

CHAPITRE 3

ELARGISSEMENT DE REMBLAIS EN CENTRIFUGEUSE

3.1. Introduction

L'expérimentation sur modèles réduits centrifugés offre une voie possible de validation des calculs numériques et des analyses théoriques. Ce type d'expérimentation constitue un complément aux essais sur ouvrages en vraie grandeur souvent beaucoup plus coûteux. Cette modélisation physique permet d'étudier le comportement de l'ouvrage prototype jusqu'à la rupture, ce qui n'est pas toujours possible en réalité pour les ouvrages dont on souhaite garder l'intégrité pour une utilisation en service.

Pour les matériaux fins tels que l'argile, l'échelle de temps reliée aux déformations dites de consolidation, qui se produisent par expulsion de l'eau interstitielle en l'absence de viscosité du squelette, est proportionnelle au carré de l'échelle des longueurs. Ainsi pour un essai effectué à 70 fois la pesanteur terrestre g , sur un modèle réduit à l'échelle 1/70, une journée de rotation représente près de treize années de consolidation du massif d'argile prototype, d'où le grand intérêt de simuler des remblais construits sur des massifs argileux.

Ce troisième chapitre décrit la partie expérimentale de notre étude : une série de sept essais a été réalisée sous une accélération centrifuge de 70 g , avec deux variantes d'élargissement à partir d'une largeur en crête donnée et pour un même sol de fondation. Le premier essai est un essai de faisabilité, qui a servi de base pour l'amélioration des autres essais. La première et la seconde variante présentent un élargissement d'une largeur en crête respectivement égale à une fois et demie et une fois celle du remblai existant. Les trois premiers essais ont une hauteur de remblai de 5 m et le reste des essais une hauteur de remblai de 3 m. Le changement de la hauteur des remblais sera expliqué ultérieurement.

En parallèle, on a réalisé des essais de caractérisation de l'argile et du sable (essais de compression et de fluage oedométriques, triaxial et de perméabilité) pour la détermination des paramètres nécessaires aux calculs numériques.

3.2. Etudes paramétriques sur modèles réduits centrifugés

L'intérêt de la modélisation en centrifugeuse réside dans la facilité de répéter les expériences à volonté, en ne modifiant que certains paramètres choisis à l'avance. En effet, les observations sur ouvrages réels ne permettent guère d'effectuer d'études paramétriques pour des raisons économiques. Les résultats des essais centrifugés seront comparés plus loin aux solutions numériques. La figure 3.1 décrit schématiquement les variantes d'essais réalisées au cours de notre étude. Le tableau 3.1 récapitule les principales caractéristiques considérées pour ces variantes (caractéristiques de l'argile, géométrie des remblais, ...).

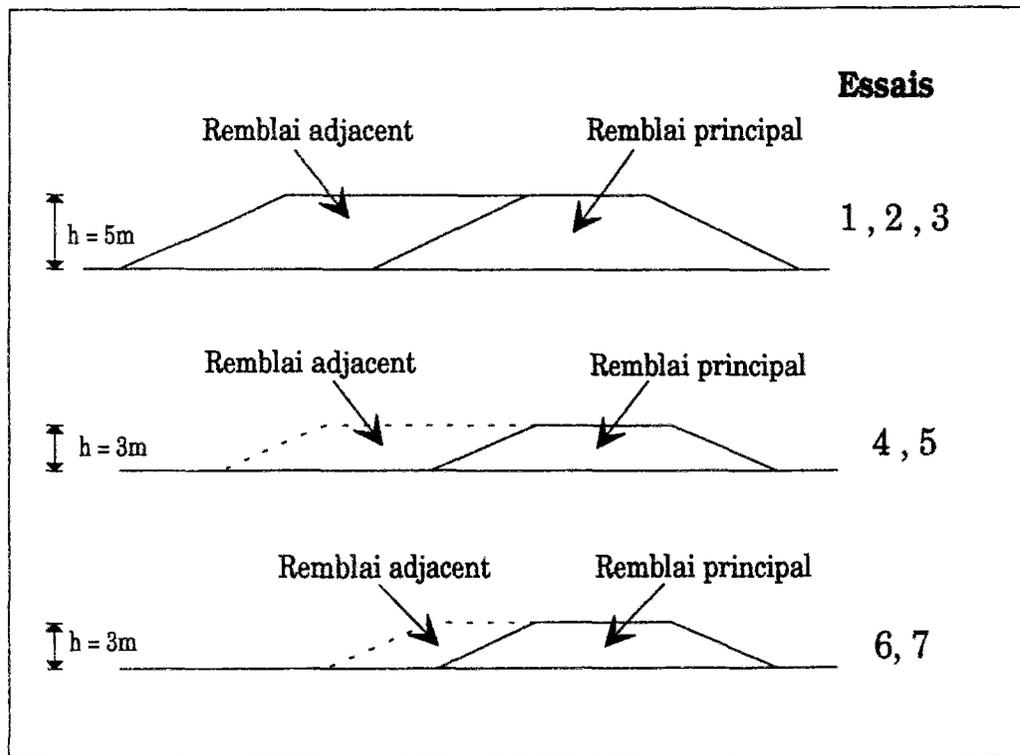


Figure 3.1 : Variantes d'essais réalisés.

Tableau 3.1 : Principales caractéristiques des essais.

		Essais					
		2	3	4	5	6	7
Argile	c_u à 1g (kPa)	5	10	10	19	19	20
	σ_p à 1g (kPa)	105	105	325	325	243	243
	σ_p à 70g (kPa)	---	87	93	134	118	67
	c_u à 70g (kPa)	12	14	15	18	15	14
	γ (kN/m ³)	16,03	17,23	17,54	17,5	17,57	17,47
Remblai	γ_d (kN/m ³)	---	---	15,43	15,26	15,14	15,44
	B ¹ (m)	9	9	9	9	9	9
	B ² (m)	14	14	14	14	7	7
	Pente du talus	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2

3.2.1. Trémie embarquée du LCPC

3.2.1.1. Description

La simulation réaliste de la construction des remblais a nécessité la réalisation d'une trémie de pluviation du sable en cours de rotation à ouvertures et fermetures commandées

¹Largeur en crête du remblai principal.

²Largeur en crête du remblai adjacent.

depuis la salle de commande de la centrifugeuse. La méthode adoptée au LCPC pour la reconstitution des massifs sableux de compacité donnée sous gravité terrestre consiste à mettre en oeuvre le sable au moyen d'une trémie mobile. L'ouverture, la vitesse de déplacement de la trémie et la hauteur de chute des grains déterminent la densité du sable. Vu les difficultés techniques et le coût d'un tel système, la trémie développée dans le cadre de cette thèse est une trémie fixe.

La trémie, de dimensions 80 cm x 40 cm, offre une hauteur de remplissage de 13 cm. Dans le sens longitudinal, des cloisons divisent la trémie en huit couloirs de 4,5 cm de largeur. Au fond de chaque couloir est placée une grille mobile en regard avec la grille recouvrant toute la surface de la trémie. Les deux grilles sont percées de trous identiques et répartis uniformément, qui occupent 30 % de la surface totale. La grille mobile est actionnée par un vérin .

Les cloisons des couloirs sont percées de trous verticaux dans lesquels glissent des tiges (Figure 3.3). Celles-ci prolongent mécaniquement les capteurs de déplacement notés DV3, DV4,..., DV9 et sont solidaires d'un portique prenant appui sur le conteneur. Ce portique n'est pas solidaire de la trémie, pour qu'il soit stable et que la mesure des tassements soit fiable. L'extrémité inférieure de chaque tige est par ailleurs munie d'un patin qui repose sur la surface du massif argileux. Ces patins ainsi positionnés sur le massif, suivent les tassements de surface.

Les essais de faisabilité préliminaires (annexe III-A) ont permis de garantir une ouverture correcte de tous les tiroirs jusqu'à une accélération de 70 g. Par conséquent, on peut modéliser des prototypes de dimensions maximales $B \times L \times h = 40 \times 56 \times 5$ m , avec B la largeur en crête, L la longueur et h la hauteur du remblai.

L'ouverture et la fermeture de deux combinaisons de couloirs sont assurées par huit vérins commander hydrauliquement par l'intermédiaire d'un distributeur. Les figures 3.2, 3.3, 3.4 et 3.5 présentent respectivement la trémie du LCPC, une vue du modèle dans la nacelle, une vue en perspective de l'ensemble trémie-conteneur installé dans la nacelle et une coupe axiale de la nacelle en vol.

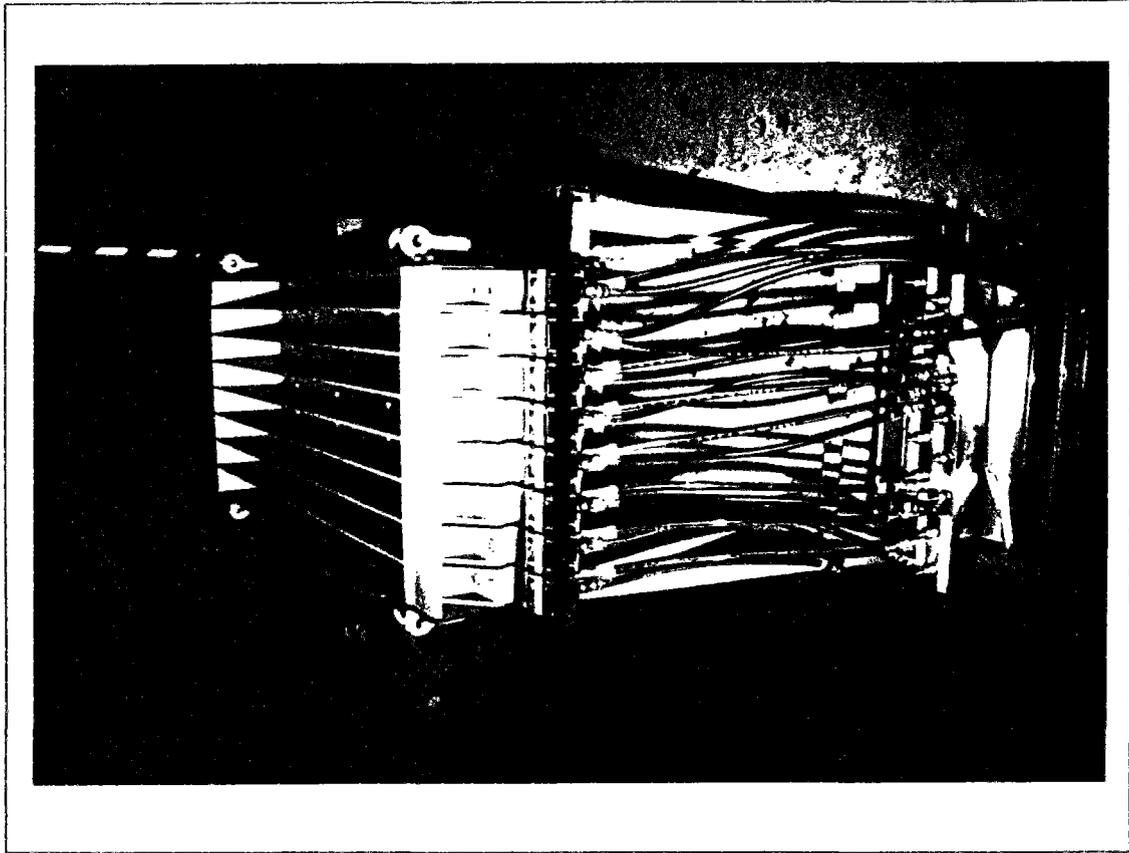


Figure 3.2 : Trémie du LCPC.

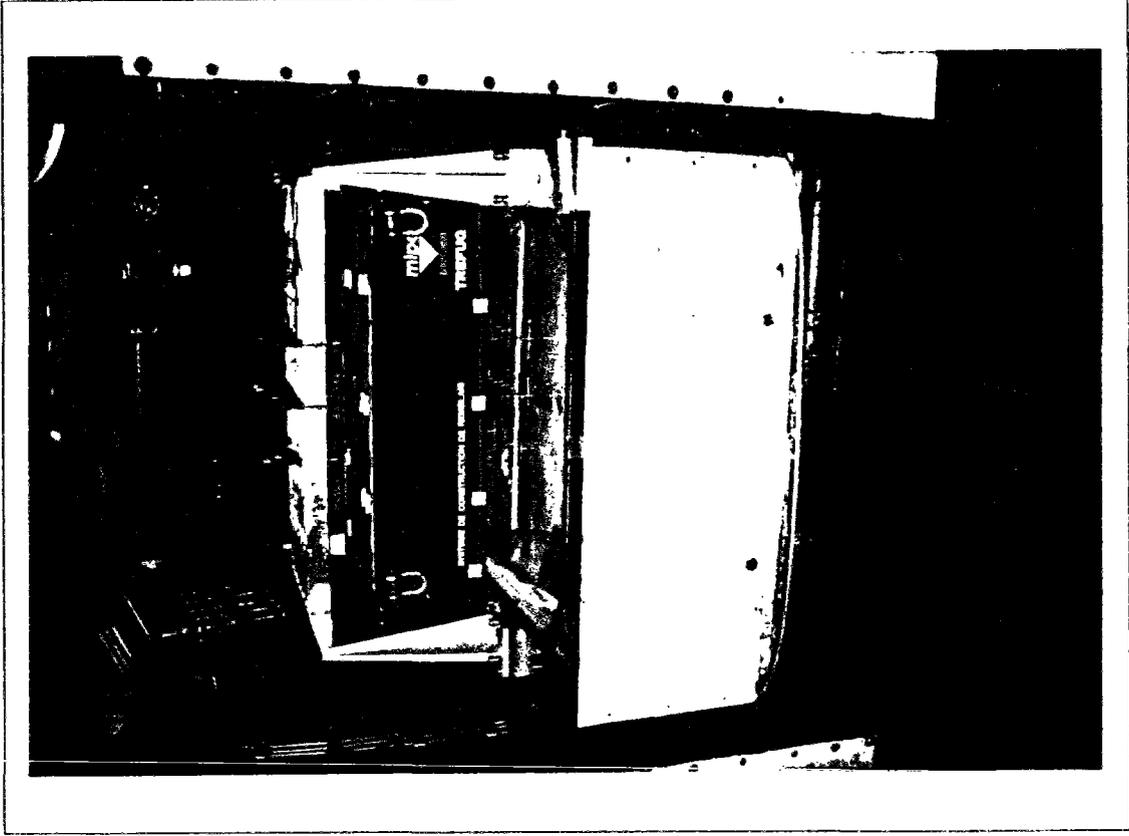


Figure 3.3 : Vue du modèle sur la nacelle de la centrifugeuse.

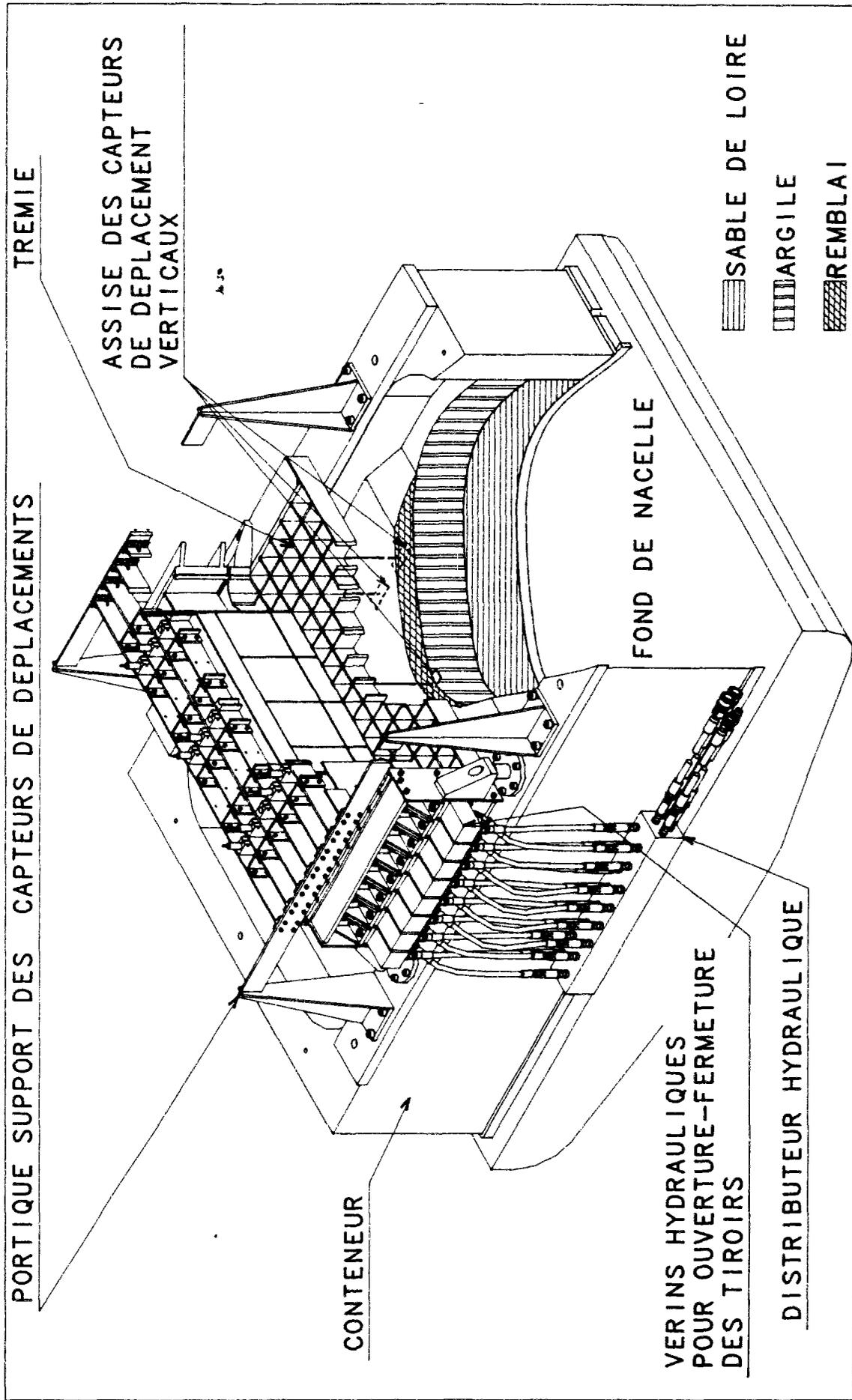


Figure 3.4 : Vue en perspective de l'ensemble trémie-conteneur (dessinée par Eric Merliot)

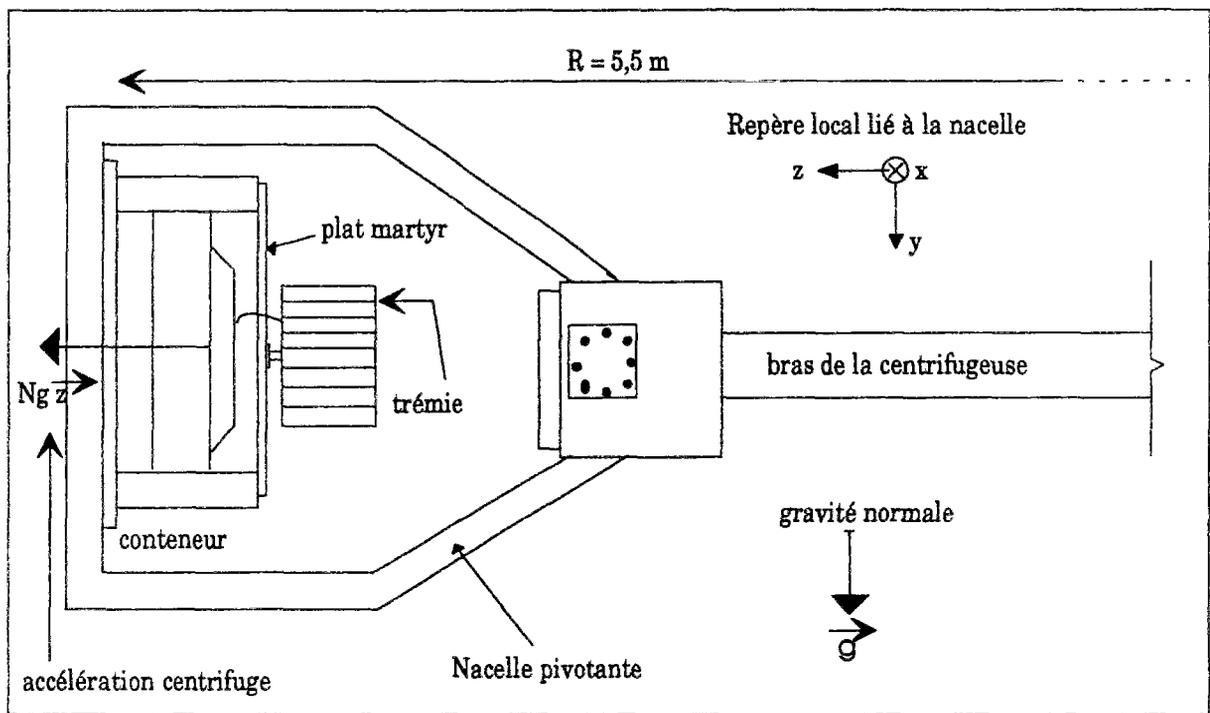


Figure 3.5 : Coupe axiale en vol.

3.2.1.2. Remplissage de la trémie

Compte tenu de la forme trapézoïdale du remblai principal et du remblai adjacent, de l'ouverture séquentielle des alvéoles propre à cette trémie, et de l'existence de la force de Coriolis lors de la chute du sable, deux profils de remplissage, transversal et longitudinal, ont été définis. En effet, les particules de sable suivent une trajectoire curviligne avant d'arriver à la surface du sol sous l'effet de la force de Coriolis. Les figures 3.6 et 3.7 présentent les remplissages respectifs de chaque couloir, déterminés à partir d'essais préliminaires (annexe III-A) réalisés sous 70 g.

Une série de sept essais a été réalisée, dans deux configurations : pour les cinq premiers essais, le sable du groupe des couloirs n° 5,6,7 et 8 est destiné à la construction du remblai principal, le reste étant affecté au remblai adjacent. Pour les deux autres, le remblai principal est construit avec le sable contenu dans les couloirs n° 3, 4, 5 et 6 et le remblai adjacent avec celui des couloirs n° 1 et 2.

Pour l'essai n° 3, le sous-groupe constitué des couloirs n°3 et 4 contient du sable coloré, qui facilite le repérage ultérieur de l'interface des deux remblais sur une coupe. A partir de l'essai n° 4, les différents couloirs destinés à la construction des deux remblais contiennent du sable coloré, qui permettra de distinguer, après coupe, la forme des dépôts de sable de chaque couloir.

Le profil de remblai obtenu lors de l'essai de faisabilité n'était pas satisfaisant. Dans le but d'améliorer la forme des remblais pour les essais à venir, avant découpe du modèle, la plateforme du remblai est rendue horizontale. Le surplus de sable permet alors par pesage d'optimiser les quantités de matériau à mettre en oeuvre dans chaque couloir pour obtenir le meilleur profil en travers.

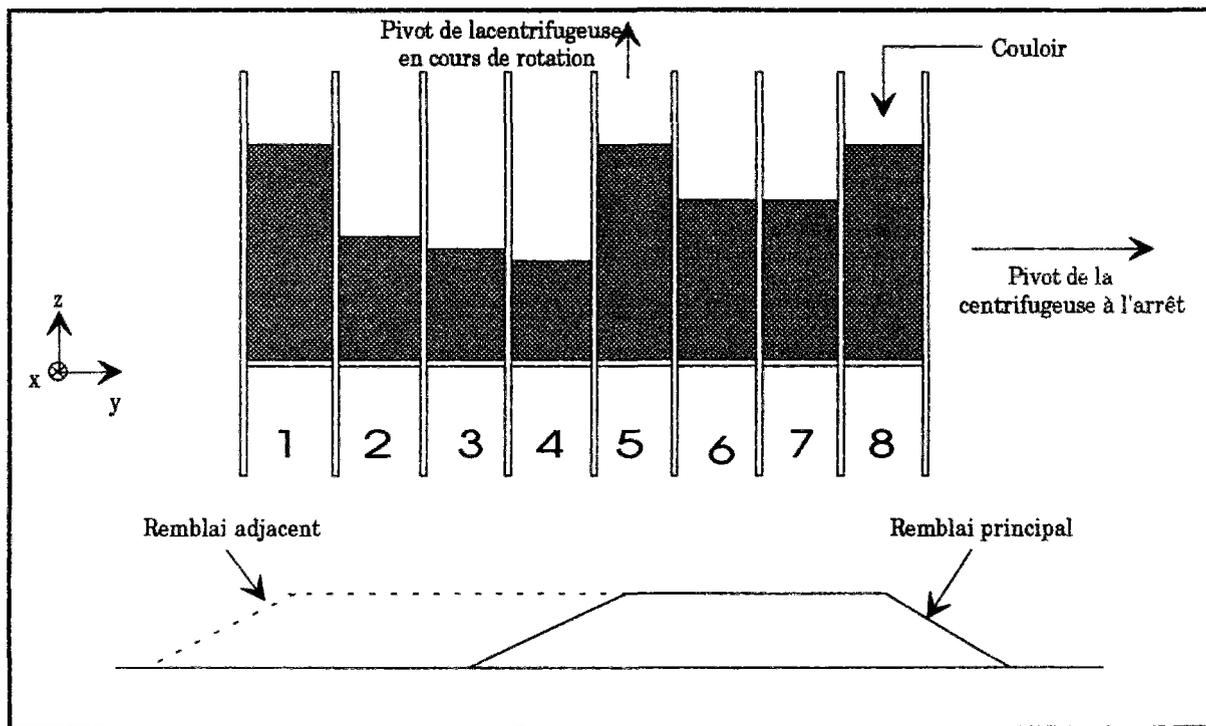


Figure 3.6 : Coupe transversale des couloirs après remplissage.

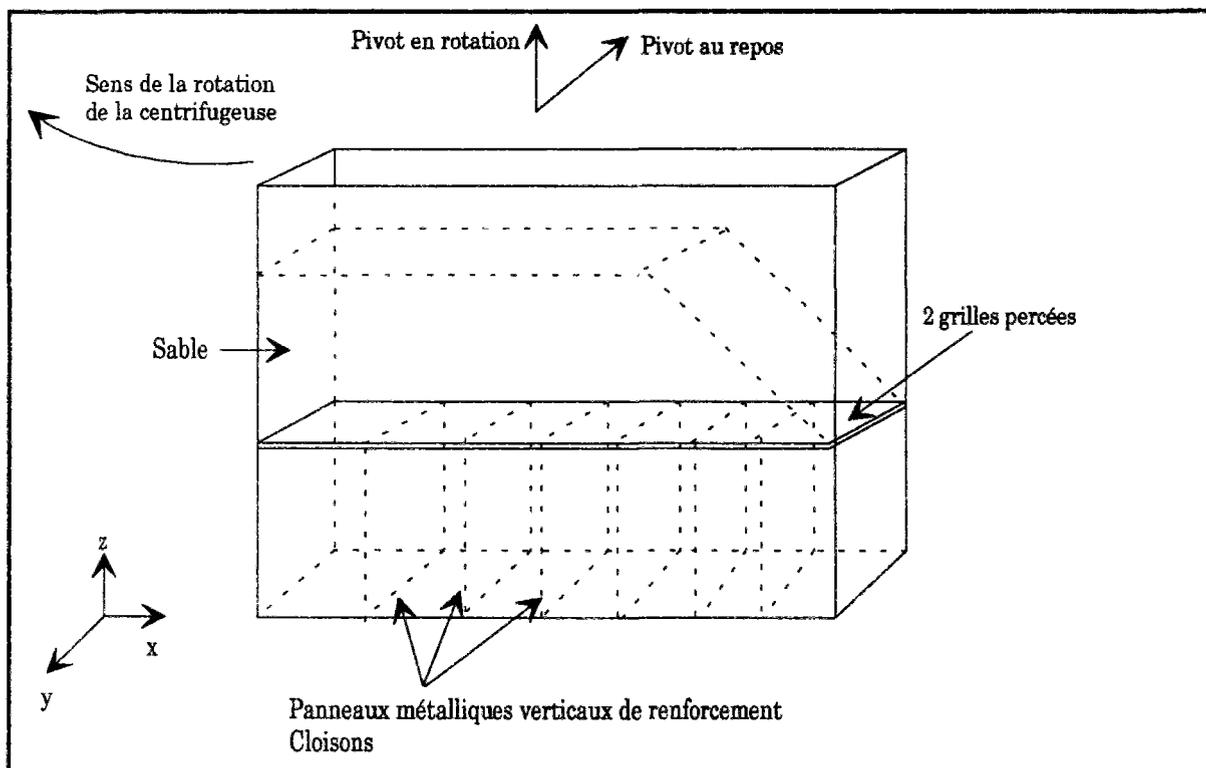


Figure 3.7 : Coupe longitudinale d'un couloir après remplissage.

En supposant un poids volumique du sable de 16 kN/m^3 , on a déterminé le volume de sable correspondant à ce surplus. Pour vérification, on a calculé aussi ce volume à partir du relevé du profil en travers sec. Le calcul du volume de sable par les deux méthodes donne le même résultat. Connaissant la surface de chaque couloir et la géométrie du remblai, on a déterminé la hauteur du sable à diminuer dans les couloirs 2, 3, 4 et 5 pour les essais suivants.

La hauteur de remblai adoptée pour les essais n° 4, 5, 6 et 7 est de 3 mètres au lieu de 5 mètres comme pour les essais précédents. En effet, un poinçonnement du sol s'est produit au cours de l'essai n° 3 : la charge apportée par le remblai de 5 m était trop importante par rapport à la cohésion du sol en place. Les hauteurs de sable à mettre en oeuvre dans les couloirs pour un remblai de 5 m sont proportionnelles à celles d'un remblai de 3 m.

Le tableau 3.2 regroupe les hauteurs de sable en millimètres dans chaque couloir pour les différents essais.

Tableau 3.2 : Hauteurs de sable en millimètres dans chaque couloir.

Hauteur du sable par couloir (mm)								
Essais	1	2	3	4	5	6	7	8
1	130	100	100	100	130	100	100	130
2, 3	130	90	80	75	130	100	100	130
4, 5	71,4	47,4	41,4	38,4	71,4	53,4	53,4	71,4
6, 7	71,4	38,4	71,4	53,4	53,4	71,4		

3.2.2. Réalisation des essais

3.2.2.1. Préparation du sol de fondation

Le sol de fondation du modèle est reconstitué à partir de poudre de kaolin (argile "Speswhite" de Cambridge). Sa préparation comprend deux étapes, à savoir :

- 1 - le malaxage sous vide du mélange eau-kaolin ;
- 2 - la préconsolidation mécanique de la boue argileuse issue du malaxage.

a - Malaxage

Le volume du massif du modèle est fixé par les dimensions internes du conteneur, soit $0,80 \times 1,20 \times 0,36 = 0,345 \text{ m}^3$. Ce dernier sera embarqué ultérieurement sur la nacelle de la centrifugeuse. Aussi, compte tenu de la capacité maximale de $0,150 \text{ m}^3$ du malaxeur, deux préparations sont nécessaires pour la constitution du massif. Chacune des couches d'argile est consolidée sitôt la fin de la préparation, selon le mode opératoire décrit ci-après.

La durée du malaxage est de l'ordre de 3 heures, afin d'obtenir un matériau homogène, suffisamment malléable pour faciliter la mise en oeuvre dans le conteneur (Figure 3.8).



Figure 3.8 : Mise en oeuvre de l'argile dans le conteneur.

Avant le remplissage du conteneur, l'opérateur dispose une couche de sable de Loire au fond du conteneur sur une épaisseur de 130 mm, entre deux nappes de géotextiles dont les fonctions respectives seront précisées plus loin.

b - Consolidation

Il n'a pas été envisagé de procéder à la consolidation du massif argileux sous poids propre par centrifugation. En effet, même sous une accélération de 70 g, on estime la durée de consolidation de cette argile, dont le coefficient de consolidation est voisin de $3 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, à 18 heures pour un modèle de 15 cm d'épaisseur et un degré de consolidation fixé à 90 %. En outre le massif d'argile serait alors normalement consolidé et sa cohésion non drainée (que l'on peut évaluer par $c_u \approx 0,19 \sigma'_v$, d'après la relation (3.3) présentée plus loin) serait très insuffisante pour supporter les remblais prévus. Il faut donc recourir à la préconsolidation en laboratoire, dans le conteneur même pour éliminer les risques de remaniement.

