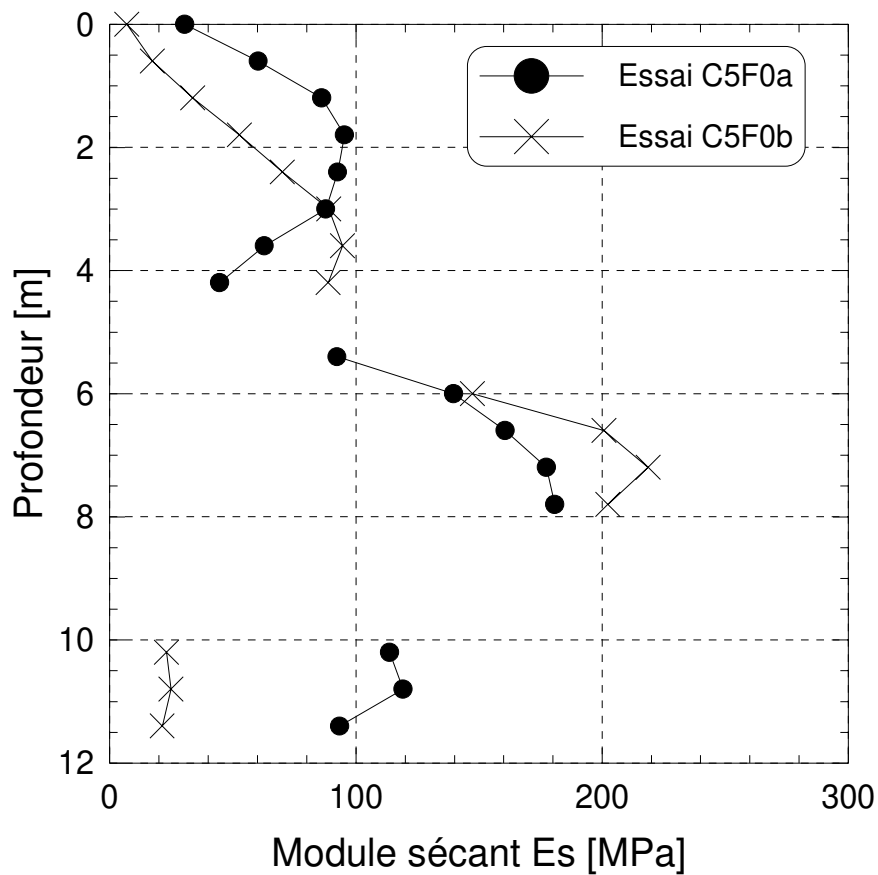


figure A3 - 9 : Profils de modules sécants pour les essais C5F0a et CF0b

### I.3. PRESENTATION ET ANALYSE DES ESSAIS C6F0A ET C6F0B

Les constantes d'intégration de la courbe des moments permettant d'obtenir les déformées du pieu sont habituellement obtenues par les deux mesures de déplacements en tête ( $dp1$  et  $dp2$ ). Une faible erreur sur l'une d'elles aura des conséquences déterminantes sur les déplacements de la partie inférieure du pieu.

Pour étudier cette question et déterminer les conditions de déplacement en pied, un essai spécifique (doublé) sur pieu isolé est réalisé. L'essai consiste en un chargement latéral sur un pieu mis en place sans refoulement du sol. Le dispositif expérimental est modifié : un capteur de déplacement est enfoui dans le massif de sable en cours de pluviation, il est placé horizontalement en pied du pieu (figure A3 - 10).

Ainsi pendant le chargement, il est possible de mesurer les déplacements du pieu en pied. Les résultats sont représentés sur la figure A3 - 11 (grandeurs prototypes). Le déplacement final est très faible, d'environ 0,8 mm pour les deux essais. La résolution du capteur est de  $\pm 0,1$  mm. On constate aussi (figure A3 - 12) que les moments fléchissants sont faibles au voisinage du pied.

Il est cependant nécessaire de prouver que les résultats de ces essais ne sont pas perturbés par la présence du capteur de déplacement en pied. Aussi les compare-t-on à l'essai C3F0 réalisé sur un pieu isolé mis en place également sans refoulement du sol et sans capteur de déplacement en pied. On montre que les profils de moments fléchissants sont similaires pour un même déplacement latéral  $dpc$  de 13% de  $B$  (0,095 m), soit un effort latéral  $F_H$  de 650 kN (figure A3 - 12). La présence du capteur de déplacement en pied du pieu n'affecte donc pas l'essai.

Ainsi à partir des essais C6F0a et C6F0b, les deux hypothèses suivantes peuvent être posées qui seront validées au paragraphe suivant :

- le déplacement latéral du pied, à  $z = 12$  m, est nul ;
- le moment fléchissant en pied est nul.

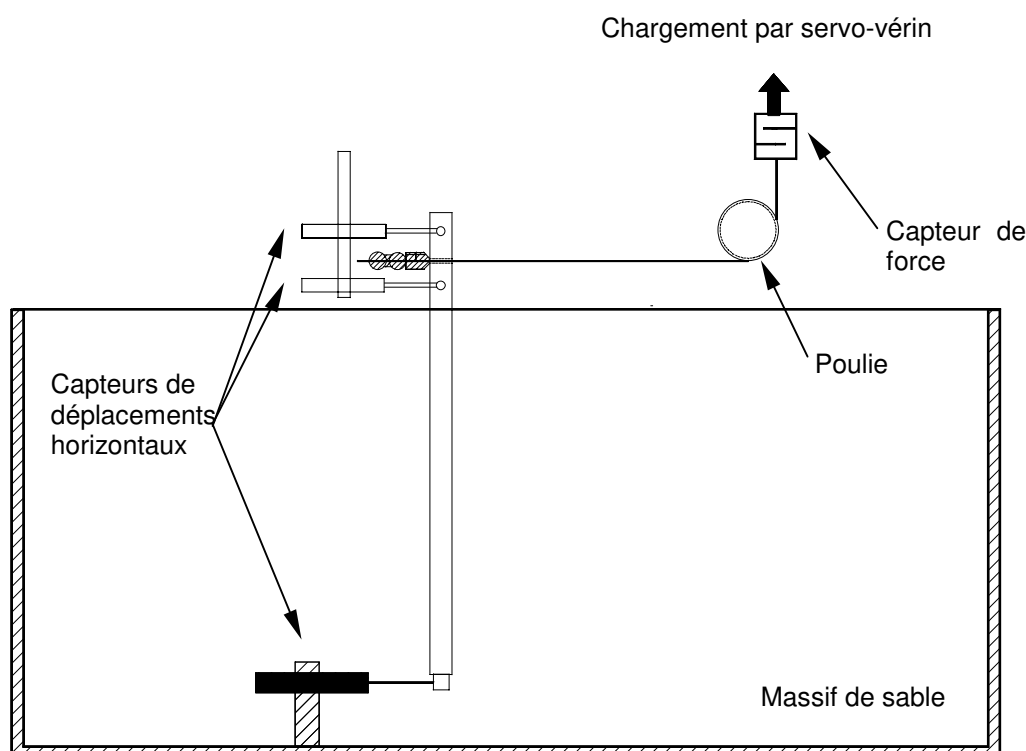


figure A3 - 10 : Schéma du principe du conteneur pour les essais C6F0a et C6F0b



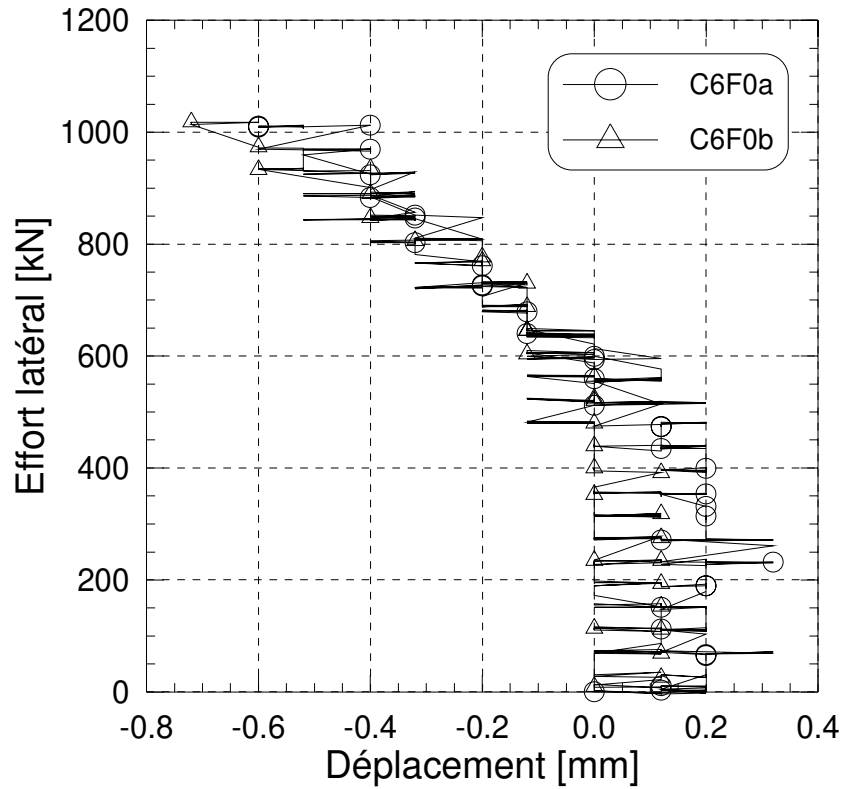


figure A3 - 11 : Déplacements mesurés au pied du pieu pendant le chargement latéral - Essais C6F0a et C6F0b.

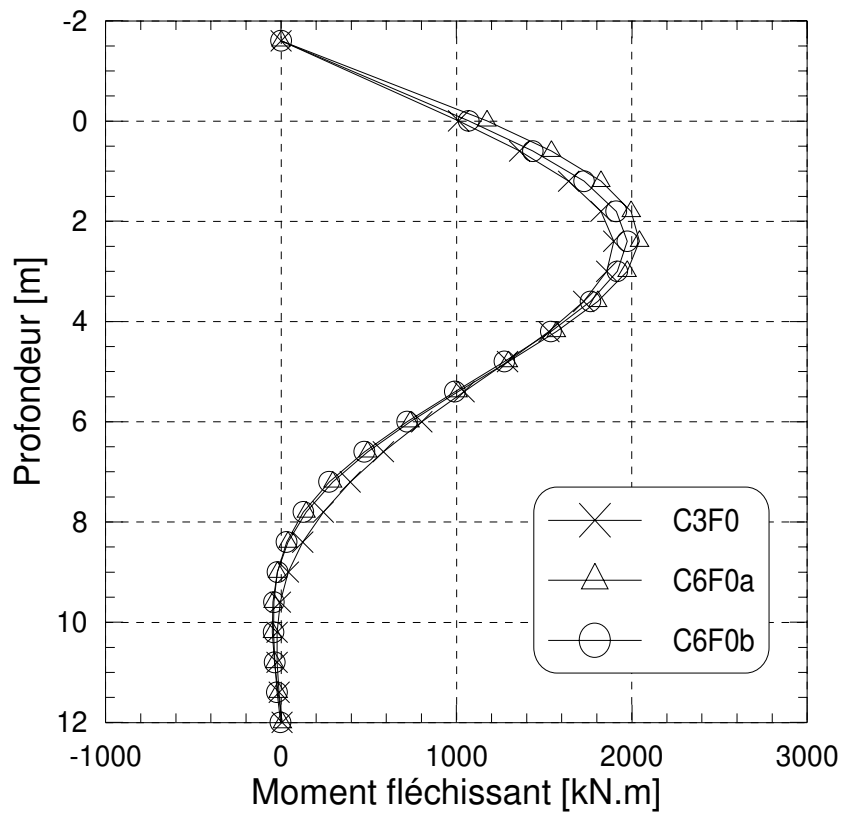


figure A3 - 12 : Comparaison des profils de moments fléchissants des essais C3F0, C6F0a et C6F0b pour  $d_{pc} = 13\%.B$ .

## **II. VALIDATIONS**

### **II.1. HYPOTHESE DU MOMENT NUL EN PIED**

Pour un même paramètre  $\rho$  contrôlant le caractère plus ou moins lisse ou fidèle du lissage de la courbe des moments, on effectue deux calculs SLIVALIC5 avec les données de l'essai C6F0a :

- un premier avec les 20 points expérimentaux ;
- un second avec ces mêmes points plus le point  $M(12m) = 0$ .

Les résultats de ces calculs montrent qu'il n'y a pas d'influence de l'hypothèse sur le lissage des moments expérimentaux, donc sur l'intégration de ces moments (figure A3 - 13).

Par contre, l'hypothèse  $M(12m) = 0$  a une influence plus marquée sur les profils d'efforts tranchants et de réaction du sol en pied du pieu. En pointe les profils d'efforts tranchants et de réactions du sol tendent vers une valeur nulle (figure A3 - 14).

Dans le cas présent d'un effort en tête d'environ 1 MN, la valeur de l'effort tranchant en pointe est d'environ 100 kN représentant 10% de l'effort appliqué en tête. La valeur obtenue après le calcul de dérivation utilisant l'hypothèse d'un moment nul en pied est d'environ 50 kN. En considérant que l'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et le pieu est de  $45^\circ$  (contact sable-aluminium) alors, l'effort tranchant en pied  $T_0$  aurait pour valeur :

$$T_0 = V_0 \cdot \tan \delta$$

où  $V_0$  est l'effort axial égal au poids du pieu si on néglige les frottements latéraux sur le pieu.

$$V_0 = m \cdot g = 78,5 \times 9,81 = 78,5 \text{ kN}$$

D'où :  $V_0 = 78,5 \times \tan 45 = 78,5 \text{ kN}$

Les valeurs d'effort tranchant résiduelles obtenues en pied sont donc acceptables.

L'hypothèse d'un moment nul en pied du pieu sera conservée pour l'interprétation de tous les essais effectués sur ces mêmes pieux, longs et flexibles.

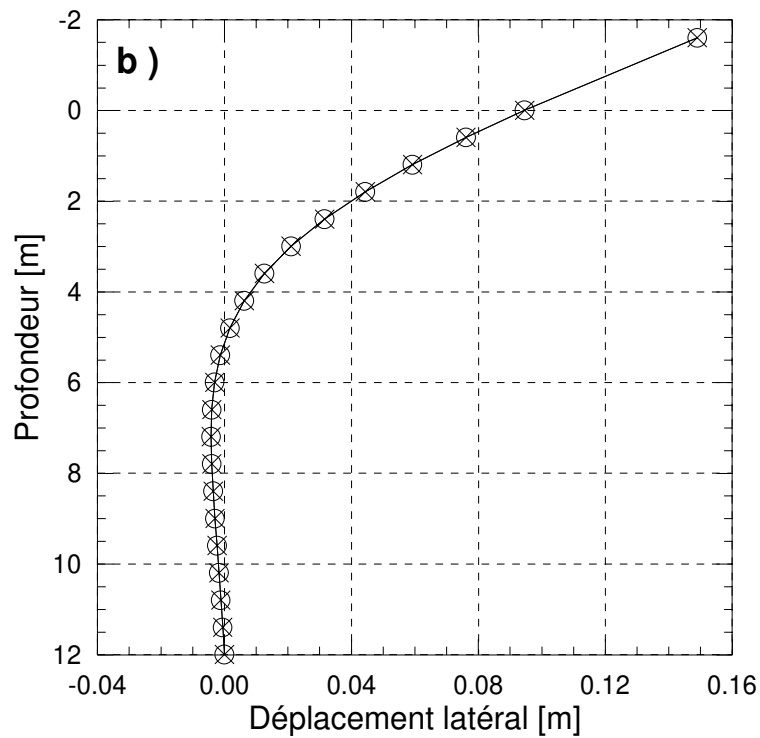
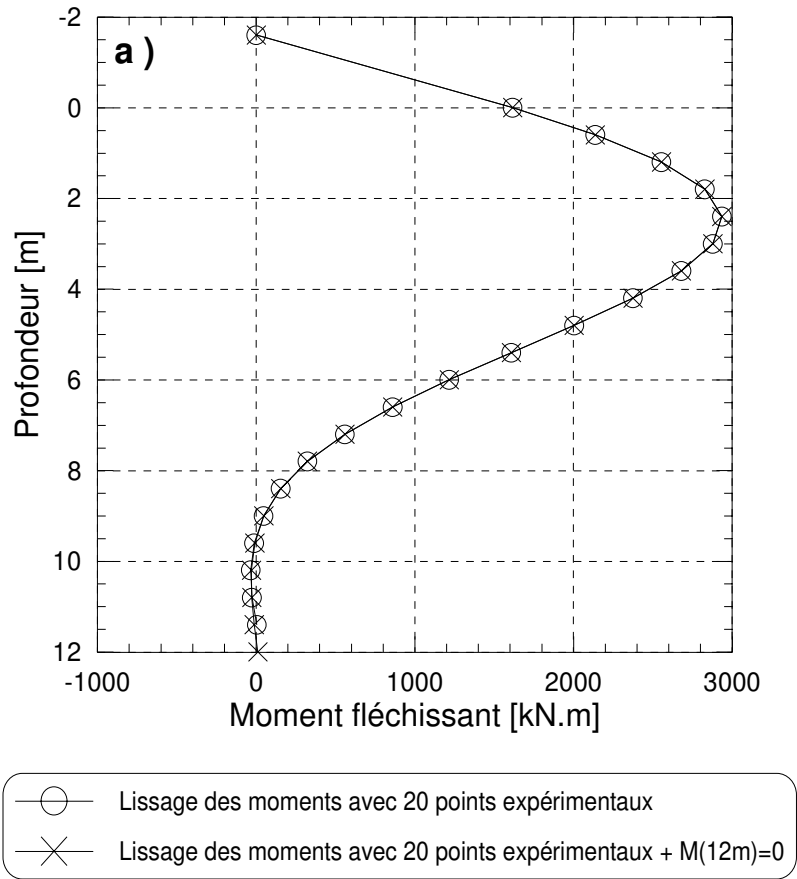
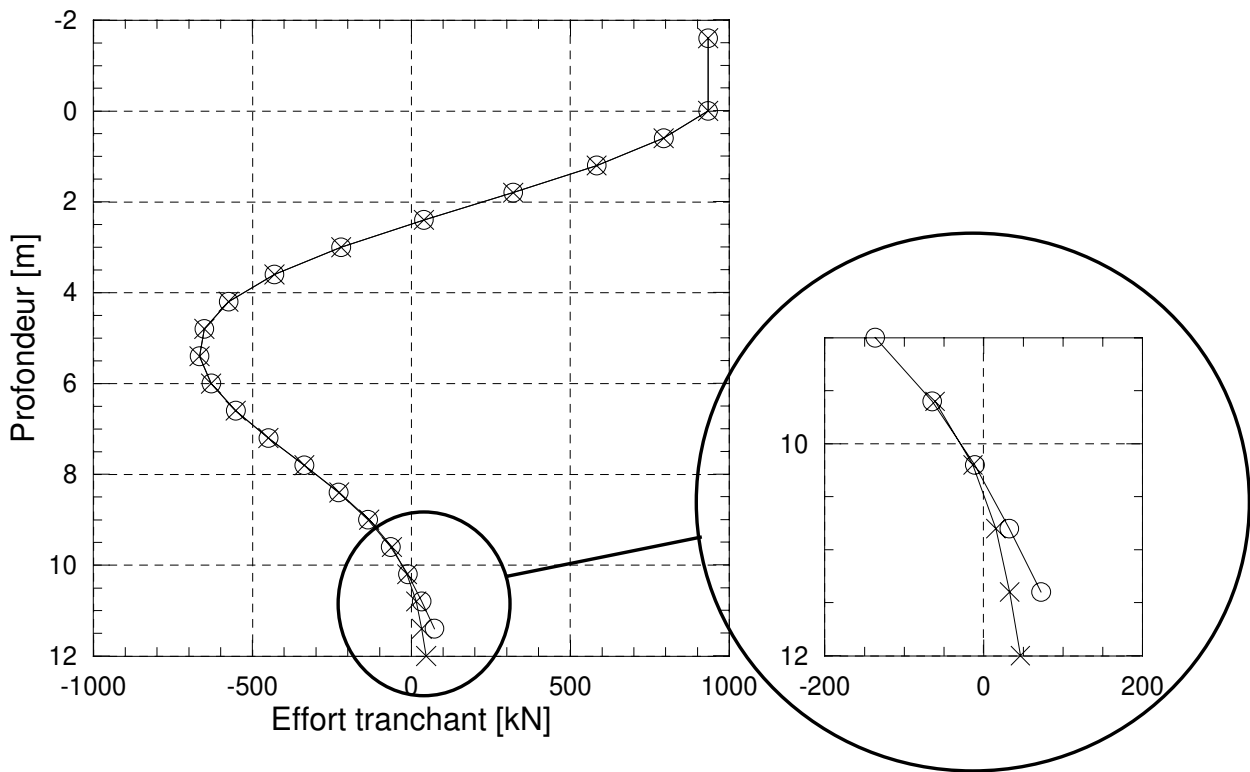


figure A3 - 13 : Essai C6F0a - Profils de moments fléchissants (a) et déformées du pieu (b) pour deux analyses (avec ou sans l'hypothèse  $M_f(12\text{ m})=0$ ) -  $F_H = 1\text{ MN}$



- Lissage des moments avec 20 points expérimentaux
- × Lissage des moments avec 20 points expérimentaux +  $M(12m)=0$

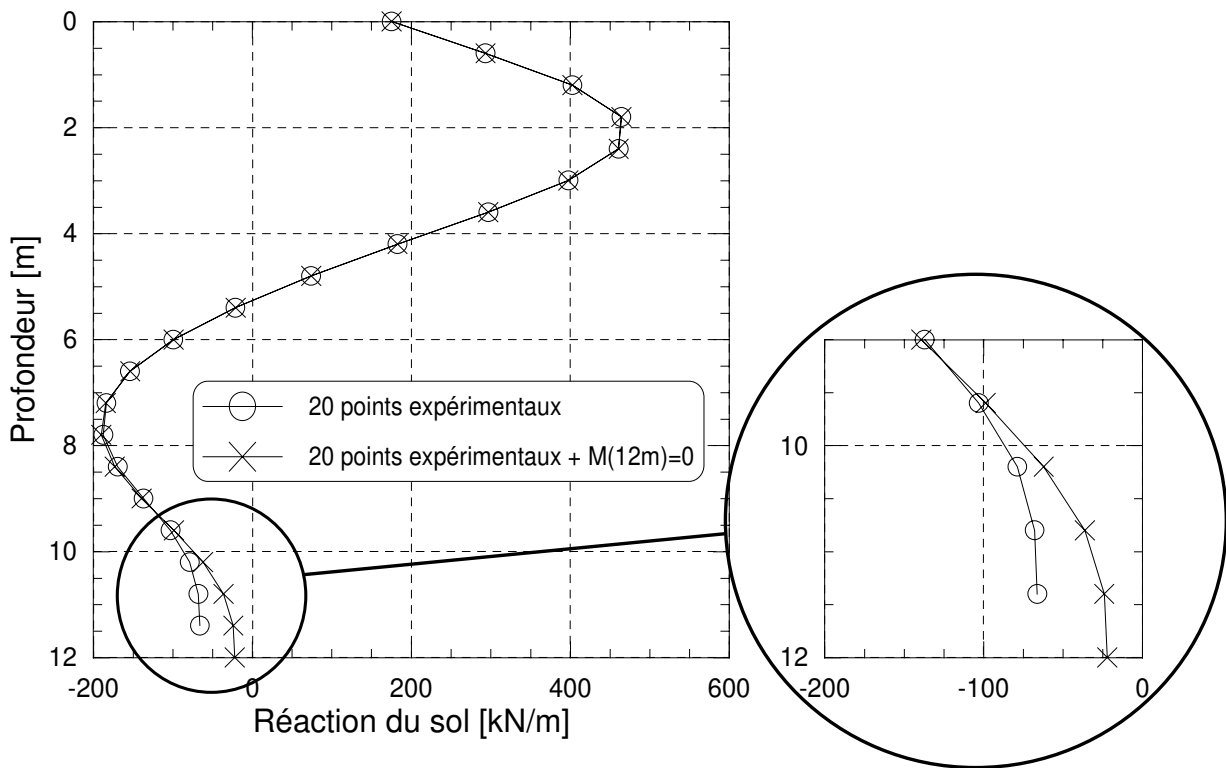


figure A3 - 14 : Essai C6F0a - Profils des efforts tranchants (a) et réactions du sol (b) pour deux analyses (avec ou sans l'hypothèse  $M_f(12 m)=0$ ) -  $F_H = 1 MN$

## II.2. CHOIX DU PARAMETRE $\rho$

La validation du choix de  $\rho$  se fait par une vérification, après calcul, de l'équilibre statique du pieu soumis à la charge latérale appliquée en tête et aux réactions du sol calculées.

L'équation d'équilibre du pieu établie sur les efforts tranchants est :

$$\int_0^z P(t).dt - V(z) = F_H$$

L'équation d'équilibre du pieu établie sur les moments fléchissants est :

$$\int_0^z P(t).(z-t).dt + M(z) = F_H.(z+e)$$

Les résultats sont résumés pour les trois essais pour un effort latéral  $F_H = 650$  kN dans le tableau A3 - 1. Les diverses erreurs relatives sont faibles (inférieures à 10 %) voire négligeable pour les calculs d'équilibres statiques.

*tableau A3 - 1: Calcul des erreurs par rapport aux données de l'expérience pour la validation de  $\rho$  après double dérivation avec SLIVALIC5*

| Essai | $\rho$ | Ecart entre les effort tranchants calculé et expérimental [%] | Erreur sur l'équilibre statique des efforts tranchants [%] | Erreur sur l'équilibre statique des moments [%] |
|-------|--------|---------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| C3F0  | 10     | 6 <sup>(1)</sup>                                              | < 1 <sup>(1)</sup>                                         | 3 <sup>(1)</sup>                                |
|       |        | 6 <sup>(2)</sup>                                              | < 1 <sup>(2)</sup>                                         | < 1 <sup>(2)</sup>                              |
| C6F0a | 10     | < 1 <sup>(1)</sup>                                            | < 1 <sup>(1)</sup>                                         | 1 <sup>(1)</sup>                                |
|       |        | < 1 <sup>(2)</sup>                                            | < 1 <sup>(2)</sup>                                         | < 1 <sup>(2)</sup>                              |
| C6F0b | 20     | 9 <sup>(1)</sup>                                              | < 1 <sup>(1)</sup>                                         | 5 <sup>(1)</sup>                                |
|       |        | 8 <sup>(2)</sup>                                              | < 1 <sup>(2)</sup>                                         | < 1 <sup>(2)</sup>                              |

(1) 20 points expérimentaux

(2) 20 points expérimentaux +  $M(12\text{ m}) = 0$

L'équilibre du pieu est donc vérifié et le choix du paramètre de lissage  $\rho$  validé.

En règle générale, des valeurs de  $\rho$  comprises entre 5 et 20 conviennent pour les essais traités à l'occasion de cette étude.

### II.3. INTERPOLATION POLYNOMIALE

On compare, pour l'essai C6F0a à deux niveaux d'effort latéral (545 kN et 1MN), les moments expérimentaux, avec les moments interpolés par polynômes et les moments lissés par SLIVALIC5 (figure A3 - 15).

Cette comparaison se traduit numériquement par les résultats du tableau A3 - 2. Les écarts relevés sont très faibles.

Ainsi on conclut que les différentes méthodes de lissage conduisent aux mêmes diagrammes de moments fléchissants et aux mêmes valeurs de moments maxima.

tableau A3 - 2 : Comparaison des moments fléchissants analysés pour  $F_H = 1 MN$

|                                  | Expérience | Interpolation polynomiale | Lissage par SLIVALIC5 |
|----------------------------------|------------|---------------------------|-----------------------|
| $M$ à $z=0$ [kN.m]               | 1589       | 1617                      | 1615                  |
| Ecart relatif à l'expérience [%] | -          | <2                        | <2                    |
| $M_{max}$ [kN.m]                 | 2955       | 2935                      | 2935                  |
| Ecart relatif à l'expérience [%] | -          | <1                        | <1                    |

### II.4. CHOIX DES CONSTANTES D'INTEGRATION

Au cours des essais, les deux capteurs ( $dp1$  à  $z = 65$  mm et  $dp2$  à  $z = 20$  mm) placés en tête donnent les déplacements horizontaux du pieu dont on déduit la rotation. De plus, à partir de l'analyse des essais C6F0a et C6F0b, l'hypothèse d'un déplacement nul en pied a été adoptée. Cette hypothèse a-t-elle une influence sur les résultats de la double intégration ?

En tête, l'un des déplacements mesurés  $dp1$  et  $dp2$  peut être choisi. On peut également prendre le déplacement au point de chargement ( $dpc$  à  $z = 40$  mm) déduit des deux déplacements précédents. Cette hypothèse est particulièrement intéressante dans le cas d'un groupe de pieux libre en tête, pour lequel le déplacement au point de charge est le même pour tous les pieux du groupe.

Pour tester ces hypothèses, on effectue les calculs de double intégration pour l'essai C6F0b. La condition en tête est le déplacement donné successivement par  $dp1$ ,  $dp2$  ou  $dpc$  et la condition en pied est  $y(12m) = 0$  ou  $y(12 m) \neq 0$ . On compare les résultats de ces 6 calculs en termes de déplacement au niveau du sol  $y(0)$ , les écarts relatifs à chaque hypothèse sont calculés (tableau A3 - 3).

Quelle que soit l'hypothèse, les écarts sur les résultats sont faibles, inférieurs à 1%, et ne sont donc pas significatifs.

On effectue les mêmes calculs et les mêmes comparaisons pour l'essai C3F0 mais dans le seul cas où  $y(12 m) = 0$  puisqu'on ne connaît pas le déplacement en pointe pour cet essai (tableau A3 - 4).

On obtient les mêmes conclusions que celles de l'essai C6F0b. Les écarts relatifs sont légèrement supérieurs, de 2 à 3 %, mais restent insignifiants.

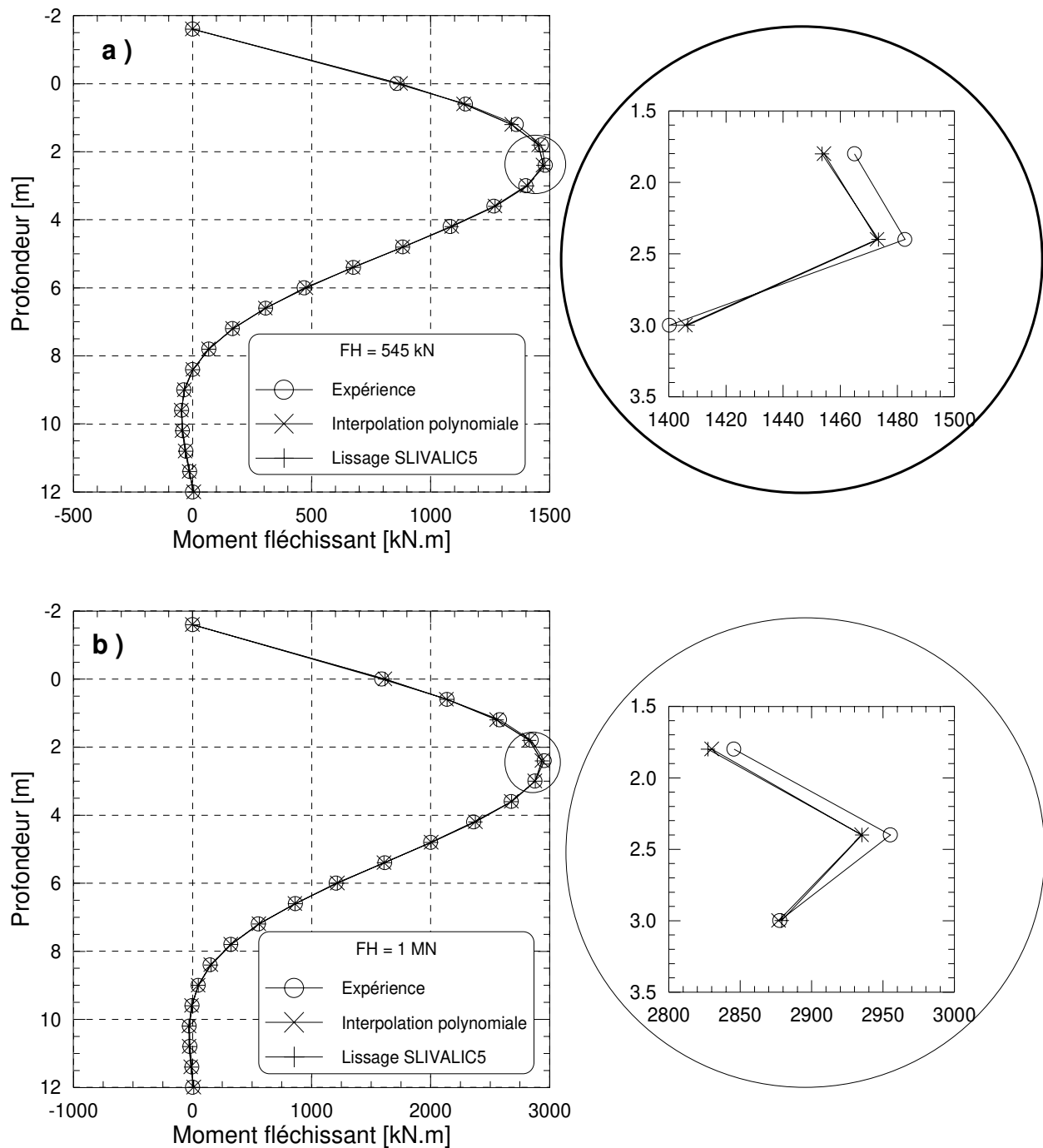


figure A3 - 15 : Essai C6F0a - Comparaison des courbes de moments fléchissants obtenues par l'expérience, par interpolation polynomiale et par lissage avec SLIVALIC5.

