Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes

Géotextiles utilisés en tant qu'armatures

(Rapport final, 2ème partie : expérimentation sur massif bicouche renforcé à l'interface)

Geotextilien als Armierungselemente

(Schlussbericht, 2. : Versuche an einem zweischichtigen, an der Schnittfläche verstärkten Massiv)

Laboratoire de mécanique des sols de l' Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Philippe L. Bourdeau, ing. civil EPFL, Dr ès sc.
Livia Pardi, ing. civil univ. Rome

Mandat de recherche 25/84 sur proposition de l'Union des professionnels suisses de la route

Juin 1989

Table des matières

		Page
	Résumé / Zuzammenfassung / Abstract	
1.	PREAMBULE	1
1.1	Mandat	1
1.2	Programme général de la recherche	1
1.3	Contenu du présent rapport	2
2.	POSITION DU PROBLEME ET RAPPEL THEORIQUE	3
3.	METHODE EXPERIMENTALE	5
3.1	Principe général	5
3.2	Mesure des déplacements internes par radiographie	5
3.3	Technique radiographique	10
3.4	Traitement numérique des radiographies	11
3.5	Détermination des déformations et des tensions dans le géotextile	12
4.	MATERIAUX UTILISES	14
4.1	Sols	14
4.2	Géotextiles	16
4.3	Frottement aux interfaces sol-géotextile	16
5.	PROGRAMME EXPERIMENTAL ET RESULTATS	17
5.1	Programme des essais	17
5.2	Essai sans géotextile (CLS01)	19
5.3	Essais avec géotextile non tissé	23
	5.3.1 Ancrage libre (essai CLSNT01)	23
	5.3.2 Ancrage fixé (essai CLSNT02)	27
5.4	Essais avec géotextile tissé	29
	5.4.1 Ancrage libre (essai CLST01)	29
	5.4.2 Ancrage fixe (essais CLST02 et CLST03)	31
5.5	Etude des déformations et des tensions le long du géotextile	37
6.	MODELISATION NUMERIQUE DES ESSAIS	43
6.1	Modèle théorique de l'effet de membrane	43
6.2	Modèle mathématique	44
6.3	Comparaison avec les résultats expérimentaux	45
	6.3.1 Déflections à l'interface	46
	6.3.2 Elongation et tension du géotextile	49
7.	CONCLUSIONS	53
	Références bibliographiques	55

Annexes :

A1. Article paru dans "Computers and Geotechnics" (1989)
A2. Article paru dans "Geotextiles and Geomembranes" (1988)
A3. Caractéristiques des sols
A4. Caractéristiques des géotextiles
A5. Essais de cisaillement sol-géotextile
A6. Essais de traction et fluage
A7. Résultats détaillés des essais

Résumé

Une étude expérimentale du renforcement des sols par des géotextiles a été réalisée au Laboratoire de Mécanique des Sols de l'EPFL, à l'aide de modèles de petite dimension en laboratoire. Le problème étudié était le développement de l'action de membrane d'une inclusion géotextile placée à l'interface d'un sol bicouche sous l'effet d'une charge concentrée en surface.

L'expérimentation était conçue de manière à représenter un état de déformation plane, dans un container muni de parois latérales rigides et lisses. Les dimensions générales du modèle étaient 80 cm x 40 cm x 19 cm. La charge statique était appliquée par incréments à la surface du modèle par l'intermédiaire d'une plaque rigide. Le géotextile était placé entre une couche de sable représentant une fondation granulaire et une couche inférieure de limon.

On s'intéressait notamment à l'influence des conditions d'ancrage du géotextile sur le développement du mécanisme de renforcement. Pour étudier cet effet, les essais réalisés avec un ancrage naturel par frottement furent répétés en fixant les extrémités du géotextile.

Le champ des déformations internes a été observé par une technique radiographique.

Le rapport présente les principaux résultats obtenus. Des informations détaillées sont apportées au sujet de l'influence du renforcement sur le champ de déformation dans le sol et la variation des tensions le long du géotextile.

Un renforcement significatif a été obtenu avec un géotextile tissé.

Une modélisation numérique des essais a été tentée, basée sur la théorie de la diffusion des charges en milieu granulaire. Un bon accord a été trouvé entre cette théorie et les observations dans le cas d'un géotextile tissé.

Il semble que l'intensité des charges appliquées et les déflections soient restées trop faibles pour mettre en évidence de manière concluante l'influence des conditions d'ancrage sur le tassement de la plaque.

Zusammenfassung

Im Laboratoire de mécanique des sols der EPFL wurden Versuche über Bodenverstärkung durch Geotextilien mit Hilfe von kleinmaßstäblichen Modellen durchgeführt. Das untersuchte Problem war die Entwicklung der Membranwirkung eines Geotextileinschlusses in einem zweischichtigen Boden unter einer Einzellast an der Oberfläche.

Das Experiment war in einem Behälter mit glatten und steifen Seitenwänden so ausgelegt, dass es einen ebenen Verformungszustand darstellte. Die äusseren Abmessungen des Modells waren 80 cm x 40 cm x 19 cm. Die statische Last wurde mittels einer steifen Platte auf die Oberfläche des Modells stufenweise aufgetragen. Der Geotextil war zwischen einer Sandschicht, einen körnigen Unterbau darstellend, und einer unteren Siltschicht eingelegt.

Besonderes Interesse wurde dem Einfluss der Verankerungsbedingungen des Geotextils auf die Entwicklung des Bewehrungsmechanismus geschenkt. Um diese Einwirkung zu untersuchen, wurden die Versuche mit natürlicher Verankerung durch Reibung wiederholt, indem die Aussenseiten des Geotextils befestigt wurden. Das Feld der inneren Verformungen wurde mit Hilfe von Röntgenstrahlen beobachtet.

Der Bericht zeigt die wichtigsten erhaltenen Ergebnisse. Genauere Informationen über den Einfluss der Verstärkung auf das Feld der Verformungen im Boden und auf die Veränderung der Spannungen entlang dem Geotextil sind angegeben.

Eine bemerkenswerte Verstärkung wurde mit einem gewobenem Geotextil erhalten.

Es wurde versucht, ein Rechenmodell der Versuche auf Grund der Theorie der Lastausbreitung in körnigem Medium aufzubauen. Eine gute Übereinstimmung der Theorie und der Beobachtungen wurde mit dem gewobenen Geotextil gefunden.

Es scheint, dass die aufgetragenen Lasten und die Verschiebungen zu klein blieben, um auf überzeugende Weise den Einfluss der Verankerungsbedingungen auf die Setzungen der Platte hervorzuheben.

Abstract

An experimental study of soil reinforcing by geotextile fabrics was carried out at the Soil Mechanics Laboratory of the Swiss Federal Institute of Technology, using laboratory scale models. The problem investigated was the developement of the membrane support provided by a geotextile inclusion placed in a two-layer soil system, under the effect of surface applied loading.

The experimental set up was designed to represent a plane strain state of deformation in a container having smooth and rigid lateral boundaries. The overall dimensions of the model were 80 cm x 40 cm x 19 cm. The static load was applied by increments on the surface of the model using a rough rigid plate. The geotextile was placed at the interface between a sand upper layer and a silt compressible subgrade.

Of special interest was the influence of the anchorage conditions of the fabric on the development of the reinforcing effect. To study this later factor, the loading tests, firstly carried out in free edge conditions for the geotextile inclusion, were repeated in fixed edge conditions.

The internal field of deformation was observed by X-ray radiographic technique.

The report presents the main results obtained. Detailed information was obtained on the influence of the reinforcement on the patterns of deformation and the variation of elongation and tensile force along the geotextile. A significant improvement was observed with a woven textile.

A numerical simulation of the scale model tests was attempted, based on the load-diffusion theory in particulate media. Good agreement was found between this theory and the observed response of the system reinforced with woven textile.

It seems that the applied loads and the resulting deflections of the membrane were not large enough to clearly demonstrate the influence of the anchorage conditions on the load-settlement response.

1. PREAMBULE

1.1 MANDAT

Par lettre du 31 juillet 1984, le Département Fédéral de l'Intérieur mandatait le Laboratoire de Mécanique des Sols de l'EPFL (LMS) pour étudier le comportement des géotextiles utilisés en tant qu'armature.

Le thème principal de ce mandat est le mécanisme de renforcement du sol par les géotextiles. Il vise à améliorer la compréhension de ce mécanisme et à en tirer les conséquences pour l'utilisation pratique des matériaux géosynthétiques.

Un crédit supplémentaire (4/89) a également été accordé au mandataire pour la poursuite des travaux sur le même thème.

1.2 PROGRAMME GENERAL DE LA RECHERCHE

Le programme établi en 1984 prévoyait de dresser l'inventaire de la littérature technique en matière de renforcement des sols par les géosynthétiques (géotextiles et géogrilles), et d'en faire la synthèse. Cette première partie de l'étude a fait l'objet du "Rapport Final, 1ère Partie : Etat des Connaissances" par P.L. Bourdeau et J. Chapuis (Octobre 1988). L'étude bibliographique devait être suivie d'une investigation à la fois expérimentale et théorique portant sur quelques aspects fondamentaux de l'interaction mécanique sol-géotextile. L'étude théorique repose sur un modèle mathématique du fonctionnement d'un géotextile placé à l'interface d'un sol bicouche chargé en surface. L'expérimentation en laboratoire, se rapportant au même modèle, consiste à observer le champ de déplacements internes dans le sol renforcé,par une méthode radiographique. On espère ainsi montrer comment se développe le processus de renforcement, dans une situation qui schématise le comportement des structures routières où les géotextiles sont utilisés en tant qu'armatures. Cette 2ème partie de l'étude fait l'objet du présent rapport.

La partie de l'étude couverte par le crédit de poursuite des travaux (4/89), et qui porte sur des cas de charge correspondant aux soutènements, fera l'objet d'un 3ème rapport.

Dans une phase ultérieure, non couverte par le présent mandat, il est envisagé de procéder à une expérimentation à la Halle-fosses d'Ecublens sur des structures renforcées, se rapprochant, par leur taille et leurs performances, des ouvrages réels.

1.3 CONTENU DU PRESENT RAPPORT

Ce second rapport contient une description des méthodes et des résultats de l'investigation menée sur l'interaction sol-géotextile dans un massif bicouche renforcé à l'interface, soumis à une charge concentrée en surface. Ce problème spécifique permet d'observer un type d'interaction, par effet de membrane, qui se développe dans les chaussées non revêtues ou pendant la construction d'une chaussée revêtue, lorsque les couches non liées sont utilisées comme surface de roulement provisoire. Cette partie de l'étude se rattache donc plus spécifiquement au comportement de chaussées ou de petits remblais sur sols compressibles.

Le chapitre 2 est un rappel de notions fondamentales sur les mécanismes de renforcement des chaussées non revêtues. Il donne également une introduction à la théorie, détaillée en annexe, sur laquelle est basé le modèle numérique utilisé au chapitre 6.

Les chapitres 3 et 4 décrivent la méthode expérimentale utilisée et les matériaux (sols et géotextiles) d'essai.

Le chapitre 5 rapporte et commente les principaux résultats expérimentaux obtenus.

Le chapitre 6 est une application de la théorie de l'effet de membrane par diffusion des charges au cas des essais. La comparaison entre résultats expérimentaux et théoriques permet de tirer certaines conclusions qui sont reprises au chapitre 7.

Les résultats détaillés des essais sont présentés en annexe.

2. POSITION DU PROBLEME ET RAPPEL THEORIQUE

En raison de l'extrême complexité de l'interaction entre sol et géotextile qui se développe pendant la construction et à l'état de service, ainsi qu'au grand nombre de paramètres impliqués dans le problème, le mécanisme de renforcement des chaussées non revêtues par les géotextiles n'est pas encore complètement compris.

Tout au moins, il semble y avoir accord sur le fait que, indépendamment de leur effet de drainage et de séparation, les inclusions géosynthétiques placées à l'interface d'une fondation granulaire et d'une infrastructure compressible peuvent agir de trois manières pour renforcer une chaussée non revêtue :

a) confinement latéral de la fondation granulaire,

b) confinement latéral de l'infrastructure

c) effet de membrane

Si le frottement, ou l'enchevêtrement, est efficace à l'interface entre fondation granulaire et l'inclusion tendue, l'expansion latérale du matériau granulaire, sous l'effet des charges verticales appliquées, est restreint, ce qui accroît à la fois la résistance et la rigidité de la fondation.

Un mécanisme similaire peut accroître la capacité portante de l'infrastructure en influençant son mode de rupture. Le cisaillement local qui se développerait sans renforcement n'est plus critique avec renforcement, et la rupture ne se produit qu'avec un cisaillement généralisé.

Dans une gamme de déformations plus grandes, la déflection de l'interface associée à l'orniérage de surface peut générer des tensions de membrane significatives dans le géotextile, dont les composantes verticales résistent aux charges appliquées et réduisent les pressions transmises à l'infrastructure.

Un certain nombre de modèles mathématiques considèrent cet effet de membrane comme le phénomène déterminant dans le mécanisme de renforcement des chaussées non revêtues, lorsque le module d'élongation de l'inclusion ainsi que son frottement avec le sol sont suffisants. On se reportera à ce sujet à la synthèse bibliographique présentée dans le "Rapport Final, 1ère partie" de la présente étude (Bourdeau et Chapuis, 1988). Dans ce type d'analyse, l'hypothèse est généralement faite, soit d'extrémités fixes pour le géotextile par des points d'ancrage fictifs, soit d'une forme géométrique arbitrairement choisie pour la membrane défléchie.

Ces modèles n'apportent donc pas une solution du problème qui permette de juger de l'influence des conditions d'ancrage réelles du géotextile, généralement assurée par frottement avec les matériaux de fondation et d'infrastructure.

La présente étude porte sur le rôle de l'effet de membrane dans le mécanisme de renforcement, et met en oeuvre une technique expérimentale qui permet d'observer les déplacements locaux à l'intérieur de la structure renforcée. Elle offre donc aussi la possibilité d'étudier le processus de mobilisation de l'ancrage par frottement qui est lié au développement de l'effet de membrane.

Le modèle mathématique utilisé conjointement à l'expérimentation pour simuler cet effet de membrane est basé sur la théorie proposée initialement par Bourdeau, Harr et Holtz (1982) et dont le développement a été poursuivi dans le cadre de la présente étude (Bourdeau, 1989). La formulation de ce modèle, qui est résumée au chapitre 6, est présentée en détail sous sa forme la plus récente à l'annexe A.1. Une étude comparative avec des essais à grande échelle, réalisés au Canada par Douglas et Kelly (1986), a montré que la théorie de l'effet de membrane par diffusion des charges permettait d'expliquer certains aspects de l'interaction sol-géotextile lorsque l'ancrage par frottement est incomplet et qu'un glissement partiel se produit à l'interface. Cette étude comparative (Bourdeau et al., 1988) est reproduite à l'annexe A.2.

3 METHODE EXPERIMENTALE

3.1 PRINCIPE GENERAL

Comme on l'a vu au chapitre précédent, une meilleure connaissance de la répartition des efforts entre les différents composants du système est nécessaire à la compréhension du mécanisme d'interaction sol - géotextile. Dans le cas du massif bicouche renforcé à l'interface, les composants sont : la couche superficielle de matériau granulaire, l'inclusion géotextile, le sol de fondation compressible.

Puisque les contraintes auxquelles sont soumis les composants ne sont pas directement mesurables, il est nécessaire de les calculer à partir de l'**observation des déplacements internes** dus à l'application de la charge.

Pour étudier l'évolution des déplacements dans le système en cours de chargement, une **technique radiographique** a été appliquée (Bourdeau, 1986; Bourdeau et Recordon, 1988). Cette technique permet d'observer sur des clichés, pris à différents stades de l'essai, la position de petites billes de plomb qui ont été insérées préalablement dans le massif et dont les mouvements donnent l'image du champ de déplacements à l'intérieur du modèle.

3.2 MESURE DES DEPLACEMENTS INTERNES PAR RADIOGRAPHIE

L'expérimentation, schématisée à la fig. 3.2.1, consistait à charger un massif de sol bicouche renforcé, au moyen d'une plaque rigide appliquée en surface. Dans la présente étude, le massif était formé d'une couche supérieure de sable, simulant la superstructure d'une chaussée non revêtue, et reposant sur une couche de limon compressible. Le renforcement était constitué par un géotextile posé à l'interface des deux sols.

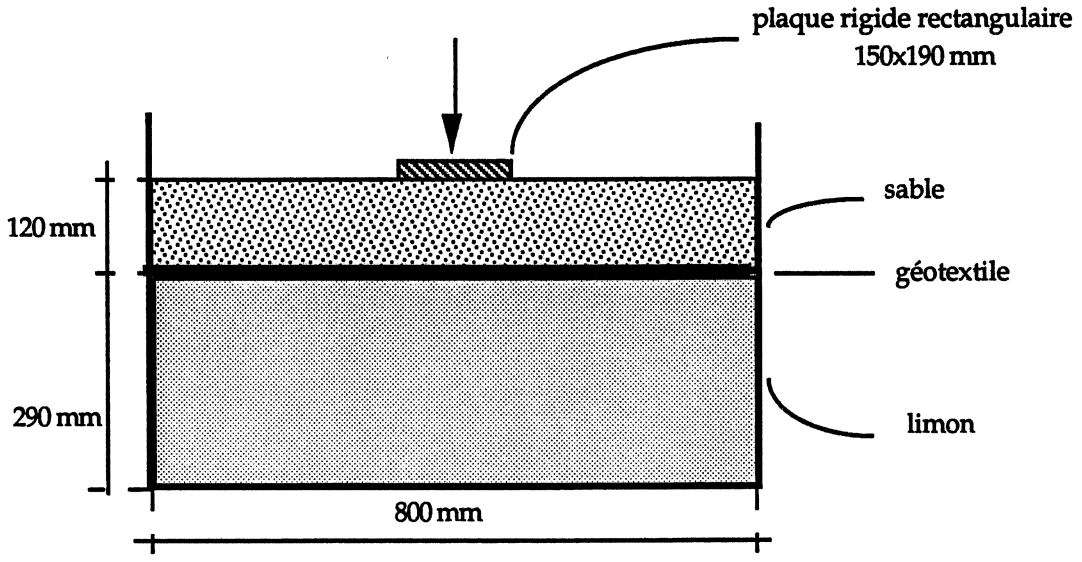

fig.3.2.1 - Schéma du modèle.

Le **chargement** était appliqué par paliers successifs et les déplacements internes ainsi que le tassement de la plaque étaient observés pour chaque niveau de sollicitation. La cuve d'essai et le dispositif de charge étaient conçus de manière à simuler un état de déformation plane. Leurs dimensions et caractéristiques sont indiquées sur les fig.3.2.2 et 3.2.3.

Le principe des mesures est représenté par la fig.3.2.4: on radiographie un **réseau de billes** de plomb (diamètre 2 mm), insérées dans un plan vertical à l'intérieur du système sable - géotextile - limon.

Pour la précision des résultats, il est nécessaire que les **billes** soient le plus près possible du **plan de symétrie verticale**, perpendiculaire à la direction d'exposition radiographique. Par contre, il n'est pas important que la distance entre les billes soit parfaitement régulière. Les billes sont placées pendant la construction du modèle à l'aide d'un gabarit constitué par la superposition de deux règles coulissantes percées à intervalles réguliers de 1.25 cm . Quant au géotextile, les billes y sont collées afin quelles suivent ses déplacements. L'annexe A.6 donne des indications sur les caractéristiques des colles utilisées.

Des **repères fixes**, constitués également par des billes de plomb fixées sur la paroi extérieure de la cuve (fig. 3.2.4), fournissent une base géométrique de coordonnées connues.

Une description plus détaillée de l'application de la méthode radiographique en mécanique des sols a été faite par Bourdeau et Recordon (1988).

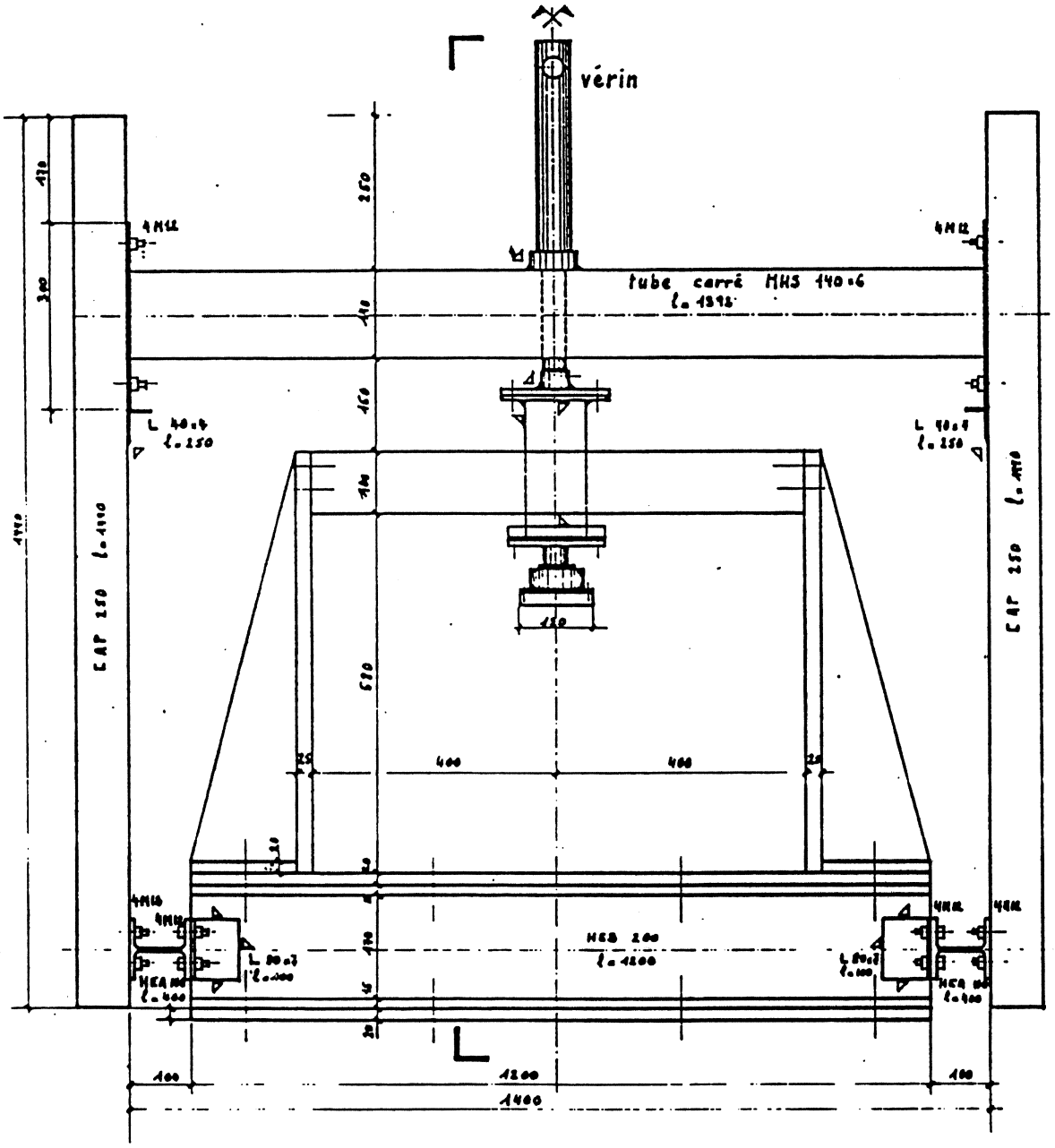

fig.3.2.2 - Cuve d'essai et dispositif de charge pour l'expérimentation en déformations planes - Elévation (cotes en mm)

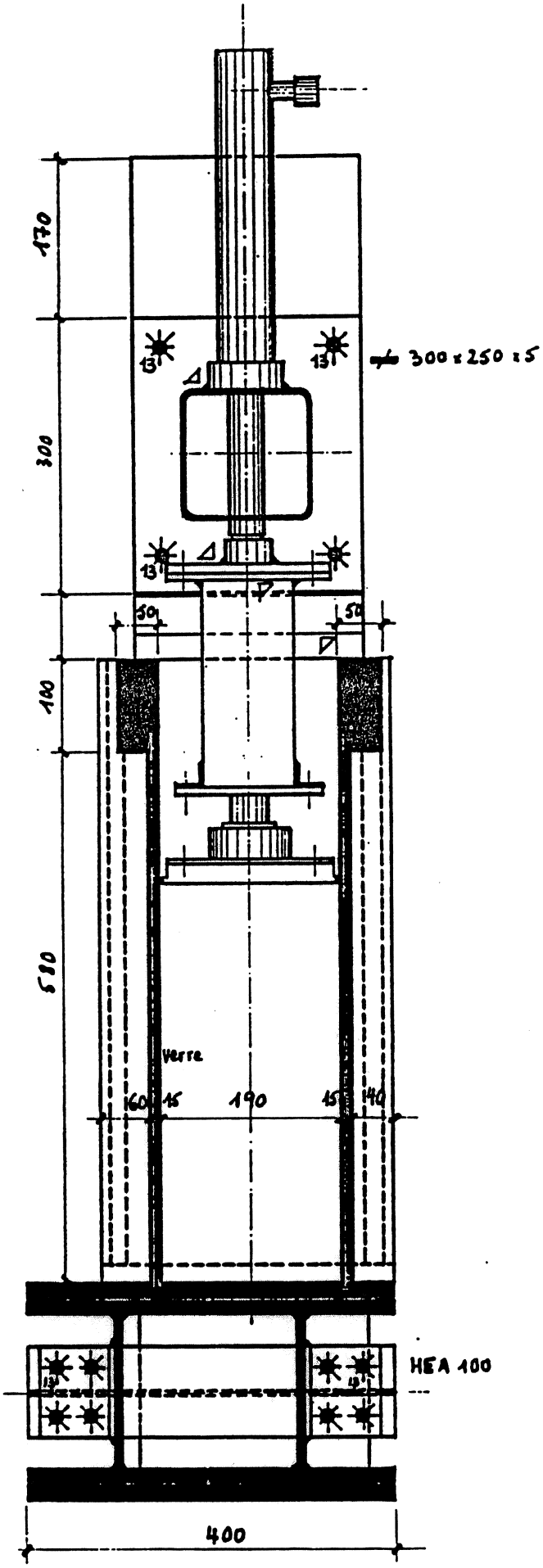

fig.3.2.3 - Cuve d'essai et dispositif de charge. - Coupe (cotes en mm)

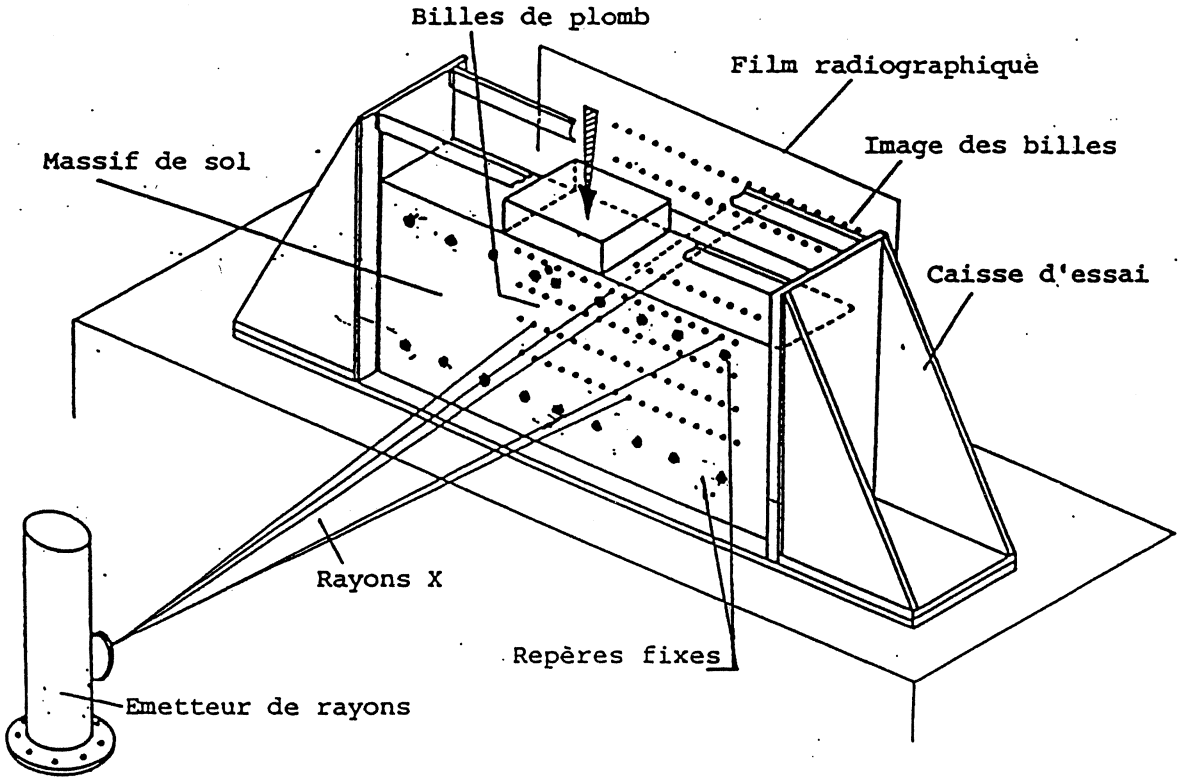

fig.3.2.4 - Principe de la mesure des déplacements internes par radiographie.

Afin d'assurer une bonne reproductivité des essais, ceux-ci ont porté sur des sols **lâches, secs, normalement consolidés.**

Les deux matériaux pulvérulents utilisés, sable et limon, ont été préalablement sechés. Ils ont été mis en place sans compactage, en les saupoudrant d'une hauteur quasi-nulle, par couches minces d'environ 25 mm d'épaisseur. La surface de chaque couche était réglée avant d'y poser les billes de plomb.

La **charge** était appliquée, à l'aide d'une semelle rigide de dimensions 150x190 mm, par paliers successifs d'approximativement 200 à 400 N jusqu'au poinçonnement. Un cycle de charge - décharge a été conduit au moins une fois pour chaque essai .

A chaque incrément, la charge était gardée constante jusqu'à la stabilisation des tassements en surface. L'équilibre était supposé atteint lorsque les deux comparateurs de déplacements, disposés sur la semelle, indiquaient des mouvements inférieurs à 0.05 mm/heure. Ce critère est à rapprocher à celui de l'ancienne norme SN 670'327 relative à l'essai de plaque.

La radiographie du modèle était effectuée après stabilisation, à chaque incrément de charge. La comparaison des coordonnées des billes de plomb mobiles entre deux radiographies permettait de calculer leurs déplacements, et ainsi d'obtenir une image du champ de déformations internes du système.

3.3 TECHNIQUE RADIOGRAPHIQUE

Le film, enfermé dans une cassette rigide (fig.3.2.4), est fixé à la face arrière de la cuve. Ses dimensions maximales disponibles étant de 350x450 mm, il n'est pas possible de radiographier tout le massif, mais étant donné la symétrie du modèle, il suffit de prendre un cliché de la moitié du massif comprenant l'axe de charge.

Les radiographies ont été réalisées avec les valeurs des paramètres d'exposition indiquées dans le tableau 3.3.1

Emetteur de RX	Type : Philips MG150 Tube . MÖD 151/Be Foyer : 3x3 mm
Paramètres géométriques	Epaisseur du sol = 190 mm Epaisseur du verre = 30 mm Distance foyer-film = 600 mm Film : Kodak Industrex AX
Paramètres d'exposition	Tension : 120 kVolts Intensité : 28 mA Durée : 6 min

tableau 3.3.1 - Données radiographiques

3.4 TRAITEMENT NUMERIQUE DES RADIOGRAPHIES

Pour estimer les **déplacements** internes dus aux variations de charge, on compare la position de chaque bille de plomb sur chaque radiographie, prise pendant l'essai, à sa position initiale. Les déplacements des billes sont interprétés en termes de déplacements des particules de sol.

On rappelle ci-dessous les hypothèses sur lesquelles sont basés les calculs de déplacements (Roscoe et al., 1963) :

- **les billes de plomb ne sont pas des particules de matériau,** mais elles suivent les déplacements de ces particules; chaque bille de plomb est entraînée par les grains qui lui sont contigus, **son déplacement reflète les mouvements d'ensemble de ces grains** et en particulier il est égal au déplacement moyen des particules qui occupaient initialement son volume;

- **le massif est symétrique et statistiquement homogène** dans les directions horizontales; les mouvements transversaux (i.e. parallèles au faisceau de rayons X) des grains situés dans le plan du réseau des billes, qui est le plan de symétrie verticale, sont en moyenne nuls. Pour l'évaluation des déplacements et des déformations, la projection de la position des billes sur un plan vertical parallèle au réseau est suffisante;

- **les perturbations de l'état plan de déformation sont négligeables** dans le plan du réseau des billes. On suppose que les **parois** sont assez **rigides** pour que leur déflexion, due à l'application de la charge, soit négligeable.

Toutes les radiographies ont été exploitées d'une façon semi - automatique consistant à relever les coordonnées de chaque bille sur chaque cliché à l'aide d'un coordinatographe dont la résolution est de $2 \cdot 10^{-2}$ mm. Ces coordonnées sont enregistrées par un ordinateur relié au coordinatographe.

La précision des mesures ainsi obtenues est affectée par certains facteurs aléatoires, comme, par exemple, la modification des distances d et d' (fig. 3.4.1), entre deux radiographies successives, les différences de positionnement du film lors des clichés successifs ou le pointage par l'opérateur du centre de l'image de chaque bille. Il est possible de compenser une partie des erreurs de manière statistique et globale par une transformation géométrique du plan (transformation d'Helmert). La précision avec laquelle les coordonnées d'une bille sont finalement obtenues est de l'ordre du dixième de mm (Bourdeau, 1986).

Ces calculs ont été effectués à l'aide des logiciels développés au Laboratoire de Mécanique des Sols de l'EPFL.

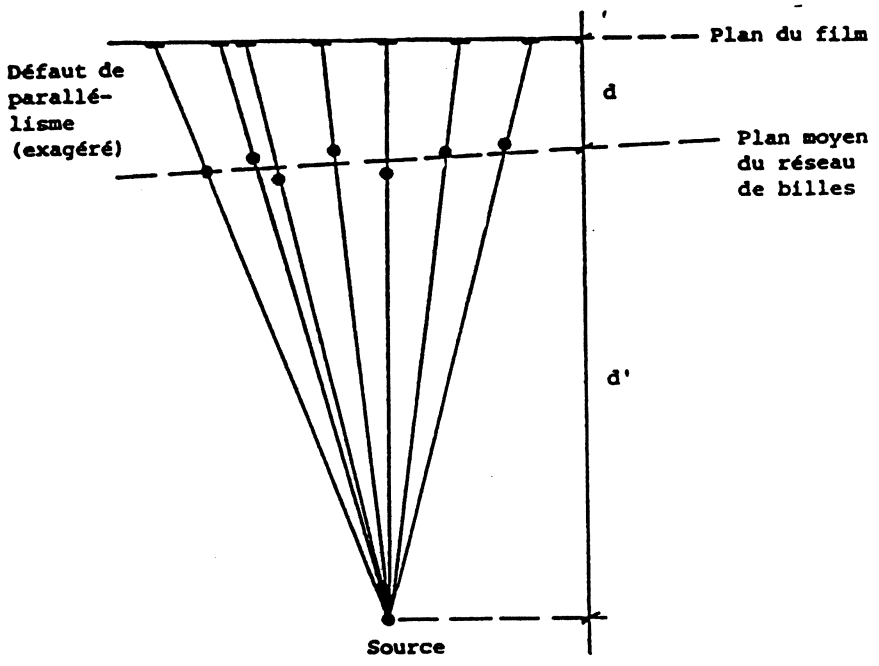

fig. 3.4.1 - Effets géométriques parasites sur les images radiographiques

3.5 DETERMINATION DES DEFORMATIONS ET DES TENSIONS DANS LE GEOTEXTILE

Etant donné le type de sollicitation appliqué, les tensions varient le long du **géotextile** : elles sont plus grandes dans les régions où la membrane est plus sollicitée et diminuent dans les zones d'ancrage.

Etant donné la taille du modèle, il n'était pas possible de mesurer les tensions directement sans les perturber gravement. On les a donc estimées à partir des déplacements des billes collées sur le géotextile. Pour chaque radiographie, à partir des valeurs des coordonnées de deux billes voisines, on peut théoriquement évaluer la longueur de géotextile comprise entre elles. Cette longueur varie avec la charge appliquée en surface. On peut donc, à partir de ces mesures, évaluer les élongations locales du géotextile.

Le géotextile est supposé avoir pour les faibles déformations un **comportement** en traction de type **élastique lineaire**. La tension en un point est directement proportionnelle à la déformation et peut donc être calculée si l'on connaît le module d'élongation du textile. La détermination de ce module, ainsi que l'étude des propriétés de fluage des géotextiles utilisés, sont rapportées aux annexes A.4 et A.6.

La mesure directe des tensions dans le géotextile a cependant été possible aux extrémités de la nappe lorsque celle-ci était ancrée, ainsi qu'on le verra plus loin.

La procédure décrite ci-dessus n'a cependant pas pu être suivie strictement dans la présente étude, pour des raisons de précision des mesures. En effet, dans le domaine des petites déformations enregistrées pour les géotextiles (de l'ordre du pourcent), le calcul des élongations et des tensions n'a pu être effectué que sur la base des déflections verticales de la membrane, en négligeant les changements de coordonnées horizontales des billes-témoins.