Il existe deux types de consolidation : l'une, mécanique, consolide le sol de façon uniforme ; l'autre, hydraulique, permet de créer un gradient de pression de préconsolidation avec la profondeur. Celle-ci est basée sur le principe de la méthode du gradient hydraulique (Zelikson, 1967). Elle consiste à accroître artificiellement les forces de masse appliquées au squelette du sol en se servant des forces hydrauliques d'un écoulement contrôlé. La consolidation hydraulique comprend une phase mécanique (1^{ère} étape), permettant de resserrer le matériau avant l'application de la pression d'eau u qui peut atteindre une valeur de 1500 kPa à la base du massif avec le bâti du LCPC (Figures 3.9 et 3.10). La figure 3.11 montre un exemple illustrant cette méthode.

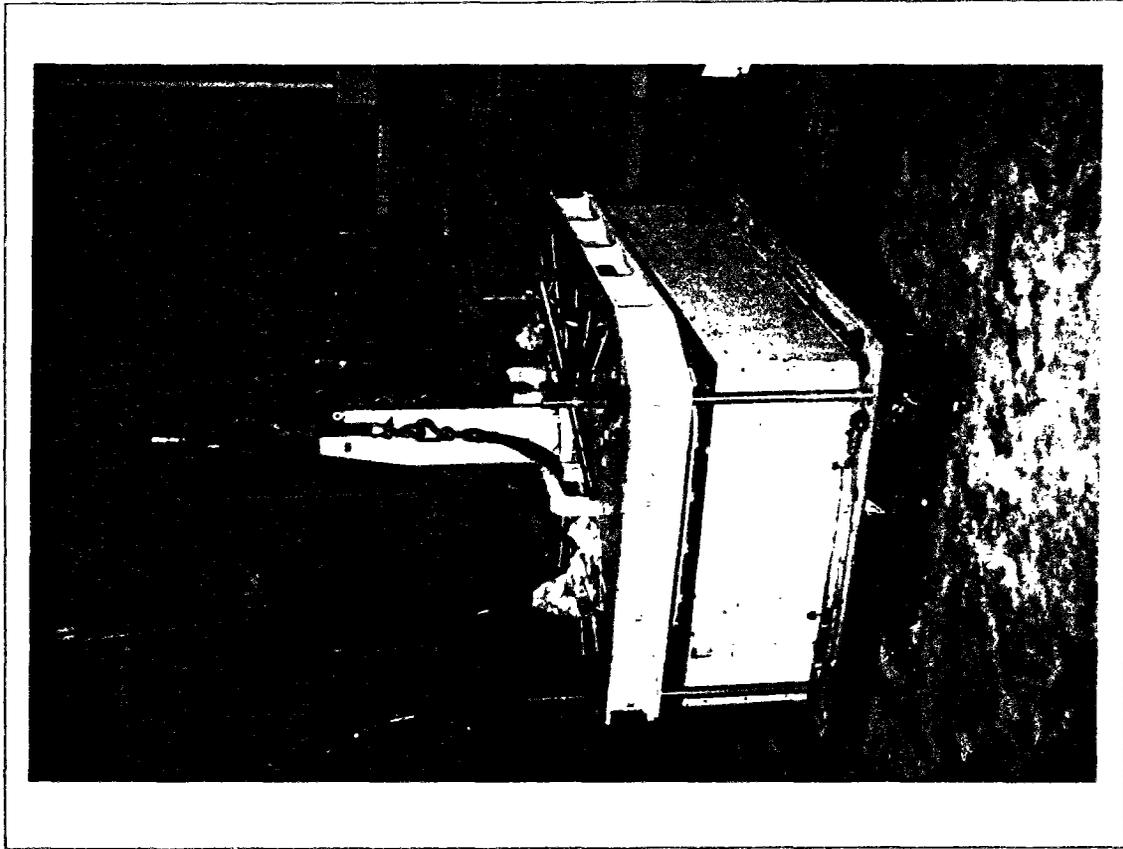


Figure 3.9 : Bâti de consolidation du ICPC

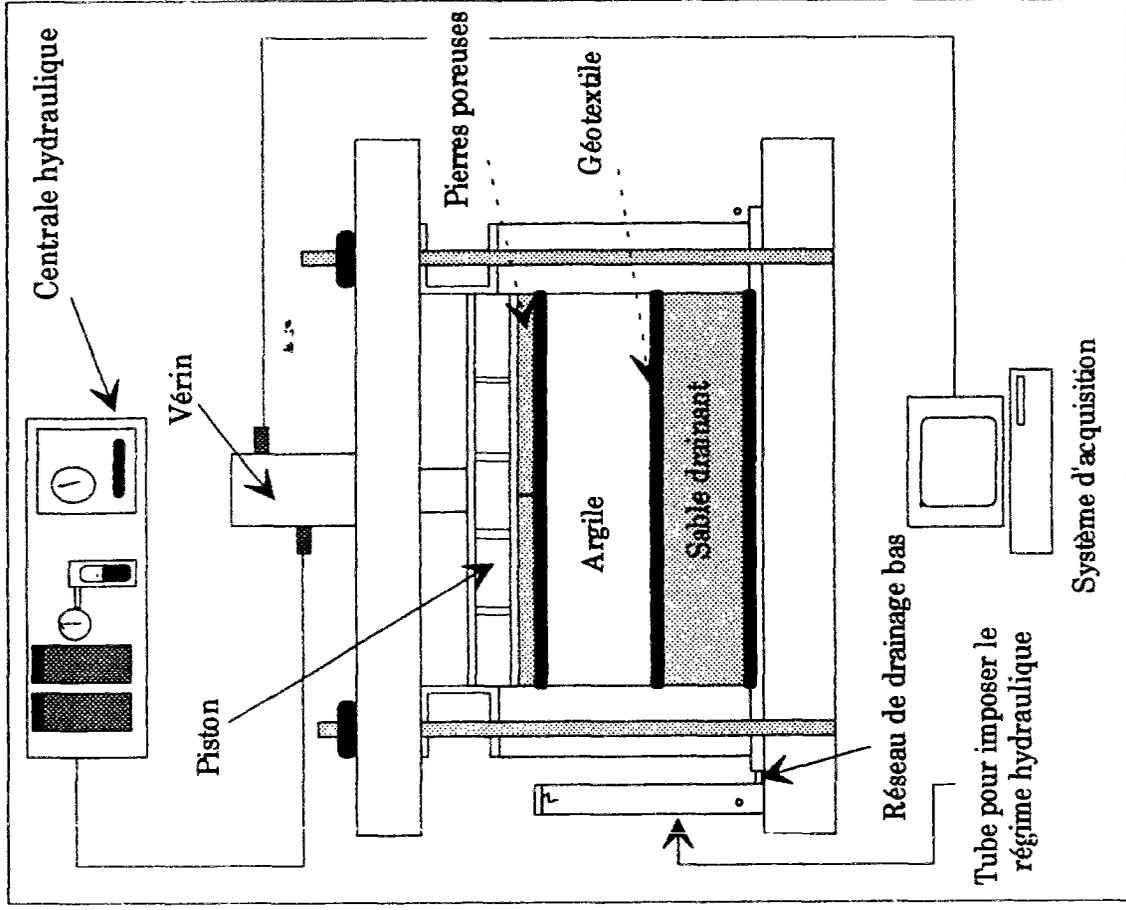
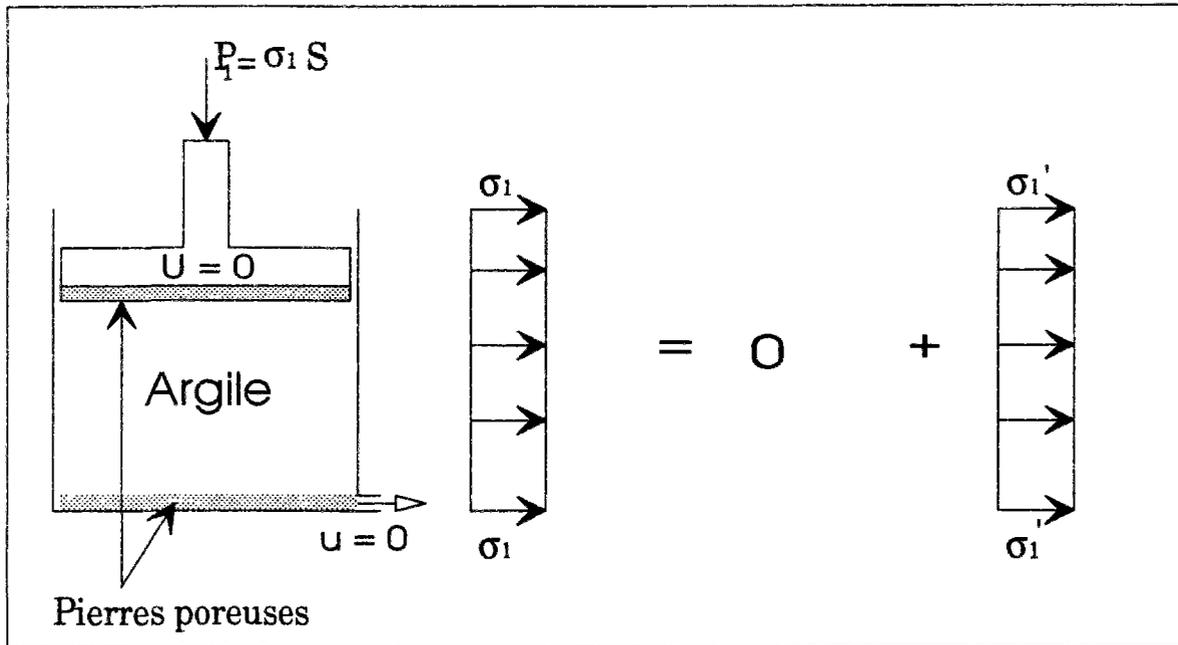


Figure 3.10 : Coupe du bâti de consolidation.

1^{ère} étape : partie mécanique, consolidation sous σ_1

Contrainte totale Pression interstitielle Contrainte effective



2^{ème} étape : déchargement partielle : $P_2 = \alpha P_1$

3^{ème} étape : partie hydraulique, consolidation hydraulique en régime permanent

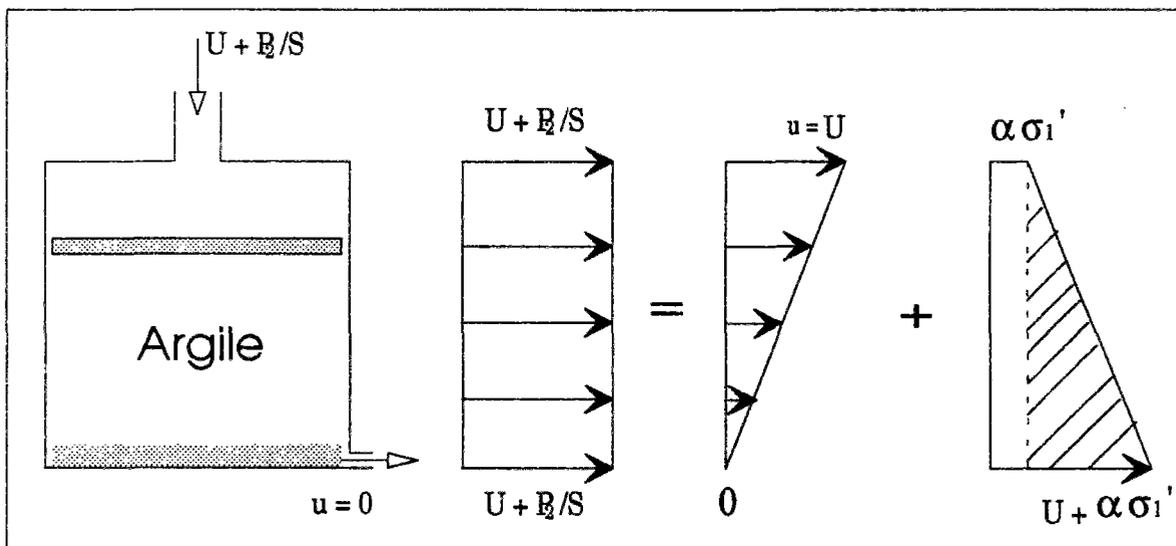


Figure 3.11 : Schéma de principe de la consolidation hydraulique à 1 g.

Sur ces schémas, on néglige la contrainte effective due au poids propre du sol, car l'épaisseur est faible et la contrainte de préconsolidation importante.

On notera que la contrainte effective finale en surface $\alpha\sigma_1'$ est plus faible que celle apportée lors de la consolidation mécanique σ_1' . Cette diminution des contraintes effectives peut être attribuée au relâchement des grains lors de la circulation de l'eau dans le massif de sol.

La méthode hydraulique s'avère plus proche de la réalité, mais pose quelques problèmes de mise en oeuvre : contrôle de la contrainte appliquée seulement au sommet et à la base, risque de concentration des gradients hydrauliques, et donc de la consolidation, au voisinage de la base. D'autre part, le risque de fissuration profonde dans le massif n'est pas négligeable lors de la libération de la contrainte hydraulique.

La préconsolidation à 1 g, qu'elle soit mécanique ou hydraulique, est suivie d'une phase de consolidation en cours de rotation, où le sol est soumis à son poids propre. La figure 3.12 résume de façon schématique le principe de la consolidation du modèle sous accélération centrifuge.

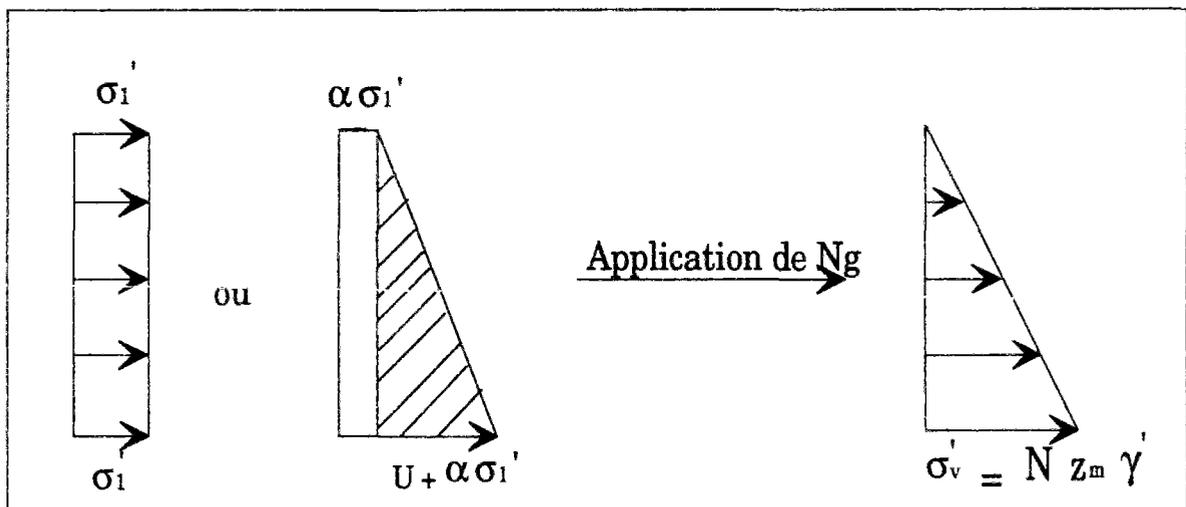


Figure 3.12 : Consolidation sous accélération centrifuge.

La consolidation initiale à 1g de nos massifs d'argile est de type mécanique. Les paliers de chargement sont appliqués au massif par l'intermédiaire d'un piston, chargé au moyen d'un vérin de 200 kN de capacité pour 40 cm de course admissible. La durée totale de la consolidation des trois couches d'argile est de quatre semaines. Le tableau 3.3 montre les paliers de chargement en fonction du temps.

Le massif est ainsi monté en trois couches successives, entre lesquelles des sondes de pression interstitielle sont introduites et une poudre de pigmentation est mise en place sous forme de traceurs, permettant d'observer les déformées de façon qualitative (Figure 3.13). Cette observation est faite a posteriori après centrifugation par découpage du massif d'argile.

Afin de respecter l'épaisseur d'argile assignée au modèle, il importe de compenser le tassement inhérent à la préconsolidation par une surépaisseur initiale, qui est calculée comme suit. A partir de la relation reliant la variation d'indice des vides et celle des hauteurs, on a :

$$h_0 = h \frac{1 + e_0}{1 + e} \quad (3.1.)$$

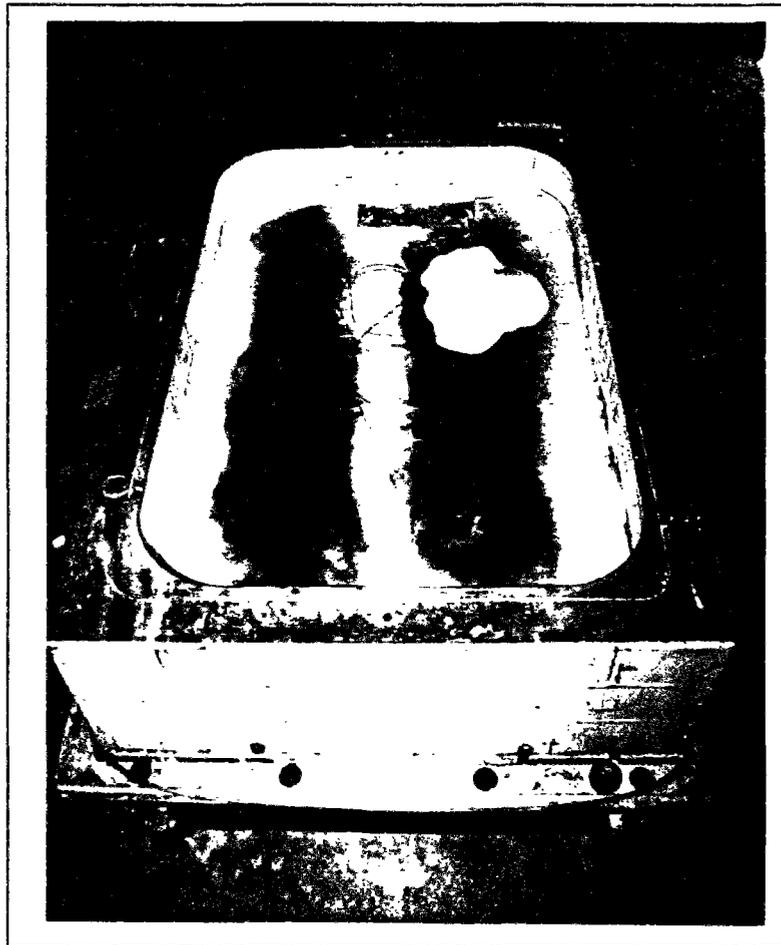


Figure 3.13 : Mise en place d'une couche colorée à la fin de la consolidation.

avec h : épaisseur finale
 h_0 : épaisseur initiale
 e : indice des vides final
 e_0 : indice des vides initial

Par suite lorsque le sol est saturé, l'indice des vides est relié à la teneur en eau par l'expression :

$$e_0 = W_0 \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

de même

$$e = W \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

avec

w : teneur en eau finale
 W_0 : teneur en eau initiale
 γ_s : poids volumique des particules solides (de l'ordre de 27 kN/m³)
 γ_w : poids volumique de l'eau (10 kN/m³).

En introduisant les expressions e et e_0 dans l'expression de h_0 , il vient :

$$h_0 = h \frac{\gamma_w + w_0 \gamma_s}{\gamma_w + w \gamma_s} \quad (3.2.)$$

h étant fixée et w_0 connue par un essai d'identification préalable, w est appréciée par comparaison avec d'autres essais réalisés antérieurement sur des éprouvettes préconsolidées sous des charges voisines. L'expérience montre que la teneur en eau est de l'ordre de 50 %.

Le drainage s'effectue par les faces inférieure et supérieure du massif argileux, au travers des pierres poreuses par le haut, et de la couche de sable de Loire par le bas. Aux interfaces sont disposées des nappes de géotextile anticontaminantes et drainantes. Le fond du conteneur (en dessous du sable de Loire) est également tapissé d'une nappe pour éviter une éventuelle obstruction des canaux drainants. L'épaisseur de la couche de sable de Loire permet d'ajuster celle souhaitée pour l'argile. Un tube extérieur permet de suivre l'évolution du niveau de la nappe à l'intérieur du modèle (Figure 3.10).

La préconsolidation suit le principe de l'essai oedométrique ; des chargements croissants sont appliqués par paliers jusqu'à l'obtention de la contrainte de préconsolidation prédéfinie. Au début du processus, la fluidité trop importante du matériau impose des faibles niveaux de chargements (tableau 3.3). Les paliers de chargement de la consolidation à 1 g pour les autres essais sont regroupés dans des tableaux présentés dans l'annexe III-B.

Tableau 3.3 : Paliers de chargement de la consolidation à 1g (conteneur n° 5).

Couche n°	Palier n°	Début (1993)	Fin (1993)	σ'_v (kPa)	h_i (mm)	h_r (mm)
1	1	05/10	06/10	1,97	113	104
	2	06/10	07/10	5,4	104	96
	3	07/10	08/10	11,8	96	92
	4	08/10	11/10	40,59	92	81
	5	11/10	12/10	97,42	81	75
	6	12/10	15/10	243,55	75	70
2	1	15/10	18/10	3,32	153	141
	2	18/10	19/10	11,8	141	136
	3	19/10	20/10	32,47	136	125
	4	20/10	21/10	84,43	125	119
	5	21/10	22/10	227	119	116
3	1	22/10	25/10	3,32	194	180
	2	25/10	26/10	11,8	180	175
	3	26/10	26/10	32,47	175	174
	4	26/10	27/10	73,06	174	164
	5	27/10	28/10	227,31	164	157
	6	28/10	29/10	324,73	157	154
			29/10	02/11	324,73	154

Le paragraphe suivant a pour objet de déterminer la contrainte de préconsolidation σ'_p à appliquer au massif.

Des essais réalisés au LCPC sur l'argile Speswite dans le cadre d'essais sur des ancrages par succion (contrat Exxon) ont permis d'établir une relation entre la cohésion non drainée c_u , la contrainte effective σ'_v et le rapport de surconsolidation R_{oc} (rapport de σ'_p sur σ'_{vo}) de la forme :

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,19 (R_{oc})^{0,67} \quad (3.3.)$$

la valeur de la contrainte de consolidation à appliquer, égale à la pression de préconsolidation σ'_p souhaitée, se calcule comme suit :

$$\sigma = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{1/0,67} \left(\frac{\sigma'_v}{(0,19)^{1/0,67}} \right) \quad (3.4.)$$

Par ailleurs, en assimilant le remblai à une semelle filante de fondation, la théorie de la plasticité établit la relation à la rupture pour un sol purement cohérent entre c_u et la charge appliquée à la semelle fictive, soit :

$$q = (\pi + 2) c_u$$

avec $q = \gamma_r h_r$;
 h_r : hauteur de remblai ;
 γ_r : poids volumique du remblai.

Moyennant l'application d'un coefficient de sécurité F pour éviter le poinçonnement du sol de fondation, on peut calculer la valeur nécessaire pour assurer la stabilité du remblai, soit :

$$\bar{c}_u = \frac{\gamma_r h_r F}{(\pi + 2)}$$

Application numérique :

h_r (m)	γ_r (kN/m ³)	F	c_u calculée (kPa)
3	15,4	1,3	12
5			20

Tableau 3.4 : Contrainte de consolidation σ appliquée et cohésion mesurée dans chaque massif.

	Essais					
	2	3	4	5	6	7
σ (kPa) (1g)	105	105	325	325	243	243
c_u (kPa) (1g) $z = 65$ mm	5	10	10	19	19	20
c_u (kPa) (70g) $z = 85,7$ mm (6m)	12	14	15	18	15	14
	Pierres poreuses			Plaque unique		

Lors de la construction du massif n° 5, sous la même contrainte de consolidation que celle du massif n° 4, une cohésion non drainée a été mesurée dans l'argile nettement plus forte que dans le massif n° 4. Pour obtenir des résultats plus répétitifs, le système de chargement avec quatre pierres poreuses a été remplacé par une plaque unique : les cohésions mesurées dans les massifs 6 et 7 sont voisines (tableau 3.4).

3.2.2.2. Caractérisation de l'argile et du sable

Différents essais de caractérisation de l'argile et du sable ont été effectués pour déterminer les paramètres de compacité (poids volumique sec et humide, teneur en eau, indice des vides), de compressibilité (essai de compression à l'oedomètre), de fluage (essai de fluage), de perméabilité (essai de perméabilité) et les caractéristiques de résistance au cisaillement drainées et non drainées (essais triaxiaux). Les résultats des essais de compressibilité et de fluage sont détaillés dans l'annexe III-C.

a. - Argile

Des essais de caractérisation de l'argile Speswhite ont été réalisés au centre de Nantes du LCPC. Les principaux résultats sont récapitulés dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Caractéristiques de l'argile Speswhite reconstituée (Garnier, 1984).

γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	I_n	e	k (m/s)	c_v (m ² /s)
14 à 18	10 à 15	38 à 50	15 à 30	1 à 1,5	0,5 à 10.10 ⁻⁹	2 à 7.10 ⁻⁷

Une série d'essais de caractérisation de l'argile a été réalisée dans le cadre de cette étude, sur des échantillons prélevés juste après malaxage et dans les conteneurs après la centrifugation.

a.1. - Teneur en eau et poids volumique

La mesure de la teneur en eau avant l'essai se fait par prélèvement dans le malaxeur d'un échantillon de matériau (tableau 3.6). La moyenne de la teneur en eau de la boue argileuse sur les trois couches est de 92 %, une teneur en eau élevée facilite la mise en oeuvre de la boue.

Tableau 3.6 : Teneur en eau avant essai

Conteneur n°	Teneur en eau (%)		
	Couche n° 1	Couche n° 2	Couche n° 3
1	89,2	104,5	
2	90	76,5	
3	88,23	100	
4	82,75	99,8	88,64
5	100,29	107,55	117,39
6	83,84	85,11	80,20
7	88,23	95	85,18
Moyenne	88,16	96,06	92,85

A la fin de l'essai, un prélèvement par carottage ($\varnothing = 10$ cm) sur la hauteur du massif d'argile nous renseigne sur le profil de la teneur en eau en fonction de la profondeur.

La figure 3.14 regroupe les profils de teneur en eau pour chaque massif de sol en fonction de la profondeur dans le modèle. La moyenne des valeurs de la teneur en eau sur la hauteur du modèle pour chaque essai est récapitulée dans le tableau 3.7. La teneur en eau moyenne sur l'ensemble des essais est de 47 %, à l'exception de l'essai n° 2.

Tableau 3.7 : Teneur eau moyenne finale de chaque massif.

	Essais					
	2	3	4	5	6	7
w_{moy} (%)	67,3	50,02	46,48	47	46,12	47,3

La plus forte teneur en eau de l'argile dans l'essai 2 par rapport aux autres essais peut être expliquée par une rupture provoquée par la remontée en surface, sous la pression de l'eau, du bloc de klégécel qui a été mis à la place de l'argile enlevée à la fin de la consolidation sous 1 g pour dégager le coffret servant à la connection des sondes de pressions interstitielles (Le klégécel est un matériau léger de masse volumique 54 kg/m^3). L'échantillon prélevé au sein du massif d'argile à la fin de l'essai, pour la mesure de la teneur en eau, était altéré par la présence toute proche de ce coffret et du bloc de klégécel.

En supposant le sol saturé et la densité des particules solides égale à 2,7, on peut déduire comme suit les profils d'indice des vides et de poids volumique (Figure 3.15) de celui de la teneur en eau :

indice des vides

$$e = 2,7 w$$

poids volumique

$$\gamma_h = \left(\frac{1+w}{1+2,7 w} \right) 2,7 \gamma_w$$

Sur l'ensemble des essais, la valeur moyenne du poids volumique est égale à $17,46 \text{ kN/m}^3$, sauf pour l'essai n° 2 (16 kN/m^3), pour la raison exposée ci-dessus.

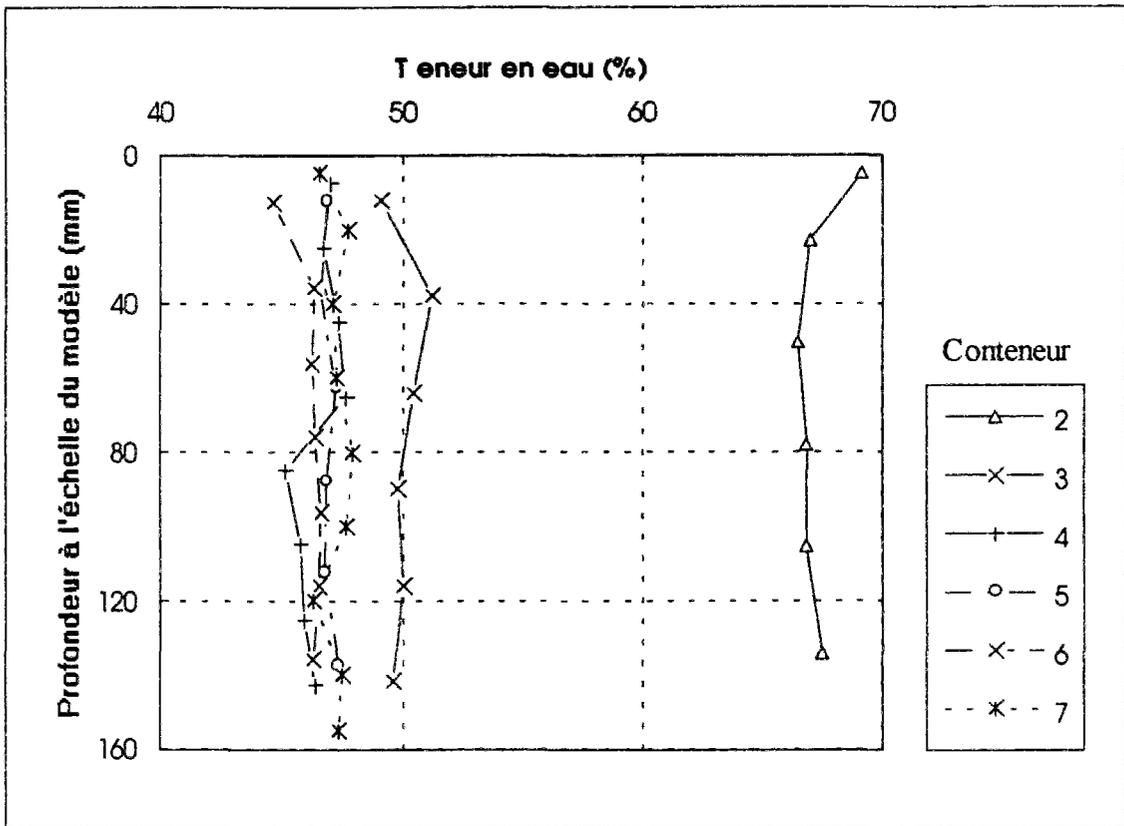


Figure 3.14 : Profil de teneur en eau après essai

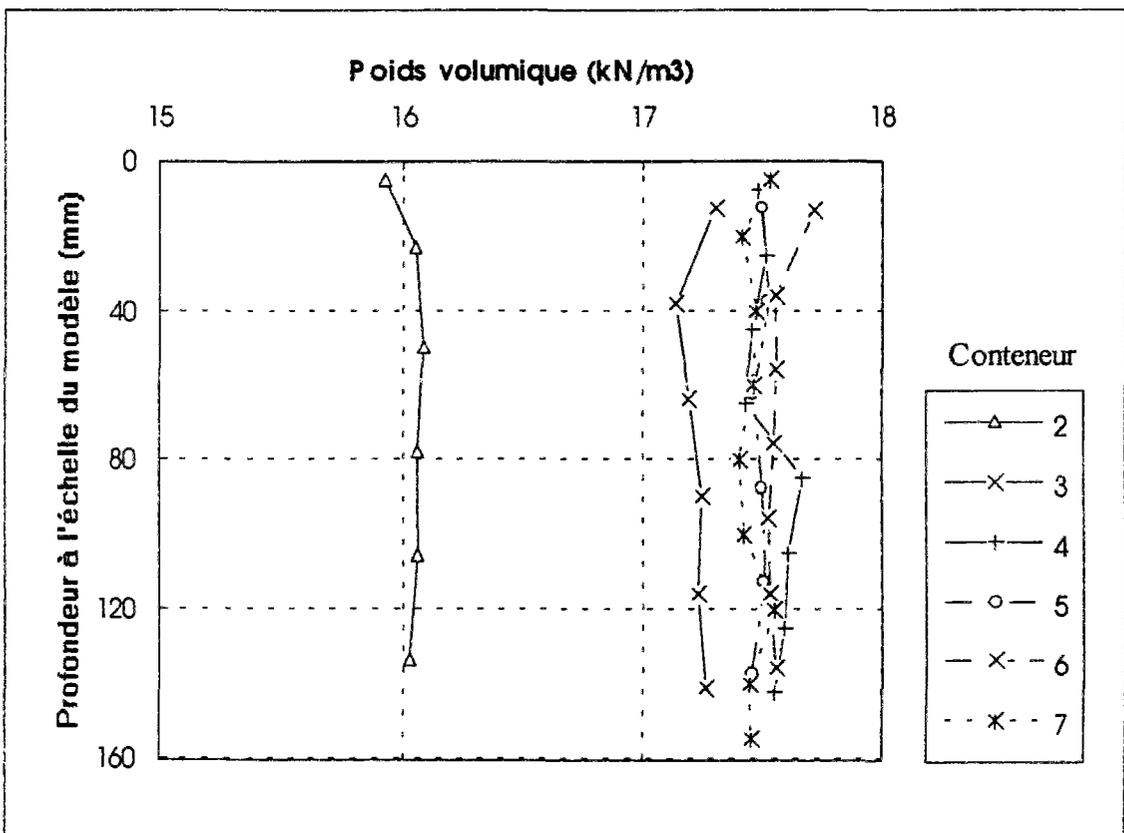


Figure 3.15 : Profil du poids volumique.

a.2. - Essais pénétrométriques

Des essais pénétrométriques sont réalisés en cours de rotation, avec le matériel présenté sur la figure 3.16, pour caractériser le sol de fondation à différentes phases d'avancement de l'essai :

- après la construction du remblai principal (environ 4 heures de rotation) ;
- avant la construction du remblai adjacent (environ 8 heures de rotation) ;
- après 2 heures de rotation du remblai adjacent ;
- à la fin de l'essai.