Les principales conclusions de ces calculs sont donc :

- la condition de déplacement nul en pied n'influence pas la détermination des déplacements en tête ;
- le choix d'un déplacement en tête plutôt qu'un autre a très peu d'influence sur les résultats (erreur relative sur  $y(0)$  inférieure à 5% pour l'essai C3F0).

tableau A3 - 3 : Essai C6F0b - Etude des conditions limites pour  $F_H = 1 \text{ MN}$

|                                    | Choix du déplacement en tête               |                                            |                                            |
|------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------|
|                                    | <i>dp1</i>                                 | <i>dp2</i>                                 | <i>dpc</i>                                 |
| $y \text{ à } z = 0 \text{ [mm]}$  | 95,7 <sup>(1)</sup><br>95,6 <sup>(2)</sup> | 94,9 <sup>(1)</sup><br>94,9 <sup>(2)</sup> | 95,7 <sup>(1)</sup><br>95,6 <sup>(2)</sup> |
| Ecart par rapport à <i>dp1</i> [%] | -<br>-                                     | 0,7 <sup>(1)</sup><br>0,7 <sup>(2)</sup>   | 0 <sup>(1)</sup><br>0 <sup>(2)</sup>       |
| Ecart par rapport à <i>dp2</i> [%] | 0,5 <sup>(1)</sup><br>0,5 <sup>(2)</sup>   | -<br>-                                     | 0,6 <sup>(1)</sup><br>0,6 <sup>(2)</sup>   |
| Ecart par rapport à <i>dpc</i> [%] | 0 <sup>(1)</sup><br>0 <sup>(2)</sup>       | 0,7 <sup>(1)</sup><br>0,7 <sup>(2)</sup>   | -<br>-                                     |

(1) cas  $y(12 \text{ m}) = 0$

(2) cas  $y(12 \text{ m}) \neq 0$

tableau A3 - 4 : Essai C3F0 - Etude des conditions limites pour  $F_H = 650 \text{ kN}$

|                                   | Choix du déplacement en tête |            |            |
|-----------------------------------|------------------------------|------------|------------|
|                                   | <i>dp1</i>                   | <i>dp2</i> | <i>dpc</i> |
| $y \text{ à } z = 0 \text{ [mm]}$ | 60,4                         | 62,8       | 62,3       |
| Ecart sur <i>dp1</i> [%]          | -                            | 2,6        | 2,0        |
| Ecart sur <i>dp2</i> [%]          | 3,3                          | -          | 1,7        |
| Ecart sur <i>dpc</i> [%]          | 2,3                          | 0,6        | -          |



# Annexe 4

## *PRESENTATION DES LOGICIELS PILATE & GOUPIL*



## I. LE LOGICIEL PILATE-LCPC

PILATE-LCPC est un logiciel initié au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en 1976 par Baguelin et al. (1976) puis développé au fil des ans. La dernière version a été élaborée par Frank et Romagny (1990). Il permet le calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête (chargement latéral, moment) et à des poussées latérales de sol.

Dans cette présentation, on ne tiendra pas compte de ce dernier cas de sollicitation :

$$y = y(z) - g(z) = y(z)$$

Pour représenter la variation de la loi  $P = f(y)$  avec la profondeur  $z$ , le sol est découpé en couches de sol horizontales avec un module de réaction  $E_S$  constant.

La non-linéarité de la loi dans chaque couche est prise en compte à chaque itération où elle est linéarisée sous la forme (figure A4 - 1) :

$$P = E_S^t \cdot y + P_0 \quad (\text{A4 - 1})$$

où  $E_S^t$  = module tangent

$P_0$  = ordonnée à l'origine de la tangente

La modélisation d'un pieu sur appui élastique considéré comme une poutre sur appuis élastiques est présentée dans le chapitre 1, §I.2. A partir des équations (1-4) et (A4-1), on obtient pour chaque couche l'équation suivante :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + K^t \cdot y = -P_0 \quad (\text{A4 - 2})$$

Dans le cas où  $K^t \neq 0$ , la solution de cette équation est :

$$y = y_0 - \frac{P_0}{E_S^t} \quad (\text{A4 - 3})$$

où  $y_0$  est la solution de l'équation homogène (1-7).

Dans le cas où  $K^t = 0$ , la solution de (A4-2) est :

$$y = y_0 - P_0 \cdot \frac{z^4}{24EI} \quad (\text{A4 - 4})$$

avec  $y_0 = \alpha \cdot z^3 + \beta \cdot z^2 + \gamma \cdot z + \delta$ , solution de l'équation homogène.

Les coefficients  $E_S^t$  et  $P_0$  de la couche à l'itération  $i$  sont déterminés à partir de la flèche au milieu de la couche calculée à l'itération  $i-1$ . Le calcul est arrêté lorsque la précision relative sur la pression  $P = f(y_n)$  est obtenue pour le  $y_n$  calculé.

Le système sol-pieu étant divisé en  $n$  couches, chaque couche nécessitant 4 conditions limites pour être calculée, le système a donc  $4 \cdot n$  inconnues. Les conditions de continuité des tronçons fournissent  $4 \cdot (n-1)$  inconnues. Il reste 4 conditions à déterminer, ce sont les conditions en tête et en pied que l'utilisateur choisit suivant le problème traité.

Les conditions en tête sont à choisir parmi :

- des conditions en efforts

$T = T_0$  : effort tranchant imposé égal à une force horizontale  $T_0$

$M = M_0$  : moment fléchissant imposé égal à un moment  $M_0$

- ou en déplacements

$y = y_0$  : déplacement imposé égal à  $y_0$

$y' = y'_0$  : rotation imposée égale à  $y'_0$

Des combinaisons de ces conditions permettent de définir une liaison encastree ou libre en tête ou encore des appuis élastiques.

Les conditions en pointe sont à choisir parmi :

- des conditions en efforts

$T = T_1$  : effort tranchant imposé égal à une force horizontale  $T_1$

$M = M_1$  : moment fléchissant imposé égal à un moment  $M_1$

- ou en déplacements

$y = y_1$  : déplacement imposé égal à  $y_1$

$y' = y'_1$  : rotation imposée égale à  $y'_1$

Une combinaison de ces conditions permet de définir les courbes de mobilisation en pointe du moment fléchissant ou de l'effort tranchant.

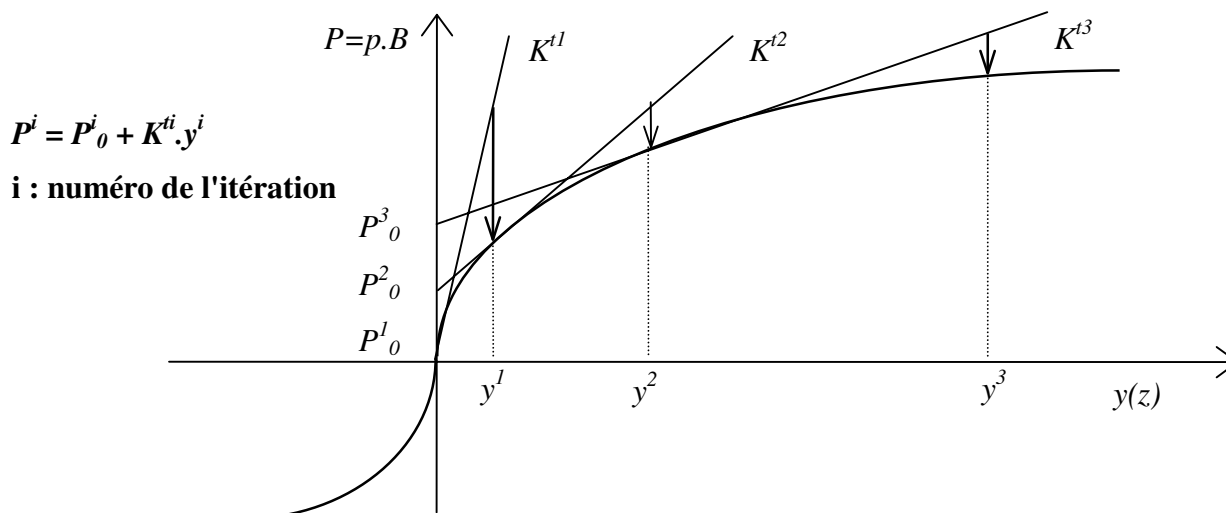


figure A4 - 1 : Courbe de réaction du sol et processus de convergence

L'avantage de PILATE-LCPC est de pouvoir modéliser un système suffisamment complexe et proche de la réalité du projet réel : le pieu peut être à inertie variable, le sol peut être hétérogène.

Il a pour désavantage d'être limité au cas d'un pieu chargé en tête. Or les nouvelles techniques de conception des pieux, en offshore par exemple, permettent maintenant de considérer un point d'ancrage en dessous du niveau du sol. On néglige ainsi les couches superficielles de comportement médiocre.

Pour la mise en œuvre on se réfère à la notice rédigée par Frank et Romagny [1989].

## II. LE LOGICIEL GOUPIL-LCPC

Dans le cadre d'actions de recherches menées au L.C.P.C., le logiciel GOUPIL a été développé pour calculer la réponse d'un groupe de pieux soumis à des sollicitations axiales et latérales en un point de son chevêtre et à des déplacements de sol quelconques. Degny et Romagny [1989] en sont les pères. Des développements sont en cours pour prendre en compte les interactions entre pieux sous chargement latéral (programme GOUPEG).

Les hypothèses mécaniques sont celles de la résistance des matériaux dans le cas de poutres de faibles courbures. Le comportement de chaque pieu du groupe est analysé séparément dans un repère local dont le centre est la tête du pieu. Dans ce repère, on considère un tronçon de pieu (figure A4 - 2).

Les sollicitations élémentaires sont découplées. Alors les équations différentielles de la ligne élastique de l'élément sont :

$$ES \frac{d^2 w}{dz^2} + R = 0 \quad \text{compression} \quad (A4 - 5)$$

$$GK \frac{d^2 \theta_z}{dz^2} + S_c = 0 \quad \text{torsion} \quad (A4 - 6)$$

$$EI_y \frac{d^2 u}{dz^2} - P = 0 \quad \text{flexion } x - z \quad (A4 - 7)$$

$$EI_x \frac{d^2 u}{dz^2} - Q = 0 \quad \text{flexion } y - z \quad (A4 - 8)$$

Les lois de réaction du sol sont considérées linéaires par morceaux (figure A4 - 3) et fonctions du déplacement relatif sol-pieu :

$$\begin{aligned} P &= f_1(f - u) \\ Q &= f_2(g - v) \\ R &= f_3(h - w) \end{aligned} \quad (A4 - 9)$$

et  $f_i(\xi) = a_i^j + b_i^j \cdot \xi$

Les géométries de groupe qui peuvent être décrites sont très variées. La disposition et le nombre de pieux sont au libre choix de l'utilisateur. Concernant les conditions aux limites, en tête un choix est à faire parmi un encastrement dans le chevêtre, une rotation libre (moment d'encastrement nul) ou une liaison élastique en rotation (moment d'encastrement proportionnel à la rotation relative entre le pieu et le chevêtre). Quatre conditions sont possibles en pied : encastrement, liaison libre, articulation ou courbe de réaction liant la composante du torseur des efforts à la composante correspondante du torseur des déplacements.

Une discrétisation physique puis numérique des pieux est ensuite nécessaire pour la résolution. Les couches de sol et les segments de pieux sont décrits par l'utilisateur avec leurs

caractéristiques mécaniques et géométriques. La discrétisation numérique est ensuite effectuée de sorte que les tronçons aient des caractéristiques mécaniques et géotechniques constantes.

La résolution est basée sur la solution des équations différentielles établies pour chaque sollicitation élémentaire. Le principe de convergence est différent de PILATE qui considère la flèche au milieu du tronçon. Ici on considère la moyenne de chaque extrémité du tronçon.

La méthode est basée sur la notion de matrice de transfert et de vecteur d'état.

Le vecteur d'état d'une section droite du pieu est le vecteur  $V$  (A4-10) où  $D$  est le vecteur torseur (de dimension 6) des déplacements et  $E$  le vecteur torseur des efforts (de dimension 6).  $V$  est de dimension 13, la treizième composante, toujours égale à 1, est appelée composante d'homogénéité.

$$V = \begin{bmatrix} D \\ \dots \\ E \\ \dots \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A4 - 10})$$

La matrice de transfert d'un tronçon de pieu sollicité en flexion est alors la matrice reliant les vecteurs d'état des deux extrémités :

$$\begin{bmatrix} D_1 \\ E_1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} & \alpha \\ T_{21} & T_{22} & \beta \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_0 \\ E_0 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A4 - 11})$$

$$V_1 = TV_0$$

La matrice de transfert  $T$  est de dimension 13x13. Chacune des sous-matrices  $T_{ij}$  est de dimension 6x6. La treizième colonne formée des sous vecteurs  $\alpha$  et  $\beta$  correspond aux chargements extérieurs au tronçon.

Le pieu étant divisé en tronçons de caractéristiques constantes, pour chaque tronçon on peut définir une matrice de transfert. Finalement on obtient que la matrice de transfert du pieu est le produit des matrices de transfert de chacun des tronçons.

En tête du pieu, le torseur des efforts peut s'exprimer linéairement en fonction du torseur des déplacements :

$$E = R.D + G \quad (\text{A4 - 12})$$

où  $R$  et  $G$  sont respectivement la matrice de rigidité et le vecteur de rigidité en tête du pieu.

Les éléments de rigidité du groupe au centre du chevron sont la somme des éléments de rigidité de chaque pieu, exprimés au centre du chevron.

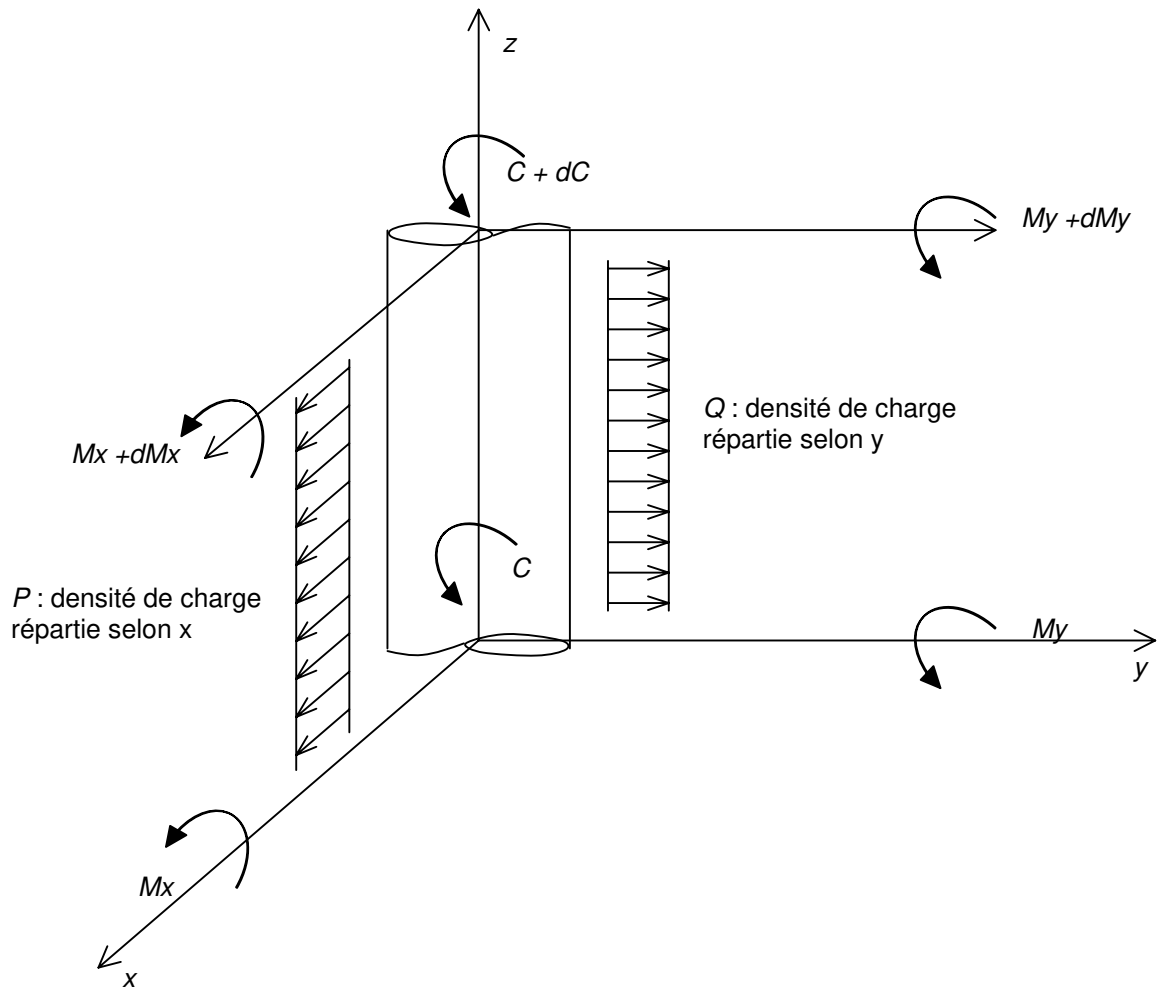


figure A4 - 2 : Conventions de signe du programme GOUPIL

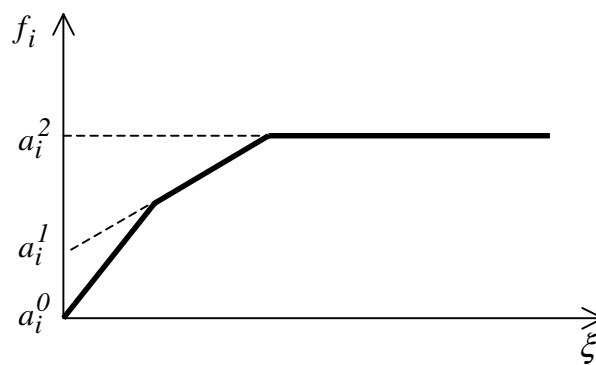


figure A4 - 3 : Courbe de réaction

Finalement l'algorithme de résolution suivi est :

1. Détermination des éléments de rigidité de chaque pieu :
  - Calcul des matrices de transfert pour chaque tronçon élémentaire
  - Calcul de la matrice de transfert du pieu
  - Calcul des éléments de rigidité en tête du pieu ( $R$  et  $G$ ) sans considérer la liaison
2. Résolution au centre du chevêtre :
  - Prise en compte de la liaison au chevêtre pour chaque pieu
  - Détermination des éléments de rigidité au centre du chevêtre
  - Résolution du vecteur d'état au centre du chevêtre ( $D$  et  $E$ )
  - Calcul du vecteur d'état en tête de chaque pieu
3. Résultats intermédiaires pour chaque pieu :
  - Calcul des vecteurs d'état en bas de chaque tronçon constituant le pieu et des réactions du sol
    - critère 1 de convergence sur les courbes de réaction
  - Calcul du vecteur d'état en pointe du pieu
    - critère 2 de convergence sur les courbes de réaction

Test : Si (critère 1 et critère 2) = "vrai" alors arrêt du calcul

Sinon retour à l'étape 1.

Pour la mise en œuvre, on se réfère à la notice complète et détaillée de Degny et Romagny [1987].

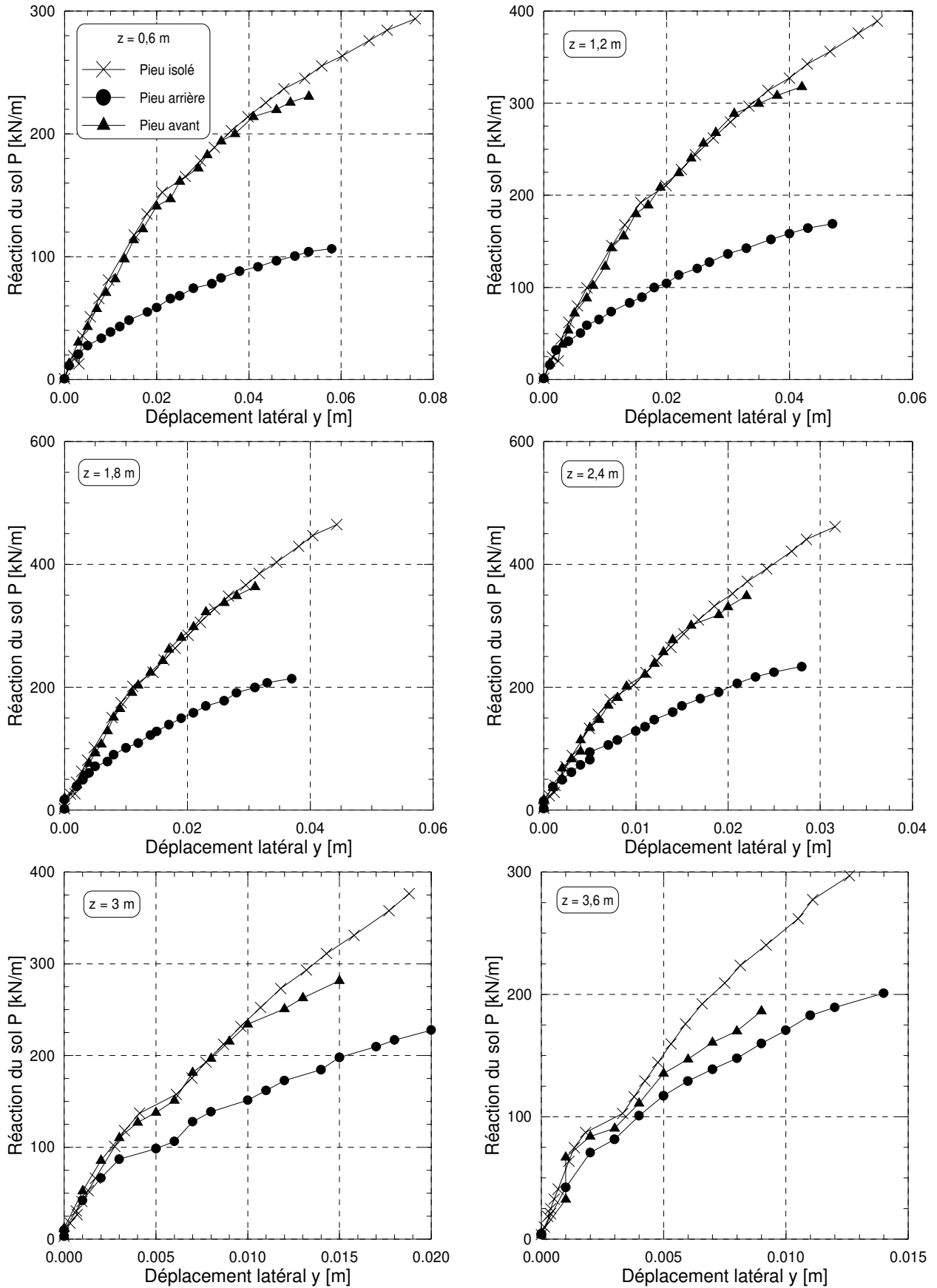


# Annexe 5

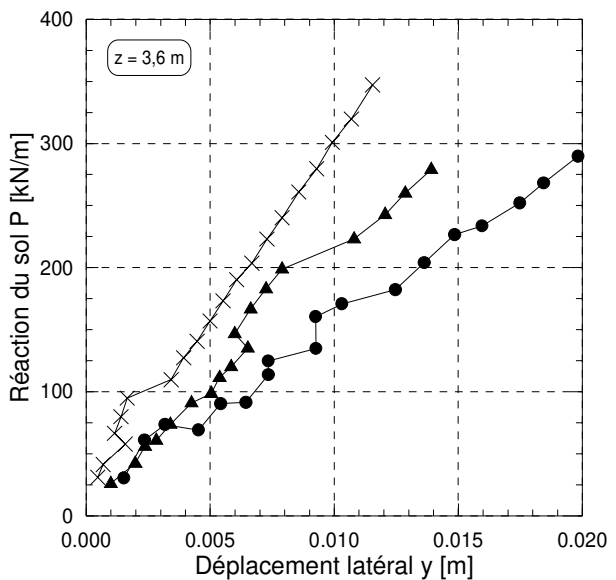
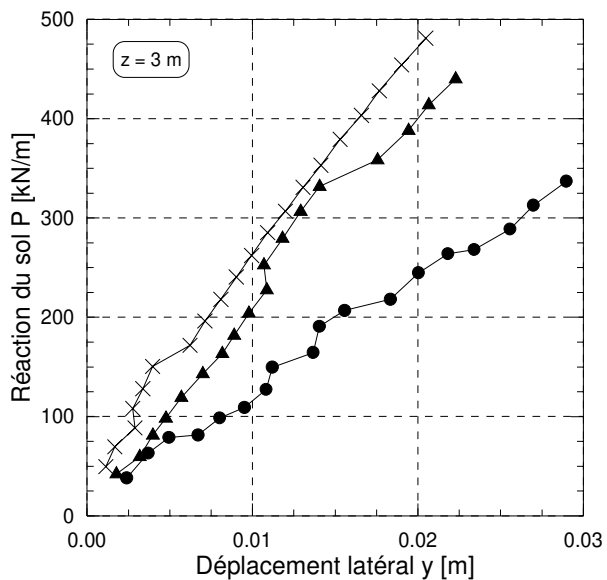
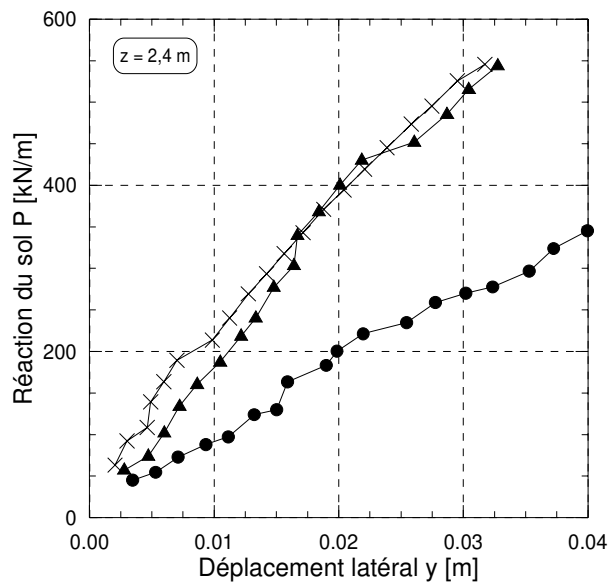
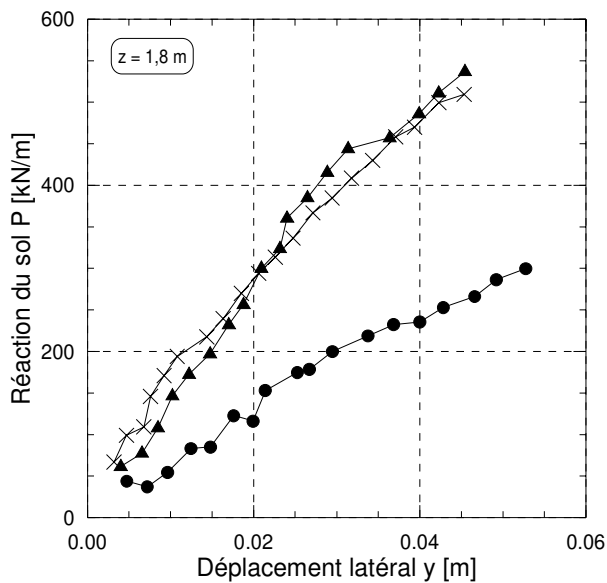
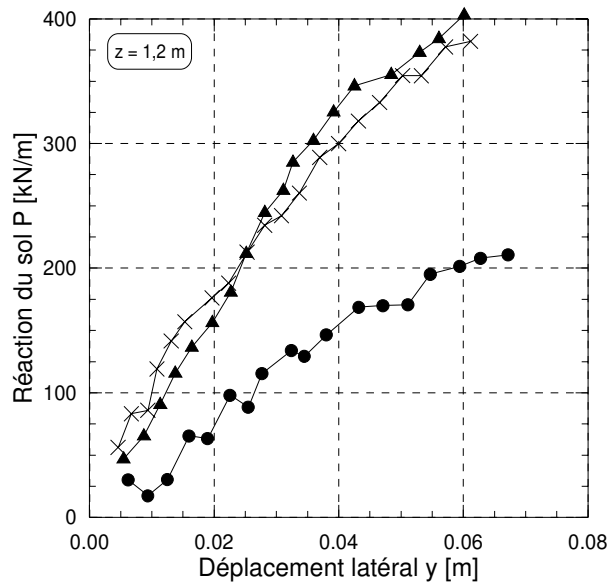
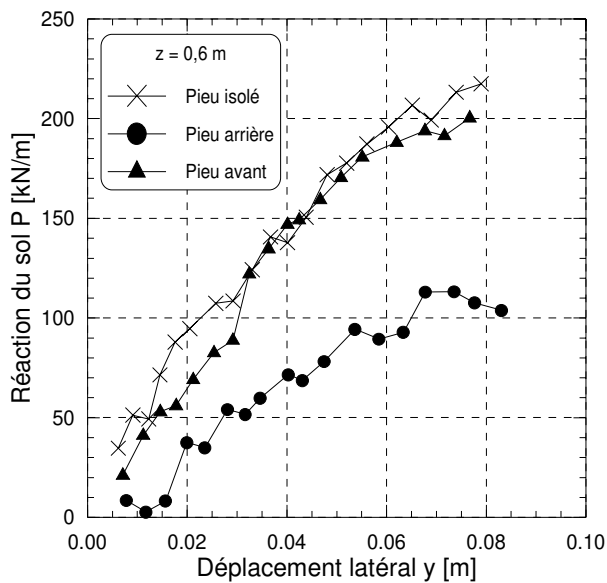
***ETUDE DES MODES DE MISE EN PLACE  
DES PIEUX MODELES A 40G  
COURBES DE REACTION P-Y***



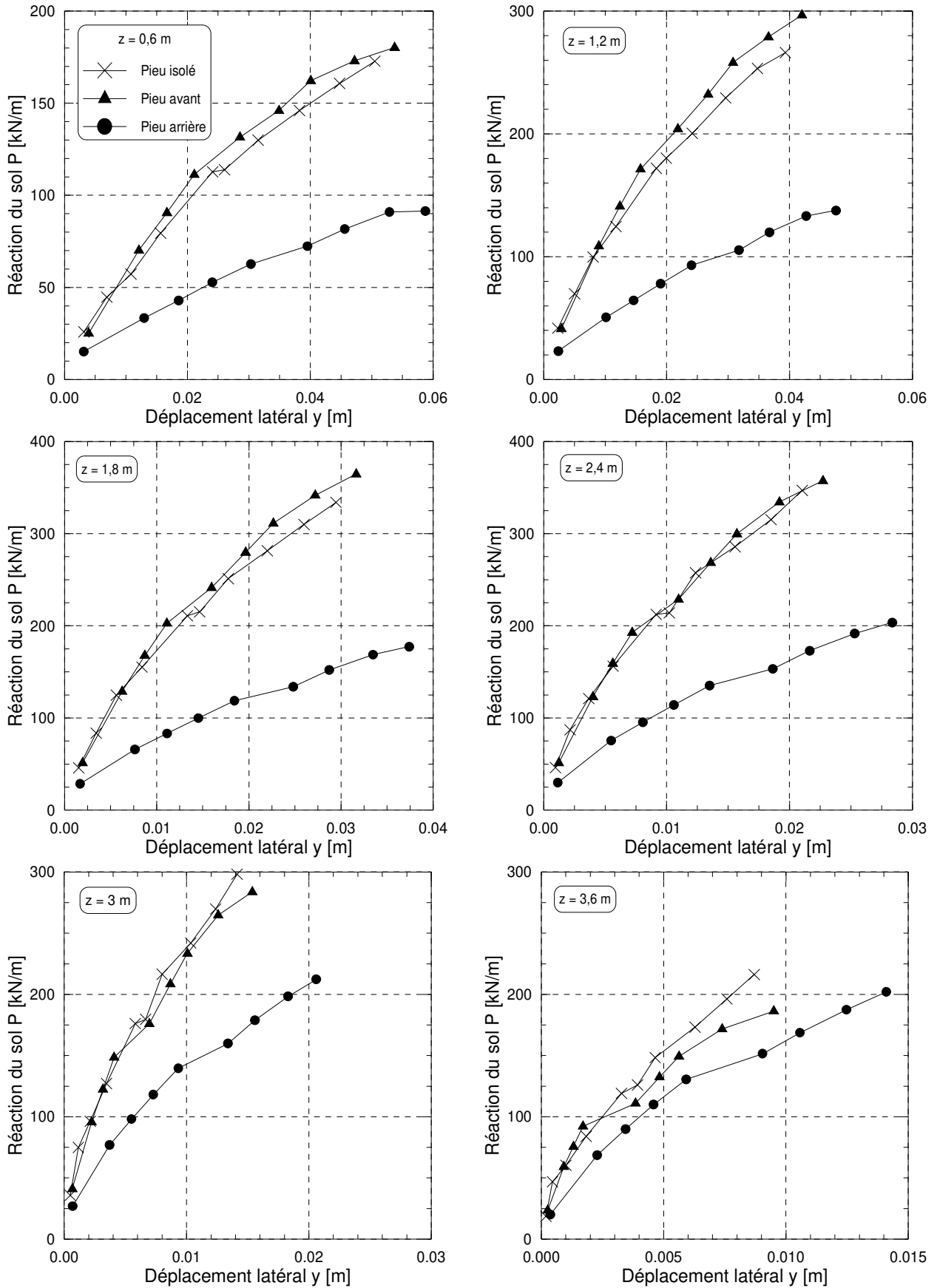
# I. MISE EN PLACE SANS REFOULEMENT DU SOL PAR "MOULAGE" A 1G - CONFRONTATION DES COURBES P-Y DU PIEU ISOLE ET DE CHAQUE PIEU DU COUPLE A S/B=2



## II. MISE EN PLACE AVEC REFOULEMENT DU SOL PAR "BATTAGE" A 1G - CONFRONTATION DES COURBES P-Y DU PIEU ISOLE ET DE CHAQUE PIEU DU COUPLE A S/B=2



### III. MISE EN PLACE AVEC REFOULEMENT DU SOL PAR "FONÇAGE" A 1G - CONFRONTATION DES COURBES P-Y DU PIEU ISOLE ET DE CHAQUE PIEU DU COUPLE A S/B=2





# Annexe 6

## *RESULTATS DE L'ETUDE PARAMETRIQUE SUR L'EFFET DE GROUPE*





## I. COUPLES DE PIEUX EN LIGNE

### I.1. RESULTATS EXPERIMENTAUX DU COUPLE A $s/B = 2$ MIS EN PLACE SANS REFOULEMENT DU SOL

On présente un exemple de l'ensemble des données dont on dispose pour analyser un groupe chargé latéralement.