4 MATERIAUX UTILISES

4.1 SOLS

Les deux sols utilisés ont été:

- un **sable de fonderie** , à granulométrie uniforme (fig. 4.1.1)

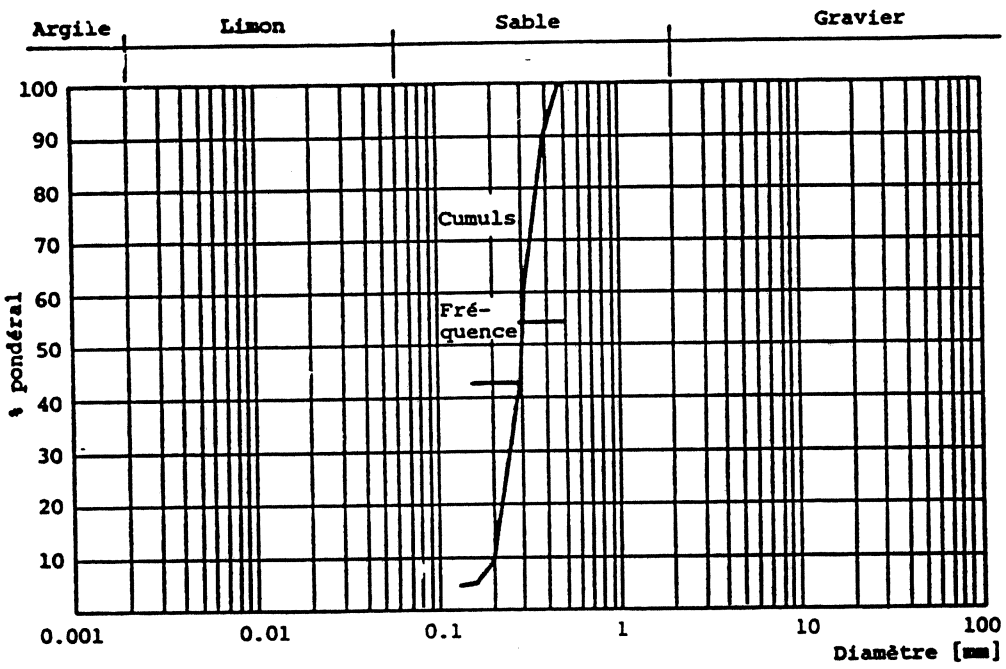

fig.4.1.1 - Sable de fonderie - granulométrie

- un **limon bien gradué** provenant de la carrière de Biolley - Orjulaz, auquel on a soustrait la fraction graveleuse (fig.4.1.2).

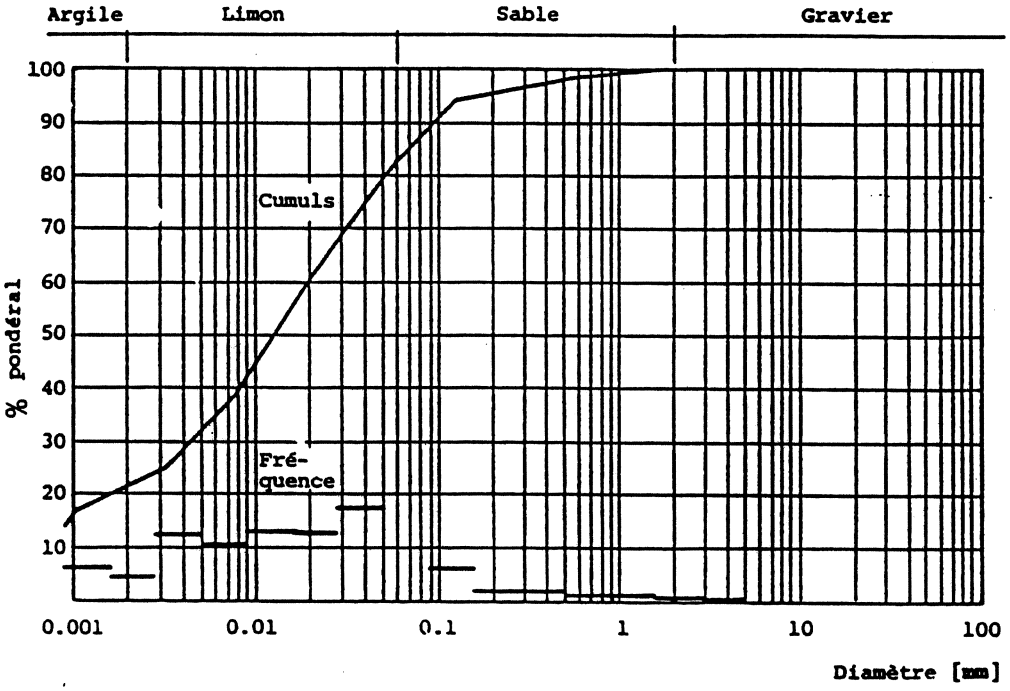

fig. 4.1.2 - Limon de Biolley-Orjulaz - granulométrie

Les deux types de sol ont été soumis à des essais d'identification dont les résultats sont rapportés à l'annexe A.3 (tableau A.3.1). En ce qui concerne la résistance des deux sols, des essais de cisaillement direct, de cisaillement simple et de compression triaxiale ont été faits : leurs résultats sont également indiqués à l'Annexe A.3, en fonction du type d'essai et de la compacité initiale (tableaux A.3.2, A.3.3).

Pour la sable, des valeurs fictives de la cohésion effective ont été trouvées, dues à la forte pente de la courbe intrinsèque dans le domaine des faibles pressions. Au contraire, la cohésion effective du limon est nulle : il se comporte donc comme un sable fin bien gradué.

La méthode radiographique impose de placer les matériaux par petites couches successives après un remaniement complet. Les matériaux étaient ensuite consolidés sous leur propre poids.

4.2 GEOTEXTILES

Deux géotextiles présentant des propriétés physiques et mécaniques différentes ont été utilisés. Leurs caractéristiques sont résumées à l'annexe A.4.

Le **TYPAR 3857** (Du Pont de Nemours) est un géotextile **non tissé** en polypropylene. Ce textile est formé des fibres assemblées de manière aléatoire. Sa force de rupture est modeste (17.4 kN/m) tandis que son allongement à la rupture atteint 40 %. Le matériau présente un comportement charge - allongement non linéaire (fig. A.4.2). Son module d'élongation sécant, évalué à partir des données fournies par la société productrice, est de 100 kN/m pour une déformation de 10 %. L'allongement dû au fluage, pour une sollicitation correspondante à 25 % de la force de rupture est faible, comme on a pu le vérifier en effectuant un **essai de traction et fluage**. Les résultats de cet essai sont résumés à l'annexe A.6.

Le **STABILENKA B200** (Enka Industrial Systems) est un géotextile **tissé**, formé d'une chaîne polyester et d'une trame polyamide. Il présente, dans la direction de tissage une force de rupture élevée (230 kN/m) pour un allongement de 10 %.

La courbe charge - allongement donnée par la société productrice a permis de fixer pour le module sécant à 10% d'élongation la valeur de 2250 kN/m; par contre la valeur mesurée au Laboratoire de Mécanique des Sols est de 2600 kN/m.

4.3 FROTTEMENT AUX INTERFACES SOL-GEOTEXTILE

Le frottement mobilisable aux interfaces entre sol et géotextile a été étudié au moyen d'un essai de cisaillement direct modifié. Cette modification consistait à coller le géotextile sur un bloc rigide placé dans la boîte inférieure, afin de mesurer directement le frottement développé sur la face supérieure en contact avec le sol placé dans la boîte supérieure.

Cette procédure est décrite en détail à l'Annexe A.5. On y indique également les résultats obtenus pour chaque combinaison sol-géotextile. Il apparaît clairement qu'avec les matériaux utilisés, le cisaillement se développe dans le sol lui-même, grâce à une bonne imbrication des grains avec la texture du géotextile.

La valeur du coefficient de frottement mobilisable entre sol et géotextile est donc très voisine de la tangente de l'angle de frottement interne du sol.

5. PROGRAMME EXPERIMENTAL ET RESULTATS

5.1 PROGRAMME DES ESSAIS

Les principaux paramètres qui influencent les performances du système renforcé sont:

- **la géométrie du massif et de la plaque de charge;**

- **l'intensité de la charge appliquée et le programme de chargement;**

- **le type de sol utilisé pour chaque couche, sa compacité et sa teneur en eau initiales;**

- **le type de géotextile employé comme renforcement et ses caractéristiques, (en particulier son module d'élongation);**

- **le frottement mobilisable aux interfaces sol-géotextile;**

- **les conditions d'ancrage du géotextile à ses extrémités.**

Pour l'ensemble des essais, les paramètres géométriques (dimensions du massif, épaisseur des couches, dimensions de la plaque de charge) ont été gardés constants.

Les sols utilisés sont ceux décrits au chapitre précédent. Tous les essais ont été faits avec le sable en couche supérieure et le limon simulant le sol d'infrastructure, tous deux à l'état quasi sec et normalement consolidé.

Le programme de charge appliqué a également été similaire pour chaque essai : chargement par paliers jusqu'à poinçonnement du massif, avec un seul cycle intermédiaire de décharge-recharge. Le critère de rupture considéré pour stopper l'essai était davantage un critère d'exploitation numérique des radiographies qu'un critère mécanique. En effet, les sols pulvérulents lâches normalement consolidés ne manifestent pas une perte de portance brutale lors de leur poinçonnement. Dans le cadre des essais rapportés ici, on pouvait continuer à accroître la charge avec des tassements de l'ordre de plusieurs centimètres, mais alors les déplacements des billes de plomb supérieures étaient tels qu'elles se confondaient avec celles des niveaux inférieurs. Les essais ont donc été stoppés à ce stade afin d'éviter des erreurs d'interprétation des radiographies.

Un autre critère de rupture est constitué par le développement, dans la couche de sable, de zones de cisaillement. Celles-ci prennent naissance sous les angles de la plaque de charge et se propagent vers le bas. En raison de la dilatance du sable qui se produit dans ces zones de cisaillement, celles-ci apparaissent plus sombres que le reste du matériau sur les radiographies, et sont donc identifiables visuellement.

Les essais ont été exécutés dans deux situations différentes en ce qui concerne l'ancrage du géotextile :

a) ancrage libre, c'est-à-dire que les extrémités du géotextile étaient libres de se déplacer si les sollicitations dépassaient les capacités de frottement mobilisables aux interfaces.

b) ancrage fixe, c'est à dire que les extrémités du géotextile étaient maintenues fixes au moyen d'un dispositif mécanique schématisé par la figure 5.1.1. Ce dispositif était conçu de manière à empêcher le déplacement vertical et horizontal de l'extrémité du géotextile, tout en permettant sa rotation. Un capteur de force indiquait la tension du géotextile à son extrémité.

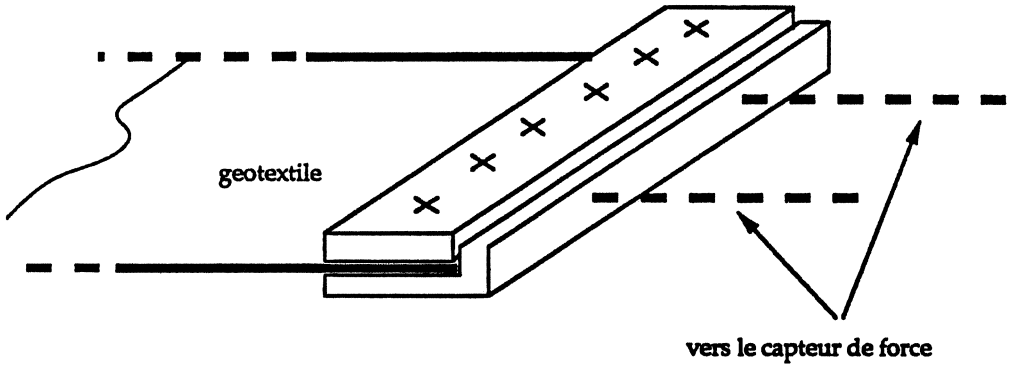

Fig. 5.1.1 - Dispositif d'ancrage à l'extrémité du géotextile

Les essais avec géotextile tissé et géotextile non tissé ont été répétés dans les deux cas d'ancrage décrits ci-dessus. Un essai sans géotextile a également été exécuté à titre comparatif.

Le tableau 5.1.1 résume le programme des essais réalisés.

Essai	Sols	Géotextile	Ancrage
CLS01	Sable 12 cm Limon 29 cm		
CLSNT01	idem	non tissé	libre
CLSNT02	idem	non tissé	fixe
CLST01	idem	tissé	libre
CLST02	idem	tissé	fixe
CLST03	idem	tissé	fixe

Tableau 5.1.1 - Programme des essais

5.2 ESSAI SANS GEOTEXTILE (CLSO1)

L'essai **sans géotextile**, conduit sur le système bicouche sable - limon, devait servir de référence, par rapport aux essais avec géotextile. Les modalités d'exécution ont été les mêmes que pour les autres essais. Les valeurs des principaux paramètres de l'essai sont indiquées au tab. 5.2.1. La courbe charge - tassement est representée sur la fig. 5.2.1; un seul cycle de décharge et recharge a été opéré. On remarque qu'il n'y a aucune récupération du tassement pendant la décharge, à cause de la plasticité du sol.

A l'annexe A.7 (fig. A.7.1.1 - A.7.1.10) sont reproduits les déplacements à l'intérieur du modèle pour les paliers de sollicitation les plus significatifs de l'essai. Les fig. A.7.1.1 - A.7.1.5 representent les déplacements cumulatifs par rapport à l'état non chargé : les tassements plus forts se vérifient naturellement au dessous de la plaque de charge pour diminuer en se rapprochant des extrémités du modèle où l'influence de la charge est plus faible.

A mesure que la charge augmente, on assiste, avec le tassement sous la plaque, à un refoulement latéral du matériau dans les deux couches. Ce fait est mis en évidence sur les fig. A.7.1.6 - A.7.1.10 qui donnent l'image des déplacements des billes entre deux étapes de charge successives.

CARACTERISTIQUES ESSAI CLS01	SABLE	LIMON
poids volumique $\gamma(kN/m^3)$	15.5	12.09
teneur en eau w(%)	≈ 0.0	1.0
porosité initiale n(%)	40.1	55.7
charge finale (kN/m^2)	124.1	
tassement final plaque (mm)	48.8	

tab. 5.2.1 - Paramètres physiques de l'essai CLS01

Par exemple, pour le premier niveau des billes en surface, les vecteurs "déplacement", qui sont dirigés vers le bas et vers l'axe de symétrie du modèle sur la première image (fig. A.7.1.6), changent de direction sur le dernier cliché (fig. A.7.1.10). Sur la fig. A.7.1.7 sont reproduits les déplacements au moment du déchargement: on peut voir qu'il n'y a aucune récupération de la déformation, conformement à ce qui apparaissait sur la courbe charge - tassement de la fig. 5.2.1.

Pour vérifier s'il y a glissement à l'interface sable - limon, on a tracé les courbes charge - déplacement total, et charge - déplacement horizontal, pour des couples de billes qui se trouvent près de la surface de séparation entre les deux sols.

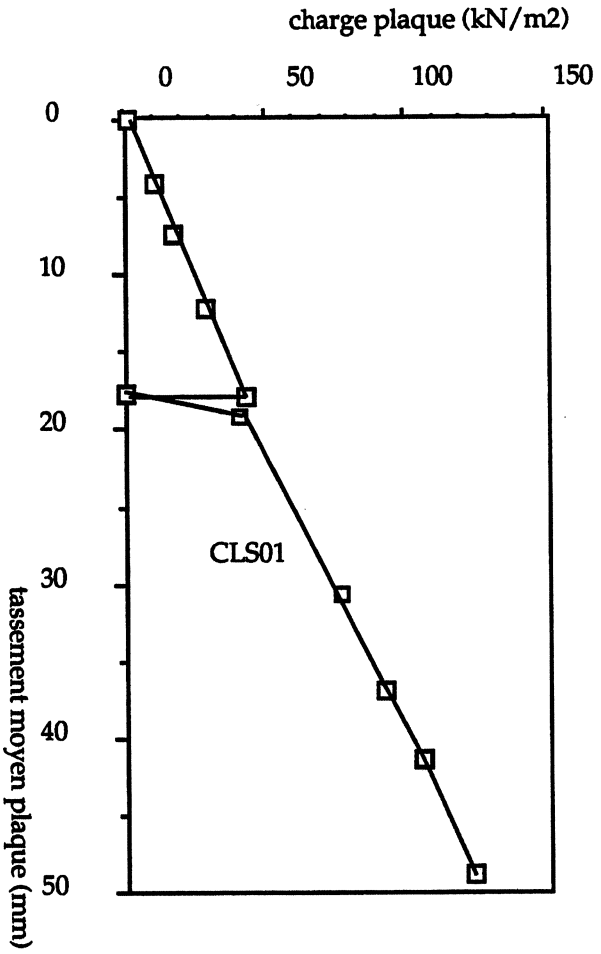

fig. 5.2.1 - Courbe charge - tassement de la plaque pour l'essai CLS01

Les fig. 5.2.2 et 5.2.3 représentent ces déplacements pour deux points qui sont sous le coin de la plaque de charge et qui est la zone la plus sollicitée en cisaillement.

On voit que dans le domaine des faibles charges, il y a continuité parfaite des déplacements à l'interface, puis lorsque la charge s'accroît un léger glissement du sable par rapport au limon se manifeste.

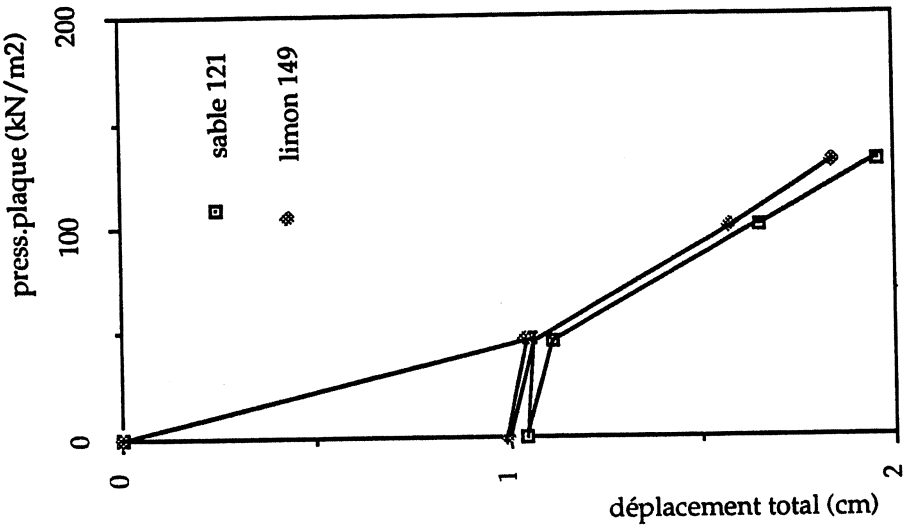

Fig. 5.2.2 - Essai CLS01 - Déplacements totaux de l'interface, sous l'angle de la plaque

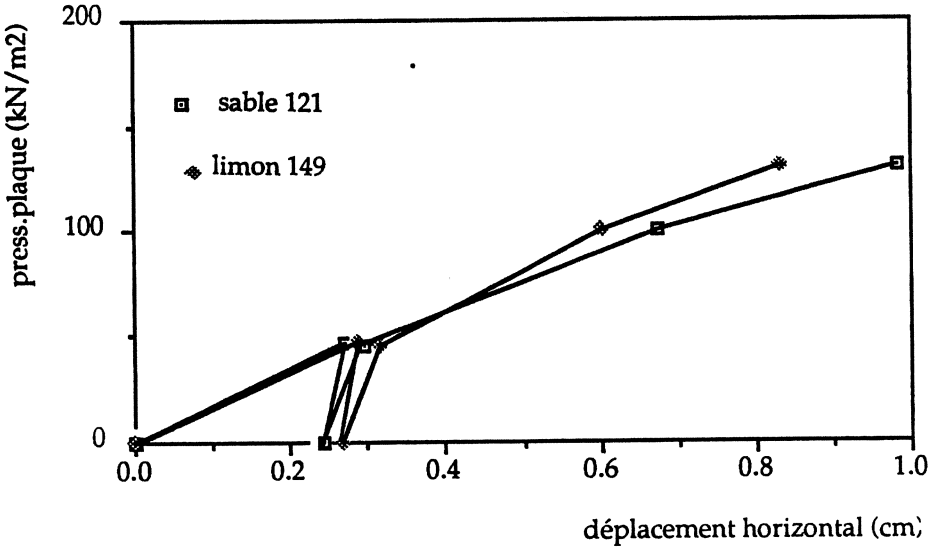

Fig. 5.2.3 - Essai CLS01 - Déplacements horizontaux près de l'interface, sous l'angle de la plaque

5.3 ESSAIS AVEC GEOTEXTILE NON TISSE

5.3.1 ANCRAGE LIBRE (ESSAI CLSNT01)

Dans cet essai réalisé avec le géotextile **non tissé** TYPAR 3857, la membrane posée à l'interface entre le sable et le limon était ancrée uniquement par frottement, et ses extrémités étaient libres de se déplacer.

Les principaux paramètres de l'essai figurent au tab. 5.3.1 et la courbe charge - tassement de la plaque est représentée dans la fig. 5.3.1 avec, pour comparaison, la courbe de l'essai sans géotextile CLS01.

On voit que, à part une légère amélioration pour les faibles niveaux de sollicitation, le géotextile ne semble pas rigidifier le massif : les tassements sont du même ordre que ceux enregistrés sans géotextile.

Les conditions initiales légèrement différentes (teneur en eau et porosité plus élevées que pour le cas sans renforcement), peuvent avoir influencé la déformabilité du système. En outre, pour l'essai CLSNT01 on a opéré deux cycles de charge - décharge, ce qui peut aussi influencer les performances.

CARACTERISTIQUES ESSAI CLSNT01	SABLE	LIMON
poids volumique $\gamma(kN/m^3)$	15.45	11.6
teneur en eau w(%)	≈ 0.64	4.6
porosité initiale n(%)	40.7	59.1
charge finale (kN/m^2)	99.7	
déplacement final plaque (mm)	43.23	

tab. 5.3.1 - Paramètres physiques de l'essai CLSNT01

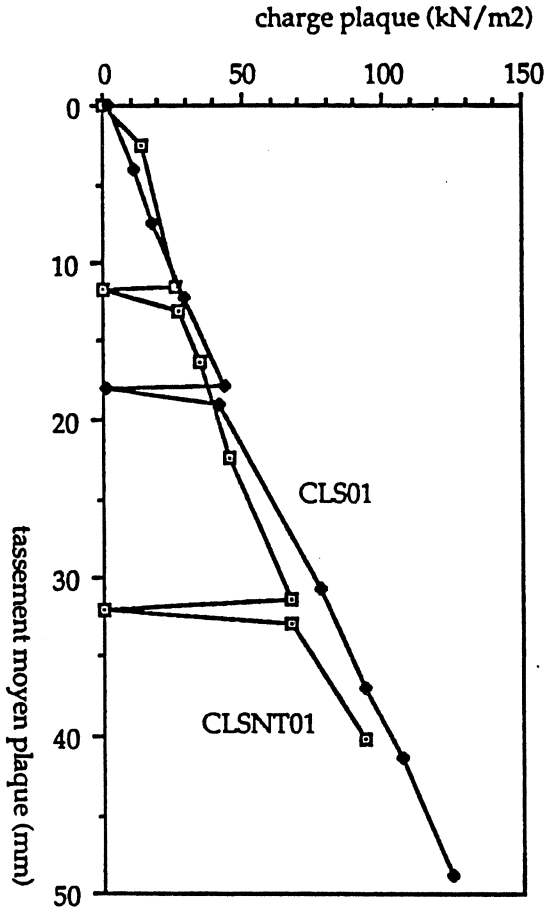

fig. 5.3.1 - Courbe charge - tassement de la plaque pour l'essai CLSNT01

Les dessins des déplacements observés à l'intérieur du modèle sont reproduits à l'annexe A.7 (fig. A.7.2.1 - A.7.2.10).

Sur ces dessins, on voit que le géotextile glisse dès les premiers paliers de charge, et que sa capacité d'ancrage est mobilisée très tôt. Ce fait est mis en évidence par la direction des vecteurs "déplacement" des billes: sous la plaque de charge la direction est presque verticale tandis que vers l'extrémité du modèle elle s'incline vers l'horizontale dans le sable et sur le géotextile (fig.A.7.2.2). Il est possible de mieux suivre l'évolution des déplacements sur les figs. A.7.2.5 - A.7..2.10 qui donnent l'allure des déplacements entre deux paliers de charge successifs. On voit que les repères colés au géotextile ont un déplacement relatif par rapport aux sols qui s'accentue avec la charge.

Les figures 5.3.2 et 5.3.3 montrent les déplacements enregistrés près de l'extrémité du géotextile et à son voisinage dans les deux sols. Les figures 5.3.4 et 5.3.5 représentent le phénomène analogue à environ 15 cm de l'extrémité du géotextile. On constate un mouvement différentiel entre les trois composants, qui indique que la capacité d'ancrage du géotextile se mobilise aux deux interfaces.

Lorsque la charge appliquée augmente, on atteind très rapidement un stade à partir duquel les déplacements du géotextile s'accroissent plus vite que ceux du limon et du sable voisins. Ce mouvement relatif est encore plus prononcé entre géotextile et sable qu'entre géotextile et limon.

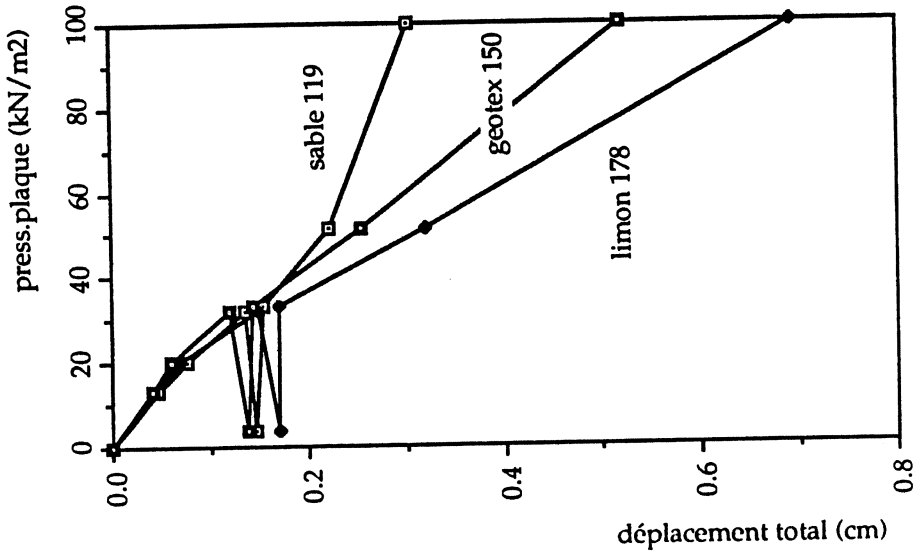

Fig. 5.3.2 - Essai CLSNT01 - Déplacements totaux près de l'interface, à 3 cm de l'extrémité du géotextile

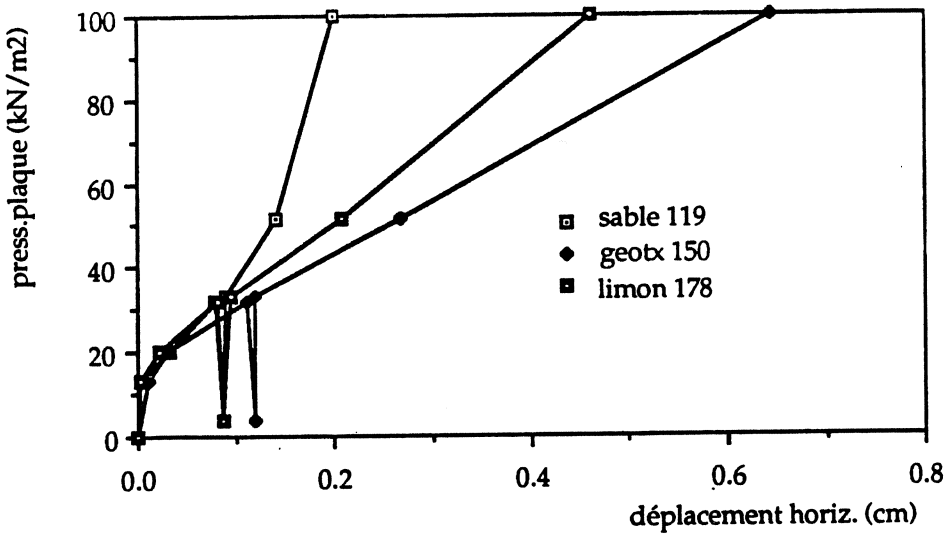

fig. 5.3.3 - Essai CLSNT01 - Déplacements horizontaux près de l'interface, à 3 cm de l'extrémité du géotextile

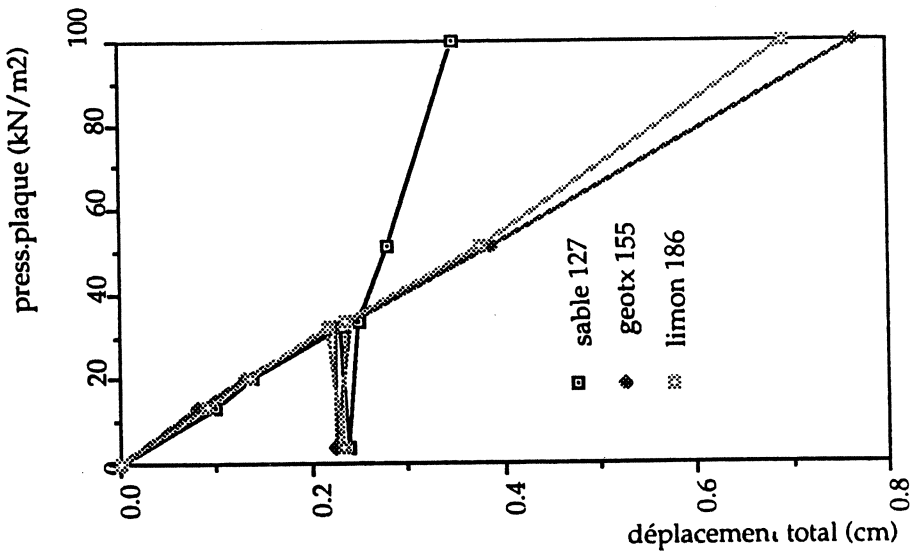

Fig. 5.3.4 - Essai CLSNT01 - Déplacements totaux près de l'interface, à 15 cm de l'extrémité du géotextile

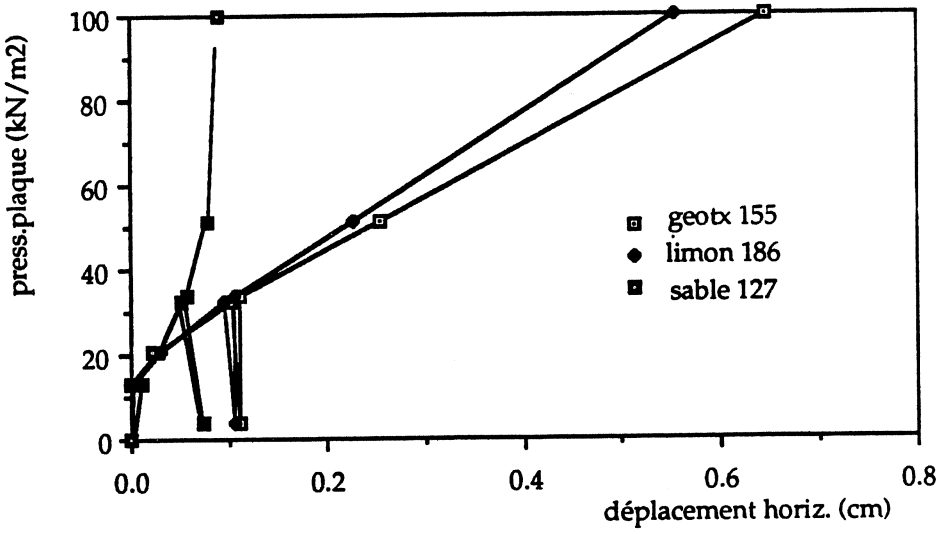

Fig. 5.3.5 - Essai CLSNT01 - Déplacements horizontaux près de l'interface, à 15 cm de l'extrémité du géotextile

5.3.2 ANCRAGE FIXE (ESSAI CLSNT02)

Contrairement à l'essai précédent, pour l'essai CLSNT02, la **membrane** a été **ancrée** aux parois de la cuve. Les variations de la force à ses extrémités étaient mesurées au moyen d'un capteur de force digital. Les valeurs des principaux paramètres sont données dans le tableau 5.3.2.

Comme pour l'essai CLSNT01, on a exécuté deux cycles de charge - décharge (fig.5.3.6). On constate que la courbe charge - tassement est très similaire à celle de l'essai CLSNT01 et à celle de l'essai sans géotextile CLS01.

L'effet de l'ancrage fixe aux extrémités est visible sur les dessins des fig. A.7.3.1 - A.7.3.8 où les vecteurs "déplacement" des billes sont dirigés presque verticalement ou vers l'extérieur, et non plus vers le centre du massif comme c'était le cas dans l'essai avec extrémités libres CLSNT01.

Cette impression est confirmée par les figures 5.3.7 et 5.3.8 qui montrent une compatibilité parfaite des déplacements entre géotextile, limon et sable dans les zones d'interface au cours du permier cycle de charge. On observe, par contre, un début de glissement dans les étapes de chargement qui suivent le palier de décharge.

CARACTERISTIQUES ESSAI CLSNT02	SABLE	LIMON
poids volumique $\gamma(kN/m^3)$	15.3	11.6
teneur en eau w(%)	≈ 0.1	4.9
porosité initiale n(%)	41	59.2
charge finale (kN/m^2)	99.7	
déplacement final plaque (mm)	48.3	

tab. 5.3.2 - Paramètres physiques de l'essai CLSNT02

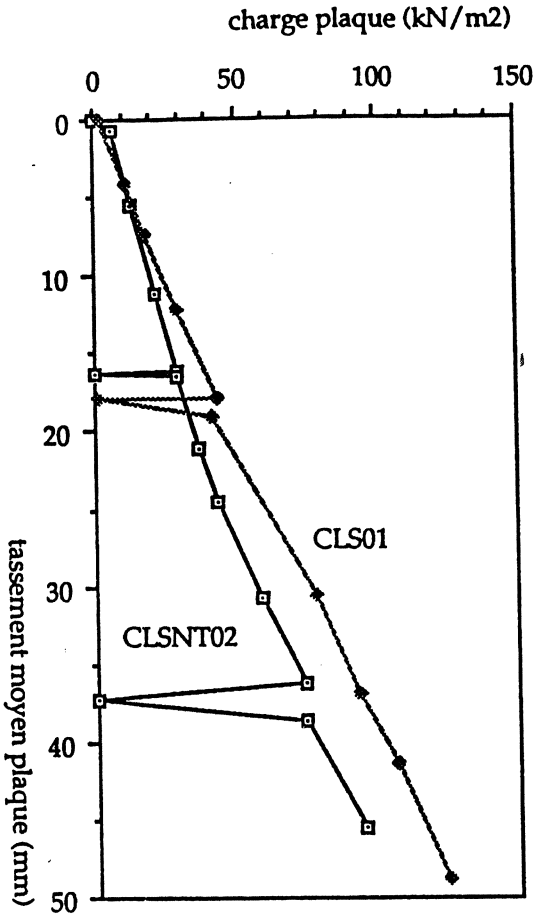

fig. 5.3.6 - Courbe charge - tassement de la plaque pour l'essai CLSNT02

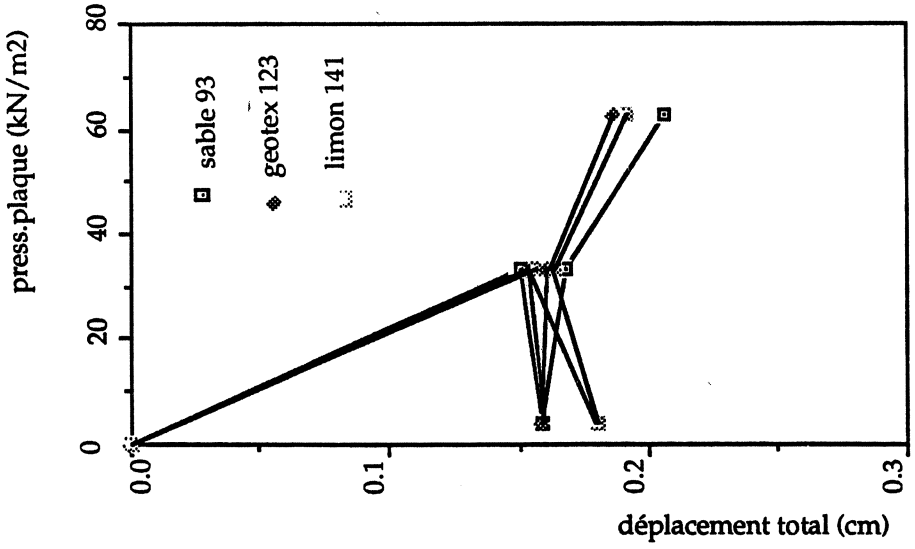

fig. 5.3.7 - Essai CLSNT02 - Déplacements totaux près de l'interface, à 3 cm de l'extrémité du géotextile

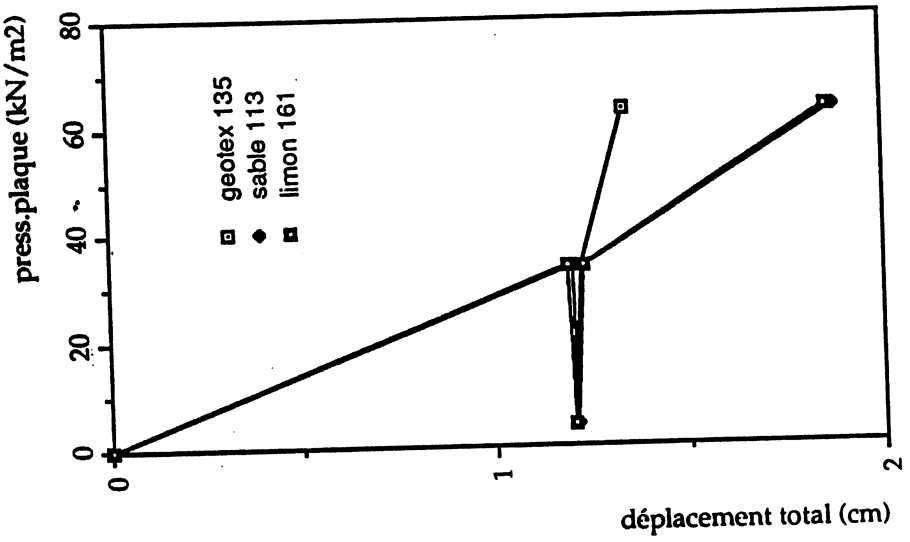

fig. 5.3.8 - Essai CLSNT02 - Déplacements totaux près de l'interface, sous l'angle de la plaque

5.4 ESSAIS AVEC GEOTEXTILE TISSE

5.4.1 ANCRAGE LIBRE (ESSAI CLST01)

Les principaux paramètres de cet essai exécuté avec le géotextile tissé STABILENKA 200 sont indiqués dans le tableau 5.4.1.