Le pénétromètre utilisé est un pénétromètre statique comportant une pointe de 12 mm de diamètre, dont la tige est équipée d'un capteur de 250 daN (Garnier et Cottineau, 1988). La vitesse d'enfoncement est de 4,5 mm/s à l'échelle du modèle. Un capteur à jauges de même diamètre, placé à la base de la tige, derrière le cône, permet de mesurer directement l'effort de pointe q_c . Pour les matériaux argileux, la résistance en pointe q_c est reliée à la résistance au cisaillement non drainée c_u par l'équation :

$$q_c = N_k \cdot c_u + \sigma_{v0}$$

avec :

σ_{v0} : contrainte verticale totale

N_k : facteur dépendant des appareils utilisés pour mesurer la résistance en pointe et la résistance au cisaillement.

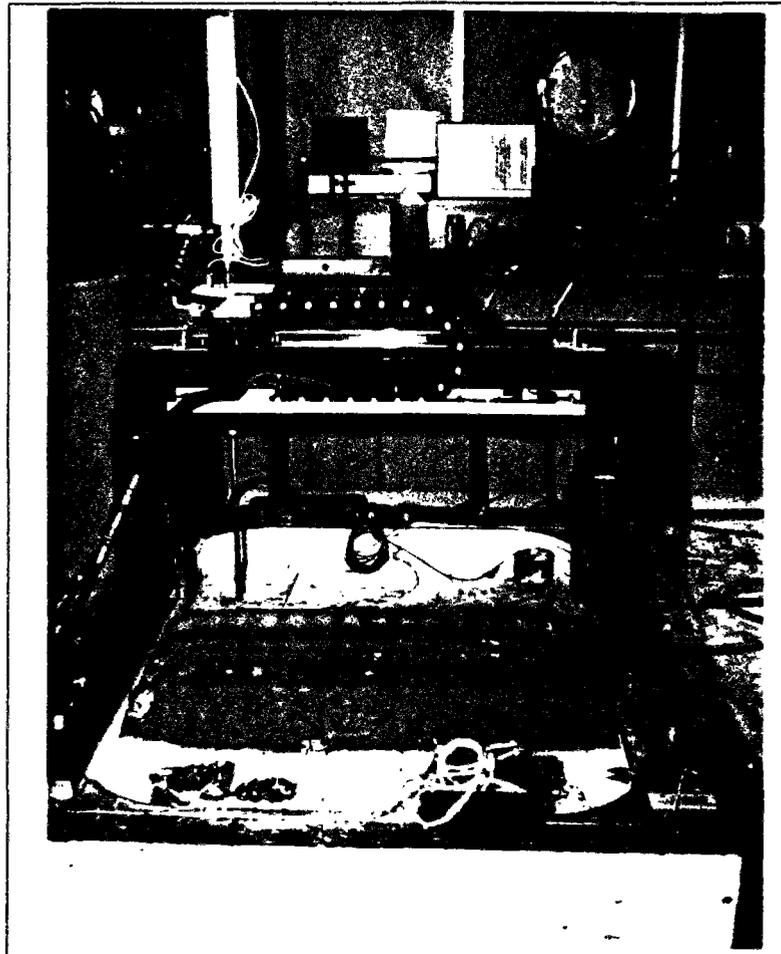


Figure 3.16 : Vue d'ensemble du modèle avec le mini-pénétrömètre statique.

Les nombreux essais réalisés au LCPC avec ce mini-pénétrömètre et un mini-scissomètre pour la détermination des propriétés de l'argile "Speswhite" sous 1g et Ng ont permis d'établir entre la résistance de pointe et la cohésion non drainée une relation de la forme :

$$q_c = 18,5 c_u \quad (3.5.)$$

La figure 3.17 présente le fuseau des profils pénétrométriques obtenus à la fin de la consolidation des sept massifs argileux. La résistance en pointe q_c (kPa) y est exprimée en fonction de la profondeur à l'échelle du modèle.

Les fuseaux des profils pénétrométriques obtenus à la fin de la consolidation du remblai principal et à la fin de la consolidation du remblai adjacent sont regroupés dans l'annexe III-C. Les résistances de pointe q_c (kPa) sont exprimées en fonction de la profondeur à l'échelle du prototype Z_{pc} (m), corrigée pour tenir compte du gradient d'accélération : en effet, l'accélération imposée au modèle vaut 70 g au niveau de la surface du massif d'argile mais la pesanteur artificielle induite dans le modèle varie d'un point à l'autre selon la distance à l'axe de rotation. Le facteur d'échelle N a été multiplié par $\left[1 + \left(\frac{Z_m}{2R_s}\right)\right]$, pour tenir compte de ce phénomène et la profondeur prototype est donc calculée comme suit :

$$Z_{pc} = N \left[1 + \left(\frac{Z_m}{2R_s} \right) \right] Z_m$$

avec :

- N : niveau d'accélération en g (70).
- Z_m : profondeur dans le modèle par rapport à la surface libre du massif d'argile.
- R_s : rayon pour lequel N est effectivement égal à 70.

Si l'on considère que le champ d'accélération est le même sur toute l'épaisseur h du massif d'argile, l'erreur est voisine de 1,5 % en bas du massif ($\Delta N/N \cong h/2R_s$) (tableau 3.8).

Tableau 3.8 : Variation du champ d'accélération centrifuge sur l'épaisseur du modèle.

	Essais						
	1	2	3	4	5	6	7
h (m)	0,154	0,156	0,163	0,148	0,154	0,157	0,167
R_s (m)	5,193	5,196	5,184	5,199	5,193	5,190	5,180
$\Delta N/N$ (%)	1,48	1,50	1,57	1,42	1,48	1,51	1,61

D'après la corrélation (5), les valeurs mesurées de q_c (Figure 3.17) montrent que la valeur de c_u (Figure 3.18.a) est comprise entre 3 et 6 kPa en tête et entre 20 et 27 kPa à la base du massif, avec deux distributions linéaires extrêmes d'équations :

$$c_{u_{min}} = 0,10z + 3$$

$$c_{u_{max}} = 0,14z + 6$$

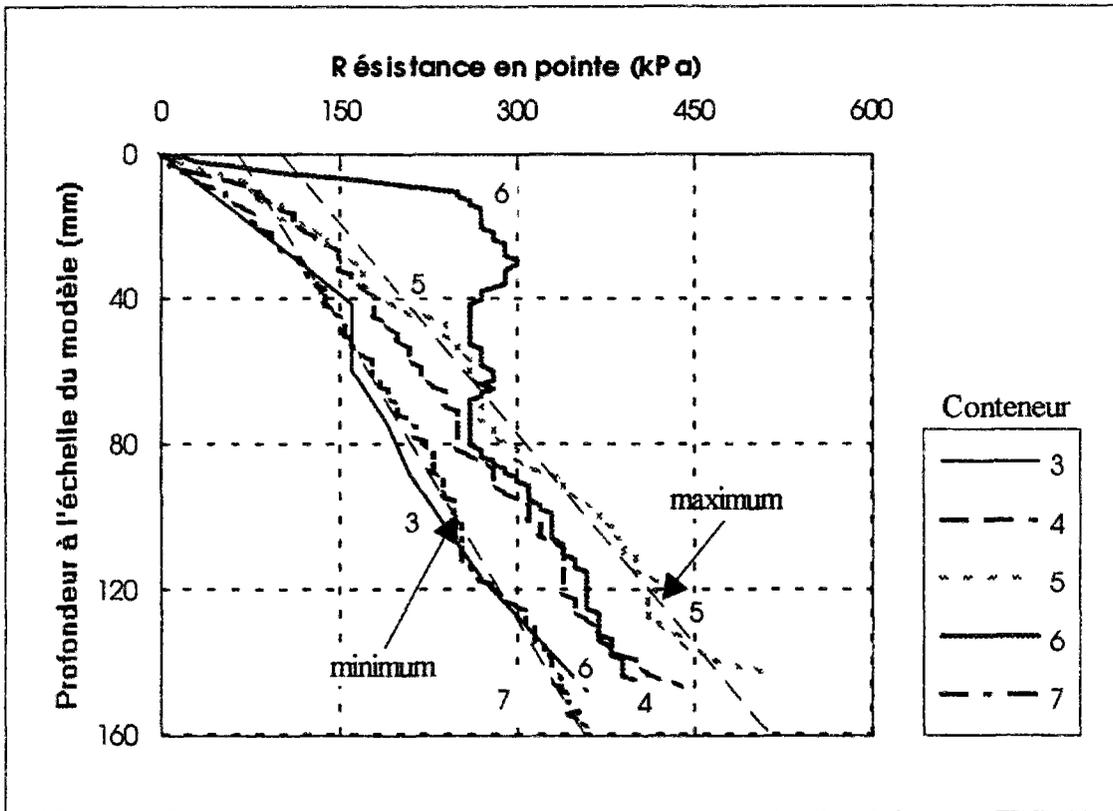


Figure 3.17 : Profil pénétrométrique à la fin de la consolidation du massif d'argile et enveloppes des valeurs de q_c

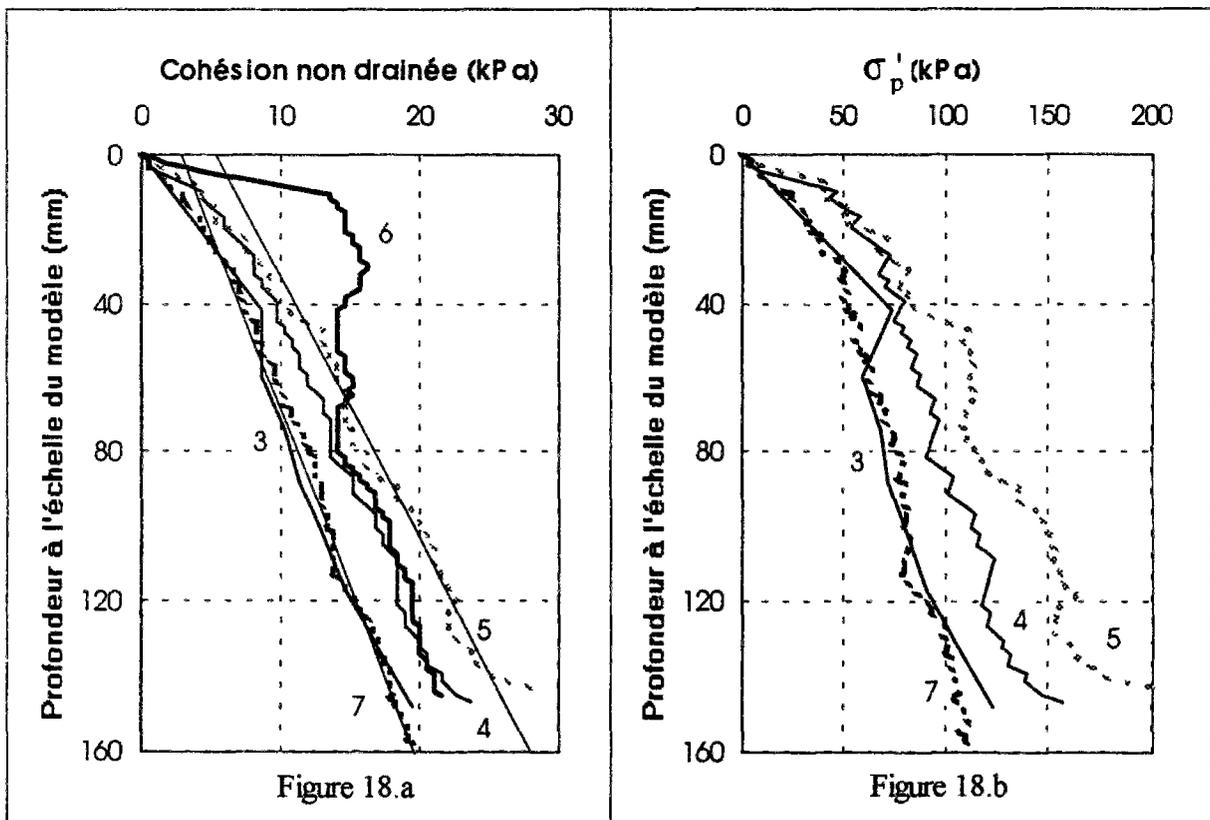


Figure 3.18 : Variations de la cohésion et de la pression de préconsolidation en fonction de la profondeur.

En utilisant d'une part la corrélation existant entre la résistance de pointe et la cohésion non drainée et d'autre part la relation entre la cohésion non drainée et la pression de préconsolidation, on peut calculer la distribution des valeurs de la pression de préconsolidation en fonction de la profondeur à la fin de la consolidation du sol de fondation sous l'accélération centrifuge (Figure 3.18.b). Les distributions des valeurs de la pression de préconsolidation en fonction de la profondeur à la fin de la consolidation du remblai principal et du remblai adjacent sont présentées dans l'annexe III-C. On observe que l'argile n'a conservé la mémoire que d'une partie de la pression appliquée lors de la fabrication du massif sous gravité terrestre (Tableau 3.4).

Le massif n° 6 n'a pas été représenté sur la figure 3.18.b à cause de la présence d'une couche plus résistante en surface.

a.3. - Caractéristiques de compressibilité et de consolidation

Les caractéristiques de compressibilité (pression de préconsolidation σ_p' , indice de compression C_c et indice de gonflement C_s) sont obtenues classiquement à partir d'essais oedométriques à chargement par paliers. Ces paramètres peuvent être déterminés graphiquement sur la courbe de compressibilité ($e, \lg \sigma_v'$), selon la méthode proposée par Casagrande (1936).

Les caractéristiques de consolidation sont déterminées pour chaque palier de chargement, en analysant l'évolution du tassement en fonction du temps (courbe de consolidation). La méthode utilisée dans notre étude est celle de Taylor, qui exploite l'évolution du tassement en fonction de la racine carrée du temps ($\sqrt{t}, \Delta h$) (Méthode d'essai LPC, n° 13, 1985). Les courbes de consolidation ($\sqrt{t}, \Delta h$) sont présentées dans l'annexe III-C.

Trois essais de compressibilité ont été effectués dans un oedomètre à chargement pneumatique sur des échantillons issus des conteneurs des essais 4 et 5 après centrifugation (Figure 3.19) : les éprouvettes ont été prélevées à 57 mm (4 m) dans le conteneur 4 et à 72 mm (5 m) et 100 mm (7 m) dans le conteneur 5, respectivement. Les résultats des essais sont regroupés dans les tableaux 3.9 et 3.10.

Tableau 3.9 : Caractéristiques déduites des essais (après centrifugation).

Essais	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	C_s	C_c	e_o	σ_p' (kPa)
41	17,54	12,01	46	0,099	0,42	1,304	150
51	17,5	11,67	50	0,096	0,58	1,314	185
52	17,5	12,5	40	0,106	0,5	1,331	175

Tableau 3.10 : Coefficients de consolidation et de perméabilité déduits des essais (en fin de centrifugation).

		Paliers de chargement (kPa)						
		50	100	200	400	600	800	1100
Essai 41	c_v ($\times 10^{-7}$ m ² /s)	1,73	1,34	3,39	4,42	3,86	4,91	6,23
	k_v ($\times 10^{-10}$ m/s)	11,9	6,79	11,5	9,88	4,51	4,96	5,35
Essai 51	c_v ($\times 10^{-7}$ m ² /s)	1,44	2,29	3,79	4,26	3,42	5,47	4,53
	k_v ($\times 10^{-10}$ m/s)	10,6	12,4	19,8	8,62	4,28	6,26	9,21
Essai 52	c_v ($\times 10^{-7}$ m ² /s)	1,19	1,52	3,15	2,47	3,14	2,87	3,43
	k_v ($\times 10^{-10}$ m/s)	10,3	8,35	15,1	4,33	3,72	3,39	5,49

Les caractéristiques de compressibilité et de consolidation retenues pour les calculs manuels et numériques ont été déterminées en faisant la moyenne des valeurs mesurées. Le tableau 3.11 regroupe les valeurs retenues.

Tableau 3.11 : Caractéristiques de compressibilité retenues.

Indice de gonflement	C_s	0,1
Indice de compression	C_c	0,5
Indice des vides initial	e_0	1,316
Pression de préconsolidation	σ'_p (kPa)	170
Coefficient de consolidation	c_v (m ² /s)	$1,5 \cdot 10^{-7}$
Coefficient de perméabilité	k_v (m/s)	$8,4 \cdot 10^{-10}$

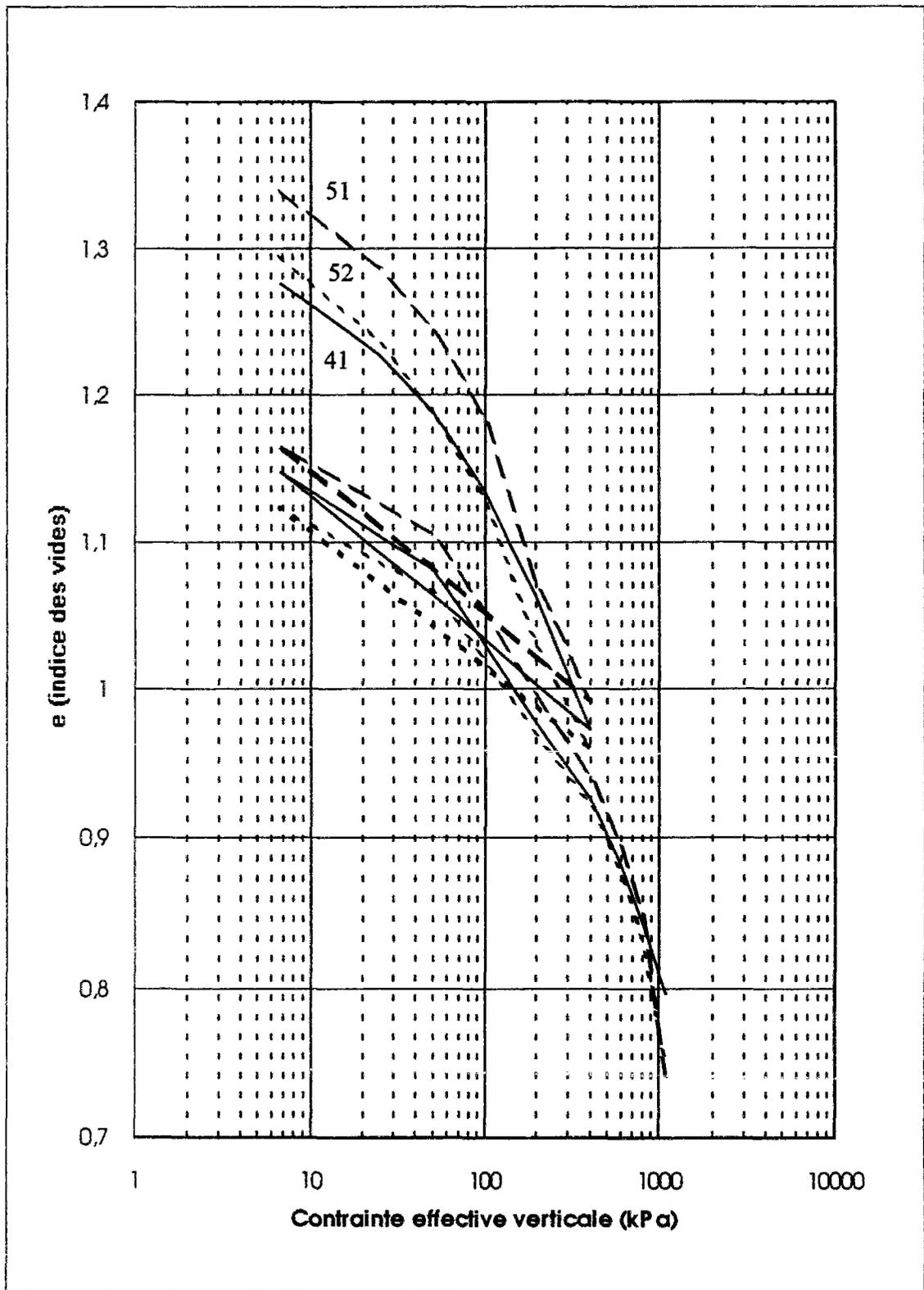


Figure 3.19 : Essais oedométriques 41, 51 et 52 réalisés sur des éprouvettes prélevées après la fin de la centrifugation.

a.4. - Caractéristiques de fluage

Deux essais de fluage à l'oedomètre ont été réalisés après centrifugation sur l'argile du conteneur de l'essai 5. Ces essais 51f et 52f correspondent respectivement à des profondeurs de 52,43 mm (3,67 m) et 66,43 mm (4,65 m). Les courbes de tassement (Δh , lg t), représentant les variations de l'épaisseur des éprouvettes en fonction du logarithme du temps, sont présentées dans l'annexe III-C. Les caractéristiques de fluage sont récapitulées dans le tableau 3.12, où C_{α} est le taux de compression secondaire et $C_{\alpha e}$ l'indice de fluage, lié au précédent par la relation :

$$C_{\alpha e} = (1 + e_0) C_{\alpha}$$

Tableau 3.12 : Caractéristiques de fluage de l'argile après centrifugation.

Essai	γ (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	w (%)	charge (kPa)	C_{α}	$C_{\alpha e}$
51f	17,54 ⁽¹⁾	12,18 ⁽²⁾	44	22	0,00079	0,0018
				68	0,0011	0,0025
				150	0,0013	0,0030
52f	17,54 ⁽¹⁾	12,01 ⁽²⁾	46	22	0,0011	0,0025
				68	0,001	0,0023
				150	0,0012	0,0028
(1) valeurs estimées ; (2) valeurs déduites de γ et w						

La valeur du coefficient de fluage retenue est la plus grande valeur sur tous les essais, soit 0,0030.

a.5. - Caractéristiques de perméabilité

Quatre essais de perméabilité à charge constante ont été réalisés sur des carottes prélevées dans le massif d'argile de l'essai 5, après l'essai de centrifugation. Après consolidation sous la contrainte σ'_3 indiquée dans le tableau 3.ci-dessous dans l'appareil triaxial, une contre-pression est appliquée au fluide interstitiel. Puis, on mesure le débit sous des charges de 1 et 2 mètres d'eau. Les conditions d'essai et les valeurs de la perméabilité obtenues sont regroupées dans le tableau 3.13.

Tableau 3.13 : Conditions et résultats des essais de perméabilité (éprouvette issue du conteneur).

σ'_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)	Perméabilité k (m/s)
100	200	200	3,0. 10 ⁻¹⁰
100	200	100	1,5. 10 ⁻¹⁰
150	200	200	3,5. 10 ⁻¹⁰
200	200	200	4,0. 10 ⁻¹⁰

Trois autres essais de perméabilité ont été réalisés sur une deuxième éprouvette de kaolin reconstituée en laboratoire sous une contrainte de 150 kPa. Les conditions et les résultats de ces essais sont regroupés dans le tableau 3.14.

Tableau 3.14 : Conditions d'essai et résultats (éprouvette reconstituée).

σ_3' (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)	Perméabilité k (m/s)
50	200	200	$7,0 \cdot 10^{-10}$
100	200	200	$6,3 \cdot 10^{-10}$
150	200	200	$5,9 \cdot 10^{-10}$

Les résultats détaillés de ces essais de perméabilité sont présentés en annexe III-C.

a.6. - Caractéristiques non drainées

Les caractéristiques de résistance au cisaillement sont déterminées à partir d'essais de compression à l'appareil triaxial. On a réalisé deux essais de cisaillement CU. Les caractéristiques des éprouvettes et les principaux résultats sont regroupés dans le tableau 3.15. L'éprouvette 1 est issue du conteneur 5 à la fin de l'essai en centrifugeuse et l'éprouvette 2 est reconstituée en laboratoire. Elle a été consolidée sous une contrainte σ_3' de 150 kPa. Les éprouvettes ont été chargées à la vitesse de 0,2 mm / min, avec contre-pression.

Tableau 3.15 : Caractéristiques de cisaillement non drainées.

		Eprouvette 1 issue du conteneur 5	Eprouvette 2 reconstituée
Poids volumique	γ (kN/m ³)	16,12	17,04
Poids volumique sec	γ_d (kN/m ³)	11,65	11,5
Teneur en eau	w (%)	38,38	48,2
Contrainte de consolidation	σ_3' (kPa)	200	200
Déviateur à la rupture	$\sigma_a - \sigma_r$ (kPa)	113	78
Module d'élasticité	E_r (MPa)	15	8

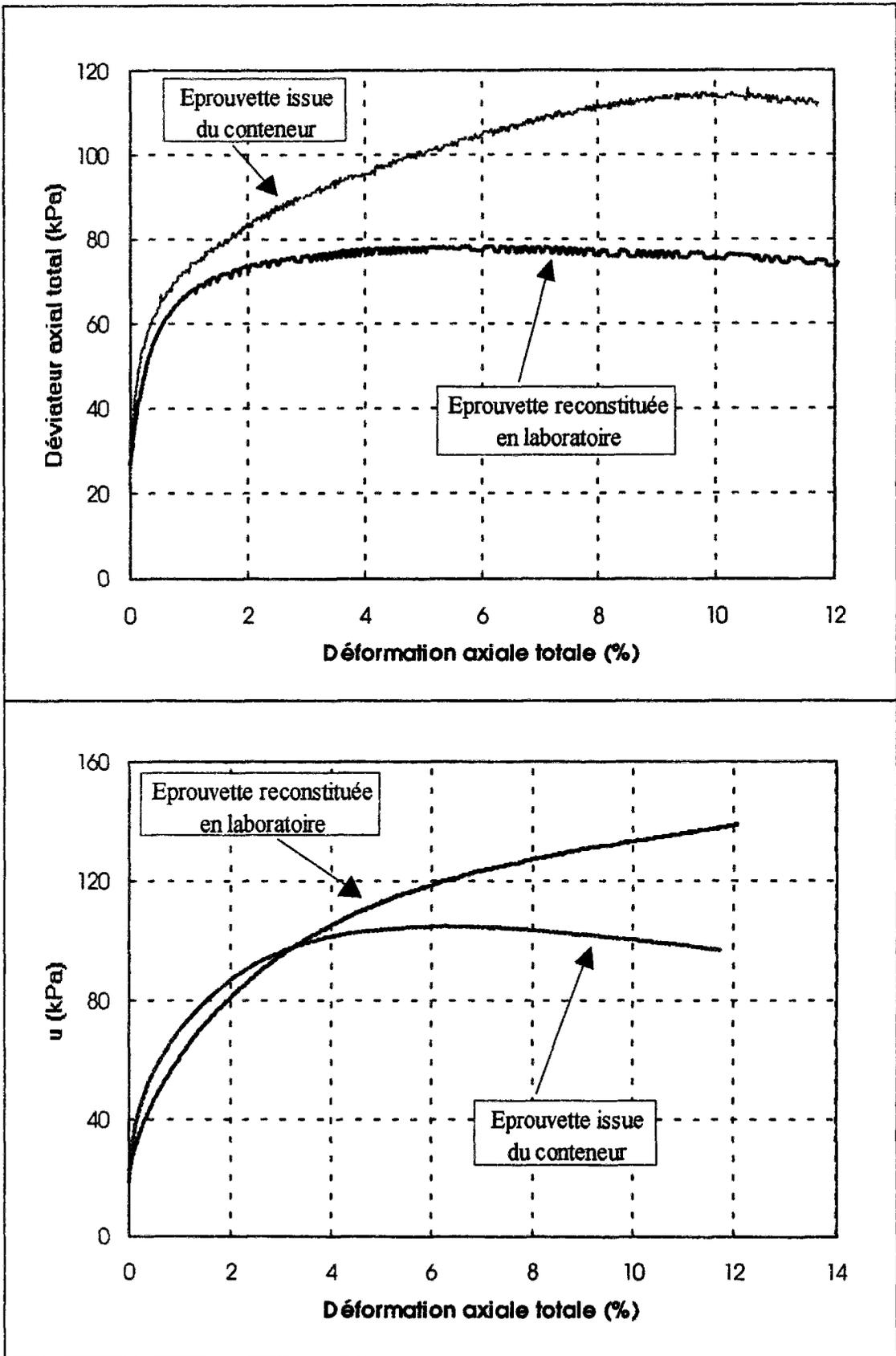


Figure 3.20 : Résultats des essais de cisaillement consolidés non drainés sur les échantillons : prélevée dans le conteneur 5 et reconstituée.

La figure 3.20 regroupe la courbe de variation du déviateur des contraintes appliqué à chaque éprouvette en fonction de la déformation axiale et la courbe de variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. Comme on ne dispose pas de plusieurs éprouvettes pour chaque matériau (argile centrifugée et argile reconstituée), il est impossible d'estimer c' et ϕ' . Néanmoins, nous avons estimé une valeur de ϕ' dans l'hypothèse où c' est égal à zéro pour pouvoir ultérieurement évaluer la valeur de K_0 . On obtient un angle de frottement d'environ 21° et 19° , respectivement pour l'éprouvette issue du conteneur et pour l'éprouvette reconstituée. Les détails de ces essais sont présentés dans l'annexe III-C.

En résumé, les caractéristiques de l'argile "Speswhite" qui seront utilisées dans les calculs numériques sont regroupées dans le tableau 3.16.

Tableau 3.16 : Caractéristiques de l'argile "Speswhite" pour les calculs.

Teneur en eau	w (%)	47
Poids volumique	γ (kN/m ³)	17,46
Indice de gonflement	C_s	0,1
Indice de compression	C_c	0,5
Indice des vides initial	e_0	1,316
Pression de préconsolidation	σ'_p (kPa)	170
Coefficient de consolidation	c_v (m ² /s)	$1,5 \cdot 10^{-7}$
Coefficient de perméabilité	k_v (m/s)	$8,4 \cdot 10^{-10}$
Coefficient de fluage	$C_{\alpha e}$	0,003
Cohésion effective	c' (kPa)	0
Angle de frottement	ϕ' (degrés)	21

b - Remblai de sable

b1. - Poids volumique

Le remblai est constitué de sable de Fontainebleau. C'est un matériau fin siliceux, purement frottant, dont 90 % des éléments sont de dimensions inférieures à 300 μm (Figure 3.21).

L'étude sur modèles réduits centrifugés entraîne l'obligation d'utiliser des sables où la taille des grains est négligeable devant les dimensions du modèle. Le sable de Fontainebleau répond bien à ce critère.