Ces données sont :

- mesurées pendant le chargement d'un groupe (programme de chargement, courbes de chargement, moments fléchissants)
- obtenues par la procédure d'interprétation définie au chapitre 2 (déformées, efforts tranchant, réactions du sol, courbes  $P-y$ ).

Ces résultats sont communs à toutes les configurations de groupe modélisées dans cette étude : deux ou trois pieux,  $s/B$  variant de 2 à 8, alignement des pieux parallèle ou non au sens du chargement, installation avec ou sans refoulement du sol.

Ils permettent une comparaison entre les pieux des groupes et par rapport au pieu isolé.

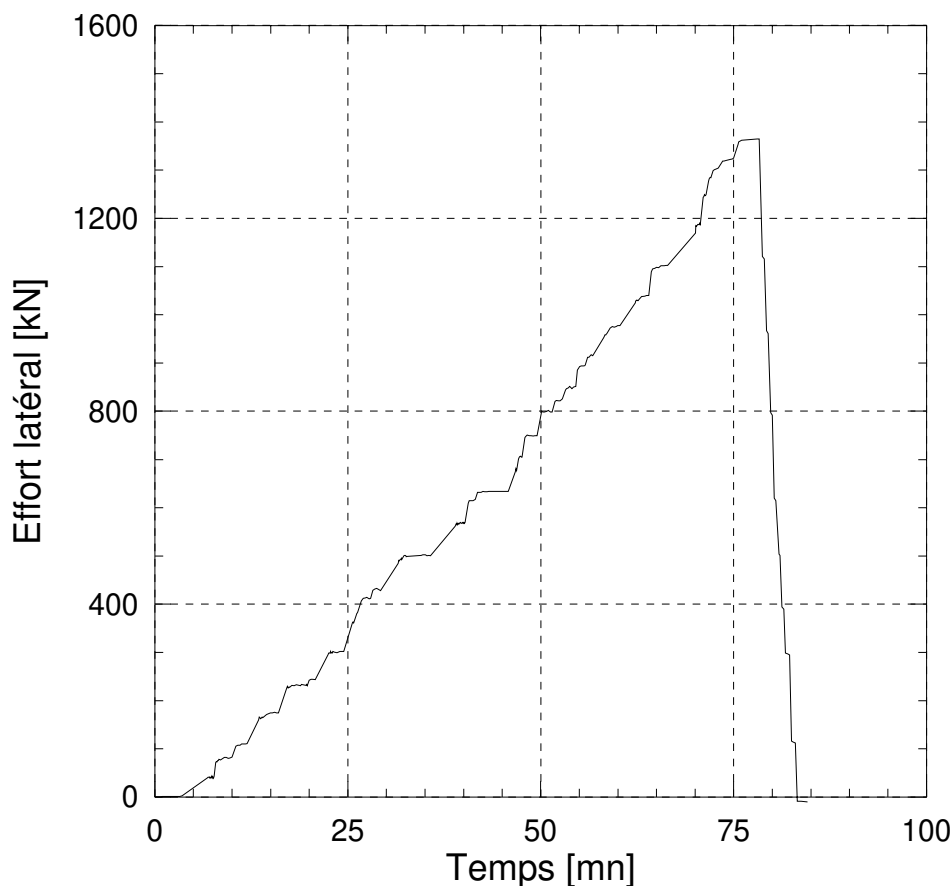


figure A6 - 1 : Programme de chargement avec la poutre à masse mobile pour le couple de pieux à  $s/B = 2$  mis en place sans refoulement du sol

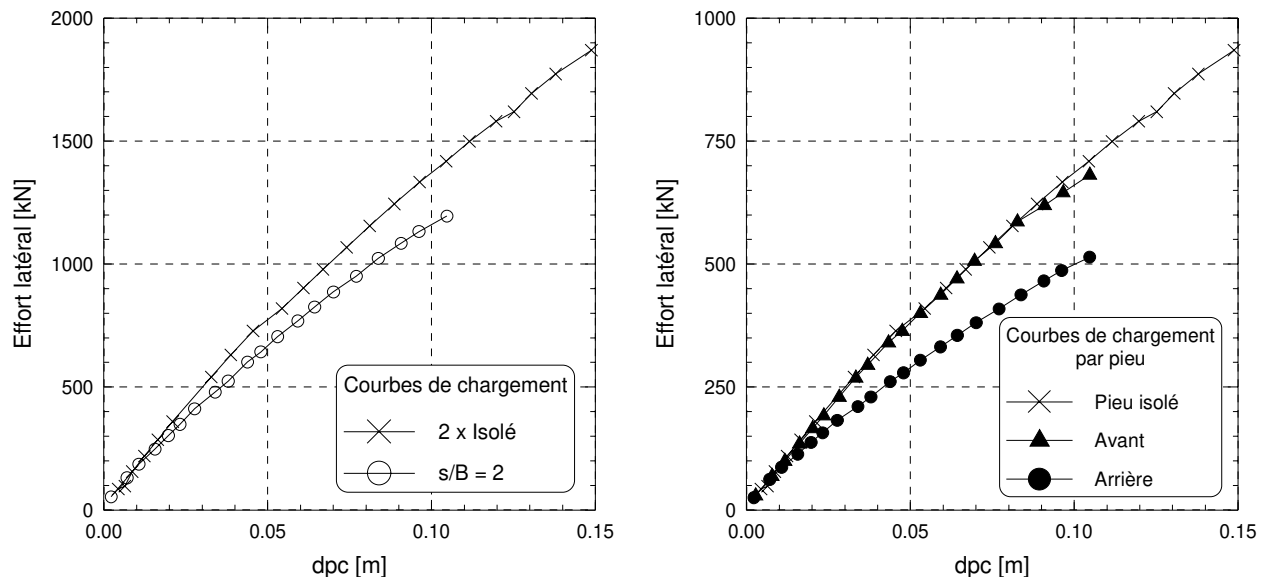


figure A6 - 2 : Courbes de chargement du couple à  $s/B = 2$  moulés à 1g

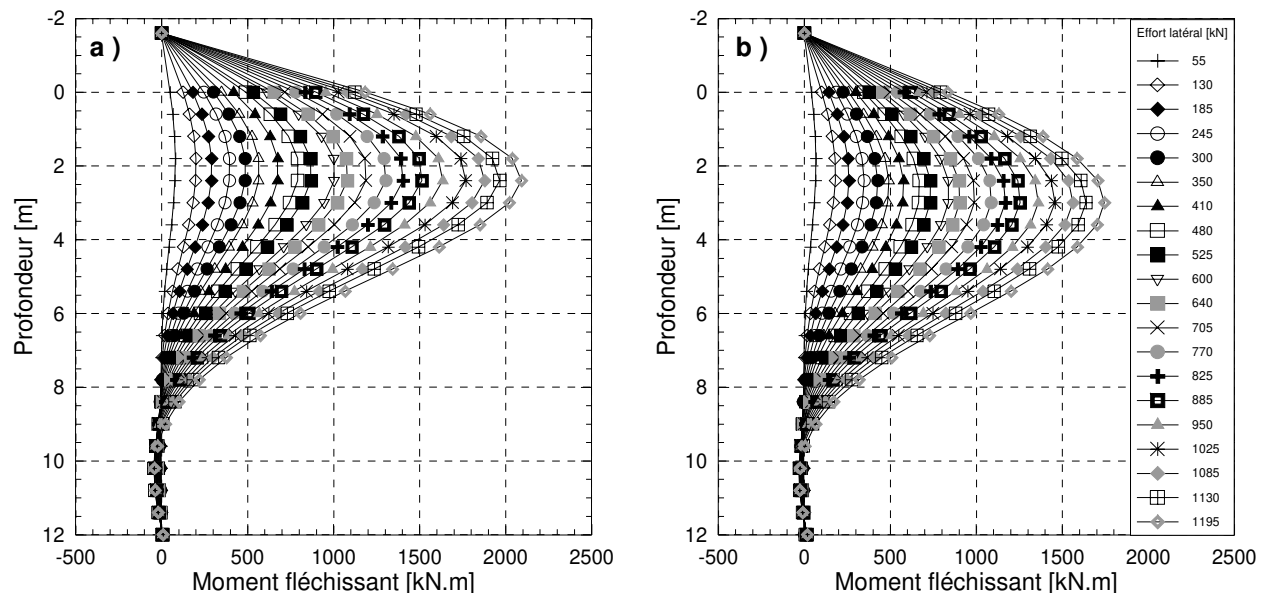


figure A6 - 3 : Moments fléchissants du couple à  $s/B = 2$  moulés à 1g. a ) Avant - b ) Arrière

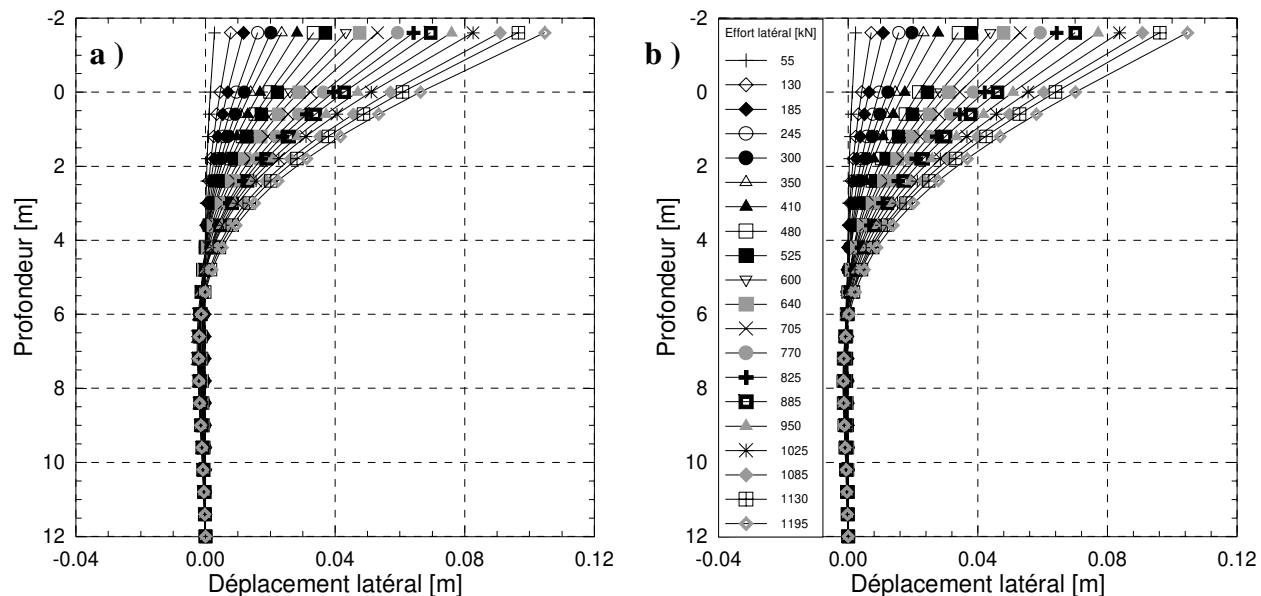


figure A6 - 4 : Déformées des pieux du couple à  $s/B = 2$  moulés à 1g. a ) Avant - b ) Arrière

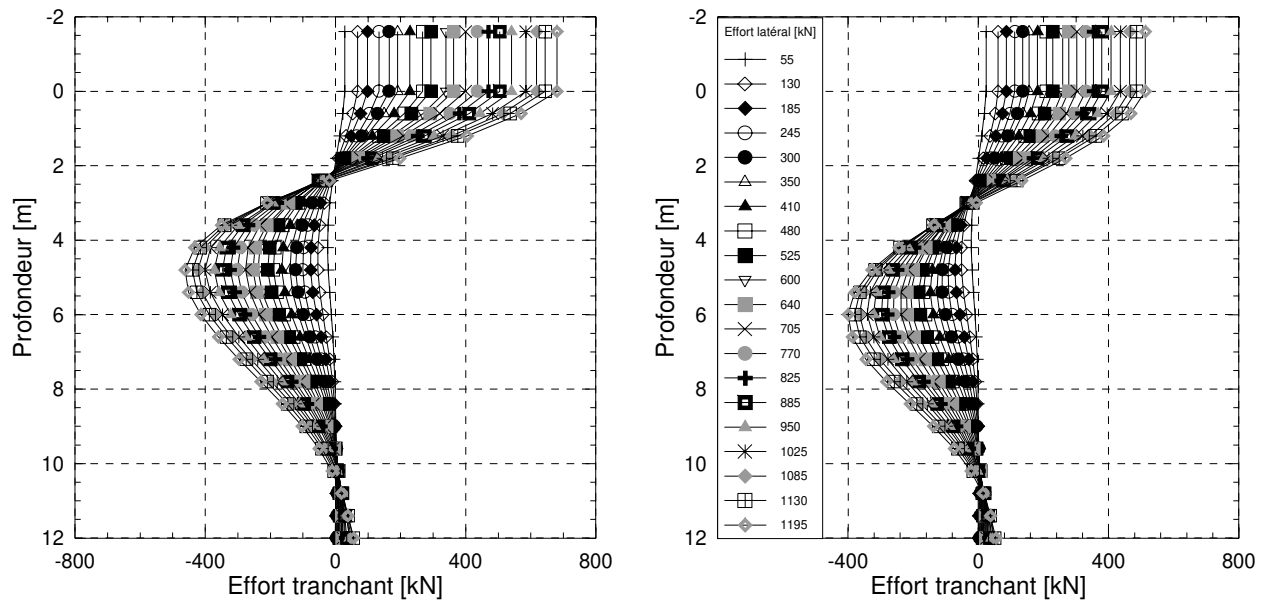


figure A6 - 5 : Efforts tranchants sur le couple à  $s/B = 2$  moulés à 1g. a ) Avant - b ) Arrière

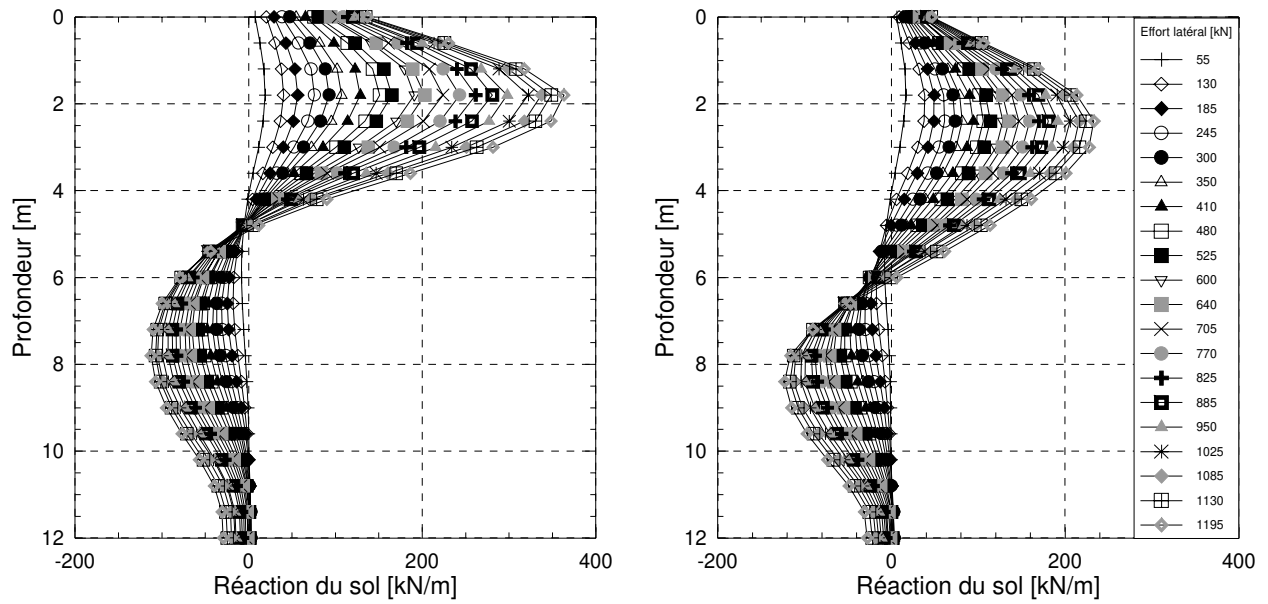


figure A6 - 6 : Réactions du sol pour le couple à  $s/B = 2$  moulés à 1g. a ) Avant - b ) Arrière