D'après la courbe charge - tassement (fig. 5.4.1), on voit qu'il y a une amélioration du comportement du modèle à partir des premiers paliers de charge; de plus il semble y avoir une légère mais constante augmentation de la rigidité de l'ensemble, illustrée par l'augmentation progressive de la pente de la courbe.

Les déplacements à l'intérieur du modèle sont reproduits à l'annexe A7 (figs. A.7.4.1 - A.7.4.10). Contrairement à l'essai CLSNT01 où le géotextile glissait vers l'axe de symétrie du modèle, dans ce cas on remarque que les vecteurs "déplacement" sont dirigés vers le bas. La membrane n'a commencé à glisser que vers la fin de l'essai (fig. A.7.4.5).

Le même comportement est mis en evidence par la courbe charge - déplacement total pour les billes qui se trouvent au voisinage de l'interface, à environ 15 cm de l'axe de la charge (fig. A.7.4.11). Le glissement se développe entre le sable et le géotextile.

CARACTERISTIQUES ESSAI CLST01	SABLE	LIMON
poids volumique $\gamma(kN/m^3)$	15.6	12.05
teneur en eau w(%)	≈ 0.0	.60
porosité n(%)	39.8	55.8
charge finale (kN/m^2)	125.2	
déplacement final plaque (mm)	25.8	

tab. 5.4.1 - Paramètres physiques de l'essai CLST01

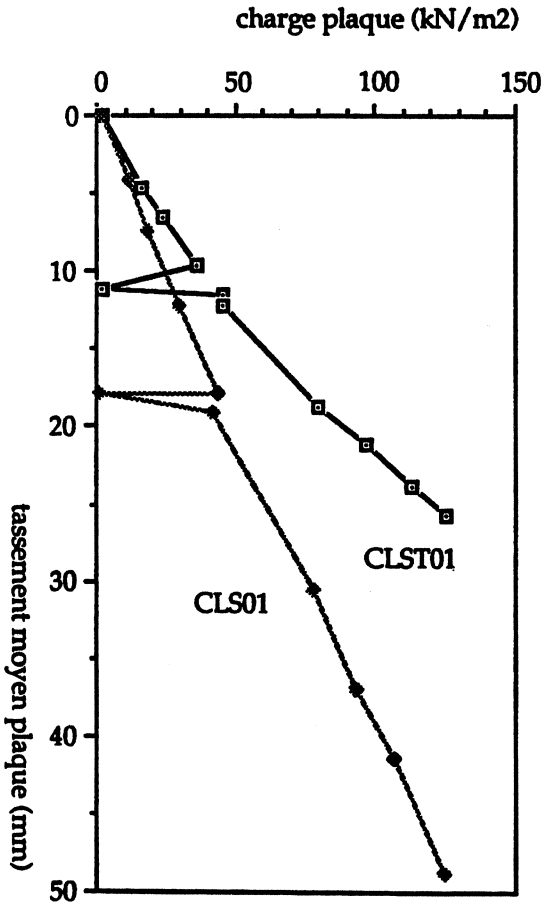

fig. 5.4.1 - Courbe charge - tassement de la plaque pour l'essai CLST01

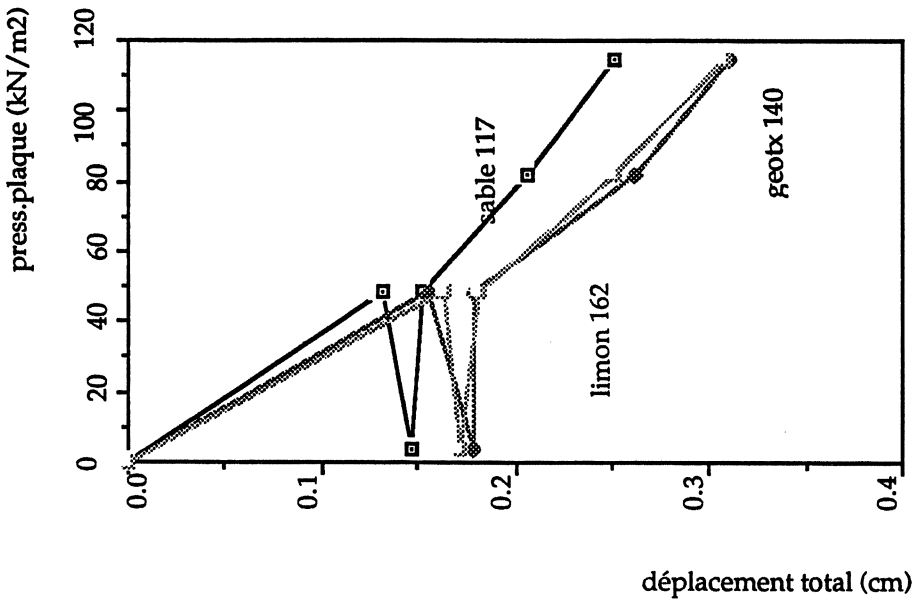

fig 5.4.2 - Essai CLST01 - Déplacements totaux près de l'interface, à 15 cm de l'axe de la charge

5.4.2 ANCRAGE FIXE (ESSAIS CLST02 ET CLST03)

Les paramètres de ces deux essais sont résumés dans les tableaux 5.4.2 et 5.4.3.

CARACTERISTIQUES ESSAI CLST02	SABLE	LIMON
poids volumique γ(kN/m^3)	15.65	11.98
poids sec γ_s(kN/m^3)	25.9	27.1
teneur en eau w(%)	≈ 0.05	1.0
porosité n(%)	39.6	56.4
charge finale (kN/m^2)	136.6	
déplacement final plaque (mm)	33.5	

tab. 5.4.2 - Paramètres physiques de l'essai CLST02

CARACTERISTIQUES ESSAI CLST03	SABLE	LIMON
poids volumique $\gamma(kN/m^3)$	16.1	12.30
poids sec $\gamma_s(kN/m^3)$	25.9	27.1
teneur en eau w(%)	≈ 0.1	1.15
porosité n(%)	37.9	55.1
charge finale (kN/m^2)	96.6	
déplacement final plaque (mm)	23.1	

tab. 5.4.3 - Paramètres physiques de l'essai CLST03

Le dernier essai réalisé, CLST03, se différencie du précédent CLST02 par les **modalités d'ancrage**.

Pendant le déroulement de l'essai CLST02, on s'est aperçu que des déformations parasites induites par la fixation du dispositif d'ancrage influençaient les lectures du capteur de force. Le dispositif d'ancrage a été changé et un nouvel essai CLST03 a été effectué. Les effets parasites se sont finalement révélés négligeables, et les deux essais CLST02 et CLST03 sont donc tout à fait comparables.

Sur la fig. 5.4.3 les courbes charge - tassement moyen de la plaque sont représentées pour les deux cas de membrane tissée ancrée et pour l'essai sans renforcement. On constate une nette amélioration du comportement global, par rapport à l'essai non renforcé CLSO1. Si on compare les figures 5.4.3 et 5.4.1, on voit que l'augmentation de rigidité du système est du même ordre dans les deux hypothèses d'ancrage. Le coefficient de réaction K_s est multiplié par environ 1.6.

Les dessins des déplacements des billes de l'essai CLST03 (figs. A.7.6.1 - A.7.6.10) ne montrent pas de différences importantes avec l'essai CLST02.

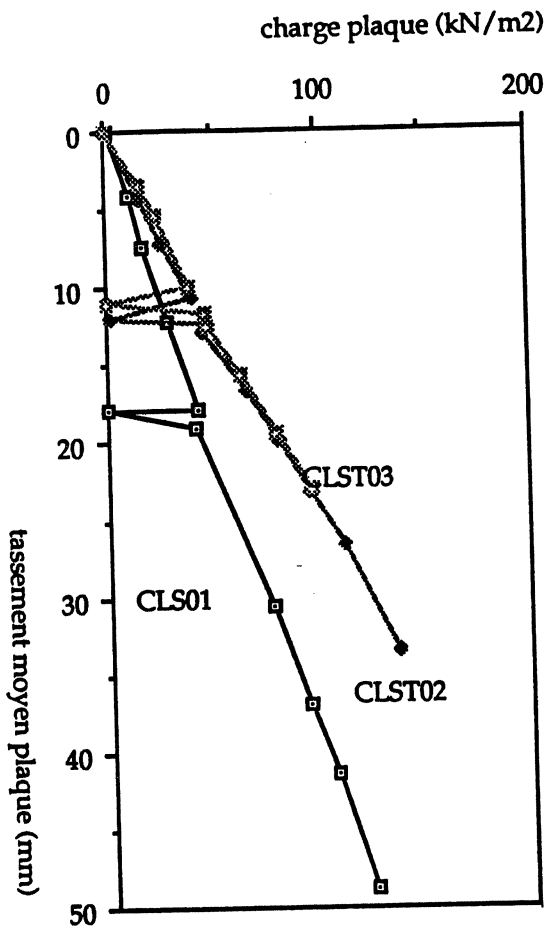

fig. 5.4.3 - Courbe charge - tassement de la plaque pour les essais CLST03 et CLST02

L'influence des conditions d'ancrage apparaît à l'examen du champ de déformations internes : alors que pour l'essai CLST01, les déplacements de la membrane étaient orientés vers le centre du modèle, en direction de l'axe de la charge, ils sont maintenant quasi-verticaux, ou même légèrement tournés vers l'extérieur du modèle. La compatibilité des déplacements entre géotextile et sable est donc mieux assurée. Ceci apparaît sur les figures 5.4.4, 5.4.5, 5.4.6 et 5.4.7 qui montrent les déplacements locaux dans les zones d'interface pour les deux essais à ancrage fixe, sous l'angle de la plaque et dans les régions médianes. On observe cependant que les déplacements centrifuges du sable, sont toujours assez importants lorsque la charge augmente. Il semble donc qu'une rupture par cisaillement se développe dans la couche de sable, même avec ancrage fixe du géotextile.

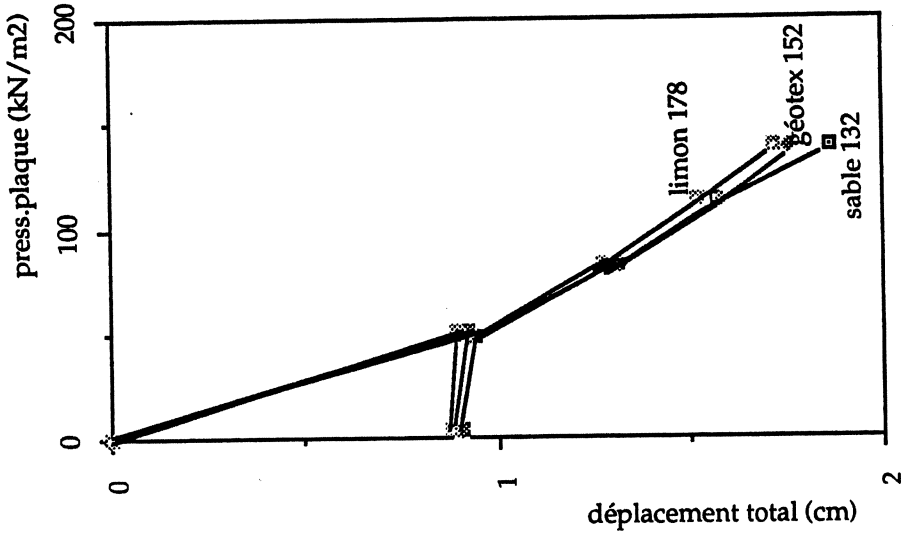

Fig. 5.4.4 - Essai CLST02 - Déplacements totaux dans la zone d'interface, sous l'angle de la plaque

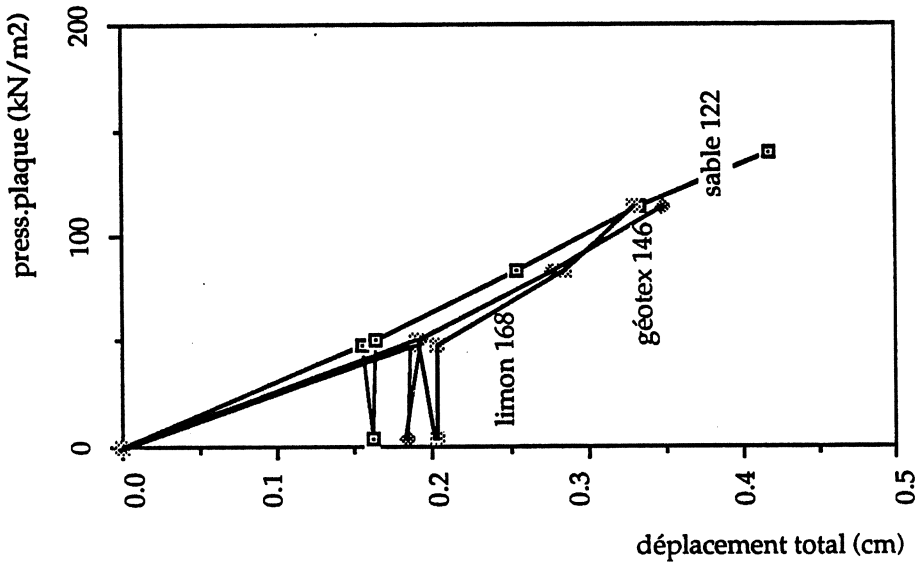

fig. 5.4.5 - Essai CLST02 - Déplacements totaux dans la zone d'interface, à 20 cm de l'axe de charge

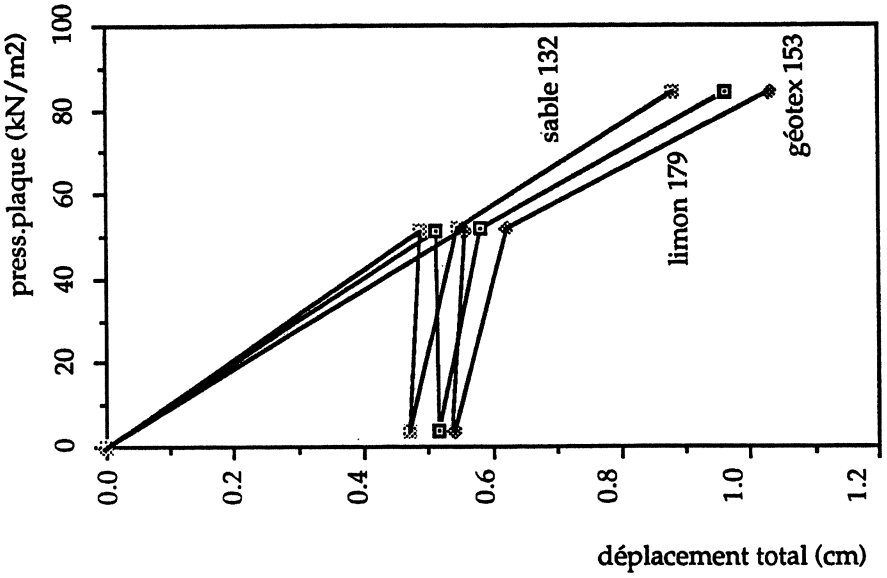

Fig. 5.4.6 - Essai CLST03 - Déplacements totaux dans la zone d'interface, sous l'angle de la plaque

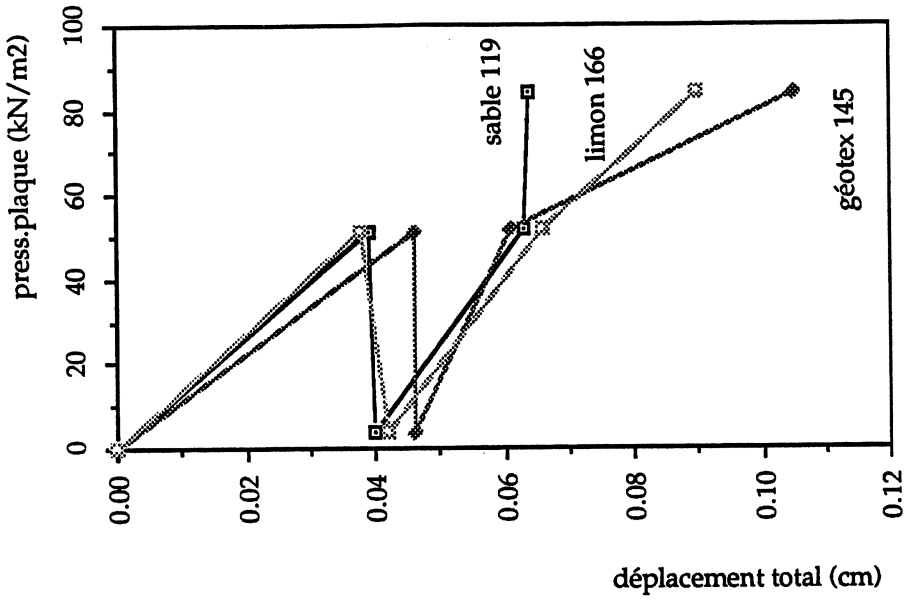

Fig. 5.4.7. - Essai CLST03 - Déplacements totaux dans la zone d'interface, à 25 cm de l'axe de charge

5.5 ETUDE DES DEFORMATIONS ET DES TENSIONS LE LONG DU GEOTEXTILE

La méthode de détermination expérimentale des déformations et des tensions le long du géotextile a été décrite au chapitre 3.5.

Rappelons qu'il s'agit de quantités déterminées sur la base des déplacements verticaux du géotextile uniquement, et qu'elles ne représentent donc que les sollicitations de l'armature dues à l'effet de membrane induit par ces déflections.

On a représenté sur les figures 5.5.1 à 5.5.5 ces valeurs, pour chaque essai renforcé, sur un graphe à double échelle verticale (déformation et tension), pour le premier et le dernier palier de charge appliqué. Ces courbes représentent donc l'enveloppe des sollicitations de membrane dans le géotextile en fonction de la distance à l'axe de chargement.

Toutes les courbes ont une forme similaire, avec un pic très marqué sous l'angle de la plaque de charge et une décroissance très rapide des sollicitations, d'une part en direction de l'axe de chargement, d'autre part vers l'extrémité du géotextile.

L'ordre de grandeur des déformations maximales observées, de 2 à 4%, est le même pour les géotextiles tissés et non tissés, et pour l'ancrage libre ou fixe. On remarque que le plus grand pic de déformation est obtenu par l'essai avec géotextile non tissé à ancrage libre CLSNT01, et que le plus petit s'est produit pour le géotextile tissé à ancrage fixe CLST03, mais pour une charge appliquée plus faible.

Pour ces déformations, qui sont très faibles comparées aux élongations de rupture des géotextiles utilisés, les tensions maximales sont 3 à 4 kN/m pour les non tissés, et de 40 à 60 kN/m pour les tissés. cette différence est évidemment dûe à la plus grande rigidité de ces derniers.

Les courbes correspondant au premier palier de charge pour chaque essai montrent que le pic de sollicitation se développe progressivement, mais est déjà présent pour les charges très faibles. Il est toujours localisé dans la région de l'angle de la plaque de charge.

D'après ces résultats, les tensions dans le géotextile deviendraient pratiquement nulles dans l'axe de la charge, la membrane étant confinée sous la plaque par les pressions verticales appliquées. Cette impression est confirmée par l'examen des champs de déplacements complets déjà décrits, où, dans la zone située sous la plaque de charge, le géotextile se semble déplacer verticalement, c'est à dire parallèlement à sa position initiale et sans élongation.

Dans la zone partant de l'angle de la plaque en s'éloignant vers l'extrémité du géotextile, on observe deux phases dans le développement de l'ancrage du géotextile : les tensions décroissent très rapidement sur une distance d'environ 3 cm à partir du pic, puis beaucoup plus progressivement jusqu'à l'extrémité. Ce contraste est sans doute dû à l'influence des pressions appliquées qui se diffusent latéralement et augmentent localement la capacité d'adhérence à l'interface. Lorsqu'on s'éloigne de la charge, cette diffusion ne se fait plus sentir et le frottement mobilisable ne dépend que du poids propre de la couche de sable. Sur ce dernier point, les hypothèses faites par Bourdeau (1989) et Bourdeau et al. (1988) semblent confirmées.

Les mesures de tension à l'extrémité des géotextiles ancrés au cours des essais CLSNT02, CLST02, CLST03 sont regroupés dans la figure 5.5.6.

Il faut noter que ces mesures indiquent une tension du géotextile qui n'est pas provoquée directement par sa déflection, puisque celle-ci est pratiquement nulle à l'extrémité. Il s'agit donc ici d'une sollicitation provoquée par la tendance du géotextile à se déplacer horizontalement en direction de l'axe de charge, en raison d'une capacité d'ancrage insuffisante. Les valeurs enregistrées doivent donc être ajoutées à celles dues aux déflections verticales discutées plus haut.

On voit que l'évolution du déficit d'ancrage en fonction du tassement moyen de la plaque est très semblable pour les trois essais. Avec géotextile tissé, la force maximale enregistrée à l'extrémité était d'environ 1.25 kN/m pour l'essai CLST02 et 0.6 kN/m pour l'essai CLST03. Ces deux valeurs correspondent respectivement à 1.7% et 2.5% de la valeur de pic observée sous l'angle de la plaque. On peut donc considérer que dans le cas du géotextile tissé, l'ancrage était pratiquement assuré par la capacité de frottement aux interfaces.

Avec géotextile non tissé, la valeur maximale enregistrée à l'extrémité était de 1.9 kN/m, pour l'essai CLSNT02, ce qui correspond à environ 70% de la tension de pic sous l'angle de la plaque. On voit donc que dans ce cas, la capacité d'ancrage par frottement était nettement insuffisante. Ce résultat est en accord avec l'observation faite sur les radiographies de l'essai CLSNT01 d'un glissement de la membrane à l'extrémité, et pourrait expliquer le manque d'efficacité du géotextile non tissé.

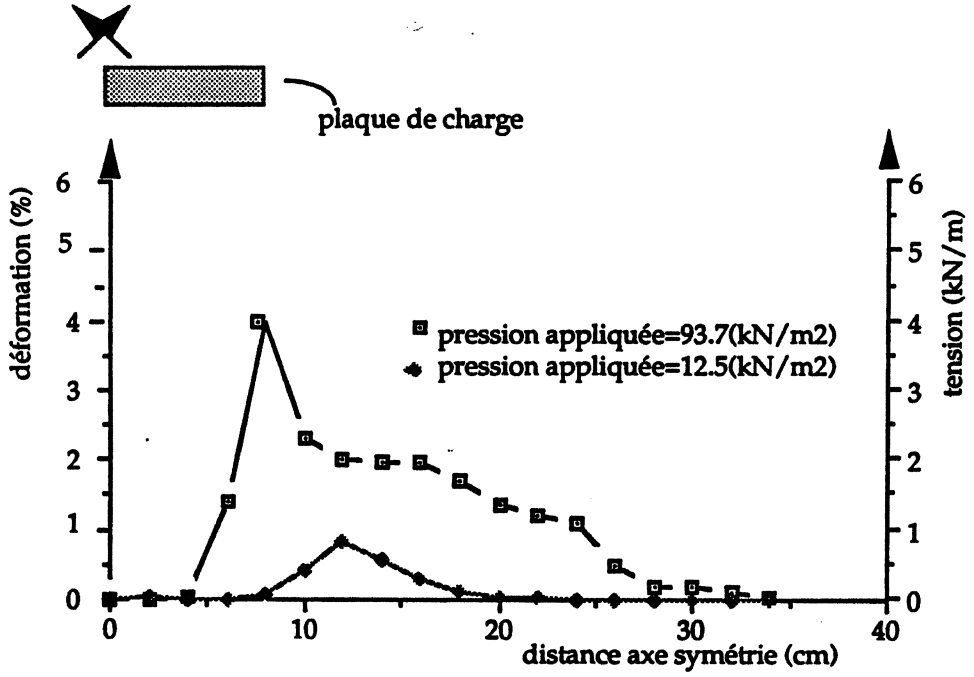

Fig. 5.5.1 - Essai CLSNT01 - Elongations et tensions dans le géotextile dus à la déflection de la membrane

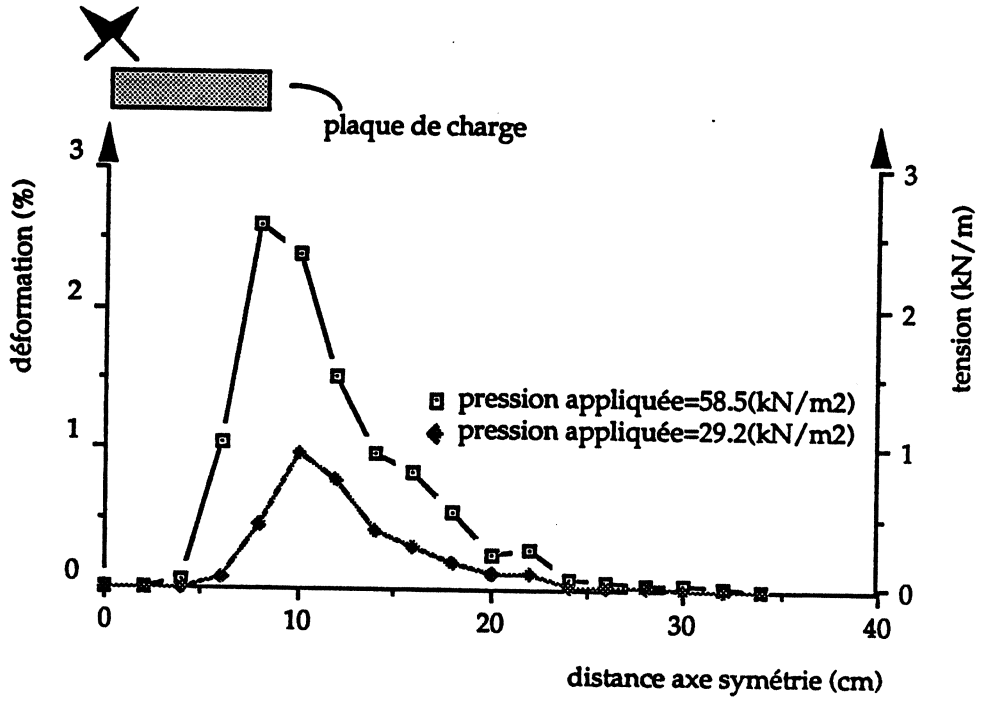

Fig. 5.5.2 - Essai CLSNT02 - Elongations et tensions dans le géotextile dus à la déflection de la membrane

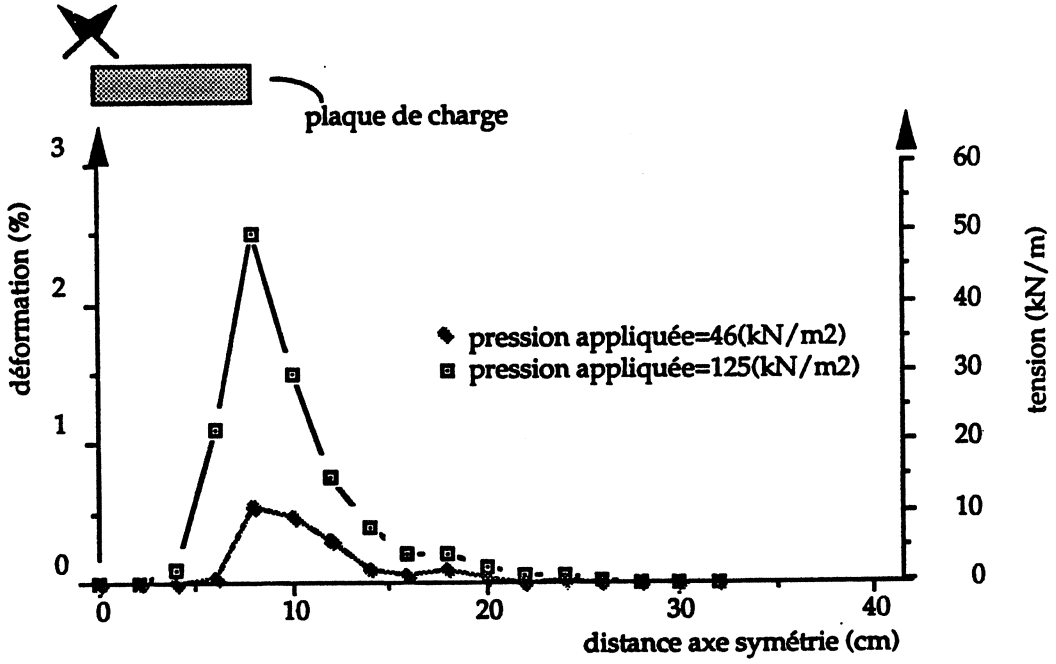

Fig. 5.5.3 - Essai CLST01 - Elongations et tensions dans le géotextile dus à la déflection de la membrane

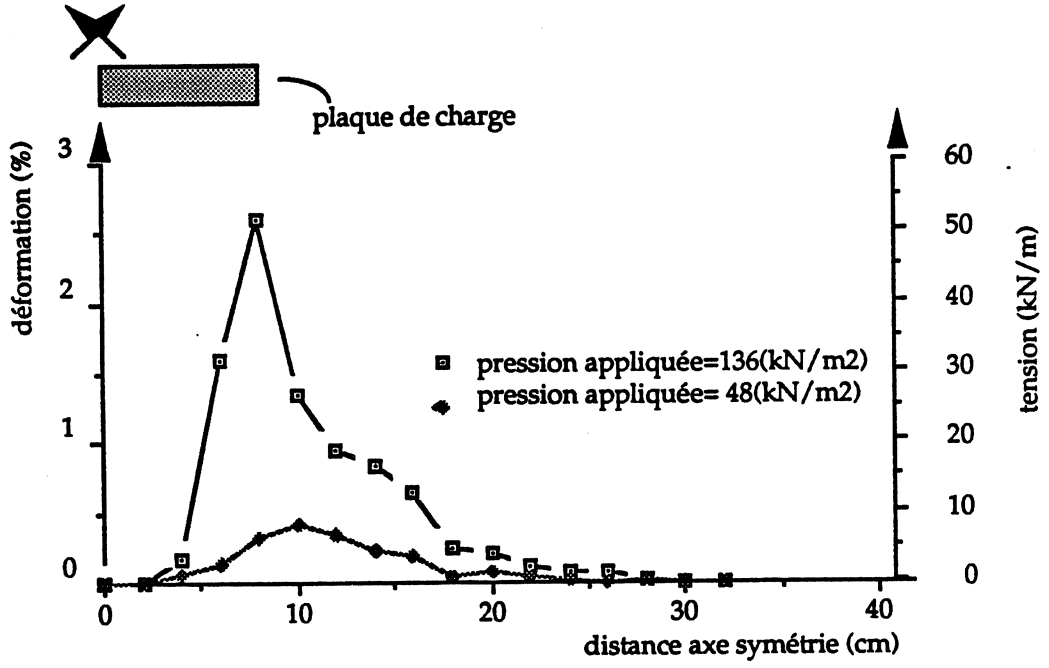

Fig. 5.5.4 - Essai CLST02 - Elongations et tensions dans le géotextile dus à la déflection de la membrane

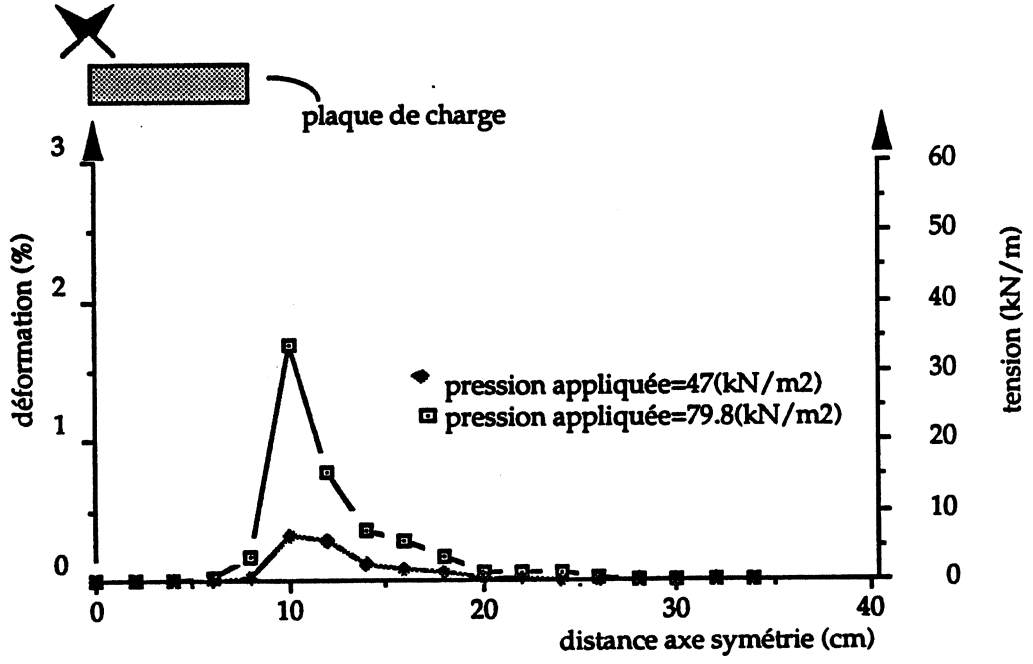

Fig. 5.5.5 - Essai CLST03 - Elongations et tensions dans le géotextile dus à la déflection de la membrane

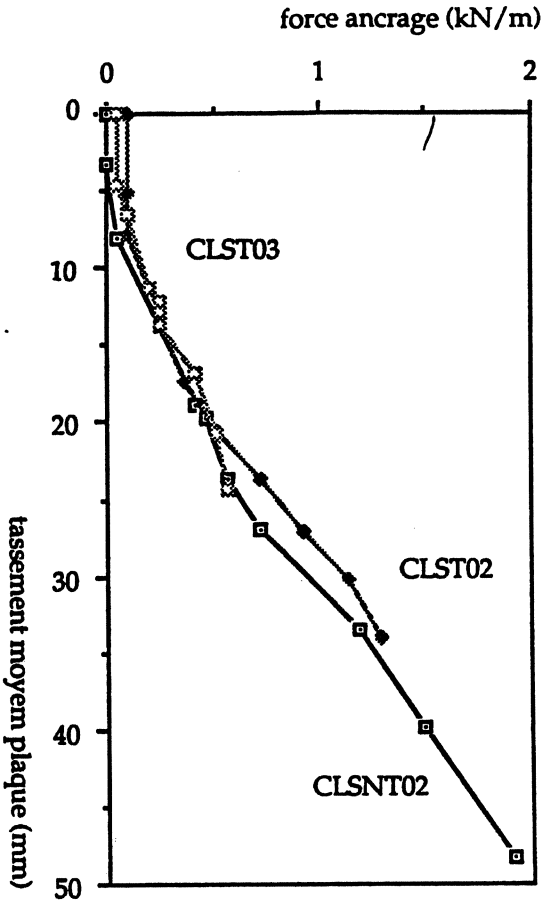

Fig. 5.5.6 - Tension dans le géotextile mesurée à l'extrémité - Essais avec ancrage fixe CLSNT02, CLST02 et CLST03

6 MODELISATION NUMERIQUE DES ESSAIS

6.1 MODELE THEORIQUE DE L'EFFET DE MEMBRANE

Le modèle dont le principe est rappelé ici est conforme à celui formulé initialement par Bourdeau et al. (1982), compte tenu des modifications qui lui ont été apportées par la suite (Bourdeau, 1984; 1989).

Lorsqu'une charge localisée est appliquée à la surface d'un massif (fig.6.1.1), elle se transmet en profondeur grâce aux forces qui agissent au contact entre les grains.

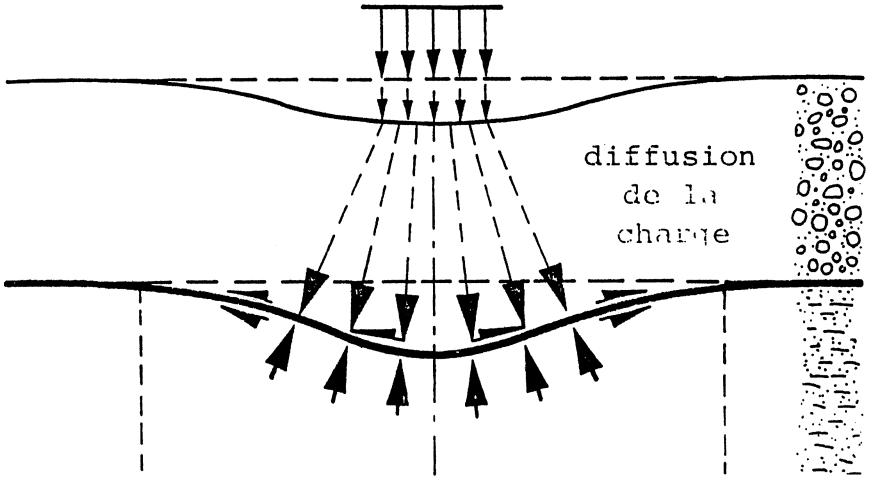

fig.6.1.1 - Mécanisme de l'effet de membrane

Dans un massif bicouche, en l'absence de renforcement, les contraintes verticales, S_1, diffusées jusqu'à l'interface, sont transmises entièrement à la couche inférieure. Dans le système renforcé, par contre, les mêmes contraintes agissent comme une charge répartie, mais non uniforme, sur la nappe. Cette dernière se tend comme une membrane et participe à l'équilibre interne du massif (fig. 6.1.2). Les contraintes verticales, S_2, transmises à la couche inférieure sont atténuées à cause de la tension du géotextile qui agit vers le haut, et les déflections à l'interface sont réduites.

S'il n'y a pas des dispositifs constructifs particuliers qui puissent fournir à la membrane un ancrage artificiel, son équilibre horizontal doit être assuré par les frottements mobilisables aux interfaces avec le sol.

Ces contraintes tangentielles à la nappe se développent à partir du moment où son déplacement tend à la faire glisser par rapport aux deux couches de sol. Ces contraintes de frottement ne sont pas constantes le long du géotextile, mais elles diminuent progressivement avec la distance à l'axe de charge, pour s'annuler lorsque l'équilibre est atteint. L'ancrage par adhérence se réalise donc dans la partie tendue du géotextile pourvu qu'elle ait une longueur suffisante.