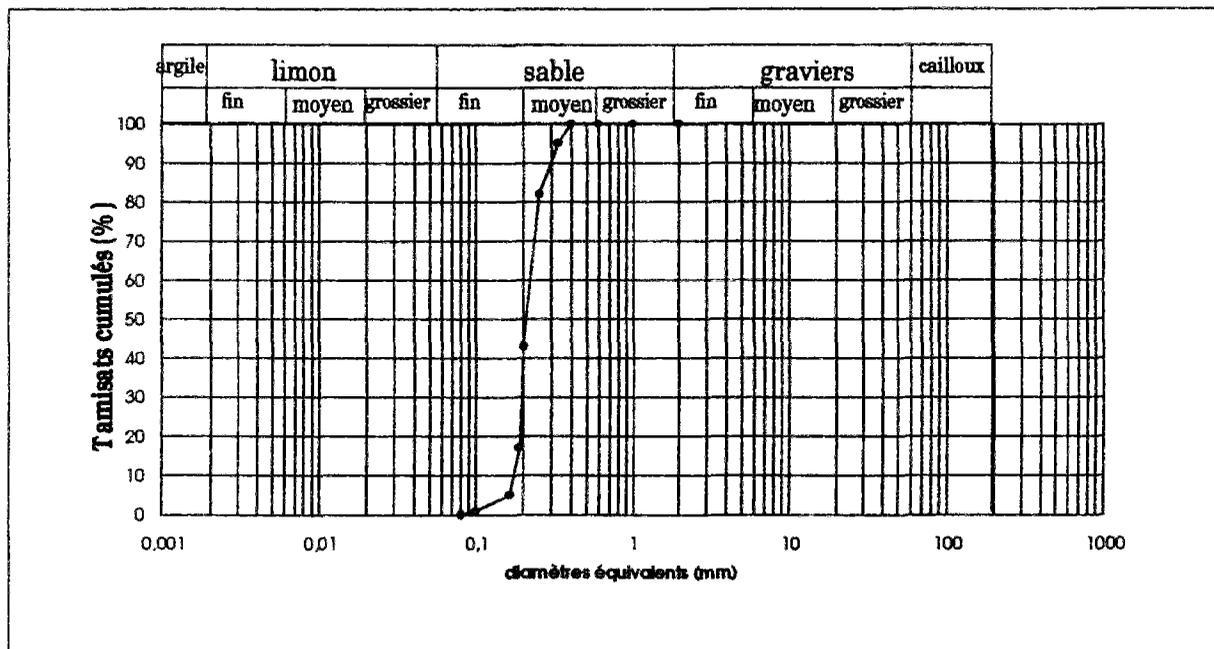


Figure 3.21 : Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau

Pour connaître la valeur de la contrainte verticale apportée par les remblais, principal et adjacent, une fois le sable écoulé de la trémie, on procède à des mesures de densité en le recueillant en vol. Lors des essais de faisabilité préliminaires de la trémie, on a remplacé le massif d'argile par un gabarit sur lequel trois boîtes calibrées étaient disposées l'une sous le remblai principal et les deux autres à l'aplomb du recouvrement avec le remblai adjacent pour mesurer la densité du sable. Ultérieurement, lors des essais 5, 6 et 7, on a déposé à la surface du sol dans les zones latérales pour éviter toute perturbation, des boîtes calibrées pour recueillir une partie du sable lors de la pluviation. Ces boîtes ont été récupérées à la fin de l'essai de centrifugation, et après arasement, on a procédé à leur pesage. Les résultats de ces mesures sont regroupés dans le tableau 3.17.

La hauteur de chute des grains de sable dans le modèle est de 268 mm sous une accélération centrifuge de 70g.

Tableau 3.17 : Poids volumique sec du sable de chaque essai.

	N° de la boîte	x (mm)	y (mm)	γ_d (kN/m ³)
	1	52	55	15,44
	2	20	54	15,44
	3	36	64	15,41
Essai 5	1	100	580	15,26
Essai 6	1	600	715	15,14
Essai 7	1	600	715	15,44

La valeur du poids volumique retenue, moyenne sur tous les essais des poids volumiques secs mesurés, est de 15,30 kN/m³.

b.2. - Essai triaxial drainé

Les caractéristiques mécaniques du sable de Fontainebleau c' et φ' sont déterminées à partir d'essais triaxiaux drainés.

Une campagne d'essais triaxiaux a été réalisée au centre de Nantes du LCPC en 1991, pour caractériser le sable de Fontainebleau. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes de densité moyenne : 15,21 et 16,4 kN/m³. Leurs résultats sont présentés dans le tableau 3.18.

Tableau 3.18 : Résultats des essais triaxiaux sur le sable de Fontainebleau (Bakir, 1993).

	φ' (°)	c' (kPa)
$\gamma_d = 15,2 \text{ kN/m}^3$	36,3	11,7
$\gamma_d = 16,4 \text{ kN/m}^3$	39,7	16,8

Par ailleurs, Blivet et al. (mars 1995), ont réalisé une campagne d'essais triaxiaux dans le but de déterminer les paramètres rhéologiques du sable de Fontainebleau qui seront utilisés dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. L'exploitation d'un de leurs essais, pour une densité de 15,59 kN/m³ et une contrainte σ_3 de 50 kPa, nous a permis de déterminer le module d'élasticité **E**, qui vaut **35 MPa**

Enfin, nous avons aussi réalisé quatre essais triaxiaux drainés sur des éprouvettes de poids volumique moyen 15,30 kN/m³. Les résultats sont regroupés dans le tableau 3.19. Les caractéristiques de résistance c' et φ' ont été déterminées au moyen des formules suivantes (voir figure 1 de l'annexe III-C).

$$\varphi' = \arcsin \frac{1}{1+2\text{tg}\beta} \qquad c' = a. \text{tg}\beta. \text{tg}\varphi'$$

Tableau 3.19 : Résultats d'essais triaxiaux.

σ_3 (kPa)	$q_{\text{max}} = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)
50	194	35°	15
100	316		
200	585		
300	842		

A partir des courbes de cisaillement de l'annexe III-C (pour la contrainte σ_3 de 50 kPa), on a déterminé le module d'élasticité **E** (**E = 36 MPa**), le coefficient de Poisson ν ($\nu = 0,34$) et l'angle de dilatance Ψ ($\Psi = 10^\circ$) qui seront utilisés dans les calculs numériques.

La forte cohésion et le module d'élasticité plus important obtenus dans nos essais sont dus à la présence de traceurs dans le sable et à l'humidification de ce dernier par capillarité. Ces traceurs, utilisés sous forme de poudre, permettent de distinguer après centrifugation l'allure des deux remblais principal et adjacent ainsi que la position du sable provenant de chaque couloir.

b.3. - Caractéristiques de perméabilité

Des essais de perméabilité ont été réalisés au LCPC à Nantes sur du sable de Fontainebleau blanc par Stéphane Menand (1995). Les caractéristiques granulométriques de ces éprouvettes ainsi que les conditions et les résultats de ces essais sont regroupés dans l'annexe III-C.

La valeur du coefficient de perméabilité retenue est la moyenne sur tous les essais, qui est égale à $17,59 \cdot 10^{-5}$ m/s (soit 15,2 m/j).

En résumé, les caractéristiques des remblais en sable de Fontainebleau utilisées dans les calculs numériques sont regroupées dans le tableau 3.20.

Tableau 3.20 : Caractéristiques des remblais pour les calculs.

Poids volumique sec	γ_d (kN/m ³)	15,3
Porosité	n	0,42
Angle de frottement interne	φ' (°)	35
Cohésion	c' (kPa)	15
Module d'élasticité	E' (kPa)	36000
Coefficient de Poisson	ν'	0,34
Angle de dilatance	Ψ' (°)	35
Coefficient de perméabilité	k (m/j)	15,2

3.2.2.3. Instrumentation du modèle

a - Définition

L'instrumentation mise en place est destinée à suivre l'évolution de trois types de paramètres au cours du temps, à savoir :

- * la pression interstitielle ;
- * les déplacements internes du massif (déplacements verticaux et horizontaux);
- * la contrainte totale apportée par les remblais.

Un tube piézométrique, ouvert à l'interface remblai-argile dans le modèle, permet de suivre les fluctuations du niveau d'eau : il traverse la couche d'argile et repose sur le géotextile surmontant le sable. De la sorte, la pression interstitielle dans la couche de sable sous-jacente est fixée par le niveau de l'eau dans ce tube (la nappe est au niveau de la surface libre de l'argile). Le tableau 3.21 donne la liste de l'ensemble du dispositif.

Tableau 3.21 : Instrumentation du modèle.

Paramètres		Identification des capteurs.
Pression interstitielle		6 sondes (0-700kPa) PI 1, 2, 3, 4, 5, 6
Déplacements	vertical en surface	7 capteurs de 55 mm de course 7 capteurs de 75 mm de course 4 capteurs de 100 mm de course
	horizontal	3 capteurs en surface DH 1, 2, 3 3 inclinomètres I 1, 2, 3
Charge totale due aux remblais		3 capteurs de force P 1, 2, 3

L'implantation des appareils de mesure est indiquée sur les figures 3.22 et 3.23. Leur mise en place est effectuée à différents stades de la préparation du massif du sol avant que le conteneur ne soit placé dans la nacelle. On dispose au total de 60 voies de mesure. Les différents capteurs ont fait l'objet d'un étalonnage préalable (voir annexe III-D).

Les vues en plan ainsi que les coupes longitudinale du modèle instrumenté des autres essais sont présentés en annexe III-E. Les positions des différents capteurs dans chaque conteneur sont regroupées dans des tableaux mis en annexe III-E. La sonde numéro 6 est placée au fond du tube piézométrique pour suivre les fluctuations du niveau d'eau dans ce dernier.

b. - Suivi visuel pendant la rotation

L'observation du modèle au cours de l'essai est assurée par deux caméras, l'une disposée dans le bras de la centrifugeuse et l'autre sur le conteneur. La seconde caméra permet de voir la chute du sable au cours de la rotation.

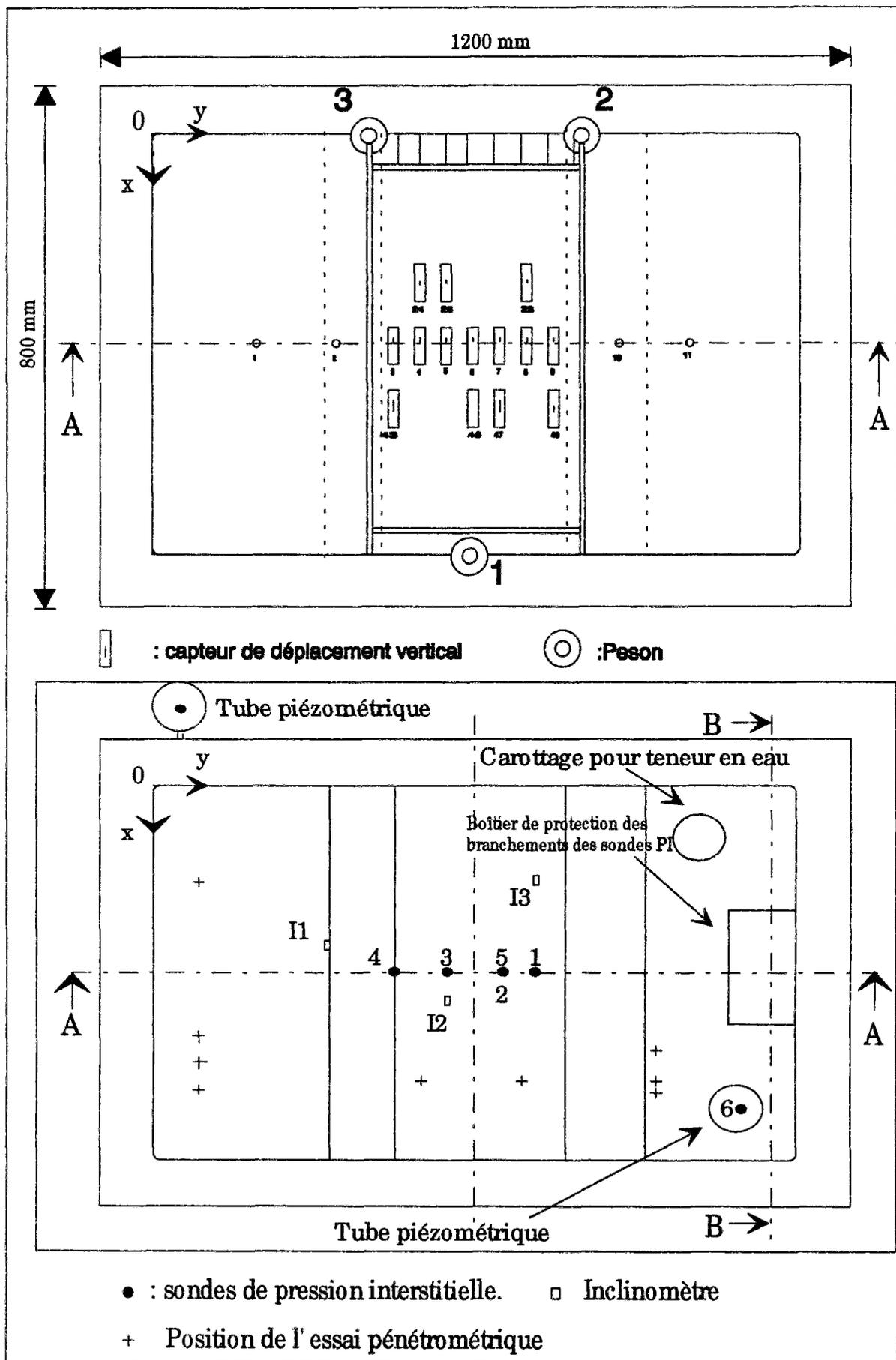


Figure 3.22 : Vue en plan de l'instrumentation du modèle (conteneur n° 5).

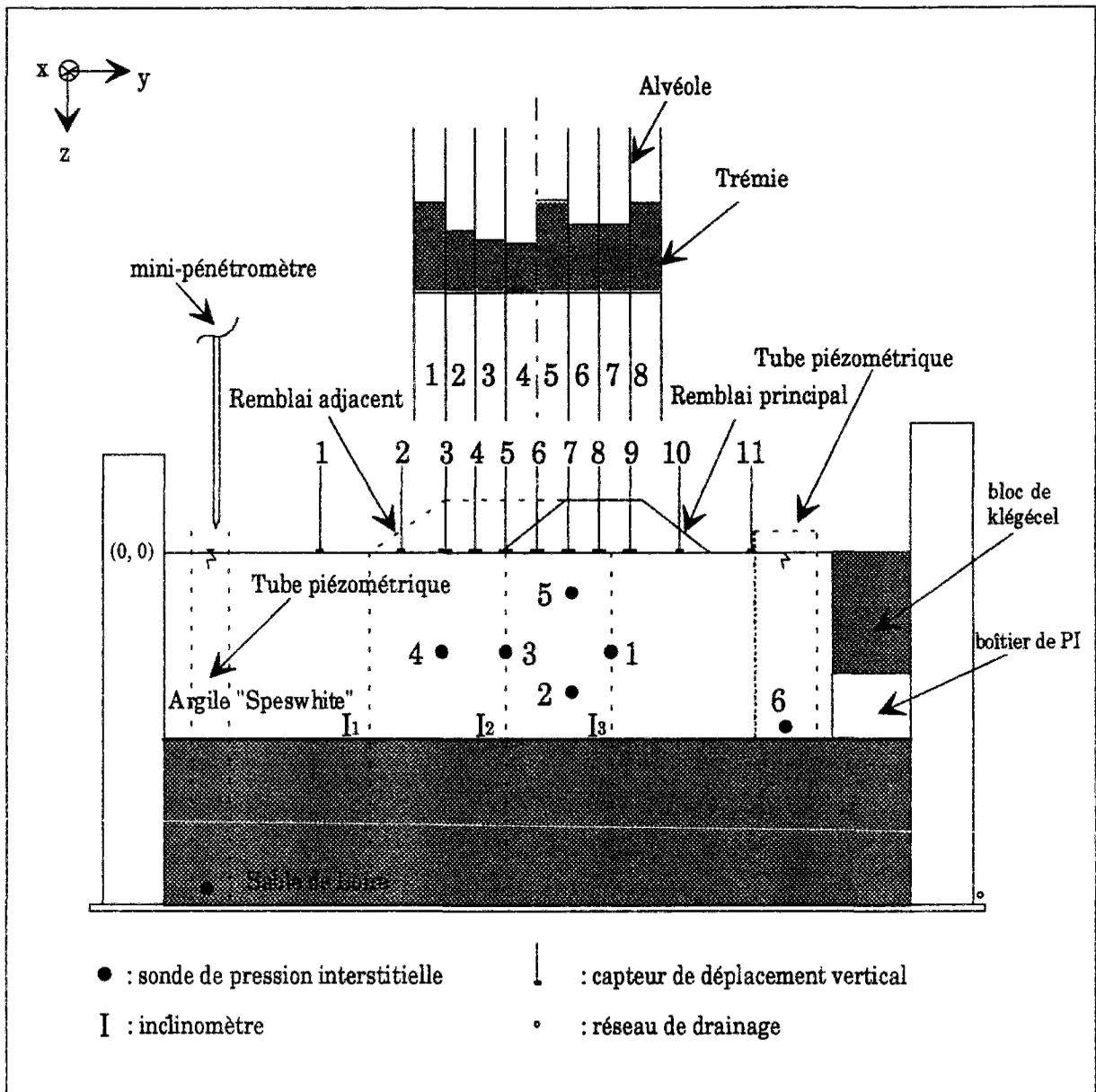


Figure 3.23 : Coupe longitudinale du modèle instrumenté (coupe A-A).

c. - Mesures de pression interstitielle

La mesure est réalisée au moyen de sondes de pressions interstitielles posées au sein du massif d'argile, les cellules étant préalablement saturées sous vide.

Les capteurs de pressions interstitielles utilisés sont des capteurs Druck. Ils se composent d'un diaphragme sur lequel est fixé une jauge de déformation câblée électriquement en "pont complet". Ce sont des jauges semi-conductrices disposées sous la membrane afin d'augmenter la sensibilité d'un facteur 20 à 50 par rapport à un système de jauges classiques. Pour séparer du sol le volume interne où est mesurée la pression de l'eau, une pastille de bronze fritté ou une pierre poreuse est placée à l'avant du diaphragme (figure 3.24).

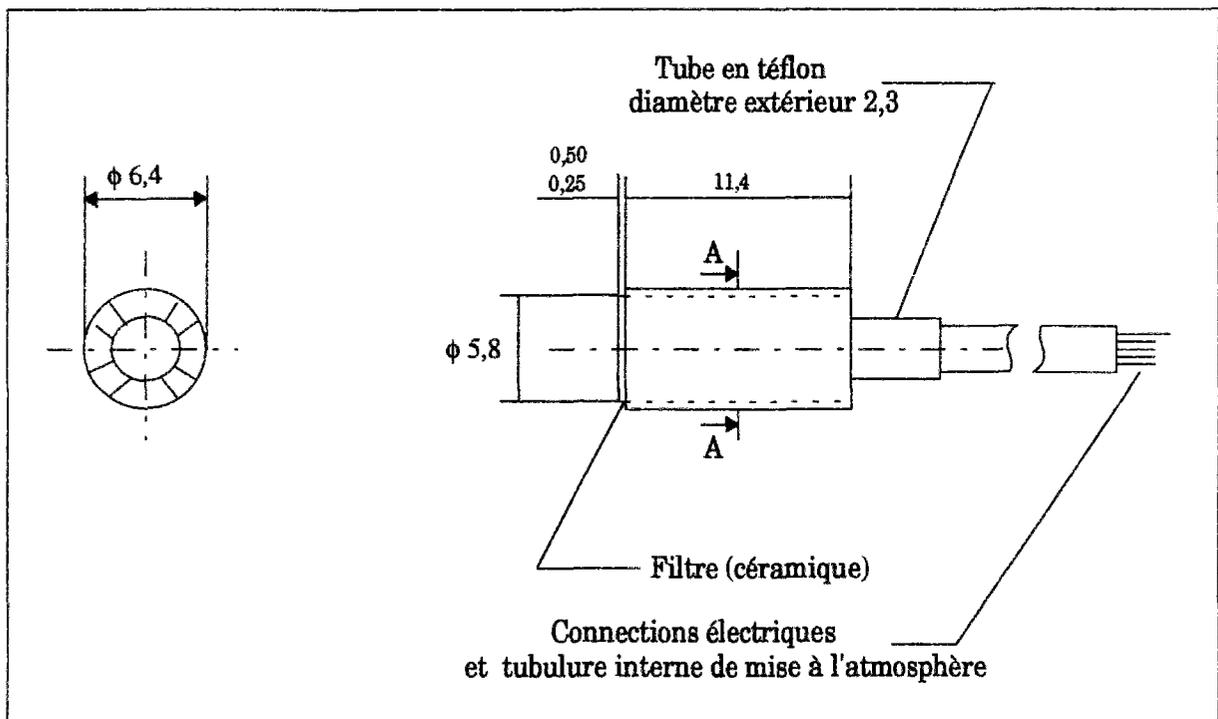


Figure 3.24 : Schéma d'un capteur Druck miniature de pression interstitielle

Le tableau 3.22 donne la position des sondes dans le modèle.

Tableau 3.22 : Position des sondes P. I. (conteneur n° 5).

N° de la sonde	x (mm)	y (mm)	z (mm)	position
1	400	713	84	Axe du remblai principal
2	400	654	116	Crête du remblai principal
3	400	509	84	Pied du remblai principal
4	400	426	84	Crête du remblai adjacent
5	400	654	36	Crête du remblai principal

d. - Mesure des déplacements verticaux

Dans le modèle étudié, on a disposé les capteurs sur trois profils : un profil central et deux profils adjacents situés à une distance de $x = \pm 125$ mm de part et d'autre de la coupe A-A (Figure 3.22). Le tableau 3.23 indique la position des capteurs.

Tableau 3.23 : Position des capteurs de déplacement vertical (conteneur n° 5).

N° du capteur	y (mm)	x (mm)
DV1	252	400
DV2	380	400
DV3 ; DV43	455	400, 525
DV4 ; DV24	505	400, 275
DV5 ; DV25	555	400, 275
DV6 ; DV46	605	400, 525
DV7 ; DV47	655	400, 525
DV8 ; DV28	705	400, 275
DV9 ; DV49	757	400, 275
DV10	830	400
DV11	945	400

e. - Mesures inclinométriques

Au nombre de trois, les inclinomètres sont constitués d'une bande métallique en acier de 245 mm de long, 20 mm de large et 0,4 mm d'épaisseur. Sous une accélération de 70 g, la rigidité de l'inclinomètre équivaut à :

$$EI = 537,8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 = 384,14 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / \text{m}$$

avec :

$$E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2 \quad I = 182,9 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 / \text{m}$$

Dix niveaux de jauges équidistants équipent la bande métallique sur 200 mm. Ces jauges permettent à partir d'un étalonnage préliminaire de calculer des moments. Une fois la bande placée verticalement dans le modèle, la première jauge se situe à 24 mm en-dessous de la surface libre de l'argile, tandis que la septième surmonte de 10 mm l'interface sable-argile. Un capteur de déplacement horizontal équipe la tête de cette bande, comme le montre la figure 3.25.

Chaque niveau est constitué de deux jauges de déformation collées de part et d'autre de la lame et montées électriquement en demi-pont, ce qui double la sensibilité et annule les effets de la température et une éventuelle composante normale à la lame. Une couche protectrice de silicone de faible épaisseur couvre la lame sur toute sa longueur. Elle garantit le fonctionnement des jauges lorsqu'elles sont en contact avec l'argile et n'introduit aucune rigidité parasite. Le tableau 3.24 indique l'emplacement des trois inclinomètres.

Tableau 3.24 : Position des inclinomètres (conteneur n° 5).

N° de l'inclinomètre	x (mm)	y (mm)	Position
I 1	340	330	Pied du remblai adjacent
I 2	460	550	Pied du remblai principal
I 3	200	713	Axe du remblai principal

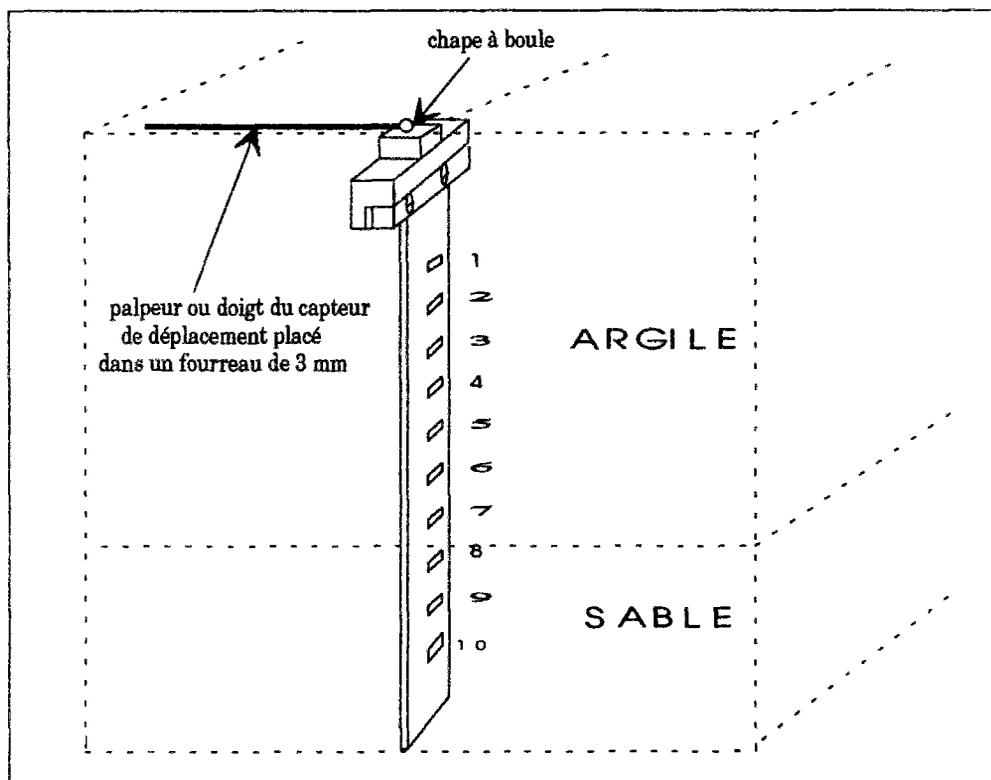


Figure 3.25 : Equipement de l'inclinomètre.

Enfin, trois capteurs de force constituant les points d'appui de la trémie permettent la mesure à chaque instant du poids total de la trémie et du sable (figure 3.22).

3.2.2.4. Déroulement de l'essai

La construction du remblai principal commence après 4 heures de rotation sous 70 g, temps calculé au préalable d'après la théorie de la consolidation unidimensionnelle pour obtenir un degré de consolidation de 80 % pour le massif d'argile. Le contrôle de l'évolution réelle du massif d'argile pendant cette période a été effectué *a posteriori* par l'application de la méthode d'Asaoka et par l'analyse des surpressions interstitielles.

La méthode d'Asaoka (1978) consiste à discrétiser la courbe de tassement en fonction d'une progression arithmétique du temps $s_i = s(t_i = t_0 + i\Delta t)$, puis à représenter sur un graphique les tassements s_i à l'instant i en fonction des tassements s_{i-1} à l'instant $(i-1)$. L'intersection de la droite passant par les points expérimentaux avec la bissectrice des axes de coordonnées donne le tassement final ($s_i = s_{i-1} = s_f$). Le rapport du tassement à l'instant t au tassement final représente le degré de consolidation. Toutefois, s'il y a un décalage d'origine des tassements, il faut rajouter le tassement qui s'est produit antérieurement avant de calculer le rapport des tassements actuel et final. Dans le cas représenté sur la figure 3.26, ce décalage initial n'est pas connu précisément.

Le suivi de la consolidation se fait aussi par la dissipation des surpressions interstitielles (Figure 3.27). Dans la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, la fin de la consolidation est caractérisée par des pressions interstitielles égales à la pression hydrostatique. Les sondes 5 et 2 vérifient assez bien ce phénomène. Par contre, les sondes 1, 3 et 4, placées à la profondeur $h/2$ de la surface libre du sol, présentent des valeurs supérieures à la pression hydrostatique d'environ 12 kPa (h est l'épaisseur du massif d'argile).

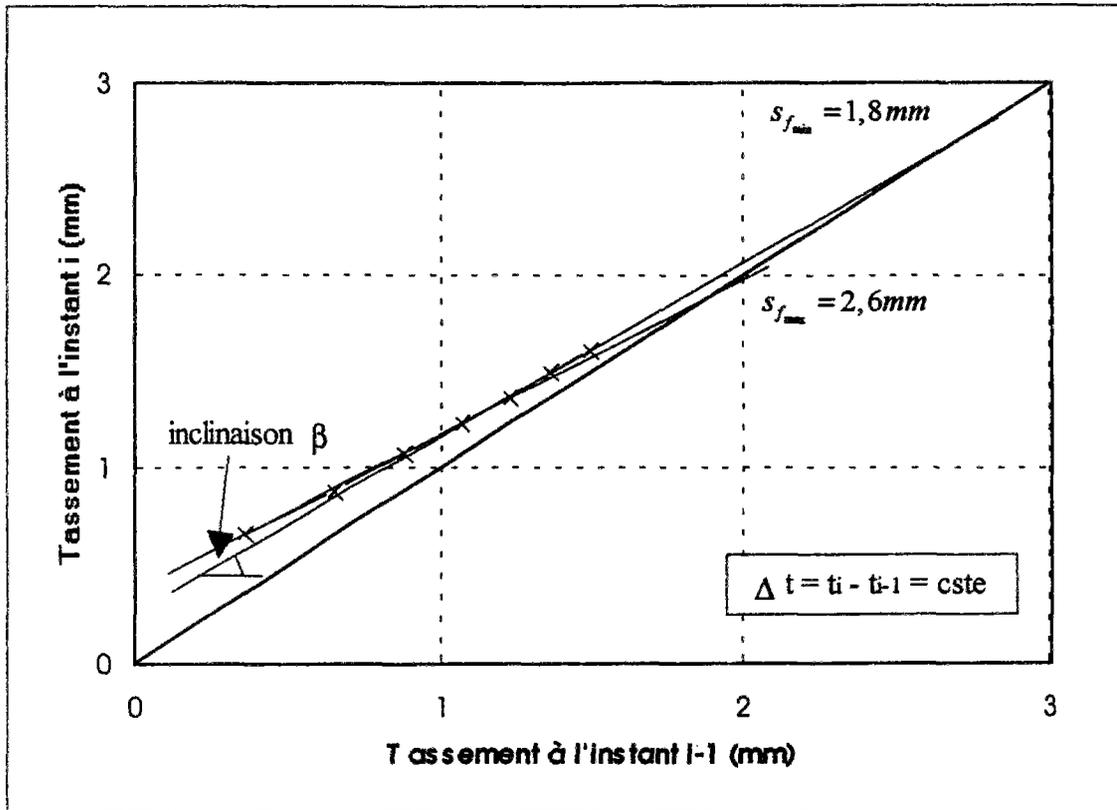


Figure 3.26 : Suivi de la consolidation par la méthode d'Asaoka (1978).
 (Capteur n° 8, essai 5, tassement initialisé à 70 g)

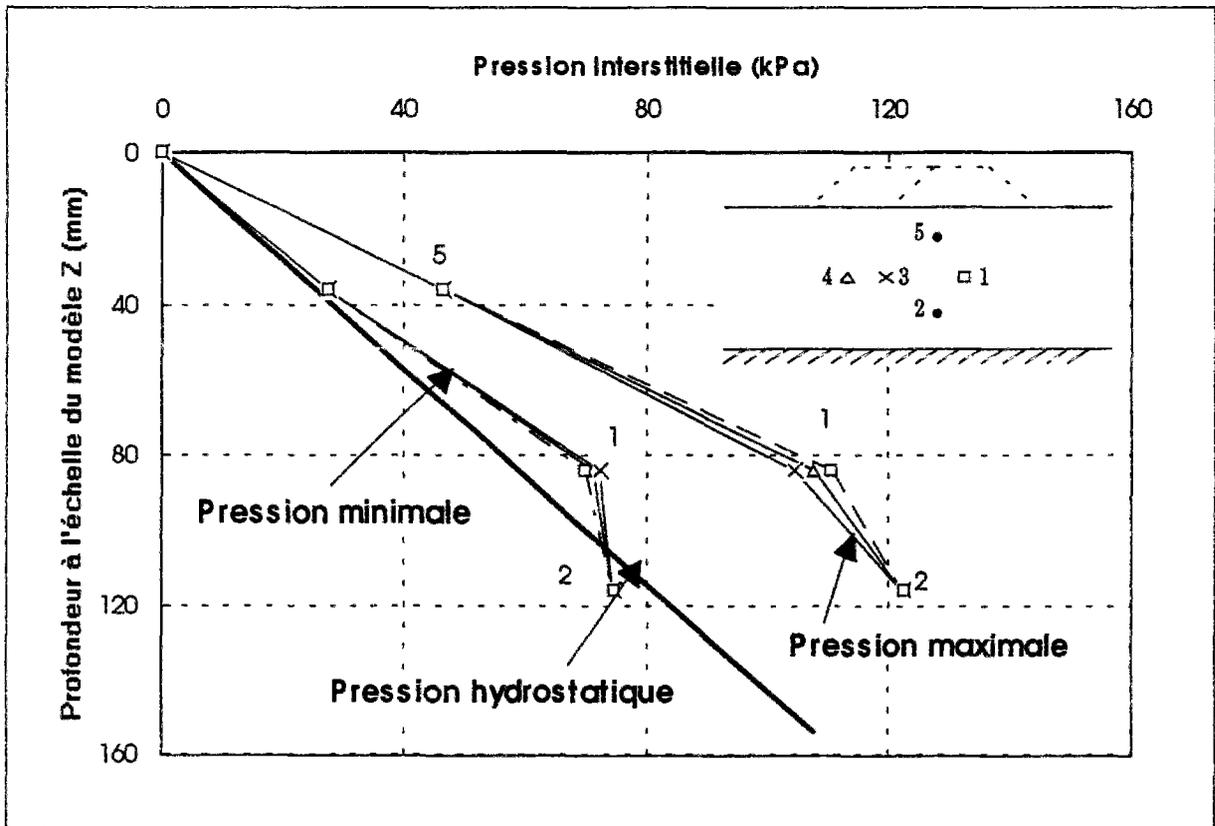


Figure 3.27 : Evolution des pressions interstitielles en fonction de la profondeur (essai 5).

