

CHAPITRE 4

**ANALYSE NUMERIQUE DES ESSAIS EN
CENTRIFUGEUSE ET EN VRAIE GRANDEUR
(CESAR-LCPC)**

4.1. Introduction

La modélisation par éléments finis permet une analyse plus réaliste du comportement des massifs argileux, car elle permet de prendre en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau interstitielle dans le sol. Néanmoins, les calculs numériques restent encore un outil peu utilisé par l'ingénieur géotechnicien, en raison de leur coût et du manque fréquent de données sur les sols dans les projets.

La réalisation de calculs au moyen du module CSNL de CESAR-LCPC suppose de maîtriser l'utilisation du pré-processeur MAX, du logiciel de calcul numérique CESAR et du post-processeur PEGGY, ainsi que de posséder quelques connaissances sur le contrôle de la convergence des résultats par un choix judicieux des tolérances. La réalisation d'un calcul nécessite aussi la définition des caractéristiques du modèle de calcul : maillage, nombre et type d'éléments, nature et position des conditions aux limites et loi de comportement. Avant d'effectuer les calculs avec le module "CSNL", nous avons adapté et intégré ce module dans le nouvel environnement de CESAR-LCPC (version 3).

Ce chapitre comprend trois sections, consacrées à la validation de la nouvelle version du module CSNL, à la modélisation des essais en centrifugeuse et à la modélisation du remblai d'essai de la plaine de l'Aude.

4.2. Validation de l'adaptation du module "CSNL" dans CESAR-LCPC

Pour valider l'intégration du module CSNL dans le nouvel environnement de CESAR-LCPC, nous avons reproduit le calcul du remblai C de Cubzac-les-Ponts qui avait été réalisé avec l'ancienne version de ce module (Kattan, 1990). Une description et une notice d'utilisation du module CSNL sont présentées dans l'annexe IV.

Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de l'ouvrage est modélisée. Le maillage du sol de fondation est constitué de 56 éléments quadrilatères à 8 noeuds, divisés en 8 couches de caractéristiques différentes. Le remblai est représenté par deux éléments quadrilatères à 8 noeuds et un élément triangulaire à 6 noeuds.

Le maillage et les conditions aux limites sont présentés sur la figure 4.1. Le maillage comporte en tout 208 noeuds et 59 éléments. Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- drainage par la base et à 1 m sous la surface supérieure du massif de sol ;
- déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, par des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tous les points du maillage et par des contraintes initiales déterminées à partir du poids volumique et du coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé, K_o^{oc} .

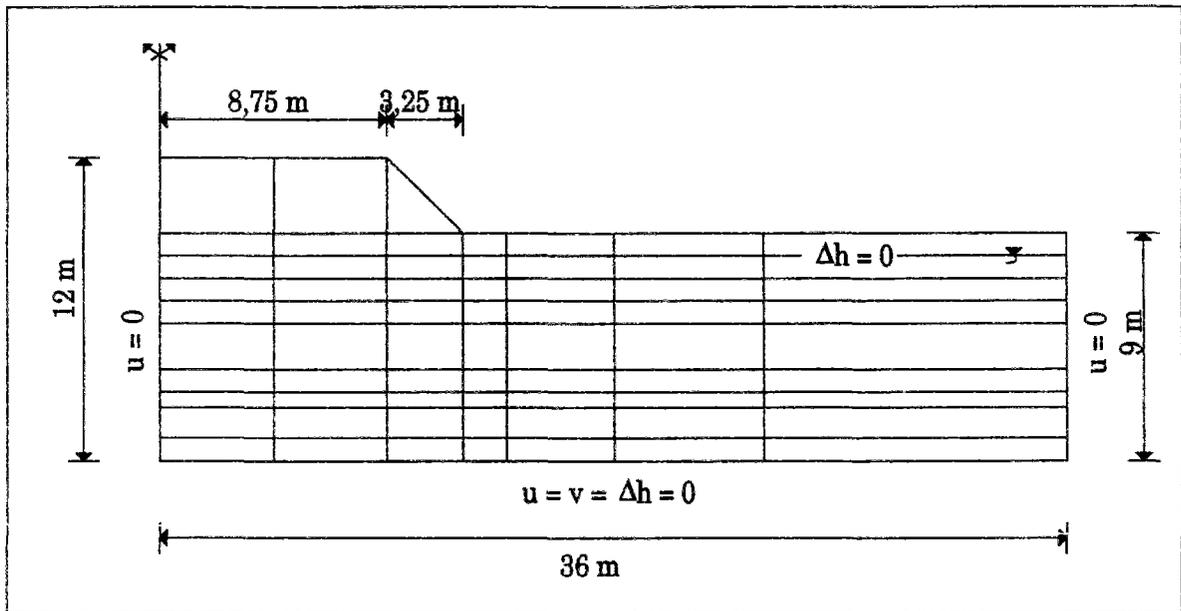


Figure 4.1 : Maillage et conditions aux limites du remblai C (Kattan, 1990).

La construction du remblai est modélisée par l'augmentation du poids volumique des éléments constituant le remblai, selon le schéma de chargement représenté sur la figure 4.2.

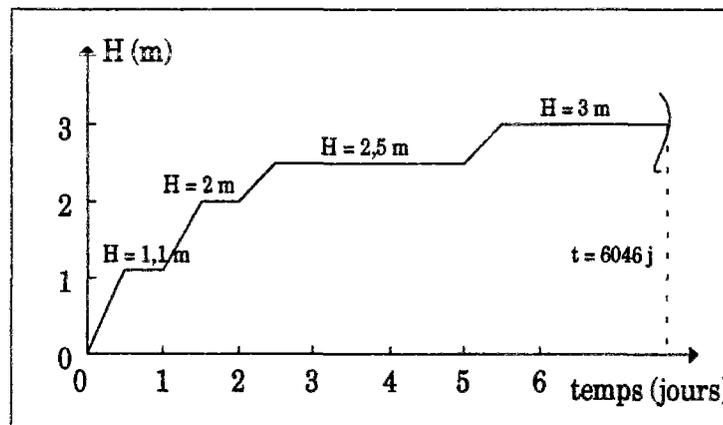


Figure 4.2 : Schéma de chargement du sol de fondation (Kattan, 1990).

Le comportement du sol de fondation et celui du remblai sont décrits respectivement par le modèle Mélanie et le modèle de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques mécaniques et

hydrauliques des différentes couches du massif de sol et du remblai sont regroupées dans les tableaux 4.1 et 4.2.

Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol de fondation du remblai C de Cubzac-les-Ponts (Kattan, 1990).

	Couches du sol de fondation							
	0 - 1m	1 - 2m	2 - 3 m	3 - 4m	4 - 6m	6 - 7m	7 - 8m	8 - 9m
γ (kN/m ³)	16	13,8	14,3	14,9	15	14,8	14,8	14,8
E'_h (kPa)	1553	1048	702	1219	1547	1568	1674	2009
E'_v (kPa)	2485	1677	1123	1951	2475	2508	2678	3214
ν'_{hh}	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
ν'_{vh}	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
G'_{vh} (kPa)	1118	755	505	878	1114	1129	1205	1446
γ_w (kPa)	0	10	10	10	10	10	10	10
n	0,537	0,718	0,706	0,668	0,661	0,674	0,674	0,682
a_w (kPa ⁻¹)	0	$3,5 \cdot 10^{-4}$	$3,3 \cdot 10^{-4}$	$3,1 \cdot 10^{-4}$	$2,9 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-4}$
k_h (m/j)	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$
k_v (m/j)	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$
λ	0,130	0,535	0,504	0,343	0,383	0,426	0,495	0,465
e_o	1,16	2,55	2,40	2,01	1,95	2,07	2,07	2,15
σ'_{vo} (kPa)	6,5	11	15	20	27,5	35	39	44
σ'_n (kPa)	52	40	27	45	46	43	53	64
K_o^{oc}	1,414	0,953	0,671	0,75	0,647	0,554	0,583	0,603
K_o^{nc}	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
η	1	1	1	1	1	1	1	1
Tolc	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 4.2 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du matériau du remblai C de Cubzac-les-Ponts (Kattan, 1990).

γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	γ_w (kPa)	n	a_w (kPa ⁻¹)	k_h (m/j)	k_v (m/j)	c' (kPa)	φ'	Ψ'
21	15000	0,25	0	0,667	0	1,5	1,5	500	30°	30°

Les figures 4.3 et 4.4 comparent respectivement les mesures et les résultats des calculs effectués avec les deux versions de CSNL en termes de tassement de la surface du sol et de déplacements horizontaux au pied du remblai en fin de construction, au temps $t = 5,5$ jours. La figure 4.5 montre l'évolution des surpressions interstitielles mesurées et calculées avec les deux versions du module CSNL dans l'axe du remblai. Les résultats obtenus avec les deux versions du module CSNL sont identiques.

Les calculs du remblai C de Cubzac-les-Ponts avec les deux versions de CSNL donnent des résultats similaires, ce qui permet de valider l'adaptation du module dans le nouvel environnement de CESAR-LCPC.

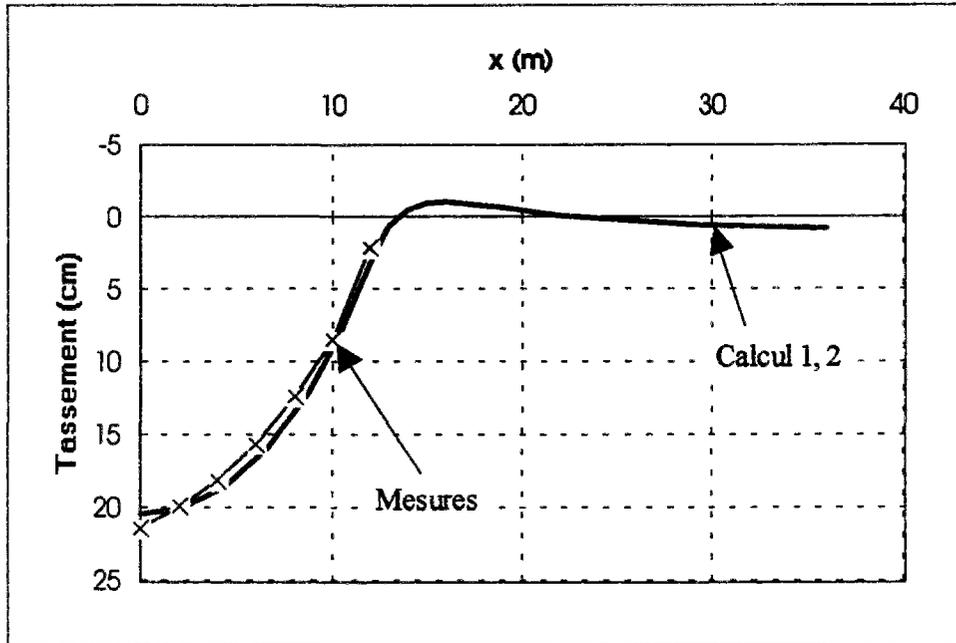


Figure 4.3 : Tassements de la surface du sol en fin de construction ($t = 5,5j$).

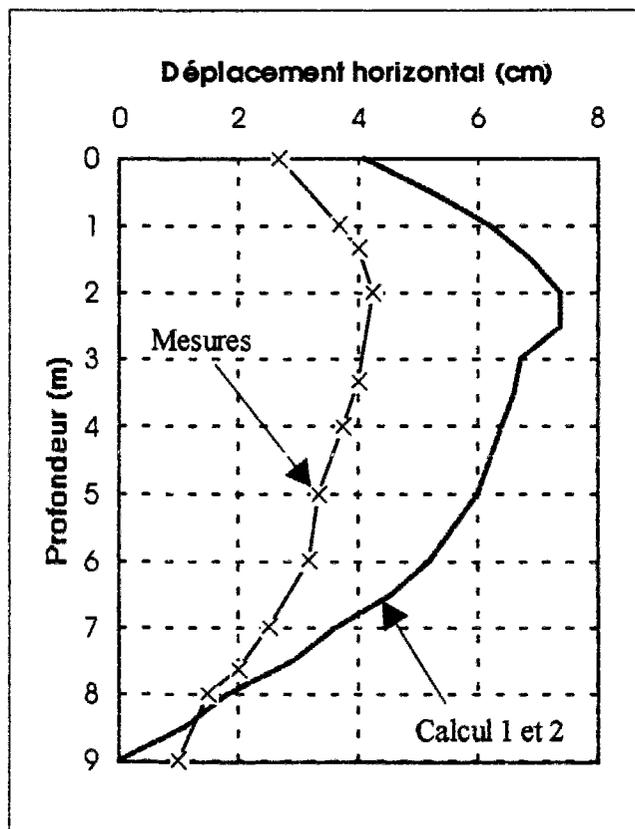


Figure 4.4 : Déplacements horizontaux en pied de remblai en fin de construction ($t = 5,5j$).

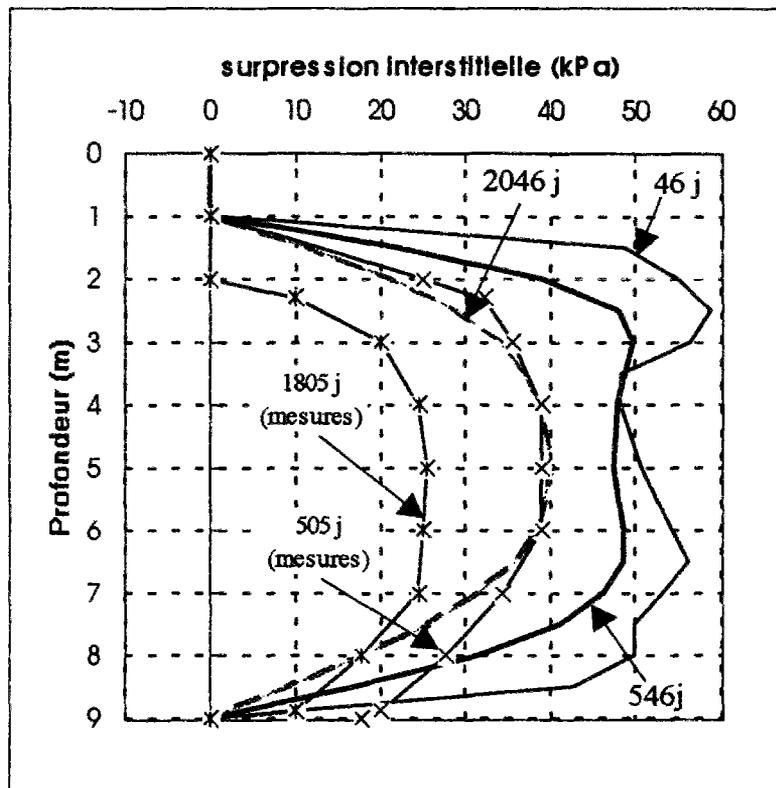


Figure 4.5 : Evolution des surpressions interstitielles suivant l'axe du remblai.