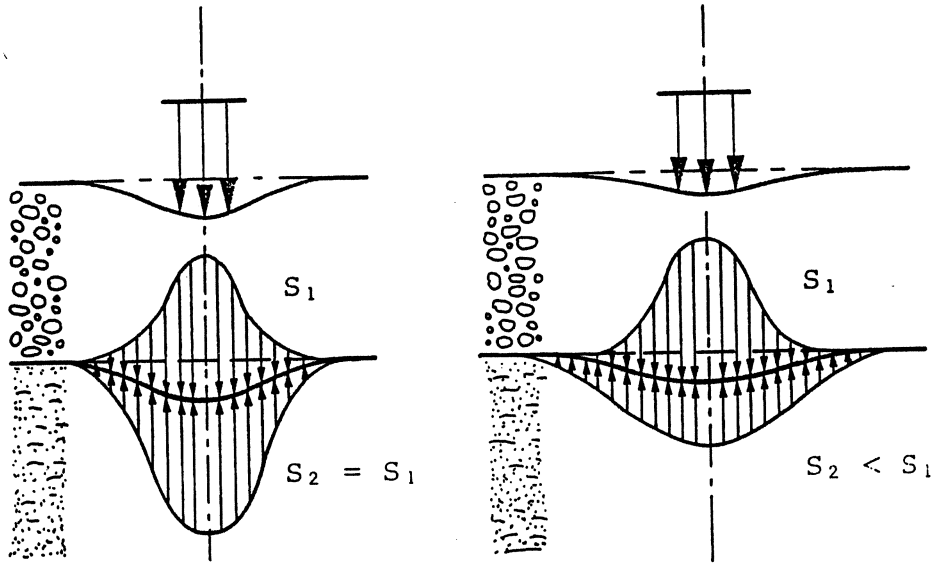

fig.6.1.2 - Modification de la répartition des contraintes par la membrane

6.2 MODELE MATHEMATIQUE

Le modèle mathématique développé repose sur les hypothèses suivantes :

1) la **géométrie** du massif est **bidimensionnelle** à déformations planes;

2) la **charge**, appliquée en surface, est **uniformément repartie** sur une bande et agit verticalement;

3) l'analyse suppose un état d'**équilibre statique**;

4) le comportement du **géotextile** à la traction est supposé **élastique linéaire**, donc caractérisé par un module d'élongation E_m;

5) la **couche supérieure** est formée par un sol granulaire où la propagation des charges est décrite par la théorie de la **diffusion des contraintes** (Harr (1977); Bourdeau, 1986). La diffusivité, υ_1, du milieu granulaire est approximée par le coefficient de pression des terres au repos K_o.

6) la compressibilité de la **couche inférieure** est schématisée par le modèle de **Winkler** (déplacements verticaux seulement) par l'intermédiaire du coefficient de réaction verticale K_S;

7) les **frottements** sol - géotextile suivent une **loi rigide - plastique** dont le critère est celui de Mohr - Coulomb.

Les conditions d'équilibre de la membrane sont la base analytique de la méthode de résolution.

La solution donne les valeurs de la tension le long du géotextile, sa longueur d'ancrage, ses déflections et les contraintes à l'interface entre la membrane et les deux couches de sol.

La formulation mathématique et le principe de la résolution numérique par la Méthode des Différences Finies sont indiqués à l'annexe A.1.

6.3 COMPARAISON AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Pour chaque essai, on a comparé les tassements à l'interface, les déformations et les tensions dans le géotextile. Tous les calculs sont relatifs au dernier palier de charge.

Les valeurs des paramètres mécaniques utilisées pour les calculs sont regroupées dans le tableau 6.1. Les modules des géotextiles et les coefficients de frottement aux interfaces sont ceux déjà mentionnés au chapitre 4. Le coefficient de réaction de la couche de limon k_S a été déterminé directement d'après les mesures de déflections en fonction de la charge de l'essai non renforcé CLS01.

Module du géotextile, E_m	100 kN/m 2250 kN/m	(non tissé) (tissé)
Coefficient de frottement, F_1	0.6	(env. tg 31°)
Coefficient de diffusivité du sable, υ_1	0.43	(1 - Sin 35°)
Coefficient de réaction du limon, k_S	3000 kN/m^3	

Tableau 6.1 - Paramètres utilisés pour la modélisation numérique

6.3.1 DEFLECTIONS A L'INTERFACE

Sur les figs. 6.3.1 à 6.3.5 sont reproduites les courbes, expérimentales et théoriques, des déflections du géotextile en fonction de la distance à l'axe de charge. Les points où les valeurs du tassement ont été estimées correspondent à la position des billes collées sur le géotextile, pour la courbe expérimentale, et aux points où la membrane a été discrétisée, pour le calcul numérique.

On constate que les prévisions théoriques sont en excellent accord avec les mesures pour les essais avec géotextile tissé (CLST01, CLST02, CLST03). Par contre, pour les essais avec géotextile non tissé (CLSNT01, CLSNT02), le modèle numérique surestime l'effet du renforcement, à la fois en ce qui concerne les tassements que la longueur d'ancrage.

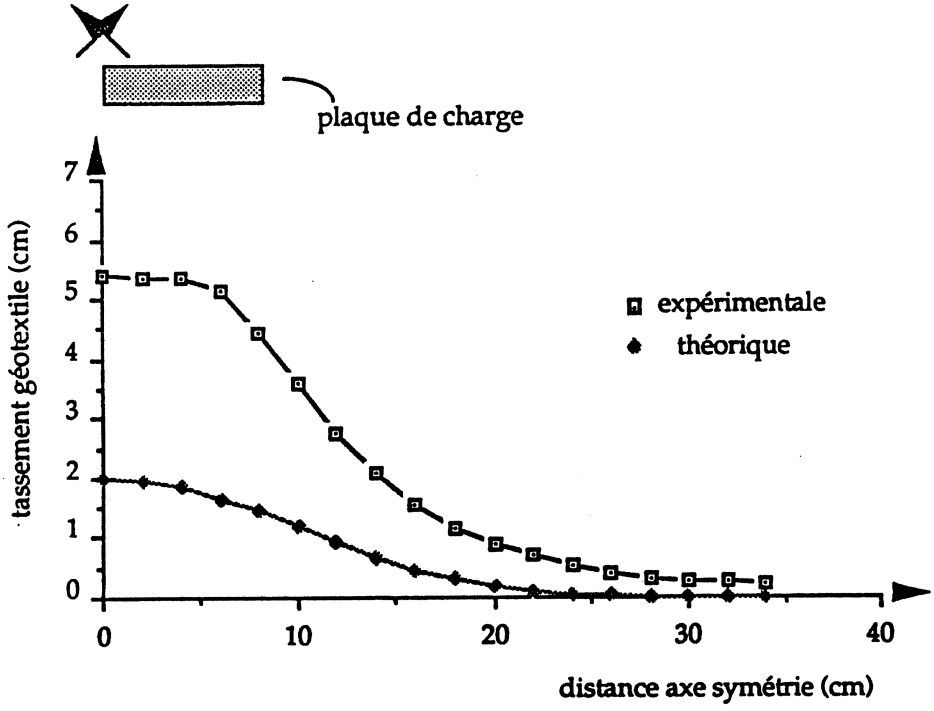

fig. 6.3.1 - Essai CLSNT01 - Tassements à l'interface pour le dernier palier de charge ($q = 93.7$ kN/m^2)

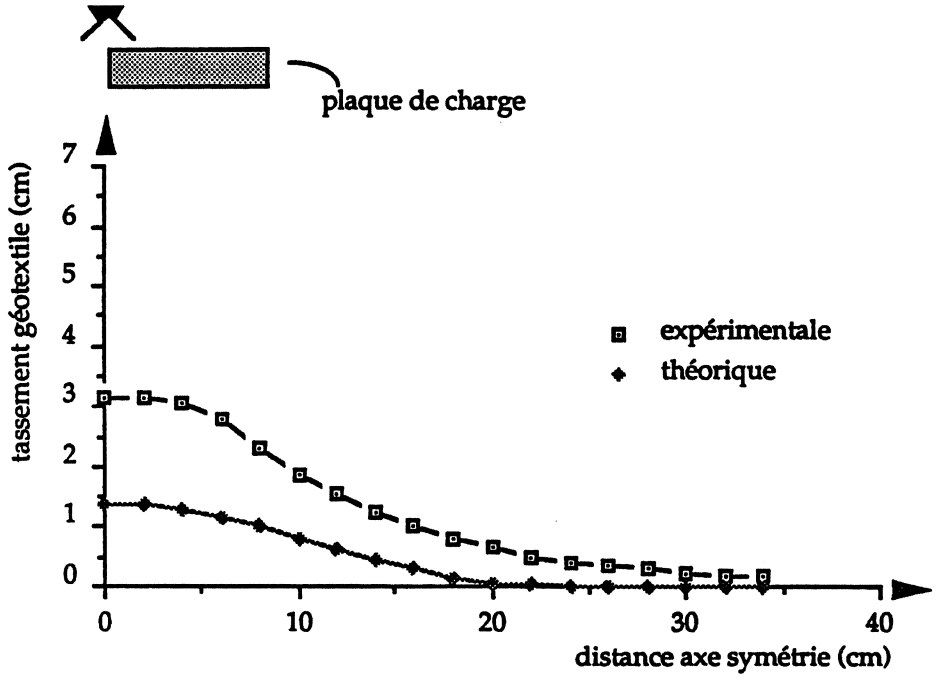

fig. 6.3.2 - Essai CLSNT02 - Tassements à l'interface pour le dernier palier de charge (q = 58.5 kN/m^2)

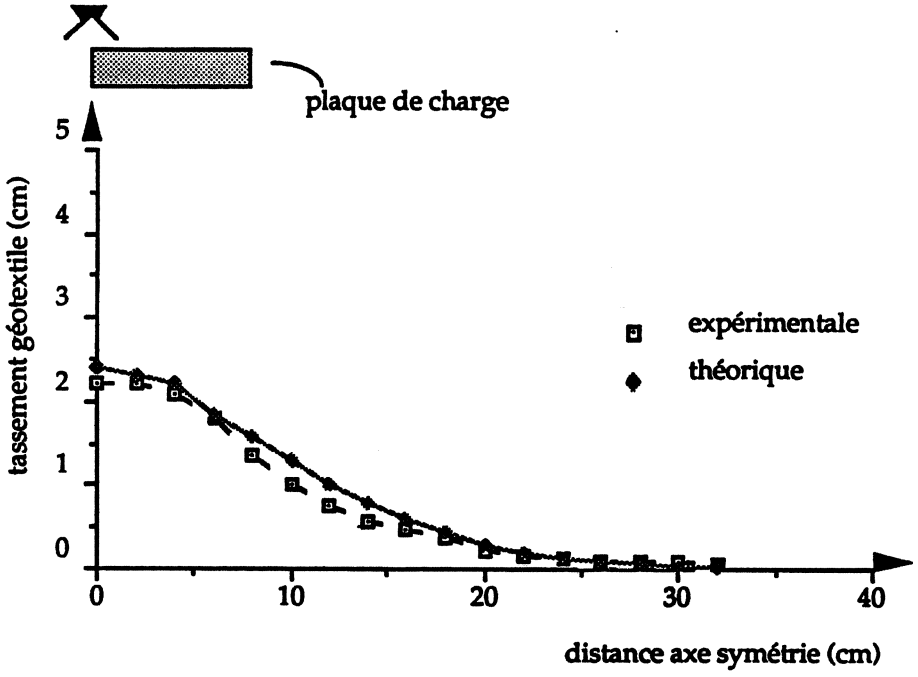

Fig 6.3.3. - Essai CLST01 - Tassements à l'interface pour le dernier palier de charge (q = 125 kN/m^2)

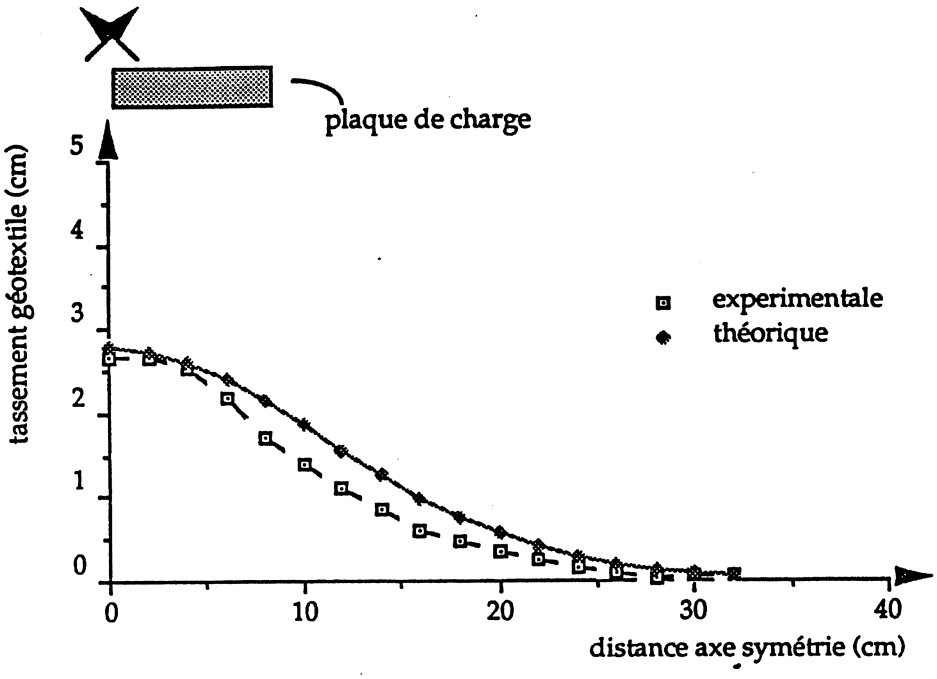

Fig. 6.3.4 - Essai CLST02 - Tassement à l'interface pour le dernier palier de charge (q = 136 kN/m^2)

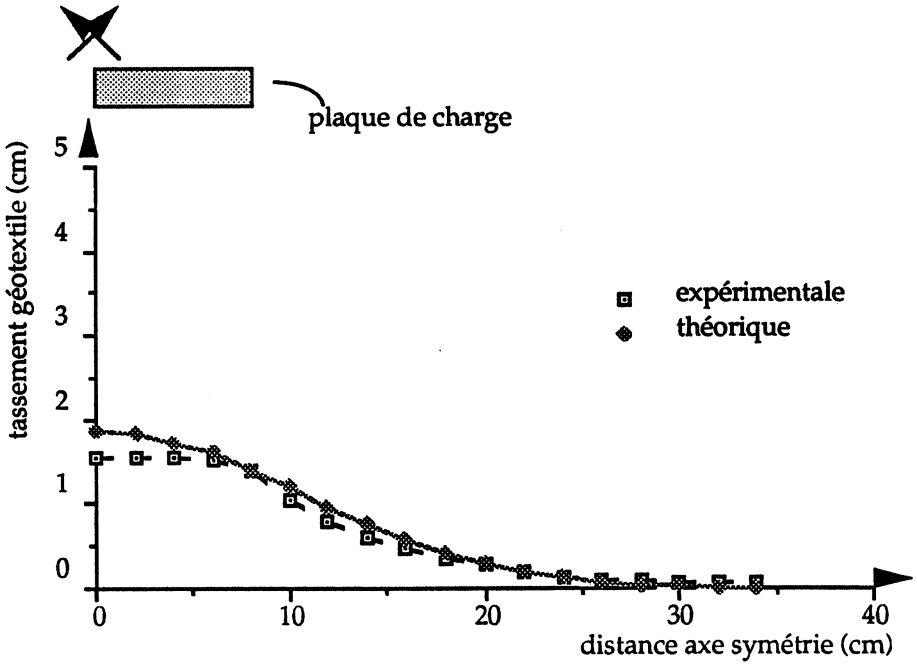

Fig. 6.3.5 - Essai CLST03 - tassements à l'interface pour le dernier palier de charge (q = 79.8 kN/m^2)

6.3.2 ELONGATION ET TENSION DU GEOTEXTILE

Les courbes expérimentales et théoriques d'élongation et de tension du géotextile sont représentées sur les figs. 6.3.6 à 6.3.10.

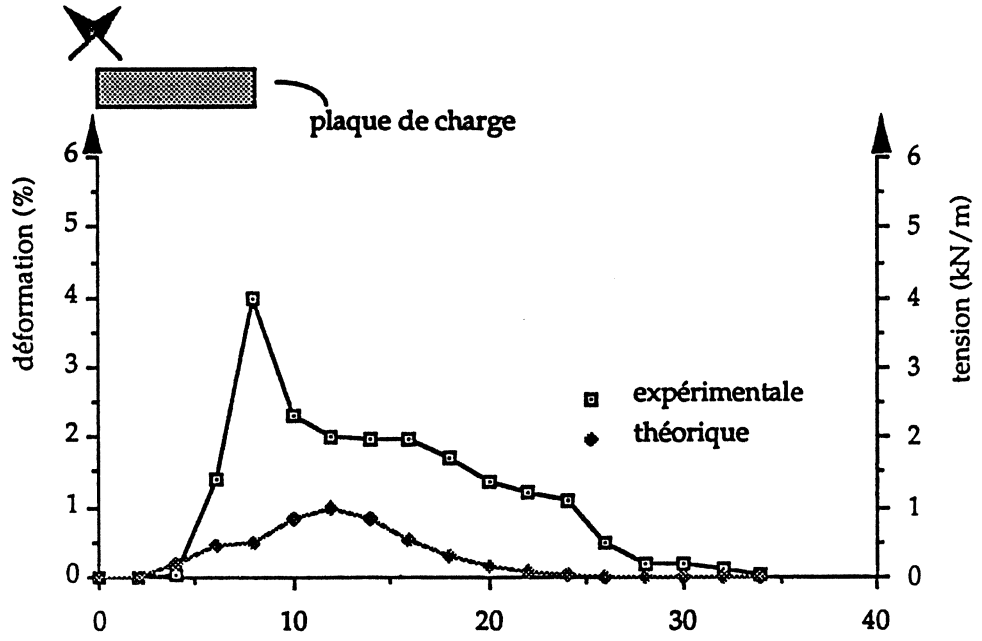

fig. 6.3.6 - Essai CLSNT01 - Elongation et tension dans le géotextile pour le dernier palier de charge (q =93.7 kN/m^2)

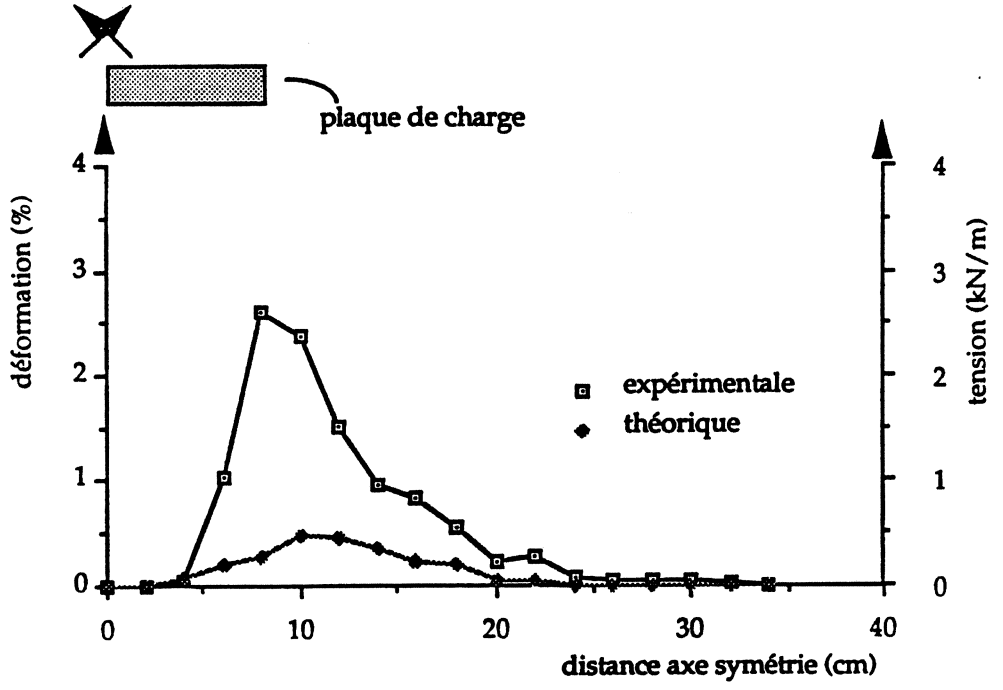

fig. 6.3.7. - Essai CLSNT02 - Elongation et tension dans le géotextile pour le dernier palier de charge (q = 58.5 kN/m^2)

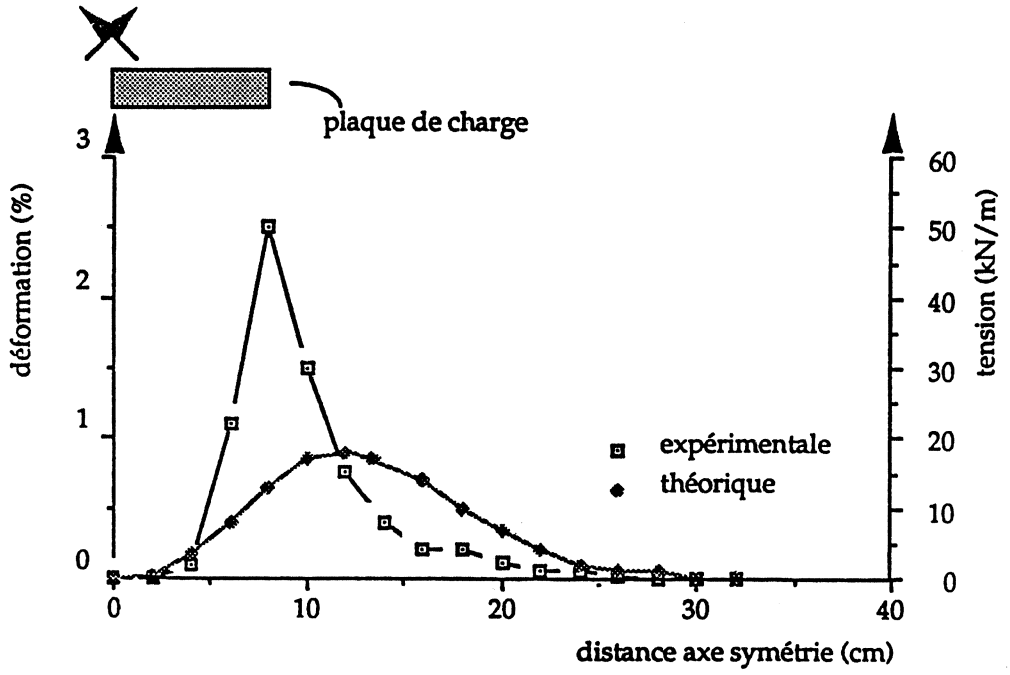

fig. 6.3.8 - Essai CLST01 - Elongation et tension dans le géotextile pour le dernier palier de charge (q = 125 kN/m2)

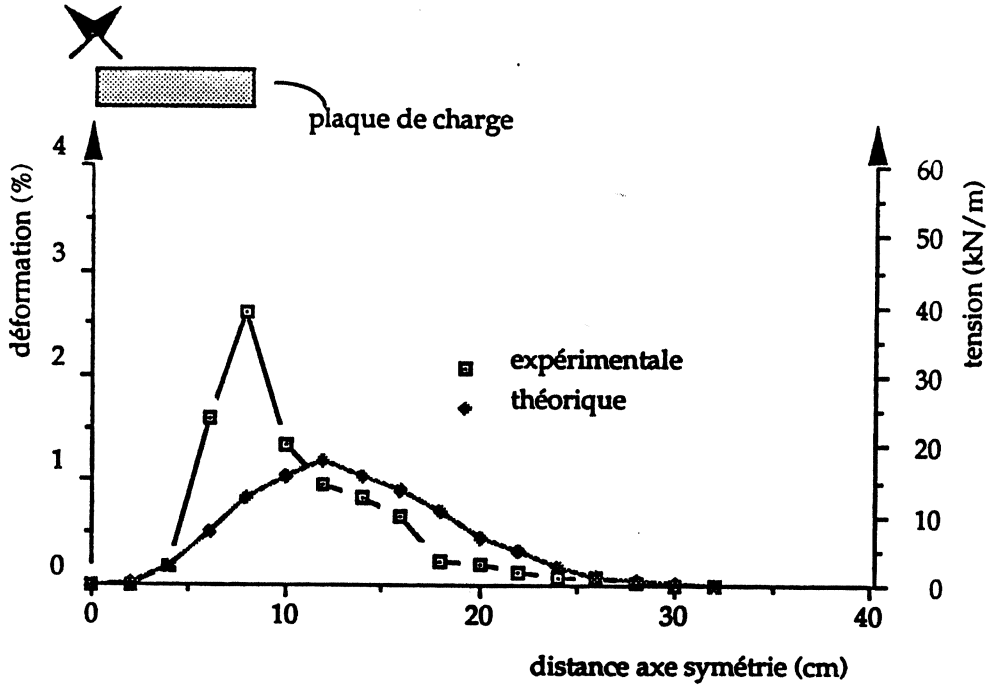

Fig. 6.3.9 - Essai CLST02 - Elongation et tension dans le géotextile pour le dernier palier de charge (q = 136 kN/m^2)

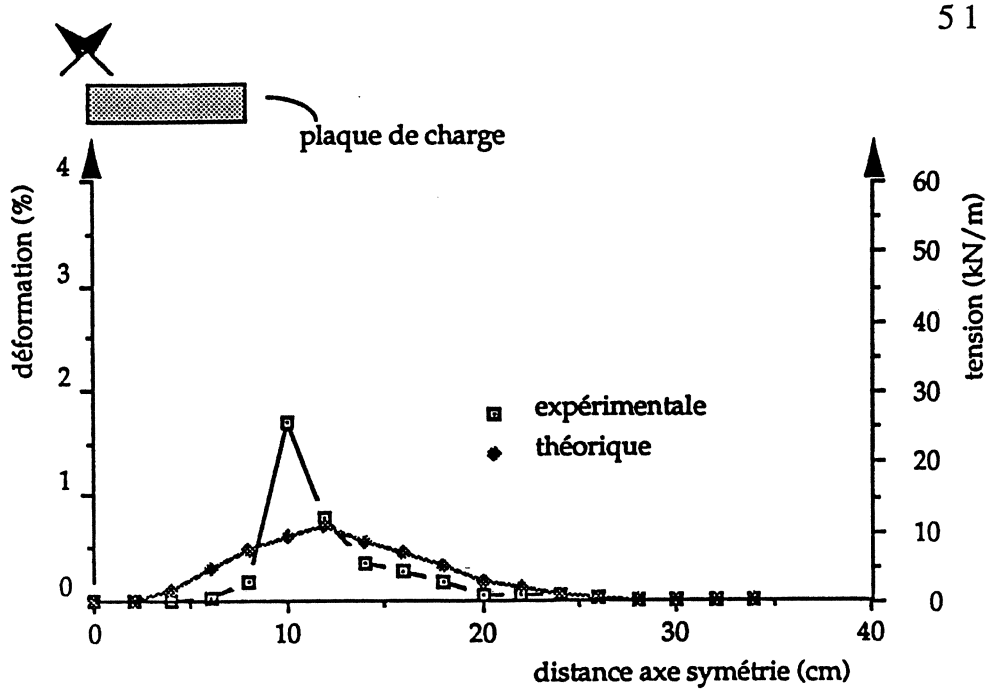

fig. 6.3.10 - Essai CLST03 - Elongation et tension dans le géotextile pour le dernier palier de charge ($q = 79.8\ kN/m^2$)

A nouveau, on constate un écart important entre les prévisions théoriques et les résultats expérimentaux pour les deux essais avec géotextile non tissé, alors que les prévisions sont assez bonnes avec le géotextile tissé.

Pour les deux essais CLSNT01 et CLSNT02, les sollicitations dans la membrane sont sous-estimées par le modèle numérique, à la fois en intensité et en longueur d'ancrage nécessaire.

Pour les essais CLST01, CLST02 et CLST03, les ordres de grandeur des sollicitations prévues par le modèle sont du même ordre que les mesures, sauf en ce qui concerne le pic situé sous l'angle de la plaque. Le maximum de sollicitation prévu par la théorie est situé, comme pour les essais avec non-tissé, légèrement plus vers l'extérieur de la zone chargée, et son intensité est sous-estimée. ce dernier point s'explique facilement par le fait que dans le modèle numérique, on suppose la charge appliquée uniformément répartie sous la plaque (hypothèse de plaque souple), alors que dans les essais, cette charge est appliquée par l'intermédiaire d'une plaque parfaitement rigide. Le modèle numérique ne tient donc pas compte de manière précise des concentrations de contraintes verticales qui se propagent sous les angles de la plaque. L'erreur sur la position du pic provient d'une surestimation dans le modèle numérique de la largeur de diffusion de la charge au niveau de l'interface. Ceci est dû à l'approximation faite dans la théorie sur la valeur du coefficient de diffusivité des contraintes dans le milieu granulaire υ_1. Ainsi que cela a été mentionné par Bourdeau (1986, ch. 7), la valeur adoptée, égale au coefficient de poussée des terres au repos k_o,correspond à la valeur initiale de ce paramètre, pour de très petites charges. Lorsque la charge appliquée augmente, le milieu granulaire se réarrange et sa diffusivité se modifie. Dans l'état actuel des connaissances, on admet généralement que la valeur de υ_1 évolue de Ko vers Ka en cours de chargement.

La largeur de diffusion de la charge variant dans le même sens que υ_1, on voit que celle-ci serait réduite, et par conséquent le pic de tension déplacé vers l'axe de charge, si le paramètre υ_1 était adapté en cours de calcul.

On peut donc conclure de cette discussion que la théorie proposée et le modèle numérique utilisé pour simuler les essais décrivent de manière satisfaisante le comportement observé avec le géotextile tissé.

Si on admet la validité du modèle, son manque de concordance avec le comportement observé dans le cas du géotextile non tissé peut provenir d'une surestimation de la capacité d'ancrage du non-tissé. Ceci expliquerait pourquoi aucune amélioration globale de la capacité portante n'a été observée avec ce type de renforcement. Dans ce cas, on doit mettre en cause, soit la méthode de détermination du coefficient de frottement sol-géotextile par l'essai de cisaillement direct modifié, soit la qualité de mise en place du géotextile dans le sol lors de la construction du massif expérimental.

Enfin, on remarquera que, compte tenu des différences de charge appliquée entre les divers essais, le modèle numérique prévoit une amélioration du comportement charge-tassement du même ordre avec géotextile tissé ou non-tissé.

Ce résultat théorique serait plus en accord avec les résultats expérimentaux obtenus par d'autres chercheurs (voir par exemple Douglas and Kelly, 1986; Bourdeau et al., 1988) qu'avec les résultats expérimentaux obtenus dans la présente étude.

7. CONCLUSIONS

Une étude expérimentale du renforcement des sols par des géotextiles a été réalisée, à l'aide de modèles de petite dimension en laboratoire. Le problème étudié était le développement de l'action de membrane d'une inclusion géotextile placée à l'interface d'un sol bicouche sous l'effet d'une charge concentrée en surface.

L'expérimentation était conçue de manière à représenter un état de déformation plane, dans un container muni de parois latérales rigides et lisses. Les dimensions générales du modèle étaient 80 cm x 40 cm x 19 cm. La charge statique était appliquée par incréments à la surface du modèle par l'intermédiaire d'une plaque rigide. Le géotextile était placé entre une couche de sable représentant une fondation granulaire et une couche inférieure de limon. Les deux sols étaient secs et non compactés.

On s'intéressait notamment à l'influence des conditions d'ancrage du géotextile sur le développement du mécanisme de renforcement. Pour étudier cet effet, les essais réalisés avec un ancrage naturel par frottement furent répétés en fixant les extrémités du géotextile.

Le champ des déformations internes a été observé par une technique radiographique.

Un renforcement significatif a été obtenu avec un géotextile tissé, mais, contrairement aux prévisions, les tassements n'ont pas été réduits en présence d'un géotextile non-tissé.

Les observations radiographiques ont montré des modifications importantes du champ de déformations dans la couche supérieure de sable, dues à la présence du géotextile.

Le développement de l'effet de membrane, lié à la déflection de l'interface et aux tensions en résultant dans le géotextile, s'accompagne d'un confinement latéral de la couche granulaire. L'intensité des déplacements horizontaux dans le sable qui, en absence de renforcement tend à l'expansion latérale, est restreinte par l'interaction avec l'inclusion textile. Cette influence s'étend à l'ensemble de la couche, et montre que l'effet de membrane n'est pas seul en cause dans le processus de renforcement.

Dans le cas où le frottement est suffisant à l'interface, un cisaillement peut se produire à une certaine distance, dans le matériau granulaire.

Une modélisation numérique des essais a été tentée, basée sur la théorie de la diffusion des charges en milieu granulaire. Un bon accord a été trouvé entre cette théorie et les observations dans le cas d'un géotextile tissé.

Il semble que l'intensité des charges appliquées et les déflections soient restées trop faibles pour mettre en évidence de manière concluante l'influence des conditions d'ancrage sur le tassement de la plaque. Pour le géotextile tissé, les tensions non équilibrées à l'extrémité ne représentaient qu'un pourcentage minime, non significatif, de la tension maximale. L'ancrage naturel était suffisant pour les charges appliquées.

Le cas du géotextile non-tissé est plus complexe : un glissement a été observé avec l'ancrage libre, et confirmé par l'enregistrement d'une tension non équilibrée importante dans l'essai suivant, en conditions d'extrémité fixe. Ceci pourrait expliquer pourquoi le renforcement n'a pas été sensible dans l'essai avec ancrage libre. Ce raisonnement, en relation avec les résultats théoriques, soulève deux questions, si l'on admet que le mode opératoire des essais n'est pas en cause :

- l'essai de cisaillement direct modifié est-il approprié pour déterminer le frottement mobilisable entre sol granulaire et géotextile non-tissé ?

- pourquoi l'effet du renforcement ne s'est-il pas manifesté avec le géotextile non-tissé dans l'essai avec extrémités fixes ?

En remarquant que le modèle numérique, qui est satisfaisant dans le cas du géotextile tissé (comportement linéaire, peu de fluage), à la fois surestime le renforcement et sous-estime les tensions dans le cas du géotextile non-tissé, on peut conclure que c'est le module d'élongation du non-tissé qui est aussi en cause. En raison du comportement non linéaire de ce matériau, de la faible intensité des charges appliquées, et de la durée d'application de ces charges statiques, il est possible que le module sécant adopté dans les calculs ne soit pas représentatif.

Ces constatations suggèrent également que lors de la mise en place des nappes non tissées dans les ouvrages réels, le compactage de la couche granulaire située sur le textile (compactage non effectué au cours des essais rapportés ici) joue un rôle en provoquant une mise en tension préalable du renforcement.

On comprend alors que les géotextiles non-tissés puissent également être efficaces dans les ouvrages réels.

En pratique, il semble que l'on soit assez proche de la compréhension du mécanisme de renforcement des chaussées non revêtues par les géotextiles.

Le modèle numérique présenté permet de simuler le comportement en membrane des géotextiles tissés au contact de sols non cohérents, dans des cas de charge et de géométrie simples. La représentation du comportement des non-tissés demande plus de circonspection, et des modèles plus sophistiqués qui prennent en compte le comportement non linéaire de ces matériaux.

Les recherches futures devraient être orientées vers le rôle de la durée (fluage) et de la répétition (fatigue) des charges, du confinement latéral et des tensions préalables éventuellement induites par la méthode de construction.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bourdeau, P.L. (1984), "Dimensionnement des géotextiles utilisés comme armatures", Routes et Trafic, No 6, pp. 215-221.

Bourdeau, P.L. (1986), "Analyse probabiliste des tassements d'un massif de sol granulaire", Thèse de Doctorat ès Sciences Techniques, No 628, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Bourdeau, P.L. (1989), "Modeling of membrane action in a two-layer reinforced soil system", Computers and Geotechnics, vol. 7, pp. 19-36.

Bourdeau, P.L. et Chapuis, J. (1988), "Géotextiles utilisés en tant qu'armature, Rapport final, 1ère partie : Etat des connaissance", Département Fédéral des Transports, des Communications et de l'Energie, Office Fédéral des Routes, Mandat de Recherche No 25/84, Octobre 1988.

Bourdeau, P.L., Holtz, R.D. and Chapuis, J. (1988), "Soil-fabric interaction. An analytical model", Proc. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 2, pp. 387-391.

Bourdeau, P.L., Holtz, R.D. and Chapuis, J. (1988), "Effect of anchorage and modulus in geotextile-reinforced roads", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 7, No 3, pp. 221-230.

Bourdeau, P.L. et Recordon, E. (1988), "Application de la radiographie à l'étude des déformations en mécanique des sols", Proc. Conference internationale "Mesures et essais en génie civil", Lyon - Villeurbanne, Vol. 2, pp. 387-396.

Douglas, R.A. and Kelly, M.A. (1986), "Geotextile 'reinforced' unpaved logging roads : the effect of anchorage", Geotextiles and Geomembranes, vol. 4, p. 93-106.

Roscoe, K.H., Arthur, J.F.R. and James, R.G. (1963), "The determination of strains in soils by an X-ray method", Civil Engineering and Public Works Review, pp. 873-876 (Part. 1) 1009-1012 (Part. 2).

ANNEXES A.1 - A.7

Annexe A 1

Article paru dans "Computers and geotechnics"

Computers and Geotechnics 7 (1989) 19–36

MODELING OF MEMBRANE ACTION IN A TWO-LAYER REINFORCED SOIL SYSTEM

Philippe L. Bourdeau[1]
School of Civil Engineering
Purdue University
West Lafayette, IN 47907, USA

ABSTRACT

A numerical model is formulated to assess tensile membrane action in a two-layer soil system reinforced by a geotextile. The analysis is based on a two-dimensional plane strain model of the static equilibrium of an elastic membrane placed at the interface between a granular base and a compressible subgrade. The theory of stochastic stress diffusion in particulate media is used to describe the transmission of load through the gravel base, and a Winkler model is assumed for the subgrade. The model incorporates a Mohr-Coulomb criterion for the frictional interaction at the gravel-fabric interface, and it allows for incomplete anchorage. The numerical solution is provided by an iterative finite difference scheme. The influence of the anchorage conditions on the load-deflection response of the system is illustrated, and it is shown that the performance of high tensile modulus fabrics are affected to a higher degree by an incomplete anchorage than lower modulus fabrics.

INTRODUCTION

Due to the extreme complexity of soil-fabric interaction which develops at the construction stage and in service, and to the large number of parameters involved in the problem, the reinforcing mechanism of geotextiles in unpaved roads is still not fully understood. Nevertheless, there seems to be general agreement that, independently of their drainage and separation effects, geosynthetic inclusions placed at the interface between granular base and compressible subgrade can act in three ways to reinforce unpaved roads [1]:

1. Formerly: Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland

Computers and Geotechnics 0266-352X/89/$03·50 © 1989 Elsevier Science Publishers Ltd, England. Printed in Great Britain

a. granular base restraint.

b. subgrade soil restraint.

c. membrane support.