L'ouverture des couloirs de la trémie est déclenchée par le système de vérin (paragraphe 3.2.1.1. et figure 3.4) actionné depuis la salle de pilotage. Le temps de construction du remblai est de l'ordre de 10 secondes (13 h en temps réel). Cette étape est suivie d'un essai de caractérisation du sol au mini-pénétromètre.

Le suivi des effets de la construction du remblai principal est poursuivi pendant 4 heures avant de passer à la phase d'exécution du remblai adjacent qui constitue l'élargissement de la plate forme ; cette phase est précédé d'un essai pénétrométrique.

L'essai se poursuit alors pendant une période de 3 heures et demi à l'issue de laquelle la centrifuge est arrêtée. Durant toutes les phases de l'essai, les différents paramètres cités ci-dessus sont scrutés automatiquement par une centrale d'acquisition. La chaîne d'acquisition reliée au calculateur donne en temps réel l'évolution des principaux paramètres (chargement, pressions interstitielles, tassements, moments enregistrés par les inclinomètres) sous forme de courbes et de listes de valeurs, les autres mesures font l'objet du même enregistrement mais sont traitées en temps différé.

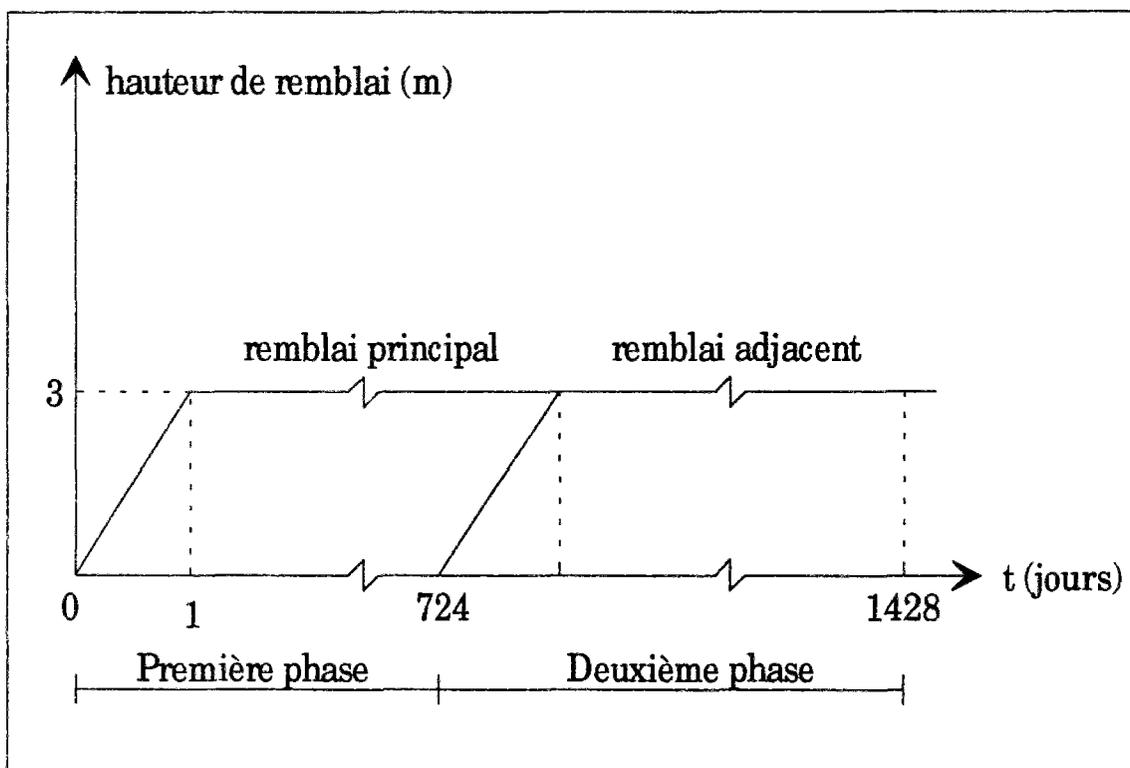


Figure 3.28 : Schéma du programme de chargement du sol de fondation (essai n° 5).

La figure 3.28 représente de façon schématique le programme de chargement de la fondation en fonction du temps. La première phase correspond à la construction et à la consolidation du remblai principal. La seconde phase comprend la construction et la consolidation du remblai adjacent.

Les courbes de l'évolution des pressions interstitielles en fonction de la profondeur et ce pour la période de consolidation du massif argileux sous son poids propre et les schémas des

programmes de chargement du sol de fondation pour les autres essais sont présentés en annexe III-G.

Le tableau 3.25 résume l'histoire de chaque essai, en précisant les phases d'alimentation en eau pour remettre à niveau la nappe d'eau dans le piézomètre relié à la couche de sable de Loire.

Tableau 3.25 : Evolution de la nappe au cours pour chaque essai.

		Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7
1 g	t (min)	0	0	0	0	0	0
	h_w (mm)	-0,01	0,02	0	0,02	0	0
70 g	t (min)	18	8	11,33	23,07	6,09	9,63
	h_w (mm)	50,26	50,52	50,58	50,63	47,99	46,34
	u (kPa)	5,22	22,91	22,19	-3,46	-4,87	20,44
Alimentation en eau	t (min)	127	121	181	105,83	11,25	16,45
	h_w (mm)	0,02	0,05	-0,03	-0,01	0,04	0
	u (kPa)	105	109	92,1	115,75	96,16	105,95
Construction du remblai principal	t début (min)	191,2	267,4	287,12	232,15	357,45	253,85
	t fin (min)	193,9	268,23	287,41	232,73	358,65	254,14
	h_w (mm)	17,48	50,55	-0,03	0	0,05	0,01
	u (kPa)	103,62	27,52	25,83	102,57	91,27	117,76
Alimentation en eau	t (min)	438	-	351,32	-	407,13	-
	h_w (mm)	0,01	-	-0,02	-	0,04	-
	u (kPa)	105	-	92,17	-	106,9	-
Construction du remblai adjacent	t début (min)	473,16	536,64	575,14	444,44	577,53	489,5
	t fin (min)	474,48	537	575,43	444,93	577,92	489,6
	h_w (mm)	13,66	50,55	-0,03	0	0,04	0,01
	u (kPa)	106,39	55,25	92,69	110,9	100,06	116,50
Fin de l'essai	t (min)	677,84	746,88	741,8	651,39	769,89	646,9
	h_w (mm)	16,67	50,58	-0,03	0	0,04	0,01
	u (kPa)	106,34	69,94	11,23	110,48	90,5	115,41
h_w hauteur d'eau dans le tube piézométrique ;							
u pression hydrostatique enregistrée par la sonde placée à l'intérieur du tube piézométrique							

On a constaté dans les différents essais que le tube piézométrique se vide sous l'effet de l'augmentation de l'accélération centrifuge jusqu'à l'assèchement total à l'issue de la montée en accélération.

Par convention, lorsque les hauteurs d'eau h_w , sont nulles, le tube est plein et la nappe est au niveau de la surface libre. Par contre des hauteurs d'eau de l'ordre de 50 mm indiquent que le tube s'est vidé et qu'il faut alimenter en eau le massif d'argile. Après l'alimentation en eau, la sonde placée au fond du tube piézométrique enregistre bien la hauteur d'eau correspondant à la hauteur du massif d'argile, à l'exception de l'essai 4 où la pression hydrostatique est très faible (Tableau 3.25). Ces faibles valeurs s'expliquent par une désaturation des pierres poreuses et éventuellement une désaturation importante du massif d'argile au cours de la phase d'instrumentation, d'une durée de 2 à 3 jours.

Si pour des raisons techniques, soit au niveau du modèle soit au niveau de la centrifugeuse, des arrêts de courte durée se sont avérés nécessaires (essais 2, 3 et 4) nous nous sommes alors imposés un temps de rotation supplémentaire de l'ordre de trois fois le temps

d'arrêt, sachant par expérience que c'est au bout d'une telle période que l'on retrouvera l'état de contraintes antérieur au temps d'arrêt. Ce temps de rotation supplémentaire a été estimé suite à de nombreux essais de consolidation des massifs argileux réalisés dans la centrifugeuse du LCPC à Nantes.

3.2.3. Résultats des essais et interprétation

Dans l'analyse des résultats, on ne s'intéressera qu'aux essais 4, 5, 6 et 7. En effet au cours des essais 2 et 3, il s'est produit une rupture (annexe III-F). L'essai 2 a été perturbé par le déplacement parasite de l'implantation du bloc de klégécel positionné au-dessus du coffret de connexions électriques (Figures 3.22 et 3.23) provoquant ainsi une amorce de rupture préférentielle, par contre la rupture dans l'essai 3 est liée à la faible cohésion du massif argileux. Cette faible cohésion s'explique par les frottements importants introduits par les pierres poreuses sur les parois du conteneur. Par ailleurs le procédé de préparation du massif argileux ne permet pas la réalisation d'une croûte de surface susceptible d'augmenter la cohésion non drainée en surface. En effet, sur site réel la nappe n'est jamais tout à fait affleurante, ce qui crée une croûte superficielle. Suite à ces deux essais, on a appliqué des contraintes de consolidation plus importantes pour la reconstitution des autres massifs argileux et on a diminué la hauteur du remblai à 3 mètres. Les contraintes de consolidation des massifs argileux des deux derniers essais ont été diminuées, en raison du remplacement des pierres poreuses par une plaque unique.

On exposera dans ce qui suit les résultats relatifs à un essai à l'échelle du modèle. Les résultats des autres essais groupés dans l'annexe III-G.

3.2.3.1. Profils du remblai

La figure 3.29 montre l'allure générale des remblais après l'essai de centrifugation. A la fin de chaque essai, on effectue des relevés de profils en travers des deux remblais à l'aide d'un capteur de déplacement vertical (Figure 3.30). Les profils sont regroupés dans un graphique présentant la hauteur du remblai en fonction de la position du capteur selon l'axe y du conteneur (Figure 3.31).

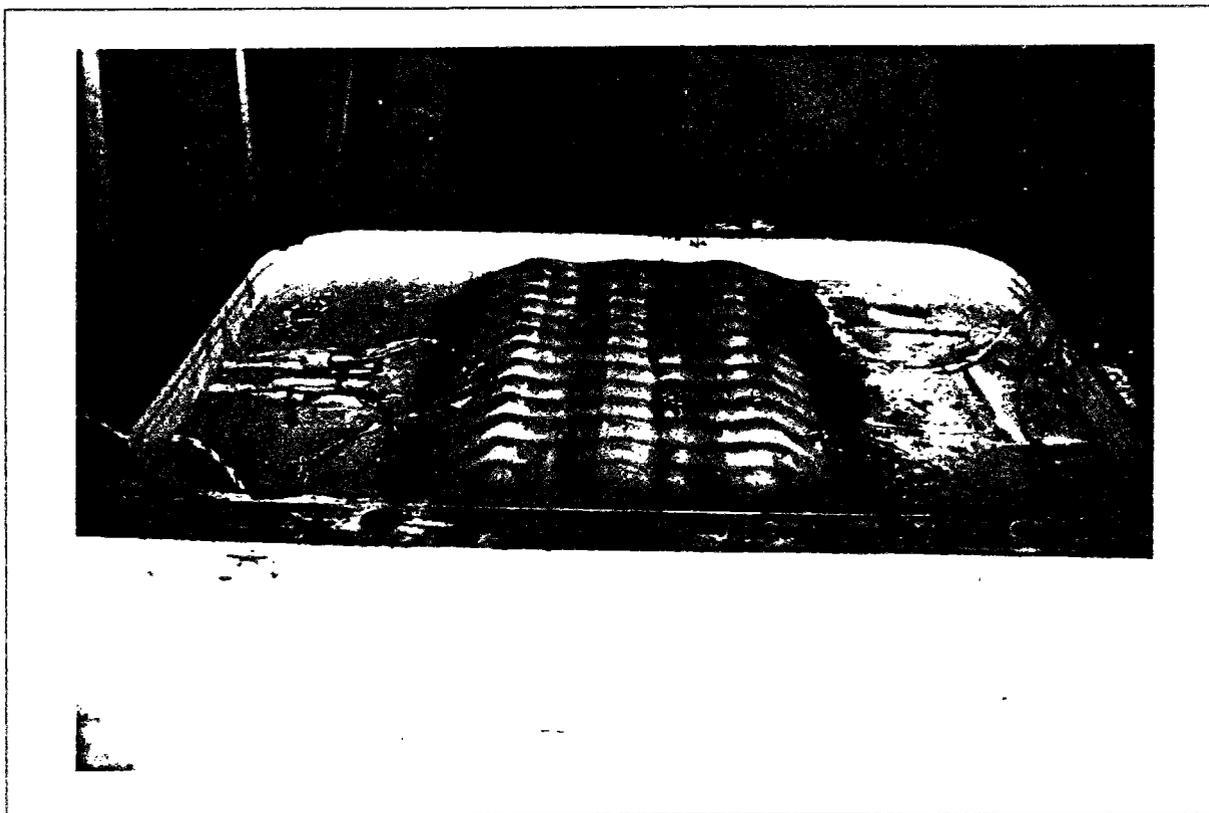


Figure 3.29 : Vue d'ensemble du modèle à la fin de l'essai (essai 5).

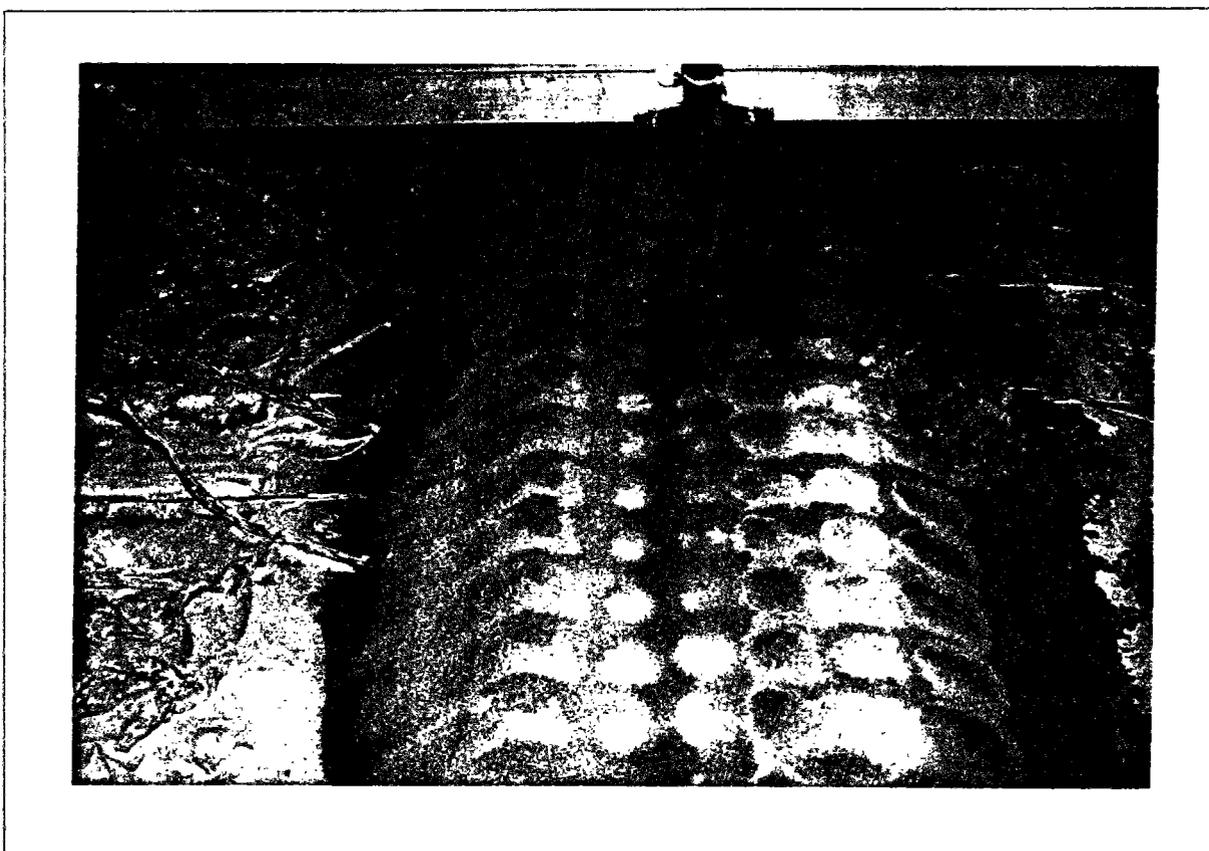


Figure 3.30 : Dispositif de relevé de profil du remblai (essai 5).

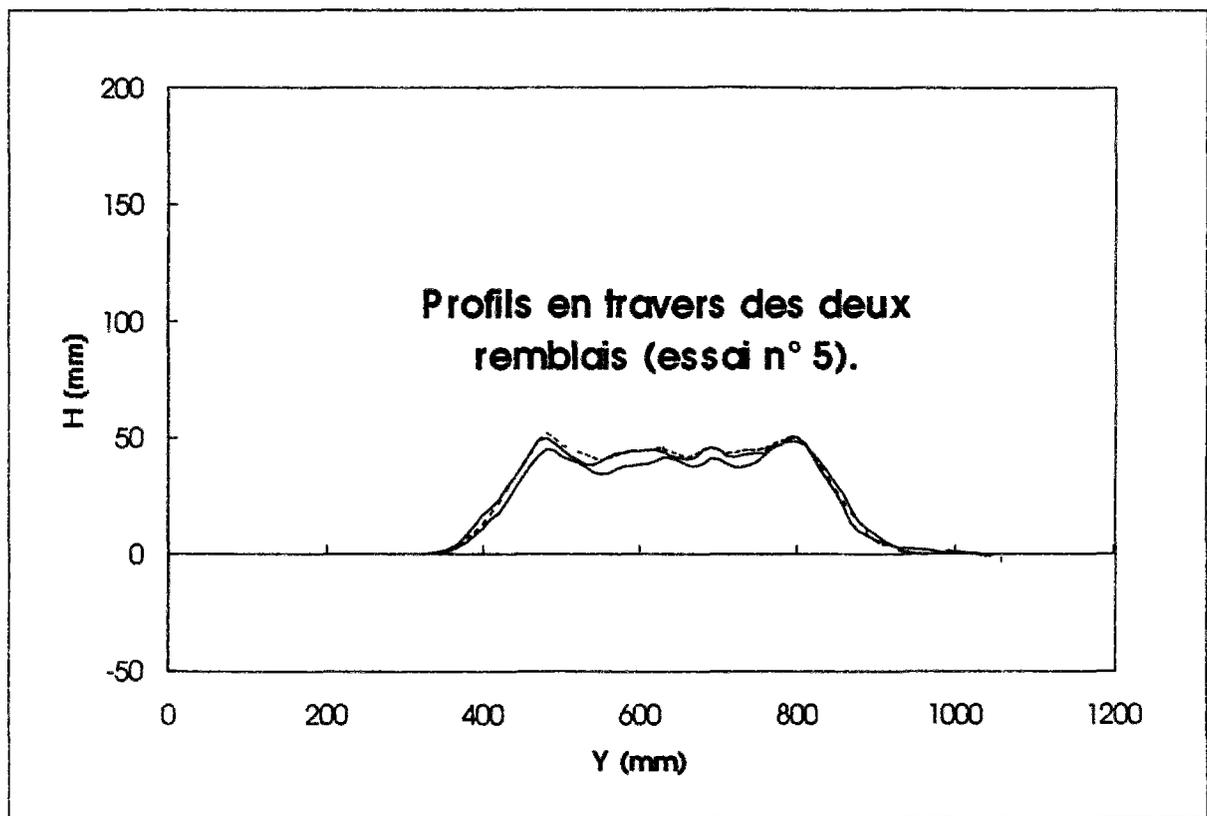


Figure 3.31 : Profils en travers des deux remblais (essai 5).

3.2.3.2. Découpage du massif

Le découpage du massif selon 1 ou 4 profils en travers est possible après humidification du remblai. Cette méthode de découpage permet, en plus de l'allure des remblais, d'observer les interfaces remblai-sol et de visualiser l'allure des couches colorées et la déformée finale des inclinomètres.

La figure 3.32 montre le profil en travers des remblais principal et adjacent. Les tiges implantées dans le sol délimitent fictivement les positions des huit couloirs dont les numéros sont collés sur le massif d'argile. En partant de gauche à droite, le sable coloré en vert, blanc, rouge et jaune constitue le remblai adjacent tandis que le sable coloré en bleu, rouge, blanc et vert constitue le remblai principal. A la limite des couloirs 6 et 7 est disposé un inclinomètre pour la mesure des déplacements horizontaux dans l'axe du remblai principal. A l'interface de deux couches d'argile, on a disposé des traceurs. Ces traceurs, utilisés sous forme de poudre permettent de distinguer l'allure des tassements de façon qualitative à la fin de l'essai de centrifugation après découpe du modèle. La figure 3.33 montre le profil en travers des deux remblais principal et adjacent de la deuxième variante d'élargissement. En allant de gauche à droite, le sable coloré en rouge et jaune constitue le remblai principal et le sable coloré en bleu, rouge, blanc et vert constitue le remblai principal. Au pied commun des deux remblais principal et adjacent est disposé un inclinomètre.

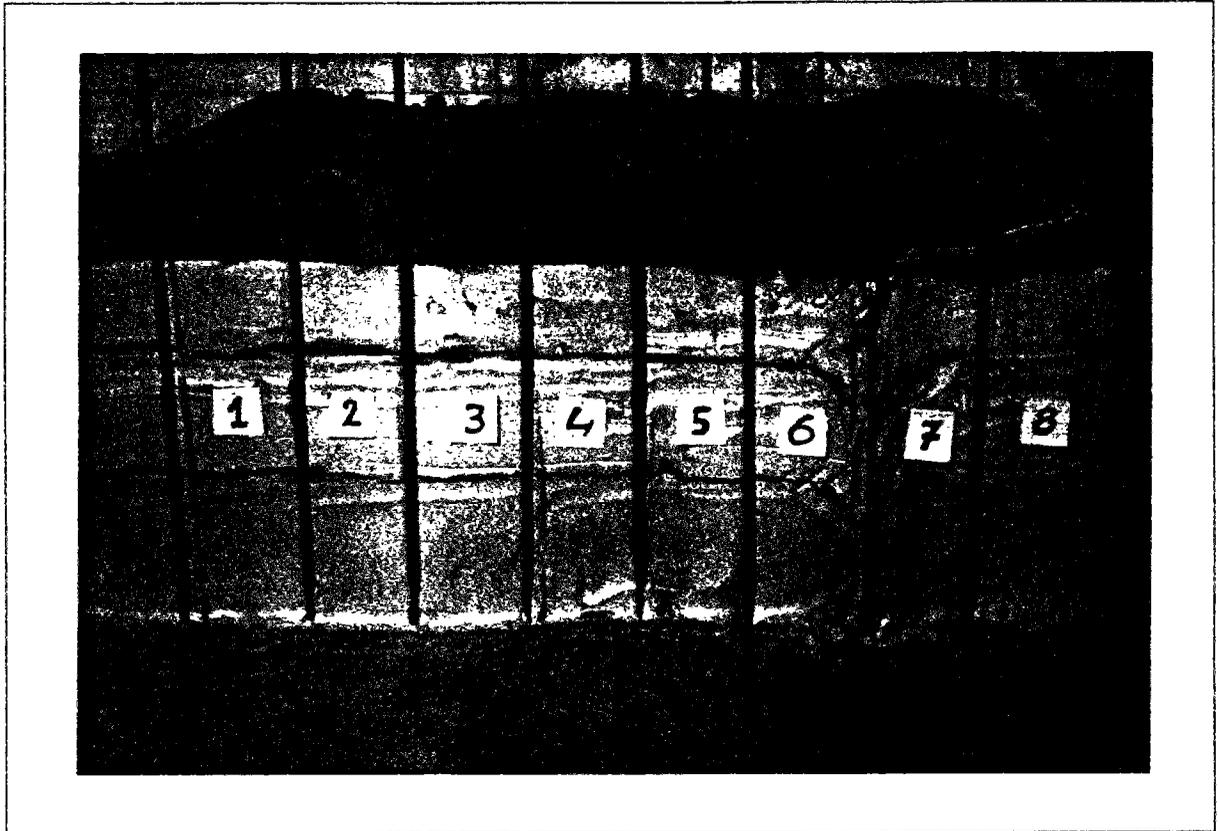


Figure 3.32 : Profil en travers des remblais (essai 5)

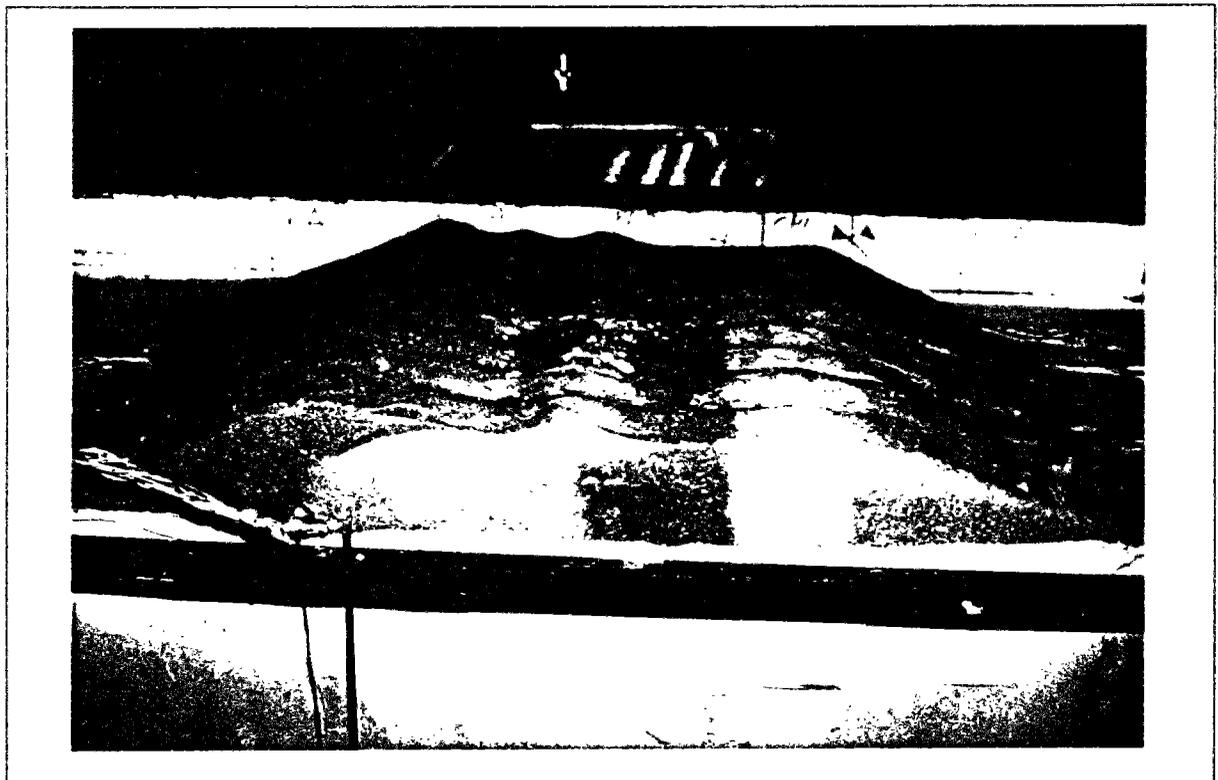


Figure 3.33 : Profil en travers des remblais (essai 7).

3.2.3.3. Chargement

Le poids du sable de chacun des remblais est déduit de l'évolution du poids de la trémie en fonction du temps, mesuré par l'intermédiaire des trois pesons (1, 2, 3) qui constituent les trois points d'appui de la trémie (Figure 3.34). Le poids de la trémie est la somme des mesures des trois pesons (1 à 3). Le peson 3 donne dans le cas de l'essai 5 des valeurs oscillantes, dont l'exactitude n'est pas prouvée.

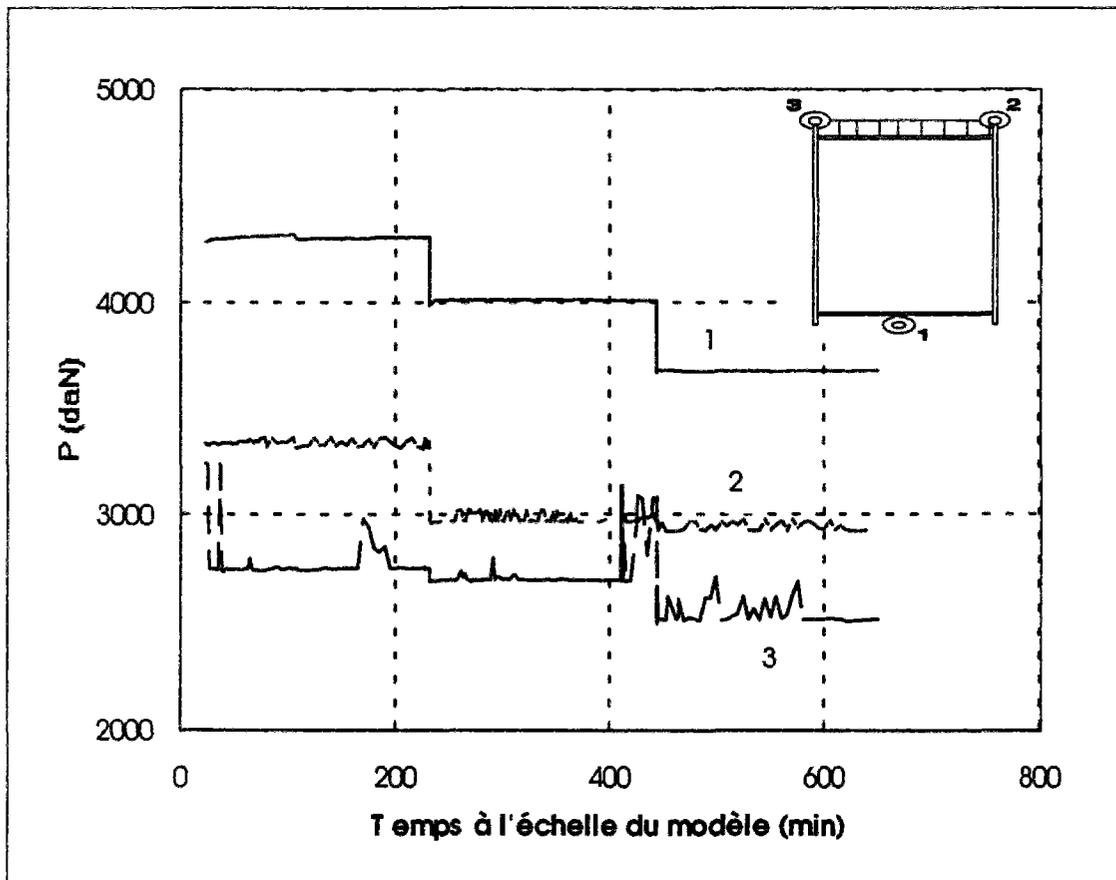


Figure 3.34 : Pesée de la trémie en fonction du temps (essai 5).

3.2.3.4. Pressions interstitielles

Les pressions interstitielles mesurées sous champ gravitationnel terrestre, avant l'essai de centrifugation, peuvent présenter des valeurs négatives dans certaines conditions. Aussi une première analyse basée sur l'existence préalable de pressions interstitielles négatives dans le modèle a été faite (voir annexe III-H).

Suite à cette analyse, la section de mécanique des sols et centrifugeuse du LCPC à Nantes (Stéphane Piau, mai 1995) a complété la procédure d'étalonnage des capteurs de pression Druck dans le but de mesurer les pressions absolues. En effet, le problème ne s'est pas posé avant nos essais, car seules les variations de pression interstitielle étaient jusqu'à présent consignées dans les rapports et analysées. Cette procédure nouvelle d'étalonnage permet de déterminer le coefficient B de la relation de conversion de la mesure électrique V à la grandeur

physique $P = AV + B$. Les coefficients B des capteurs utilisés dans les sept essais de la présente étude n'ayant pas été déterminés, les valeurs de la pression interstitielle analysées ci-après ne sont pas des valeurs absolues, mais des valeurs obtenues par différence entre les mesures en cours d'essai et les valeurs "initiales" mesurées sous 1 g dans le conteneur déjà placé dans la nacelle, dès le branchement des capteurs. Ces valeurs "initiales" sont normalement faibles si elles correspondent à une distribution hydrostatique (1,5 kPa à la base du modèle). Mais il est possible qu'elles soient en réalité différentes d'une distribution hydrostatique (phénomènes de succion lors du déchargement). Pour simplifier l'écriture du rapport, le mot "pression interstitielle" sera toutefois utilisé pour désigner les mesures initialisées à zéro en début d'essai.