4.3. Modélisation des essais centrifugés

Dans le chapitre III, les résultats des essais centrifugés ont été présentés à l'échelle du modèle. Par contre, la modélisation numérique de ces essais n'a pas été réalisée à la même échelle, pour ne pas devoir modifier l'accélération de la pesanteur dans le programme de calcul en éléments finis. Le passage de l'échelle du modèle à celle du prototype a été fait en utilisant les facteurs d'échelle exposés au paragraphe 2.3.1 du chapitre II pour les phénomènes de consolidation, dans le cas où la consolidation est régie par l'équation de Terzaghi (absence de fluage).

A partir des essais de caractérisation de l'argile et du sable décrits dans le chapitre III et dans les annexes III-B et III-C, on a déterminé les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des couches d'argile et des deux remblais. Les modules d'élasticité des différentes couches d'argile ont été déduits des paramètres oedométriques, au moyen de la relation :

$$E'_v = \frac{1+e_o}{C_s} \cdot \frac{\sigma'_{vf} - \sigma'_{vo}}{\lg(\sigma'_{vf}/\sigma'_{vo})} \left[1 - 2 \frac{v'_{vh}{}^2 \cdot n}{1 - v'_{hh}} \right]$$

avec :

$$v'_{hh} = 0,1$$

$$v'_{vh} = 0,25$$

$$n = E'_h/E'_v = 0,625$$

$$m = G'_{vh}/E'_v = 0,450$$

Les paramètres d'orthotropie n'ont pas été mesurés et les valeurs utilisées sont celles de l'argile de Cubzac-les-Ponts.

Comme les gradients imposés dans les essais de perméabilité étaient élevés (chapitre III et annexe III-C), nous avons préféré retenir le coefficient de perméabilité déduit des essais oedométriques, qui vaut $8,4 \times 10^{-10}$ m/s (soit $7,26 \times 10^{-5}$ m/j).

Les pas de temps utilisés dans les calculs sont déterminés à partir de la relation proposée par Vermeer (1981) :

$$\Delta t \geq \frac{\gamma_w (\Delta h)^2}{6 k_w E}$$

avec

Δh	épaisseur la plus défavorable ,
γ_w	poids volumique de l'eau ;
k_w	coefficient de perméabilité ;
E	module d'Young.

Pour la modélisation, nous avons reproduit les deux variantes d'élargissement décrites dans le chapitre III. Elles correspondent à une largeur en crête égale à une fois et demie et à une fois la largeur du remblai existant pour les variantes 1 et 2, respectivement.

4.3.1. Première variante

Pour effectuer le calcul de cette première variante correspondant à l'essai 5, nous avons utilisé le maillage et les conditions aux limites de la figure 4.6. Ce maillage comporte 1712 noeuds et 537 éléments quadrilatères à 8 noeuds. Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- drainage par les faces inférieure et supérieure du massif de sol ;
- déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

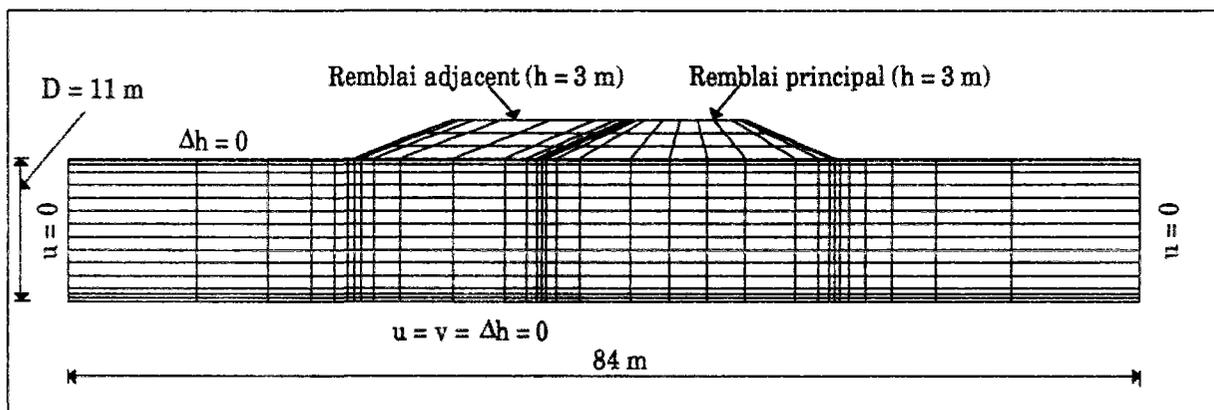


Figure 4.6 : Maillage et conditions aux limites de la première variante.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tous les points du maillage et des contraintes initiales déterminées à partir du poids volumique et du coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé, K_0^{oc} . Les remblais possèdent un poids volumique nul initialement, qui varie par la suite conformément à la loi de chargement.

Le calcul est effectué en deux étapes, correspondant respectivement à la construction des remblais principal et adjacent. Afin d'éliminer dans la première phase des calculs le

deuxième remblai, bien qu'il existe dans le maillage, on a adopté pour celui-ci des modules d'Young et de cisaillement très faibles. Les caractéristiques des éléments du deuxième remblai reprennent leur valeurs réelles dès le commencement de sa construction. La construction des deux remblais est modélisée par l'augmentation du poids volumique des éléments constituant le remblai, selon le schéma de chargement représenté sur la figure 4.7.

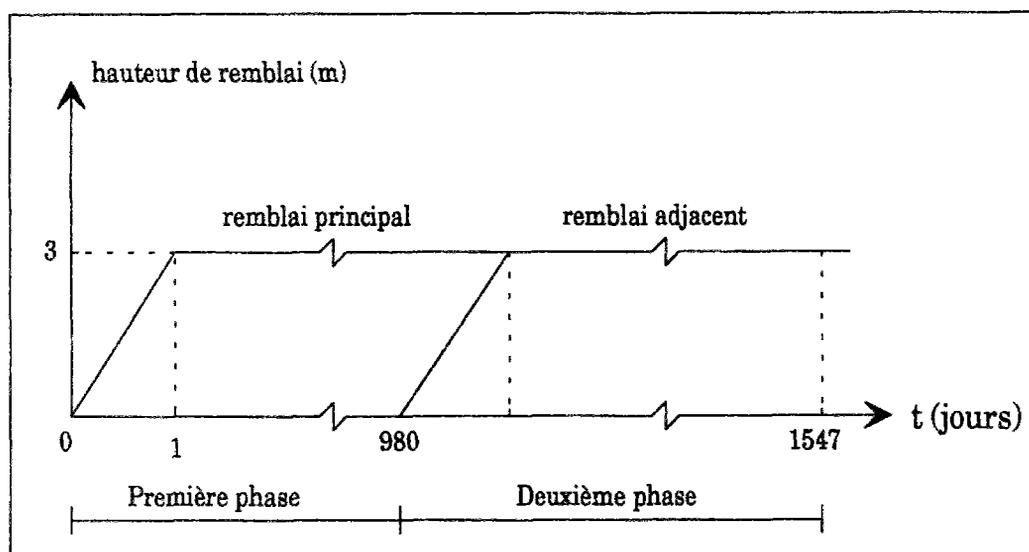


Figure 4.7 : Schéma de chargement du sol de fondation (variante 1).

Le comportement du sol de fondation et celui du remblai sont décrit respectivement par le modèle Mélanie et le modèle de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des différentes couches du massif de sol et du remblai sont regroupées dans les tableaux 4.3 et 4.4.

Tableau 4.3 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif d'argile (variante 1).

	Couches du massif d'argile					
	0 - 1m	1 - 3m	3 - 5 m	5 - 7 m	7 - 9 m	9 - 11m
γ (kN/m ³)	17,46	17,46	17,46	17,46	17,46	17,46
E'_h (kPa)	932	1621	2236	2831	3513	3853
E'_v (kPa)	1491	2593	3578	4530	5472	6164
ν'_{hh}	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
ν'_{vh}	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
G'_{vh} (kPa)	671	1167	1610	2039	2462	2774
γ_w (kPa)	10	10	10	10	10	10
n	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
a_w (kPa ⁻¹)	0	0	0	0	0	0
k_h (m/j)	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$
k_v (m/j)	idem	idem	idem	idem	idem	idem

Tableau 4.3 (suite) : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif d'argile (variante 1).

	Couches du massif d'argile					
	0 - 1m	1 - 3m	3 - 5 m	5 - 7 m	7 - 9 m	9 - 11m
λ	0,217	0,217	0,217	0,217	0,217	0,217
e_n	1,316	1,316	1,316	1,316	1,316	1,316
σ'_{vo} (kPa)	7,46	22,38	37,3	52,22	67,14	78,33
σ'_{vf} (kPa)	57,46	72,38	87,3	102,22	117,14	128,33
K_o^{oc}	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642
K_o^{nc}	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642
η	1	1	1	1	1	1
Tolc	1	1	1	1	1	1

Tableau 4.4 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques des remblais.

γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	γ_w (kPa)	n	a_w (kPa ⁻¹)	k_h (m/j)	k_v (m/j)	c' (kPa)	ϕ' (degrés)	Ψ' (degrés)
15,3	36000	0,35	0	0,42	0	15,2	15,2	500	35	35

4.3.2. Deuxième variante

Cette variante ne diffère de la première que par la largeur en crête du remblai d'élargissement. Le maillage et les conditions aux limites sont présentés sur la figure 4.8. Le maillage est constitué de 1786 noeuds et de 561 éléments quadrilatères à 8 noeuds.

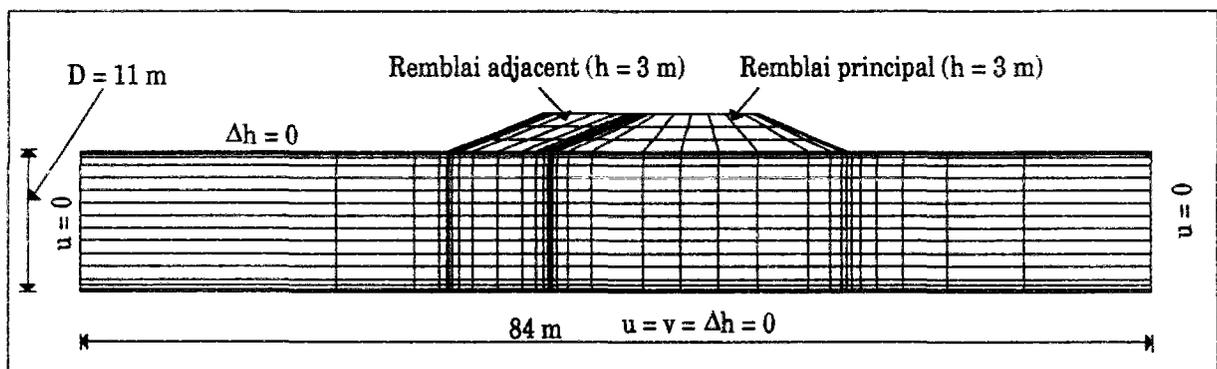


Figure 4.8 : Maillage et conditions aux limites de la deuxième variante.

4.3.3. Analyse des résultats

Dans cette partie nous comparons, d'une part, les résultats de la première variante aux essais 4 et 5 et, d'autre part, les résultats des calculs numériques des deux variantes entre elles.

4.3.3.1. Comparaison entre calcul numérique et essais

a - Surpressions interstitielles

La figure 4.9 montre l'évolution des surpressions interstitielles en fonction du temps pour certains noeuds du maillage qui correspondent aux positions des sondes de pressions interstitielles telles qu'elles ont été introduites dans le massif argileux lors de la réalisation des essais centrifugés.

D'une manière générale, les surpressions interstitielles calculées suivent l'histoire du chargement du massif d'argile. L'écart entre les surpressions calculées et mesurées pour ces noeuds varie entre -15,5 kPa et 14 kPa pour l'essai 5 et entre -0,5 kPa et 15 kPa pour l'essai 4, pour les valeurs de pic.

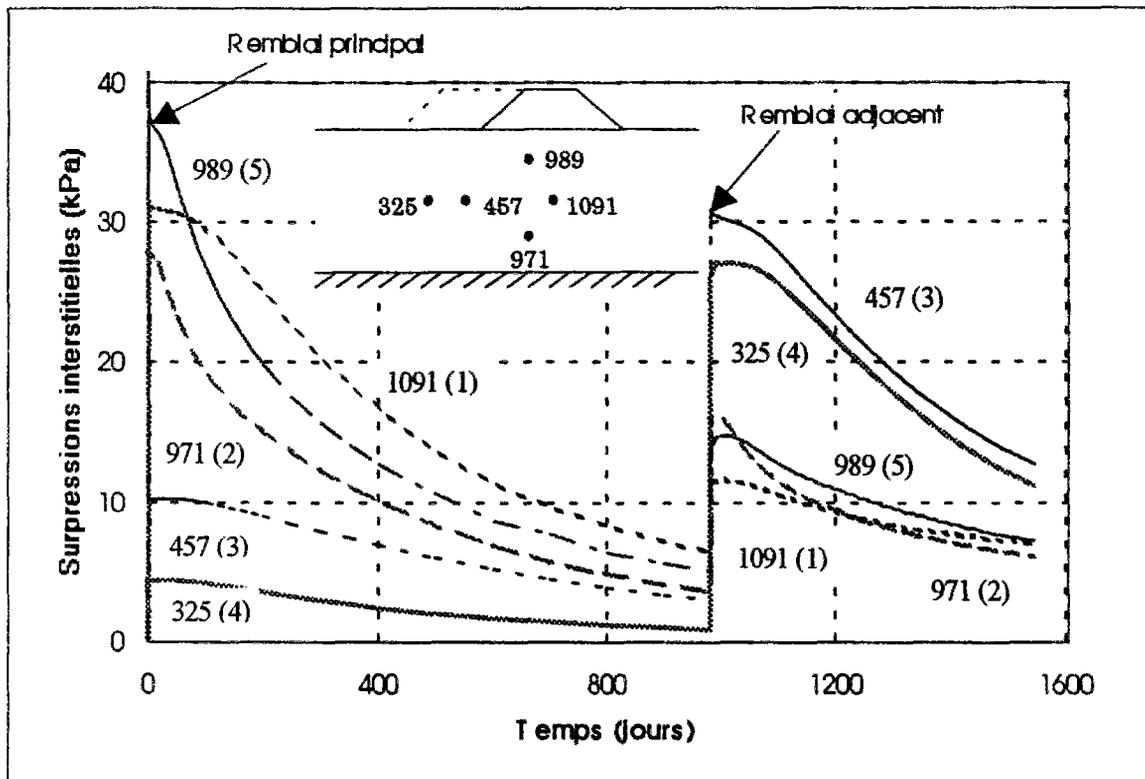


Figure 4.9 : Evolution des surpressions interstitielles calculées en fonction du temps pour les noeuds 1091, 971, 457, 325, 989 (variante 1).

b - Tassements

La figure 4.10 présente les tassements calculé et mesuré en fonction du temps dans l'axe du remblai principal au niveau du sol support. Les figures 4.11 à 4.12 montrent, quant à elles, le long du profil en travers des remblais, les tassements dus aux remblais principal et adjacent, respectivement.