If friction, or interlocking, is effective at the interface between the base course and the tensile resistant fabric, lateral spreading of the granular material under vertical surface loading is restrained, resulting in improvement of both strength and stiffness of the base course. A similar mechanism increases the bearing capacity of the subgrade by influencing its failure mode. Lateral restraint has been shown to occur with moderate surface deflection when geogrids are used as reinforcing elements [2, 3].

At larger strain, interface deflection associated with rutting can lead to significant membrane tensile forces, which partly support the wheel loads and reduce the pressure on the subgrade (Fig. 1). A number of analytical models [e.g., 4, 5, 6, 7] consider this latter effect as the dominant mechanism in reinforced unpaved roads, when high modulus geotextiles with soil-fabric friction properties sufficient to provide a full anchorage are used. In this type of analysis, assumption is generally made of either a fixed edge condition or an arbitrary geometric shape for the deflected membrane. Thus, the influence of anchorage conditions and tensile modulus of the fabric inclusion on the development of its membrane action cannot be clearly demonstrated using these models. A recent study [8] has shown that the load-diffusion approach proposed by Bourdeau et al. [9] for reinforced particulate media may be appropriate to investigate this aspect of soil-fabric interaction including partial slippage at the soil-inclusion interface. This paper summarizes the formulation of this concept and its numerical implementation. Its application to a two-layer soil system is illustrated.

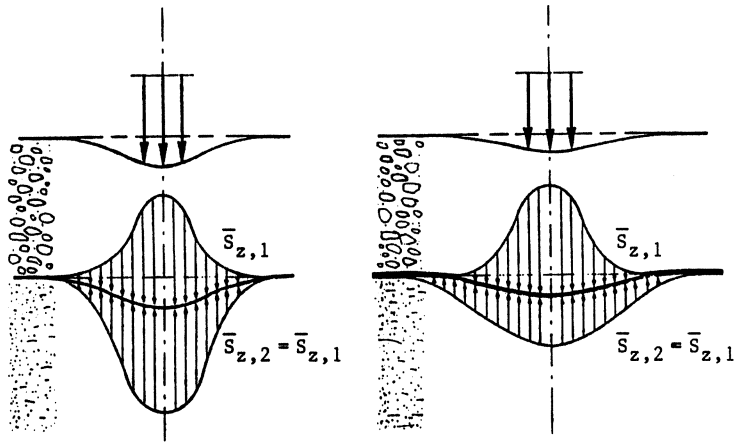

Figure 1. Membrane action in two-layers soil system reinforced at the interface
a) unreinforced; b) reinforced
$\bar{S}$: vertical stresses at the interfaces

MEMBRANE ACTION MODEL

The analytical method is a two-dimensional plane strain model of the static equilibrium of an elastic membrane, placed at the interface between a granular base course and a compressible subgrade (Fig. 2). The conventional approach to assess the transmission of traffic load through a road base course is to compute stresses using the linear theory of elasticity. This method was applied by Nieuwenhuis [4] to reinforced unpaved road modeling. Such solutions require the assumption of an equivalent continuum. Furthermore, unless anisotropy is explicitly introduced, the elastic solutions are unable to account for the state of compaction of the material and its effect on the distribution of stresses in the base course. Another approach [e.g., 6, 10, 7] consists in assuming that the aggregate spreads the surface load at an arbitrarily chosen angle, and in replacing the bell-shaped distribution of vertical stress at the gravel-geotextile interface by a uniform distribution confined to the interior of this angle.

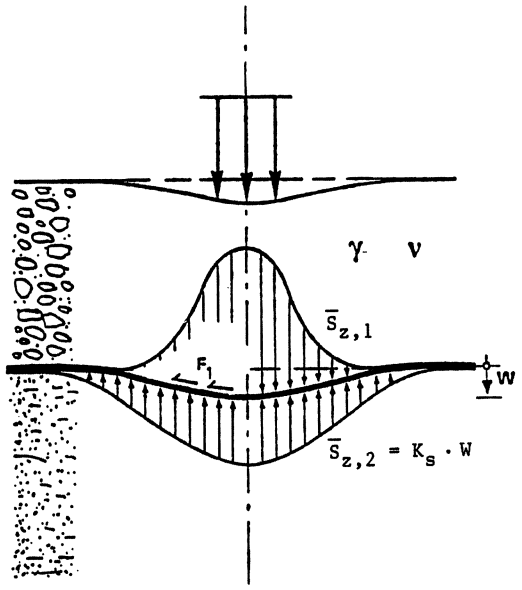

Figure 2. Two-dimensional plane strain model of the static equilibrium of an elastic membrane

In the present model, the transmission of applied load through the gravel base is described using the theory of stochastic stress diffusion in particulate media developed by Sergeev [11] and Harr [12]. A detailed formulation of the theory can be found elsewhere [13, 14]. Instead of assuming continuity and homogeneity of the granular material, its particulate and inherently random nature is recognized, and boundary value problems are solved using probabilistic arguments. The transmission of applied loads results from the propagation of contact forces between particles. This can be modeled as the progression with depth of a vertical force undergoing random lateral fluctuations when proceeding from a particle to its neighbor. For two-dimensional plane strain conditions, this discrete process is a one-dimensional random walk where vertical steps are substituted for time steps, and the random fluctuations occur in the horizontal direction. As very small steps are considered, this leads in the limit to a diffusion-type equation:

$$\frac{\partial \bar{s}_z}{\partial z} = D \frac{\partial^2 \bar{s}_z}{\partial x^2} \tag{1}$$

where $\bar{s}_z(x,z)$ is the expected vertical stress at a point (defined by the coordinates x and z) in the granular material, and D is the coefficient of diffusion which governs the rate at which the granular base course spreads the applied surface load. D can be expressed as [11, 12]:

$$D = \nu \cdot z \tag{2}$$

where the coefficient of diffusivity, ν, is a state parameter of the material. From a structural viewpoint, ν is influenced by such factors as stress induced anisotropy of the granular assembly, intergranular friction properties, and porosity of the medium. Conceptually, ν is related to the coefficient of lateral earth pressure and can account for the state of compaction of the gravel base [15]. It was shown [13] that the coefficient of diffusivity, ν, can be approximated by the coefficient of earth pressure at rest, K_o. Thus, ν can be assessed as a function of the angle of internal friction of the granular base using Jaky's formula [22].

For a concentrated surface load, P, the solution of Eq. (1) is a bell-shaped Gaussian density function:

$$\frac{\bar{s}_z(x,z)}{P} = \frac{1}{z\sqrt{2\pi\nu}} \exp[\frac{-x^2}{2\nu z^2}] \tag{3}$$

In the case of an applied pressure, p, uniformly distributed over a strip of width 2a, Harr [12] obtained:

$$\frac{\bar{s}_z(x,z)}{p} = \psi\,(\frac{x+a}{z\sqrt{\nu}}) - \psi\,(\frac{x-a}{z\sqrt{\nu}}) \tag{4}$$

where ψ is the cumulative Gaussian distribution function:

$$\psi(x) = \int_{o}^{x} \exp\left[-\frac{t^2}{2}\right] dt \tag{5}$$

Following [16] and [4], the compressible subgrade is assumed to offer a reaction to loading proportional to its deflection (Winkler model), i.e.:

$$\bar{s}_{z,2}(x) = k_s \cdot w(x) \tag{6}$$

where $\bar{s}_{z,2}$ is the vertical stress at the fabric-subgrade interface, w(x) is the membrane deflection, and k_s is the coefficient of subgrade reaction. The coefficient of subgrade reaction can be derived from plate load tests, taking in account the actual size of the loaded area [23].

Model wall tests [17] and pull-out tests performed with woven polyester fabrics [18] have shown that full frictional resistance of the geotextile is achieved with only small interface displacements. The post-peak drop in soil-fabric friction observed during these tests or reported from other experimental studies appears to be neglectable (e.g. Ref. 25, 26). Accordingly, a rigid-perfectly plastic friction law is adopted to represent the behavior of the soil-fabric interface in shear. A Mohr-Coulomb yield criterion is invoked for the frictional stress at the gravel-fabric interface. If tensile strain is developed in the fabric, the frictional stress, τ, mobilized at the interface between the base course and the reinforcement is proportional to the resultant normal (vertical) stress at the point considered:

$$\tau(x) = F_1 \cdot [\bar{s}_{z,1}(x) + \gamma H_1] \tag{7}$$

where $\bar{s}_{z,1}$ is the vertical stress at the gravel-fabric interface, γ is the unit weight of the gravel base, H_1 is the thickness of the base course and F_1 is the interface friction coefficient. Friction developed at the fabric-subgrade interface is neglected. It should be noted that Eq. (7) disregards the slope of the deflected membrane, and thus

provides an upper-bound of the actual frictional stress developed at the gravel-fabric interface.

The determination of friction between soil and geotextile is generally made using a modified direct shear box. A description of the current testing techniques can be found elsewhere (e.g. Ref. 24).

SOLUTION FOR FULL ANCHORAGE CONDITION

Consider the equilibrium conditions of the membrane as shown in Fig. 3. The tangential stress $\tau(x)$ opposes the direction of displacement of the membrane, and equilibrium in the horizontal direction implies:

$$T_H(x) + \int_o^x \tau_H(x)dx = T_o \tag{8}$$

where τ_H is the horizontal component of the frictional stress at the interface, $T_H(x)$ is the horizontal component of the tensile force in the membrane, and T_o is the horizontal tensile force, at the origin of coordinates (Fig. 3).

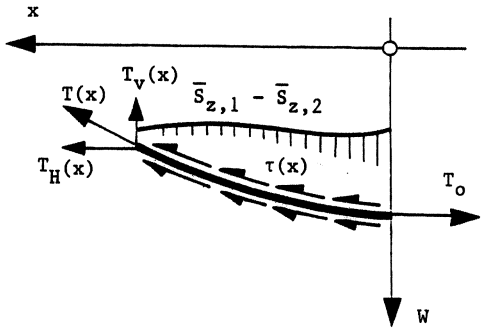

Figure 3. Forces acting on the deflected membrane

Equilibrium in the vertical direction is written as:

$$T_v(x) - \int_o^x (\bar{s}_{z,1} - \bar{s}_{z,2})\, dx + \int_o^x \tau_v(x)\, dx = 0 \tag{9}$$

where τ_v is the vertical component of the frictional stress.

Taking the derivative of Eq. (9) with respect to x, and replacing $\bar{s}_{z,2}$ by its expression (Eq. 6) result in:

$$\frac{dT_v}{dx} + \tau_v(x) + k_s \cdot w(x) = \bar{s}_{z,1}(x) \tag{10}$$

and from simple geometric considerations:

$$\frac{dT_H}{dx} \cdot \frac{dw}{dx} + T_H \frac{d^2w}{dx^2} + \tau_H \frac{dw}{dx} + k_s \cdot w = \bar{s}_{z,1} \tag{11}$$

Finally, substituting the derivative of Eq. (8) into Eq. (11) gives:

$$T_H(x) \frac{d^2w(x)}{dx^2} + k_s \cdot w(x) = \bar{s}_{z,1}(x) \tag{12}$$

It should be noted that Eq. (12) differs slightly from the original model (Ref. 8) where some second order terms had been neglected.

The deformation condition of the reinforcement is:

$$\int_o^L [1 + (\frac{dw}{dx})^2]^{1/2}\, dx - L = \frac{1}{E_m} \int_o^L T_H(x)\, [1 + (\frac{dw}{dx})^2]^{1/2}\, dx \tag{13}$$

where E_m is the elongation modulus [N/m] of the fabric of total length 2L.

The boundary conditions are:

$$\frac{dw}{dx} = 0 \text{ for } x = 0 \tag{14a}$$

$$T_H = 0 \text{ for } x = L \tag{14b}$$

The second condition (Eq. 14b) expresses that frictional anchorage is sufficient to prevent unbalanced tensile forces from occurring at the free edges of the geotextile.

Considering the reinforcement membrane as a one-dimensional space discretized in intervals of length Δ (Fig. 4), Eq. (12) can be written in a finite difference form:

$$T_{H,i}\, W_{i-1} + 2\,(\Delta^2\, k_s - T_{H,i})\, W_i + T_{H,i}\, W_{i+1} = 2\Delta^2\, \bar{s}_{z,i} \tag{15}$$

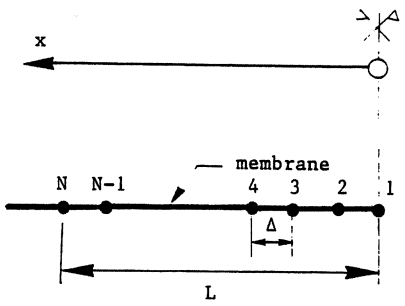

Figure 4. One-dimensional discretization of the membrane

where the subscripts denote the node numbers, with i ranging from 1 to N. $\bar{s}_{z,i}$ denotes the nodal value taken by the expected vertical stress at the gravel-geotextile interface.

Equation (15) can be written more concisely in a matrix form:

$$[B] \cdot (w) = (\bar{s}) \tag{16}$$

where [B] is a tridiagonal matrix, and (w) and $(\bar{s})$ are the nodal vectors of displacement and tension, respectively. The solution to this linear system (Eq. 16), (w), must satisfy the constraints expressed by Eqs. (8) and (13), and the boundary conditions of

Eq. (14). A numerical solution [19] is obtained using the following iterative algorithm with N nodal points equally spaced along the half-length, L, selected along the membrane. It is assumed that F_1, L, p, ν, k_s, γ and H_1 are given:

Step 1. At each nodal point, compute the vertical stress, $\bar{s}_{z,1}(x)$, at depth H_1, by solving Eq. (1), or from Eq. (4) if the load is uniformly distributed.

Step 2. At each nodal point, evaluate the available frictional stress $\tau(x)$, using Eq. (7).

Step 3. Assign an initial (small) value to the tensile force $T_H(x)$, identical for all nodes.

Step 4. Form the matrix [B], and solve the linear system in Eq. (16).

Step 5. Check if the deformation condition, Eq. (13), is satisfied. If not, change the values of T_H and repeat Step 4.

Step 6. Having satisfied Step 5, calculate the nodal values of $T_H(x)$ from Eq. (8), update the matrix [B], and return to Step 4.

Step 7. The solution is achieved when the deflection at $x = 0$ converges to a stable value.

Step 8. Compute the resulting tensile forces, T(x), and the active length, L_a.

The active length of the reinforcement, L_a, is defined as the distance from the origin to the point where the effective tensile force and mobilized friction are equal to zero: L_a is the half-length of geotextile required to ensure full frictional anchorage. The computed deflection, w(x), is the deflection of the membrane placed at the interface between the base course and the subgrade. It differs from that of the road surface because the gravel base is compressible. However, the compressibility of the gravel material can generally be disregarded, compared to that of the soft subgrade.

Parametric studies performed with the original model (Ref. 9) indicated that both required tensile resistance and active length of the inclusion are reduced when the coefficient of subgrade reaction or the coefficient of diffusivity of the granular base is increased. Simultaneously, the benefit provided by the reinforcement, expressed in terms of relative reduction of contact pressure on the compressible subgrade, is also reduced.

SOLUTION FOR INCOMPLETE ANCHORAGE

According to the friction model adopted for gravel base-geotextile interface response, the anchoring process develops with a progressive mobilization of soil-geotextile friction, starting beneath the loaded area and extending to the outside zones. In the zone directly affected by the diffusion of the applied vertical load through the gravel layers, the friction forces available at the interface increase with this load. In the outside zones, the amount of anchoring resistance available increases with the length of the geotextile. This mechanism leads to a limiting value of the maximal tensile force, T_{max}, which can be balanced by the available anchoring resistance:

$$T_{max} = (P/2 + \gamma H_1 L) F_1 \tag{17}$$

where P is the applied vertical load per unit of width.

Suppose the applied load is increased to the value at which the frictional anchoring resistance is fully mobilized. Beyond this limiting value, the maximal tensile force in the reinforcement would be bounded by Eq. (17). A further increase of applied load δP would produce a subsequent increase of available anchorage resistance of only:

$$\delta T_{max} = \frac{\delta P}{2} \cdot F_1 \tag{18}$$

thus leading to a lower rate of reinforcing effect, as compared to the load-settlement response of a fully anchored system. However, one can reasonably assume that the reinforcing effect gained by the system at the previous loading increments, with a developed tensile force smaller than T_{max} in Eq. (17), would not be lost. This aspect of the soil-geotextile interaction can be handled in the model described above by incorporating the tension cutoff rule in Eqs. (17) and (18) to Step 6 of the algorithm.

EXAMPLE

Large scale strip loading tests performed on a two-layer (gravel over peat) system with various fabric tensile moduli and anchorage conditions have been reported by Douglas et al. [20] and Douglas and Kelly [21]. Theoretical predictions from the model described herein were compared to these test results in order to clarify some important issues of the physical modeling and were found in good qualitative agreement with the observations. A detailed discussion on this comparative study can be found in Ref. 8. The present example is derived from this previous study. Table 1 summarizes the geometry of the case considered, as well as the set of mechanical parameters adopted. The coefficient of diffusivity for stresses in the gravel base is assumed to be of the order of the at-rest coefficient of earth pressure, K_o, for uncompacted material with a friction angle of 37°. The computations were performed with free and fixed edge conditions for the reinforcement, with the same length of tensile inclusion in both cases. The fixed edge case simulates a situation where the displacement of the edge of the fabric is artificially prevented, and thus represents an upper bound of anchorage resistance.

The load-settlement response at the interface of the system is presented, Fig. 5, for a tensile modulus of the order of magnitude of a woven fabric modulus. The free

TABLE 1. Parameters Used in the Computations

geometry	width of load area	0.25 m
	half length of fabric	1.20 m
	gravel base thickness	0.15 m
applied load	average pressure	up to 60 kN/m^2
reinforcement	tensile modulus	26 kN/m and 120 kN/m
	tensile strength	unbounded
	gravel-geotextile friction coefficient	0.40
gravel base	dry unit weight	15.9 kN/m^3
	diffusivity coefficient	0.40
peat subgrade	stiffness coefficient	170 kN/m^3

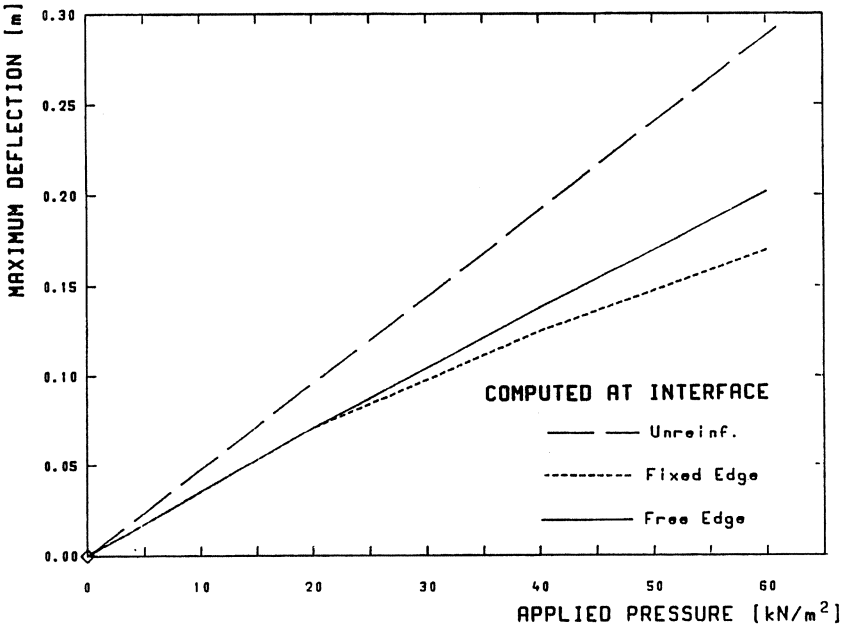

Figure 5. Results of the numerical modeling (see input data in Table 1). Maximum deflection at interface as a function of applied pressure for a woven geotextile (average tensile modulus = 121 kN/m)

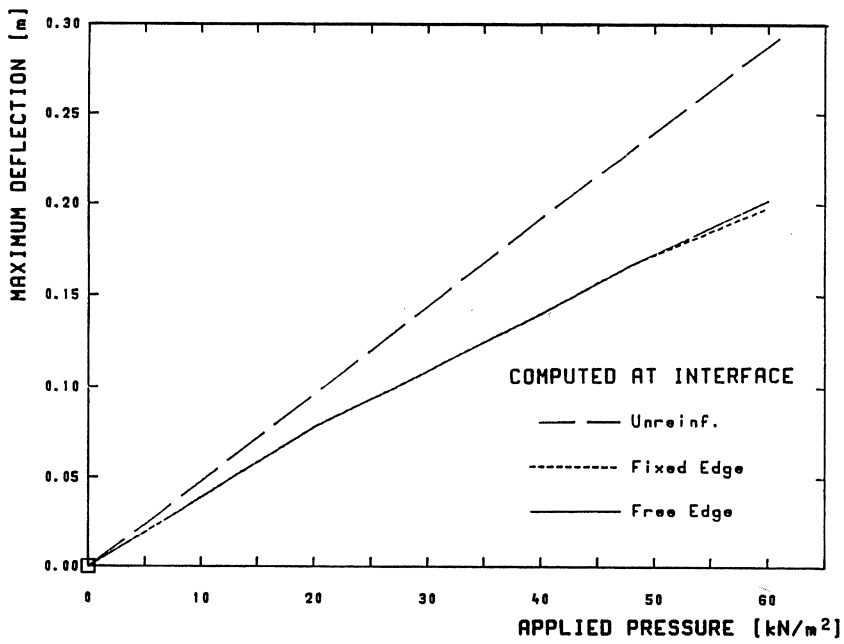

Figure 6. Results of numerical modeling (see input data in Table 1). Maximum deflection at interface as a function of applied pressure for nonwoven geotextile (average tensile modulus = 26 kN/m)

and fixed edge results are compared to an unreinforced situation. Figure 6 gives the results for a tensile modulus of the inclusion representative of nonwoven fabrics. The influence of the anchorage conditions is clearly apparent for the woven fabric (Fig. 5). In the free edge case, full mobilization of the available anchorage resistance is reached at an applied pressure of about 20 kN/m^2, and with further increase in load the reinforcement effect is not fully efficient, as compared to the fixed edge case. With the nonwoven fabric, full mobilization of the free anchorage is reached at a higher applied pressure of about 50 kN/m^2, and at a pressure of 60 kN/m^2 the difference in deflection in the axis of the load is still very small, between the two edge conditions. This contrast in the behavior of the two reinforced system is a consequence of the difference in the tensile modulus of the inclusions considered and of the

non-linearity induced by the soil-geotextile interaction. Such a result could explain why woven and nonwoven fabrics lead to very close reinforcing effects in some situations. However, it should be pointed out that, according to the model proposed herein, full frictional anchorage is not a necessary condition for the reinforcement mechanism, although incomplete anchorage do not allow the full benefit of high modulus fabric to be gained.

CONCLUSION AND SUMMARY

A numerical model of the soil-geotextile interaction in two-layer systems reinforced by tensile inclusions has been formulated. The analytical method is a two-dimensional plane strain model of the static equilibrium of an elastic membrane placed at the interface between a granular base course and a compressible subgrade. The transmission of load through the gravel base is described using the theory of stochastic stress diffusion in particulate media. A constant coefficient Winkler subgrade model is assumed for the pressure-displacement response of the compressible soil. At the gravel-geotextile interface, friction is evaluated using the Mohr-Coulomb criterion.

The numerical algorithm is based on a one-dimensional finite difference scheme and includes an iterative procedure in order to satisfy the deformation and interface friction constraints.

Incomplete frictional anchorage is allowed in the model, and the influence of this particular feature was demonstrated. High modulus fabrics may not provide more reinforcing effects than low modulus fabrics in case of incomplete anchorage, as a consequence of the non-linearity of the soil-geotextile interaction mechanism. However, it is recognized that the model accounts only for the membrane action of the reinforcement. Subsequent developments should include the lateral restraint effect

provided by the reinforcement to the gravel base material.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was partly performed at the Soil Mechanics Laboratory of the Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, under contract No. 25/84 with the Swiss Federal Department of Transportation, Communication and Energy, Division of Highways.

The author wishes to acknowledge the contributions of the late Dr. Jacques Chapuis and the suggestions of Professor Robert D. Holtz. A helpful review of the text was made by Prof. Jean-Lou Chameau. The manuscript was typed by Kathie Roth and Cathy Ralston.

REFERENCES

[1] Hausmann, M. R., Geotextiles for unpaved roads - a review of design procedures. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 5 (1987), pp. 201-233.

[2] Milligan, G. W. E., Fannin, R. J., and Farrar, D. M., Model and full-scale tests of granular layers reinforced with a geogrid. *Proc. 3rd International Conference on Geotextiles*, Vienna (1986), Vol. 1, pp. 61-66.

[3] Love, J. P., Burd, H. J., Milligan, G. W. E., and Houlsby, G. T., Analytical and model studies of reinforcement of a layer of granular fill on a soft clay subgrade. *Canadian Geotech. J.*, Vol. 24 (1987), pp. 611-622.

[4] Nieuvenhuis, J. D., Membranes and the bearing capacity of road bases. *Proc. International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics*, Paris (1977), Vol. 1, pp. 3-8.

[5] Bender, D. A. and Barenberg, E. J., Design and behavior of soil-fabric-aggregate system. *Transportation Research Record*, 671 (1978), pp. 64-75.

[6] Giroud, J. P. and Noirav, L., Geotextile-reinforced unpaved road design. *J. of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 107 (1981), No. GT9, pp. 1233-1254.

[7] Sellmeijer, J. B., Kenter, C. J. and Van den Berg, C., Calculation method for fabric reinforced road. *Proc. 2nd International Conference on Geotextiles*, Las Vegas (1982), Vol. 2, pp. 393-398.

[8] Bourdeau, P. L., Holtz, R. D. and Chapuis, J., Effect of anchorage and modulus in geotextile-reinforced unpaved roads. Accepted for publication in *Geotextiles and Geomembranes* (1988).

[9] Bourdeau, P. L., Harr, M. E. and Holtz, R. D., soil-fabric interaction. An analytical model. *Proc. 2nd International Conference on Geotextiles*, Las Vegas (1982), Vol. 2, pp. 387-391.

[10] Raumann, G., Geotextiles in unpaved roads: design considerations, *Proc. 2nd International Conference on Geotextiles*, Las Vegas (1982), Vol. 2, pp. 417-422.

[11] Sergeev, I. J., The application of probability - process equations to the theory of stress distribution in non-cohesive soil foundation beds. *Soil Mech. and Fdn. Engng.*, No. 2 (1969), pp. 84-88.

[12] Harr, M. E., *Mechanics of Particulate Media. A Probabilistic Approach*, McGraw-Hill, New York (1977).

[13] Bourdeau, P. L., *Analyse probabiliste des tassements d'un massif de sol granulaire*, These de Doctorat es Sciences Techniques, No. 628, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne (1986).

[14] Bourdeau, P. L., Probabilistic analysis of settlements in loose particulate media. *Proc. 5th Int. Conf. on Applic. of Statistics and Probability in soil and Structural Engng.* Vancouver (1987), Vol. 2, pp. 977-984.

[15] Bourdeau, P. L. and Recordon, E., Dimensionnement des chaussees souples. Point de vue probabiliste. *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, No. 420 (1983), pp. 1-15.

[16] Rosner, J. C. and Harr, M. E., Identification of subgrade characteristics from prototype testing of landing mats. *HRB Record*, No. 337 (1979).

[17] Holtz, R. D. and Broms, B. B., Walls reinforced by fabrics: results of model tests. *Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics*, Paris (1977), Vol. 1, pp. 113-118.

[18] Holtz, R. D., Laboratory studies of reinforced earth using a woven polyester fabric. *Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics*, Paris (1977), Vol. 3, pp. 149-154.

[19] Bourdeau, P. L., *FABRIC4: A computer program for fabric-reinforced two-layers systems. Users guide.* Internal report, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne (1988).

[20] Douglas, R. A., Bessey, R. B. and Small, R. P., The use of geotextiles in forest road construction. *Proc. Second Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes*, Edmonton (1985), pp. 88-96.

[21] Douglas, R. A, and Kelly, M. A., Geotextile 'reinforced' unpaved logging roads: the effect of anchorage. *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 4 (1986), pp. 93-106.

[22] Jaky, J., The coefficient of earth pressure at rest (in Hungarian), *J. Society of Hungarian Architects and Engineers*, Budapest (1944), pp. 355-358.

[23] Terzaghi, K., Evaluation of coefficient of subgrade reaction. *Geotechnique*, Vol. 5 (1955), No. 4, pp. 297-326.

[24] Van den Berg, C. and Myles, B., *Geotextile Testing. An Inventory of Current Geotextile Test Methods and Standards.* International Geotextile Society, Brussells (1986).

[25] Degoutte, G. and Mathieu, G., Experimental research of friction between soil and geomembranes or geotextiles using a 30 x 30 cm^2 shear box. *Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles*, Vienna (1986), Vol. 4, pp. 1251-1256.

[26] Gourc, J. P., Ratel, A. and Delmas, P., Design of fabric retaining walls: the "Displacement Method". *Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles*, Vienna (1986), Vol. 4, pp. 1067-1072.

Annexe A 2

Article paru dans "Geotextiles and Geomembranes"

Geotextiles and Geomembranes 7 (1988) 221–230

Technical Note

Effect of Anchorage and Modulus in Geotextile-Reinforced Unpaved Roads

ABSTRACT

In order to consider the influence of geotextile anchorage and modulus on the soil–geotextile interaction and interface response, a critical examination was made of some large-scale model tests of geotextile-reinforced unpaved roads on peat. It was found that soil–geotextile interaction is strongly non-linear and full anchorage of the geotextile is not a necessary condition of the reinforcement mechanism.

1 BACKGROUND

It appears that the mechanism of soil–fabric interaction as applied to geotextile-reinforced unpaved roads is still not fully understood. A recent paper by Douglas & Kelly[1] addressed two questions of fundamental importance:

1. What is the influence of the geotextile anchorage on the performance of a reinforced unpaved road?
2. Is this performance sensitive to the geotextile modulus?

From large scale strip loading tests performed on a two-layer (gravel over peat) system with various fabric tensile moduli and anchorage conditions, Douglas *et al.*[2] and Douglas & Kelly[1] found no significant differences in the pressure–displacement response for different anchorage conditions, whether the inclusion was a woven or a nonwoven geotextile or a polyethylene film separator. As these inclusions had widely differing moduli, it was also inferred from the same experiments that the modulus of the inclusion did not affect the performance of the model road section. The

Geotextiles and Geomembranes 0266-1144/88/$03·50 © 1988 Elsevier Science Publishers Ltd, England. Printed in Great Britain

authors suggested that their results invalidated most of the available analytical models and design methods for unpaved roads. In view of the widespread use of a number of these methods, e.g. Steward *et al.*,[3] Bender & Barenberg,[4] Giroud & Noiray,[5] Bourdeau *et al.*,[6] and Sellmeijer *et al.*,[7] a critical examination of the test results by Douglas & Kelly[1] is appropriate. This examination will focus on the two main points: (1) anchorage conditions, and (2) tensile modulus of the geotextile.

2 ANCHORAGE

Douglas & Kelly[1] stated that the full range of possible anchorage conditions was considered when the load tests were performed either with a free or a fixed outside edge of the inclusion. Of course, the fixed edge situation represents an upper bound anchorage condition, which is independent of the available interface friction, length of geotextile, and the applied load. However, in the free edge case, the anchoring process develops with a progressive mobilization of soil–geotextile friction, starting beneath the loaded area and then extending to the outside zones. In the zone directly affected by the diffusion of the applied vertical load through the gravel layer, the friction forces available at the interface between the geotextile and the gravel increase with this load. In the outside zones, the amount of anchoring force available increases with the length of the geotextile. As a first approximation, we can assume a Mohr–Coulomb-type interaction at the gravel–geotextile interface and ignore the friction at the peat–fabric interface; this mechanism would lead to a limiting value for the available free anchorage force T_{max} of

$$T_{max} = (P/2 + \gamma H_1 L) F_1 \tag{1}$$

where P is the applied vertical load per metre of width, γ and H_1 are the unit weight and thickness of the gravel base course respectively, F_1 is the interface friction coefficient, and L is the half length of the inclusion.

As pointed out by Douglas & Kelly,[1] relative movement between the gravel material and the geotextile must occur in order for this limit state to be reached. They quote some experimental results by Jarrett & Bathurst[8] (see also Ref. 9) to support the assumption that no anchorage can be provided by geotextile–gravel interaction. It should be noted that Jarrett & Bathurst's experiments were pullout tests using geogrids, and with a testing arrangement especially designed to allow the gravel to be free to move along with the inclusion without interface friction being developed.

The significant differences in both the type of reinforcement used and in the boundary conditions of the two test situations make a direct translation of Jarrett & Bathurst's[8] results to the Douglas & Kelly[1] model questionable. The mobilization of interface friction in the latter model is governed by the tensile strain in the geotextile and by the horizontal stiffness of the gravel layer. Thus, restraint of the geotextile is possible, and it seems likely that some gravel–geotextile friction would develop to a certain extent.

Displacements of the free edges of the geotextiles were reported by Douglas & Kelly,[1] but it is not clearly indicated whether this observation was made for intermediate load steps or only at the final loading stage. Furthermore, as the unbalanced tensile force was not recorded at the edge of the geotextile during the fixed edge tests, it is impossible to quantify the 'deficit' in anchorage force in the free edge tests.

Therefore, in absence of more information, it may only be concluded from the anchorage tests that no significant difference was observed in the load–deflection response between artificially anchored reinforcement and a reinforcement which was, at least partly, naturally anchored.

3 GEOTEXTILE MODULUS

Considering the equivalent stiffness data provided by Douglas *et al.*,[2] table II, and Douglas & Kelly,[1] table 2, it appears that the improvement due to the use of geotextiles with a gravel base was about twice the improvement due to the use of a film separator with the same gravel base, when compared to the behaviour with peat only. The increase in the equivalent vertical stiffness of the subgrade, which is defined as the slope of the average pressure vs average displacement curve, was 21% with geotextiles versus 9% with the film in the 'unanchored' case, and about 50% with geotextiles versus 31% with film in the 'anchored' case. These data were obtained from the first load cycle, but similar trends can be observed in the second load cycle (see Fig. 6 in Douglas & Kelly,[1] and Fig. 5 in Douglas *et al.*[2]).

Therefore, it appears that the inclusion tensile modulus did affect the model road performance, as the use of geotextiles (instead of a very weak film) doubled the improvement provided by a 15 cm gravel base course. In our opinion, this result is much more significant than the overall difference in subgrade stiffness observed between the anchored and unanchored test series, because the difference in anchorage was lumped together with a non-negligible difference in water content and compressibility of the peat subgrade.

The fact that no significant difference was observed when comparing the

behaviour with woven or nonwoven geotextile is a remarkable feature of the test results. This suggests that the soil–geotextile interaction process is strongly nonlinear.

4 NONLINEAR INTERACTION

In order to investigate the hypothesis that soil–geotextile interaction is nonlinear, a comparison with theoretical predictions by the Bourdeau *et al.*[6] analytical model was made with the experimental results discussed above. The analytical method is a two-dimensional plane strain model of the static equilibrium of an elastic membrane, placed at the interface between a granular base course and a compressible subgrade (Fig. 1). The transmission of load through the gravel base is described using the probabilistic theory of stress diffusion in particulate media[10] and a constant coefficient Winkler subgrade model is assumed for the pressure–displacement response of the subgrade. At the soil–geotextile interface, friction is assessed using the

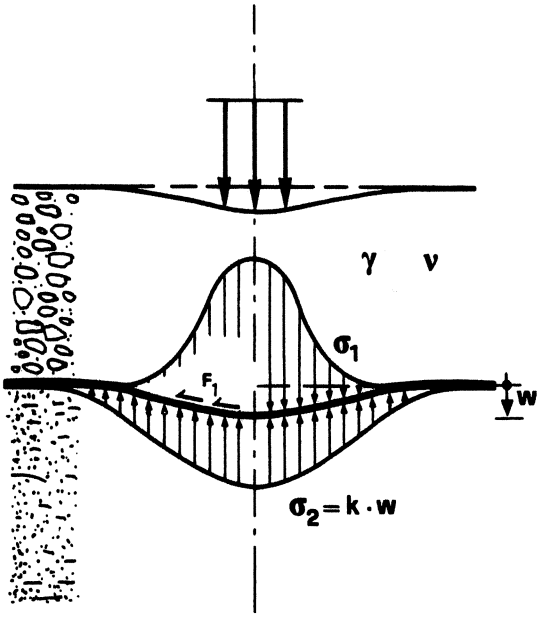

Fig. 1. Membrane model of soil–geotextile interaction[6] where ν is the coefficient of diffusivity for stress of the gravel base; γ is the dry unit weight of the gravel base; F_1 is the friction coefficient at gravel–geotextile interface; σ_1 is the load induced vertical stress at gravel–geotextile interface; σ_2 is the load induced vertical stress at fabic–peat interface; w is the interface deflection; and k is the stiffness coefficient of subgrade (Winkler model).

TABLE 1
Parameters Used in the Computations

Geometry	Width of load area	0·25 m
	Half length of fabric	1·20 m
	Gravel base thickness	0·15 m
Applied load	Average pressure	Up to 60 kN/m^2
Reinforcement	Tensile modulus	Up to 120 kN/m
	Tensile strength	Unbounded
	Gravel–geotextile friction coefficient[a]	0·40
Gravel base	Dry unit weight[b]	15·9 kN/m^3
	Diffusivity coefficient[c]	0·40
Peat subgrade	Stiffness coefficient	170 kN/m^3

[a]Assumed.
[b]After Douglas *et al.*[2]
[c]Assuming K_0 = 0·4 for friction angle of 37°.