Dans l'analyse qui suit, on suppose donc que les pressions interstitielles sont nulles au début de l'essai. C'est à dire qu'on fait abstraction de la pression hydrostatique à 1g, négligeable devant les pressions interstitielles mesurées à 70 g et aussi des pressions négatives initiales éventuelles.

L'erreur sur la mesure des pressions interstitielles garantie par le fabricant est égale à $\pm 1,4 \%$ de l'étendue de la mesure du capteur, qui est de 700 kPa (soit $\pm 9,8$ kPa).

Le tableau 3.26 présente les écarts entre les pressions interstitielles mesurées et calculées à l'issue de la montée en accélération pour les différents essais. Les pressions interstitielles "calculées" sont égales à la variation de la contrainte totale ($\Delta\sigma_v = 69 \sigma_v (1 g)$) à la profondeur du capteur. On constate que les sondes 1, 3 et 4 introduites dans le massif d'argile au même niveau enregistrent des pressions interstitielles proches. Les écarts sont assez faibles, hormis celui relatif à la sonde 5 pour l'essai 4 et la sonde 2 pour l'essai 5 (tableau 3.26). Ils sont dus en partie aux imprécisions de mesures ($\pm 9,8$ kPa) et aux hypothèses faites pour le calcul : matériau parfaitement saturé, absence de drainage pendant la montée en accélération, valeur du poids volumique saturé, désaturation des pierres poreuses.

Tableau 3.26 : Ecart entre les pressions interstitielles mesurées et calculées.

		Capteurs de pressions interstitielles.				
		1	2	3	4	5
Essai 4	u (mesuré) (kPa)	97,19	135,64	96,77	97,3	27,19
	u (calculé) (kPa)	86,76	132,56	86,76	86,76	36,15
	Ecart (kPa)	10,43	3,08	10,01	10,54	-8,96
Essai 5	u (mesuré) (kPa)	110,62	122,49	104,49	107,76	46,35
	u (calculé) (kPa)	101,22	139,78	101,22	101,22	43,37
	Ecart (kPa)	9,4	-17,29	3,27	6,54	2,98
Essai 6	u (mesuré) (kPa)	115,27	144,25	114,93	111,84	57,04
	u (calculé) (kPa)	100,02	146,66	101,02	101,02	47
	Ecart (kPa)	15,25	-2,41	13,91	10,82	10,04
Essai 7	u (mesuré) (kPa)	147,79	163,17	141,27	142,12	43,85
	u (calculé) (kPa)	126,53	156,67	126,53	126,53	50,61
	Ecart (kPa)	21,26	6,5	14,74	15,59	-6,76

La figure 3.35 montre l'évolution des pressions interstitielles en fonction du temps pour toute la durée de l'essai, qui est divisée en trois périodes : consolidation du massif d'argile sous son poids propre, consolidation sous l'effet du remblai principal et consolidation sous l'effet du remblai adjacent. D'une manière générale, les pressions interstitielles mesurées suivent l'histoire du chargement du massif d'argile. On constate qu'à l'issue de la montée en accélération, le temps de réponse des sondes est long : les pressions continuent à monter après avoir atteint 70 g, marquent un palier, puis décroissent.

A la fin de la première période, on remarque sur la figure 3.36 que les surpressions interstitielles ne sont pas nulles. Le tableau 3.27 regroupe, pour chaque essai, les écarts entre les pressions hydrostatiques d'équilibre et les pressions enregistrées par les sondes placées au sein du massif.

Tableau 3.27 : Ecart entre la pression hydrostatique calculée u_0 et la pression interstitielle mesurée à la fin de la période de reconsolidation du massif.

		Capteurs de pressions interstitielles.				
		1	2	3	4	5
Essai 4	u (mesuré) (kPa)	58,35	77,66	51,66	47,24	-2,26
	u_0 (calculé) (kPa)	50,4	77	50,4	50,4	21
	Ecart (kPa)	7,95	0,66	1,26	-3,16	-23,26
Essai 5	u (mesuré) (kPa)	69,98	74,34	72,26	71,19	27,18
	u_0 (calculé) (kPa)	58,8	81,2	58,8	58,8	25,2
	Ecart (kPa)	11,18	-6,86	13,46	12,387	1,982
Essai 6	u (mesuré) (kPa)	84,84	96,57	87,82	81,58	45,6
	u_0 (calculé) (kPa)	58,1	84	58,1	58,1	27,3
	Ecart (kPa)	26,74	12,57	29,72	23,48	18,3
Essai 7	u (mesuré) (kPa)	110,37	120,65	118,16	109,78	38,45
	u_0 (calculé) (kPa)	73,5	91	73,5	73,5	29,4
	Ecart (kPa)	36,87	29,65	44,66	36,28	9,05

L'écart entre les pressions hydrostatiques d'équilibre u_0 et les pressions interstitielles mesurées u à la fin de cette période varie selon les sondes de 2 à 13,5 kPa pour les essais 4 et 5, à l'exception de la sonde 5 de l'essai 4. Par contre, les écarts sont plus importants pour les essais 6 et 7 (tableau 3.27).

La sonde 5 de l'essai 4, placée en crête du remblai principal à la profondeur $h/4$ de la surface libre du sol, présente une valeur très inférieure à la pression hydrostatique (h épaisseur du massif d'argile). Cet écart pourrait s'expliquer par la désaturation des pierres poreuses. D'après M. Dupas (LCPC), plusieurs causes de désaturation des pierres sont envisageables :

- **saturation des pierres** : cette cause est inhérente au mode opératoire de la saturation préalable des pierres et de leur mise en place dans le modèle. Le procédé idéal de saturation des sondes, mais contraignant en pratique, est la cloche à vide. Il consiste à placer la pierre au-dessus d'une eau dégazée pendant 2 à 3 heures ; un vide de 10 kPa environ est maintenu

pendant 1 heure, puis on incline la cloche pour imbiber la pierre. La pierre est ensuite transportée, saturée d'eau, puis immergée dans la réservation pratiquée dans le massif ;
- **déchargement brutal du massif** : lors de l'enlèvement du piston du bâti oedométrique à la fin de la consolidation en laboratoire, des suctions se développent au sein du massif d'argile. Si ces suctions sont trop élevées, la continuité de l'eau peut être détruite, avec formation de cavités remplies de gaz ou de vapeur d'eau (phénomène de cavitation).

Dans les essais que nous avons réalisés, les capteurs ont été maintenus immergés entre leur étalonnage et le moment de leur pose et n'ont été en contact avec l'air que lors de leur mise en place dans les cavités préparées dans le modèle. Ces cavités étaient vides pour être immédiatement rebouchées d'argile. Cette procédure a pu provoquer une certaine désaturation.

D'autre part, le comportement de la sonde 5 placée au fond du tube piézométrique dans l'essai 4 confirme une absorption d'eau importante par le massif d'argile au cours de la phase d'instrumentation, qui dure 2 à 3 jours après l'enlèvement du piston du bâti oedométrique. Pendant cette période, une seule source d'eau existe pour le modèle : la couche de sable de Loire saturée à la base du massif. La partie basse du massif, qui gonfle à cause du déchargement, absorbe l'eau du sable. La partie haute du massif qui gonfle également à cause du déchargement, se désature car elle n'est pas alimentée en eau. Le gonflement est de l'ordre de 4 mm à l'échelle du modèle pendant cette phase d'instrumentation. Juste avant la centrifugation, on réalimente en eau la partie haute du modèle en maintenant une pellicule d'eau à la surface du massif. De ce fait, le sol peut absorber de l'eau et poursuivre son gonflement dans sa partie supérieure.

Dans le tableau 3.27, les seules valeurs supérieures à l'erreur de mesure ($\pm 9,8$ kPa) sont la valeur négative du capteur 5 dans l'essai 4, qui pourrait s'expliquer par la désaturation du sol (ou du capteur) en surface et des valeurs positives pour l'essai 5 (capteurs 1, 3 et 4) et les essais 6 et 7 (tous les capteurs sauf le capteur 5 de l'essai 7). Ces suppressions interstitielles sont probablement dues au caractère partiel de la consolidation du sol lors de la première phase de l'essai (70 g, sans remblais). L'application de la méthode d'Asaoka aux tassements des essais 6 et 7 permet d'estimer à 8 et 11 heures de rotation supplémentaire, le temps nécessaire pour achever la consolidation.

La mise en place des remblais dans la centrifugeuse est très rapide (dix secondes, correspondant à un jour à l'échelle du prototype), de sorte que l'on peut admettre que l'argile a un comportement non drainé pendant le chargement. Sous le milieu du remblai, où les déplacements du sol sont principalement verticaux, la charge appliquée au sol est donc entièrement reprise par l'eau, d'où $\Delta u = \Delta \sigma_v$. Le tableau 3.28 donne les valeurs du coefficient de pression interstitielle $B_1 = \Delta u / \Delta \sigma_v$ pour les différentes sondes placées au sein du massif argileux. Les variations de pression interstitielle Δu sont exprimées en kilopascals. La valeur de $\Delta \sigma_v$ est égale à la charge maximal apportée par le remblai, soit 46 kPa, et n'est pas modifiée en fonction de la position du capteur. Il est donc normal que la réponse du sol soit plus faible loin de la zone chargée (la valeur de Δu est en général voisine de la variation de la contrainte totale moyenne, plus faible que $\Delta \sigma$, quand on s'éloigne de l'axe de la zone chargée).

Tableau 3.28 : Valeurs de $\Delta u/\Delta\sigma$, avec Δu en kPa.

			Capteurs de pressions interstitielles.				
			1	2	3	4	5
Essai 4	Remblai principal	Δu (mesurée)	40	28,89	20	6,67	26,67
		$\Delta u/\Delta\sigma$	0,87	0,63	0,43	0,15	0,58
	Remblai adjacent	Δu (mesurée)	4,44	11,11	26,67	24,44	4,44
		$\Delta u/\Delta\sigma$	0,10	0,24	0,58	0,53	0,10
Essai 5	Remblai principal	Δu (mesurée)	41,25	31,25	12,5	6,25	31,25
		$\Delta u/\Delta\sigma$	0,89	0,68	0,27	0,14	0,68
	Remblai adjacent	Δu (mesurée)	6,25	11,25	30	37,5	8,75
		$\Delta u/\Delta\sigma$	0,14	0,24	0,65	0,82	0,19
Essai 6	Remblai principal	Δu (mesurée)	38,33	32	12,8	9,6	33,6
		$\Delta u/\Delta\sigma$	0,83	0,69	0,28	0,21	0,73
	Remblai adjacent	Δu (mesurée)	10	16	25,6	24	14,4
		$\Delta u/\Delta\sigma$	0,22	0,35	0,56	0,52	0,31
Essai 7	Remblai principal	Δu (mesurée)	37,5	37,5	20	10	32,5
		$\Delta u/\Delta\sigma$	0,82	0,82	0,44	0,22	0,71
	Remblai adjacent	Δu (mesurée)	7,5	15	32,5	25	2,5
		$\Delta u/\Delta\sigma$	0,16	0,33	0,71	0,54	0,05

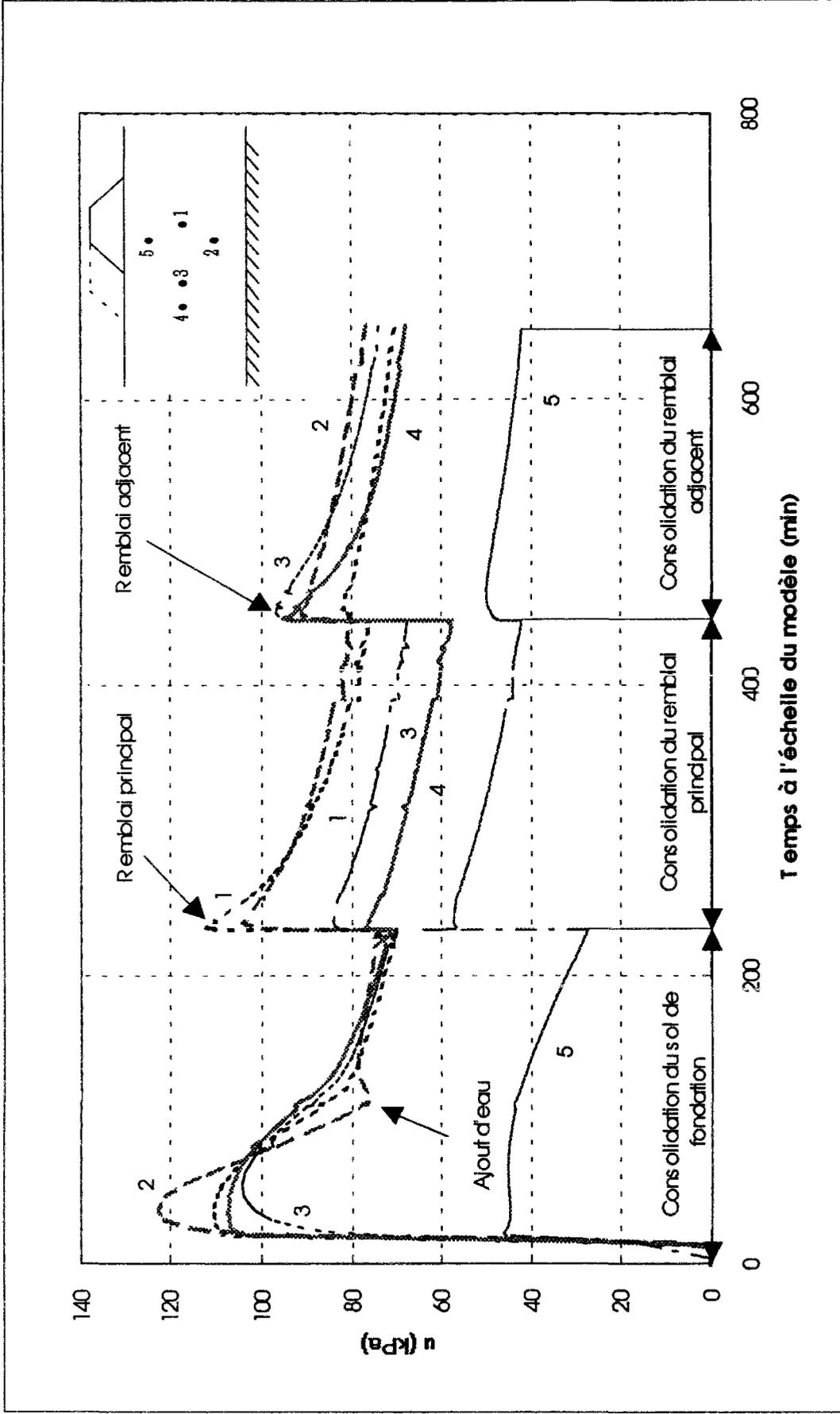


Figure 3.35 : Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 5).

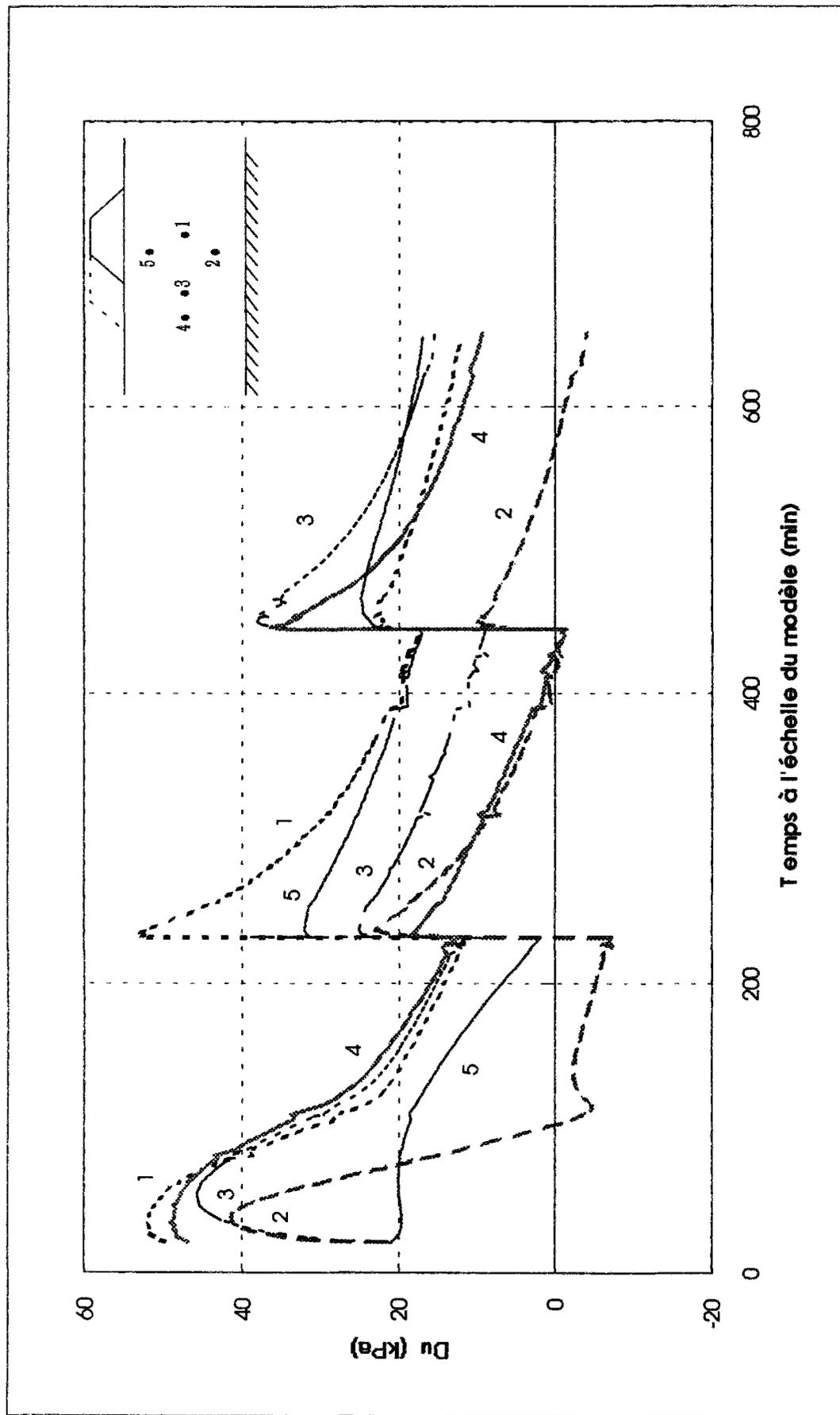


Figure 3.36 : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 5).

3.2.3.5. Tassements

Les tassements enregistrés au cours de la montée en accélération ne sont pas pris en compte : une remise à zéro a été faite à l'arrivée à 70 g. On s'intéresse dans ce rapport aux tassements mesurés à l'issue de la montée en accélération. Les capteurs de déplacements verticaux sont placés par paires dans la direction longitudinale des remblais (Figure 3.22).

Les capteurs 1, 2 et 10, 11 sont dissociés du portique support des capteurs. Ils sont placés respectivement sur une poutre allégée et sur une console fixée sur un plat martyr posé selon l'axe des x du conteneur (Figure 3.22). On peut supposer que les capteurs 10 et 11 se sont stabilisés à l'issue de la montée en accélération.

Les capteurs de déplacement vertical sont des capteurs potentiométriques de 55 mm, 75 mm et 100 mm de course, dont la plage de précision est de $\pm 0,1 \%$ de l'étendue de mesure.

La figure 3.37 présente les courbes de tassement des différents capteurs en fonction du temps pendant la consolidation du massif argileux, y compris la phase de montée en accélération. L'allure de la courbe suggère que les capteurs enregistrent un gonflement au cours de la montée en accélération. Mais ce gonflement n'est autre qu'un effet de mise en place du portique sous son poids propre. En effet, la réponse des capteurs lors de la montée en accélération se traduit électriquement par une réduction de la course du capteur par rapport à son état initial (Figure 3.38).

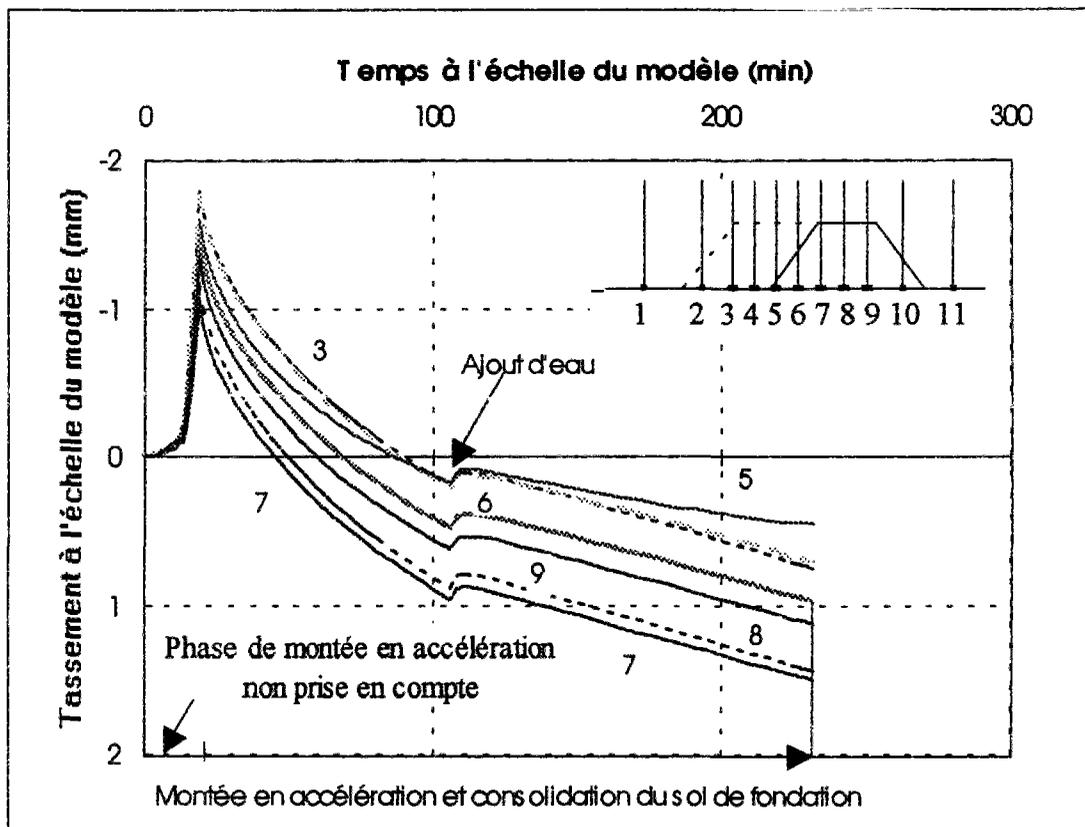


Figure 3.37 : Déplacements des capteurs 3 à 6 en fonction du temps (essai 5).

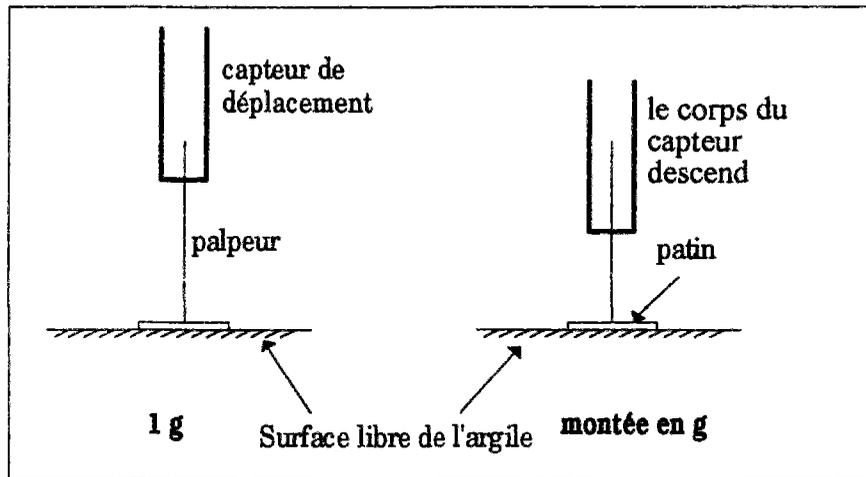


Figure 3.38 : Comportement d'un capteur de déplacement vertical en cours de montée en accélération

Les mesures enregistrées au cours de la montée en accélération ne traduisent donc pas le mouvement du sol. C'est pour cette raison que l'on n'a pris en compte que les valeurs mesurées à l'issue de cette phase. Les figures 3.41 et 3.42 montrent les tassements des différents capteurs après remise à zéro à 70g ; ces capteurs enregistrent des tassements à peu près identiques à l'exception du capteur 5 et des capteurs 10 et 11. On peut donc supposer une stabilisation des dispositifs d'essai et de mesure à l'issue de la montée en accélération.

On a constaté une dissymétrie des tassements par rapport à l'axe du remblai lors des essais 2 et 3 où sont apparues des ruptures dont les causes ont été expliquées antérieurement. Cette dissymétrie est liée à certains aspects des procédures opératoires (présence d'un tube de réalimentation de la nappe et d'un bloc de klégécel en bord de conteneur) (Figure 3.39) et à la faible résistance du sol.

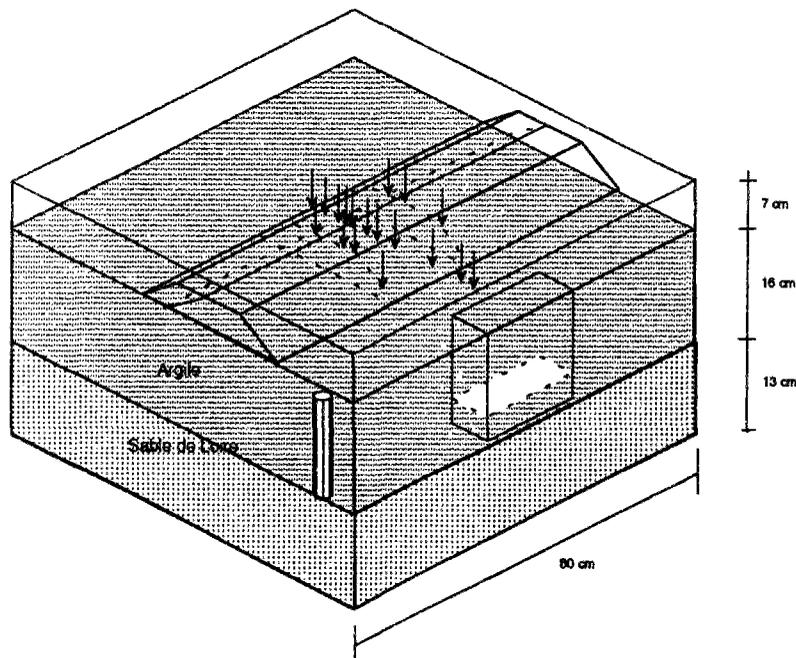


Figure 3.39 : Vue en perspective du modèle.

La figure 3.40.a présente une coupe transversale du conteneur suivant la coupe (B-B) (Figure 3.22) montrant la mise en place du bloc de klégécel dans l'essai 2. Sous la pression de l'eau, le bloc de faible densité a tendance à remonter en surface, créant ainsi un vide que le sol vient combler. On enregistre ainsi des tassements plus importants du sol du côté du pivot de la centrifugeuse à l'arrêt. Par la suite, dans les essais 4, 5, 6 et 7, un système de fixation a été mis en place pour éviter tout mouvement dans le sens vertical du bloc de klégécel. Après l'enlèvement des fils allongés et des prises des sondes de pressions interstitielles de la boîte de jonction, des petits sacs de sable ont été disposés à l'intérieur pour combler le vide (Figure 3.40.b).

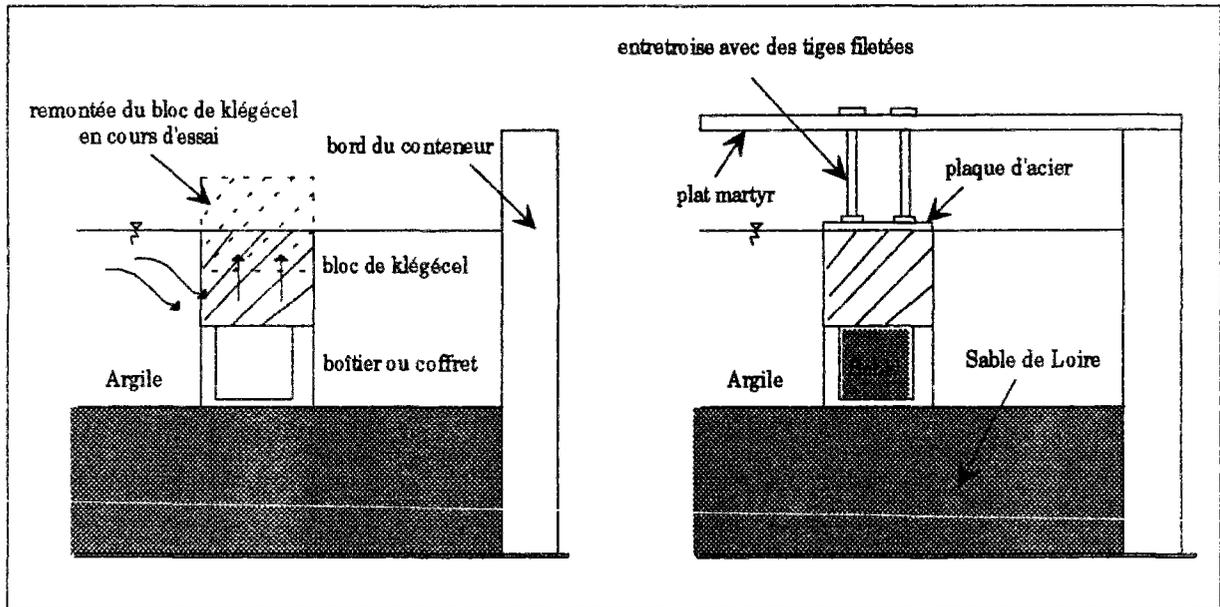


Figure 3.40.a : essai 2

Figure 3.40.b : essais 4, 5, 6 et 7

Figure 3.40 : Fixation du bloc de klégécel.

L'analyse des tassements des différents capteurs à l'issue de la montée en accélération montre que les capteurs de déplacements 1 à 6 et 8 à 11 (Figures 3.41 et 3.42) présentent des comportements différents au moment de l'alimentation en eau, destinée à remettre à niveau la nappe d'eau. En effet, les capteurs 1 à 9 enregistrent un gonflement alors que les capteurs 10 et 11 présentent un tassement. Le gonflement enregistré est probablement lié à la désaturation du sol dans sa partie haute pendant la phase d'instrumentation du massif, qui dure 2 à 3 jours après l'enlèvement du piston à la fin de la consolidation en laboratoire. Le modèle est ensuite alimenté en eau avant et pendant la centrifugation, de sorte que le sol peut absorber de l'eau et donc gonfler. L'alimentation en eau est assurée par le tube piézométrique au niveau de la couche de sable de Loire et en haut du massif. Sous l'effet de l'accélération centrifuge, il se produit une concentration d'eau du côté du pivot de la machine. Cette eau constitue un poids supplémentaire qui vient s'ajouter au poids propre du massif, contribuant au tassement du sol enregistré par les capteurs 10 et 11. Mais les tassements des capteurs 10 et 11 semblent surtout dus au déplacement du sol vers l'emplacement du bloc de klégécel suite à la déformation de l'argile en cours de montée en accélération. En effet, d'une part, les sacs de sable disposés dans le coffret ne comblerent pas entièrement le vide et, d'autre part, les interfaces entre ce coffret et le bloc de klégécel dans le sens horizontal, ainsi que l'interface entre ce dernier et l'argile dans le sens vertical, ne sont parfaitement planes.