Sous l'effet du remblai principal comme sous celui du remblai adjacent, l'allure du profil en travers des tassements immédiats calculés et mesurés concorde de façon générale. Néanmoins, le calcul fait apparaître sous le remblai principal des gonflements non perçus par les capteurs lors de la construction du remblai adjacent (Figures 4.13 et 4.14). Ces gonflements sont dus au comportement non drainé du sol lors de la construction du remblai adjacent, qui se traduit dans le calcul par une déformation à volume constant. Des gonflements comparables

ont été également notés par Belkeziz et Magnan (1982), lors de leur étude de l'influence des paramètres d'élasticité sur les déformations non drainées des sols.

L'analyse des courbes de tassement de consolidation indique une assez bonne concordance entre le calcul numérique et l'essai 5, à l'exception des mesures enregistrées par les capteurs 1, 2, 3 et 11 ; par contre, on observe entre ce même calcul et l'essai 4 un écart qui peut être expliqué par la différence des caractéristiques de déformabilité des massifs argileux utilisés dans les deux essais.

Sous l'effet du remblai principal, l'écart observé entre les tassements de consolidation maximaux mesuré et calculé dans l'axe du remblai principal est de 5,66 cm, soit 39 %, pour l'essai 4. Il est de l'ordre de 5 cm si l'on compare les mesures enregistrées par les capteurs 1, 2, 3 et 11 de l'essai 5 et les résultats numériques correspondants. Sous l'effet du remblai adjacent, l'écart entre les tassements de consolidation calculés et mesurés varie entre 2,5 cm et 4,68 cm pour l'essai 5, et entre 0,5 cm et 1,74 cm pour l'essai 4.

Les différences entre les tassements de consolidation mesurés par les capteurs 1, 2, 3, 11 de l'essai 5 et le calcul numérique sous l'effet du remblai principal, d'une part, et, d'autre part, entre les tassements de consolidation mesurés par les capteurs 1, 2, 3, 9, 10, 11 de l'essai 5 et le calcul numérique sous l'effet du remblai adjacent, confirment le caractère partiel de la consolidation du sol lors de la première phase de l'essai (70g, sans remblais), noté lors de l'analyse des pressions interstitielles dans le chapitre III. Ce phénomène, enregistré également par les autres capteurs, est masqué par l'effet du chargement des deux remblais principal et adjacent, respectivement.

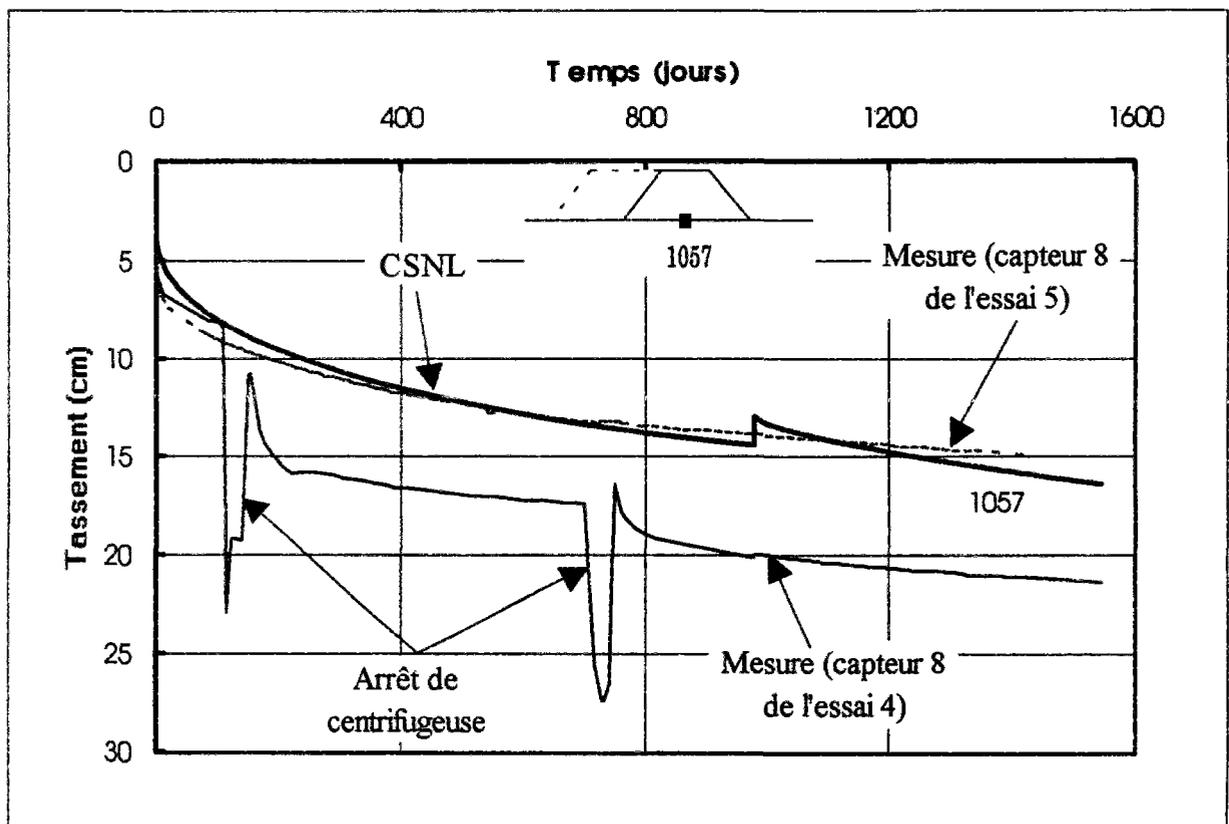


Figure 4.10 : Comparaison des tassements calculé et mesuré dans l'axe du remblai principal, au niveau du sol support.

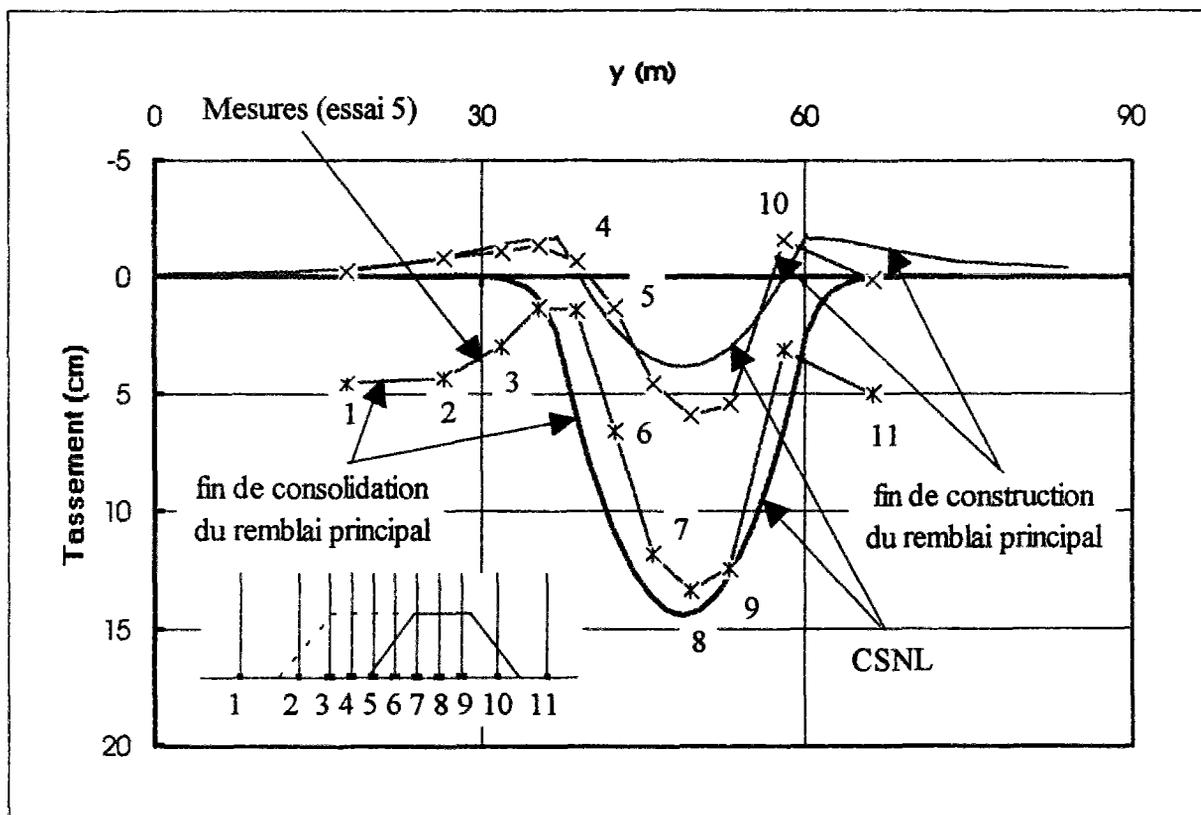


Figure 4.11 : Comparaison des tassements calculé et mesuré en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai principal (variante 1 et essai 5).

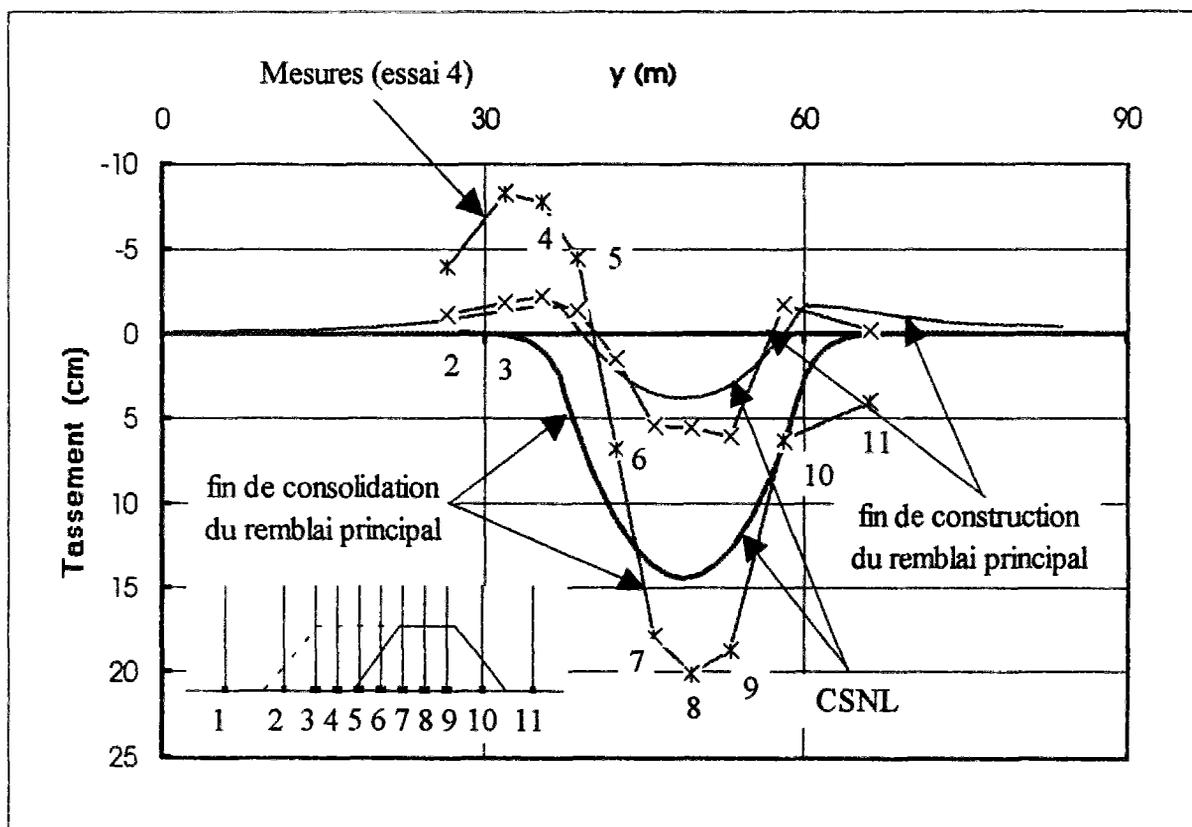


Figure 4.12 : Comparaison des tassements calculé et mesuré en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai principal (variante 1 et essai 4).

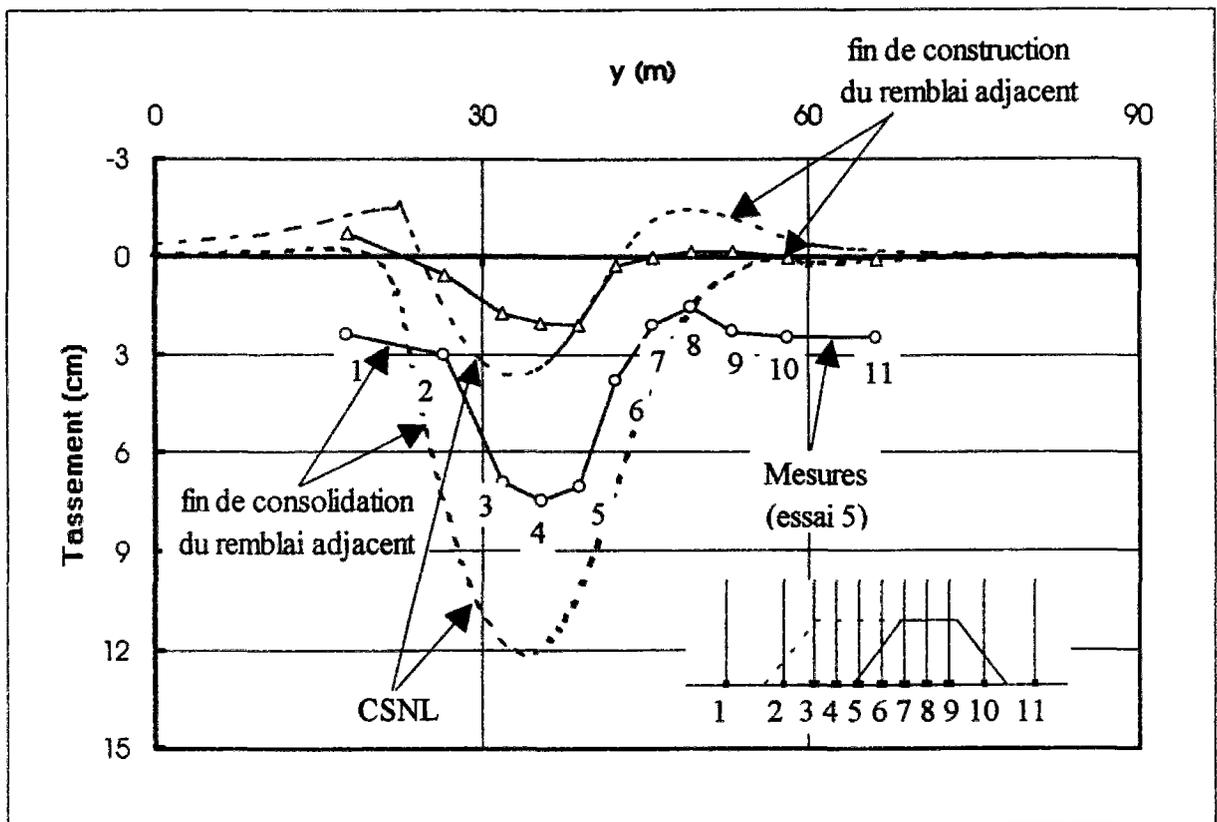


Figure 4.13 : Comparaison des tassements calculé et mesuré en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai adjacent (variante 1 et essai 5).