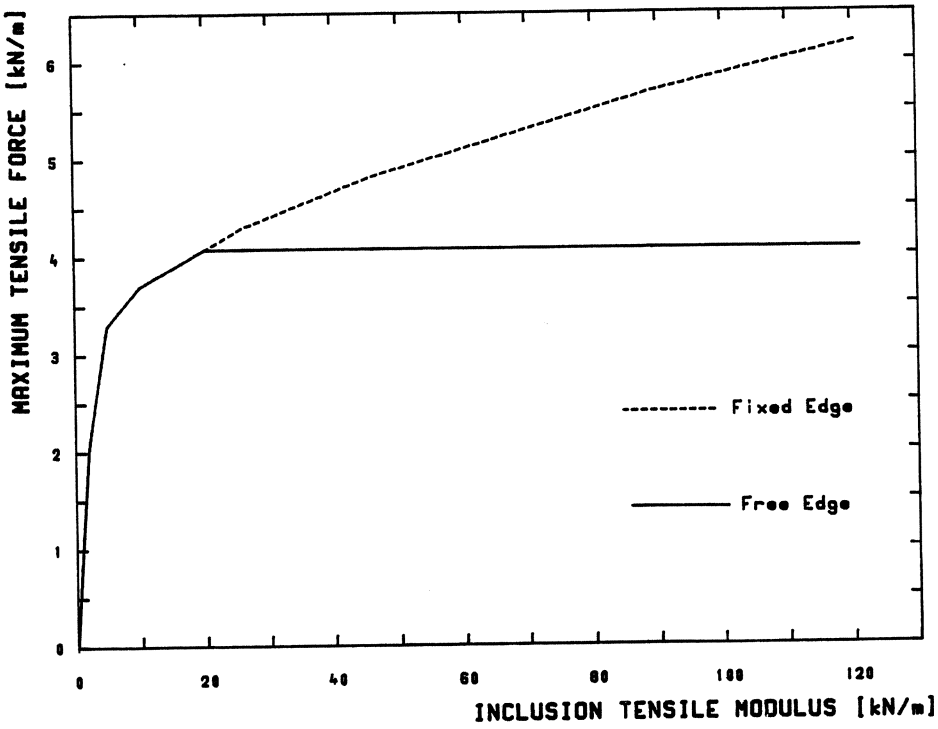

Fig. 2. Results of analytical modelling (see input data in Table 1). (a) influence of geotextile tensile modulus on maximum tensile force; applied pressure is 60 kN/m^2.

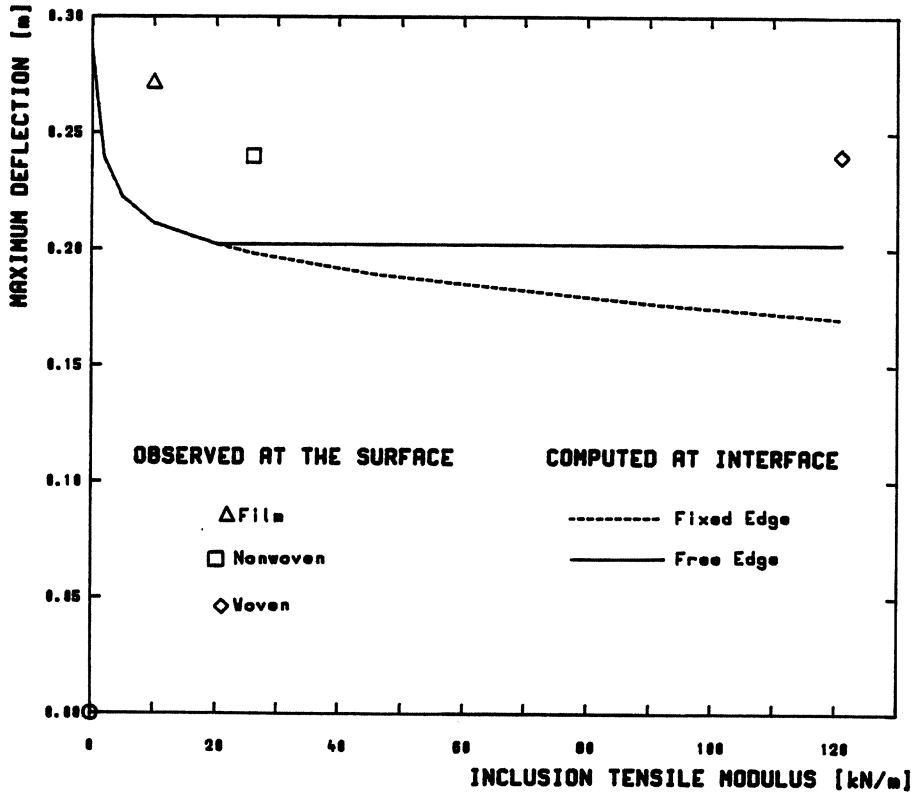

Fig. 2—*contd.* (b) influence of geotextile tensile modulus on maximum deflection at interface (compared to surface settlement measured by Douglas & Kelly;[1] applied pressure is 60 kN/m^2.

Mohr–Coulomb criterion. Based on the data of Douglas & Kelly,[1] calculations were made for membrane tensile moduli considering the entire range of inclusions used and for average applied pressures up to 60 kN/m^2. Due to the absence of compaction of the base course (see Douglas *et al.*[2]), the coefficient of stress diffusivity was approximated by the coefficient of earth pressure at rest K_0[11]. Table 1 summarizes the complete set of parameters used.

The results of computations for the two cases of fixed edges and free edges are shown in Fig. 2(a) (maximum tensile force in the membrane) and Fig. 2(b) (maximum deflection at the interface under the axis of the load) for an applied pressure of 60 kN/m^2. The results for the free edge case were derived from the fixed edge results, by limiting the maximum tensile force to the value obtained by a full mobilization of the available friction given by

eqn (1). Beyond this limiting point, a further increase of the fabric tensile modulus would not provide any additional reinforcing effect. It is seen that in both cases of end fixity, the maximum tensile force and maximum settlement at the interface are strongly non-linear functions of the inclusion tensile modulus (Fig. 2).

For the maximum applied load of 60 kN/m^2 (Fig. 2(a and b)), the reinforcing effect increases rapidly in the range of small tensile moduli up to 20 kN/m and then remains almost unaffected in the range of typical geotextiles. Recall that the computed curves in Fig. 2(b) represent the membrane deflection and not the surface settlements, which are also shown (from Douglas & Kelly's measurements[1]). The theoretical model seems to be at least qualitatively in good agreement with the observed behaviour. The computed settlements at the interface as a function of applied pressure are plotted in Fig. 3(a, b and c) for the three membrane tensile moduli and for the unreinforced case. Generally, surface settlements should be larger than interface settlements, due to compaction in the gravel layer. This is the

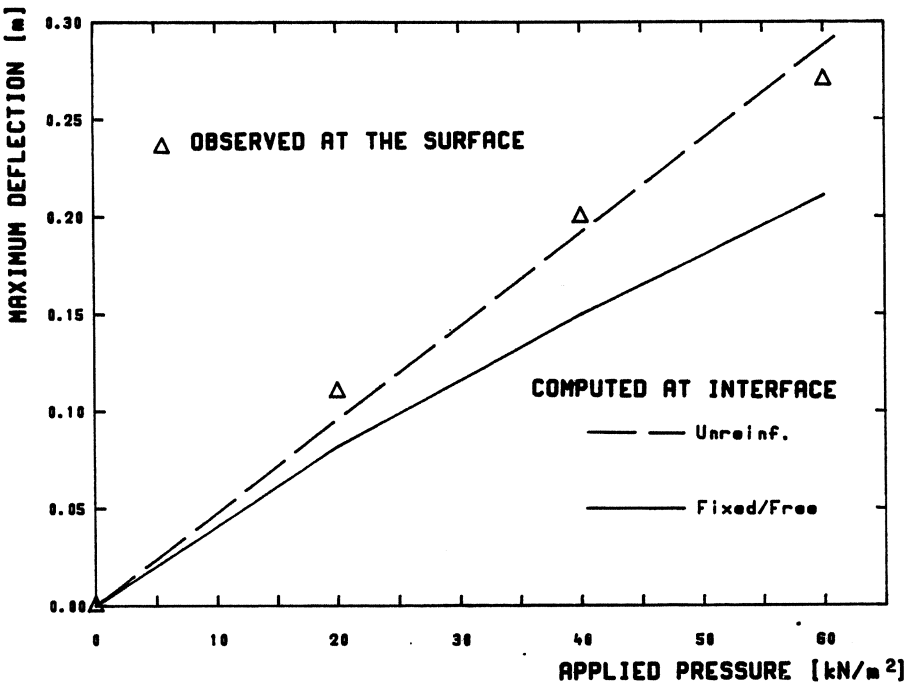

Fig. 3. Results of analytical modelling (see input data in Table 1). Deflection at interface as a function of applied pressure (compared to surface settlement measured by Douglas & Kelly[1]). (a) Polyethylene film (average tensile modulus = 9 kN/m).

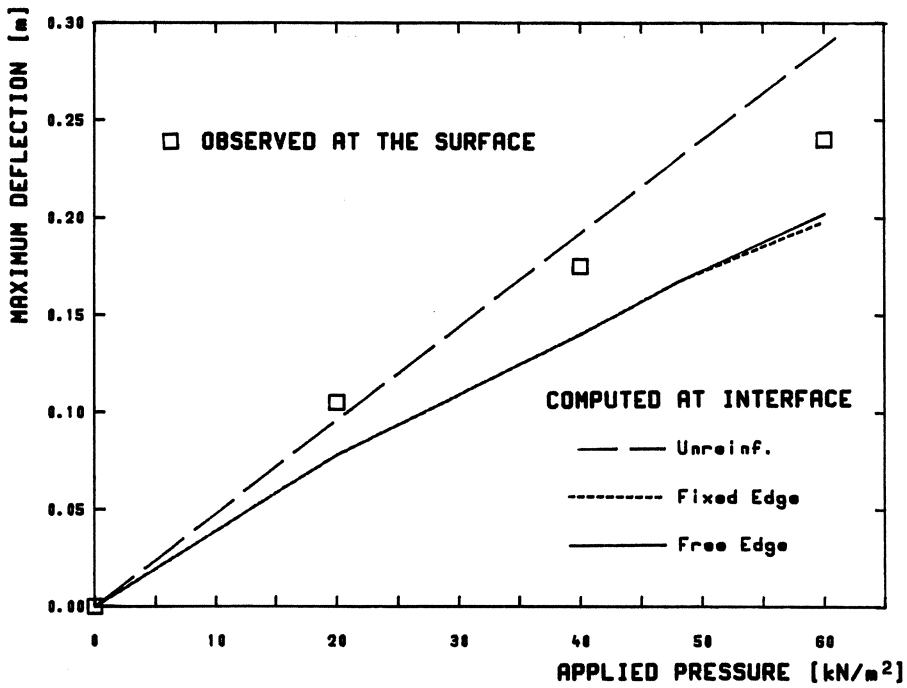

Fig. 3—*contd.* (b) Nonwoven geotextile (average tensile modulus = 26 kN/m).

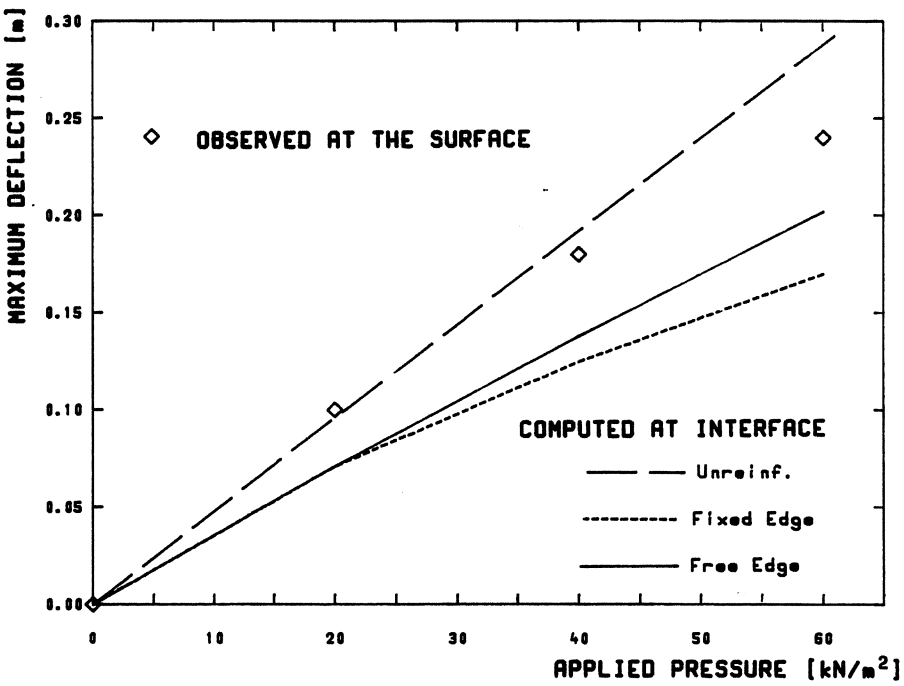

Fig. 3—*contd.* (c) Woven geotextile (average tensile modulus = 121 kN/m).

case in Fig. 3(a, b and c) when the settlements observed at the surface by Douglas & Kelly are compared to the settlements computed at the interface with membrane inclusion, for both hypotheses of end fixity. If the presence of a tensile inclusion is not assumed ('unreinforced' hypothesis), the computed settlements at the interface are larger or equal to the settlements observed at the surface. Therefore, the 'unreinforced' hypothesis leads to inconsistent results, and it is reasonable to conclude that noticeable reinforcing effects were developed in the tests reported by Douglas & Kelly.[1] Also shown is the dependency between anchorage condition and load–settlement response. The higher the tensile modulus, the sooner the full friction is mobilized as the load increases. It can be seen in Fig. 3(c) that the capacity of the woven geotextile was limited by sliding, whereas the efficiency of both the weak film (Fig. 3(a)) and the nonwoven geotextile (Fig. 3(b)) was not restricted by mobilization of the full potential sliding resistance. However, sliding of the woven geotextile did affect its performance only in the range of high applied pressure.

5 CONCLUSIONS

It appears that in the experiments reported by Douglas *et al.*[2] and Douglas & Kelly,[1] the insensitivity of the load–deflection response to the geotextile reinforcement modulus was not only dependent upon the anchorage conditions, but mainly occurred as a natural consequence of nonlinearity induced by the soil–geotextile interaction itself. Both the experimental and analytical results suggest that full anchorage was not a necessary condition of the reinforcement mechanism, though partial anchorage did not allow the full benefit of the high fabric modulus to be developed.

REFERENCES

1. Douglas, R. A. & Kelly, M. A., Geotextile 'reinforced' unpaved logging roads: the effect of anchorage, *Geotextiles and Geomembranes*, **4** (1986) 93–106.
2. Douglas, R. A., Bessey, R. B. & Small, R. P., The use of geotextiles in forest road construction, *Proceedings of the Second Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes, Edmonton, Canada*, Canadian Geotechnical Society, 1985, pp. 89–96.
3. Steward, J. E., Williamson, R. & Mohney, J., Guidelines for the use of fabrics in construction and maintenance of low volume roads. US Forest Service, Portland, Oregon; reprinted by Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78-205, Washington, DC, 1977, 171 pp.

4. Bender, D. A. & Barenberg, E. J., Design and behavior of soil–fabric–aggregate system, *Transportation Research Record*, **671** (1978) 64–75.
5. Giroud, J. P. & Noiray, L., Geotextile-reinforced unpaved road design, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **107** (GT9) (1981) 1233–54.
6. Bourdeau, P. L., Harr, M. E. & Holtz, R. D., Soil–fabric interaction: an analytical model. *Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA*, **2** (1982) 387–91.
7. Sellmeijer, J. B., Kenter, C. J. & van den Berg, Calculation method for a fabric reinforced road, *Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA*, **2** (1982) 393–8.
8. Jarrett, P. M. & Bathurst, R. J., Frictional development at a gravel–geosynthetic-peat interface. *Proceedings of the Second Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes, Edmonton, Canada*, Canadian Geotechnical Society, 1985, pp. 1–6.
9. Jarrett, P. M. & Bathurst, R. J., Strain development in anchorage zones, *Proceedings of the Geosynthetics Conference '87, New Orleans*, **1** (1987) 169–80.
10. Harr, M. E., *Mechanics of Particulate Media: A Probabilistic Approach*, McGraw-Hill, New York, 1977.
11. Bourdeau, P. L., Probabilistic analysis of settlements in loose particulate media, *Proceedings of the 5th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Vancouver, Canada*, **2** (1987) 977–84.

P. L. Bourdeau, J. Chapuis
Soil Mechanics Laboratory,
Swiss Federal Institute of Technology,
CH-1015 Lausanne, Switzerland

& R. D. Holtz
School of Civil Engineering,
Purdue University,
West Lafayette,
Indiana 47907, USA

(Received 29 January 1988; revised version 14 March 1988; accepted 15 March 1988)

Annexe A 3

Caractéristique des sols

ANNEXE A.3

A.3 CARACTERISTIQUES DES SOLS

Les résultats des essais, dont on a parlé au §. 4.1, sont resumés dans les tab. A.3.1 pour les paramètres d'identification et dans les suivants tab. A.3.2 et A.3.3 pour ce qui concerne les caractéristiques de résistance des deux types de sol.

	Sable	Limon
Granulométrie		
d_{10} [mm]	0.2	<0.001
d_{30} [mm]	0.25	0.0045
d_{60} [mm]	0.3	0.02
Limites de consistance		
W_l	/	32
W_p	/	19.4
I_p	/	12.6
Classification USCS	SP(sable propre)	CL(limon argileux avec sable)
Composition minéralogique	Quartz 99%	Quartz 15 - 20 % Carbonates 60 % Muscovite et chlorite 20-25 %
Poids volumique sec		
γ_s [kN/m^3]	25.9	27.1

tab. A.3.1 - Résultats essais d 'identification sur le sable et le limon

Type d 'essai	Condition d 'essai	Résultats
cisaillement direct (boîte Casagrande) CD	échantillon sec , lâche pression : 50 -400 kN/m^2 γ_{do}=14.60 kN/m^3 n_{vo}=43.6 %	$\varphi'_{pic}=\varphi'_{res}=31$ c '= 0
CD	echantillon sec , dense pression : 50 - 400 kN/m^2 γ_{do}=15.6 kN/m^3 n_{vo}=39.9 %	$\varphi'_{pic}=38$ $\varphi'_{res}=33$ c'= 0
cisaillement simple (Geonor H12) CD	échantillon saturé , dense consolidé , drainé pression 50 - 200 kN/m^2 vitesse de cisaillement : 0.127 mm γ_{do}=16.7 - 16.9 kN/m^3 n_{vo}=34.8 - 35.6 %	$\varphi'_{pic}=41$ $\varphi'_{res}=34$ c'= 0
Compression triaxiale CD	echantillon sec, moyennement dense, ϕ 55 mm pression de confinement : 100 - 400 kN/m^2 γ_{do}=15.0 kN/m3 n_{vo}=42 %	$\varphi'_{pic}=36$ c'=24kN/m^2
CU	échantillon saturé, dense, consolidé, non drainé, ϕ 55 mm pression de confinement : 100 - 400 kN/m^2 γ_{do}=16.8 kN/m^3 n_{vo}=35.2 %	$\varphi'_{pic}=40$ c'=42kN/m^2
CD	échantillon saturé, dense, consolidé, drainé pression de confinement : 100 - 400 kN/m^2 vitesse de compression : .06 mm/min^2 γ_{do}=16.7 kN/m^3 n_{vo}=35.6 %	$\varphi'_{pic}=40$ c'=29kN/m^2

tab . A.3.2 - Résultats des essais de résistance sur le sable

Les mêmes essais ont été conduits sur le limon.

Type d 'essai	Conditions d 'essai	Résultats
cisaillement direct (boîte Casagrande)	échantillon humide , moyennement-dense , non consolidé pression : 50 -300 kN/m^2 vitesse de cisaillement : .63 mm/min γ=19.80 kN/m^3 w_o=25.3 %	$\varphi_{pic}=\varphi_{res}=29$ c = 0
	échantillon saturé , moyennement dense , consolidé pression : 50 - 300 kN/m^2 vitesse de cisaillement : .63 mm/min γ_{do}=15.6 - 16 kN/m^3 n_{vo}=38.9 %	$\varphi'_{pic}=\varphi'_{res}=28.5$ c' = 0
cisaillement simple (Geonor H12) CD	échantillon saturé , moyennement dense , consolidé , drainé vitesse de cisaillement: .127 mm/min γ_{do}=15.7 kN/m^3 n_{vo}=42.1 %	$\varphi'_{pic}=\varphi'_{res}=30.5$ c '= 0
Compression triaxiale CD	échantillon saturé , moyennement dense ,consolidé , drainé pression de confinement: 100 - 400 kN/m2 vitesse de cisaillement : 0.004 mm/min γ_{do}=18.0 kN/m3 n_{vo}=30 %	φ'_{pic} =33 c '= 0
CU	échantillon saturé , dense, consolidé, non drainé , ϕ 55 mm pression de confinement: 200 - 600 kN/m^2 γ_{do}=19.0kN/m^3 n_{vo}=29 %	φ'_{pic}=33 c'= 0
CU	échantillon saturé , dense, consolidé, drainé , ϕ 80 mm pression de confinement: 100 - 400 kN/m^2	φ'_{pic}=34
	γ_{do}=17.7 kN/m^3 n_{vo}=32 %	c'= 0

tab A.3. 3 - Résultats des essais de résistance sur le limon

Annexe A 4

Caractéristiques des géotextiles

ANNEXE A.4

A.4 CARACTERISTIQUES DES GEOTEXTILES

Les valeurs des propriétés physiques et mécaniques des deux géotextiles ont été fournies directement par les sociétés productrices.

Dans le tab.A.4.1 sont rapportées les caractéristiques du **TYPAR 3857, non tissé**.

Masse pour unité de surface(g/m^2)		290
Epaisseur (mm)	2 kN/m^2 20 kN/m^2 200 kN/m^2	.78 .75 .72
Force de rupture (kN/m)	longitudinale transversale	17.4 /
Allongement (%) (%)	longitudinal transversal	40.0 /
Permitivité (s^{-1})	20 kN/m^2 200 kN/m^2	.4 3
Perméabilité (m/s)	20 kN/m^2 200 kN/m^2	3.5E-4 2.1E-4
Diamètre efficace des pores (mm)		.09

tab. A.4.1 - Propriétés du TYPAR 3857

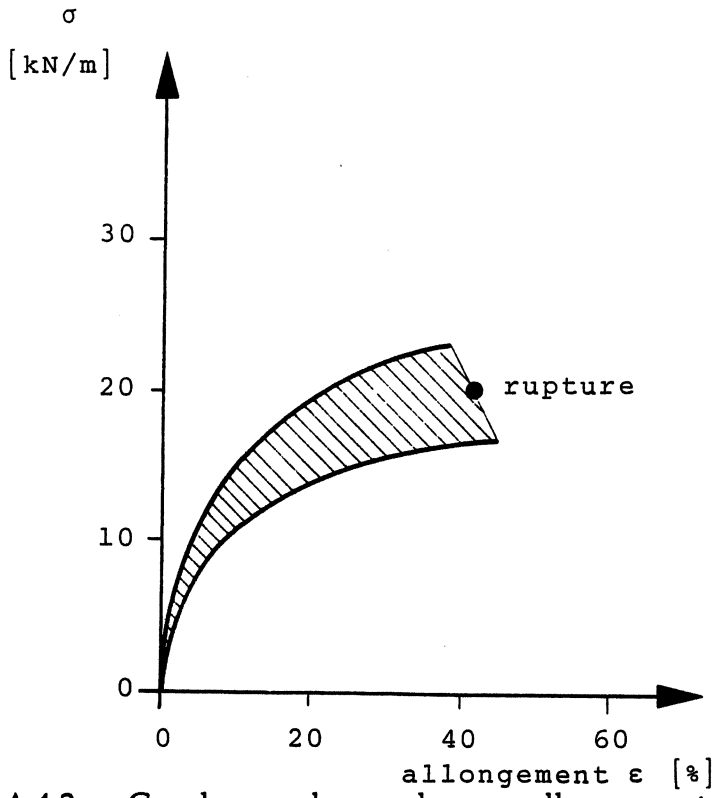

fig.A.4.2 - Courbe enveloppe charge - allongement pour le TYPAR 3857

Pour le géotextile **STABILENKA B200, tissé**, les mêmes propriétés sont rapportées dans le suivant tab. A.4.3.

Masse pour unité de surface (g/m^2)		450
Epaisseur (mm)	2 kN/m^2 20 kN/m^2 200 kN/m^2	.87 .77 .60
Force de rupture (kN/m)	longitudinale transversale	232 47.6
Allongement (%)	longitudinal transversal	10.3 19.3
Allongement (%) 10% force rupture	longitudinal transversal	0.9 9.0
Permittivité (s^{-1})	20 kN/m^2 200 kN/m^2	/ /
Perméabilité (m/s)	20 kN/m^2 200 kN/m^2	.11E-3 .04 E-3
Diamètre efficace des pores (mm)		.17

tab. A.4.3 - Paramètres du STABILENKA B200

La société productrice nous a aussi donné le courbe de charge - allongement (fig. A.4.4).

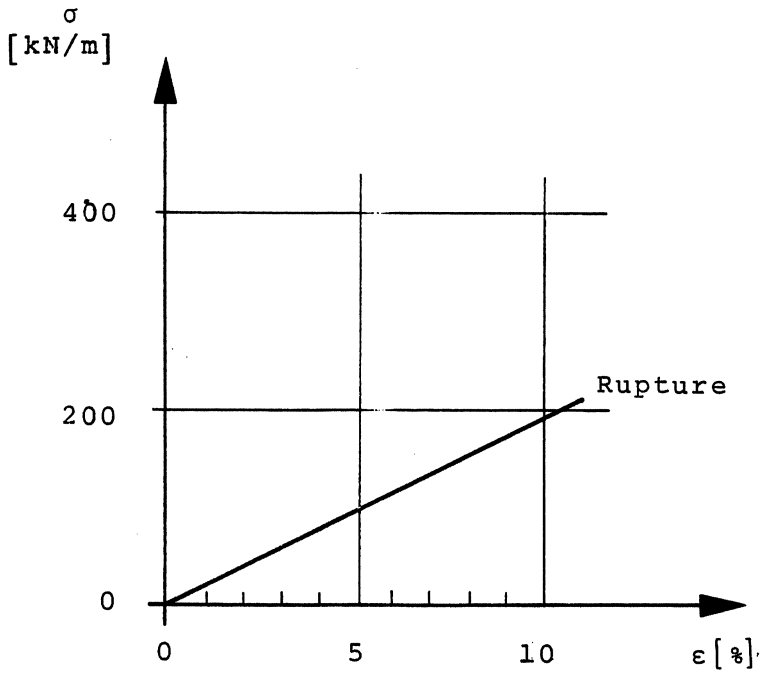

fig. A.4.4 - Courbe charge - allongement du STABILENKA B200

Annexe A 5

Essais de cisaillement sol-géotextile

ANNEXE A.5

A.5 ESSAIS DE CISAILLEMENT SOL - GEOTEXTILE

Afin de déterminer la valeur de l'angle de frottement entre le sol et le géotextile trois essais de cisaillement ont été réalisés pour chacune des combinaisons suivantes :

A) - **sable de fonderie / TYPAR 3857**, non tissé;

B) - **limon de Bioelly - Orjulaz / TYPAR 3857**, non tissé;

C) - **sable de fonderie / STABILENKA B200**, tissé;

D) - **limon de Bioelly - Orjulaz / STABILENKA B200**, tissé.

Les caractéristiques de l'appareil de cisaillement (boîte de Casagrande) étaient les suivantes :

- vitesse de cisaillement 0.01045 (mm / sec)
- section de la boîte : 3600 (mm^2)
- masse de la boîte avec géotextile et gaupilles : 2696.8(g)

Les essais ont été faits en variant pour chacun la valeur de la contrainte verticale σ qui était appliquée à la surface de la boîte. Les trois valeurs trouvées pour la contrainte de cisaillement nous permettent de déterminer, sur le diagramme contrainte verticale-contrainte de cisaillement, une droite, dont la pente correspond à la valeur de l'angle de frottement recherché.

Le **sol utilisé** pour ces essais devait respecter les mêmes conditions auxquelles il aurait été soumis pour les essais sur le modèle: il devait donc être **sec, lâche** et mis en place **sans compactage**.

Le **géotextile** avait été collé sur la partie inférieure de la boîte de cisaillement (fig. A.5.1), tandis que la partie supérieure, qui contenait le sol, avait la possibilité de translater.

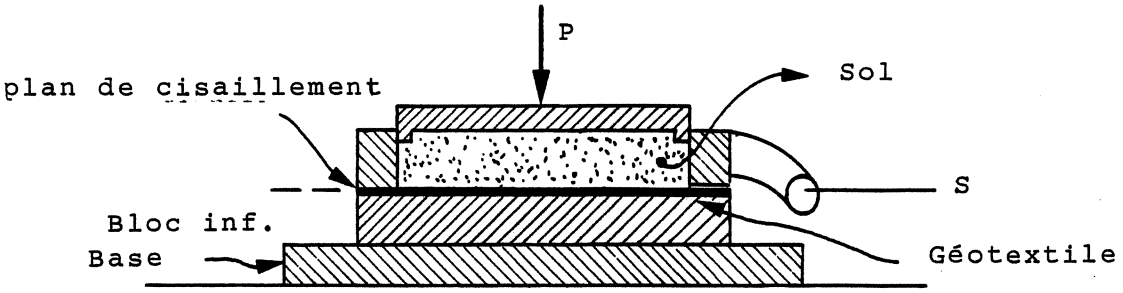

fig. A.5.1 - Boîte de cisaillement (après Lambe et Whitman, 1977)

A) Les premiers essais ont concerné le système."**sable / TYPAR 3857** ".

Dans les tableaux suivants sont rapportées les valeurs des paramètres caractéristiquespour les différents essais.

Essai n.1 (essai à sec)	**SABLE + TYPAR 3857**
- charge .: 779.1 g	
- contrainte σ : .779 x 9.81 7 / (.06)^2 = 2123 N / m^2 = 2 . 12 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 2784.2 g	
- masse de sable : 88.5 g	
- volume de sable : 15 x 3600 = 54 E3 mm^3= 5.4 E-5 m^3	
- $\gamma = \gamma_s$ = 16.1 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic E_p = 10 N	
- " " " résiduel E_r = 9 N	
- contrainte de cisaillement de pic : τ_p = 2.8 kN/m^2	
- " " " résiduelle : τ_r 2.5 kN/m^2	
- déplacement max de la boite : 20 % x 60 mm = 12 mm	

tab. A.5.2 - Essai n.1

Essai n . 2	SABLE + TYPAR 3857
- charge .: 4.37 + .343 = 4.713kg	
- contrainte σ : 4.713 x 9.81 7 / (.06)^2 = 12.8 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 2804.9 g	
- masse de sable : 109.2g	
- volume de sable : 18 x 3600 = 54 E3 mm^3 = 5.4 E-5 m3	
- $\gamma = \gamma_d$ = 16.5 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic E_p = 38 N	
- " " " résiduel E_r = 30 N	
- contrainte de cisaillement de pic : τ_p = 2.8 kN/m^2	
- " " " résiduelle : τ_r 2.5 kN/m^2	

tab. A.5.3 - Essai n.2

Essai n . 3	SABLE + TYPAR 3857
- charge .: 4.37 + 3.270 + 2.265 = 10.248 kg	
- contrainte σ :10.248 x 9.81 7 / (.06)^2 = 27.9 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 2800.9 g	
- masse de sable : 105 g	
- volume de sable : 17.5x 3600 = 63 E3 mm^3 = 6.3 E-5 m3	
- $\gamma = \gamma_d$ = 16.4 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic E_p = 75 N	
- " " " résiduel E_r = 58 N	
- contrainte de cisaillement de pic : τ_p = 20.8 kN/m^2	
- " " " résiduelle : τ_r = 16.1 kN/m^2	

tab A.5.4 - Essai n.3

Sur la fig.A.5.5 sont diagrammés les résultats des trois essais. On remarque qu'il a été possible d'estimer une valeur de pic et une valeur résiduelle pour l'angle de frottement entre le sol et le géotextile selon un modèle de comportement qui est effectivement typique des sables lâches, non compactés.

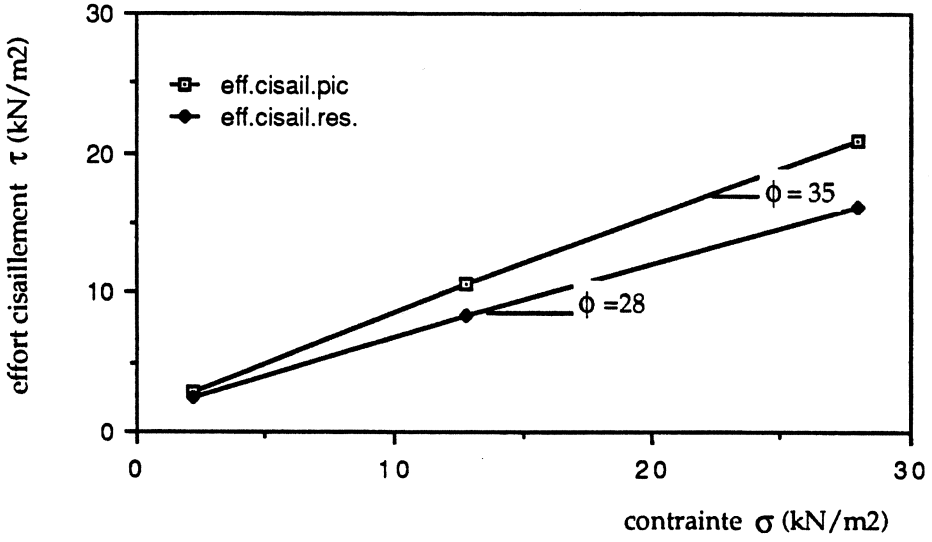

fig A.5.6 - Evaluation de l'angle de frottement entre le sable et le TYPAR 3857, non tissé

B) Le même type d'essai à été conduit pour le système "**limon / TYPAR 3857**".

Essai n.1	LIMON + TYPAR 3857
- charge .: 779.1 g	
- contrainte σ : 2.12 kN / m^2	
- masse de limon + tare : 2790.4 g	
- masse de limon : 94.7 g	
- volume de limon : 21 x 3600 = 75.6 E3 mm^3 = 7.56 E-5 m3	
- $\gamma = \gamma_s$ = 12.3 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic : aucun	
- " " " résiduel E_r = 11 N	
- contrainte de cisaillement de pic : aucune	
- " " " résiduelle : τ_r = 3.06kN/m^2	

tab A.5.7 - Essai n.1

Essai n . 2	LIMON + TYPAR 3857
- charge .: 4.713 kg	
- contrainte σ : 12.8 kN / m^2	
- masse de limon + tare : 2782.7 g	
- masse de limon : 87 g	
- volume de limon : 19 x 3600 = 68.4 E3 mm^3 = 6.84 E-5 m3	
- $\gamma = \gamma_s$ = 12.5 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic : aucun	
- " " " résiduel E_r = 38 N	
- contrainte de cisaillement de pic : aucune	
- " " " résiduelle : τ_r = 10.6 kN/m^2	

tab A.5.8 - Essai n.2

Essai n.3	LIMON + TYPAR 3857
- charge .: 10.248 kg	
- contrainte σ : 27.9 kN / m^2	
- masse de limon + tare : 2790 g	
- masse de limon : 95.2 g	
- volume de limon : 20 x 3600 = 72 E3 mm^3 =7.2 E-5 m3	
- $\gamma = \gamma_s$ = 12.97 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic : aucun	
- " " " résiduel E_r = 75 N	
- contrainte de cisaillement de pic : aucune	
- " " " résiduelle : τ_r = 20.8 kN/m^2	

tab A.5.9 - Essai n.3

Pour les sols cohérents, normalement consolidés comme le limon la valeur de pic pour l'angle de frottement coïncide avec sa valeur résiduelle, (fig. A.5.10)

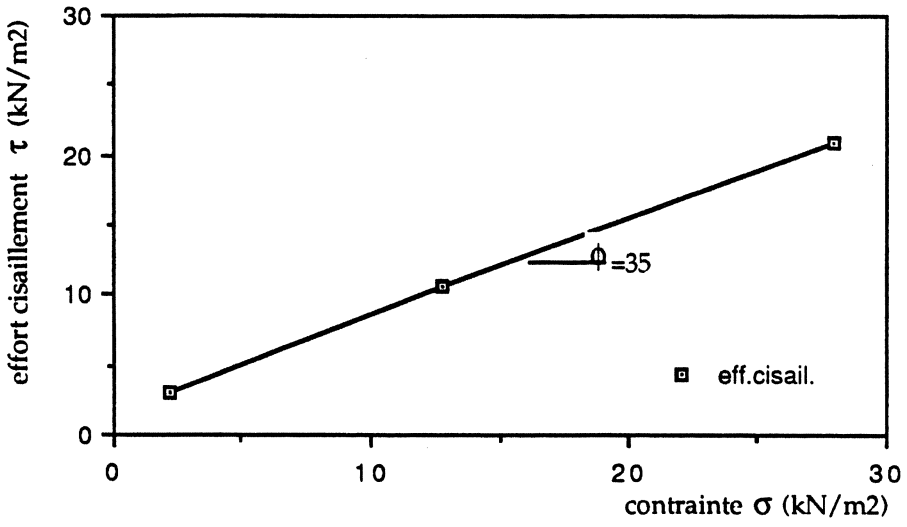

fig A.5.10 - Evaluation de l'angle de frottement entre le limon et le TYPAR 3857, non tissé

C) Les mêmes essais ont été fait avec le géotextile Stabilenka B200. D'abord le système "**sable/STABILENKA B200**".

Essai n.1	**SABLE + STABILENKA B200**
- charge .: 779 g	
- contrainte σ : 779 x 9.81 7 / $(.06)^2$ = 2123 N / m^2 = 2 . 12 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 2814.2 g	
- masse de sable : 117.9 g	
- volume de sable : 20 x 3600 = 72 E3 mm^3=7.2E-5 m^3	
- $\gamma = \gamma_d$ = 16 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic E_p = 10 N	
- " " " résiduel E_r = 8/9 N	
- contrainte de cisaillement de pic : τ_p = 2.8 kN/m^2	
- " " " résiduelle : τ_r 2.5 kN/m^2	

tab A.5.11 - Essai n.1

Essai n.2	SABLE + STABILENKA B200
- charge .: 4.373 + .343 = 4.713 kg	
- contraint σ : 4.713 x 9.81 7 / $(.06)^2$ = 12.8 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 28113.6 g	
- masse de sable : 116.8 g	
- volume de sable : 20 x 3600 = 72 E3 mm^3=7.2E-5 m^3	
- $\gamma = \gamma_d$ = 16 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic E_p = 36/37 N	
- " " " résiduel E_r = 30 N	
- contrainte de cisaillement de pic : τ_p = 10.3 kN/m^2	
- " " " résiduelle : τ_r 8.3 kN/m^2	

tab A.5.12 - Essai n.2

Essai n.3	SABLE + STABILENKA B200
- charge .: 10.248 kg	
- contrainte σ : 27.9 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 2820 g	
- masse de sable : 124.3 g	
- volume de sable : 25 x 3600 = 75 E3 mm^3=7.5E-5 m^3	
- $\gamma = \gamma_d$ = 16 2 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic E_p = 76 N	
- " " " résiduel E_r = 60 N	
- contrainte de cisaillement de pic : τ_p = 21.1 kN/m^2	
- " " " résiduelle : τ_r 16.6 kN/m^2	

tab. A.5.13 - Essai n.3

Les résultats des essais de cisaillement sont rapportés dans la fig. A.5.14, soit pour les conditions de pic que pour les conditions résiduelles.