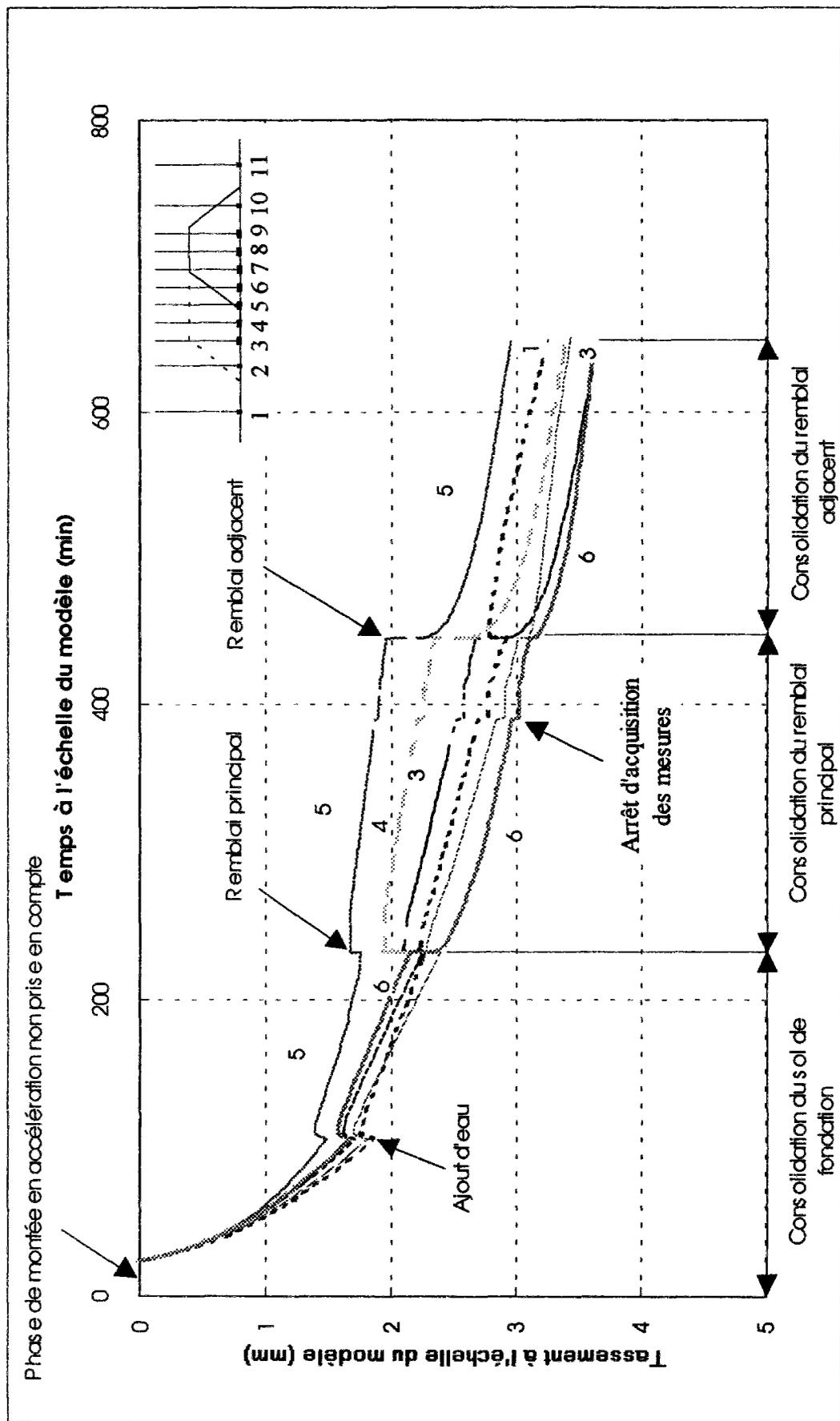


Figure 3.41 : Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (capteurs 1 à 6) (essai 5)

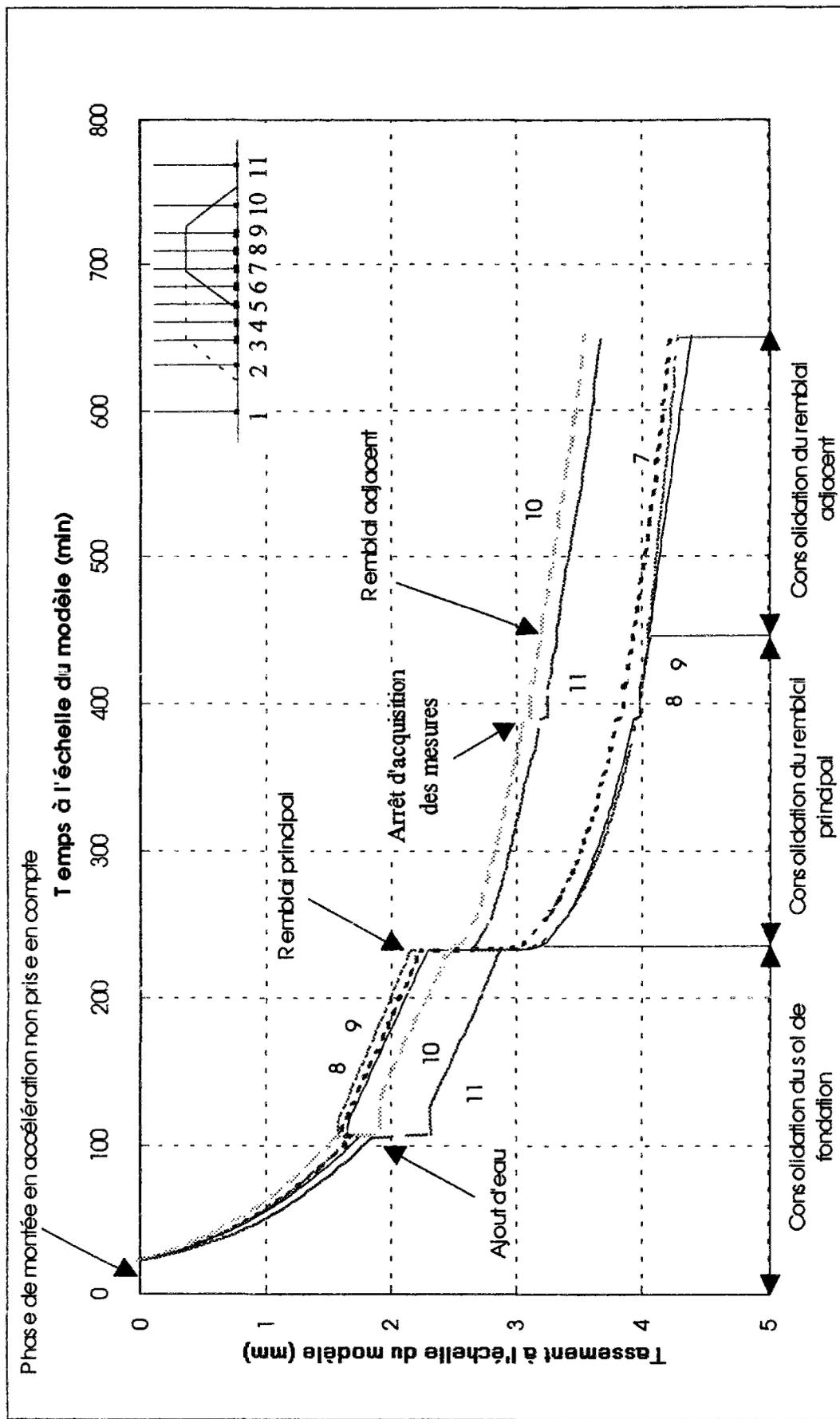


Figure 3.42 : Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (capteurs 7 à 11) (essai 5).

Pour l'étude de l'effet du dernier chargement par rapport au premier, on a représenté sur la figure 3.43 la partie centrale de la courbe de la figure 3.42 en fonction du logarithme du temps, comme il est d'usage pour les tassements de consolidation.

Les courbes obtenues ont la forme typique des tassements des sols argileux qui sont initialement surconsolidés et qui le restent sous la charge appliquée (Figure 3.43). Cette observation a conduit à s'interroger sur la nature exacte du phénomène physique contrôlant l'évolution du modèle sous 70 g : consolidation classique ou fluage après une consolidation primaire partielle très rapide due à la surconsolidation du sol. Cette question est très importante pour le changement d'échelle car le tassement primaire final à l'échelle du prototype comprend une part plus au moins grande de tassement dit de fluage suivant la durée de la consolidation.

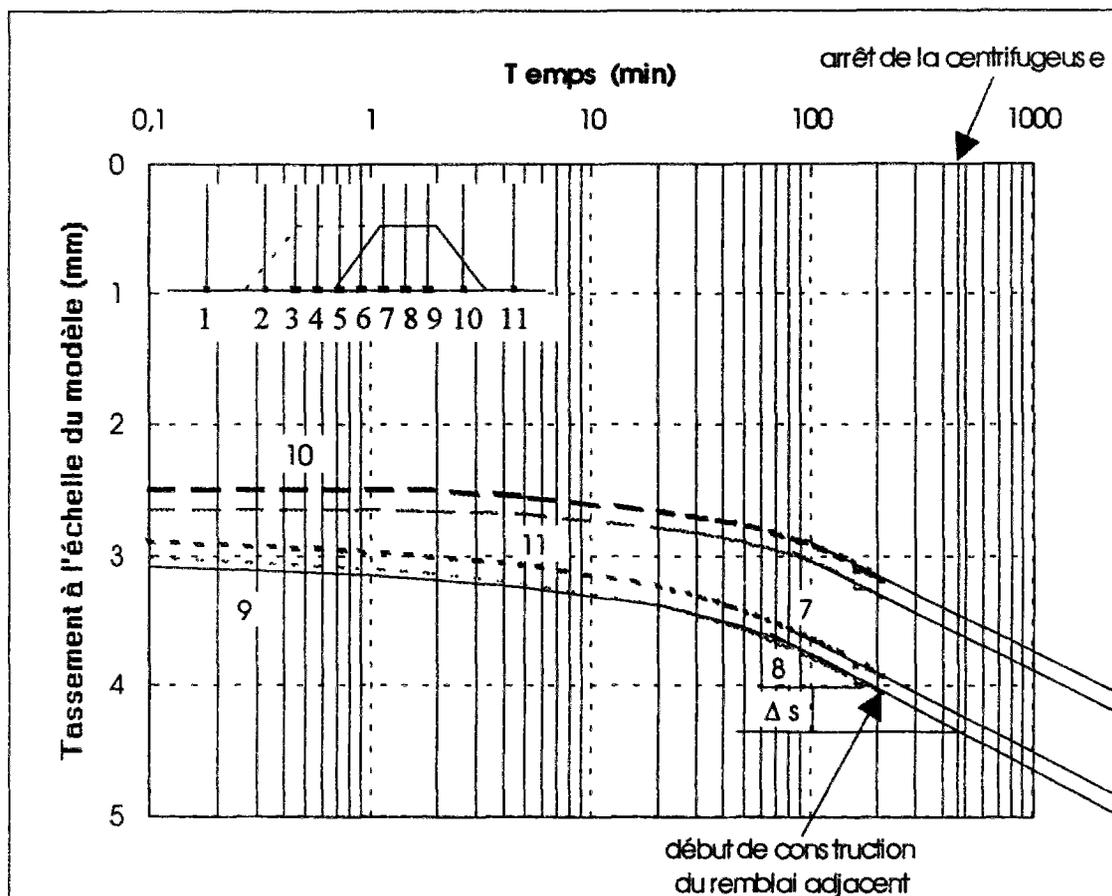


Figure 3.43 : Déplacements des capteurs verticaux (8, 9, 10 et 11) en fonction du logarithme du temps (essai 5).

L'analyse de la courbe de la figure 3.43 montre que le tassement se poursuit selon une loi que l'on peut linéariser en fonction du logarithme du temps. Le taux de fluage correspondant à la pente finale des courbes $s = f(\lg t)$ est voisin pour tous les capteurs et vaut approximativement $C_{\alpha} = 0,007$ (ce qui correspond à un indice de fluage $C_{\alpha e} = 0,016$). Cette valeur est plus forte que celle déduite des essais de fluage réalisés après centrifugation

sur des éprouvettes du conteneur 5 (tableau 3.12). La valeur déduite de la figure 3.43 est plus vraisemblable (rapport $C_{\alpha e}/C_c \cong 0,016/0,5 \cong 0,032$) que les valeurs oedométriques, peut être parce que les essais de fluage oedométriques ont été exécutés avec des charge faibles.

Les figures 3.44 et 3.45 montrent respectivement, suivant le profil en travers des deux remblais, les tassements cumulés et les tassements dus au remblai adjacent. Le tableau 3.29 regroupe le tassement dans l'axe du remblai principal pour les différents essais sous l'effet du remblai principal et du remblai adjacent.

Tableau 3.29 : Tassement mesuré à l'échelle du modèle dans l'axe du remblai principal (en mm).

	Remblai principal (s_n)	Remblai adjacent (s_a)	s_a / s_n (%)
Essai 4	2,87	0,18	6,27
Essai 5	1,91	0,22	11,52
Essai 6	5,09	0,38	7,44
Essai 7	5,74	0,28	4,97

La construction du remblai adjacent a un faible effet sur les tassements, qui s'étend au delà de l'axe du remblai principal pour les deux variantes d'essai. Sous l'effet du nouveau remblai, l'axe de l'ancien tasse en surface (pendant 704 jours) respectivement de 1,5 cm (0,21 cm) et de 2,3 cm (0,33 cm) pour la première et seconde variantes à l'échelle du prototype, soit un peu plus de 6 % du tassement dû à sa propre construction et consolidation.

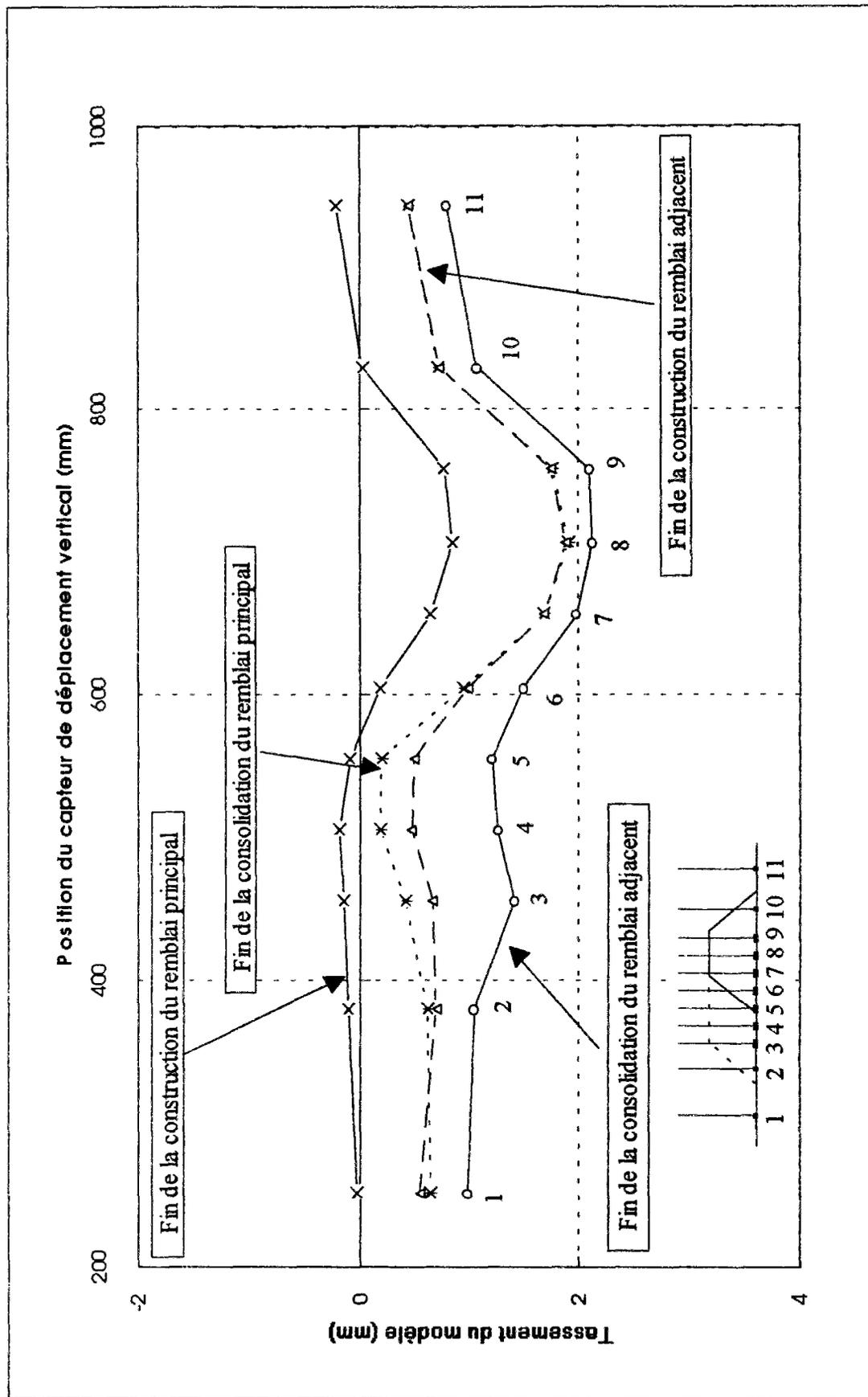


Figure 3.44 : Profil de tassement moyen en fonction du temps (essai n° 5).
 (origine des tassements : état à la fin de la montée à 70 g).

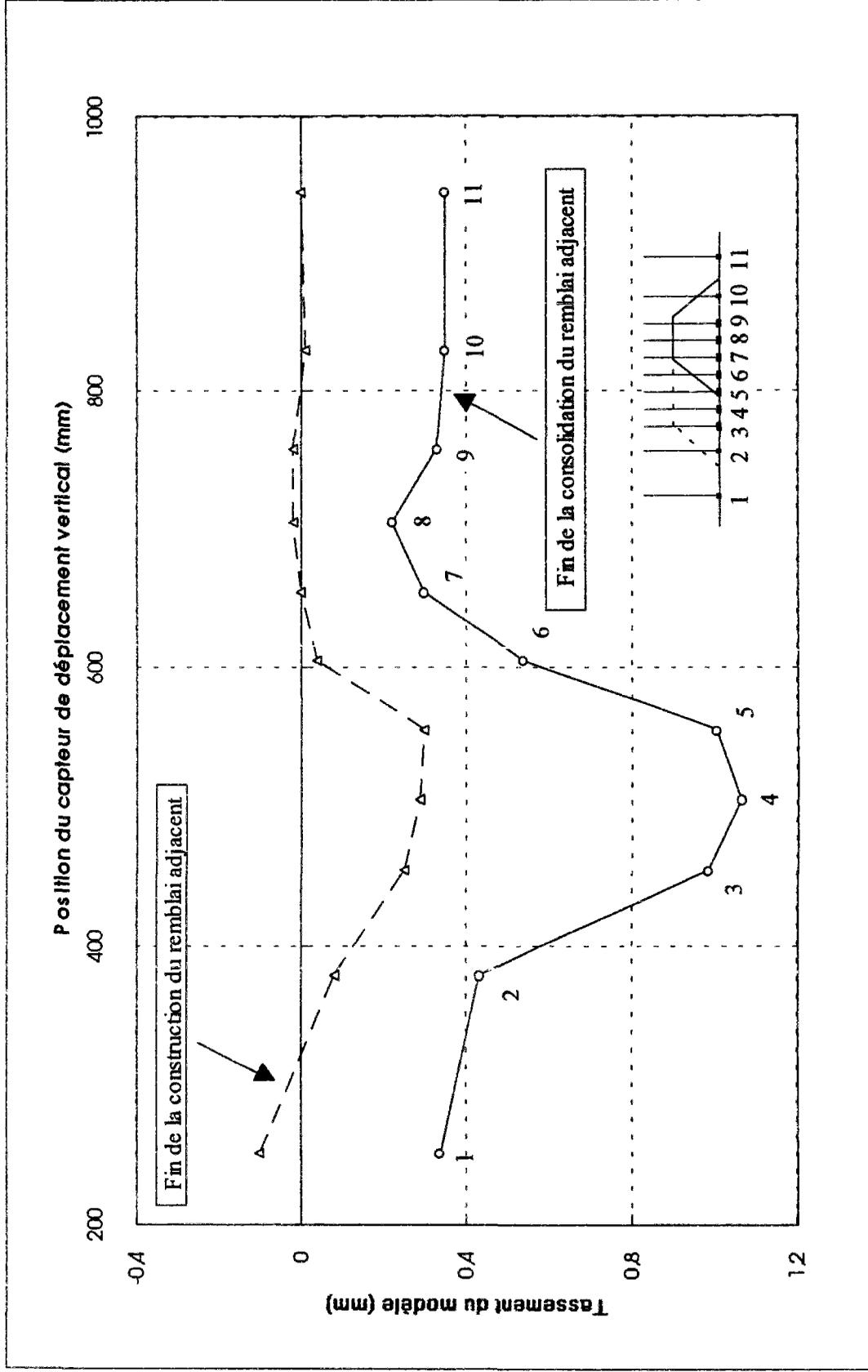


Figure 3.45 : Profil de tassement moyen en fonction du temps dû au remblai adjacent (essai n° 5).
(origine des tassements : fin de la consolidation du remblai principal).

3.2.3.6. Déplacements horizontaux

La déformée libre du sol est obtenue par une double intégration de la courbe des moments restitués par les mesures des jauges avec, pour conditions limites, la valeur du déplacement en tête et un déplacement supposé nul en pied de l'inclinomètre.

La mise en place de l'inclinomètre se fait par enfoncement dans le massif d'argile, sitôt la fin de la consolidation du sol à 1g. L'inclinomètre ainsi introduit dans le sol peut ne pas être strictement vertical au début de l'essai, bien que l'on suppose qu'il le soit. On constate à la fin de l'essai, après découpe, que ce mode opératoire a provoqué un refoulement du sol, comme le montre la figure 3.46. La consolidation du massif de sol entourant l'inclinomètre, qui était homogène à la fin de la consolidation à 1g, a donc été perturbée.

L'encastrement de l'inclinomètre est assuré par l'enfoncement de son extrémité dans la couche de sable de Loire, qui joue le rôle de substratum. On suppose ainsi que l'inclinomètre est empêché de tout mouvement dans cette partie. Mais la figure 3.47 montre des déplacements non nuls dans la partie située dans le sable de Loire, ce qui montre que l'encastrement n'est pas parfait et que la deuxième condition aux limites peut être une source d'erreur sur les déplacements trouvés.

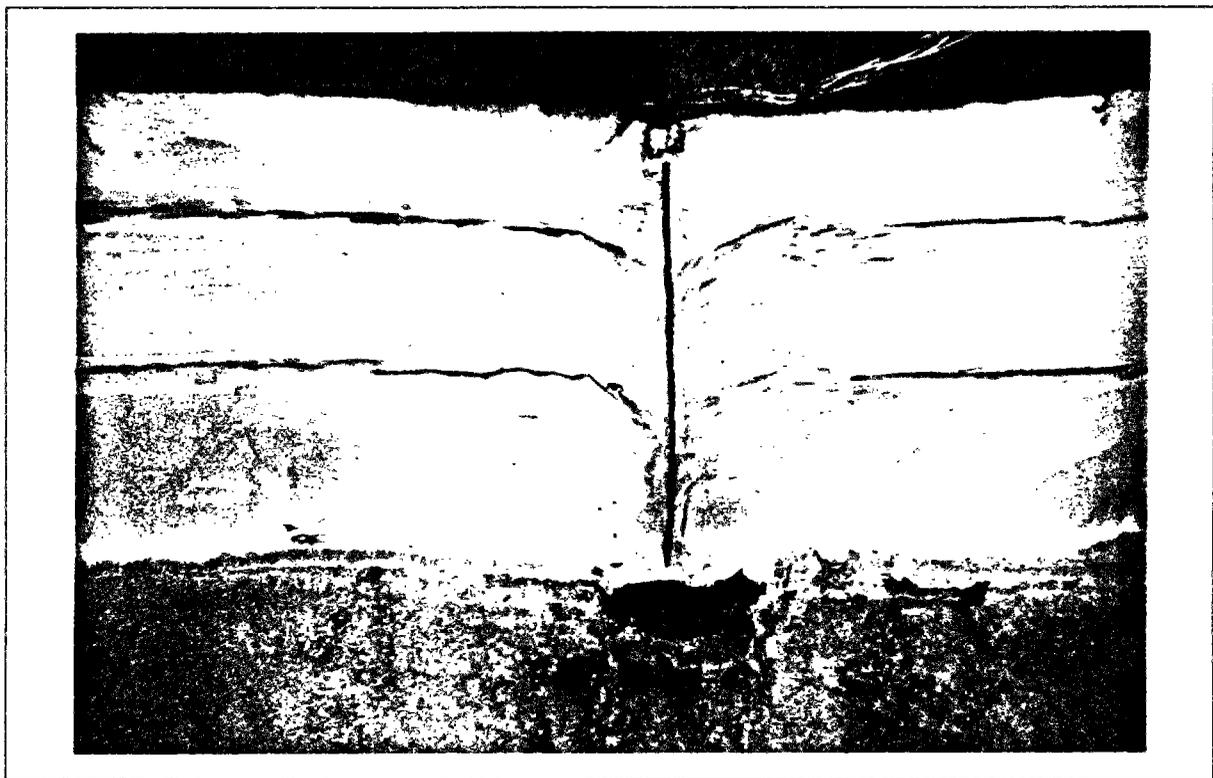


Figure 3.46 : Mise en place de l'inclinomètre I3 (essai 5), vue à la fin de l'essai.

L'origine des déplacements horizontaux présentés dans ce chapitre correspond à la position des inclinomètres à la fin de la période de reconsolidation du massif argileux sous 70 g. Les étapes 1 à 4 de la figure 3.47 correspondent respectivement à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai principal (étapes 1 et 2) et à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai adjacent (étapes 3 et 4).

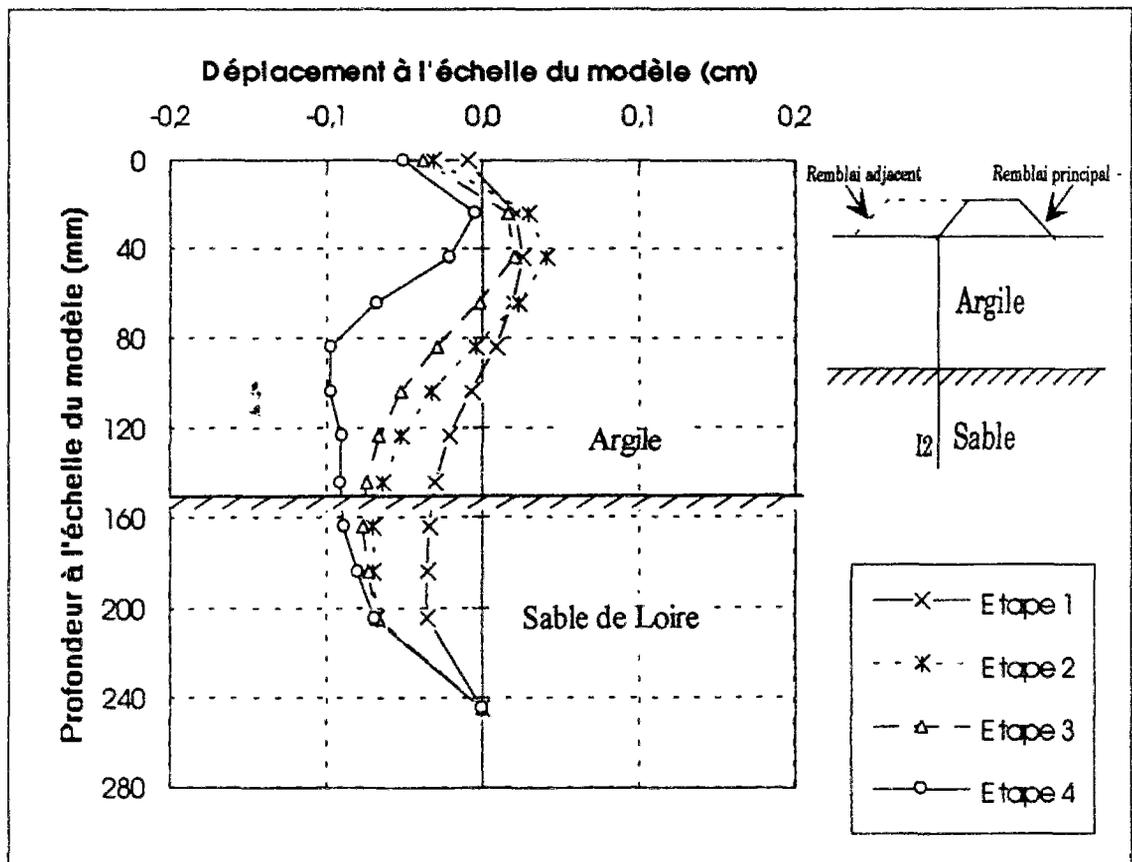


Figure 3.47 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé au pied du remblai principal (essai 5) (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)

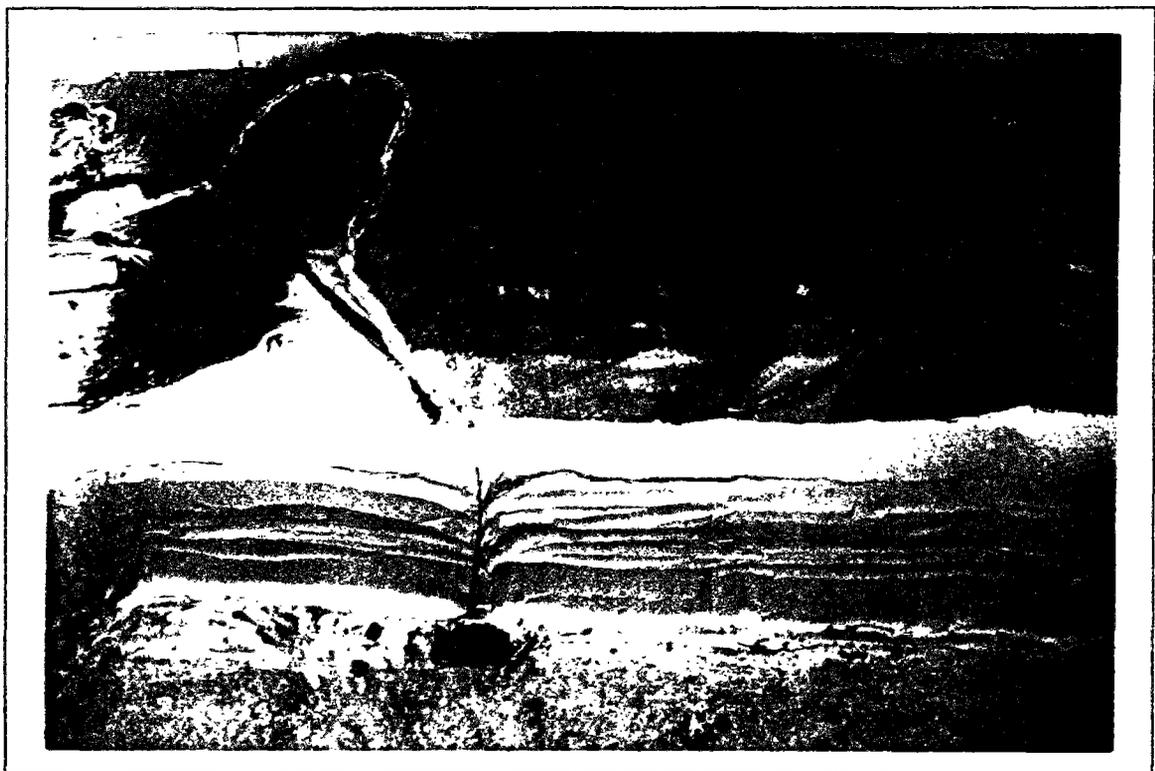


Figure 3.48 : Vue de la déformée finale de l'inclinomètre I2 à la fin de l'essai (essai 5).

Suite à l'étalonnage des inclinomètres, préalable à la phase expérimentale, on a pu déterminer la plage d'incertitude sur la mesure des moments, qui est de $\pm 10\%$ (Figure 3.49). La méthode utilisée pour effectuer la double intégration est la méthode des trapèzes corrigée, qui consiste en un calcul d'aires. L'incertitude sur les déplacements horizontaux est donc de $\pm 10\%$.

Le calcul de la déformation théorique se fait comme suit. La contrainte maximale sur la fibre supérieure de l'inclinomètre est égale à

$$\sigma = \frac{M v}{I} \quad (3.6)$$

D'après la loi de Hooke, la contrainte est reliée à la déformation par la relation

$$\sigma = \varepsilon E \quad (3.7)$$

En égalant les deux expressions ci-dessus, on obtient l'expression de la déformation théorique d'une jauge en fonction de la masse appliquée et de la position de cette dernière le long de l'inclinomètre :

$$\varepsilon = \frac{m g v x}{E I} \quad \varepsilon = 0,0876 m x$$

avec

- M moment ;
- m masse utilisée pour réaliser l'étalonnage ;
- v demi-épaisseur de la lame d'acier ;
- E I rigidité de l'inclinomètre ;
- x position de la jauge le long de l'inclinomètre.