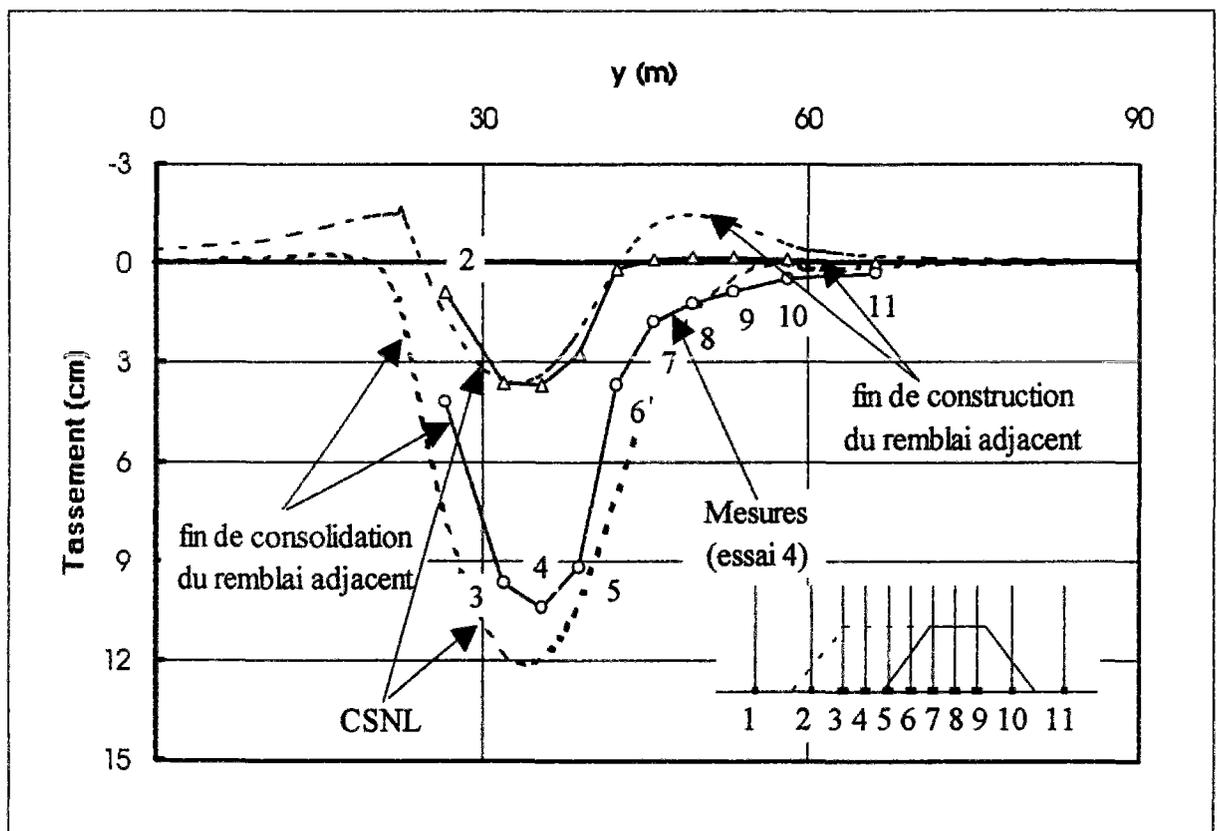


Figure 4.14 : Comparaison des tassements calculé et mesuré en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai adjacent (variante 1 et essai 4).

b - Déplacements horizontaux

Les étapes 1 et 2 des figures 4.15, 4.16 et 4.17 correspondent respectivement à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai principal. Les étapes 3 et 4 de ces mêmes figures correspondent quant à elles à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai adjacent.

L'évolution des déplacements horizontaux au pied du remblai principal entre les étapes 1 et 2 (Figure 4.16) et au pied du remblai adjacent entre les étapes 3 et 4 (Figure 4.17) est identique.

La figure 4.16 compare les déplacements horizontaux obtenus par le calcul numérique et par la méthode proposée par Bourges et Mieussens (1979) exposée dans le chapitre I, sous l'effet de la construction du remblai principal. L'allure des courbes des déplacements calculés par les deux méthodes concorde à court terme, avec un écart de l'ordre de 50 % entre les amplitudes des déplacements.

A long terme (étape 2), par contre, les déplacements horizontaux croissent pour la méthode de Bourges et Mieussens (1979) mais diminuent dans le calcul en éléments finis. Le sens de l'évolution des déplacements horizontaux calculés pendant la consolidation du sol de fondation a déjà été analysé par Belkeziz et Magnan (1982), qui ont étudié l'influence des paramètres d'élasticité sur l'évolution des déplacements verticaux et horizontaux lors de consolidation. Ces auteurs ont conclu que le choix des paramètres d'élasticité influençait directement le sens de cette évolution et ont indiqué en particulier que, dans un sol élastique anisotrope, les déplacements horizontaux n'évoluent vers l'extérieur pendant la consolidation que si la condition suivante est vérifiée :

$$1 - \nu'_{hh} - \nu'_{vv} (E_h/E_v) < 0$$

or les paramètres utilisés pour les calculs des modèles centrifugés ne vérifient pas cette condition. Le choix des valeurs des paramètres d'élasticité anisotrope devra faire l'objet d'un examen attentif pour les études ultérieures de consolidation des sols fin.

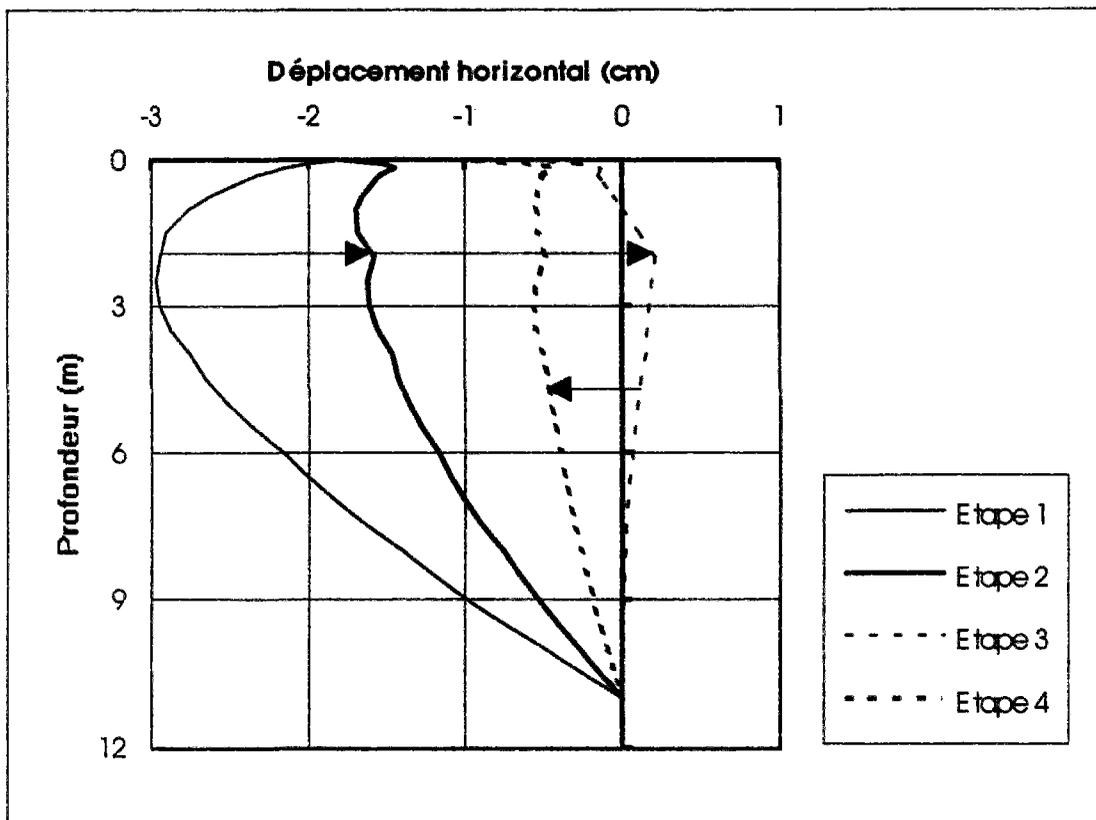


Figure 4.15 : Evolution du déplacement horizontal calculé en pied du remblai principal (variante 1).

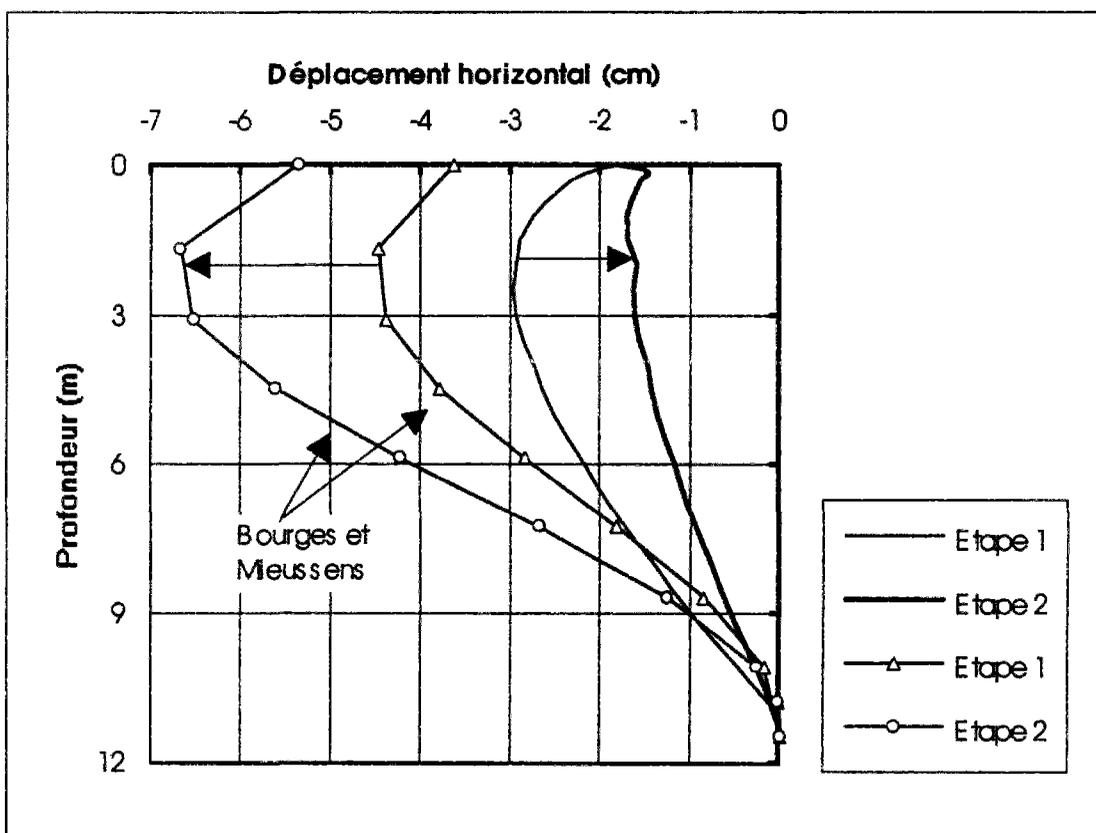


Figure 4.16 : Comparaison des déplacements horizontaux calculés avec CSNL et par la méthode de Bourges et Mieussens en pied du remblai principal.

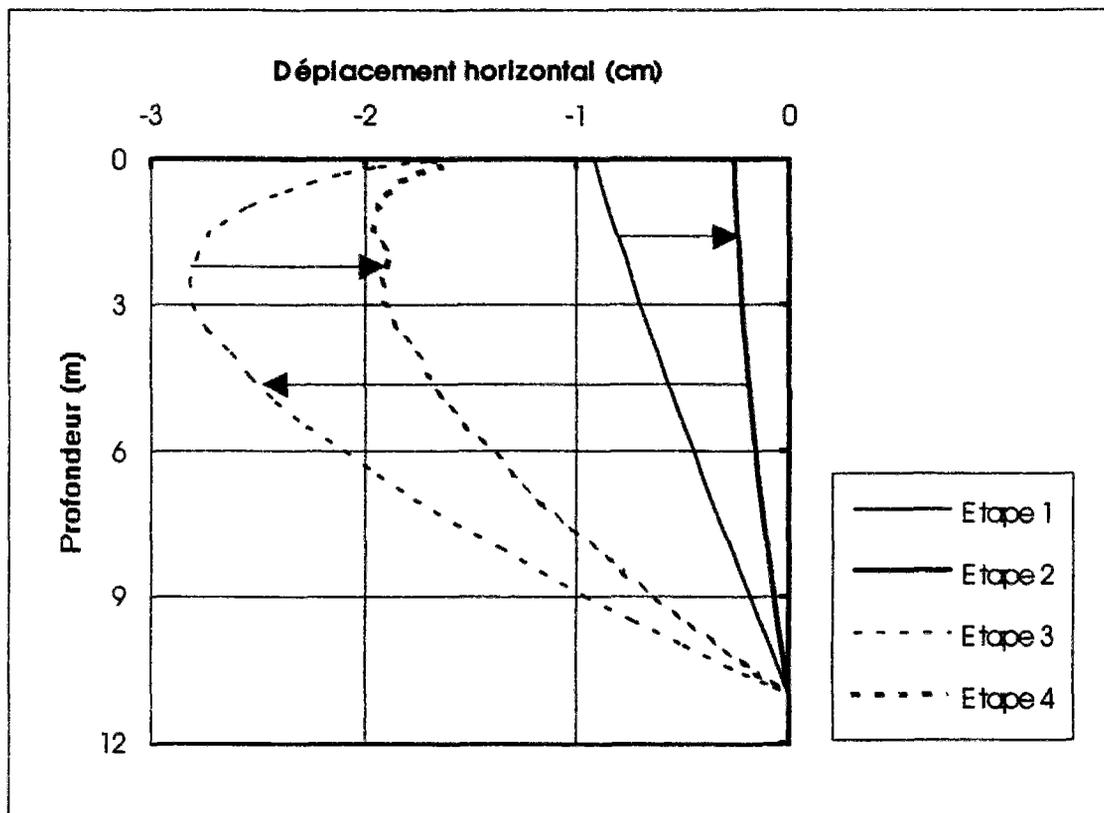


Figure 4.17 : Evolution au cours du temps du déplacement horizontal calculé en pied du remblai adjacent (variante 1)

4.3.3.2. Comparaison des calculs numériques

a - Surpressions interstitielles

La figure 4.18 présente l'évolution des isochrones de surpression interstitielle sur l'axe de symétrie du remblai principal sous l'effet du remblai adjacent. L'étape 2 sur cette figure correspond à la fin de la consolidation du remblai principal. Les étapes 3 et 4 de cette même figure correspondent, quant à elles, à 10 jours de la construction et à la fin de la consolidation du remblai adjacent. On observe que la largeur plus importante du remblai ajouté dans la variante 1 produit une augmentation plus forte de la pression interstitielle sur l'axe du remblai principal, mais aussi que le maximum est plus bas, ce qui est lié à la diffusion latérale de la charge sous le remblai adjacent (la charge est plus large, mais aussi plus éloignée de l'axe du remblai principal).