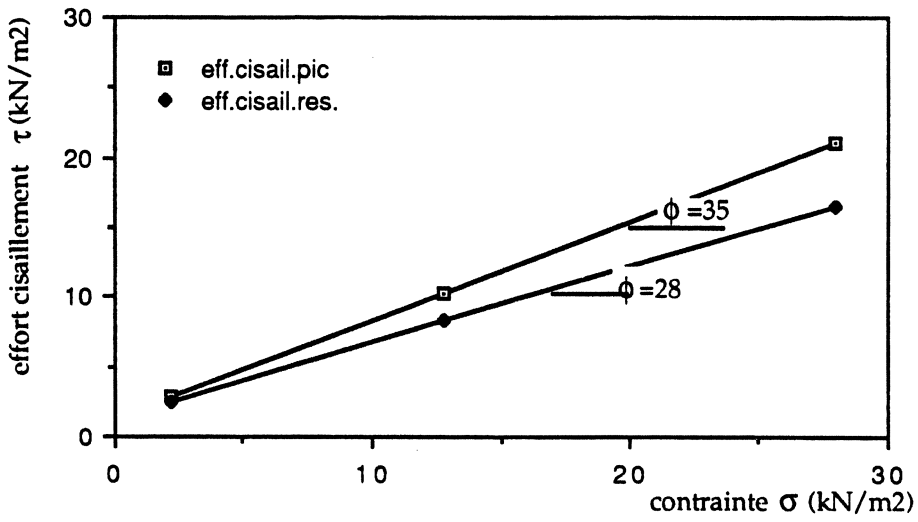

fig A.5.14 - Evaluation de l'angle de frottement entre le sable et le STABILENKA B200, non tissé

D) Enfin, en considérant le système "**limon/STABILENKA B200**".

Essai n.1	**LIMON + STABILENKA B200**
- charge .: 779 g	
- contrainte σ : 2.12 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 2792 g	
- masse de sable : 96 g	
- volume de sable : 22 x 3600 = 79 E3 mm^3=7.9 E-5 m^3	
- $\gamma = \gamma_d$ = 12 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic: aucun	
- " " " résiduel E_r = 11 N	
- contrainte de cisaillement de pic: aucune	
- " " " résiduelle : τ_r 3.06 kN/m^2	

tab. A.5.15 - Essai n.1

Essai n.2	LIMON + STABILENKA B200
- charge .: 4.7 kg	
- contrainte σ : 12.8 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 2800 g	
- masse de sable : 104 g	
- volume de sable : 23 x 3600 = 82.8 E3 mm^3=8.2 E-5 m^3	
- $\gamma = \gamma_d$ = 12.4 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic: aucun	
- " " " résiduel E_r = 38 N	
- contrainte de cisaillement de pic: aucune	
- " " " résiduelle τ_r = 10.6 kN/m2	

tab. A.5.16 - Essai n.2

Essai n.3	LIMON + STABILENKA B200
- charge .: 10.248 kg	
- contrainte σ : 27.9 kN / m^2	
- masse de sable + tare : 2820 g	
- masse de sable : 124.3 g	
- volume de sable : 25 x 3600 = 75 E3 mm^3=7.5E-5 m^3	
- $\gamma = \gamma_d$ = 16 2 kN/m^3	
- effort de cisaillement de pic E_p = 76 N	
- " " " résiduel E_r = 60 N	
- contrainte de cisaillement de pic : τ_p = 21.1 kN/m^2	
- " " " résiduelle : τ_r 16.6 kN/m^2	

tab . A.5.17 - Essai n.3

Les essais conduits pour le système "limon/STABILENKA B200" nous ont permis de construire le diagramme suivant, fig. A.5.18:

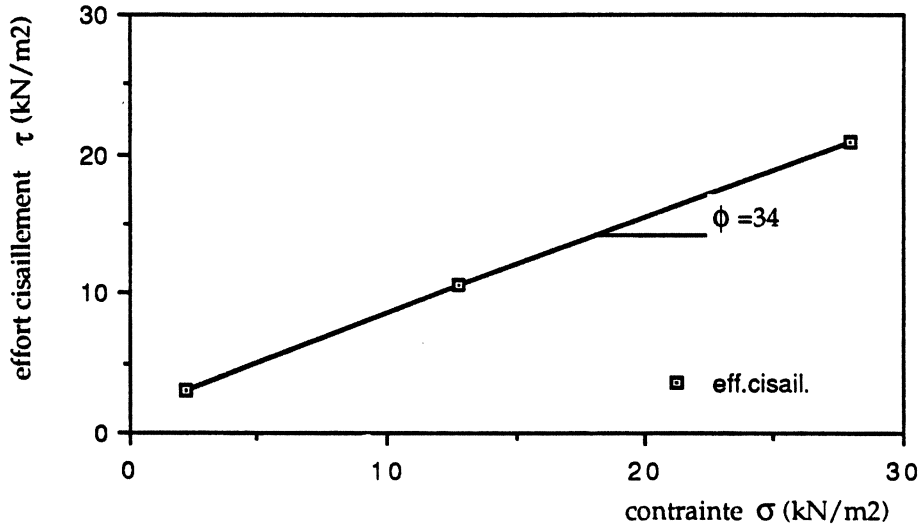

fig A.5.18 - Evaluation de l'angle de frottement entre le limon et le STABILENKA B200, non tissé

Les résultats de tous les essai sont résumés dans le tab. A.5.19

	SABLE	LIMON
TYPAR 3857	$\phi_{pic}=35$ $\phi_{res}=28$	$\phi_{pic}=\phi_{res}=35$
STABILENKA B200	$\phi_{pic}=35$ $\phi_{res}=28$	$\phi_{pic}=\phi_{res}=34$

tab. A.5.19 - Valeurs de l'angle de frottement

En confrontant les résultats obtenus pour les essais "sable / TYPAR 3857" avec ceux obtenus pour le système "sable / STABILENKA B200", on remarque que l'**angle de frottement** trouvé **est le même** dans les deux cas, donc on peut affirmer que la surface de cisaillement se forme au niveau du sol et pas à l'interface avec le géotextile parce que les grains vont s'accrocher sur sa surface.

La même remarque peut être faite pour ce qui concerne les essais sur le système "limon / géotextile".

Annexe A 6

Essais de traction et fluage

ANNEXE A.6

A.6 ESSAIS DE TRACTION ET DE FLUAGE SUR LE GEOTEXTILE NON TISSE

Un **essai de traction et de fluage** a été fait sur géotextile afin de comparer les résultats expérimentales avec les courbes charge - allongement fournies par les sociétés productrices.

Les mêmes essais ont servis à choisir la colle à utiliser pour les essais aux RX. En effet les billes de plomb qui donnent la perception des déplacements à l'intérieur du modèle devaient être collées sur le géotextile pour en suivre la déformation.

Le problème à résoudre était celui de trouver un type de colle qui permet un bon enrobage de billes et qui garantit que elles ne se détacheraient pas pour le niveau de sollicitation auquel le géotextile aurait été soumis.

Pour l 'essai de traction on a coupé une bande de géotextile de 20x80 cm, aux extrémités de laquelle deux barrette d'acier ont été fixées. Neuf billes de plomb ont été collées sur le géotextiles, pour chaque colle, selon un réseau de cadrillage de 4 cm de côté.

L'essai de charge sur le géotextile **TYPAR 3857 non tissé** a donné les résultats suivants :

temps(min)	charge (kN/m)	allongement(%)	rétrécissement(%)
0	3.1	1	négligeable
10	3.1	1.4	"
150	3.1	2.1	"
150	5.7	2.9	0.5
180	5.7	3.6	"
3600	5.7	5.9	"

tab. A.6.1 - Essai de traction sur le TYPAR 3857

La déformation résiduelle a été du 2 % .

Les valeurs du tab. A 6.1 sont representées sur la fig. A.6.2.

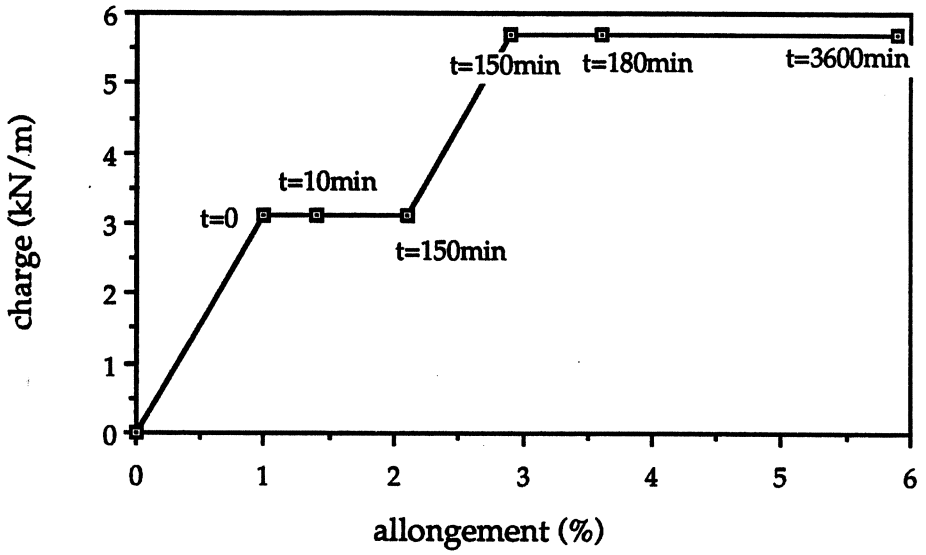

fig. A. 6.2 - Courbe charge - allongement du géotextile TYPAR 3857

Annexe A.7

Résultats détaillés des essais

Reproduction des observations, par radiographie du champ de déplacements internes, sur une moitié du massif symétrique.

Echelle des longueurs = facteur x 0.4
Echelle des déplacements = facteur x 1

A.7.1 ESSAI CLS01: sans renforcement

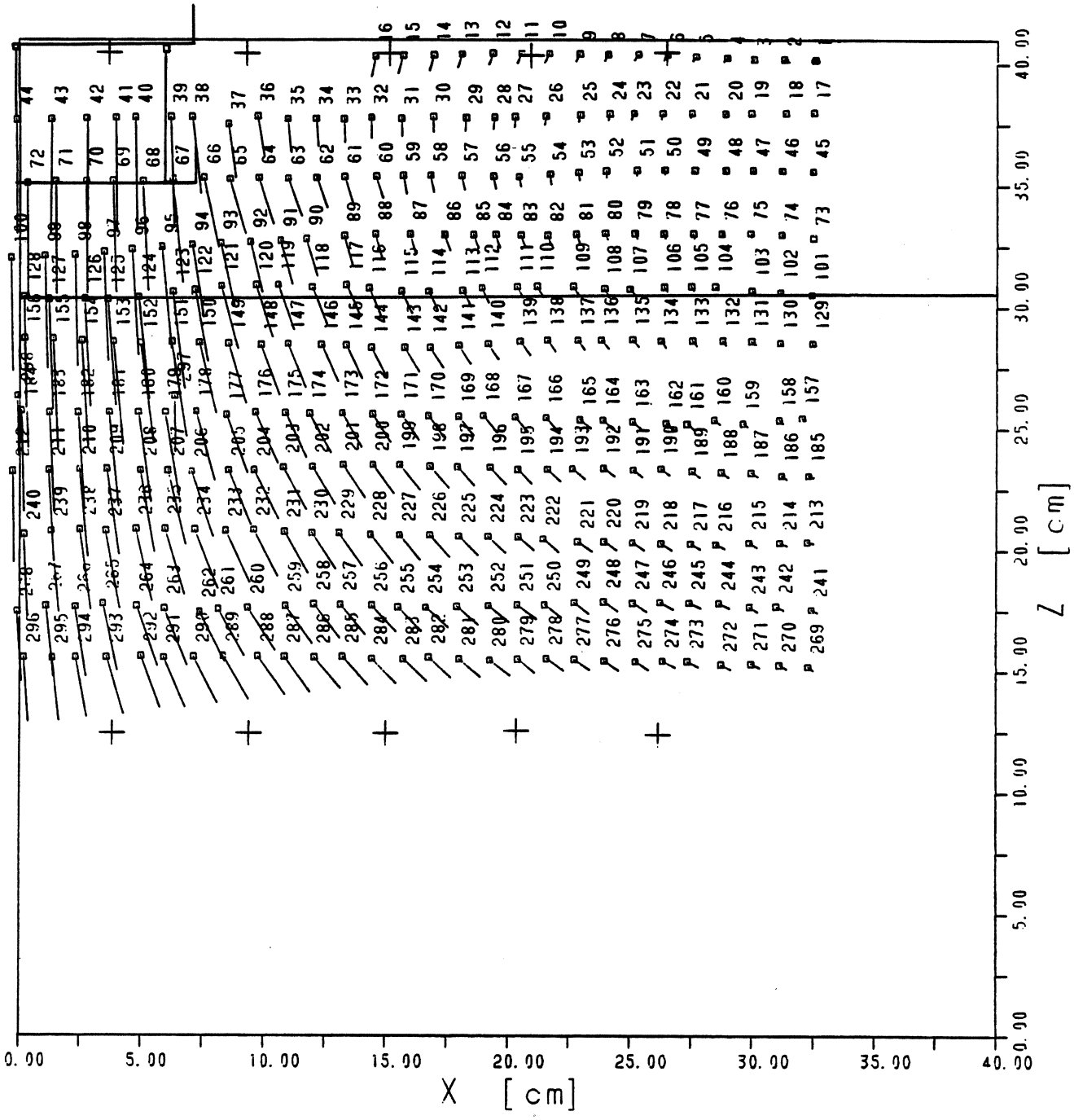

fig. A.7.1.1 - Déplacements cumulatifs CLS01.01 - CLS01.05
Charge plaque 43.4 (kN/m^2)

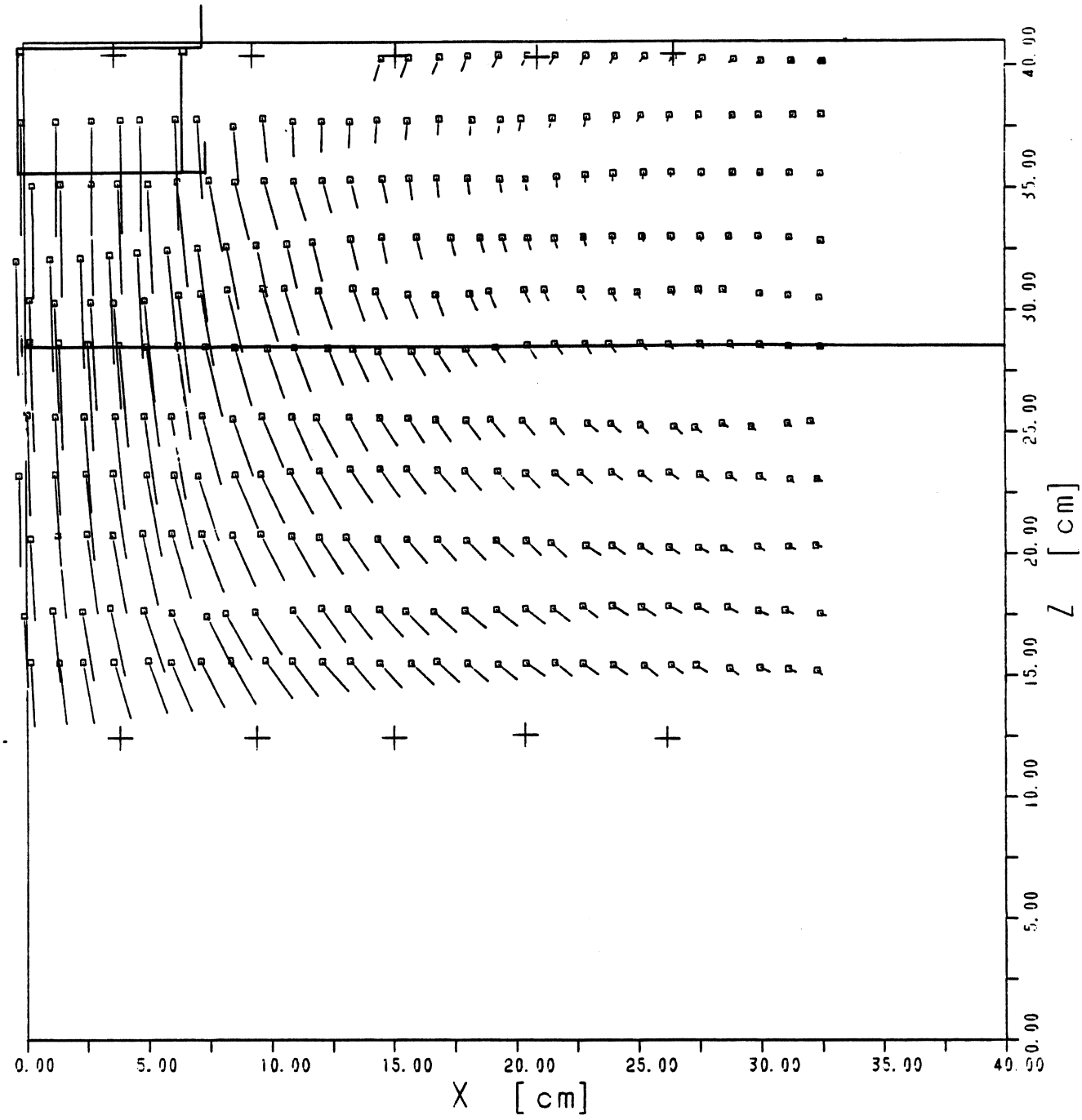

fig. A.7.1.2 - Déplacements cumulatifs CLS01.01 - CLS01.06
Decharge

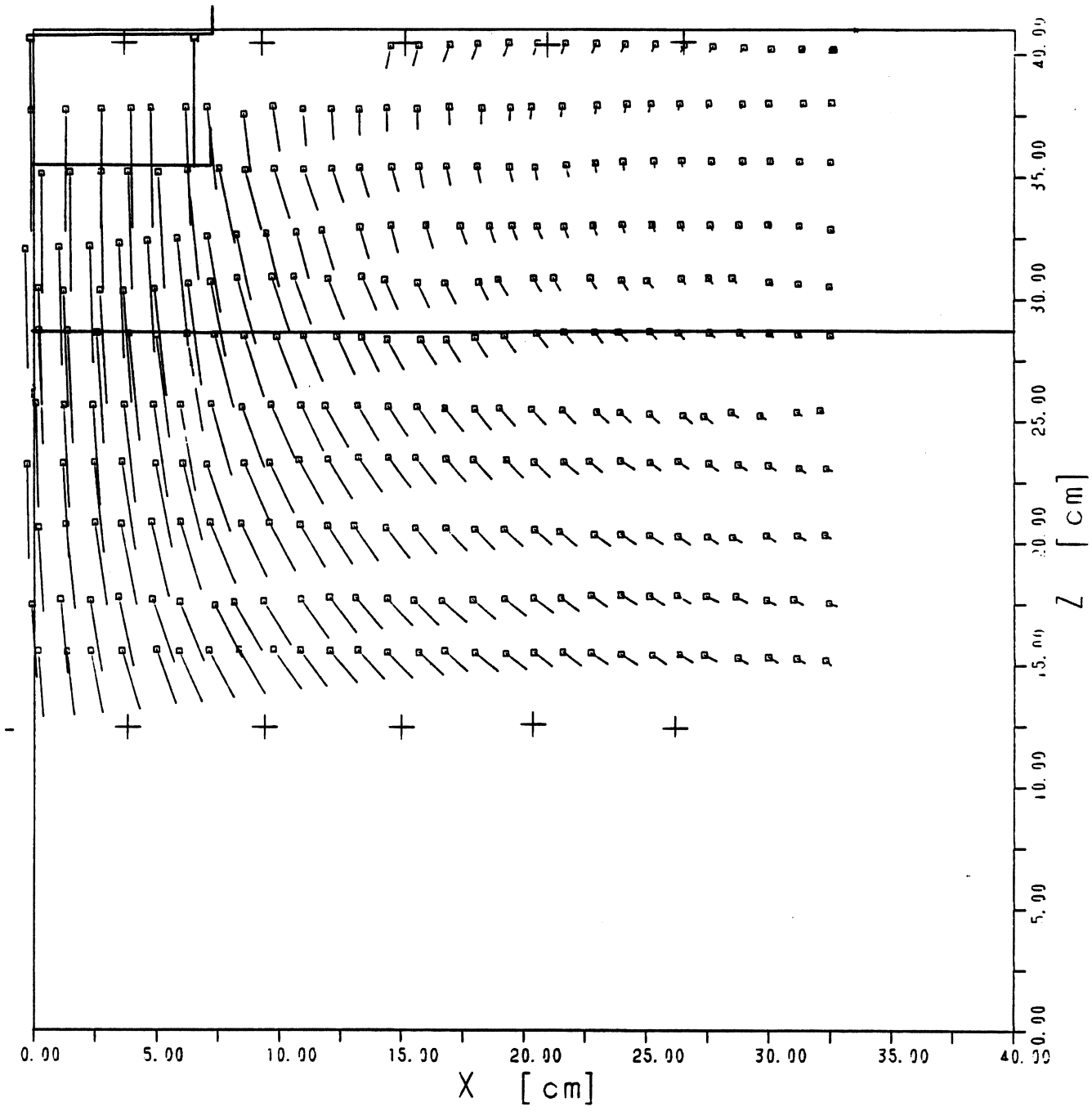

fig. A.7.1.3 - Déplacements cumulatifs CLS01.01 - CLS01.07
Charge plaque 41.5 (kN/m^2)

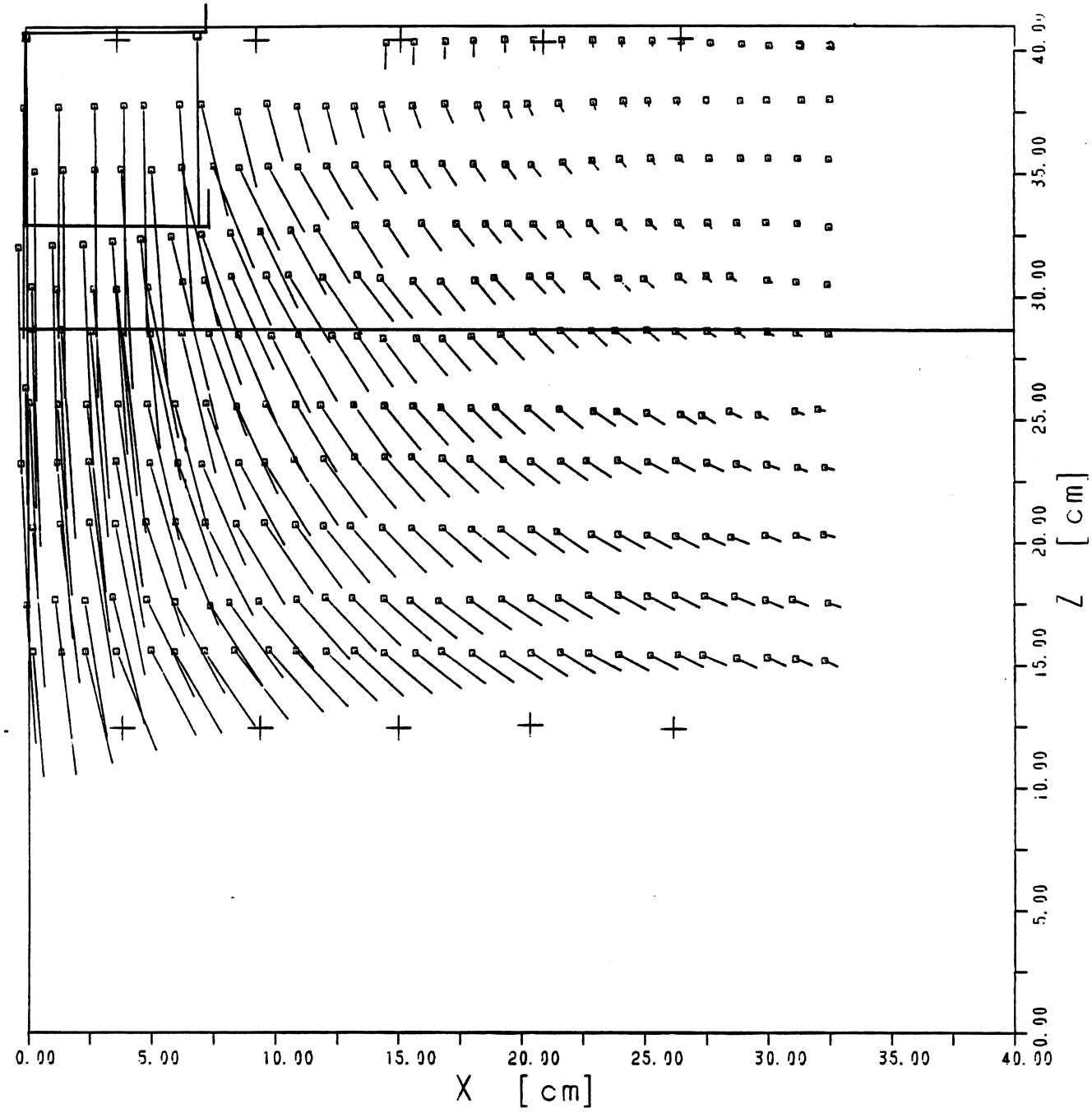

fig. A.7.1.4 - Déplacements CLS01.01 - CLS01.09
Charge plaque 93.1 (kN/m^2)

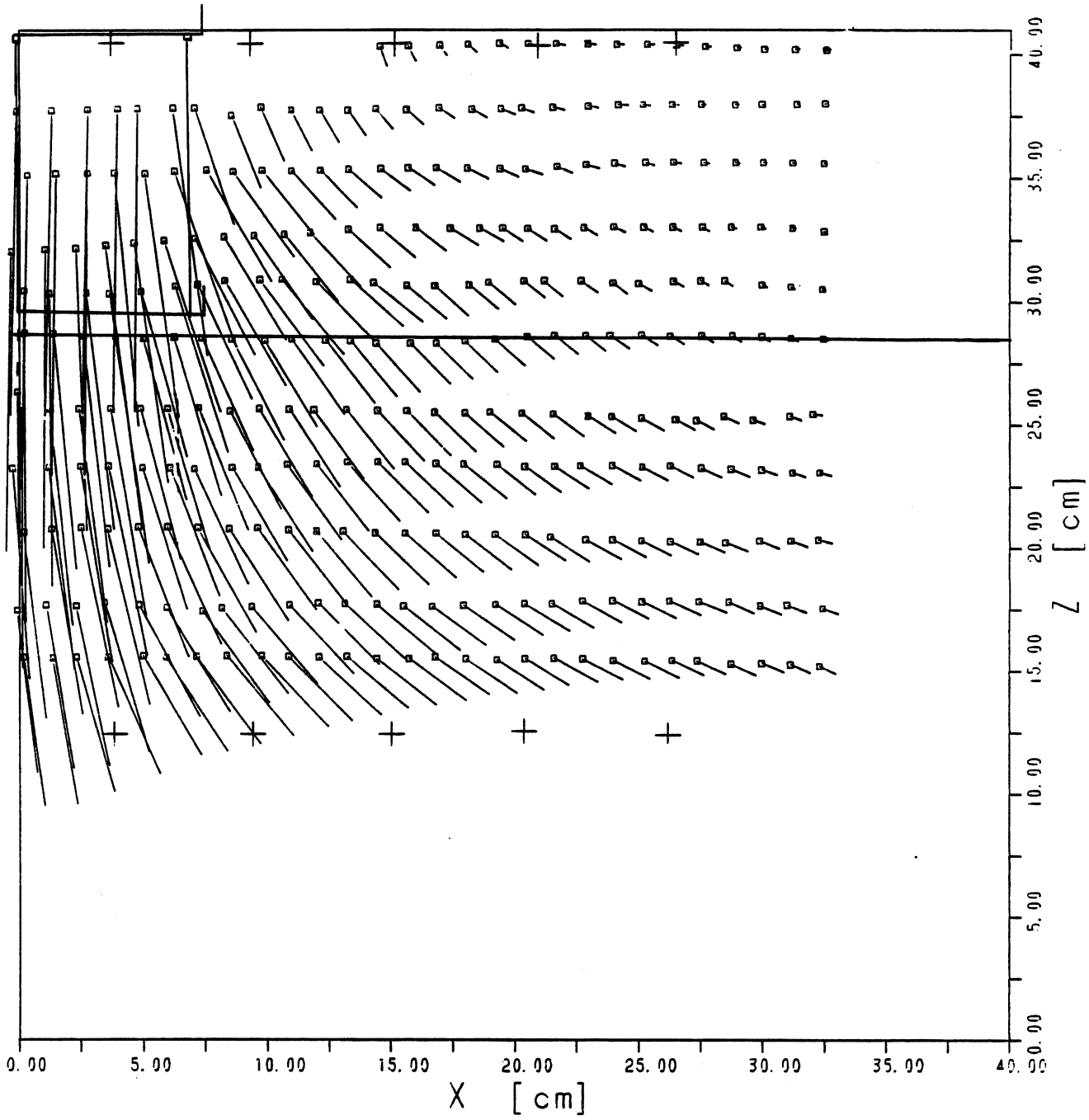

fig. A.7.1.5 - Déplacements cumulatifs CLS01.01 - CLS01.11
Charge plaque 124.1 (kN/m^2)

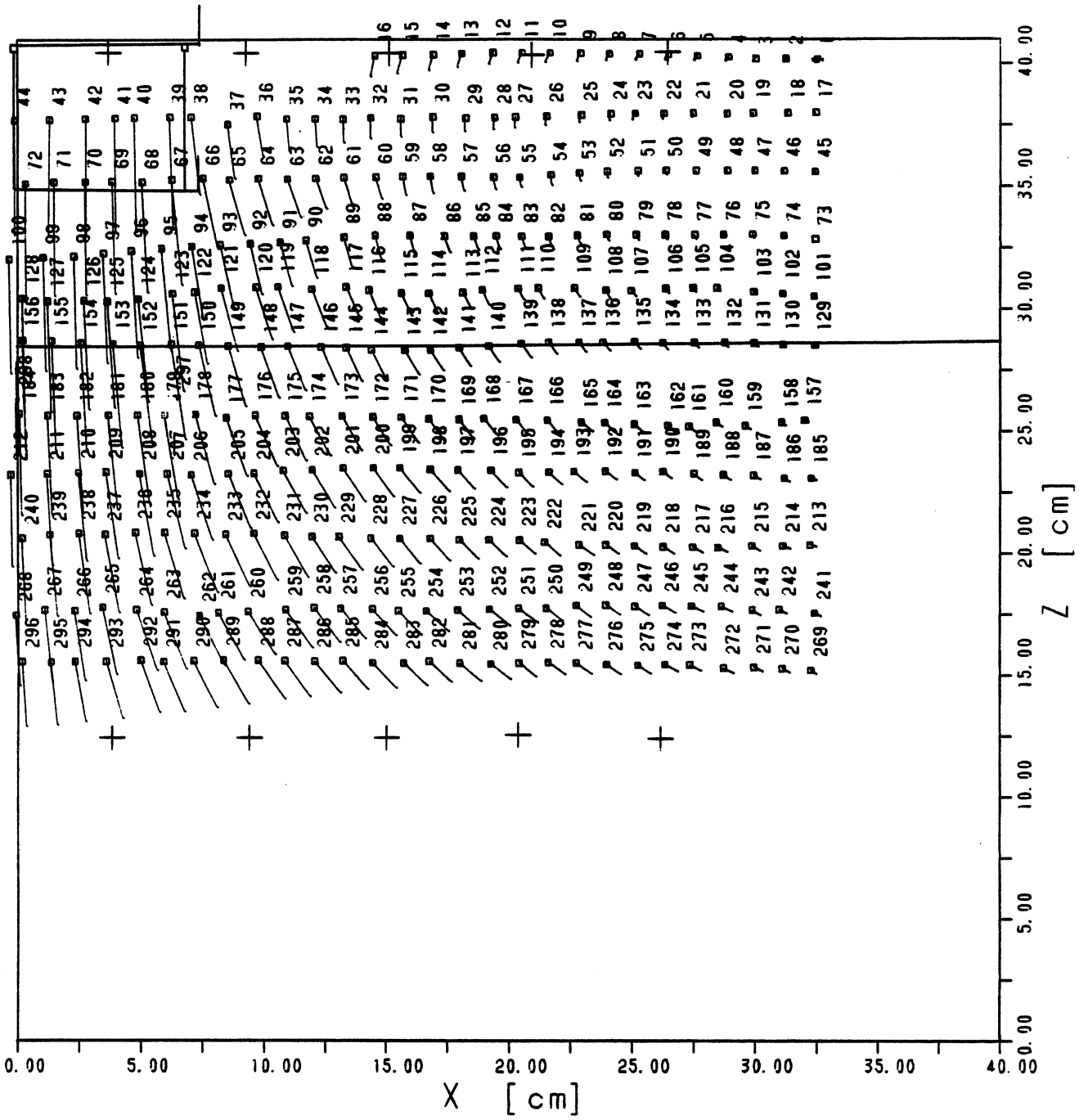

fig. A.7.1.6 - Déplacements partiels CLS01.01 - CLS01.05
Charge plaque 43.4 (kN/m^2)

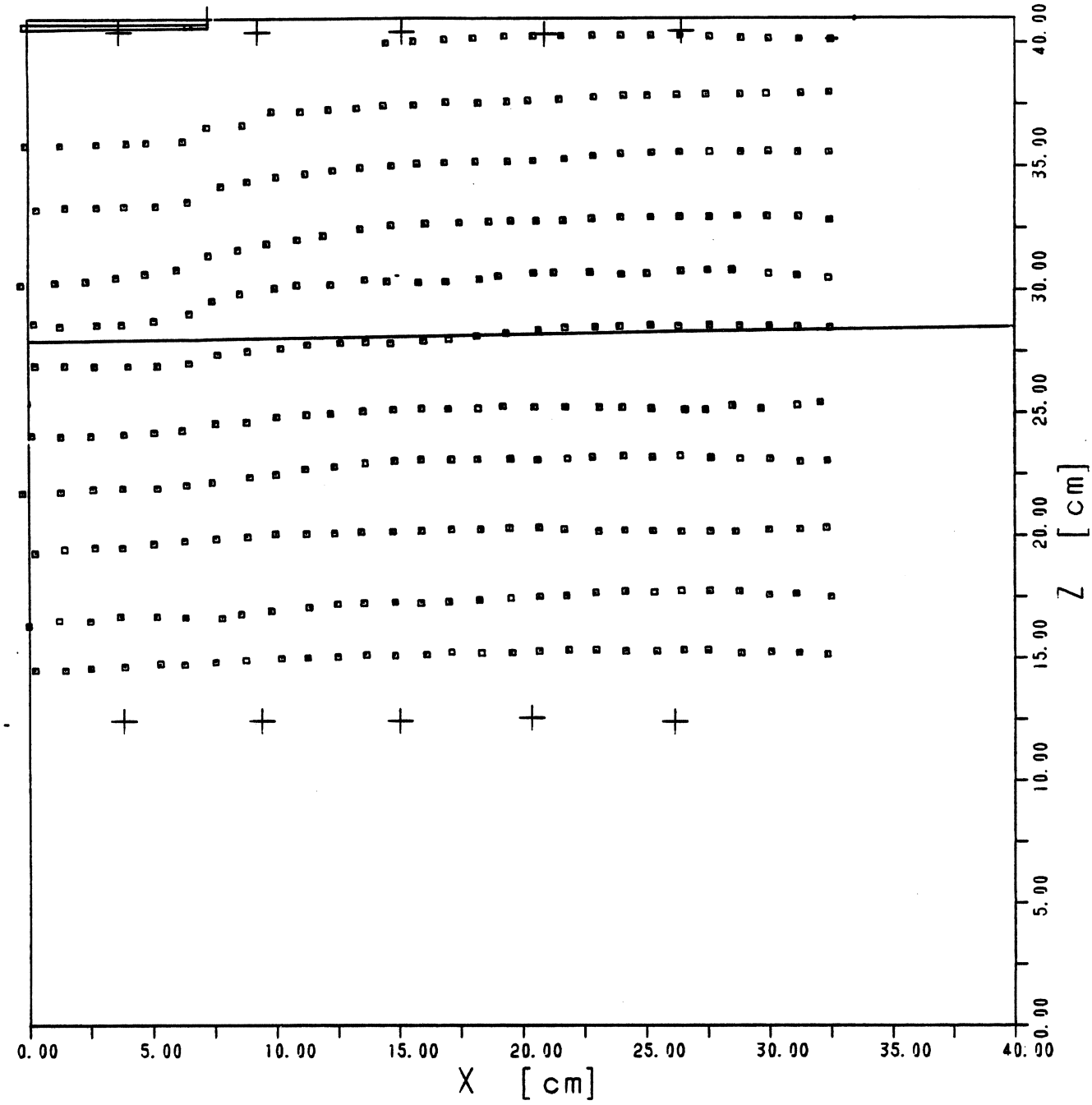

fig. A.7.1.7 - Déplacements partiels CLS01.05 - CLS01.06
Décharge

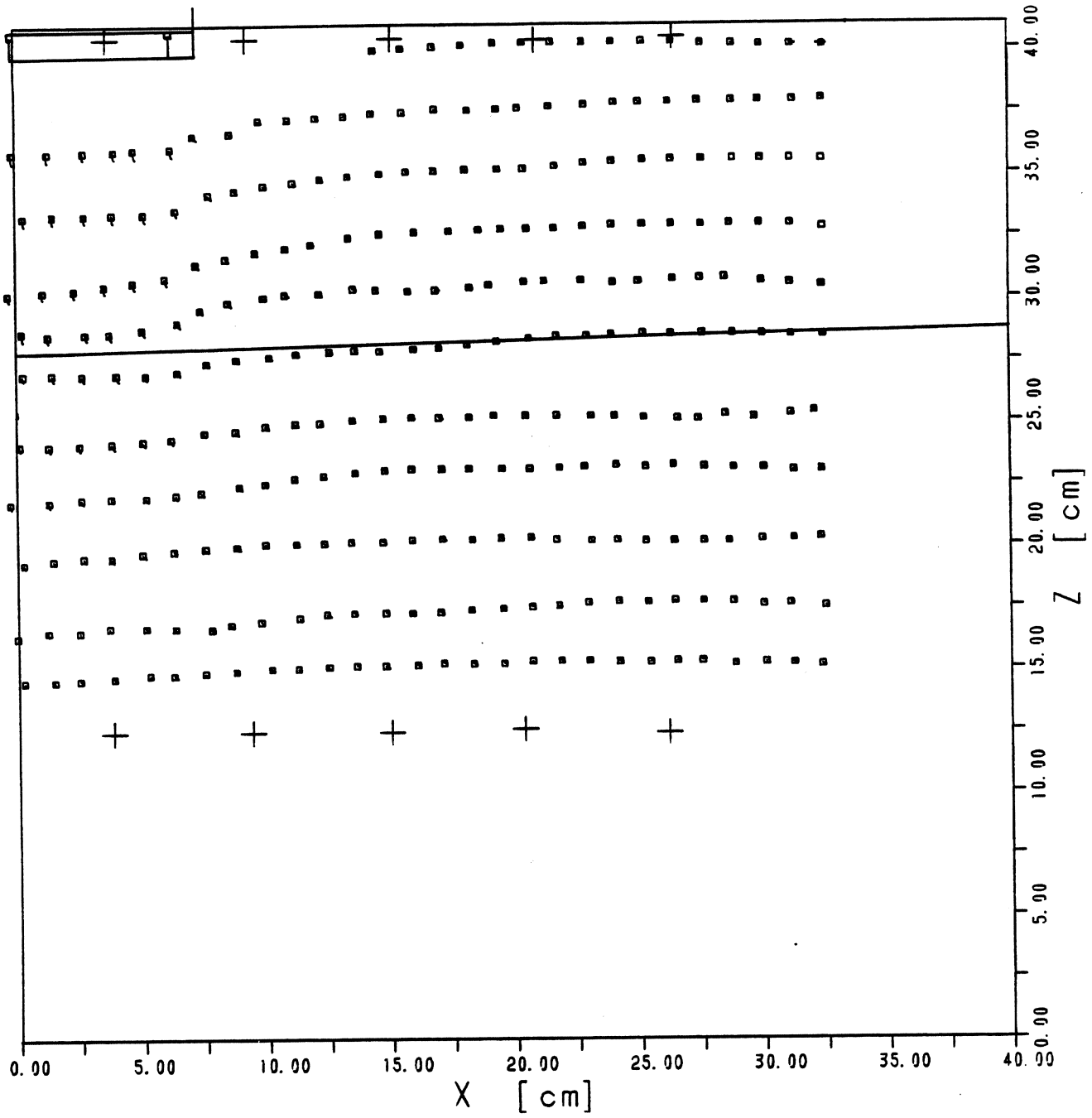

fig. A.7.1.8 - Déplacements partiels CLS01.06 - CLS01.07
Charge plaque 41.5 (kN/m^2)