## I.2. COMPARAISON DES RESULTATS DES COUPLES MIS EN PLACE SANS REFOULEMENT DU SOL

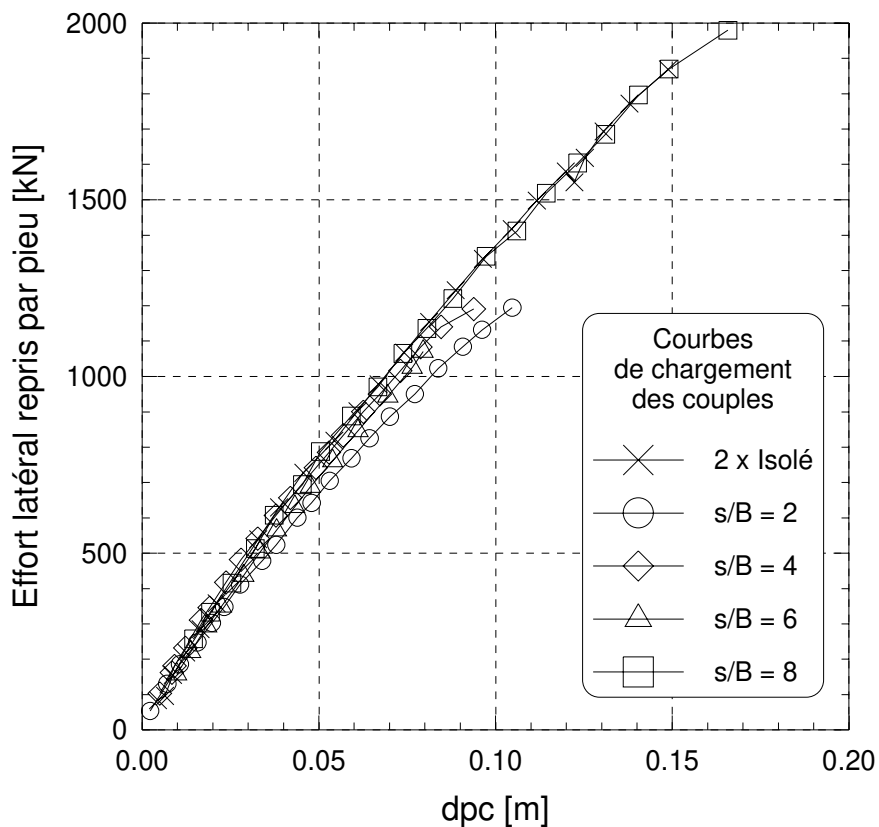


figure A6 - 7 : Courbes de chargement des couples moulés à 1g

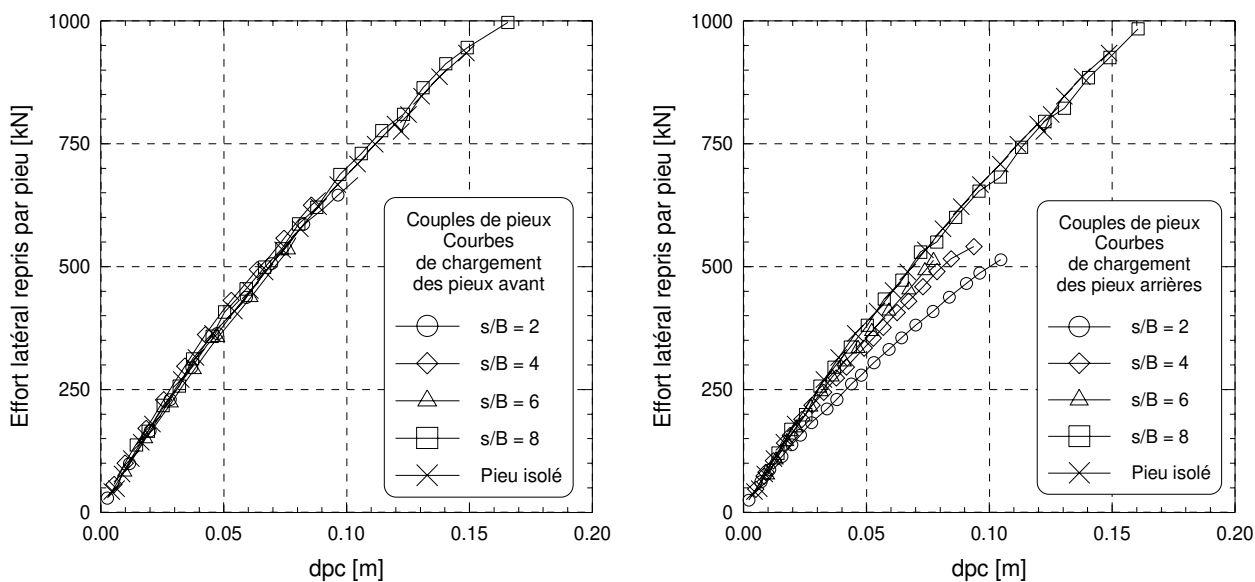


figure A6 - 8 : Courbes de chargement par pieu des couples moulés à 1g

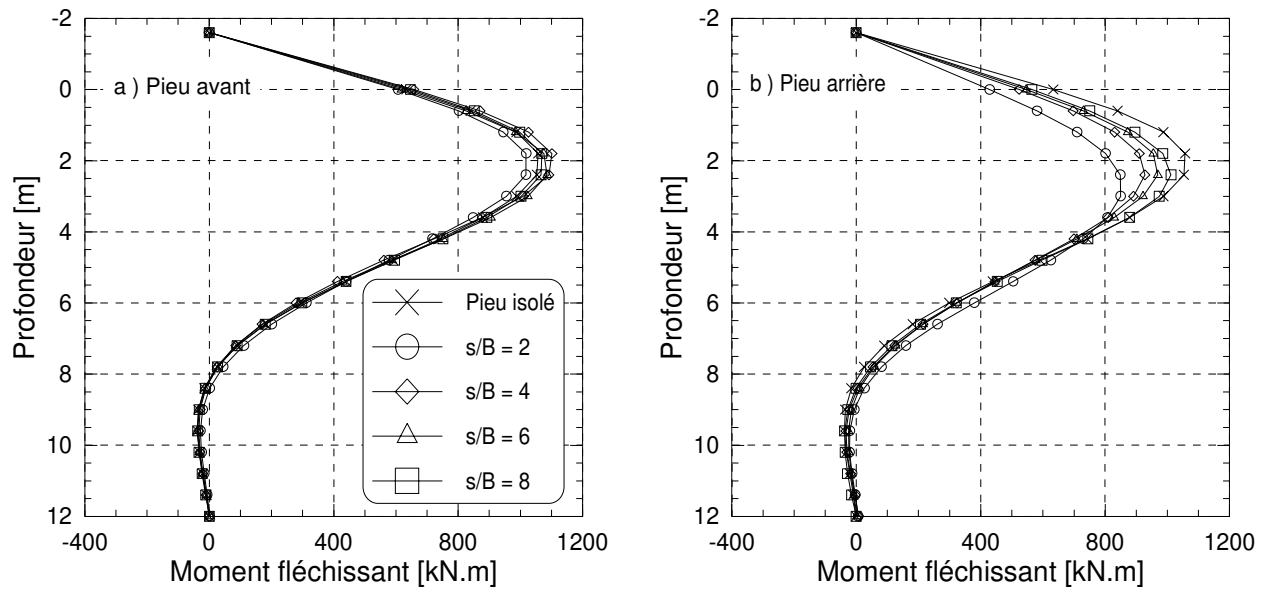


figure A6 - 9 : Moments fléchissants des couples moulés à 1g. dpc = 6%.B

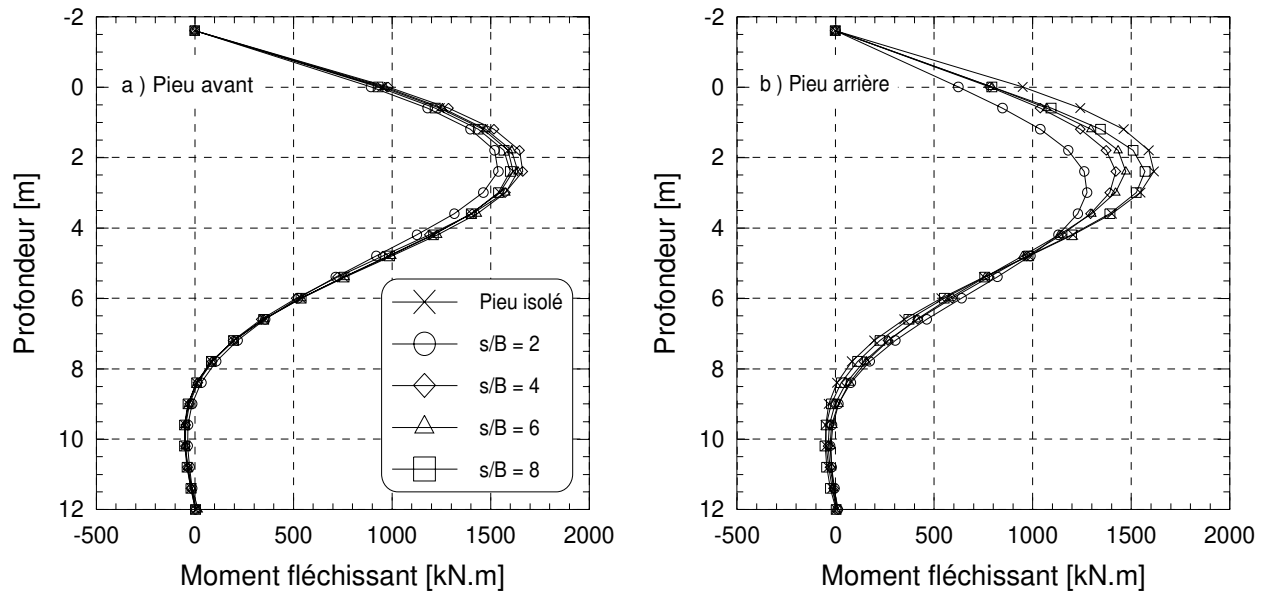


figure A6 - 10 : Moments fléchissants des couples moulés à 1g. dpc = 10%.B

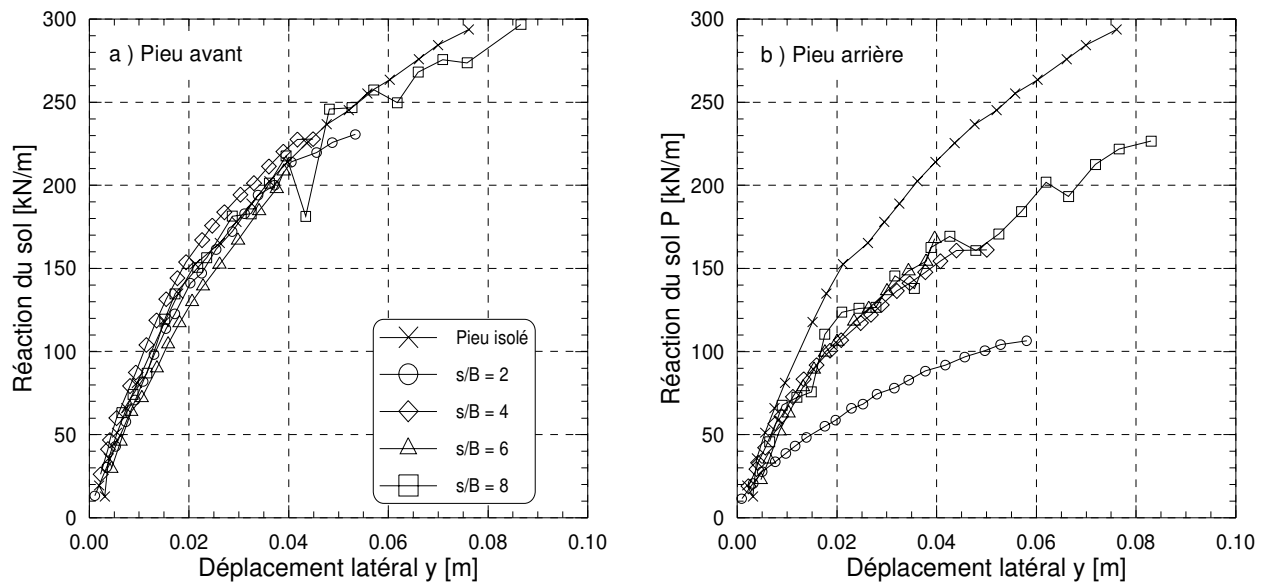


figure A6 - 11 : Courbes P-y des pieux moulés à 1g. z = 0,6 m

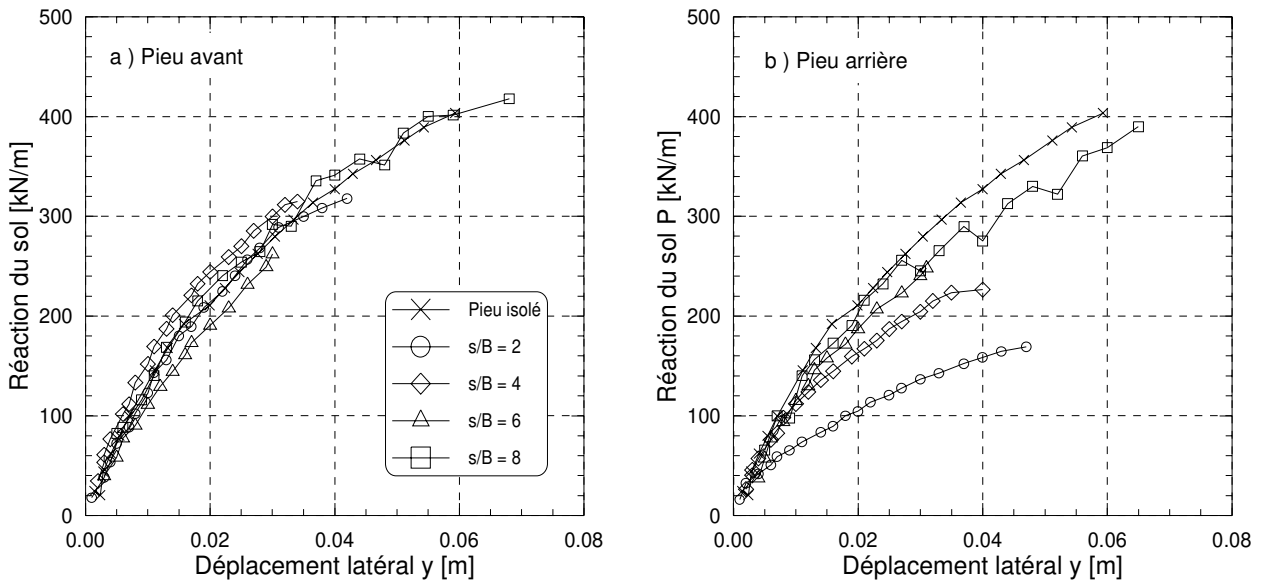


figure A6 - 12 : Courbes P-y des pieux moulés à lg. z = 1,2 m

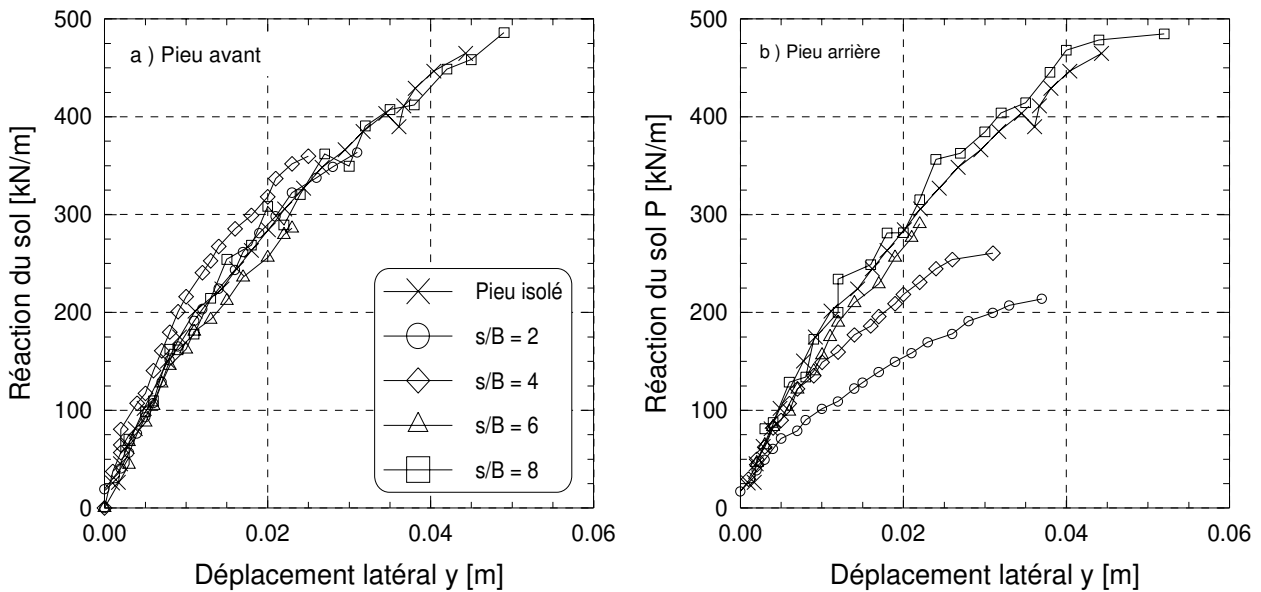


figure A6 - 13 : Courbes P-y des pieux moulés à lg. z = 1,8 m

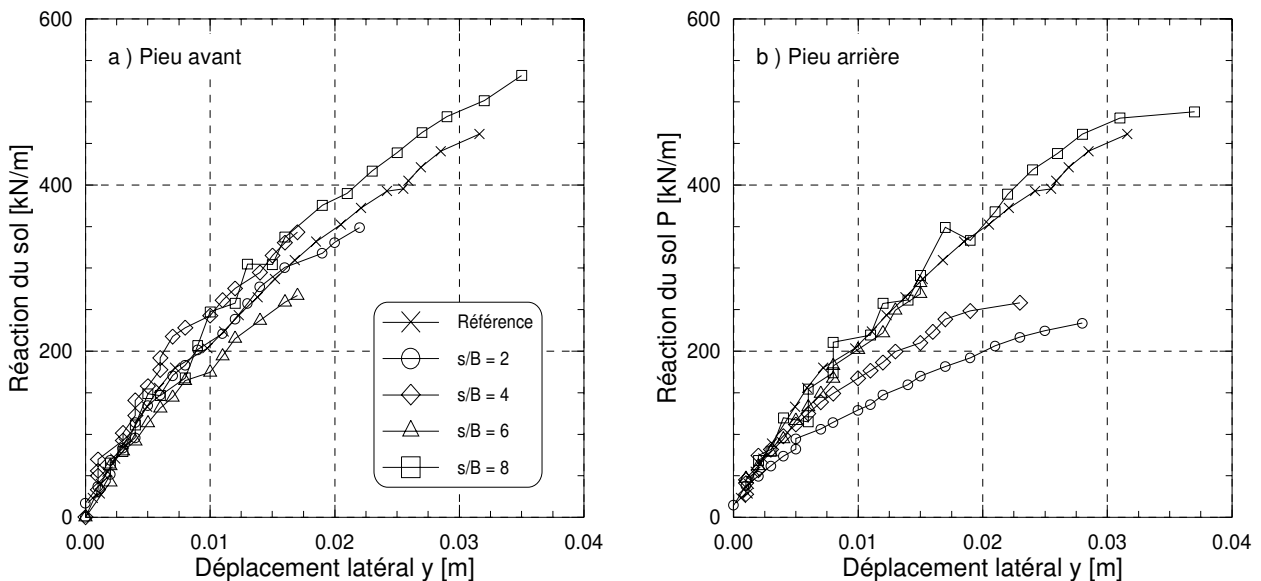


figure A6 - 14 : Courbes P-y des pieux moulés à lg. z = 2,4 m

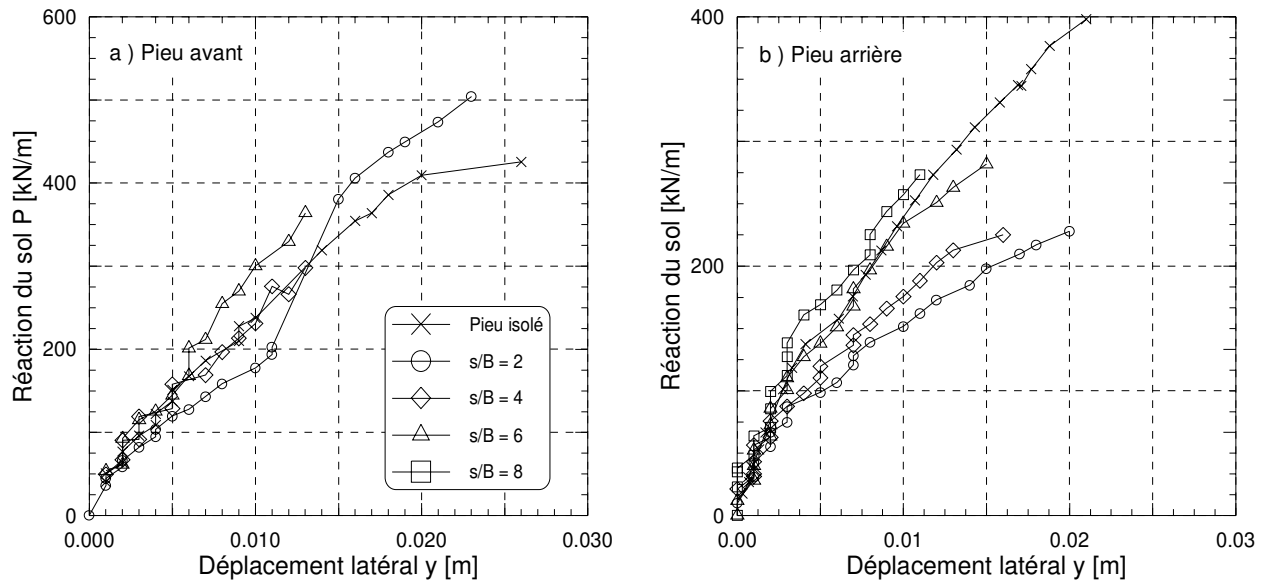


figure A6 - 15 : Courbes P-y des pieux moulés à 1g. z = 3 m

### I.3. COMPARAISON DES RESULTATS DES COUPLES MIS EN PLACE AVEC REFOULEMENT DU SOL

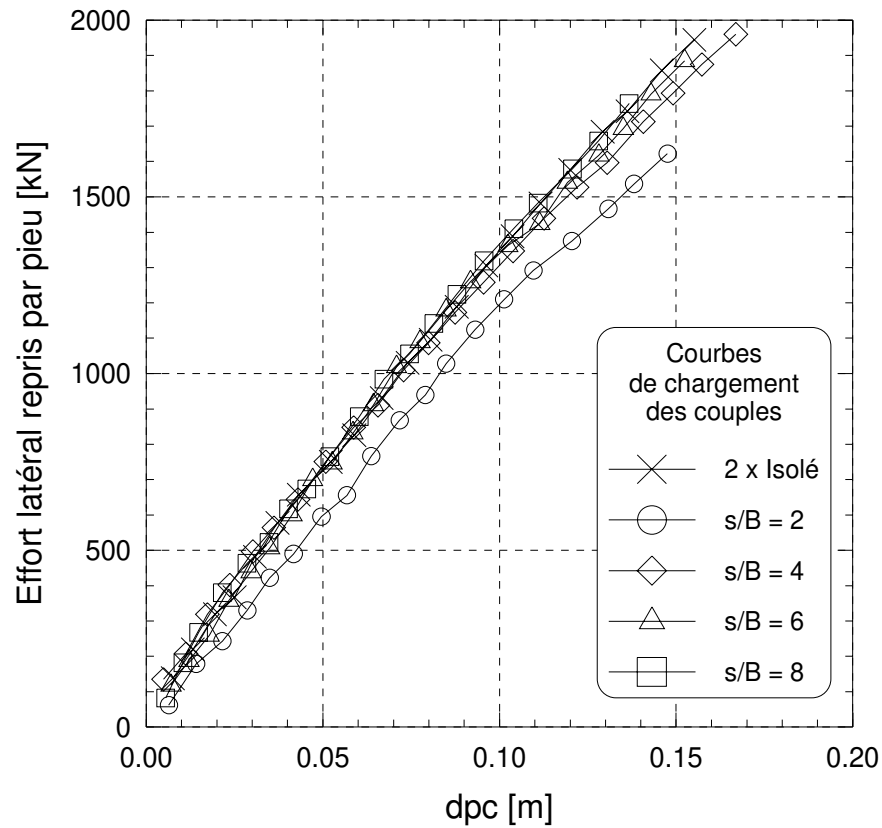


figure A6 - 16 : Courbes de chargement des couples battus à 1g

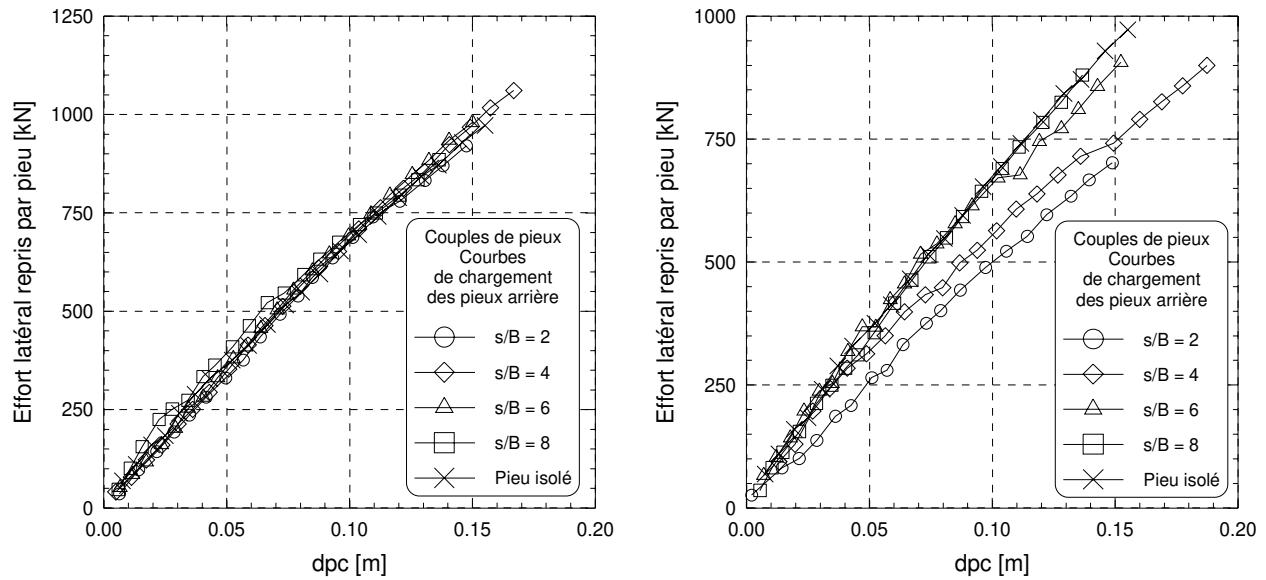


figure A6 - 17 : Courbes de chargement par pieu des couples battus à 1g

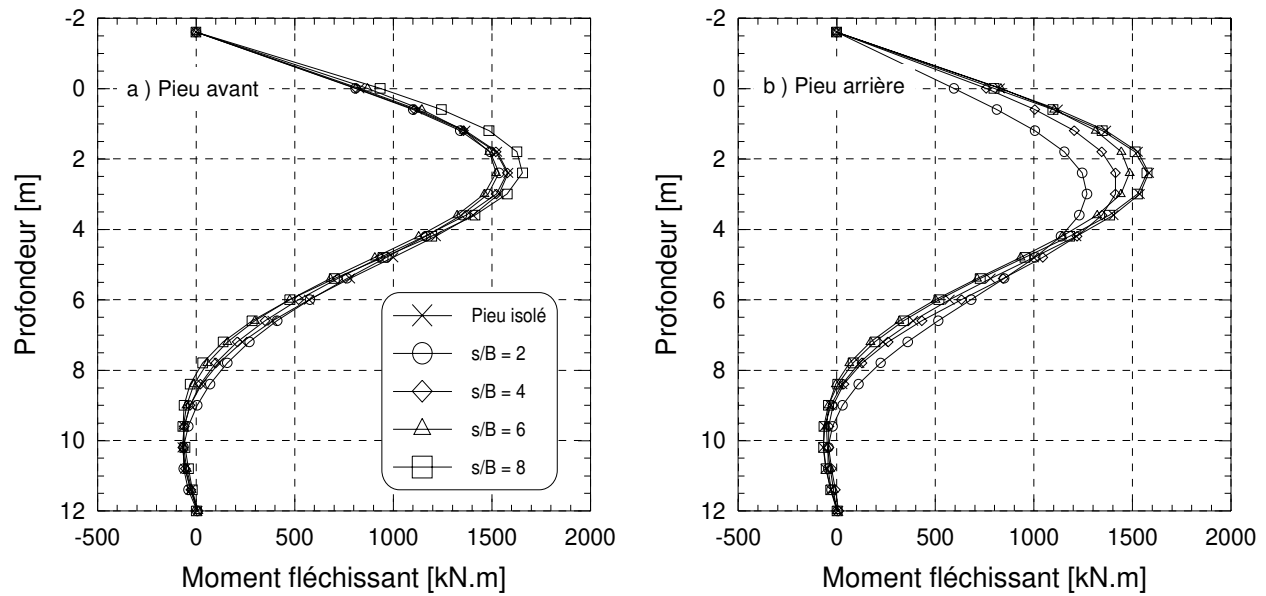


figure A6 - 18 : Moments fléchissants des couples battus à 1g. dpc = 10%..B

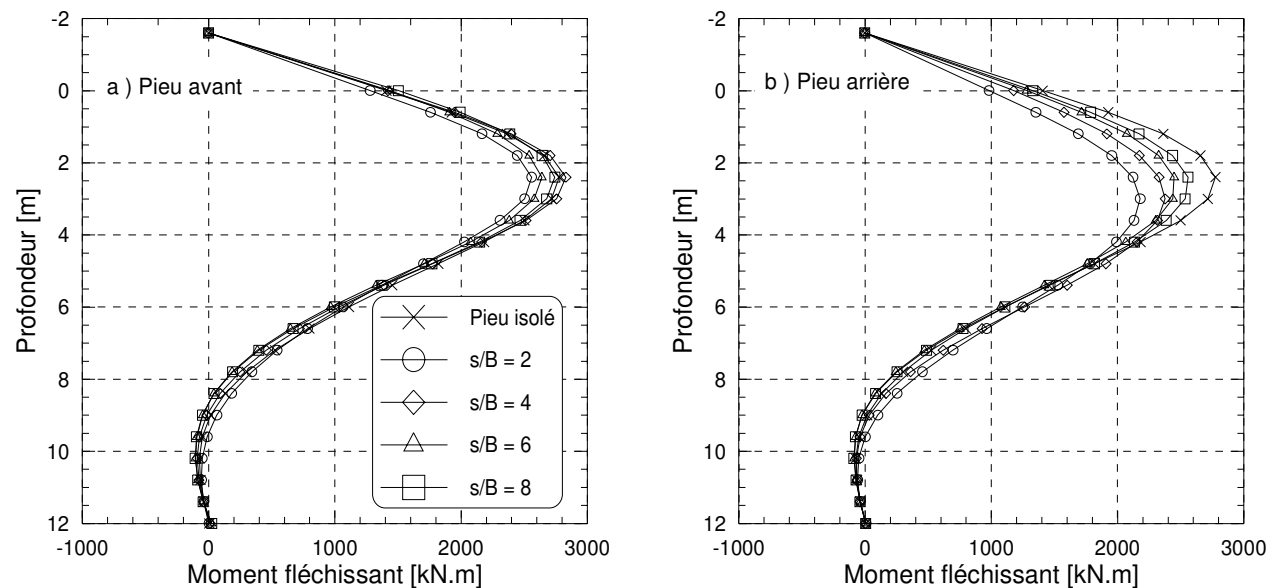


figure A6 - 19 : Moments fléchissants des couples battus à 1g. dpc = 20%..B



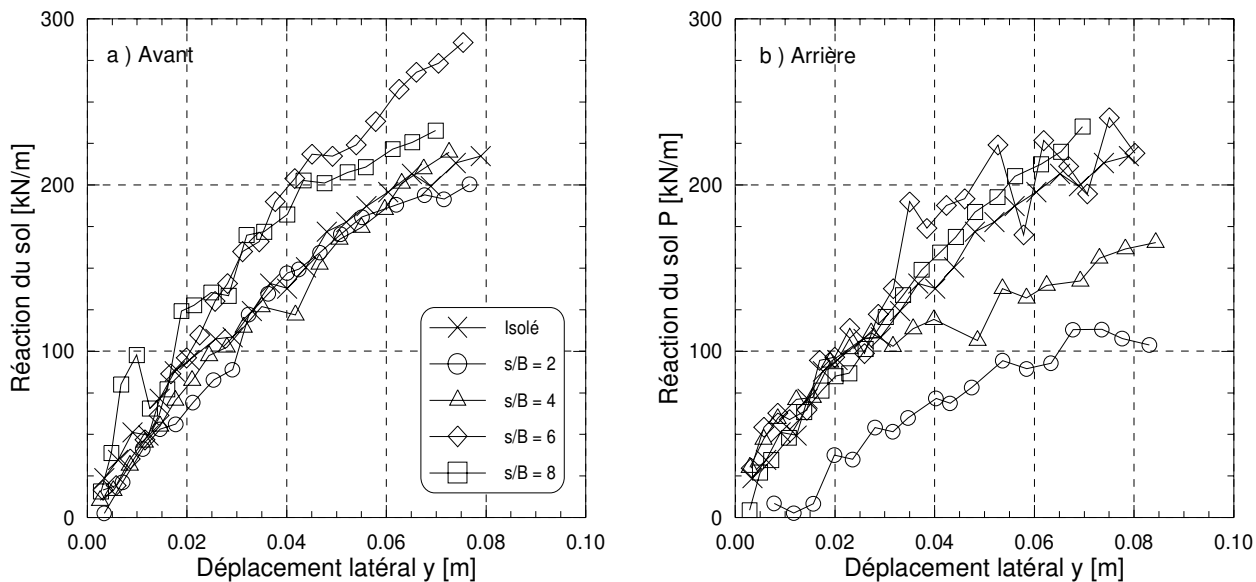


figure A6 - 20 : Courbes P-y des pieux moulés à 1g.  $z = 0,6\text{ m}$

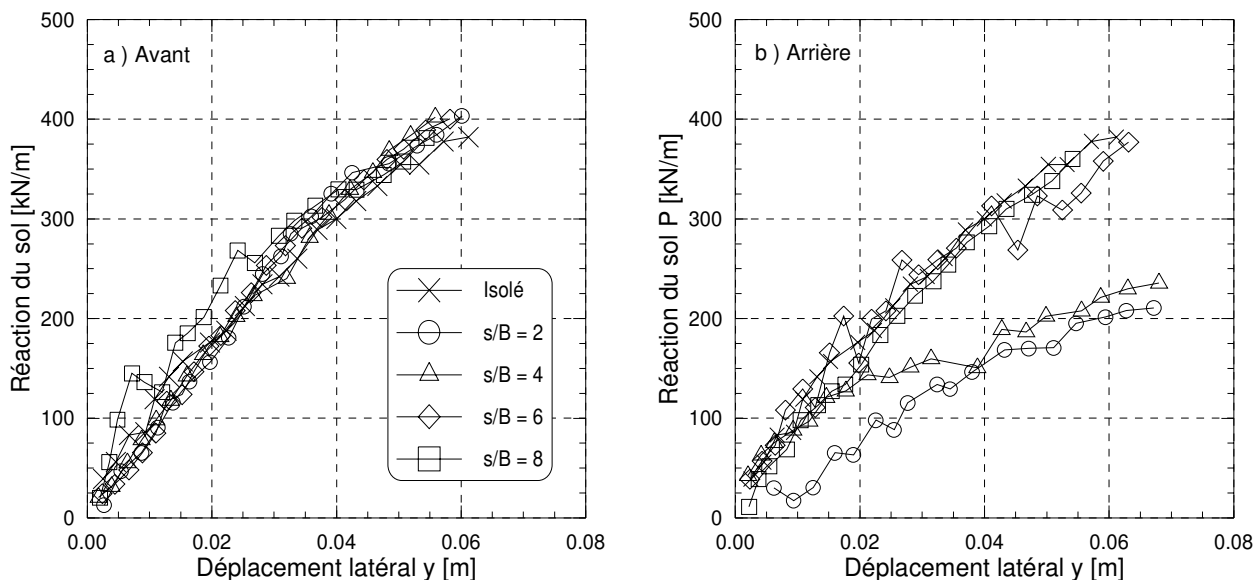


figure A6 - 21 : Courbes P-y des pieux moulés à 1g.  $z = 1,2\text{ m}$

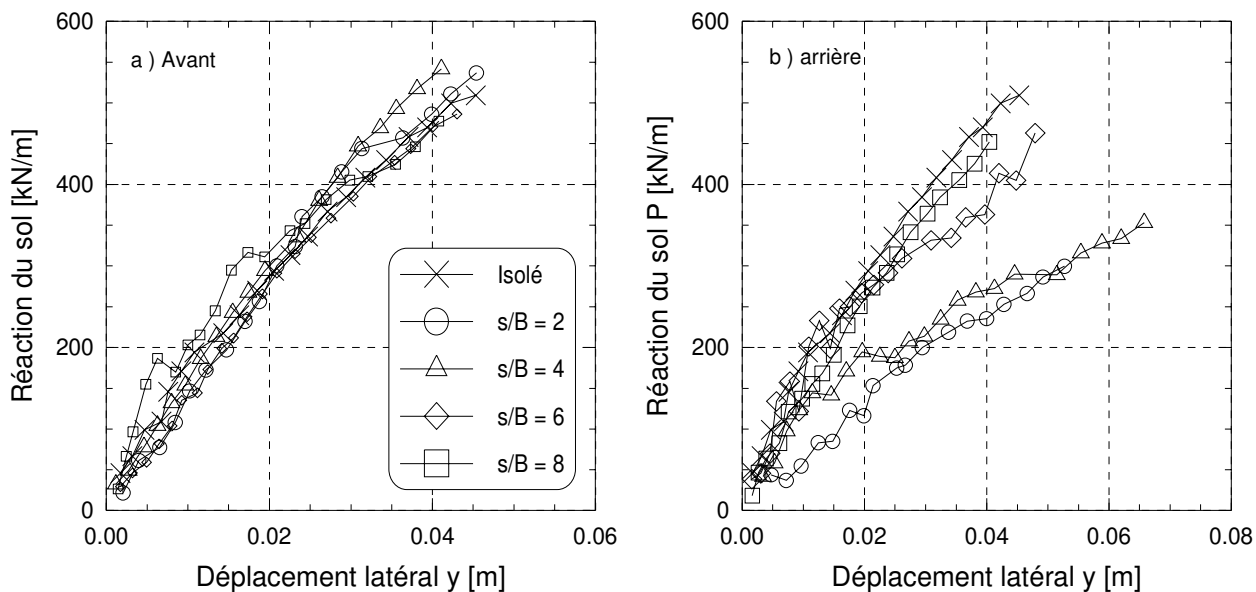


figure A6 - 22 : Courbes P-y des pieux moulés à 1g.  $z = 1,8\text{ m}$

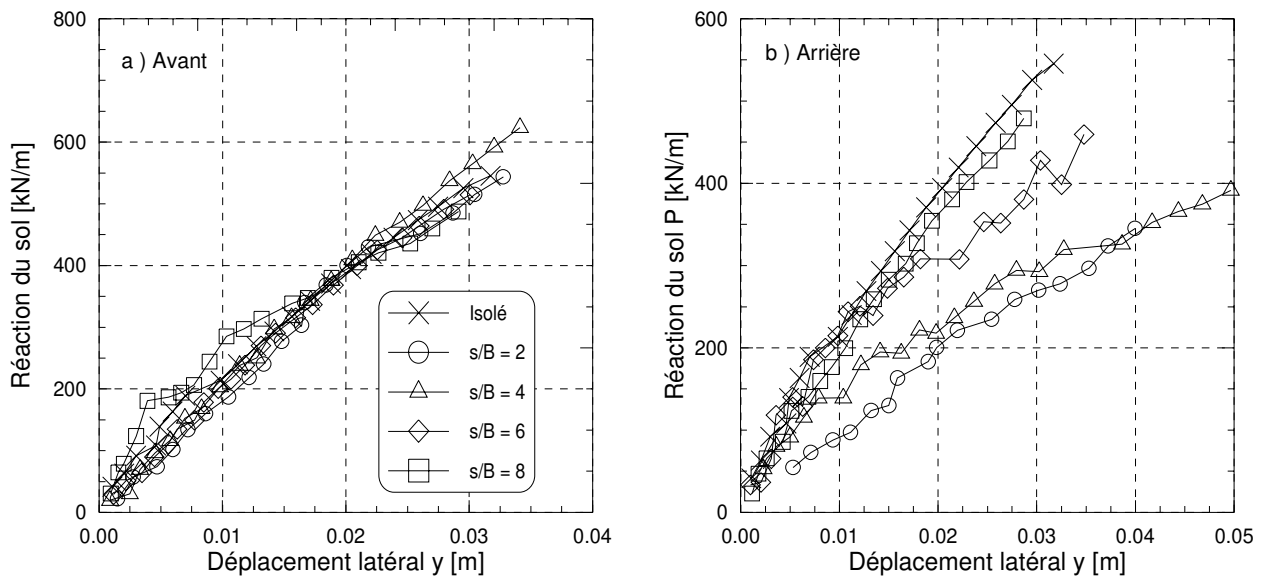


figure A6 - 23 : Courbes P-y des pieux moulés à 1g.  $z = 2,4$  m

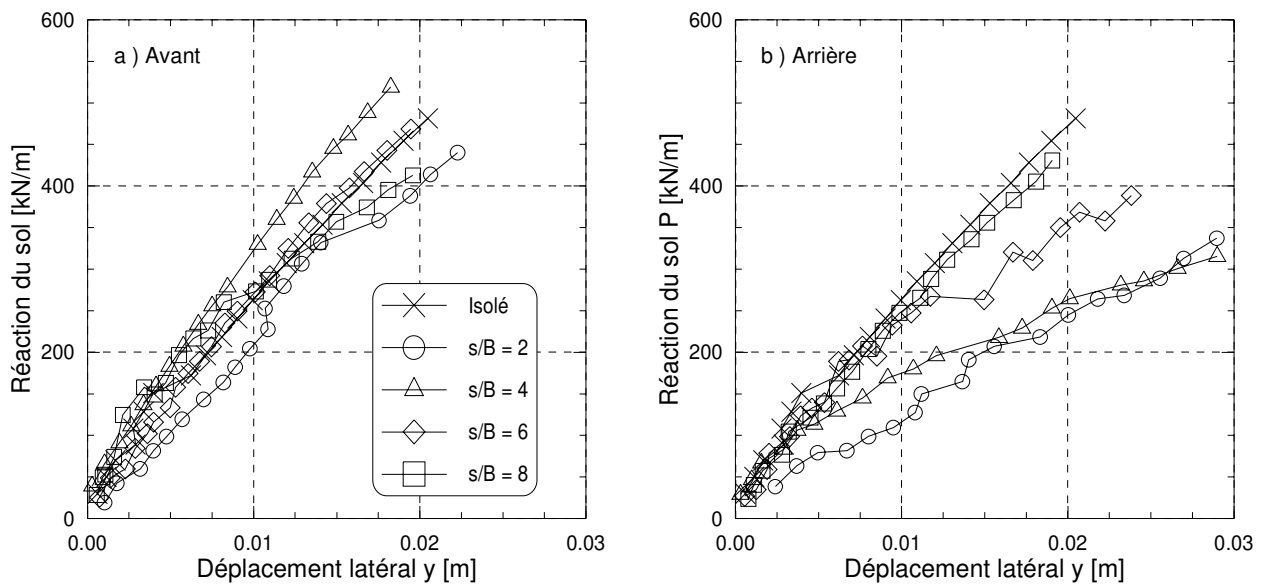


figure A6 - 24 : Courbes P-y des pieux moulés à 1g.  $z = 3$  m

## II. GROUPES DE 3 PIEUX EN LIGNE

### II.1. COMPARAISON DES RESULTATS DES GROUPES MIS EN PLACE SANS REFOULEMENT DU SOL

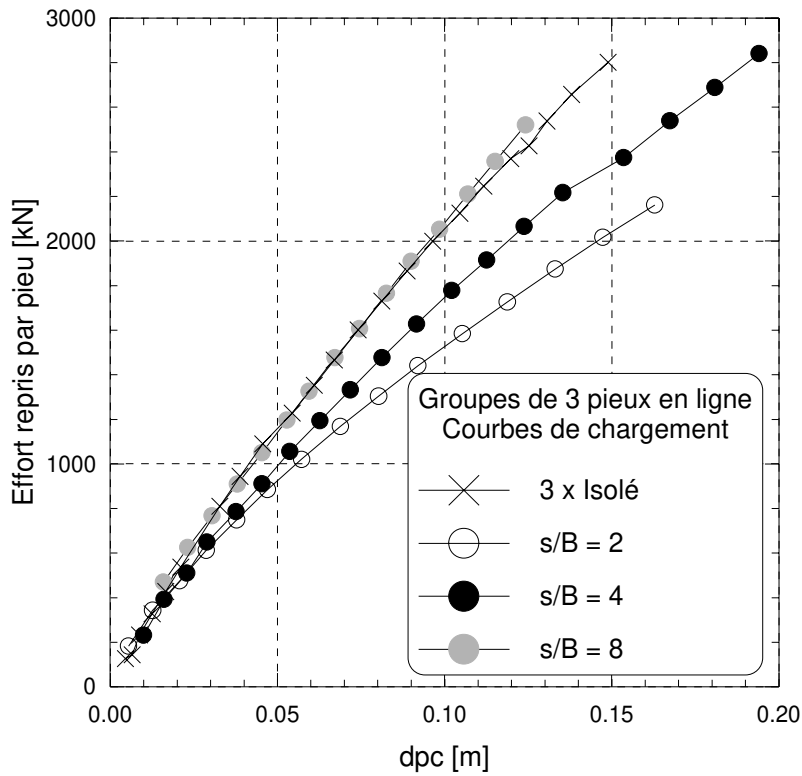


figure A6 - 25 : Courbes de chargement des groupes de trois pieux en ligne moulés à 1g