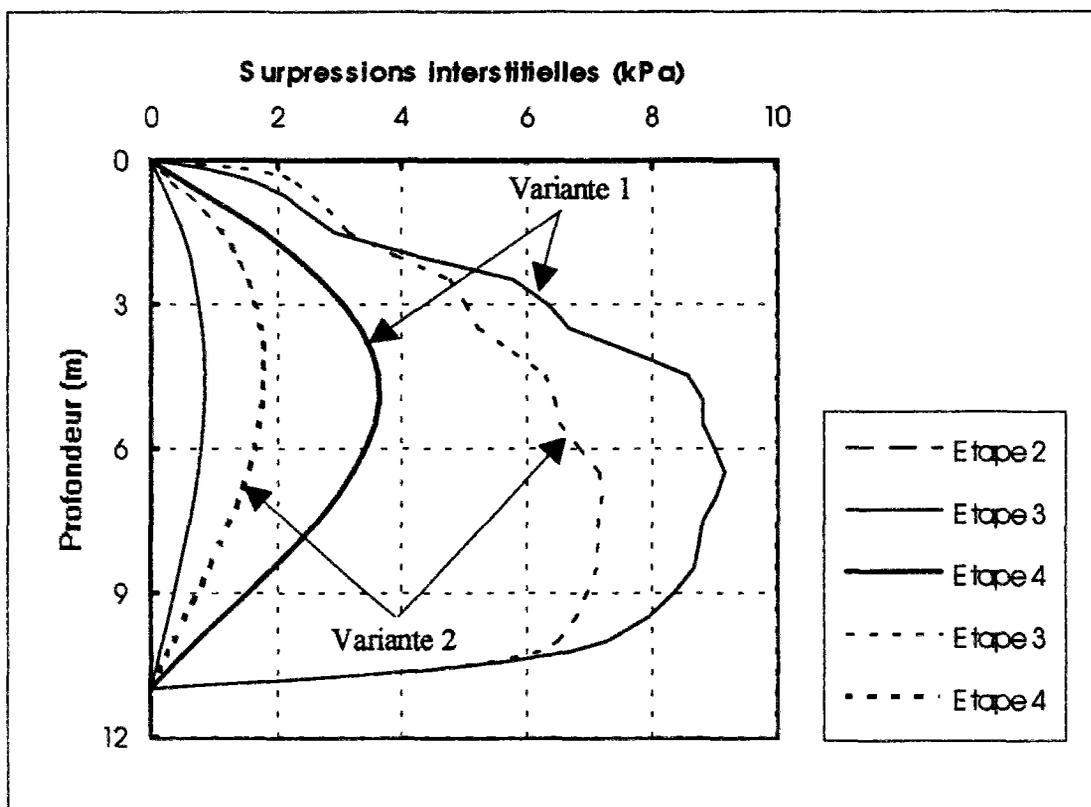


Figure 4.18 : Evolution des isochrones de surpression interstitielle dans l'axe du remblai principal pour les deux variantes, sous l'effet du remblai adjacent.

b - Tassements

Les figures 4.19 et 4.20 présentent respectivement pour les deux variantes, en fonction du temps, le tassement calculé dans l'axe du remblai principal au niveau du sol support et les tassements le long du profil en travers des remblais sous l'effet du remblai adjacent.

Sous l'effet du remblai adjacent, l'écart observé entre le tassement calculé pour les deux variantes dans l'axe du remblai principal est de l'ordre de 0,4 cm, soit 3 % (Figure 4.19).

L'étude des courbes de la figure 4.20 montre que la construction du remblai adjacent a sur les tassements un effet, qui s'étend au delà de l'axe du remblai principal pour les deux variantes analysées. Sous l'effet du remblai adjacent, l'axe de l'ancien remblai tasse en surface respectivement de 2 cm et de 2,36 cm pour la première et seconde variantes, soit de l'ordre de 16 % du tassement dû à sa propre construction et à la consolidation sous son propre poids. Normalement la deuxième variante doit produire un effet moindre, comme on l'a noté dans le chapitre III, mais cet effet est inversé par les gonflements plus importants par rapport aux mesures enregistrées lors de la construction du remblai adjacent.

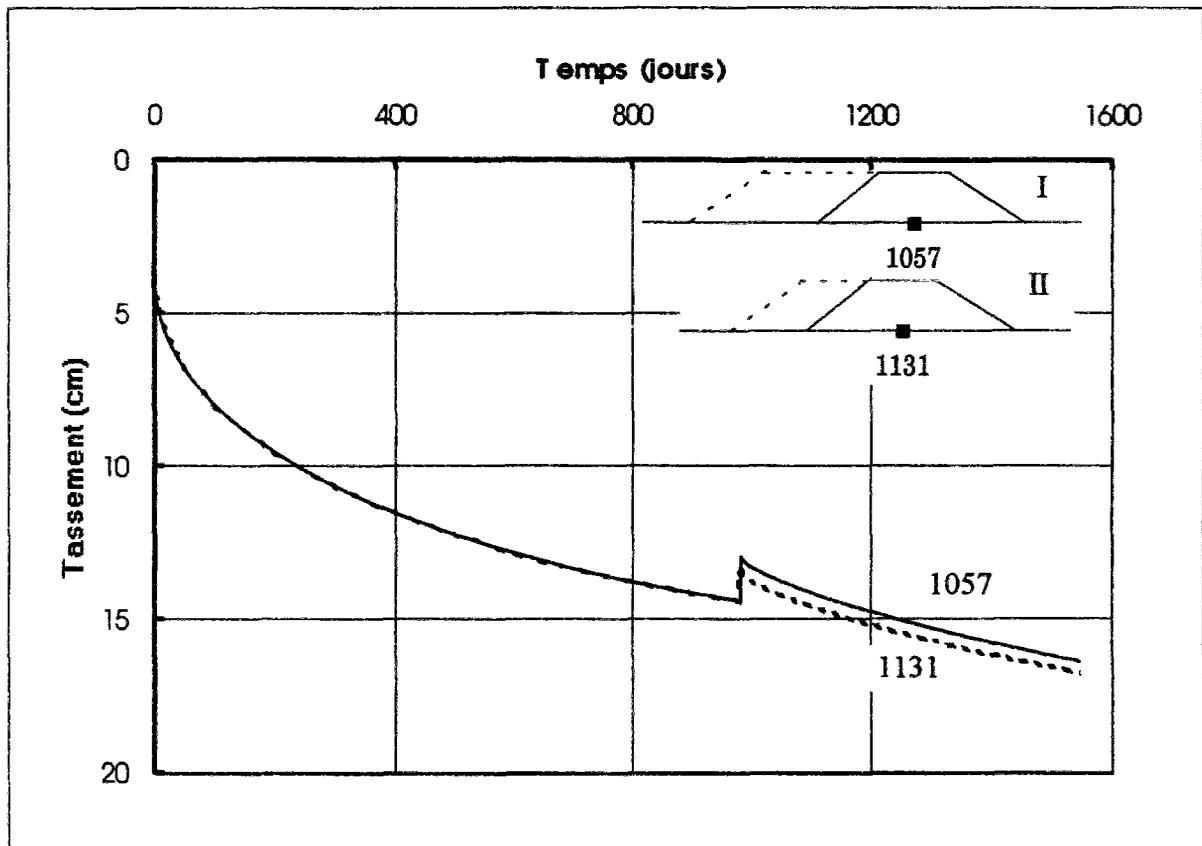


Figure 4.19 : Comparaison des tassements des noeuds 1057 et 1131 en fonction du temps pour les deux variantes.

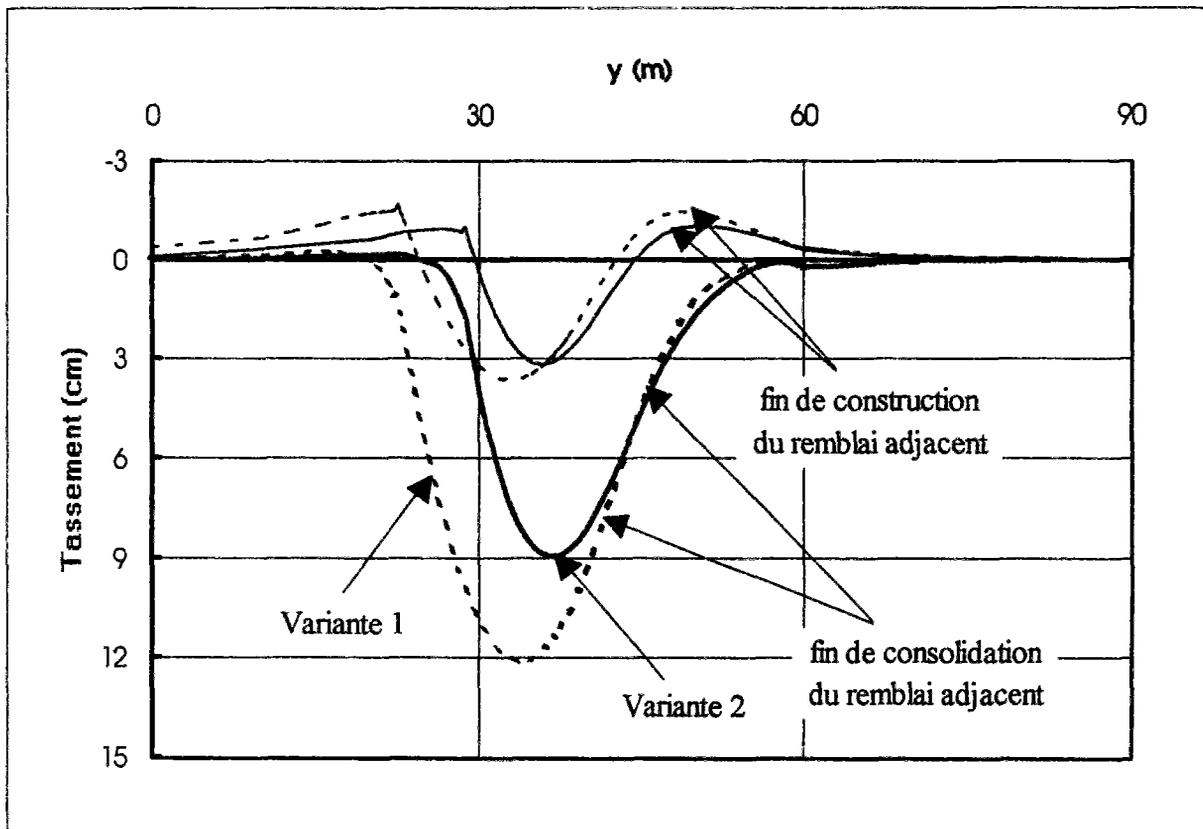


Figure 4.20 : Comparaison des tassements sous l'effet du remblai adjacent (variantes 1, 2).

c - Déplacements horizontaux

La figure 4.21 présente les déplacements horizontaux en pied du remblai principal calculés pour les deux variantes, sous l'effet du remblai adjacent. Les étapes 3 et 4 de cette figure correspondent à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai adjacent.

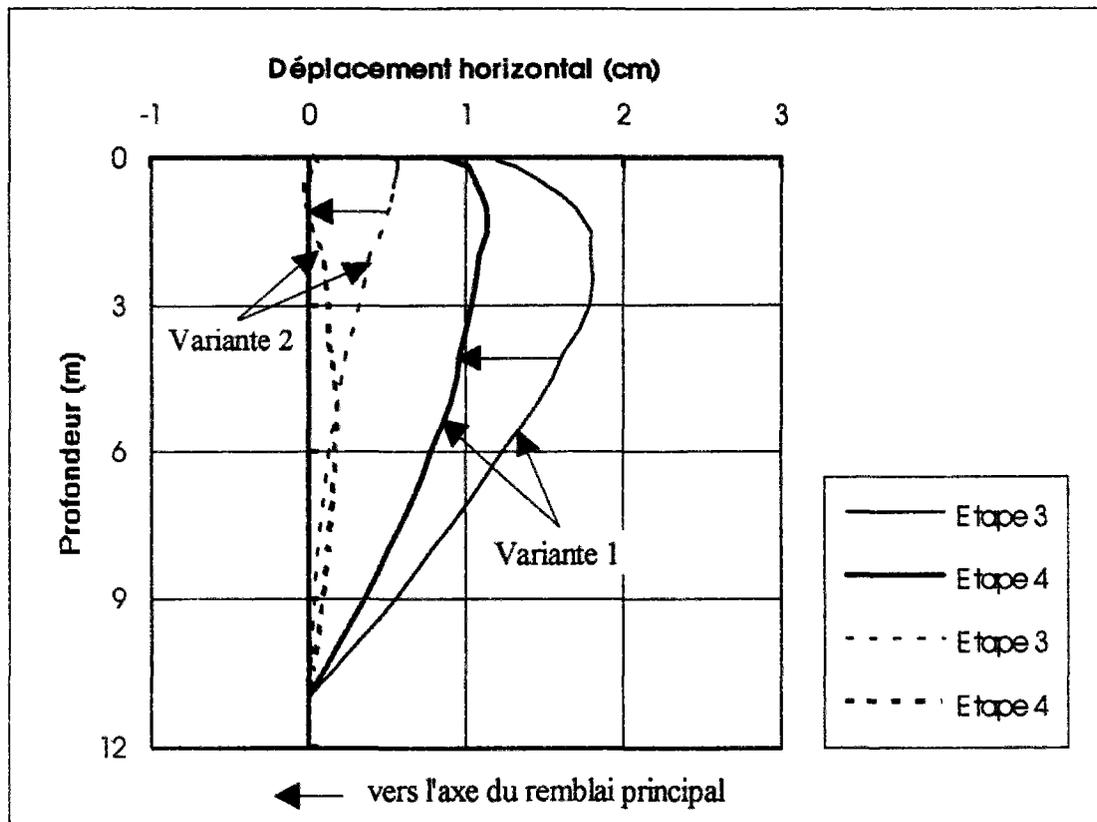


Figure 4.21 : Comparaison des déplacements horizontaux en pied du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

4.4. Modélisation du site expérimental de la plaine de l'Aude

4.4.1. Modélisation

La géométrie de l'ouvrage, sa conception et l'interprétation des résultats expérimentaux laissent supposer que le remblai de la plaine de l'Aude a un comportement bidimensionnel en déformation plane. Les calculs ont donc été effectués dans cette hypothèse.