La précision de la mesure est de $\pm 2\%$ pour les capteurs de déplacements horizontaux placés en tête d'inclinomètre.

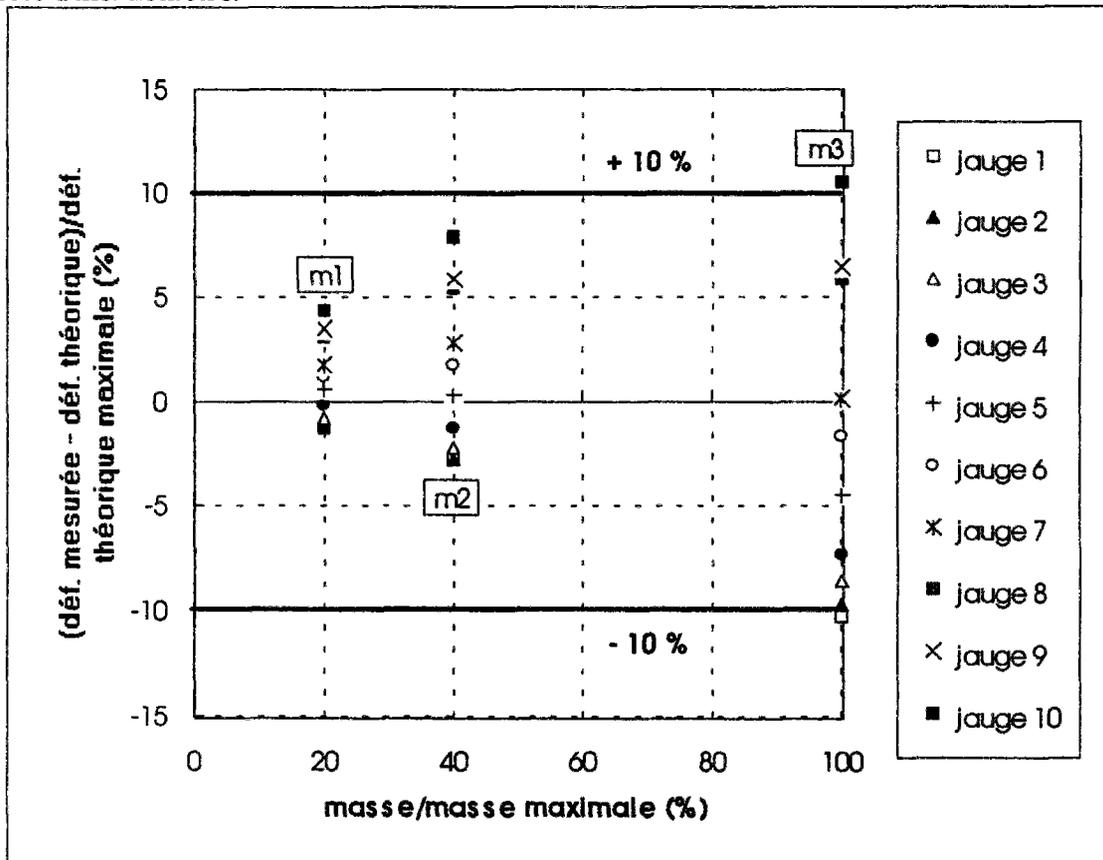


Figure 3.49 : Incertitude sur la mesure de moments.

Pour la détermination des déformées des inclinomètres comportant des jauges défectueuses (Tableau 3.30), on a procédé à un lissage des courbes des moments enregistrés.

Tableau 3.30 : Liste des jauges par inclinomètre présentant des anomalies.

Essais	Jauges présentant des anomalies
Essai 2	Inclinomètre I1 jauge 1
Essai 5	Inclinomètre I1 jauge 1 et 10
	Inclinomètre I3 jauge 5
Essai 6	Inclinomètre I1 jauge 8, 9 et 10
	Inclinomètre I2 jauge 1 et 8
	Inclinomètre I3 jauge 1
Essai 7	Inclinomètre I2 jauge 1
	Inclinomètre I3 jauge 5

D'après le principe de l'inclinométrie, le tube inclinométrique doit être solidaire du terrain et suffisamment flexible pour épouser le mouvement du sol. Or la rigidité de l'inclinomètre ($EI = 537,8 \text{ kNm}^2$) utilisé dans nos essais est très grande par rapport à celle d'un inclinomètre réel. Cette rigidité correspond pour le prototype à la plus petite palfeuille en acier DWU 7500 (ARBED), dont le moment d'inertie est de $777 \text{ cm}^4/\text{m}$.

Etant donné la rigidité de ces inclinomètres, ils résistent forcément aux poussées latérales du sol provoquées par la construction des remblais. C'est pourquoi les déformées obtenues ne correspondent pas vraiment à la déformée libre du sol.

Les photos présentées dans ce rapport montrant des inclinomètres déformés sont à prendre avec précaution (Figures 3.46 et 3.48 et figures dans les annexe III-F, G). En effet, la déformée finale observée sur la photo est une déformée par rapport à un état initial mal connu pour les raisons de mise en place décrites ci-dessus.

Le tableau 3.31 regroupe les valeurs maximales des déplacements horizontaux pour chaque inclinomètre sous l'effet de la construction du remblai principal et sous l'effet du remblai adjacent pour les deux variantes d'essais.

Tableau 3.31 : Déplacement horizontal maximal pour chaque inclinomètre (mm).

	Inclinomètre	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7
Remblai principal	I 1	0,65	0,29	1,59	1,86
	I 2	0,55	0,69	3,38	3,45
	I 3	1,41	0,95	2,32	1,85
Remblai adjacent	I 1	1,15	0,42	1,88	4,65
	I 2	1,23	0,92	0,95	4,46
	I 3	0,12	0,59	0,52	0,57

Les figures 3.50 et 3.51 présentent respectivement le déplacement horizontal en pied de remblai principal (I2) sous l'effet du remblai adjacent pour les essais 5 et 6. La figure 3.52 donne les déplacements cumulés de l'essai 6 pour les quatre étapes de l'essai.

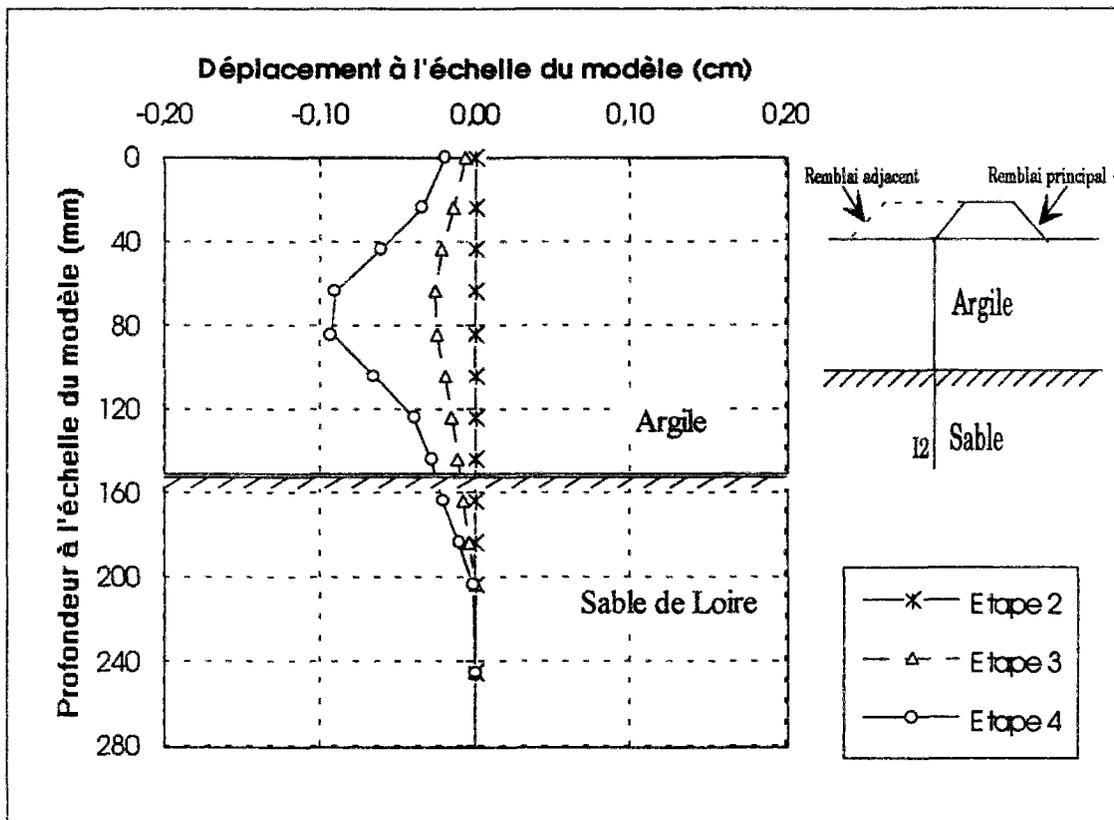


Figure 3.50 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé au pied du remblai principal (essai 5), après la construction du remblai adjacent.

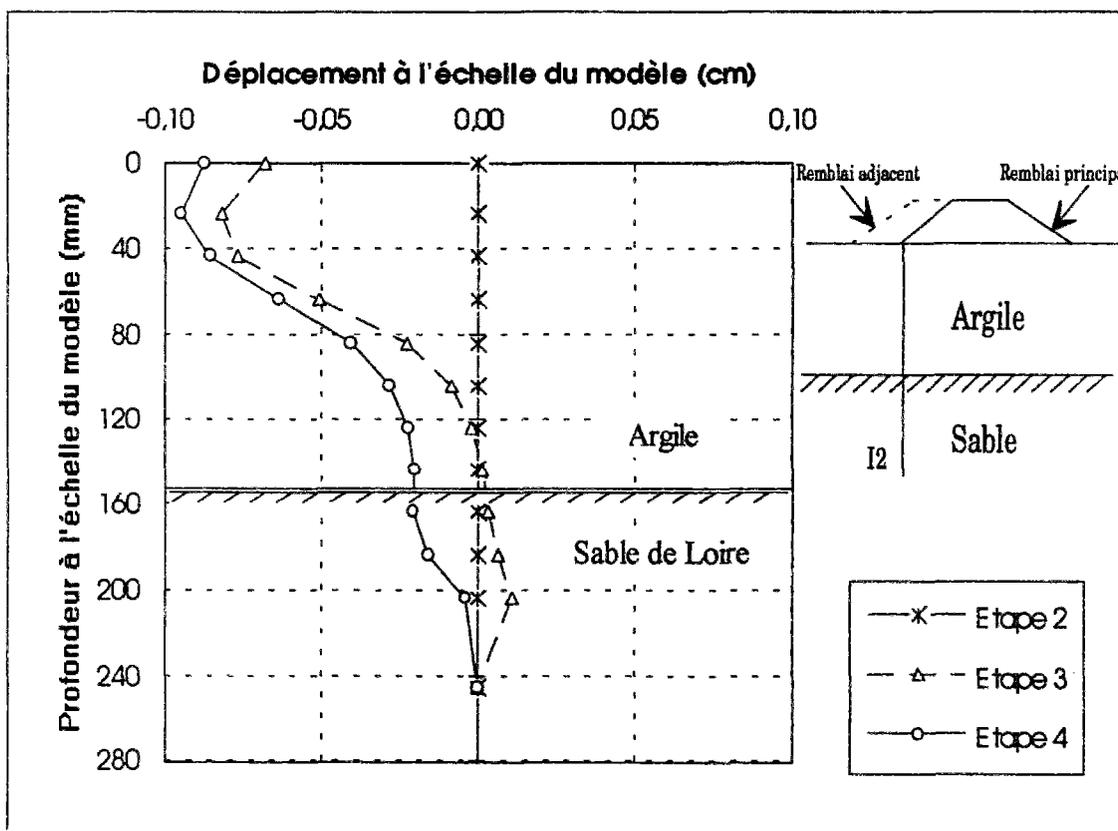


Figure 3.51 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé au pied du remblai principal (essai 6), après la construction du remblai adjacent.

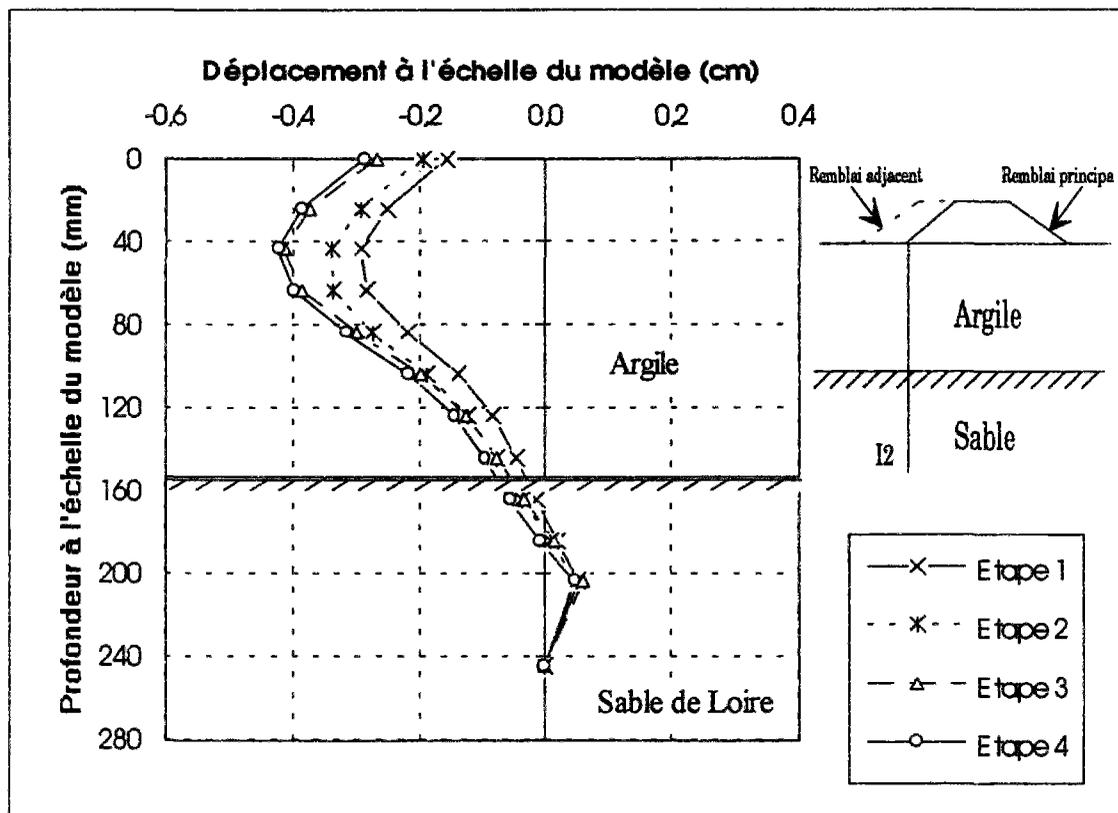


Figure 3.52 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé au pied du remblai principal (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre) (essai 6)

Les déplacements horizontaux obtenus avec ces inclinomètres présentant une certaine rigidité ne permettent pas de quantifier correctement l'influence de la construction d'un remblai adjacent.

3.3. Calculs manuels et comparaison avec les mesures

Dans le but d'établir une comparaison entre les mesures et les solutions classiques, des calculs de tassement et de déplacements horizontaux ont été réalisés par les méthodes citées dans le chapitre I.

3.3.1. Amplitude des tassements

3.3.1.1. Tassement immédiat

Dans la première phase de chargement, le sol présente un comportement non drainé avec déformation à volume constant ($\nu = 0,5$). Il est considéré comme élastique, isotrope et saturé. Le tassement qui en résulte est le tassement immédiat déterminé par la solution de Giroud (1973). Pour les essais 4 et 5, il faut utiliser un module de déformation de 3000 kPa pour que les tassements mesurés et calculés soient voisins ; par contre, pour les essais 6 et 7, il faut prendre un module de déformation de 700 kPa. Cette observation est compatible avec le fait que les résistances mesurées au pénétromètre statique soient plus faibles pour les modèles 6 et 7 que pour les modèles 4 et 5 (Figure 3.17 et annexe III-G).

Tableau 3.32 : Tassement immédiat dans l'axe du remblai principal (en mm).

	Remblai principal			Remblai adjacent		
	mesuré	Giroud	(%)	mesuré	Giroud	(%)
Essai 4	0,79	0,81	-2,47	-0,02	-0,021	-4,76
Essai 5	0,85	0,81	+4,94	-0,02	-0,021	-4,76
Essai 6	3,28	3,46	-5,20	-0,086	-0,12	-28,33
Essai 7	3,63	3,46	+4,91	-0,097	-0,12	-19,17

Le tableau 3.32 compare les tassements immédiats mesuré et calculé dans l'axe du remblai principal lors de la construction du remblai principal et du remblai adjacent. L'écart varie entre -2,47 à + 4,91 % pour le remblai principal et entre -4,76 et -28,33 % pour l'effet du remblai adjacent.

Pour la construction du remblai principal, les tassements immédiats déterminés par la solution classique de Giroud sont en assez bon accord avec les tassements mesurés lors des essais 4 et 5 d'une part (Figure 3.53) et lors des essais 6 et 7, d'autre part (annexe III-G). Par contre, pour l'effet du remblai adjacent, les tassements calculés avec les mêmes modules que le remblai principal sont moins importants que les tassements mesurés et les gonflements sont plus importants (Figure 3.54 et annexe III-G). Cette différence s'explique peut-être par l'utilisation d'une solution élastique, à volume constant. Lors de la construction du remblai adjacent le sol ne satisfait probablement pas à la condition d'un sol homogène et élastique.

3.3.1.2. Tassement de consolidation primaire

Pour calculer le tassement de consolidation du massif de sol sous l'action du remblai principal, nous avons utilisé la méthode oedométrique. Afin de déterminer ce tassement, il faut calculer l'accroissement de la contrainte effective, qui est déterminé au moyen de l'abaque d'Osterberg (1957). Par superposition, on peut calculer les contraintes induites en n'importe quel point dans le massif argileux sous le remblai.

Le tableau 3.33 regroupe les tassements mesurés et calculés par la méthode oedométrique et par le programme CONMULT (Calcul unidimensionnel de la Consolidation des massifs de sols MULTicouches), pour le remblai principal.

Le programme CONMULT (Magnan et al., 1979) résoud par la méthode des différences finies le problème de la consolidation unidimensionnelle d'un multicouche éventuellement non saturé, dont la perméabilité et la compressibilité varient et pour lequel le squelette est doué de fluage.

Tableau 3.33 : Tassement de consolidation dans l'axe du remblai principal (mm).

Essais	sous l'effet du remblai principal			sous l'effet du remblai adjacent	
	mesuré	oedométrique	Conmult	mesuré	oedométrique
4	2,08	2,74	2,25	0,20	0,111
5	1,06	2,74	2,25	0,24	0,111
6	1,81	2,74	2,25	0,46	0,114
7	2,11	2,74	2,25	0,34	0,114

Sous l'effet du remblai principal, pour les deux variantes d'essais, la méthode oedométrique surestime les tassements d'environ 0,74 mm (5 cm) (Figure 3.55 et annexe III-G). Par contre, le tassement calculé par le programme CONMULT se rapproche plus des valeurs mesurées.

La différence entre les tassements mesuré et calculés pour l'essai 5 s'explique par la plus grande résistance de l'argile du massif 5, qui n'a pas été prise en compte dans les calculs.

Sous l'effet de la construction du remblai adjacent, l'allure du profil en travers des tassements mesurés et calculés concorde. Par contre, l'ordre de grandeur des tassements calculés et mesurés reste aléatoire : les mesures de tassements des essais 6 et 7 (Figure 3.56) sont en assez bon accord avec les tassements calculés, mais ce n'est pas le cas pour les essais 4 et 5, qui présentent un écart compris entre 1 et 1,93 mm (7 cm et 13,5 cm) sous la cuvette formée par le remblai (annexe III-G).

3.3.2. Déplacements horizontaux

Le calcul de la déformée libre du sol $G(Z)$ est effectué par la méthode empirique proposée par Bourges, Mieussens (1979) et Tavenas et al. (1979) (chapitre I). Cette méthode de prévision permet de déterminer d'une part la géométrie de la déformée horizontale et d'autre part l'évolution temporelle de l'amplitude maximale du déplacement horizontal ($g_{max,t}$). Le déplacement horizontal maximal est relié au tassement dans l'axe du remblai par la relation

$$g_{max,t} = g_{max,o} + \Delta g_{max,t} \quad \text{avec} \quad \Delta g_{max,t} = \Gamma (s_t - s_o)$$

avec :

- s_t tassement total à l'instant t ;
- s_o tassement total à la fin de la construction du remblai ;
- Γ coefficient déterminé à partir des données d'un grand nombre de mesures sur sites, pris égal à 0,16.

Parmi les trois types de courbes proposées pour la déformée libre du sol, nous avons choisi la courbe C2. La figure 3.57 compare pour les essais 5 et 6 les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur, à la fin de la construction (étape 1) et de la période de consolidation du sol de fondation sous l'effet du remblai principal (étape 2).

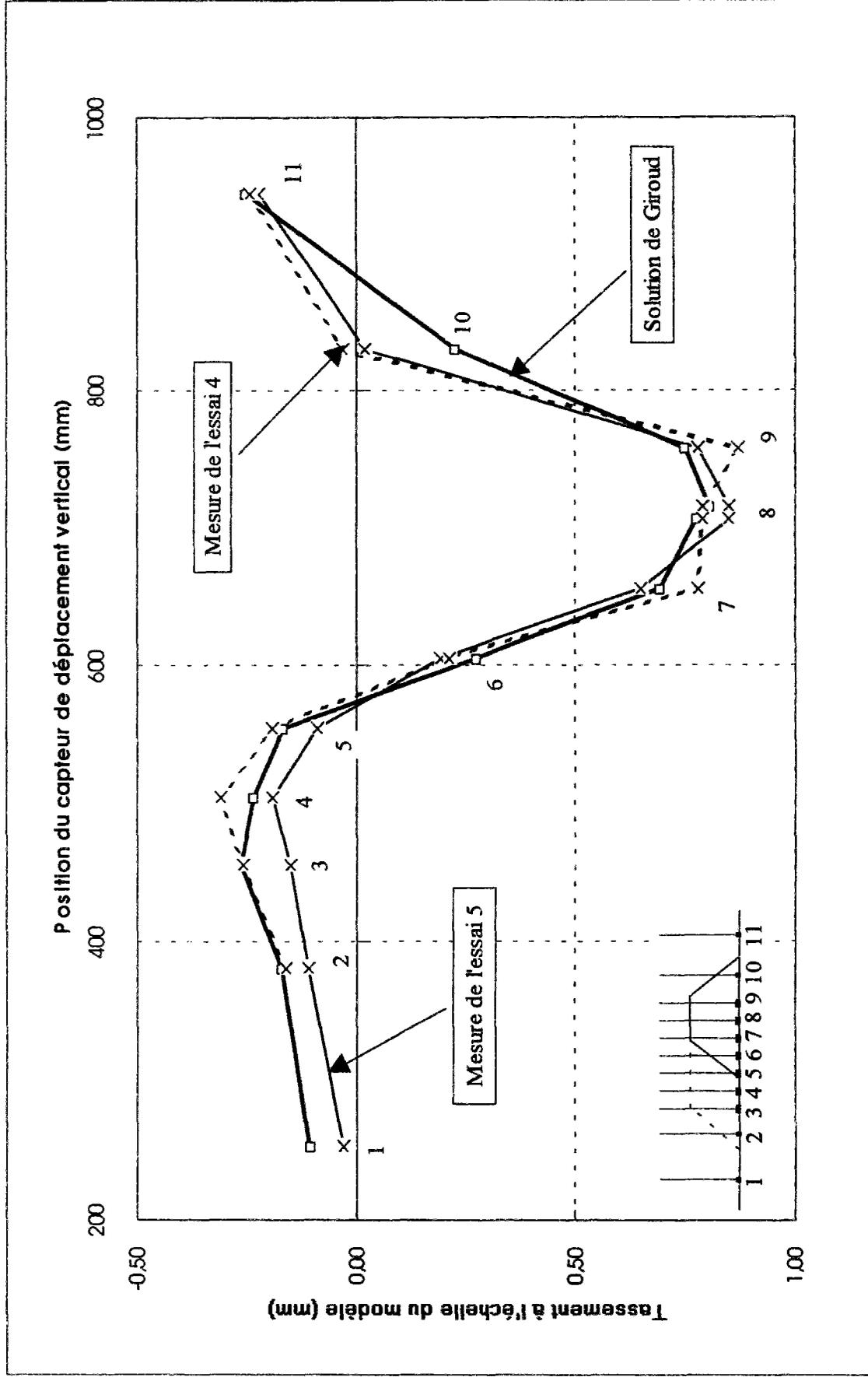


Figure 3.53 : Comparaison des tassements immédiats mesurés à ceux obtenus par la méthode de Giroud sous l'effet du remblai principal.

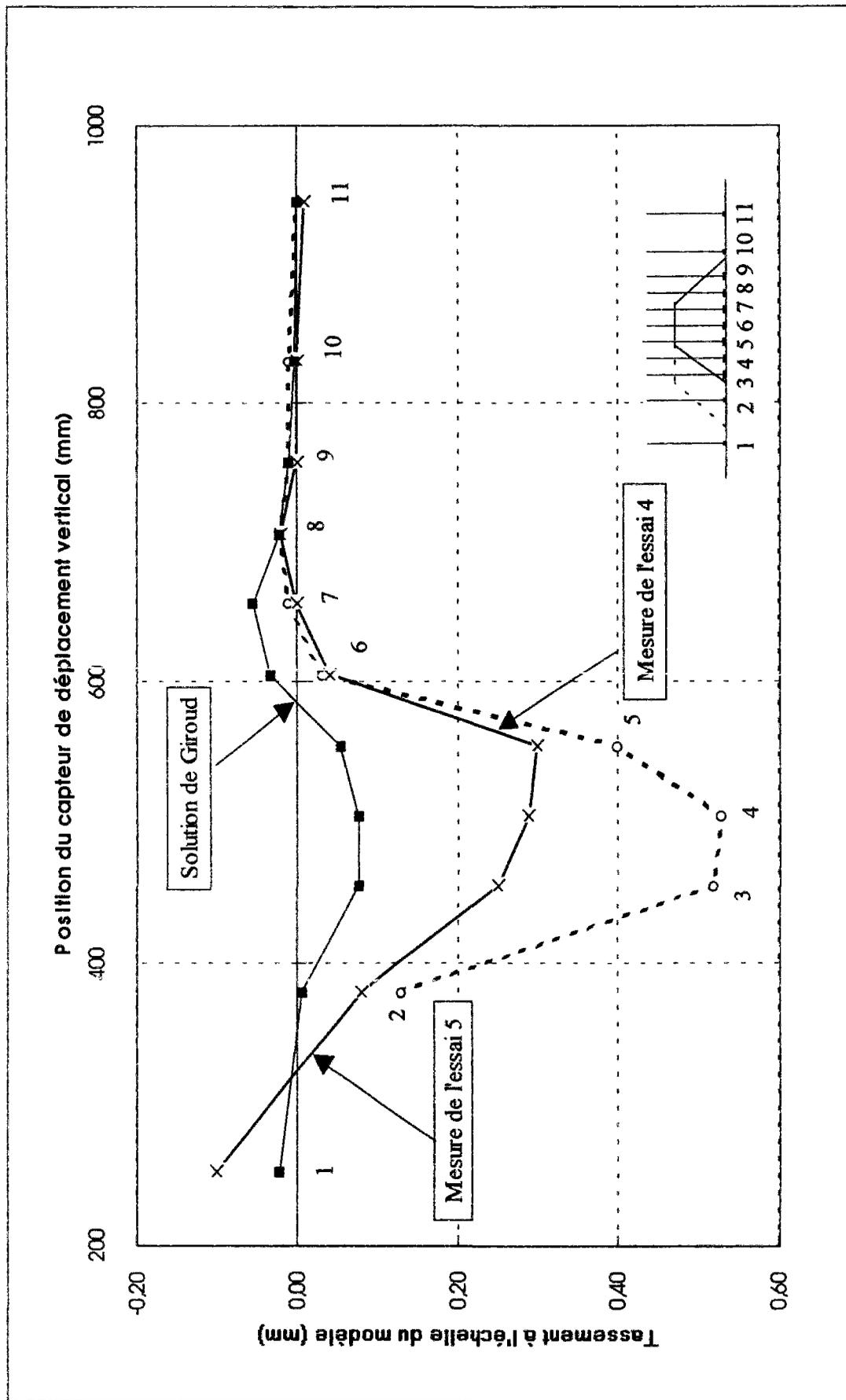


Figure 3.54 : Comparaison des tassements immédiats mesurés à ceux obtenus par la méthode de Giroud sous l'effet du remblai adjacent. (origine des tassements : fin de la consolidation du remblai principal).

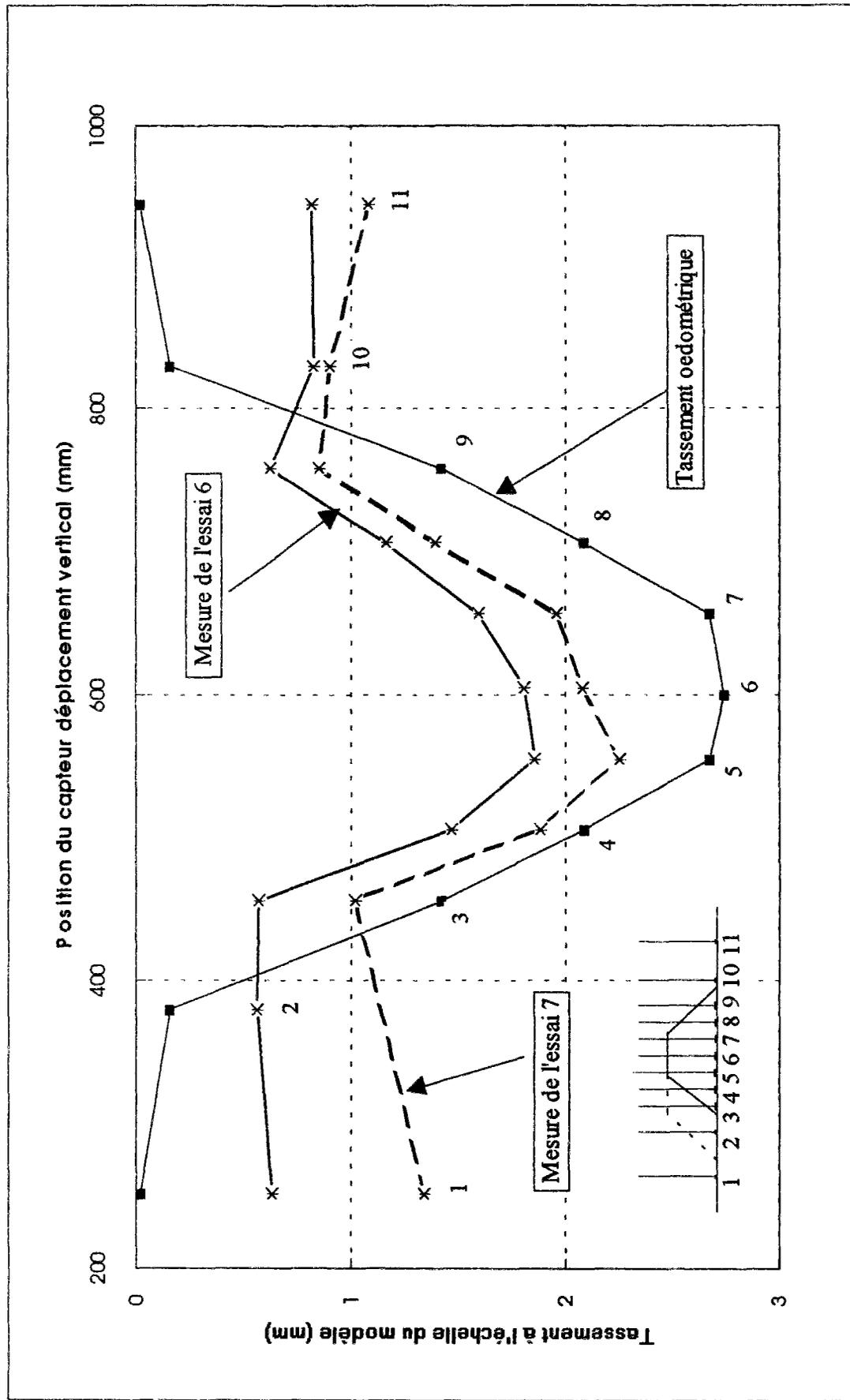


Figure 3.55 : Comparaison des tassements de consolidation mesurés et calculés par la méthode oedométrique sous l'effet du remblai principal.