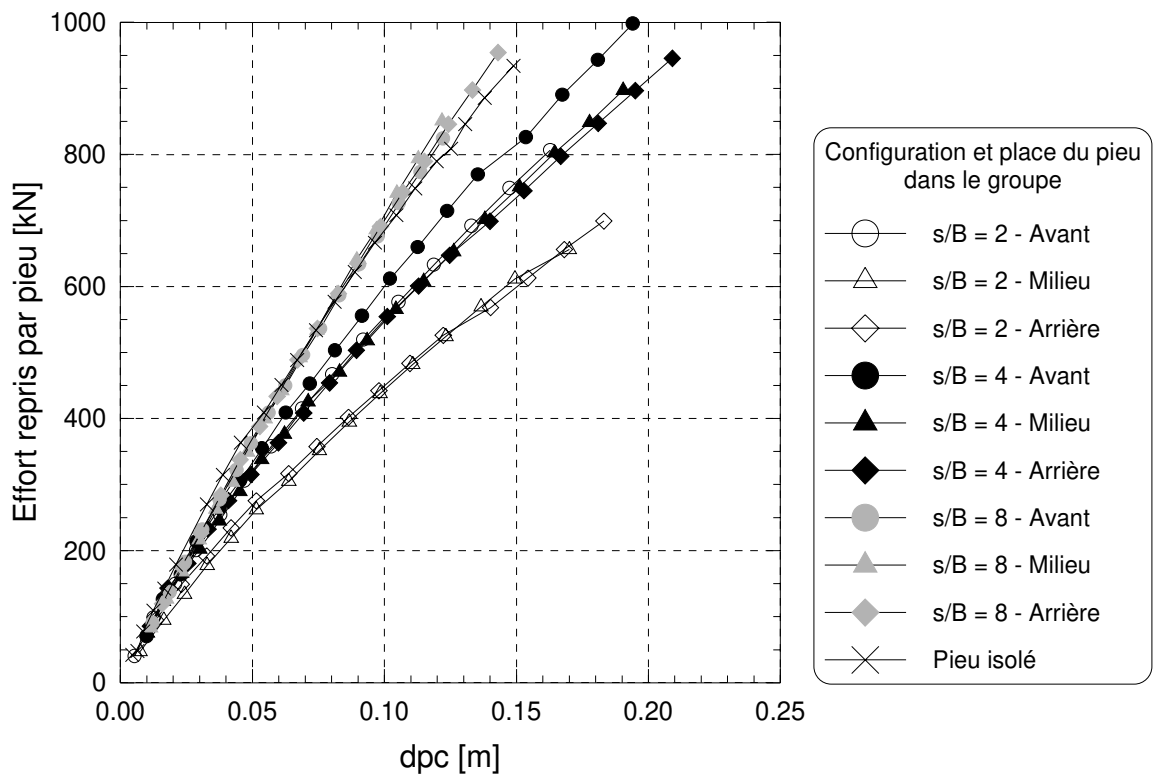


figure A6 - 26 : Courbes de chargement par pieu des groupes de trois pieux en ligne moulés à 1g

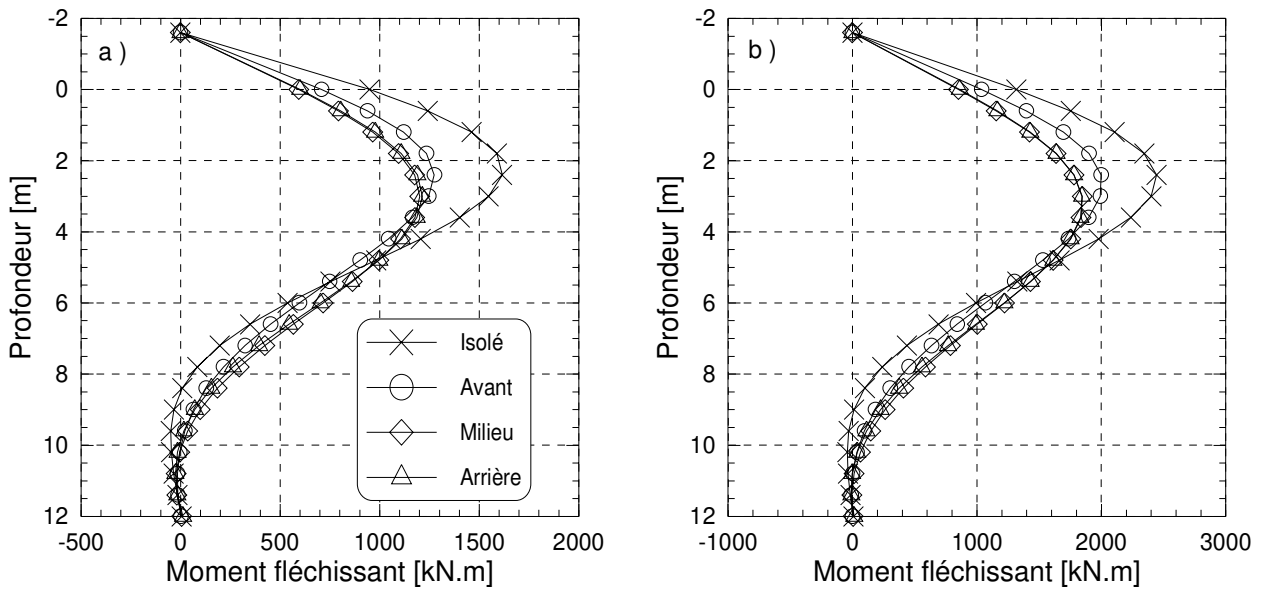


figure A6 - 27 : 3 pieux en ligne moulés à  $s/B = 2$ . Moments fléchissants à  $dpc = 10\%.B$  (a) et  $17\%.B$  (b).

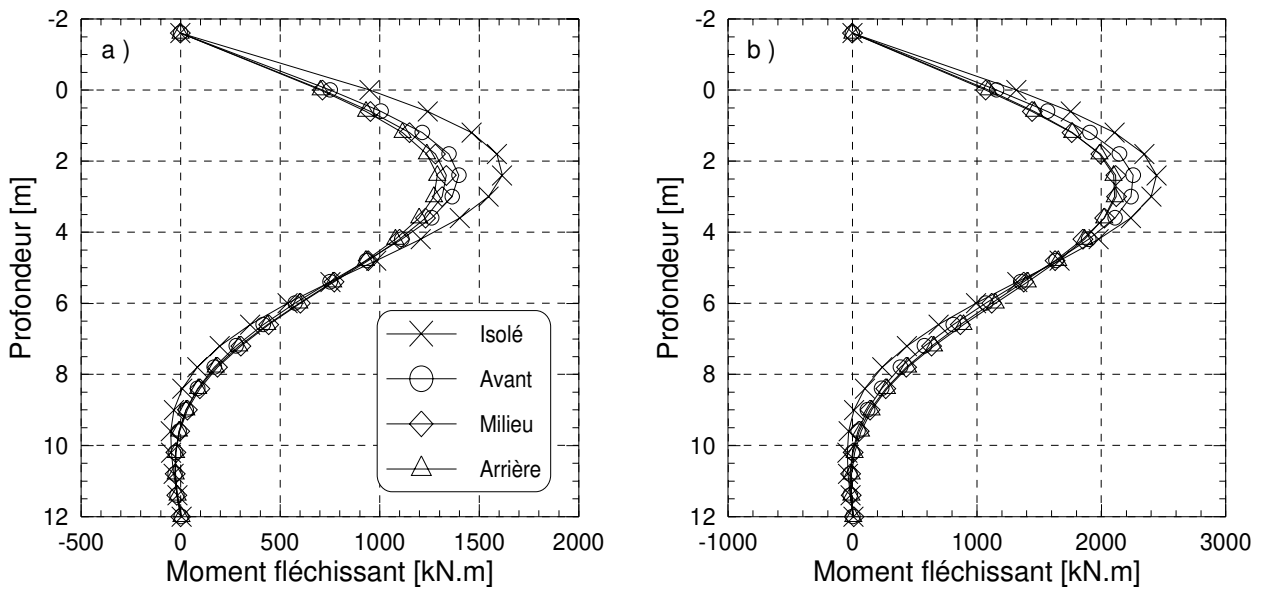


figure A6 - 28 : 3 pieux en ligne moulés à  $s/B = 4$ . Moments fléchissants à  $dpc = 10\%.B$  (a) et  $17\%.B$  (b).

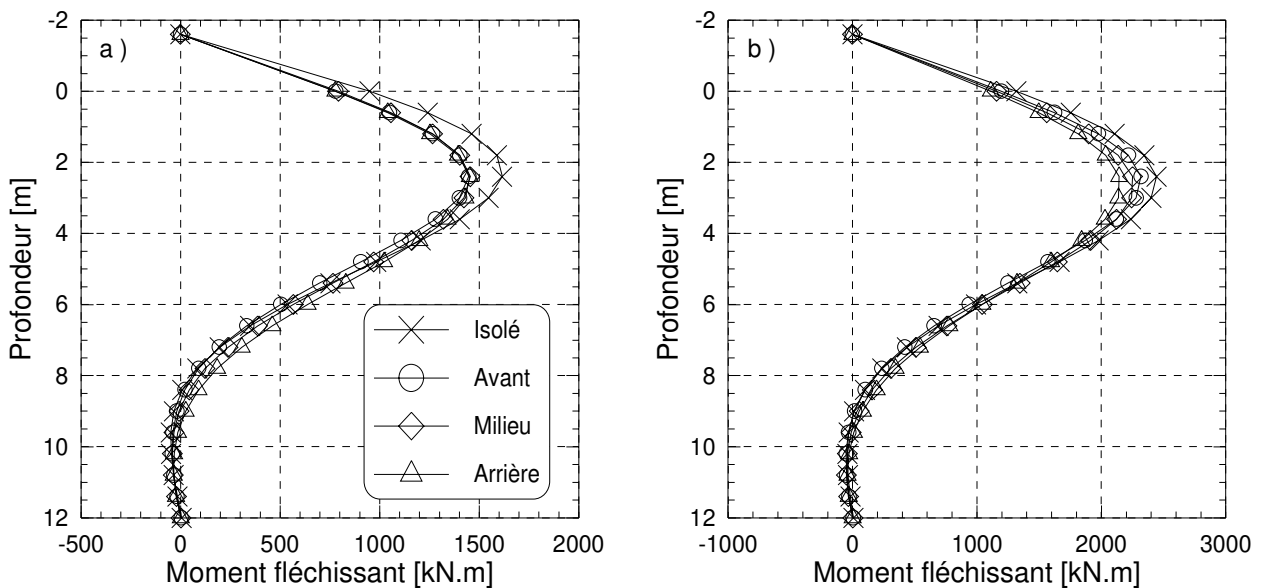


figure A6 - 29 : 3 pieux en ligne moulés à  $s/B = 8$ . Moments fléchissants à  $dpc = 10\%.B$  (a) et  $17\%.B$  (b).

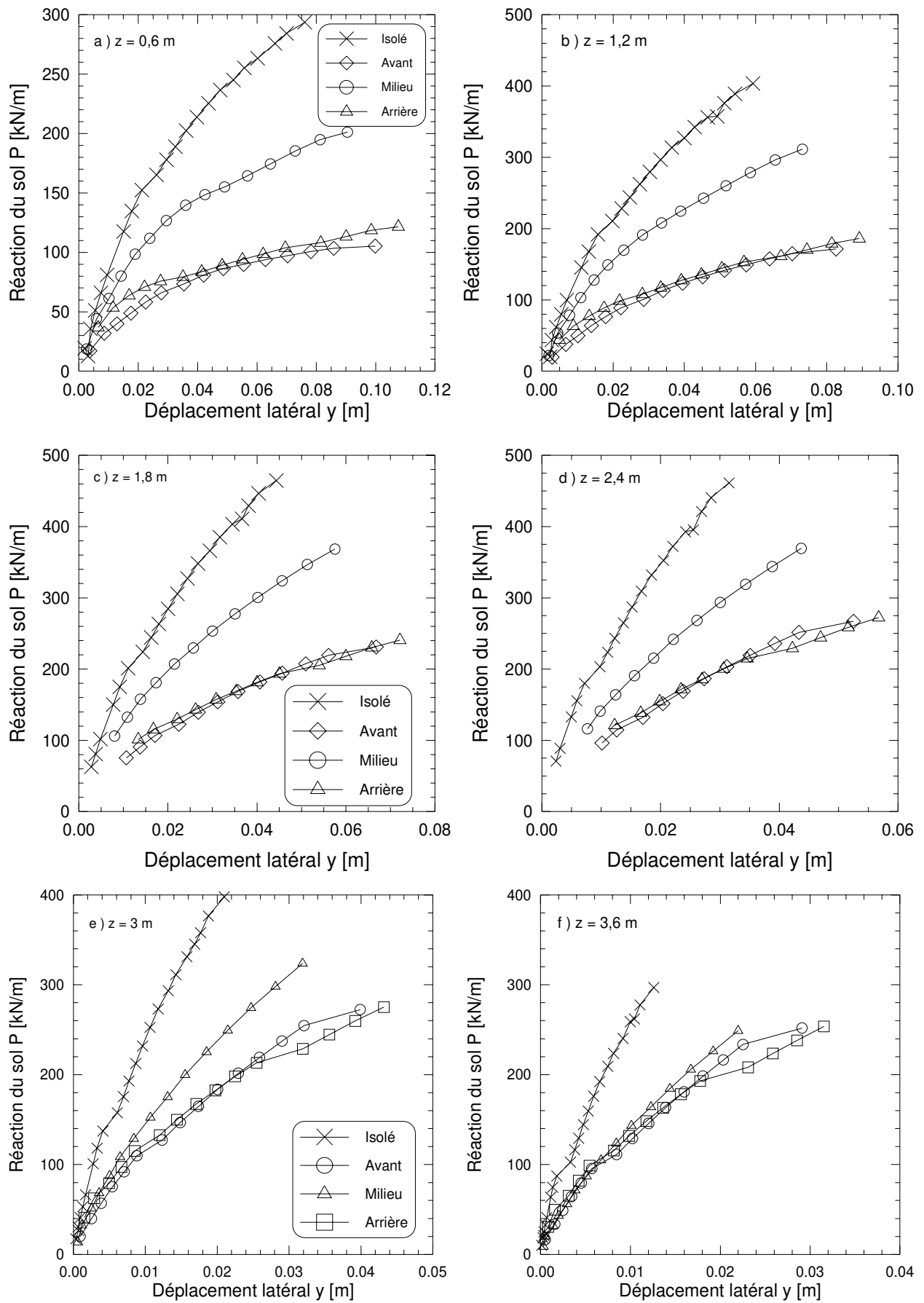


figure A6 - 30 : Courbes de réaction du groupe de trois pieux en ligne moulés à  $s/B = 2$

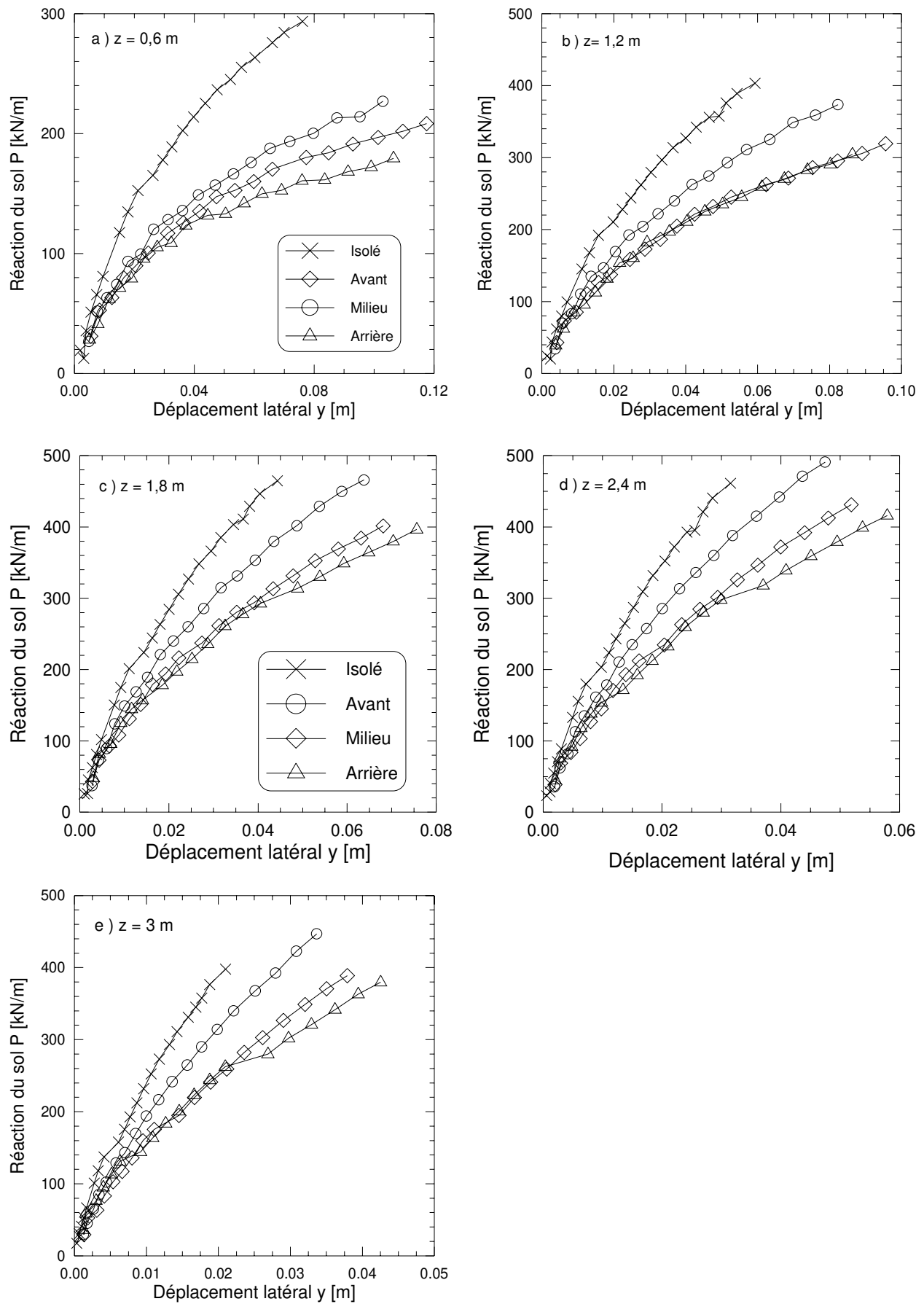


figure A6 - 31 : Courbes de réaction du groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 4$

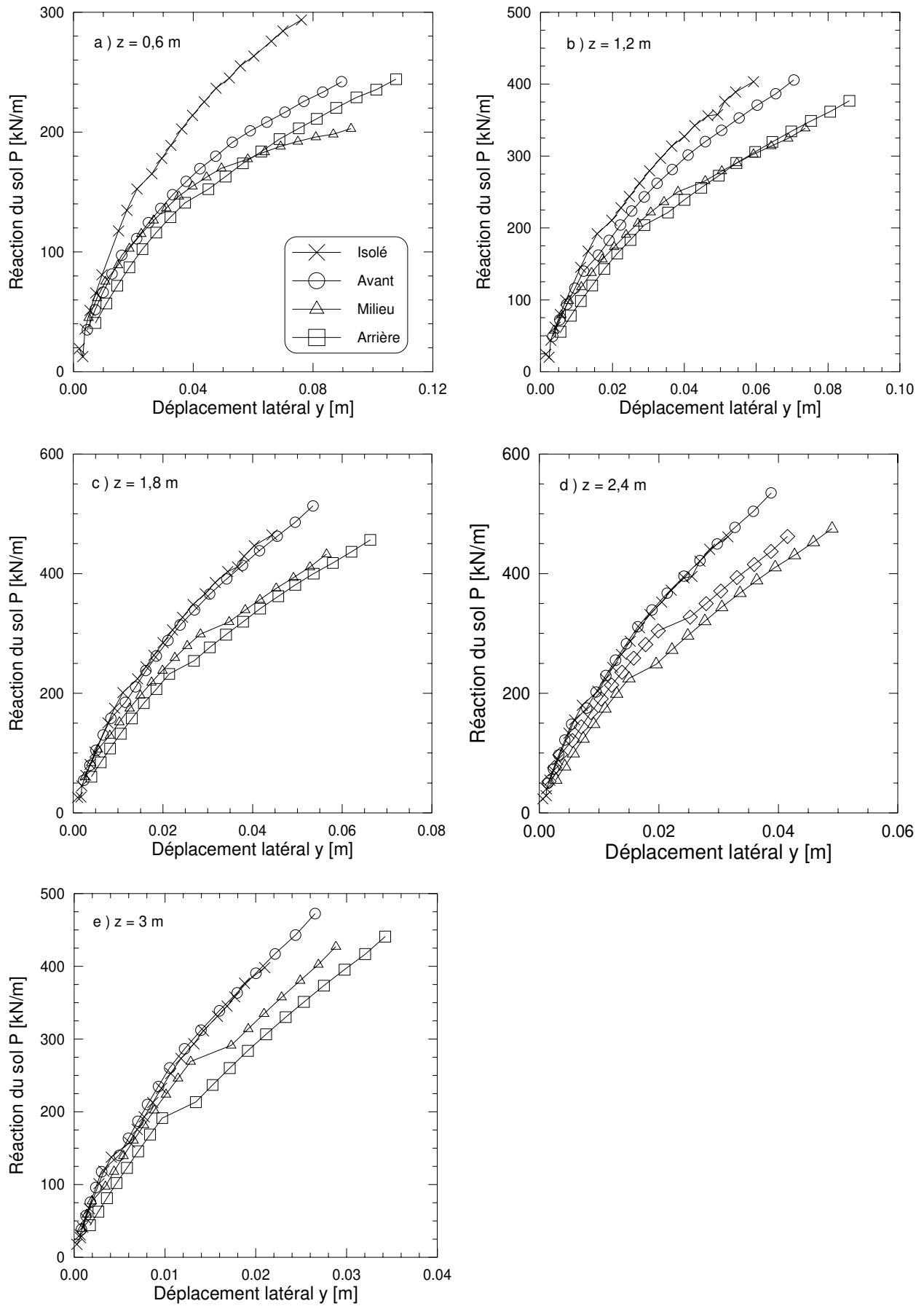


figure A6 - 32 : Courbes de réaction du groupe de trois pieux en ligne à  $s/B = 8$

## II.2. COMPARAISON DES RESULTATS DES GROUPES MIS EN PLACE SANS REFOULEMENT DU SOL

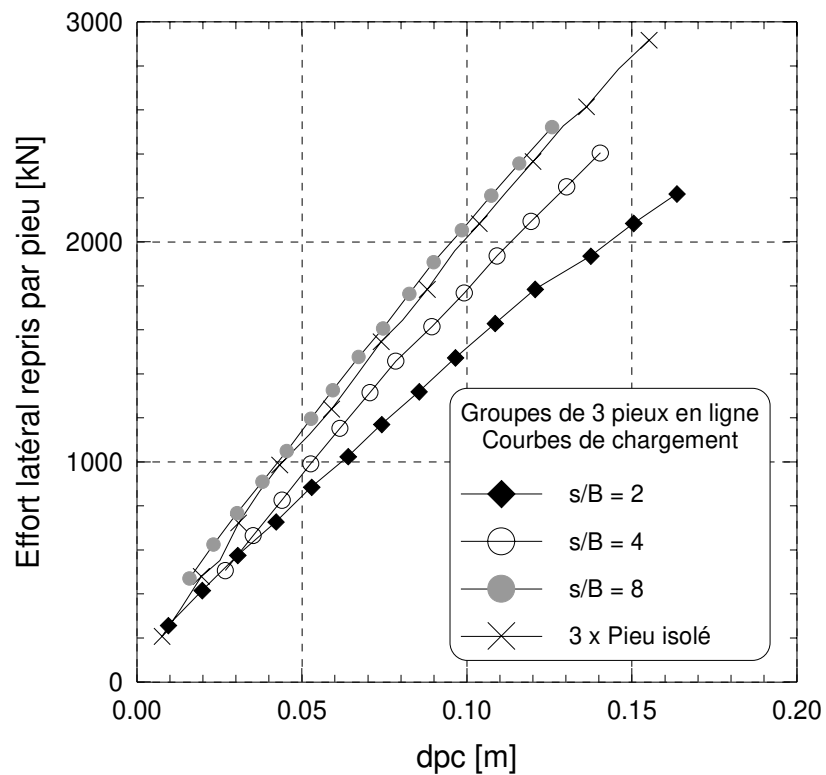


figure A6 - 33 : Courbes de chargement des groupes de trois pieux en ligne battus à 1g

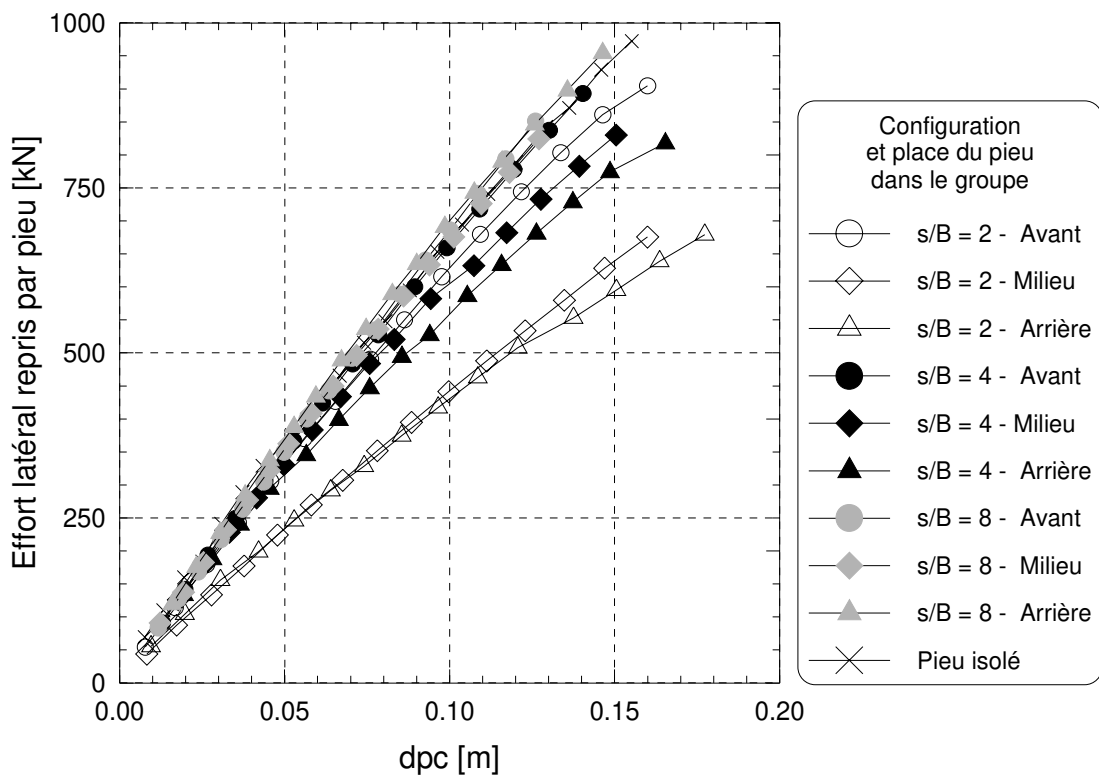


figure A6 - 34 : Courbes de chargement par pieu des groupes de trois pieux en ligne battus à 1g