Les couches du sol de fondation ont été supposées horizontales pour simplifier le maillage, qui tient d'autre part compte des points suivants :

- l'hétérogénéité du massif de sol (nous avons défini autant de groupes d'éléments que de couches différentes) ;

- le phasage de la construction des deux remblais, qui s'est traduit dans la modélisation par l'activation de certains éléments à un temps déterminé, pour prendre en compte leur rigidité et leur poids propre ;
- la nature des conditions aux limites envisagées (drainage, encastrement, etc.), qui a fait raffiner certaines zones du maillage plus que d'autres.

Ces différentes considérations ont conduit à créer 14 groupes d'éléments, organisés en quatre sous-structures :

- la sous-structure I du massif de sol contient les deux premiers groupes d'éléments (limon argileux) ;
- la sous-structure II du massif de sol contient le troisième groupe d'éléments (sable argileux) ;
- la sous-structure III du massif de sol contient les groupes d'éléments de 4 à 9 (argile molle) ;
- la sous-structure IV représente les couches de remblais (sable).

L'assemblage de ces sous-structures donne le maillage des remblais de la Plaine de l'Aude (figure 4.22). Ce maillage comporte 2619 noeuds et 832 quadrilatères à 8 noeuds.

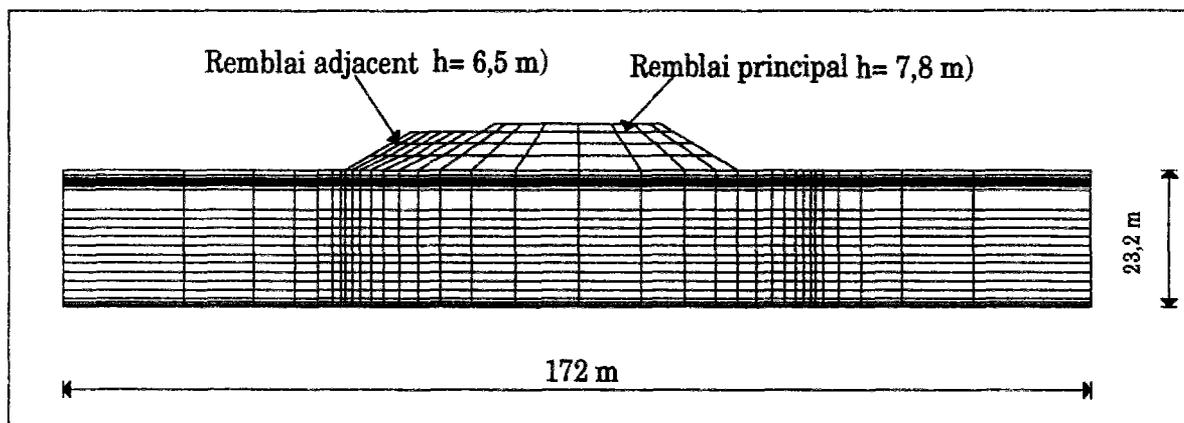


Figure 4.22 :Maillage de l'ouvrage.

4.4.2. Modèle de comportement et caractéristiques mécaniques et hydrauliques

La modélisation du remblai expérimental de la plaine de l'Aude a été faite dans l'hypothèse d'un comportement bidimensionnel en déformations planes. Le sol est supposé élastoplastique. La couche de sable située à l'intérieur du massif de sol, ainsi que le remblai, sont considérés comme élastiques. Le sol de fondation, sauf la couche de sable, est représenté par le modèle Mélanie. Les remblais de sable ainsi que la couche de sable sont modélisés par le modèle de Mohr-Coulomb.

A partir du rapport géotechnique, nous avons déterminé les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols de fondation et des deux remblais. Les modules d'élasticité ont été déterminés à partir d'essais oedométriques réalisés en 1968, avant la construction de l'autoroute A9, au moyen de la relation :

$$E'_v = \frac{1+e_o}{C_s} \cdot \frac{\sigma'_p - \sigma'_{vo}}{\lg(\sigma'_p / \sigma'_{vo})} \left[1 - 2 \frac{v'_{vh}{}^2 \cdot n}{1 - v'_{hh}} \right]$$

avec :

$$\begin{aligned} v'_{hh} &= 0,1 \\ v'_{vh} &= 0,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= E'_h/E'_v = 0,625 \\ m &= G'_{vh}/E'_v = 0,450 \end{aligned}$$

Les valeurs des paramètres d'orthotropie utilisées sont celles de l'argile de Cubzac-les-Ponts.

Pour les deux premières couches de limon argileux, un module d'élasticité de 15000 kPa a été adopté. Pour les couches d'argile molle, les modules d'élasticité déduits des modules oedométriques ont été multipliés par deux pour les amener dans les ordres de grandeurs usuels pour ces modules dans des sols comparables. Cette modification des modules peut être expliquée par la nécessité de corriger l'effet du prélèvement des carottes pour les essais de 1968.

Les coefficients de compressibilité de l'eau interstitielle ont été déterminés à partir de la relation (Magnan et Dang, 1977) :

$$a_w = \frac{1 - S_{re}}{u_w + 1,3 \cdot 10^5}$$

Les tableaux 4.7 et 4.8 regroupent les caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif de sol et des remblais retenues pour les calculs.

Tableau 4.7 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol de fondation du remblai de la plaine de l'Aude.

	Couches du sol de fondation							
	1	2	4	5	6	7	8	9
z (m)	0-2	2-3,4	6,8-9,8	9,8-12,8	12,8-15,8	15,8-18,8	18,8-21,8	21,8-23,2
γ (kN/m ³)	19	19,6	17,7	17	17,2	17,3	17	17
E'_h (kPa)	15000	25000	3368	4626	5432	5642	5011	6664
E'_v (kPa)	15000	25000	5390	7402	8690	9028	8018	10663
v'_{hh}	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
v'_{vh}	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
G'_{vh} (kPa)	6750	6750	2425	3331	3911	4063	3608	4798
γ_w (kPa)	0	10	10	10	10	10	10	10
n	0,457	0,405	0,551	0,566	0,577	0,582	0,587	0,593
a_w (kPa ⁻¹)	$5 \cdot 10^{-7}$	$2,5 \cdot 10^{-7}$	0	$2 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$8 \cdot 10^{-7}$
k_h (m/j)	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$3,98 \cdot 10^{-5}$	$3,98 \cdot 10^{-5}$	$3,02 \cdot 10^{-5}$	$1,22 \cdot 10^{-5}$	$1,05 \cdot 10^{-5}$	$2,34 \cdot 10^{-5}$
k_v (m/j)	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$3,98 \cdot 10^{-5}$	$3,98 \cdot 10^{-5}$	$3,02 \cdot 10^{-5}$	$1,22 \cdot 10^{-5}$	$1,05 \cdot 10^{-5}$	$2,34 \cdot 10^{-5}$
λ	0,0826	0,0326	0,193	0,234	0,246	0,239	0,262	0,361
e_o	0,843	0,683	1,228	1,309	1,370	1,397	1,426	1,457
σ'_{vo} (kPa)	20	43	84	114	126	152	181	197
σ'_n (kPa)	50	73	114,5	144	156	182	211	197
K_o^{oc}	0,539	0,488	0,547	0,618	0,616	0,580	0,642	0,641
K_o^{nc}	0,44	0,44	0,515	0,593	0,593	0,562	0,625	0,625
η	1	1	1	1	1	1	1	1
Tolc	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau 4.8 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques de la couche de sable dans le sol de fondation et du remblai de la plaine de l'Aude.

Couche	Couche de sable	Remblais
γ (kN/m ³)	19,3	20
E (kPa)	5000	15000
ν	0,3	0,25
γ_w (kPa)	10	0
n	0,7	0,7
a_w (kPa ⁻¹)	0	0
k_h (m/j)	2,5	1,5
k_v (m/j)	2,5	1,5
c' (kPa)	500	500
φ' (°)	33	35
Ψ' (°)	33	35

4.4.3. chargement

Les sols de fondation ne tassent que sous le poids du remblai. A l'état initial, on donne un champ de contraintes initiales qui servira pour la suite du calcul non linéaire. Pour ce qui est du remblai, le seul chargement qui sera appliqué est le poids propre de chaque couche. Le procédé de calcul habituel des contraintes initiales consiste à estimer que la contrainte verticale équilibre le recouvrement des terrains et que la contrainte effective horizontale est proportionnelle à la contrainte effective verticale, dans un rapport K_o^{oc} .

Le calcul est effectué en plusieurs étapes, correspondant respectivement à la construction du remblai principal en trois étapes, à la mise en place de la surcharge, à l'enlèvement de la surcharge, à la construction de la chaussée et à la construction du remblai adjacent. Afin d'éliminer dans des calculs les couches inexistantes, bien qu'elles existent dans le maillage, on a adopté pour celles-ci des modules d'Young et de cisaillement très faibles. Les caractéristiques des éléments de ces couches reprennent leurs valeurs réelles dès le commencement de leur mise en place. Le tableau 4.9 résume les calculs effectués.

Tableau 4.9 : Synthèse des calculs effectués.

Phase	Description	Epaisseur (m)	Début (jours)	Fin (jours)
1	construction de la 1 ^{ère} couche du remblai principal	2,5	0	32
2	construction de la 2 ^{ème} couche du remblai principal	2,0	32	110
3	construction de la 3 ^{ème} couche du remblai principal	2,0	110	128
4	mise en place de la surcharge	1,3	128	373
5	enlèvement de la surcharge	-1,3	373	1023
6	construction de la chaussée	1,3	1023	8280
7	construction du remblai principal	6,5	8280	9360

Le premier remblai a été construit en 128 jours, et le second en 19 jours. La figure 4.23 montre la loi de chargement réelle des deux remblais et celle adoptée dans nos calculs.

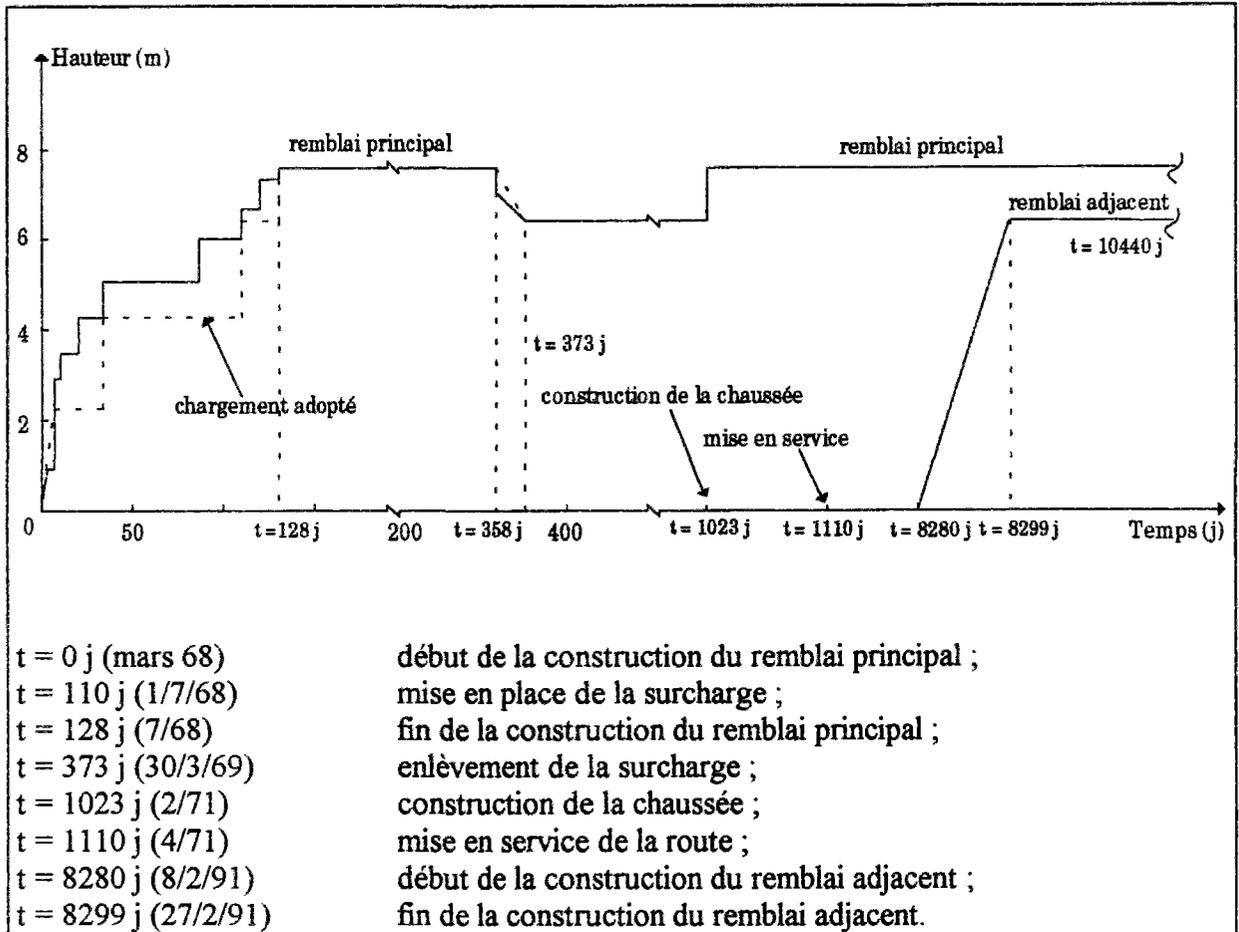


Figure 4.23 : Schéma de chargement du sol de fondation.

4.4.4. Conditions aux limites

Les conditions aux limites durant le calcul ont été maintenues inchangées. La figure 4.24 montre l'ensemble des conditions aux limites imposées dans le calcul : drainage par la base et à deux mètres sous la surface libre du massif de sol, déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol, déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

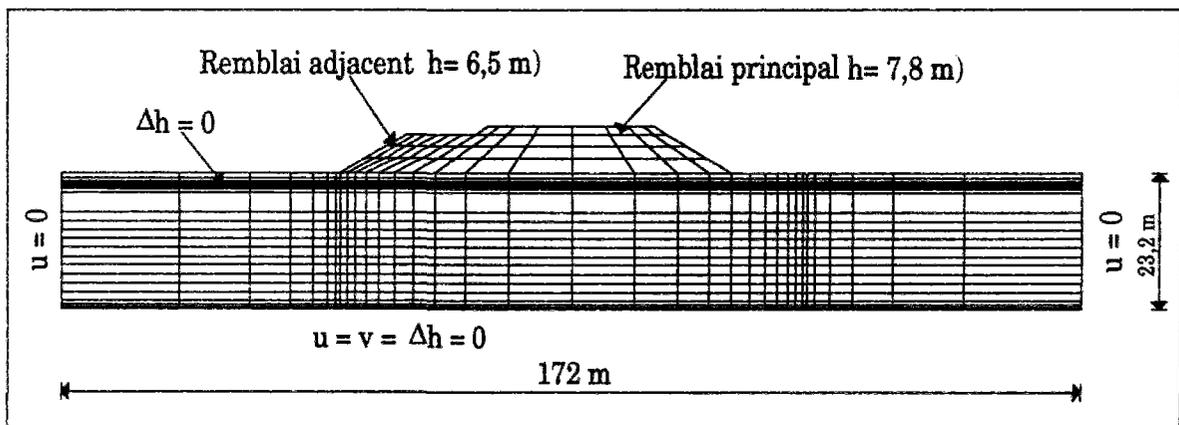


Figure 4.24 : Maillage et conditions aux limites.

4.4.5. Résultats des calculs et analyse

Dans cette partie nous comparons, d'une part, les résultats expérimentaux au profil C et ceux issus du calcul numérique sous l'effet du remblai principal et, d'autre part, les résultats des mesures effectuées dans la zone d'essai et les calculs sous l'effet du remblai adjacent.

4.4.5.1. Surpressions interstitielles

Les figures 4.25 et 4.26 comparent l'évolution des isochrones de surpressions interstitielles mesurées (profil C) et calculées (profil d'essai) dans l'axe du remblai principal, sous l'effet du remblai principal. Les résultats expérimentaux et numériques sont en assez bon accord.

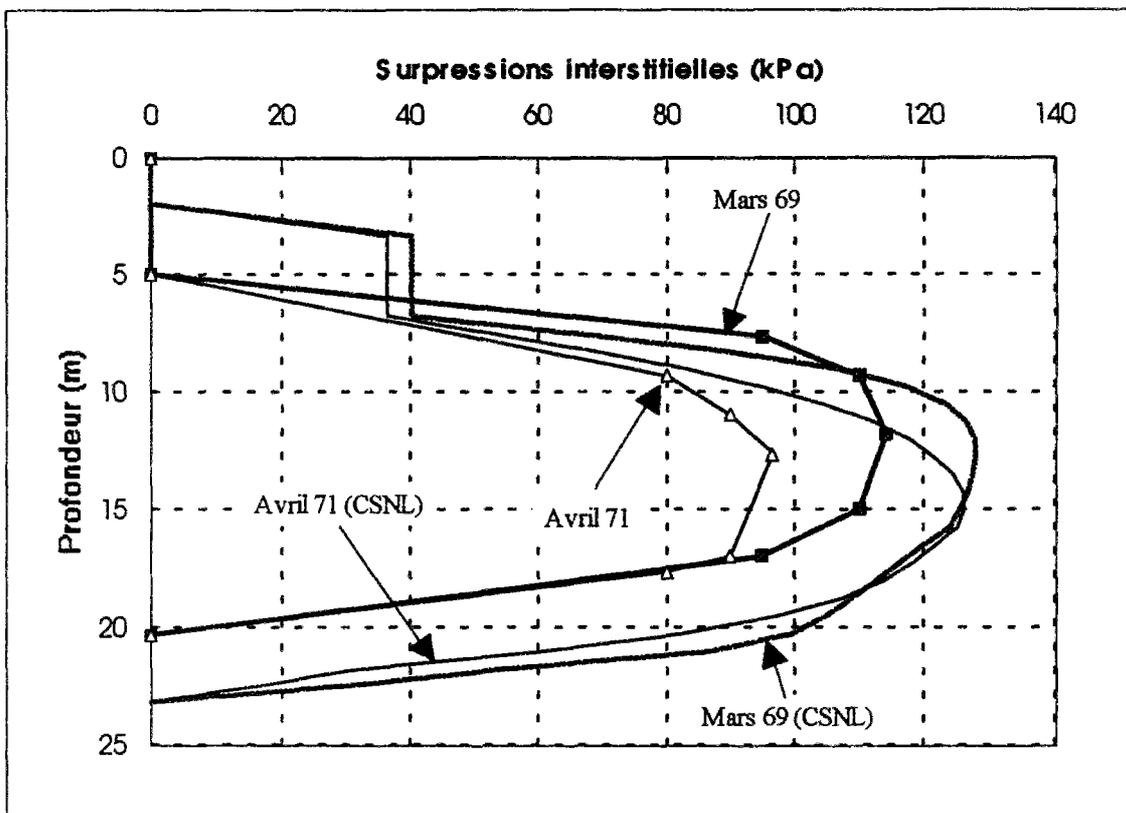


Figure 4.25 : Comparaison de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle mesurées (profil C) et calculées (profil d'essai) dans l'axe du remblai principal, sous l'effet du remblai principal.

Les figures 4.27 et 4.28 présentent respectivement l'évolution des isochrones de surpressions interstitielles mesurées (profil d'essai) et calculées dans l'axe, en pied et en crête du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

La comparaison des mesures aux calculs montre une assez bonne concordance en pied et en crête du remblai principal sauf pour la profondeur 12,4 m dans le profil P2, où l'on peut s'interroger sur la validité de la valeur mesurée. Par contre, des écarts sont observés dans l'axe du remblai principal.

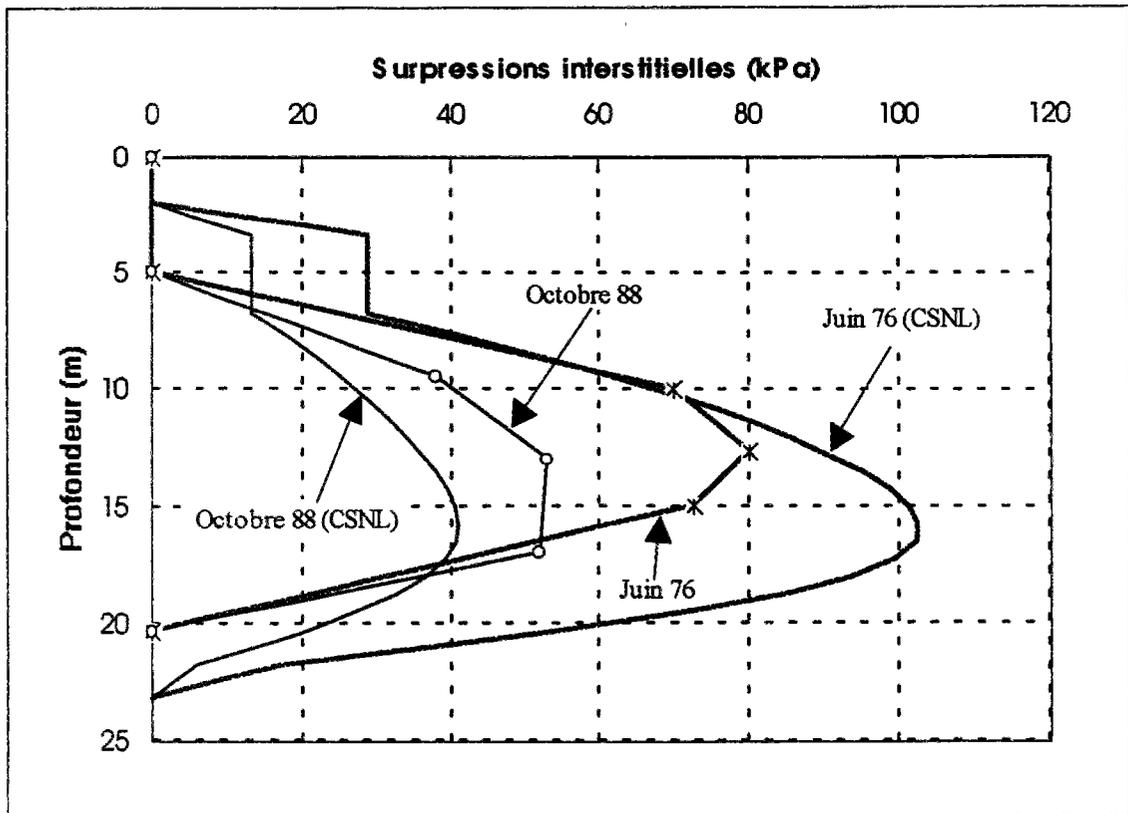


Figure 4.26 : Comparaison de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle mesurées (profil C) et calculées (profil d'essai) dans l'axe du remblai principal, sous l'effet du remblai principal.

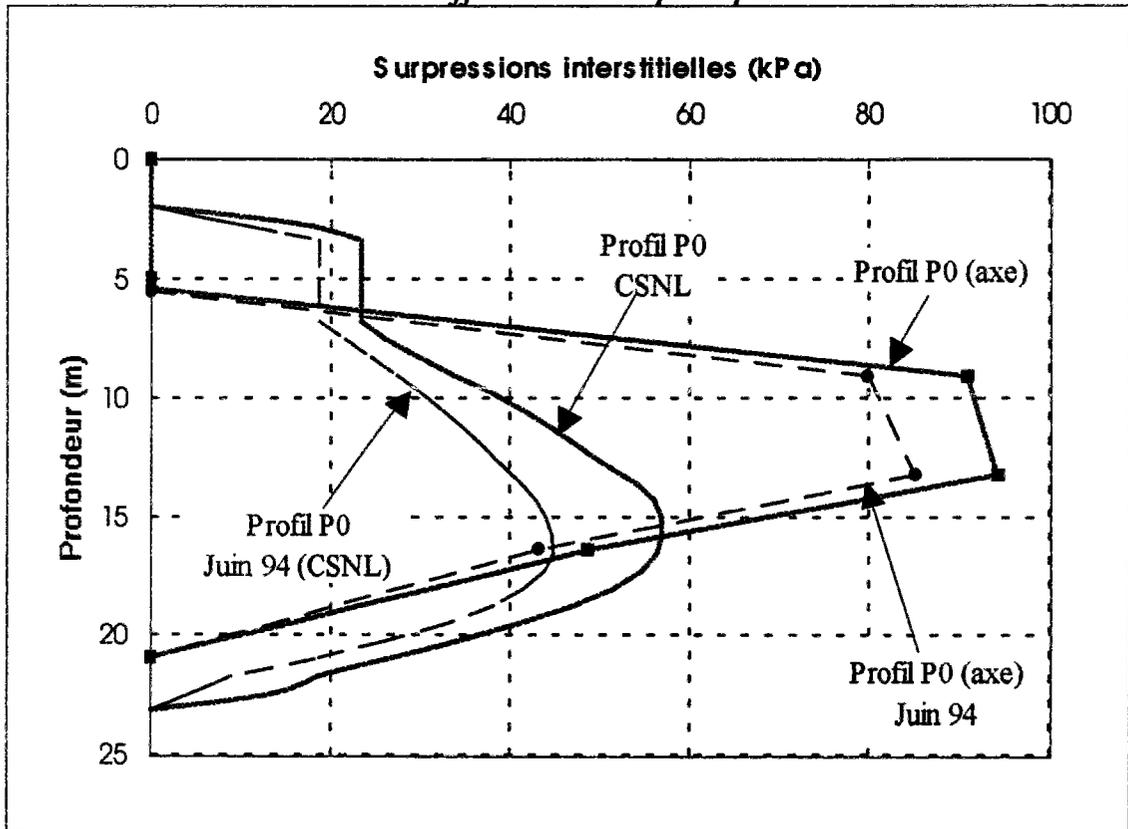


Figure 4.27 : Comparaison de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle mesurées et calculées (profil d'essai) dans l'axe du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

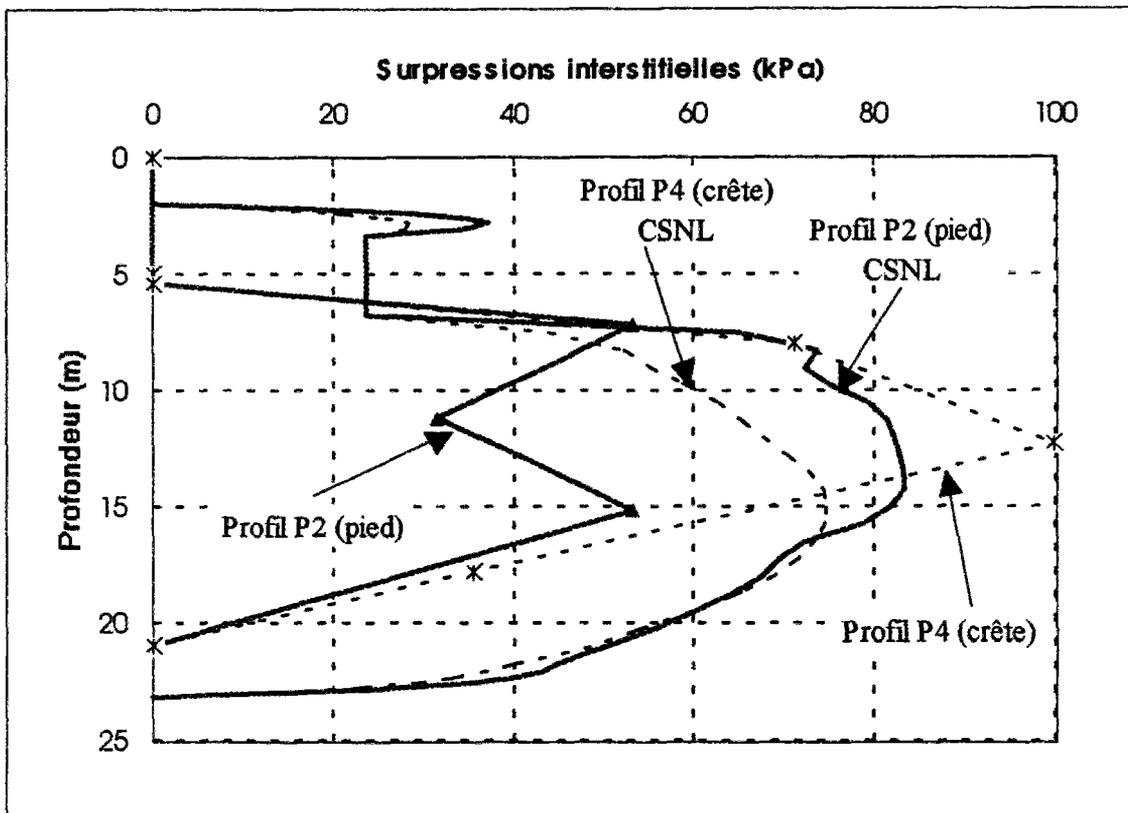


Figure 4.28 : Comparaison de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle mesurées et calculées (profil d'essai) en crête et en pied du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

4.4.5.2. Tassements

La figure 4.29 compare l'évolution au cours du temps des tassements calculés dans l'axe du remblai principal avec les valeurs mesurées de deux origines : mesures au profil C et mesures du tassomètre T_0 sur les site de l'élargissement. La figure 4.30 montre les tassements mesuré (profil C, 1989) et calculé, selon le profil en travers, sous l'effet du remblai principal.