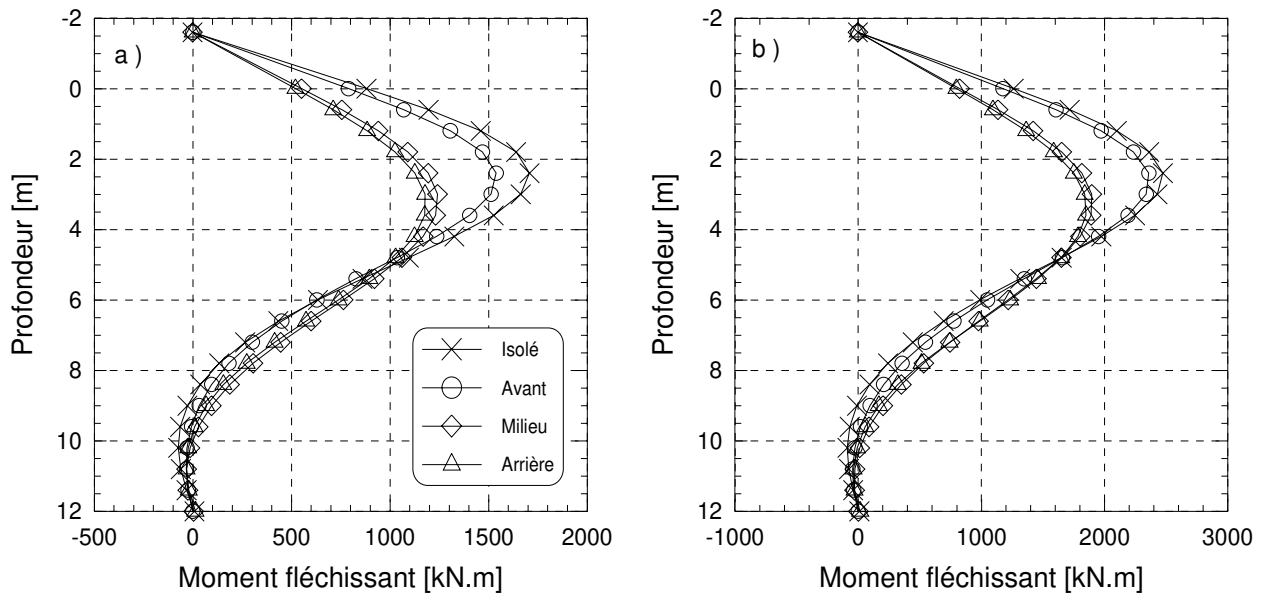


figure A6 - 35 : 3 pieux en ligne battus à  $s/B = 2$ . Moments fléchissants à  $dpc = 10\%.B$  (a) et  $20\%.B$  (b)

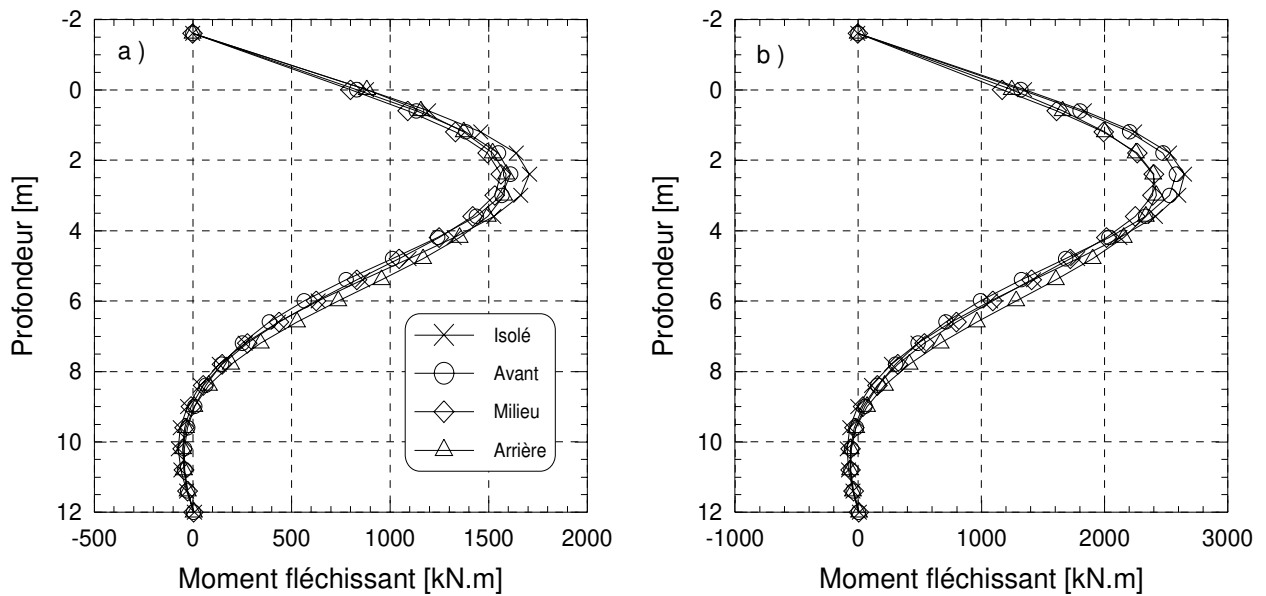


figure A6 - 36 : 3 pieux en ligne battus à  $s/B = 4$ . Moments fléchissants à  $dpc = 10\%.B$  (a) et  $20\%.B$  (b)

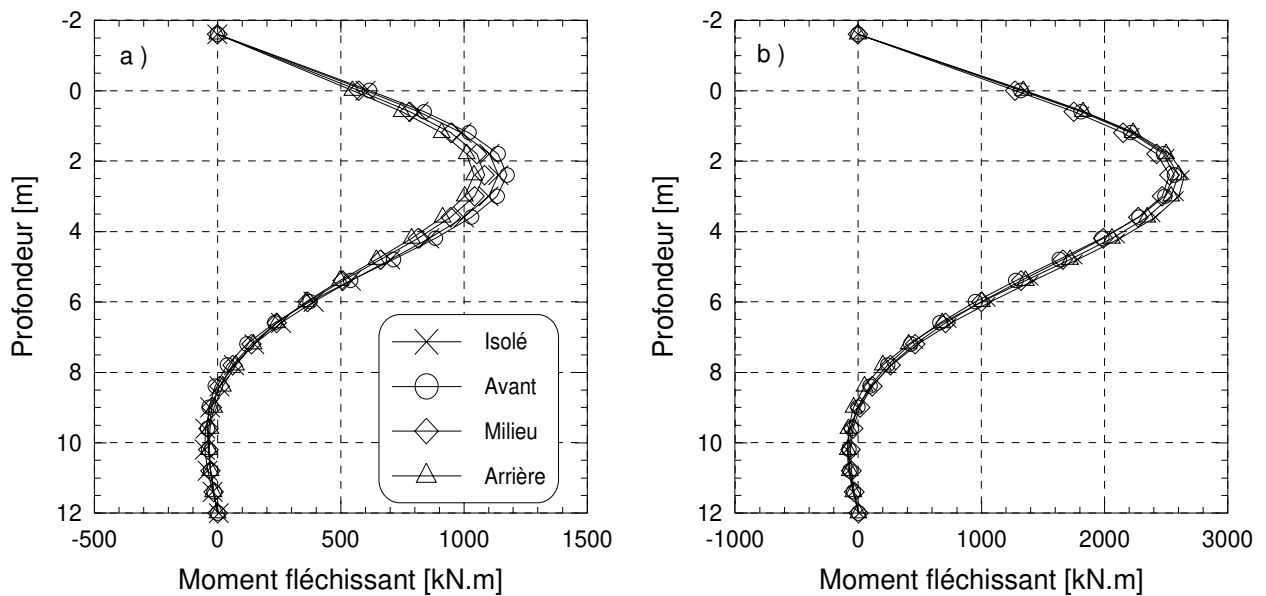


figure A6 - 37 : 3 pieux en ligne battus à  $s/B = 8$ . Moments fléchissants à  $dpc = 10\%.B$  (a) et  $20\%.B$  (b)

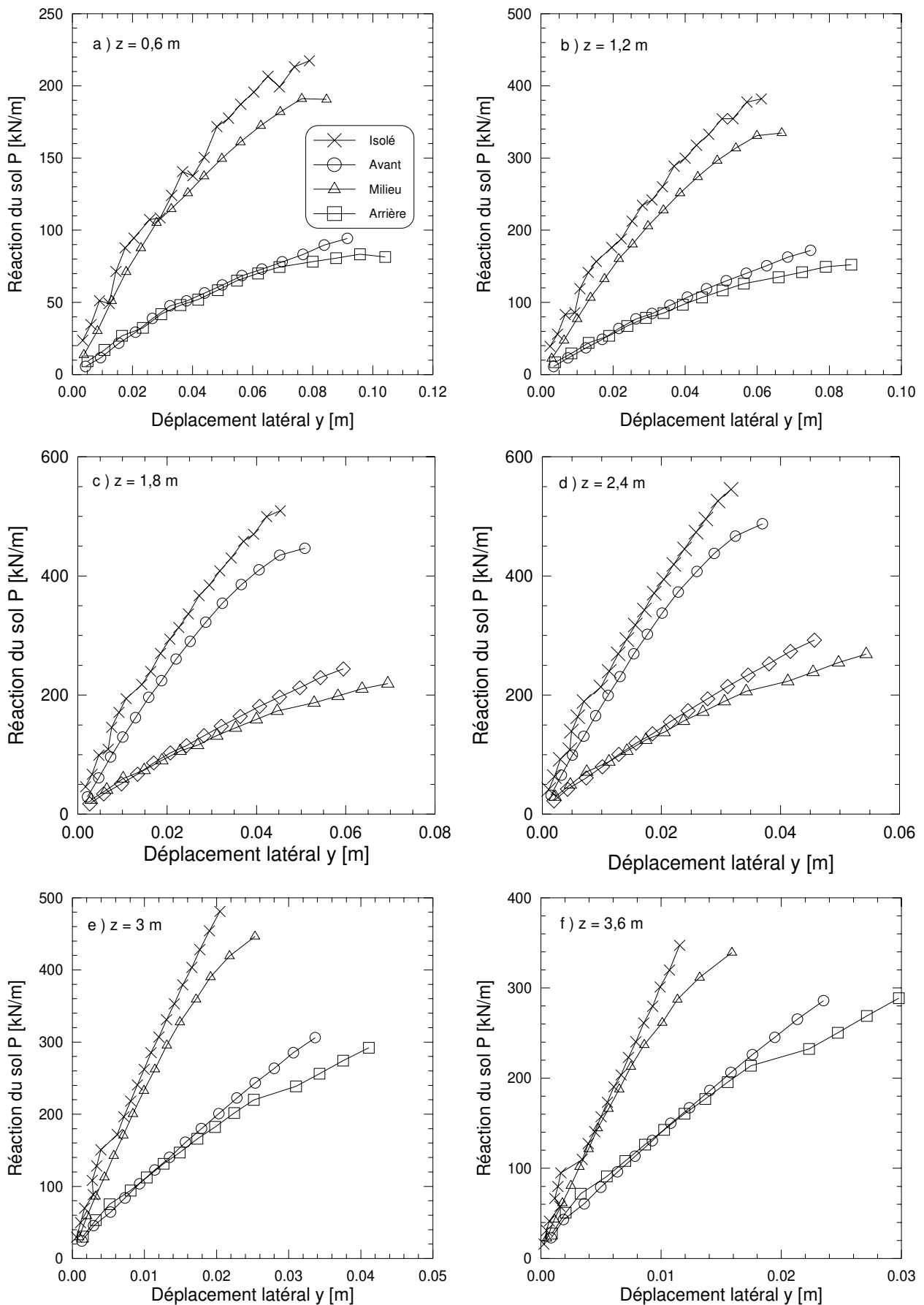


figure A6 - 38 : Courbes de réaction du groupe de trois pieux en ligne battus à  $s/B = 2$

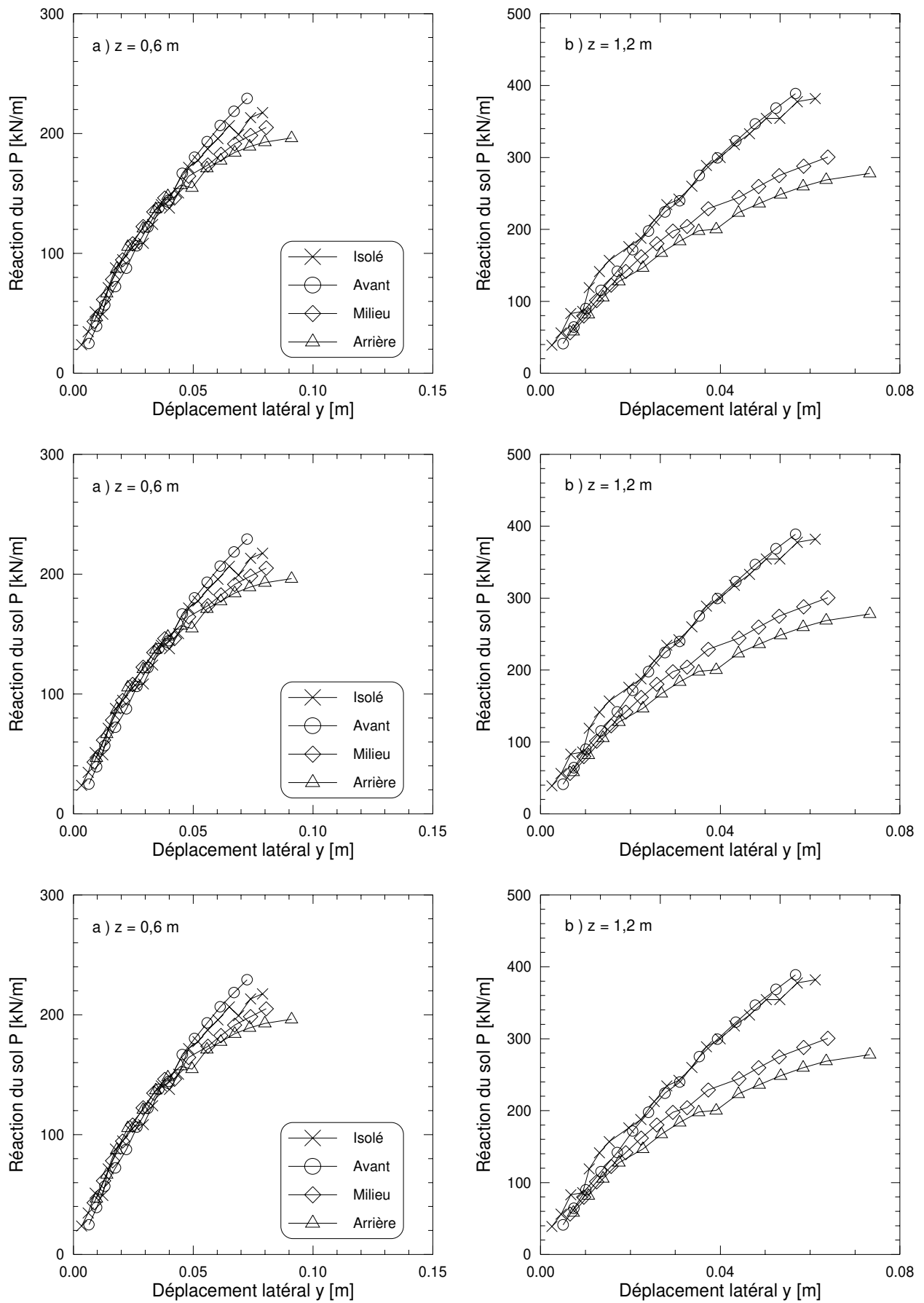


figure A6 - 39 : Courbes de réaction du groupe de trois pieux en ligne battus à  $s/B = 4$

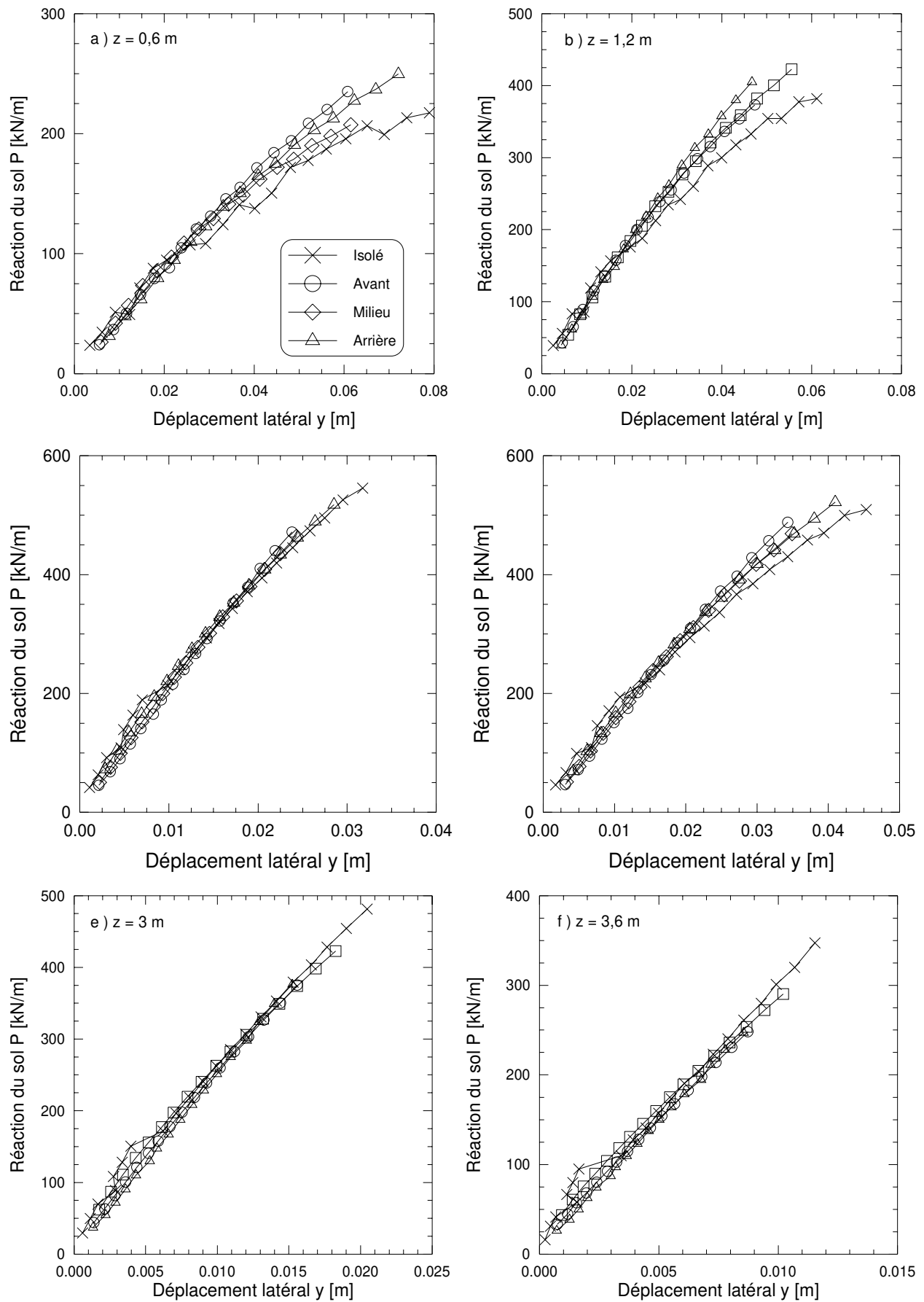


figure A6 - 40 : Courbes de réaction du groupe de trois pieux en ligne battus à  $s/B = 8$

### III. GROUPES DE 3 PIEUX EN RANG A $s/B = 2$

#### III.1. COMPARAISON DES RESULTATS DU GROUPE MIS EN PLACE SANS REFOULEMENT DU SOL

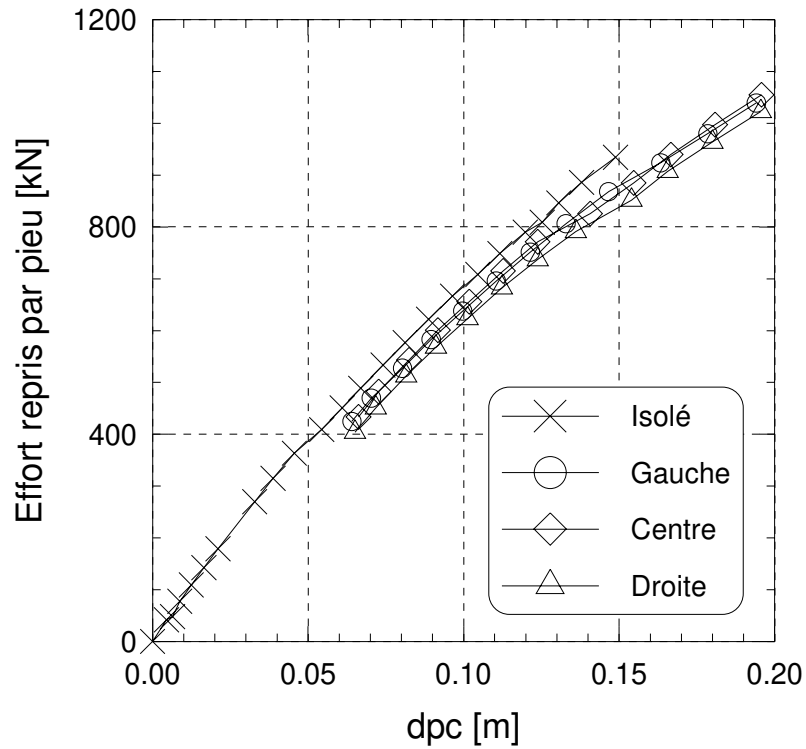


figure A6 - 41 : 3 pieux en rang moulés à  $s/B = 2$ . Courbes de chargement par pieu

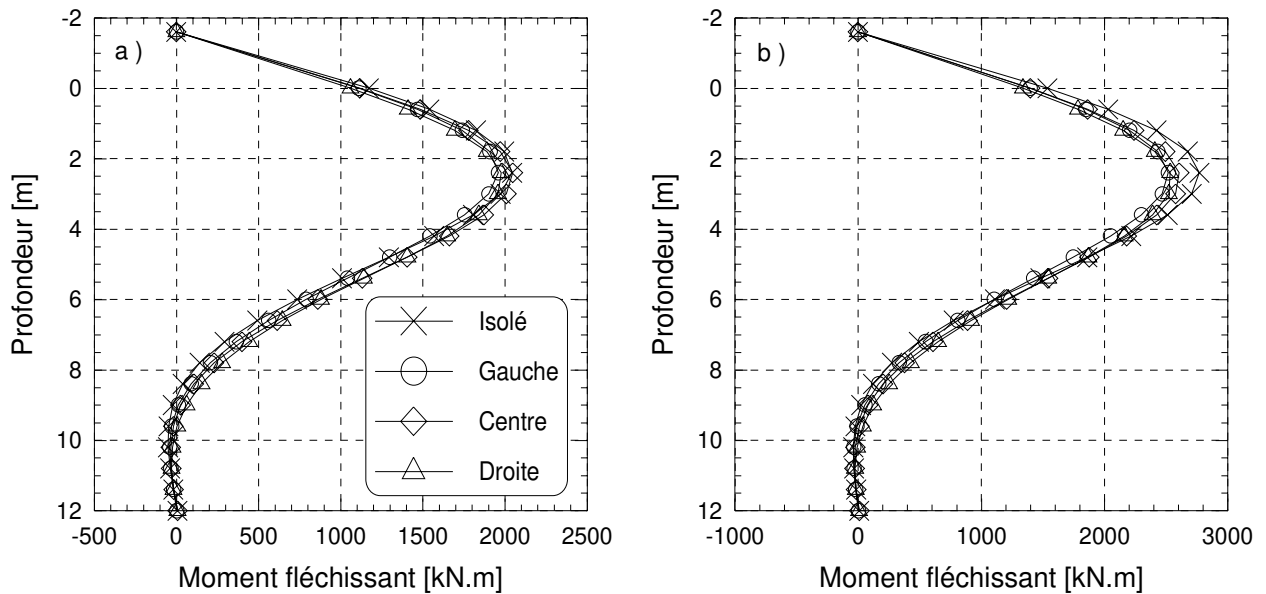


figure A6 - 42 : 3 pieux en rang moulés à  $s/B = 2$ . Moments fléchissants.  $dpc = 10\% \cdot B$  (a) et  $20\% \cdot B$  (b)

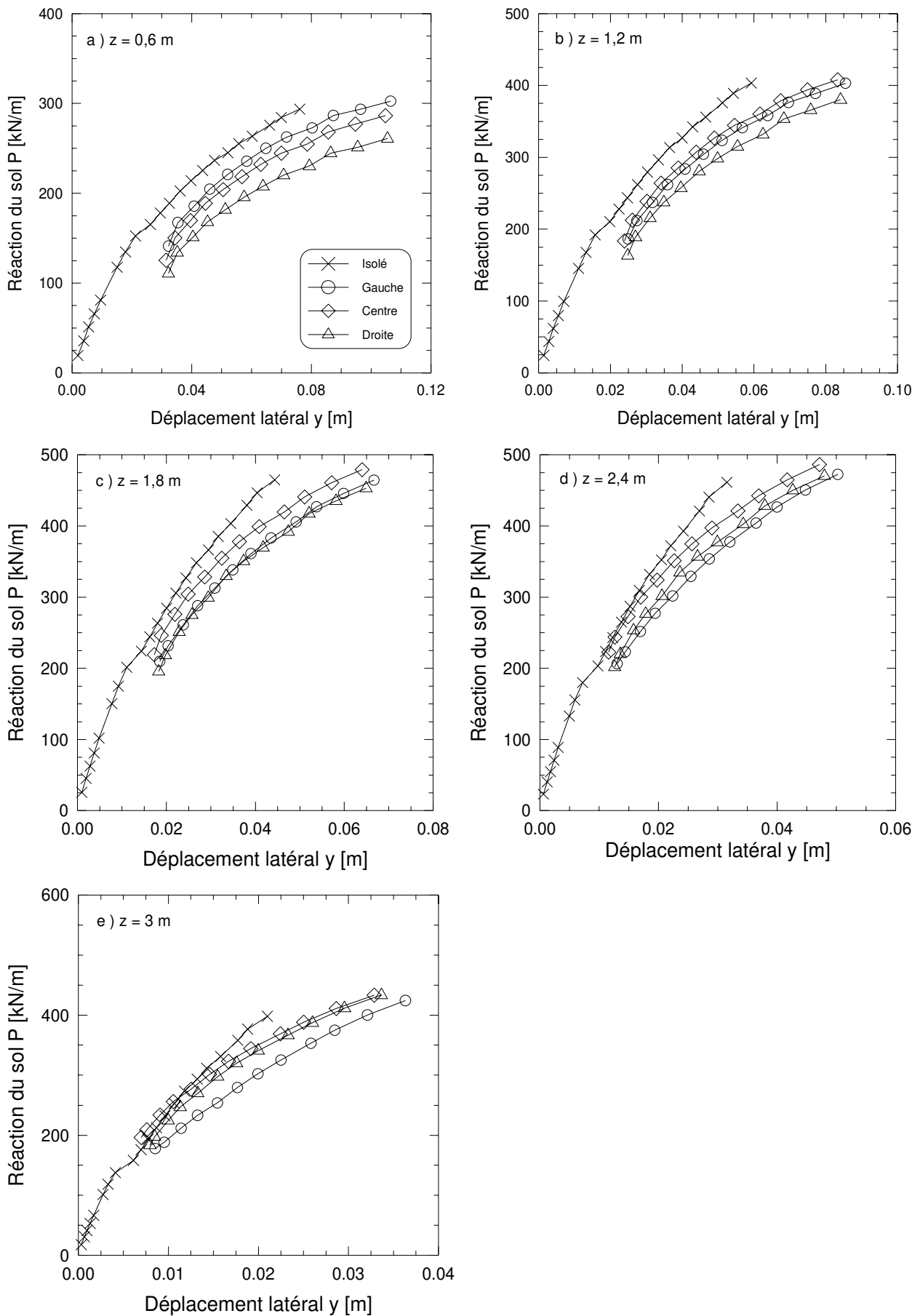


figure A6 - 43 : Courbes de réaction du groupe de trois pieux en rang moulés à  $s/B = 2$

### III.2. COMPARAISON DES RESULTATS DU GROUPE MIS EN PLACE AVEC REFOULEMENT DU SOL

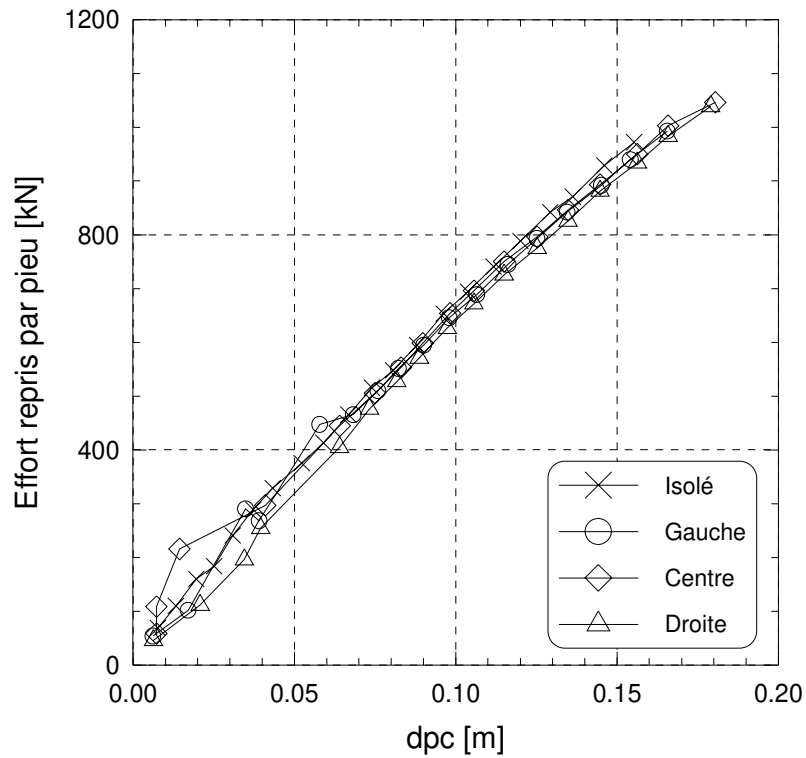


figure A6 - 44 : 3 pieux en rang battus à  $s/B = 2$ . Courbes de chargement par pieu

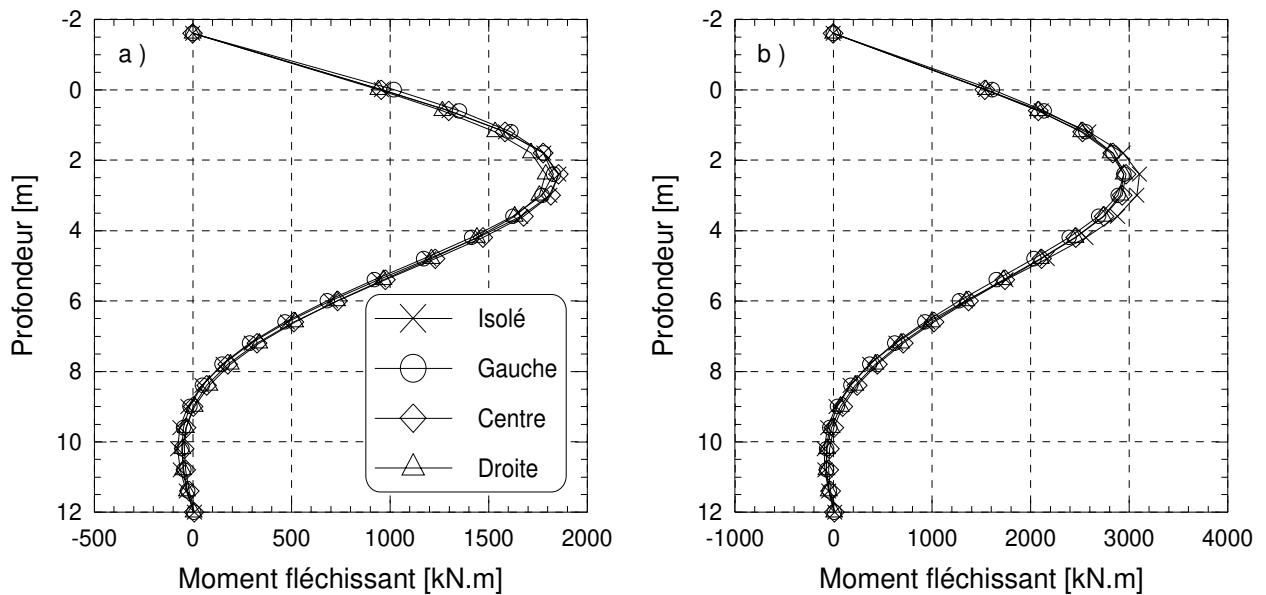


figure A6 - 45 : 3 pieux en rang battus à  $s/B = 2$ . Moments fléchissants.  $dpc = 12\% \cdot B$  (a) et  $21\% \cdot B$  (b)

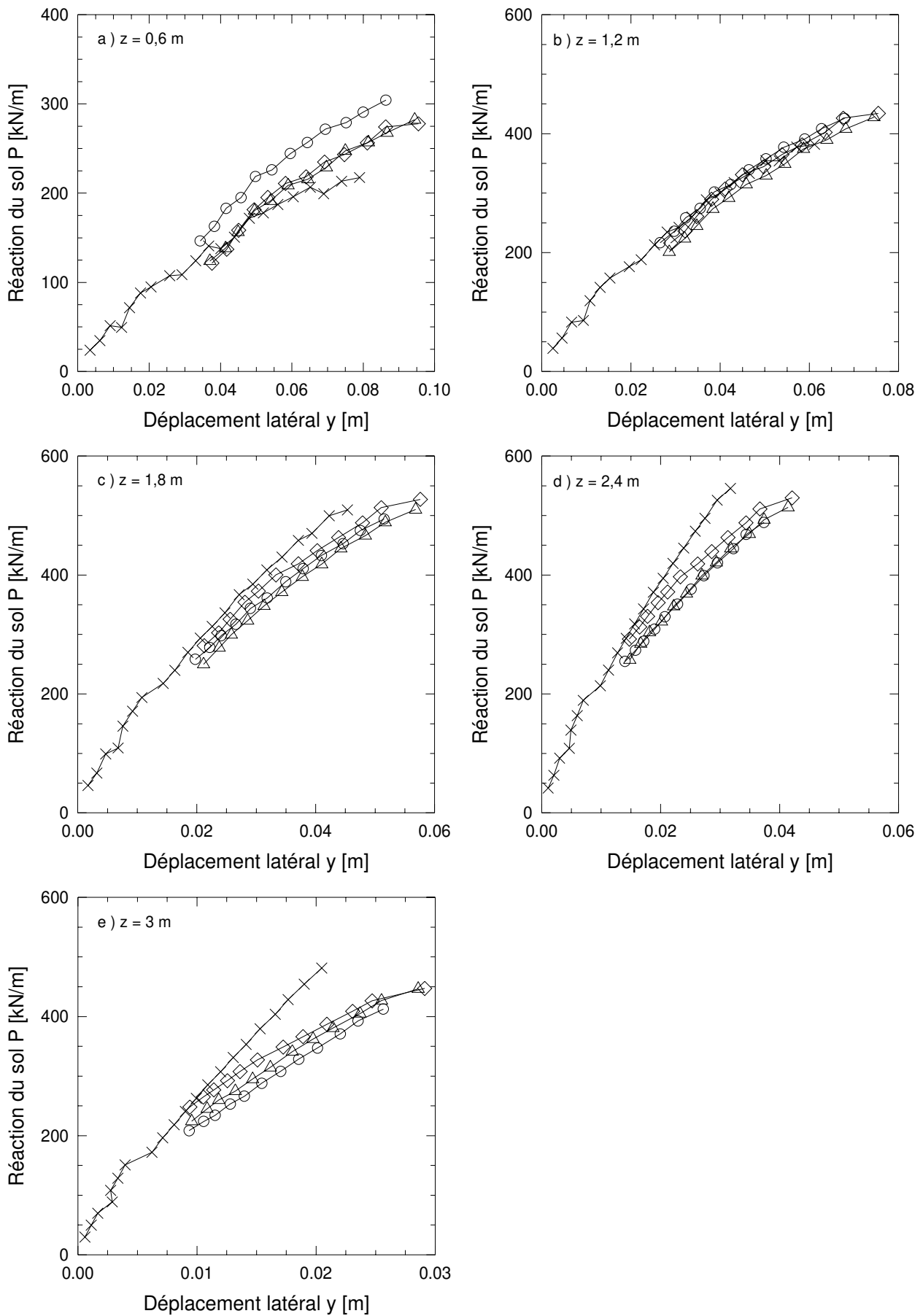


figure A6 - 46 : Courbes de réaction du groupe de trois pieux en rang battus à  $s/B = 2$



# Annexe 7

***CALCULS DE VALIDATION DES  
COEFFICIENTS  $P_m$   
AVEC LE LOGICIEL GOUPIL-LCPC***



L'ensemble des calculs présentés dans ce chapitre prennent pour référence les essais centrifugés réalisés sur des groupes mis en place sans refoulement du sol, dans un massif de sable dense ( $\gamma_d = 16,36 \text{ kN.m}^{-3}$ )

## I. CALCULS PRELIMINAIRES

### I.1. VALIDATION DE LA DEMARCHE DE CONSTRUCTION DES COURBES $P$ - $Y$ EXPERIMENTALES POUR UN COUPLE A $s/B = 2$

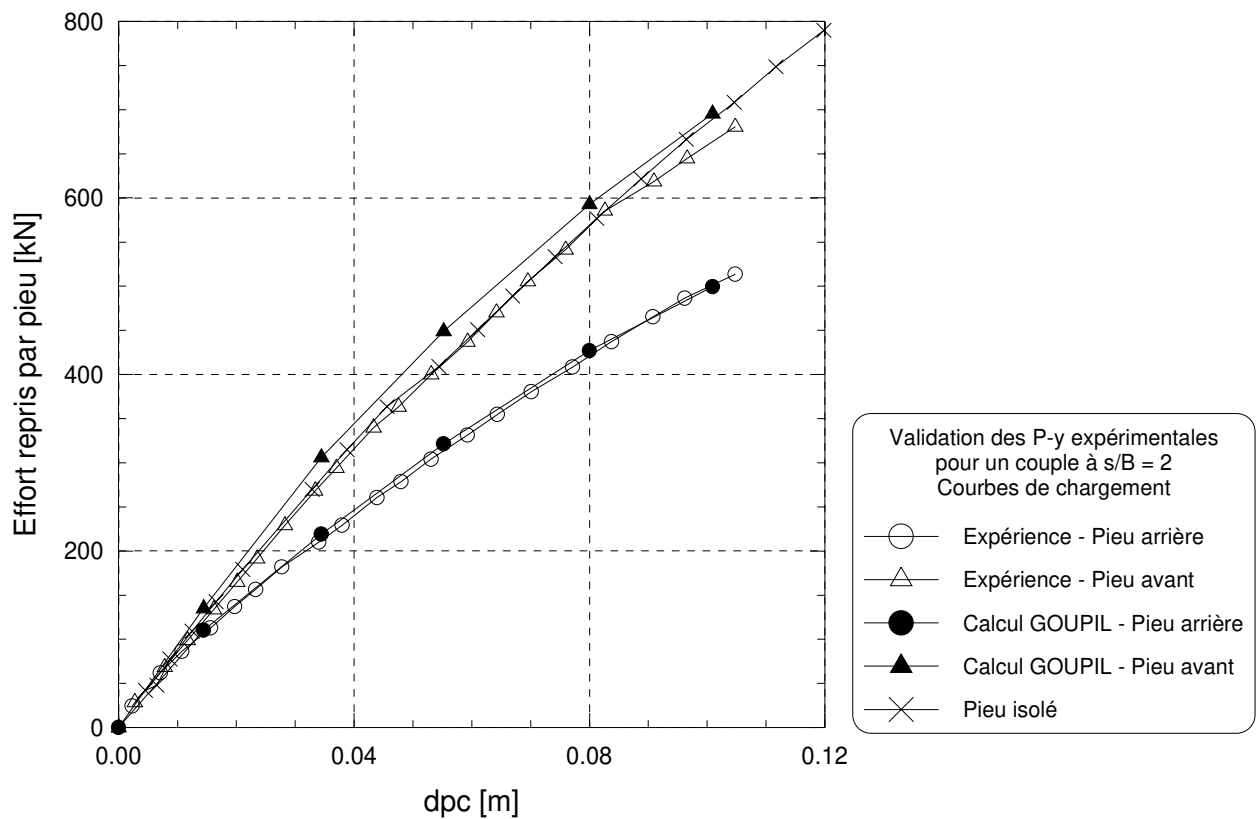


figure A7 - 1 : Courbes de chargements observées et calculées pour le couple de pieux à  $s/B = 2$

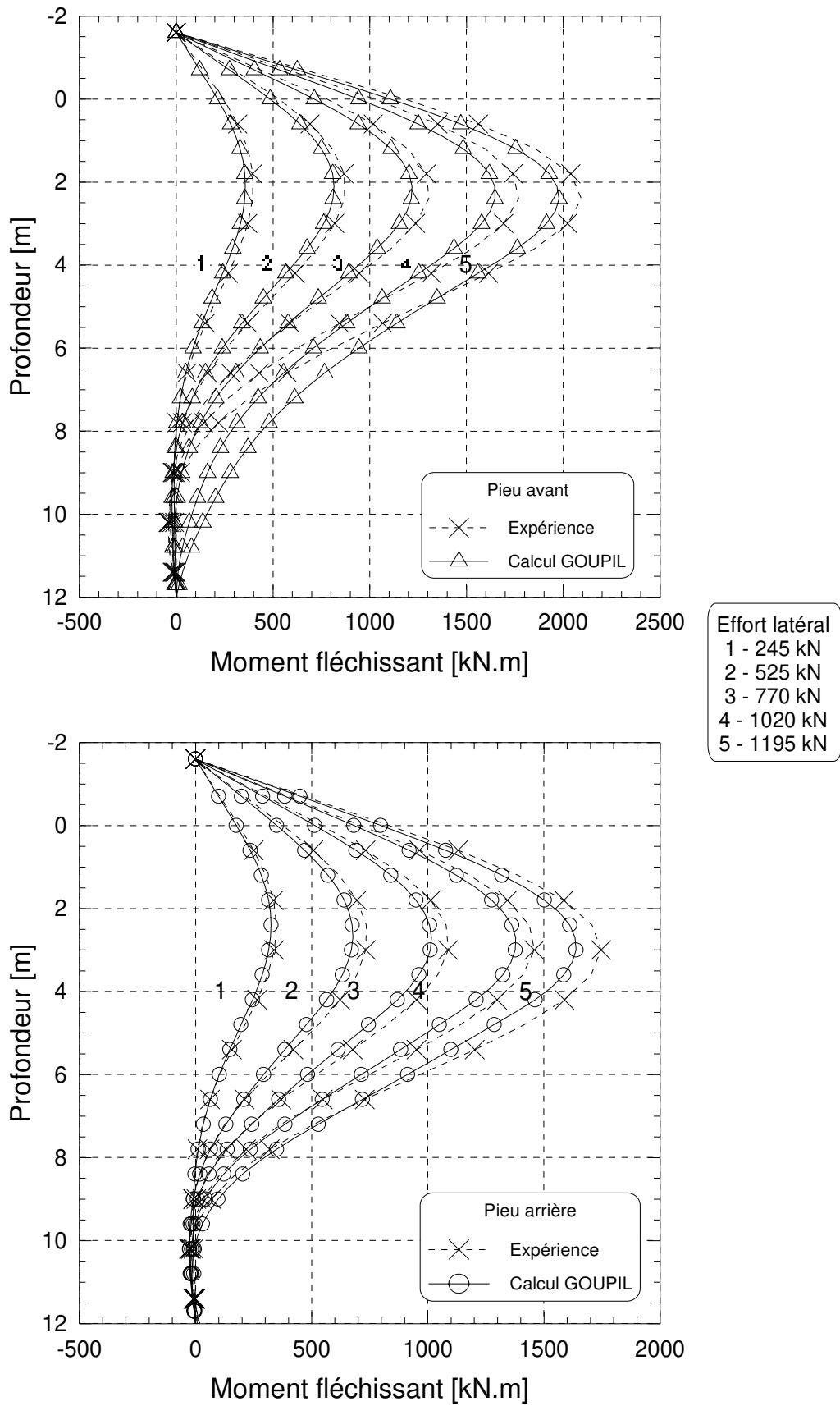


figure A7 - 2 : Moments fléchissants observés et calculés pour le couple de pieux à  $s/B = 2$

## I.2. TEST DE L'INFLUENCE DE LA VALEUR DE $P_m$

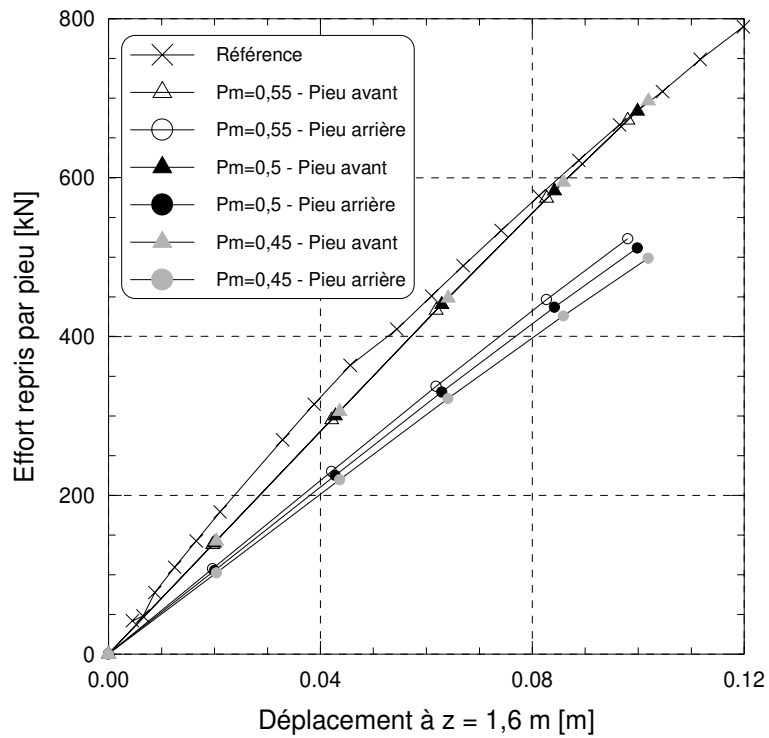
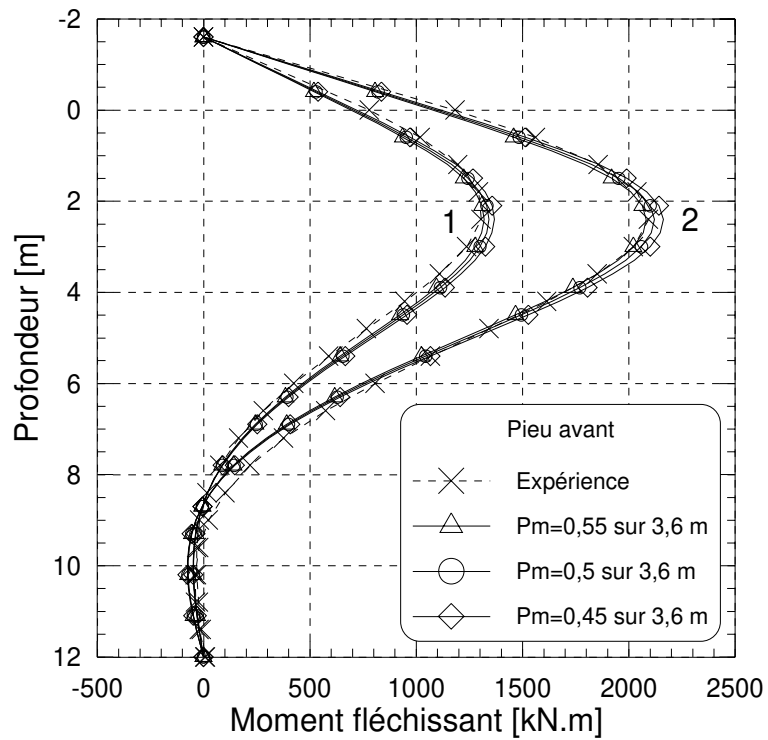


figure 5 - 1 : Couple à  $s/B = 2$ . Test de l'influence de variations de  $P_m$  sur les courbes de chargements par pieu du couple.



Effort latéral  
 1 - 770 kN  
 2 - 1195 kN

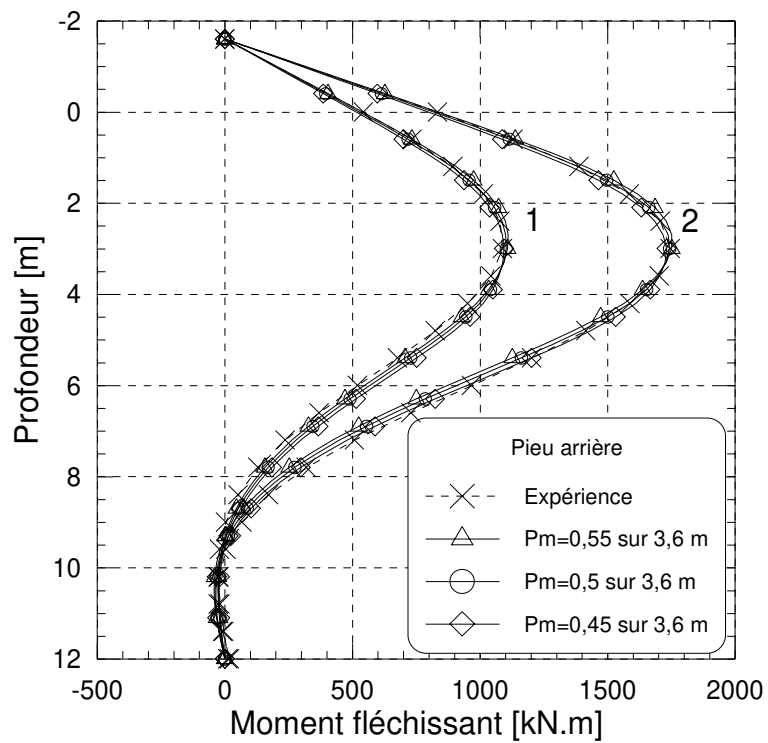


figure 5 - 2 : Couple à  $s/B = 2$ . Test de l'influence de variations de  $P_m$  sur les profils de moments fléchissants.

### I.3. TEST DE L'INFLUENCE DE LA PROFONDEUR D'APPLICATION DE $P_M$

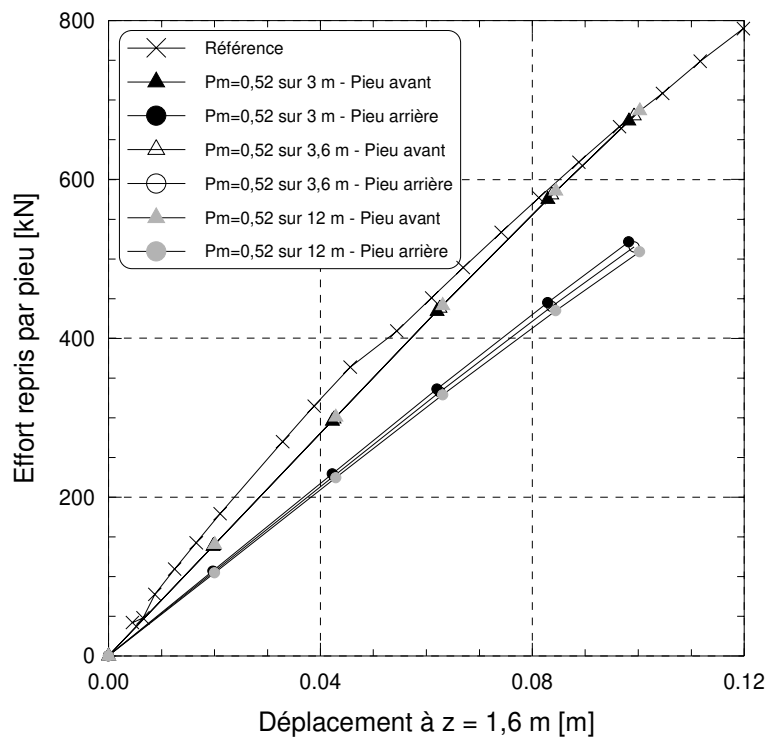
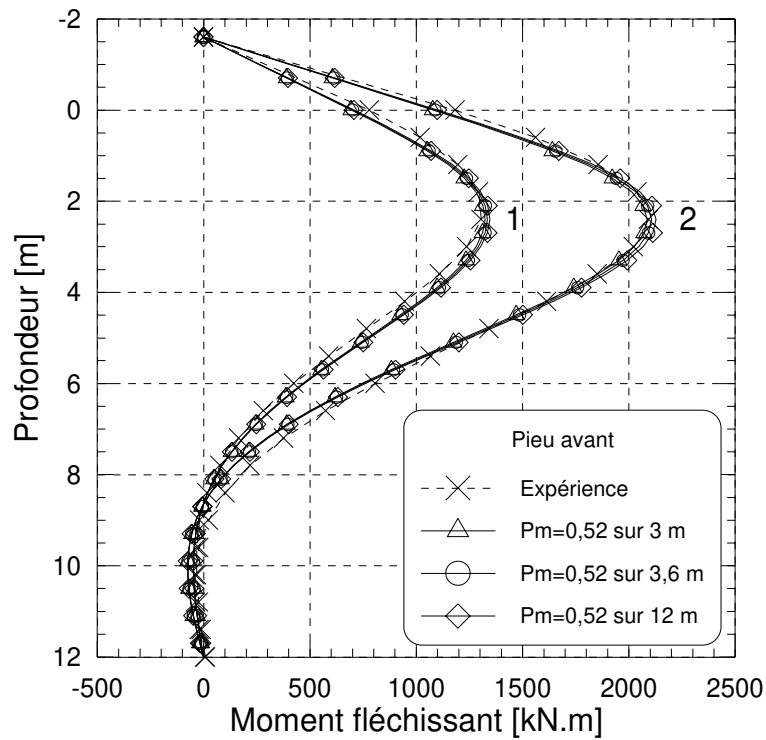


figure 5 - 3 : Couple à  $s/B = 2$ . Test de l'influence de la profondeur d'application du facteur de réduction  $P_m$  sur les courbes de chargements repris par pieu.



**Effort latéral**  
 1 - 770 kN  
 2 - 1195 kN

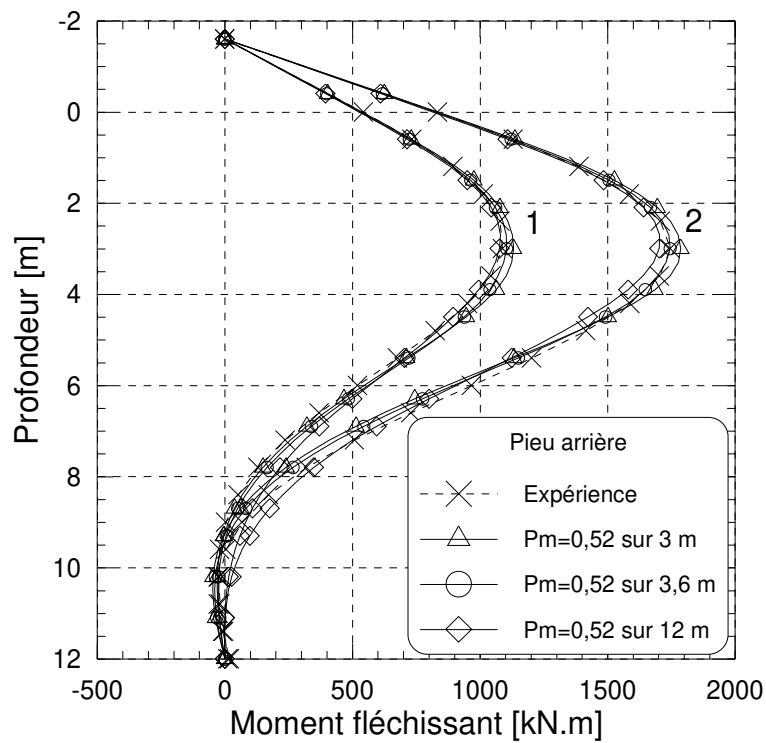


figure 5 - 4 : Couple à  $s/B = 2$ . Test de l'influence de la profondeur d'application du facteur de réduction  $P_m$  sur les profils de moments fléchissants du pieu avant et du pieu arrière.



## I.4. COUPLES DE PIEUX EN LIGNE

### I.4.1. $s/B = 4$ : $P_m = 0,7$

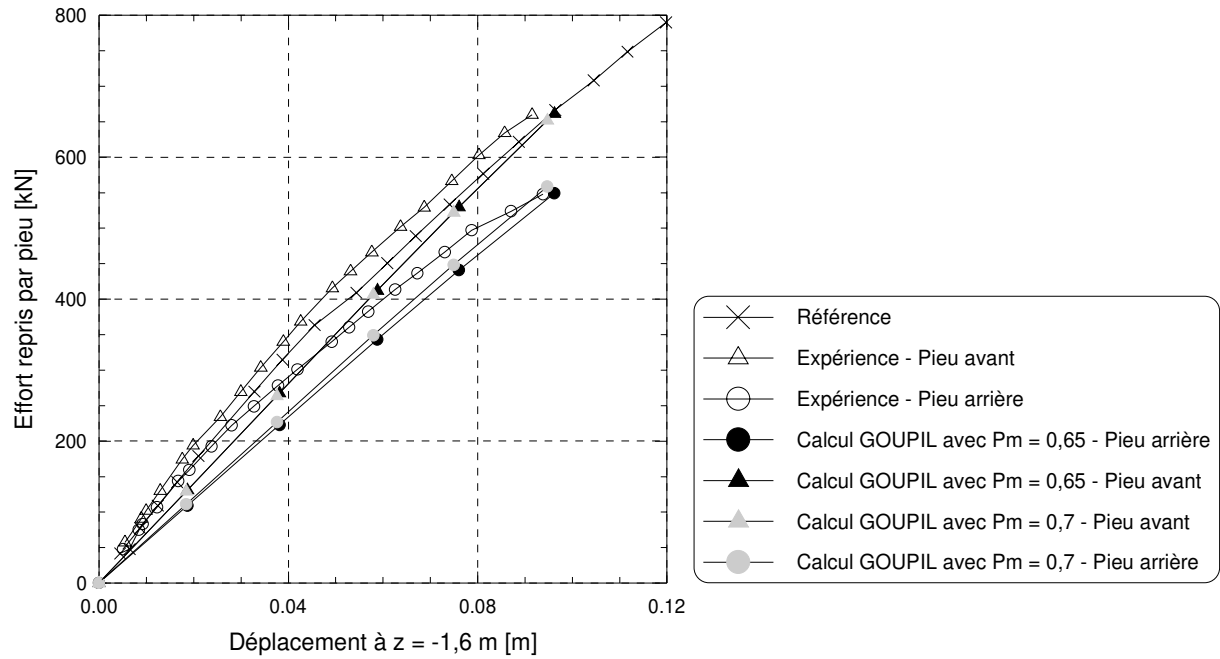


figure 5 - 5 : Couple à  $s/B = 4$ . Validation du coefficient  $P_m = 0,7$  proposé pour prendre en compte l'effet de groupe sous chargement latéral. Comparaison des courbes de chargement repris par pieu.

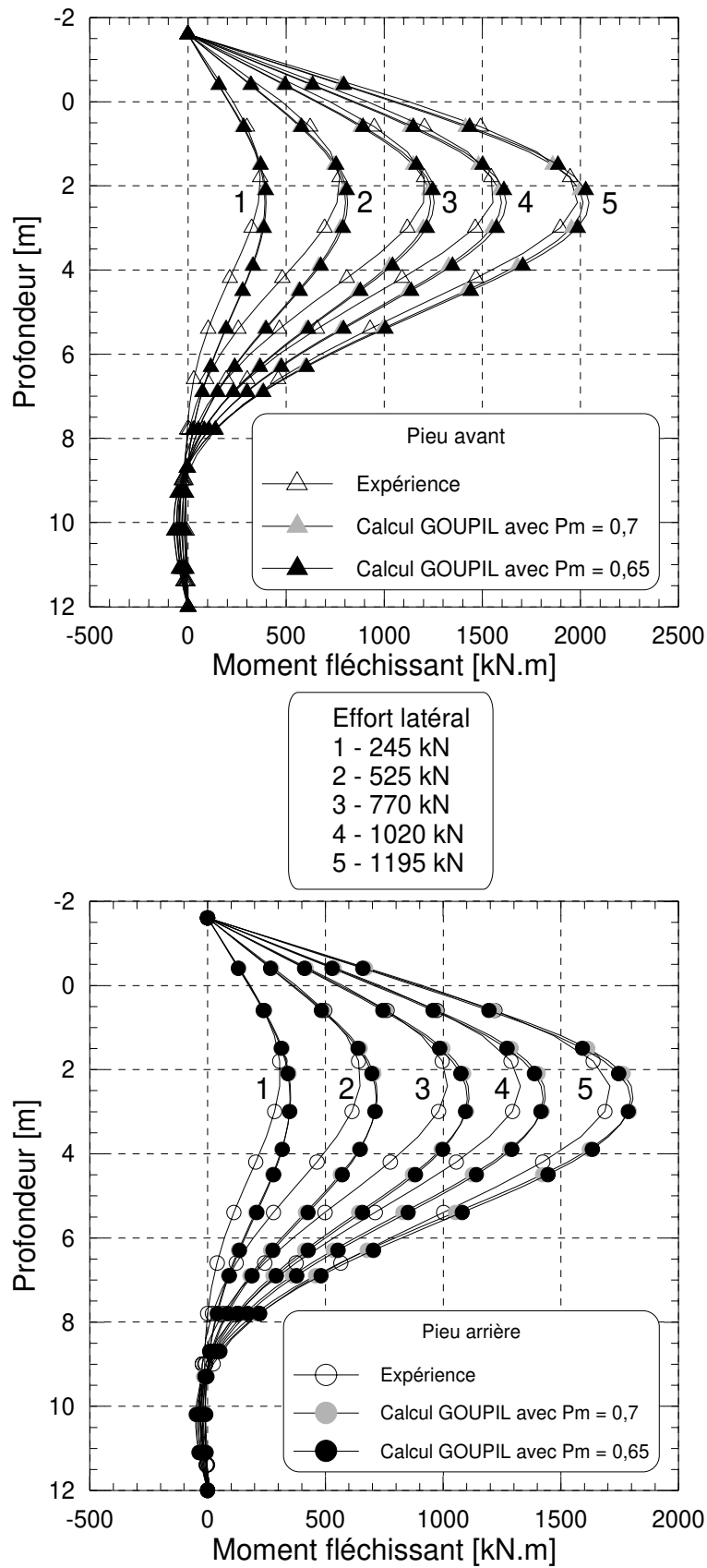


figure 5 - 6 : Couple à  $s/B = 4$ . Validation du coefficient  $P_m = 0,7$  proposé pour prendre en compte l'effet de groupe sous chargement latéral. Comparaison des profils de moments fléchissants.