L'allure des courbes de tassement sous l'effet du remblai principal concorde de façon générale, mais avec un écart relativement important (47 %). L'écart entre les tassements extrapolé et calculé est stable (36 %). L'effet du remblai adjacent, est analysé plus en détail sur la figure 4.31 qui présente les résultats des mesures des tassomètres T_0 , T_1 , T_2 et T_3 et les tassements calculés aux noeuds correspondants, sous l'effet du remblai adjacent. Seuls les tassomètres T_0 et T_3 ont la réponse continue que l'on peut attendre sur un tel ouvrage. Les évolutions de calculs et des mesures sont quasiment parallèles, mais avec un décalage initial assez important.

La construction du remblai adjacent induit dans l'axe du remblai principal un tassement supplémentaire de l'ordre de 3 % par rapport au tassement dû à sa propre construction et à la consolidation sous son propre poids.

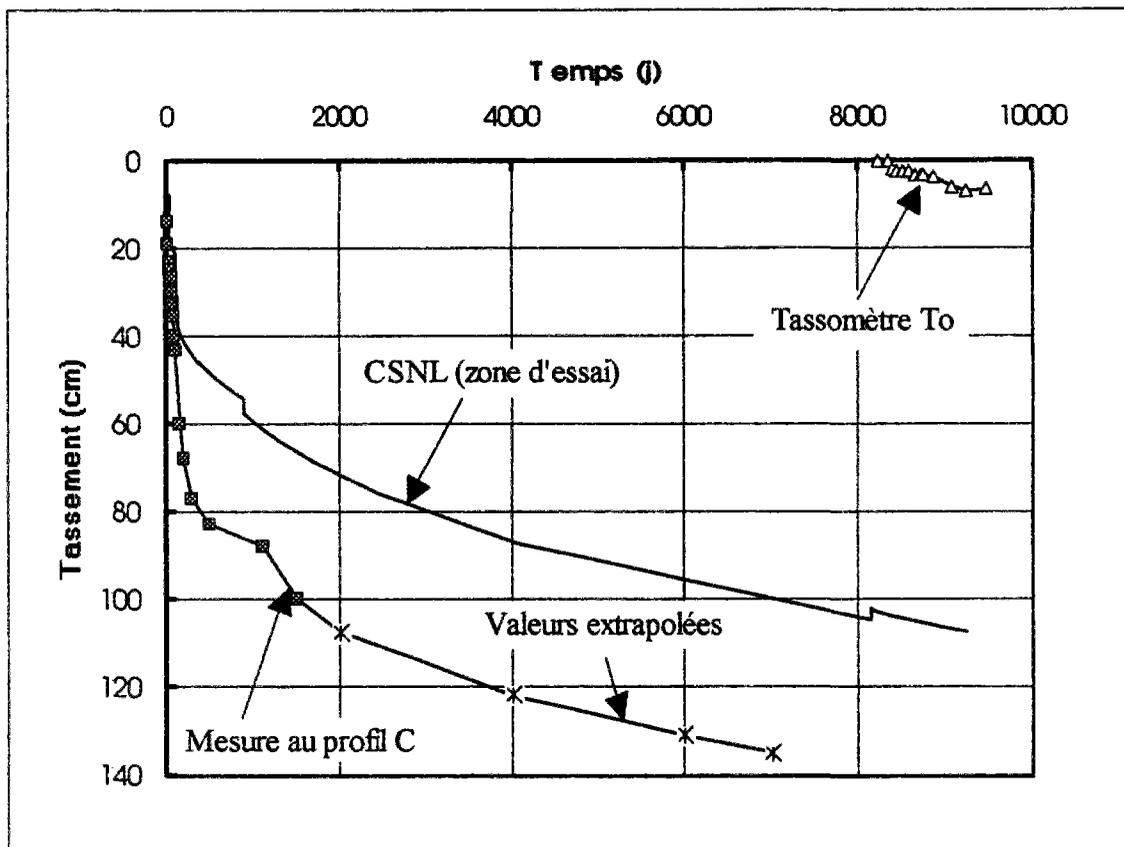


Figure 4.29 : Comparaison des tassements mesurés (profil C) et calculés dans l'axe du remblai principal (profil d'essai), en fonction du temps.

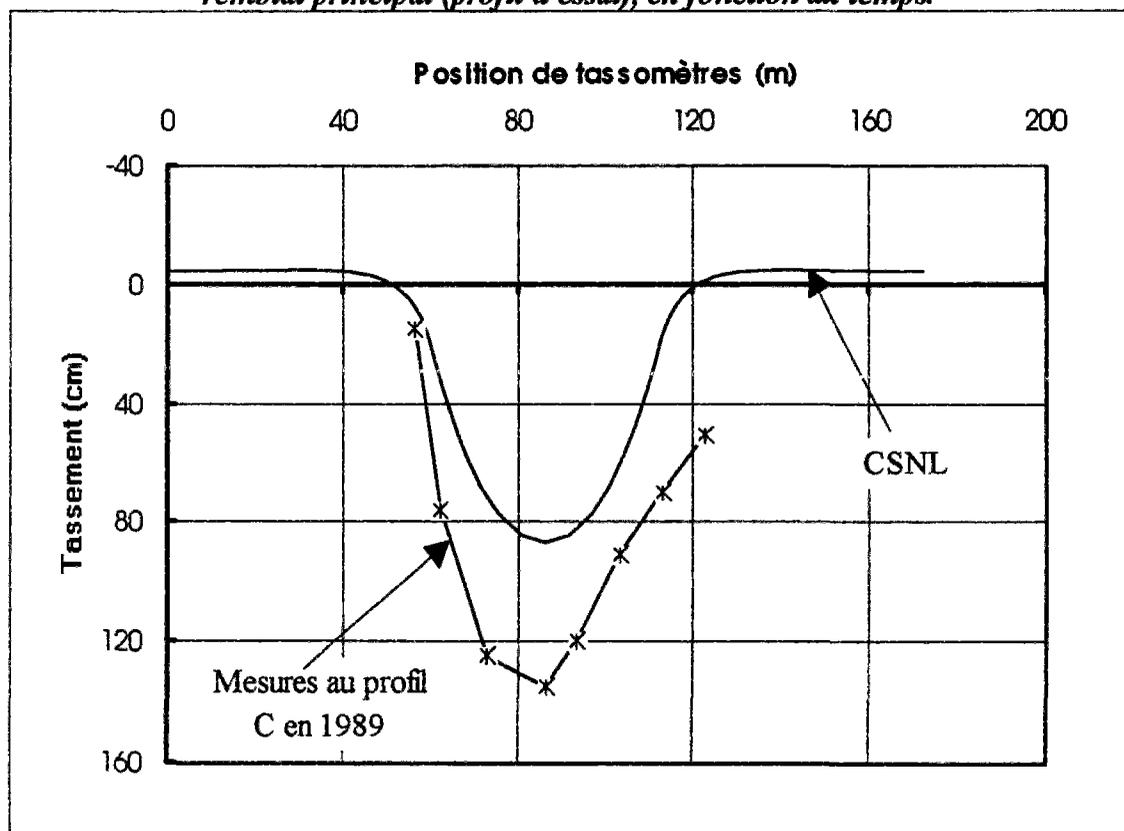


Figure 4.30 : Comparaison des tassements mesuré (profil C) et calculé (profil d'essai) selon le profil en travers, sous l'effet du remblai principal (1989).

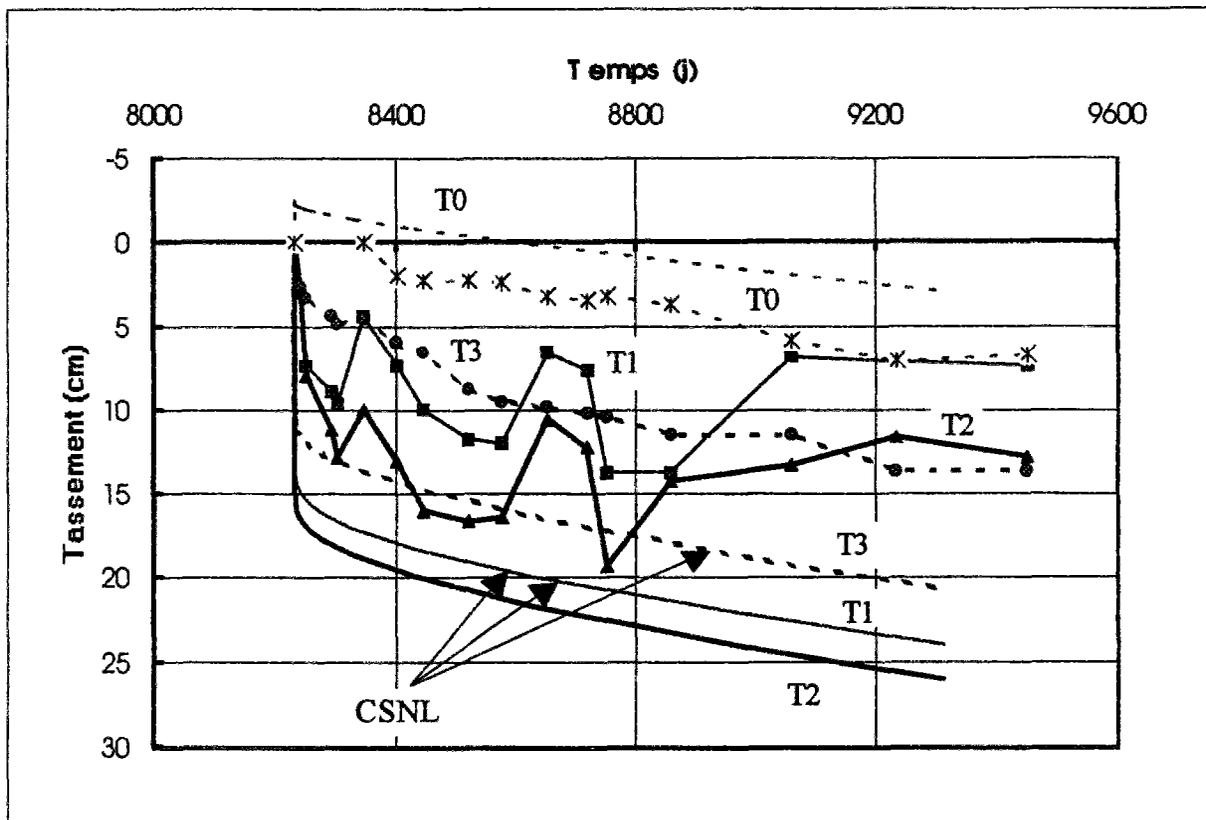


Figure 4.31 : Comparaison des tassements mesurés (T1, T2, T3) et calculés aux noeuds correspondants, sous l'effet du remblai adjacent.

La figure 4.32 montre, selon le profil en travers des remblais, les valeurs calculées du tassement dû au remblai adjacent à différentes dates. L'origine des gonflements non perçus par les capteurs a été commentée antérieurement.

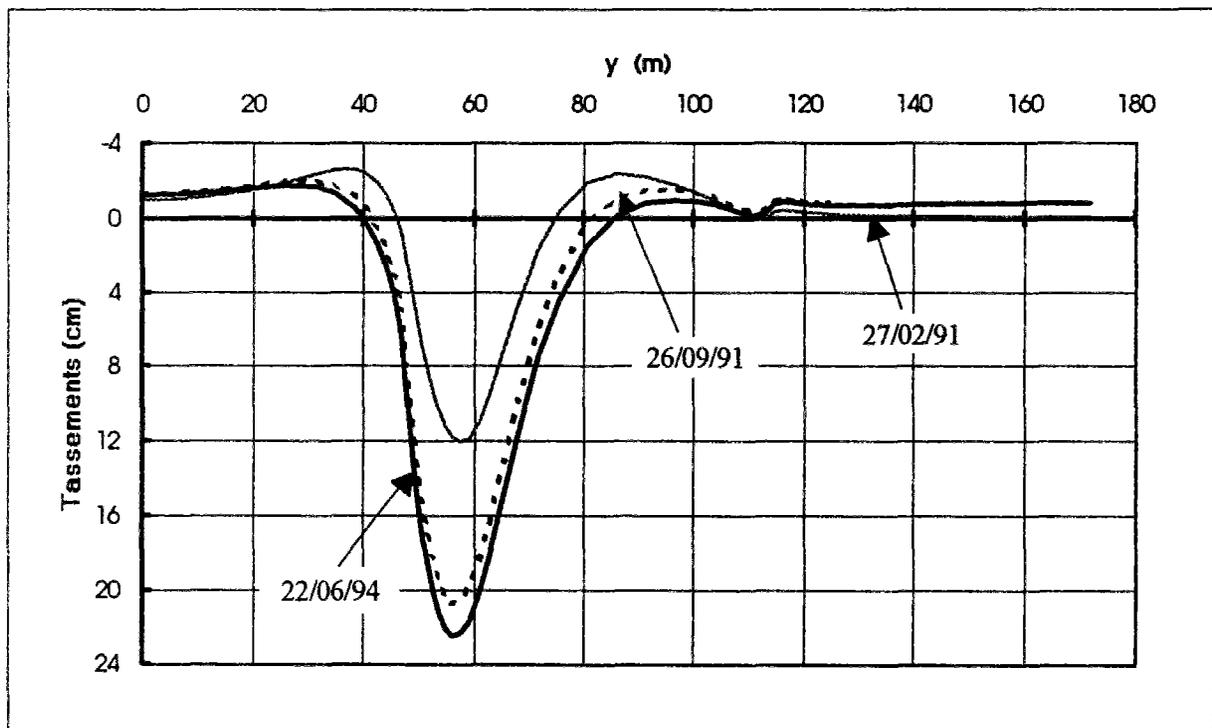


Figure 4.32 : Valeurs calculées des tassements dus à l'effet du remblai adjacent.