I.4.2.  $s/B = 6 : P_m = 0,85$

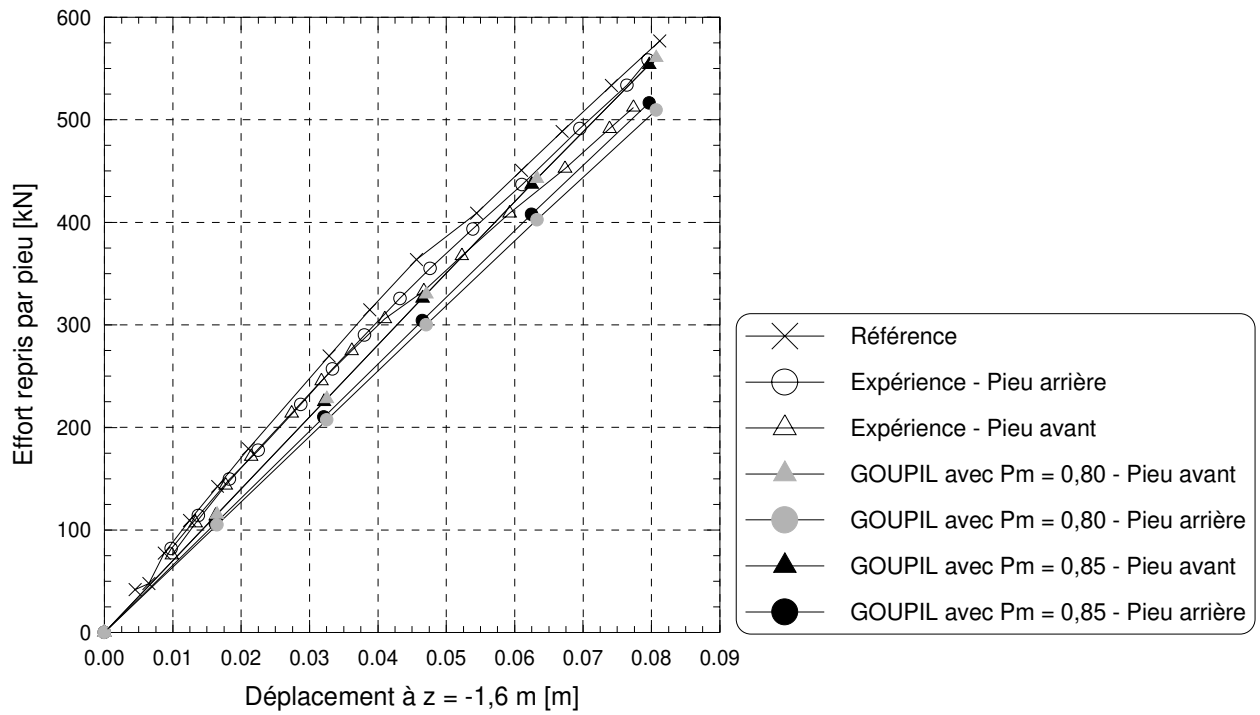


figure 5 - 7 : Couple à  $s/B = 6$ . Validation du coefficient  $P_m = 0,85$  proposé pour prendre en compte l'effet de groupe sous chargement latéral. Comparaison des courbes de chargement reprises par pieu.

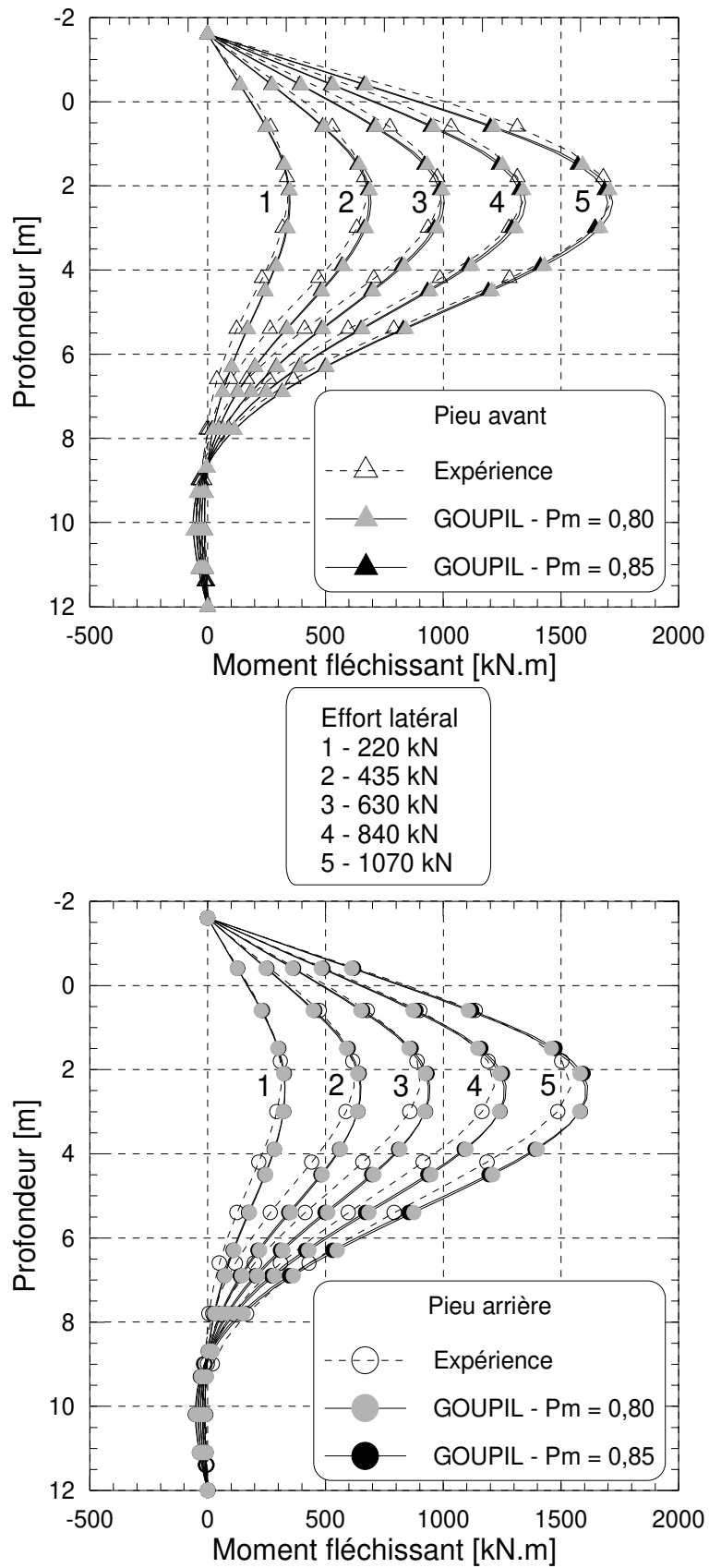


figure 5 - 8 : Couple à  $s/B = 6$ . Validation du coefficient  $P_m = 0,85$  proposé pour prendre en compte l'effet de groupe sous chargement latéral. Comparaison des profils de moments fléchissants.

### I.5. GROUPE DE TROIS PIEUX EN LIGNE A $s/B = 4$

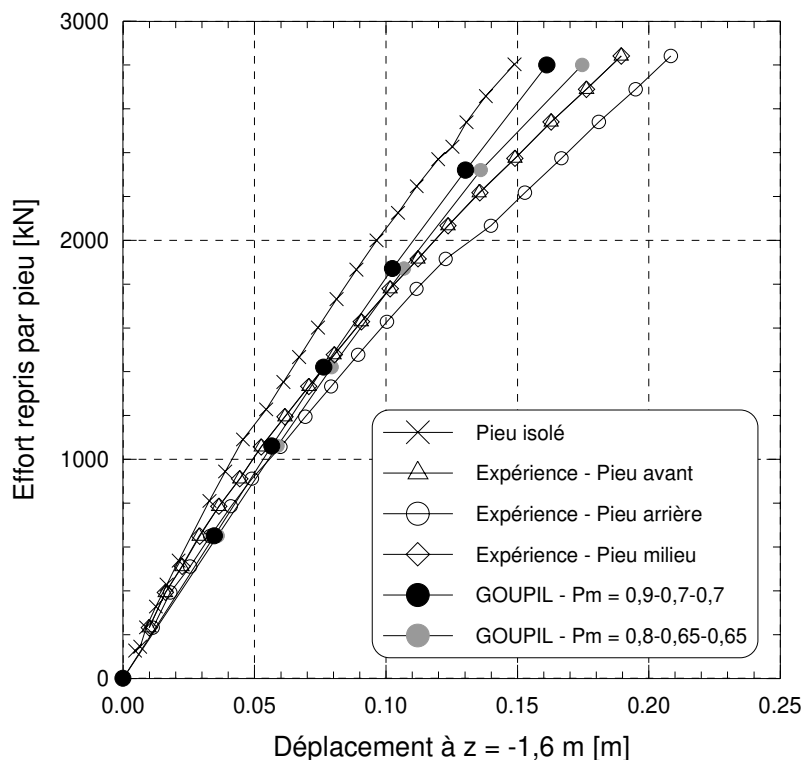


figure 5 - 9 : 3 pieux en ligne à  $s/B = 4$ . Confrontation des courbes de chargement du groupe obtenues de l'expérience et du calcul GOUPIL avec  $P_m = 0,8-0,65-0,65$  sur les pieux avant, milieu et arrière respectivement.

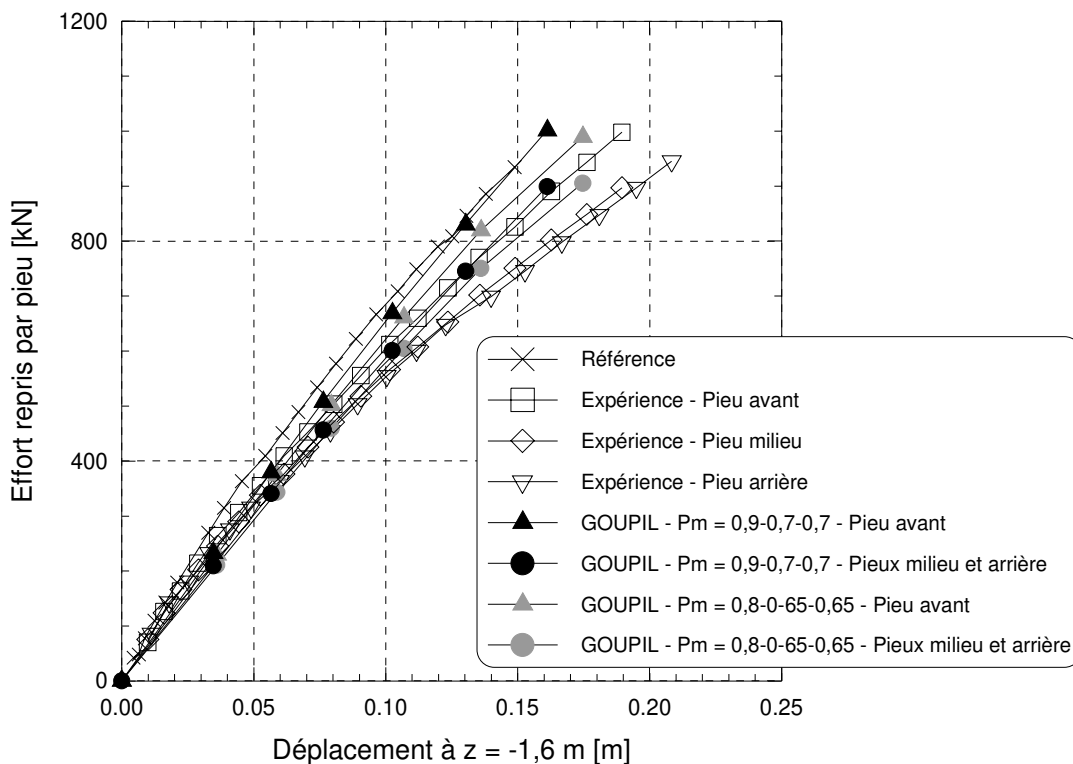


figure 5 - 10 : 3 pieux en ligne à  $s/B = 4$ . Confrontation des courbes de chargement par pieu obtenues de l'expérience et du calcul GOUPIL avec  $P_m = 0,8-0,65-0,65$  sur les pieux avant, milieu et arrière respectivement.

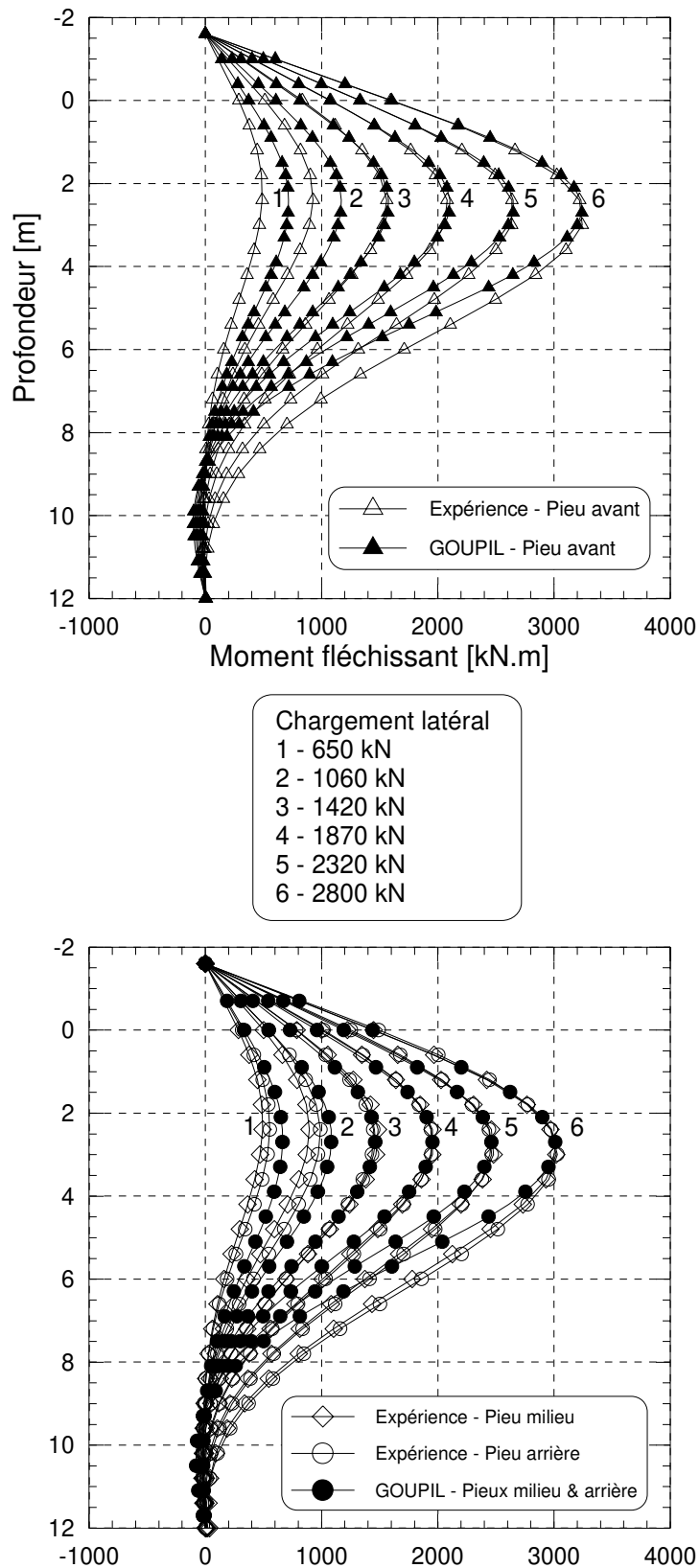


figure 5 - 11 : 3 pieux en ligne à  $s/B = 4$ . Confrontation des courbes de chargement par pieu de l'expérience et du calcul GOUPIL avec  $P_m = 0,8-0,65-0,65$  sur les pieux avant, milieu et arrière respectivement

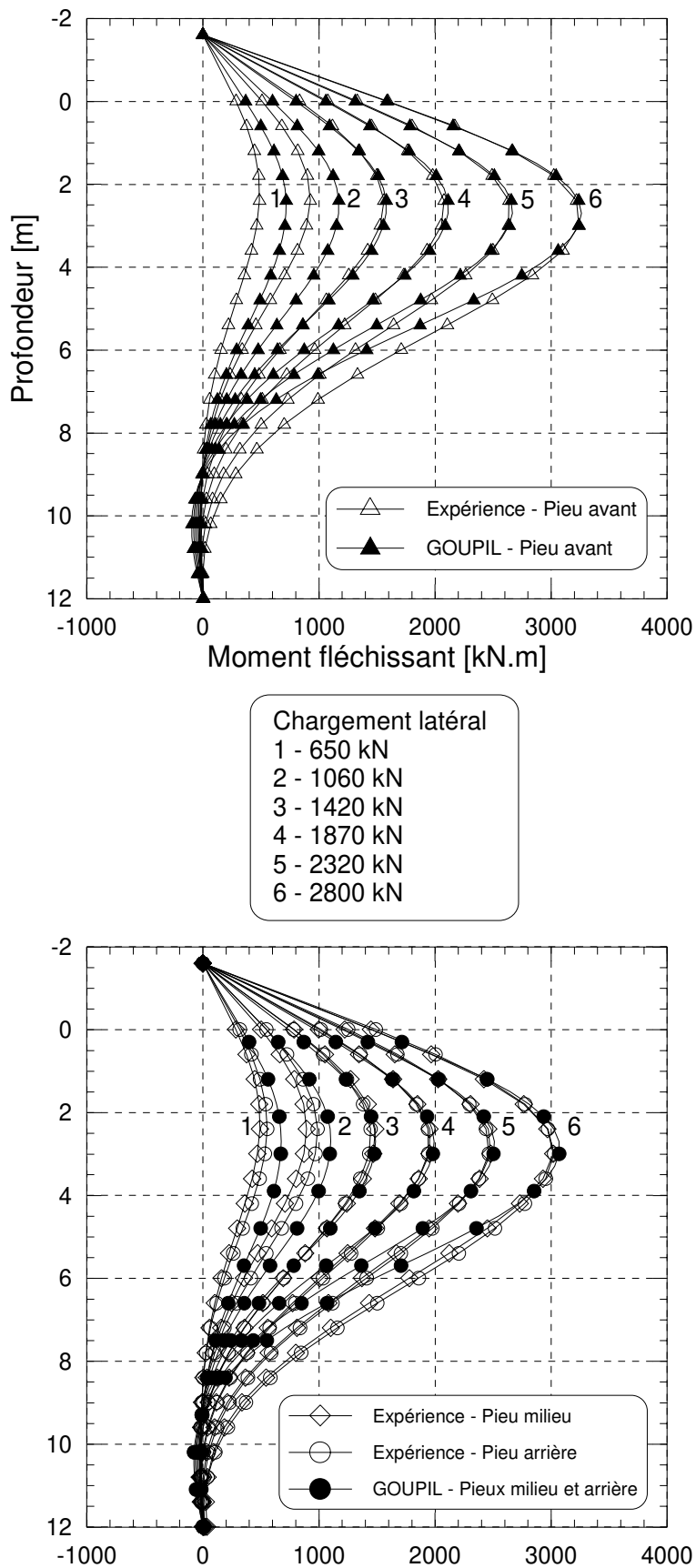


figure 5 - 12 : 3 pieux en ligne à  $s/B = 4$ . Confrontation des profils de moments expérimentaux et calculés par GOUPIL avec  $P_m = 0,7-0,65-0,65$  sur les pieux avant, milieu et arrière respectivement





# Références bibliographiques



- A.F.N.O.R. [1993]  
“Essai statique de pieu isolé sous effort transversal”, Norme française, P 94-151
- A.P.I. (American Petroleum Institute) [1993]  
“Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms”, RP2A-LRFD, Section G, pp. 64-77
- ATA N. [1998]  
“Etude du comportement de micropieux sous chargement latéral : Construction numérique des courbes [p-y] et couplage fluide-squelette”, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, 168 p.
- BARTON Y.O. [1982]  
“Laterally loaded model piles in sand : centrifuge tests and finite element analysis”, PhD, University of Cambridge, 182 p.
- BAGUELIN F. & JEZEQUEL J. [1972]  
“Etude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement”, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 62, pp. 129-170.
- BECKERICH O. [1997]  
“Développement d'un mini-pressiomètre - Application aux modèles réduits centrifugés”, D.E.A. Génie Civil, Université de Nantes, 54 p.
- BLOOMQUIST D., FELD T., TOWNSEND F.C., GRAVGAARD J. & GILL J. [1991]  
“Development of a multiple pile driver/load test device for pile group studies”, Centrifuge 91, Ko H.Y., McLean F.G. editors, A.A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 355-359.
- BOUAFIA A. [1990]  
“Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse”, Thèse de Doctorat, Université de Nantes - E.N.S.M., 326 p.
- BROWN D.A., REESE L.C. & O'NEILL M.W. [1987]  
“Cyclic Lateral Loading of a Large-Scale Pile Group”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, N° 11, pp. 1326-1343.
- BROWN D.A., MORRISON C. & REESE L.C. [1988]  
“Lateral load behavior of pile group in sand”, Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol. 114, N° 11, pp. 1261-1276.
- BROWN D.A. & SHIE F.C. [1991]  
“Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile”, Computers and Geotechnics, Vol. 12, N° 2, pp. 149-162.
- CASSAN M. [1978]  
“Les Essais In-situ en Mécanique des Sols - Tome 1 : Réalisation et Interprétation”, Ed. Eyrolles, Paris, 458 p.
- CASSAN M. [1978]  
“Les Essais In-Situ en Mécanique des Sols - Tome 2 : Applications et Méthodes de Calcul”, Ed. Eyrolles, Paris, 331 p.

COCHARD L. [1996]

“Etude expérimentale du comportement de pieux isolés disposés en milieu sableux et soumis à l'effet de chargements latéraux en tête”, D.E.A. Génie Civil, Université de Nantes, 82 p.

C.T.R.E. N°4 [1991]

“Utilisation des Résultats des essais pressiométriques pour le Dimensionnement des Fondations en Europe”, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 11-17.

DEGNY E. [1985]

“SLIVALIC5 - Programme de lissage par spline quintique [Notice d'utilisation]”, F.A.E.R. 1.05.10.4, L.C.P.C., Ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports”, 24 p.

DEGNY E. & ROMAGNY J.C. [1989]

“Calcul des efforts et déplacements dans les groupes de pieux : le programme Goupil”, Bull. liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°162, pp. 3-12.

DET NORSKE VERITAS [1977]

“Rules for the design construction and inspection of offshore structures”, Appendix F, Foundations, 5 p.

DUBREUCQ T. [1999]

“Renforcement des fondations superficielles par inclusions planes horizontales extensibles”, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 340p.

FASCICULE N°62 - Titre V [1993]

“Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil”, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports, 182 p.

FELD T., BLOOMQUIST D., TOWNSEND F.C. & Mc VAY M.C. [1994]

“Investigation of pile group efficiencies in sand”, Centrifuge 94, Leung CF, Lee FH & Tan T.S. editors, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 437-442.

FOCHT J.A. & KOCH K.J. [1973]

“Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups”, Proc. of 5<sup>th</sup> Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 2, Paper OTC 1896, pp. 701-708

FRANK R. & ROMAGNY J.C. [1984]

“PILATE-LCPC - Programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales de sol”, Notice d'utilisation, 69 p.

FRANK R. [1999]

“Calcul des fondations superficielles et profondes”, Editions Technique de l'Ingénieur et Presse des Ponts et Chaussées, 141 p.

GARNIER J., LEVACHER D. & CINTRA J.C. [1989]

“Lateral loading of couple of piles in sand in the centrifuge”, Second International Conference on Foundation and Tunnels, pp. 161-166.

- GARNIER J. [1995]  
“Modèles réduits en mécanique des sols”, Les modèles réduits en Génie Civil, A.U.G.C., pp. 21-44.
- GARNIER J. & KÖNIG [1998]  
“Scale effects in piles and nails loading tests in sand”, Centrifuge 98, Vol. 1, Kimura, Kusakabe & Takemura editors, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, pp. 205-210.
- GAUDIN C. [1999]  
“Détermination de l'état de contrainte géostatique des massifs sableux centrifugés par essais pénétrométriques et pressiométriques”, Rapport de D.E.A. Génie Civil, 124 p.
- GEORGIADIS M., ANAGNOSTOPOULOS C. & SAFLEKOU S. [1992]  
“Centrifugal testing of laterally loaded piles”, Canadian Geotechnical Journal, N° 29, pp. 208-216.
- GILBERT C. [1995]  
“Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure”, Revue Française de Géotechnique, N°7, 3<sup>e</sup> trimestre 1995, pp. 3-9
- HADJADJI T. [1993]  
“Analyse du comportement de pieux sous chargements horizontaux”, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 307 p.
- HAMILTON J.M., DUNNAVANT T.W. & MURFF J.D. [1991]  
“Centrifuge study of laterally loaded behavior in clay”, Centrifuge 91, Ko H.Y., McLean F.G. editors, A.A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 285-292.
- HARIHARAN & KURASAMI [1982]  
“Analysis of pile groups subjected to lateral loads”, Proc. of 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Behaviour of Offshore Structures, Cambridge, Massachussets, Vol. 2, pp. 383-390.
- JEZEQUEL J.F. [1984]  
“Résistance latérale des pieux. Site de Plancœt : groupe de 6 pieux (groupe Abis)”, Rapport F.A.E.R. 1.05.01.3, Groupe Mécanique des Sols - ouvrages d'Art
- JEZEQUEL J.F & SAINTILAN D. [1986]  
“Résistance latérale des pieux. Site de Plancœt”, GSC05, Rapport F.A.E.R. 1.05.01.5, Laboratoire régional de Saint-Brieuc, 64 p.
- KING G.J.W. [1994]  
“The interpretation of data from tests on laterally loaded piles”, Centrifuge 94, Leung C.F., Lee F.H. & Tan T.S. editors, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 515-520.
- KITAZUME M. & MIYAJIMA S. [1994]  
“Lateral resistance of a long pile in clay”, Centrifuge 94, Leung C.F., Lee F.H. & Tan T.S. editors, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 485-490.
- KOTTHAUS M., GRUNDHOFF T. & JESSBERGER H.L. [1994]  
“Single piles and rows subjected to static and dynamic lateral load”, Centrifuge 98, Proc., Vol. 1, Kimura, Kusakabe & Takemura editors, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 497-502.

KUBO K. [1965]

“Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles”, Proc. Vth I.C.S.M.F.E., Montréal, Vol. 2, pp. 275-279.

LEVACHER D. [1989]

“Groupe de pieux sollicités latéralement”, Rapport interne, M.E.C. N° 89-08, L.C.P.C.

LI YAN & BYRNE P.M [1992]

“Lateral pile response to monotonic head loading”, Canadian Geotechnical Journal, N° 29, pp. 955-970.

MALEKI K. & FRANK R. [1997]

“Une approche pour le calcul des groupes de micropieux chargés axialement”, Proc. XIVth I.C.S.M.F.E., Hambourg, Vol. 2, pp. 1107-1110.

MATLOCK H. [1970]

“Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay”, Proc. of 2<sup>nd</sup> Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, Paper OTC 1204, pp. 577-594

MENARD L., BOURDON G. & GAMBIN M. [1969]

“Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats pressiométriques”, Sols-Soils, N° 22-23, Vol. VI, pp. 16-29.

Mc VAY M.C., BLOOMQUIST D., VANDERLINDE D. & CLAUSEN J. [1994]

“Studies on Laterally Loaded Pile Groups in Sand”, Centrifuge 94, Leung C.F., Lee F.H. & Tan T.S. ed., A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 479-484.

Mc VAY M.C., CASPER R. & SHANG T. [1995]

“Lateral response of three-row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing”, Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol. 121, N° 5, pp. 436-441.

Mc VAY M.C., SHANG T. & CASPER R. [1996]

“Centrifuge testing of fixed-head laterally loaded battered and plumb pile groups in sand”, Geotechnical Testing Journal, A.S.T.M., Vol. 19, N° 1, pp. 41-50.

Mc VAY M.C., HAYS C. & HOIT M. [1996]

User's manual for Florida Pier, version 5.1, Department. of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville

Mc VAY M.C., ZHANG L., MOLNIT T. & LAI P. [1998]

“Centrifuge Testing of Large Laterally Loaded Pile Groups in Sands”, Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol. 121, N° 5, pp. 436-441.

MEIMON Y., BAGUELIN F. & JEZEQUEL J.F. [1986]

“Pile groupe behaviour under long time lateral monotonic and static loading”, Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. On Numerical Methods in Offshore Piling, Institut Français du Pétrole ed., Nantes, France, pp. 286-302

MEZAZIGH S. [1995]

“Etude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe”, Thèse de doctorat, Université de Nantes, 266 p.

MINDLIN R.D. [1936]

“Force at a point in the interior of a semi-infinite solid”, *Physics*, May 1936.

MURCHISON J.M. & O'NEILL M.W. [1984]

“Evaluation of P-y relationships in cohesionless soils”, *Analysis and Design of Pile Foundations*, Proc. A.S.C.E. National Convention in San Francisco, pp. 174-191.

O'NEILL M.W. & DUNNAVANT T.W. [1985]

“An Evaluation of the Behavior and Analysis of Laterally Loaded Pile Groups”, Research report N° UHCE 85-11, University of Houston, 177 p.

OVESEN N.K. [1979]

“The scaling law relationship”, Proc. 7th ECSMFE, Brighton, Vol. 4, pp. 319-323.

P.H.R.I. (Port and Harbour Research Institute) [1980]

“Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan”, Bureau of Ports and Harbours, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, 317 p.

POULOS H.G. [1971a]

“Behavior of laterally loaded piles : I -Single piles”, *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E., Vol. 97, N° SM5, pp. 711-731.

POULOS H.G. [1971b]

“Behavior of laterally loaded piles : II - Pile groups”, *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E., Vol. 97, N° SM5, pp. 733-751.

POULOS H.G. [1975]

“Lateral Load-Deflection for Pile Groups”, *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E., Vol. 101, N°GT1, pp. 19-34.

POULOS H.G. & DAVIS E.H. [1980]

“Pile foundation analysis and design”, John Wiley and Sons, New-York, 397 p.

REESE L.C., COX W.R. & KOOP F.D. [1974]

“Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”, Vith Annual Offshore Technology Conference, Proc., Houston, Texas, pp. 473-483.

REZENDE M.E.B., GARNIER J., RAULT G. & CINTRA J.C.A. [1998]

“Effect of shaft friction developed by centrifuge acceleration on pile loading tests results”, *Centrifuge 98*, Proc., Vol. 1, Kimura, Kusakabe & Takemura [eds], Balkema, Rotterdam, pp. 501-506.

ROLLINS K.M., PETERSON K.T. & THOMAS J.W. [1998]

“Lateral load behavior of full-scale pile group in clay”, *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E., Vol. 124, N° 6, pp. 468-478.

RUESTA & TOWNSEND F. [1997]

“Evaluation of laterally loaded pile group at Roosevelt bridge”, *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E., Vol. 123, N° 12, pp. 1153-1161.

SCHOFIELD A.N. [1980]

“Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations”, *Geotechnique*, Vol. 30, N° 3, pp. 227-268.

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, pp. 55-67.

TERASHI M., KITAZUME M. & KAWABATA K. [1989]

“Centrifuge modelling of a laterally loaded pile”, XIIth I.C.S.M.F.E., Proc., Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 991-994.

TERNET O. [1999]

“Reconstitution et caractérisation des massifs de sable. Application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration”, Thèse de Doctorat de l'Université de Caen, 184 p.

TERZAGHI K. [1955]

“Evaluation of the coefficients of subgrade reaction”, *Géotechnique*, Vol. 5, pp. 297-326

TOWNSEND F. & Mc VAY M. [1997]

“Prediction and Evaluation of a Laterally Loaded Pile Group”, Final Report, State Project No :99700-3508-119, Florida Department of Transportation, 381 p.

WAKAI A., GOSE S. & UGAI K. [1999]

“3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading”, *Soils and Foundations*, Vol. 39, N°1, pp. 97-111

YEGIAN M. & WRIGHT S.G. [1973]

“Lateral soil resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays”, Proc. of 5<sup>th</sup> Offshore technology Conference, Houston, Texas, Vol. 2, Paper OTC 1893, pp. 663-676.

### **Publications de l'auteur liées à cette étude :**

REMAUD D., GARNIER J. & FRANK R. [1998]

“Laterally loaded piles in dense sand : Group effects”, Proc. of the Int. Conf. Centrifuge 98, Tokyo, 23-25 September 1998, Balkema, pp. 533-538.

REMAUD D., GARNIER J. & FRANK R. [1998]

“Pieux sous charges latérales : étude de l'effet de groupe”, *Comptes-rendus des Vèmes Journées Nationales Génie Civil Génie Côtier*, Toulon, 13-15 mai 1998, Ed. Paralia, pp. 369-376.

MARECHAL O., REMAUD D., AMAR S. & GARNIER J. [1999]

“Recent advances in design of shallow and deep foundations”, Proc. 12<sup>th</sup> African Regional Conference "Geotechnics for Developing Africa", Durban, South Africa, 25-27 october 1999, 4 p.

REMAUD D. [1999]

“Modélisation physique des pieux sous charges latérales : problèmes d'interprétation et de validation”, *Comptes-rendus du Prix du Jeune Chercheur 99*, 2<sup>ème</sup> congrès Universitaire de Génie Civil, AUGC, Poitiers, 6-7 mai, pp. 185-192.