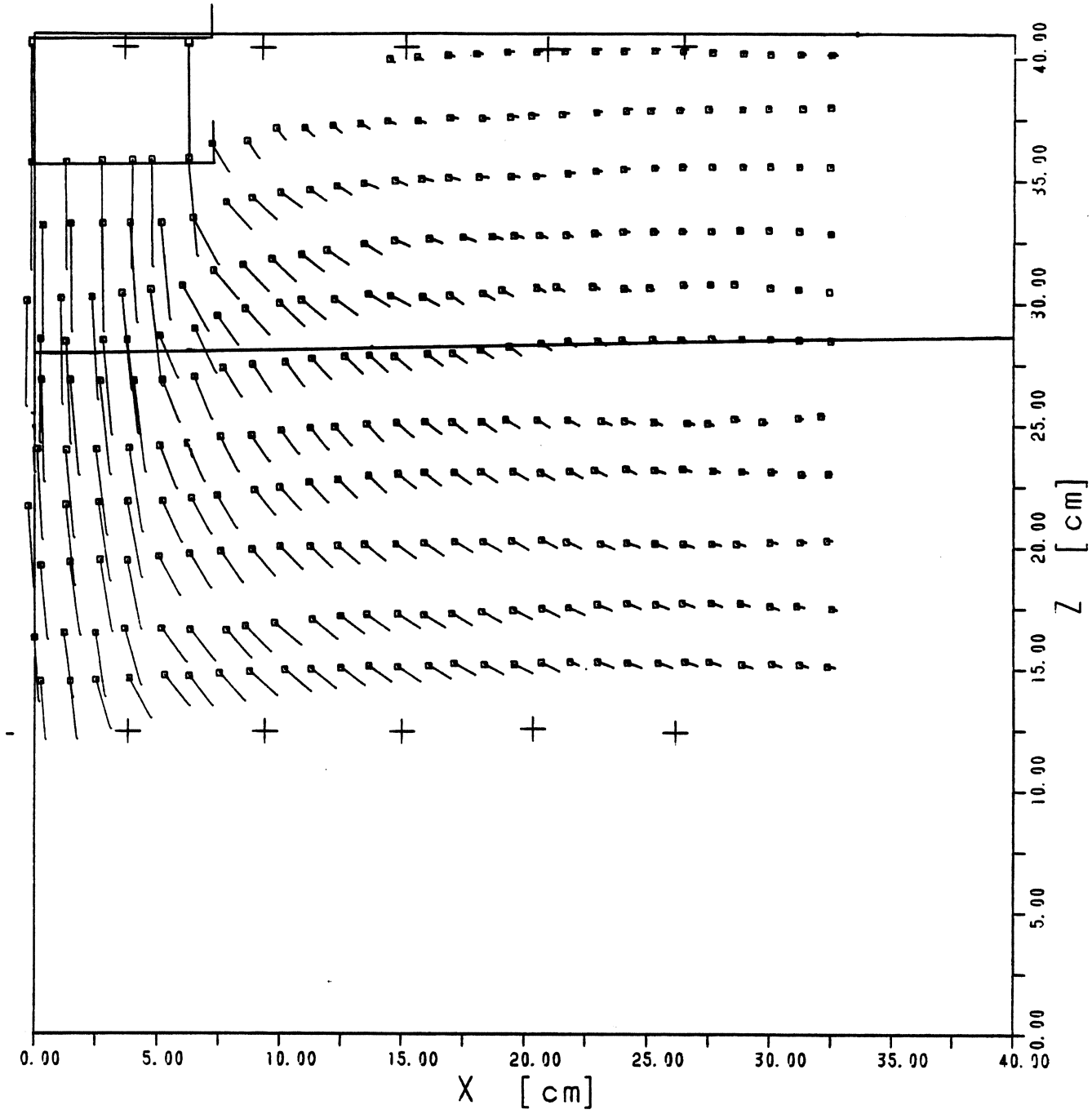

fig. A.7.1.9 - Déplacements partiels CLS01.07 - CLS01.09
Charge plaque 93.1 (kN/m^2)

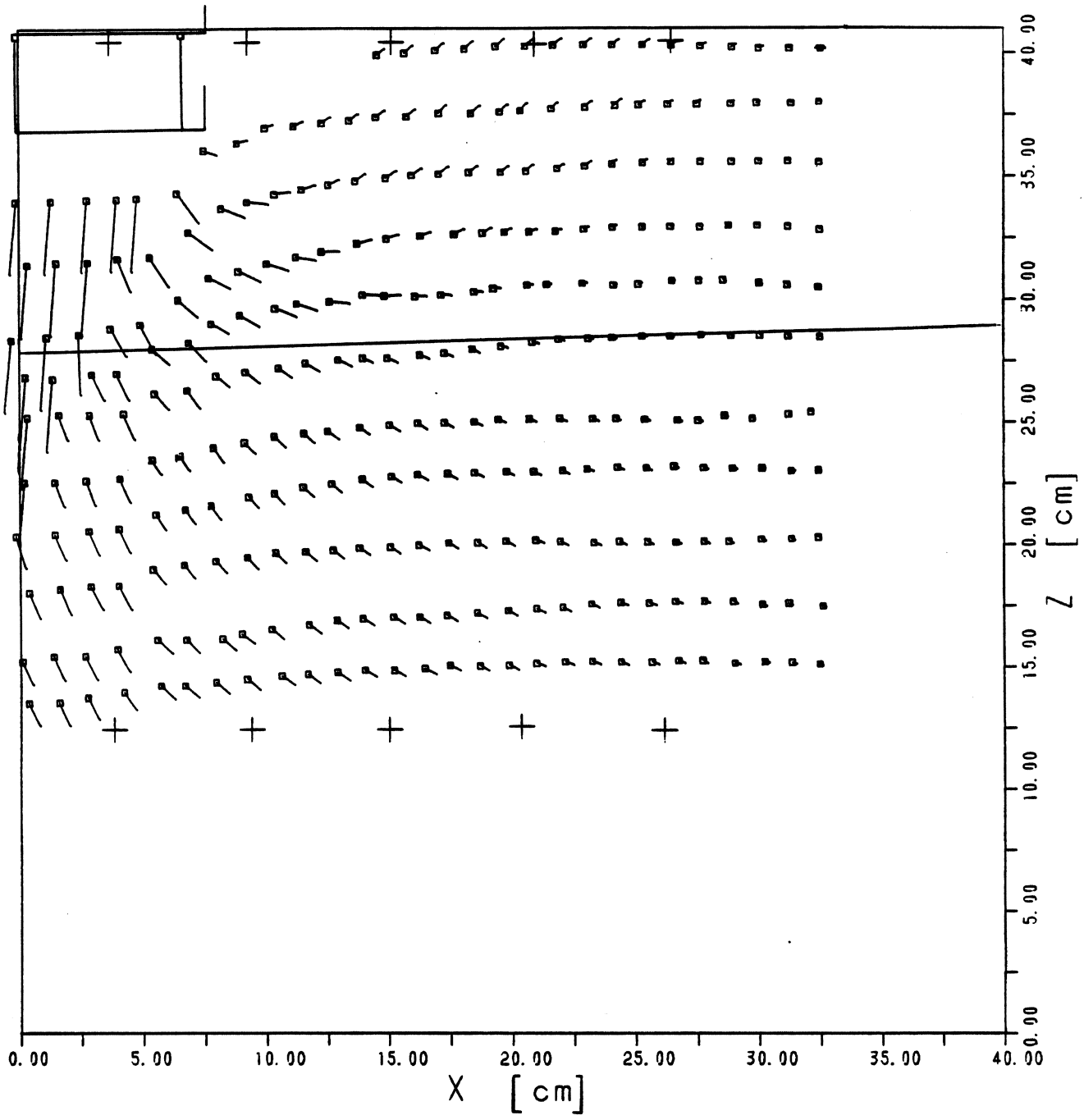

fig. A.7.1.10 - Déplacements partiels CLS01.09 - CLS01.11
Charge plaque 124.1 (kN/m^2)

A.7.2 ESSAI CLSNT01 : géotextile non tissé, libre

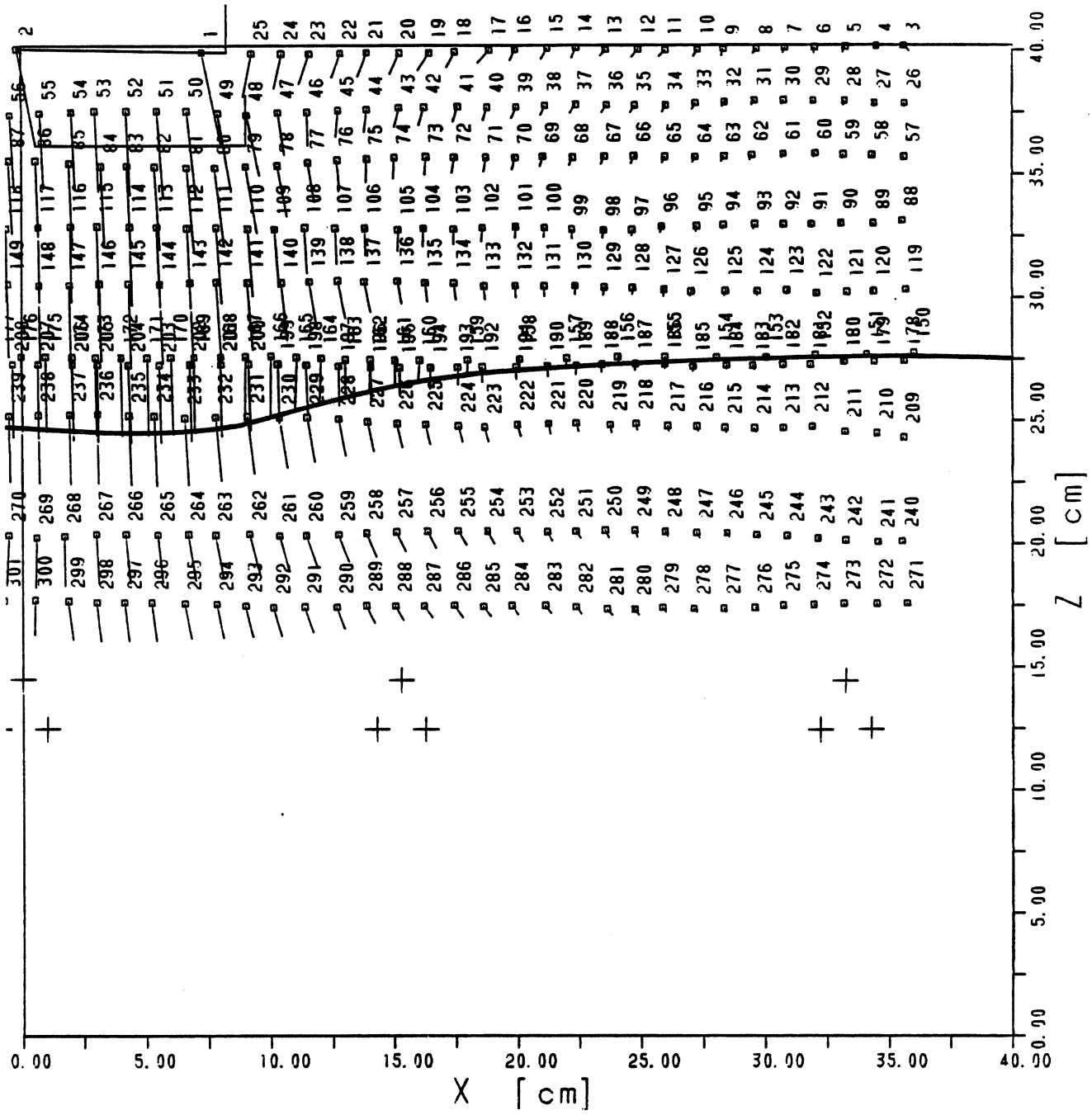

fig. A.7.2.1 - Déplacements cumulatifs CLSNT01.01 - CLSNT01.02
Charge plaque 12.5 (kN/m^2)

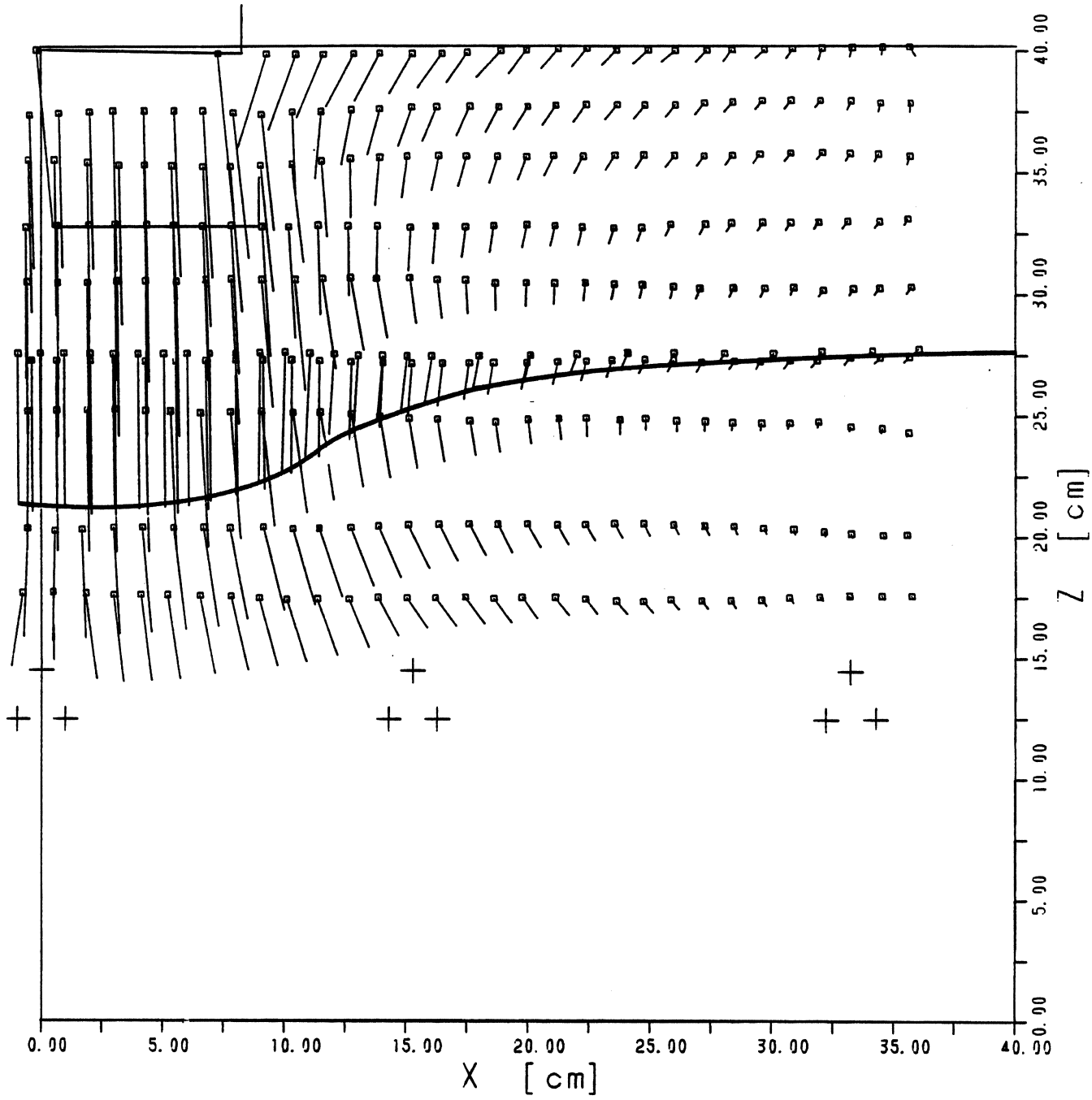

fig. A.7.2.2 - Déplacements cumulatifs CLSNT01.01 - CLSNT01.04
Charge plaque 26.3 (kN/m^2)

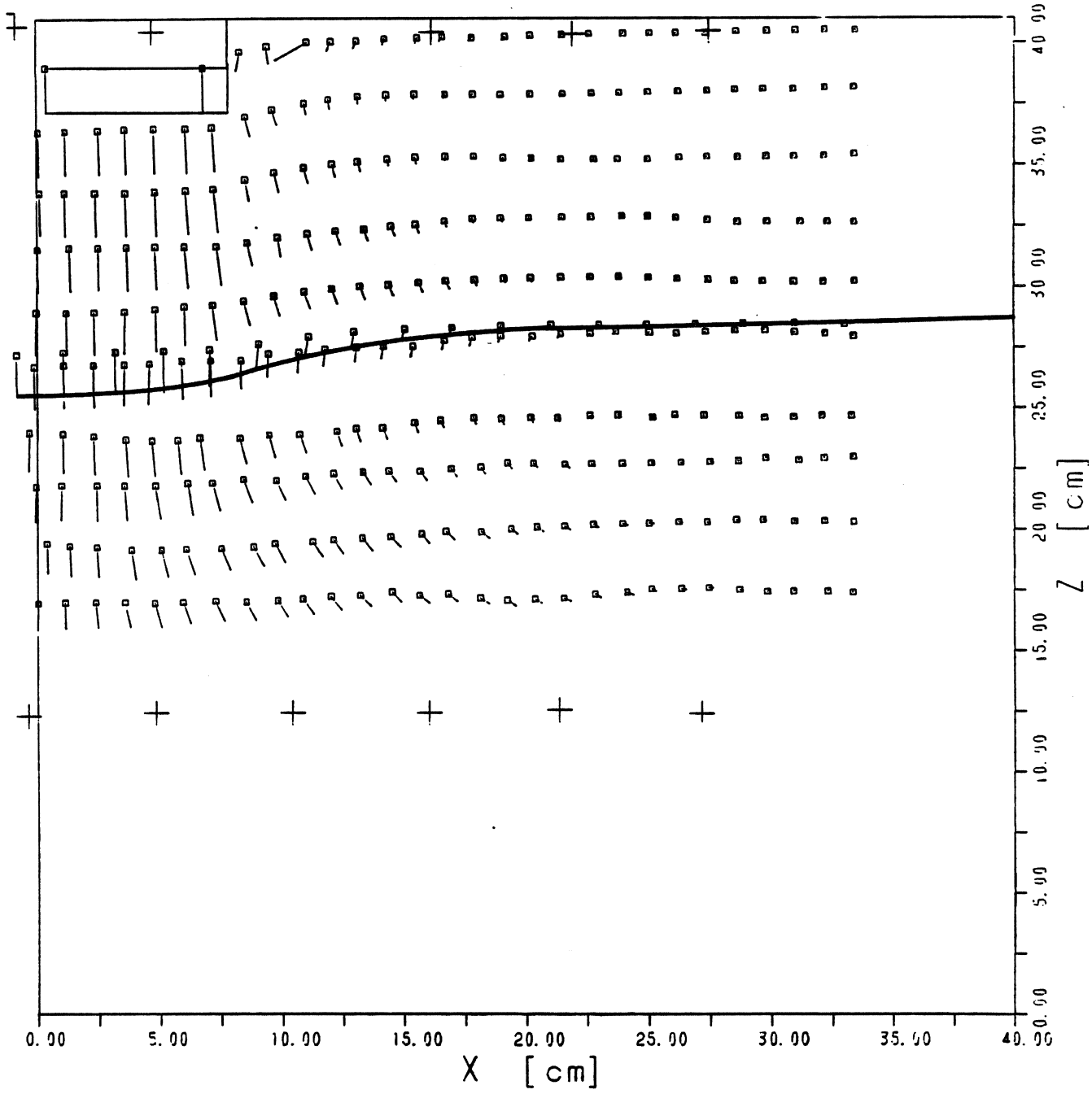

fig. A.7.6.8 - Déplacements partiels CLST03.06 - CLST03.08
Charge plaque 79.8 (kN/m^2)

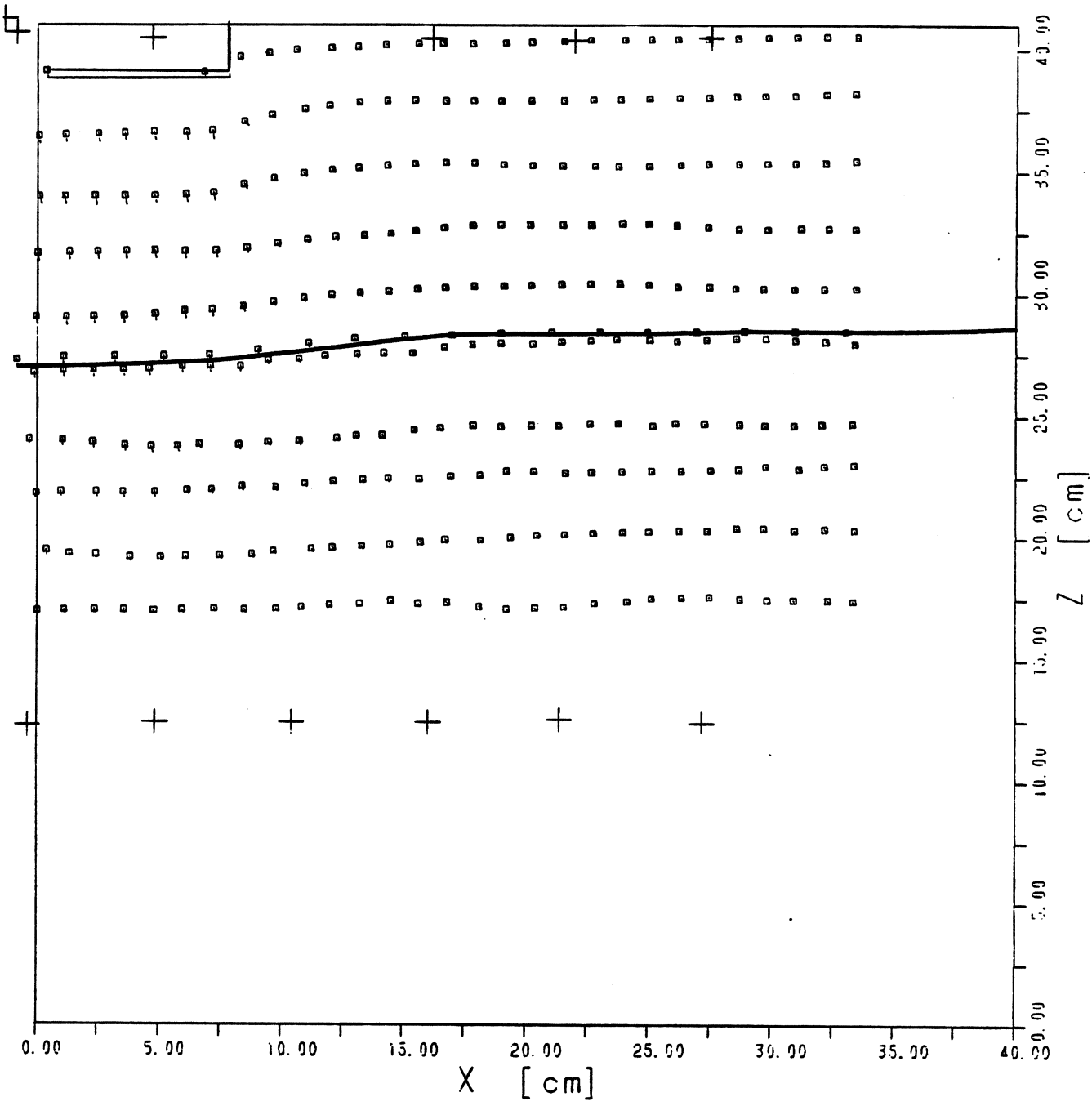

fig. A.7.6.7 - Déplacements partiels CLST03.05 - CLST03.06
Charge plaque 47.6 (kN/m^2)

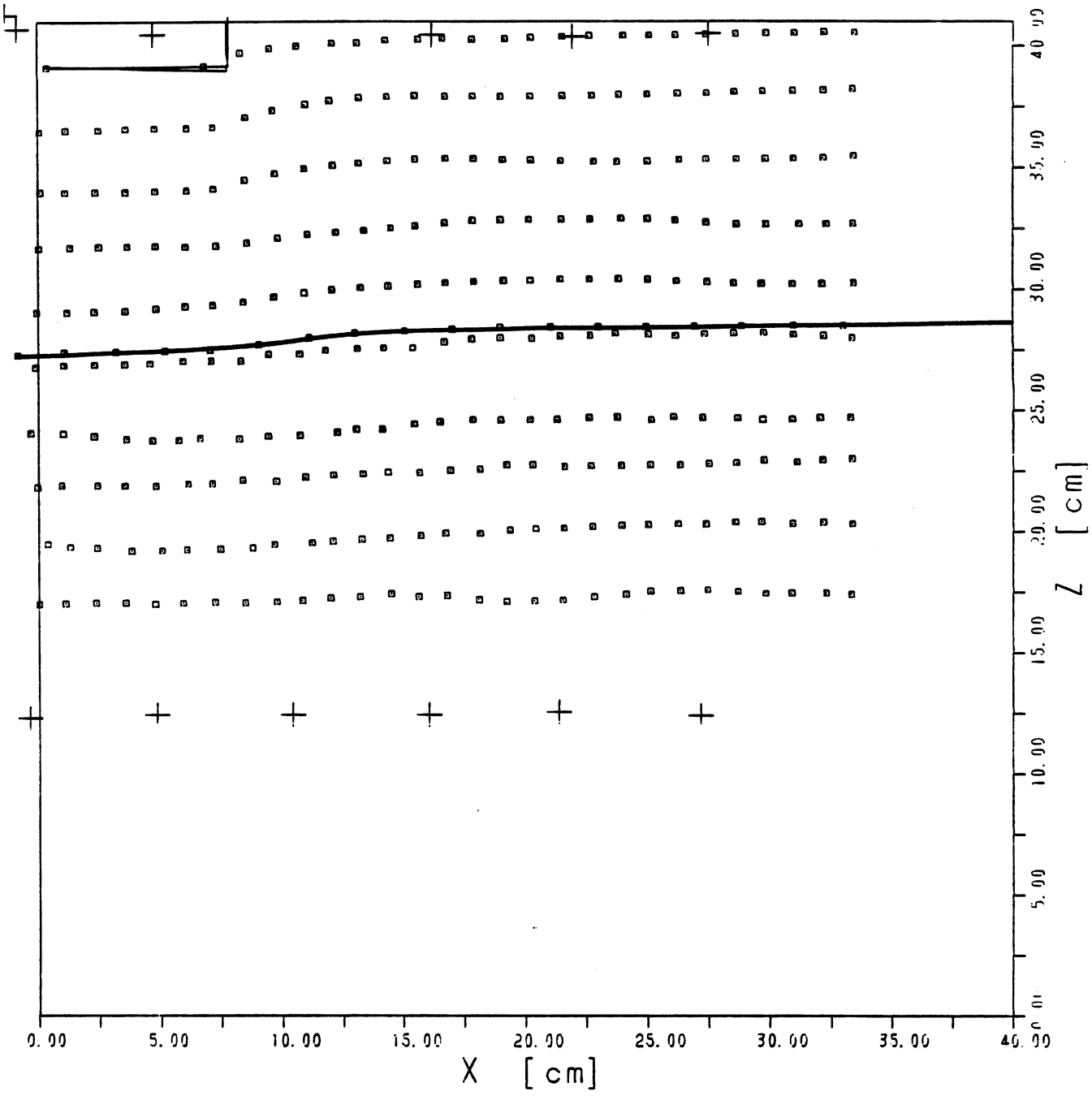

fig. A.7.6.6 - Déplacements partiels CLST03.04 - CLST03.05 Decharge

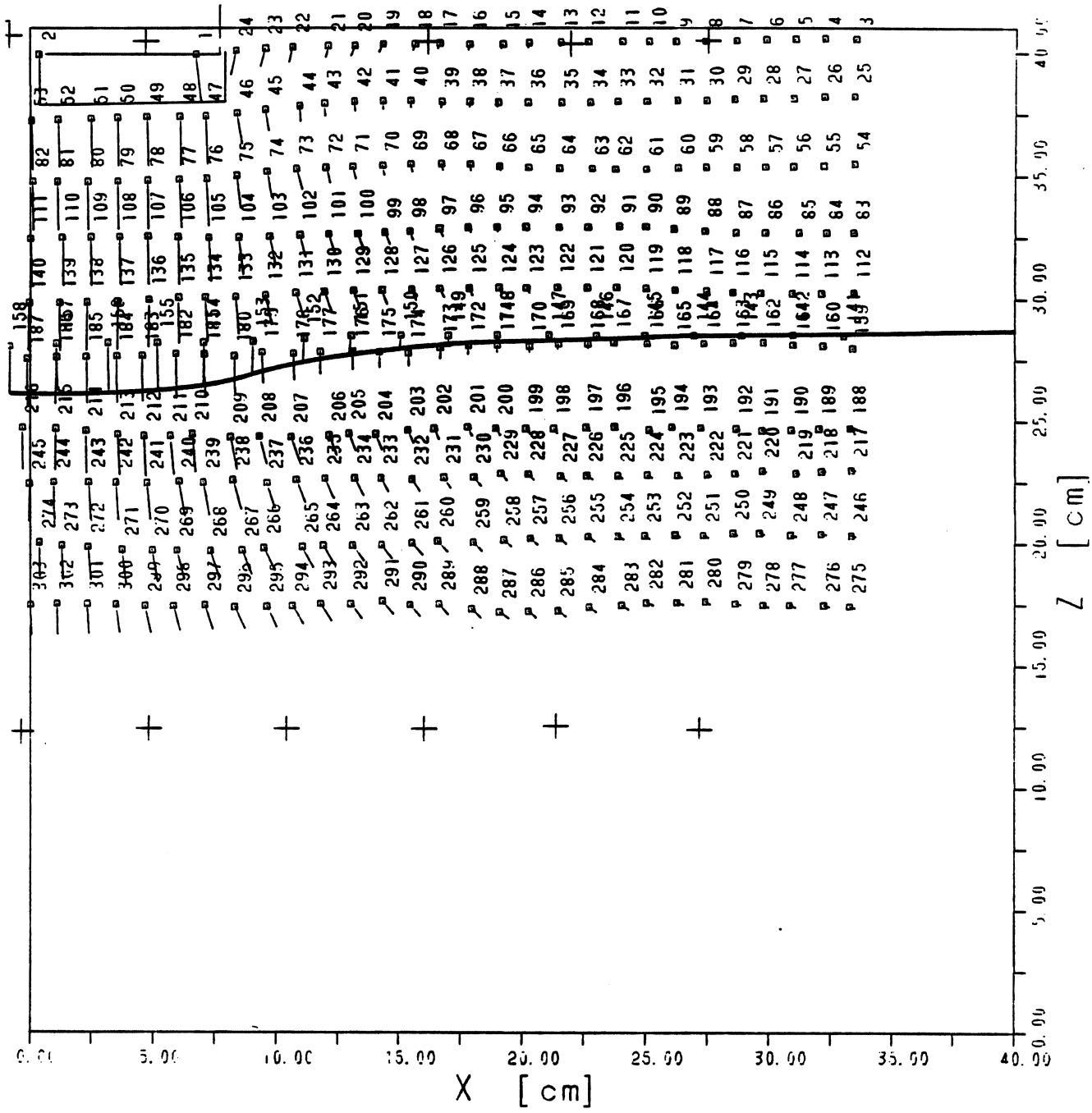

fig. A.7.6.5 - Déplacements partiels CLST03.01 - CLST03.04
Charge plaque 47 (kN/m^2)

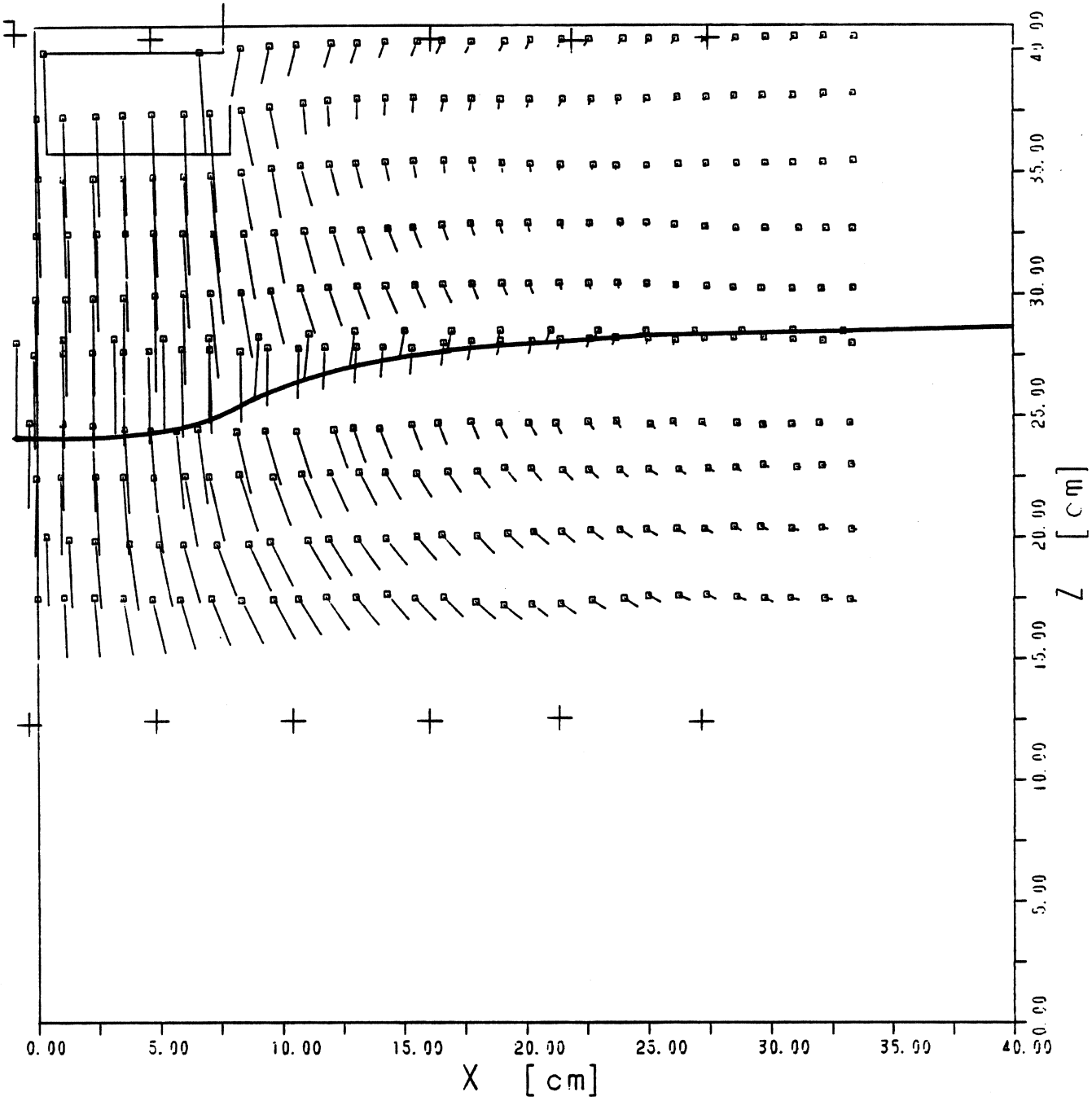

fig. A.7.6.4 - Déplacements cumulatifs CLST03.01 - CLST03.08
Charge plaque 79.8 (kN/m^2)

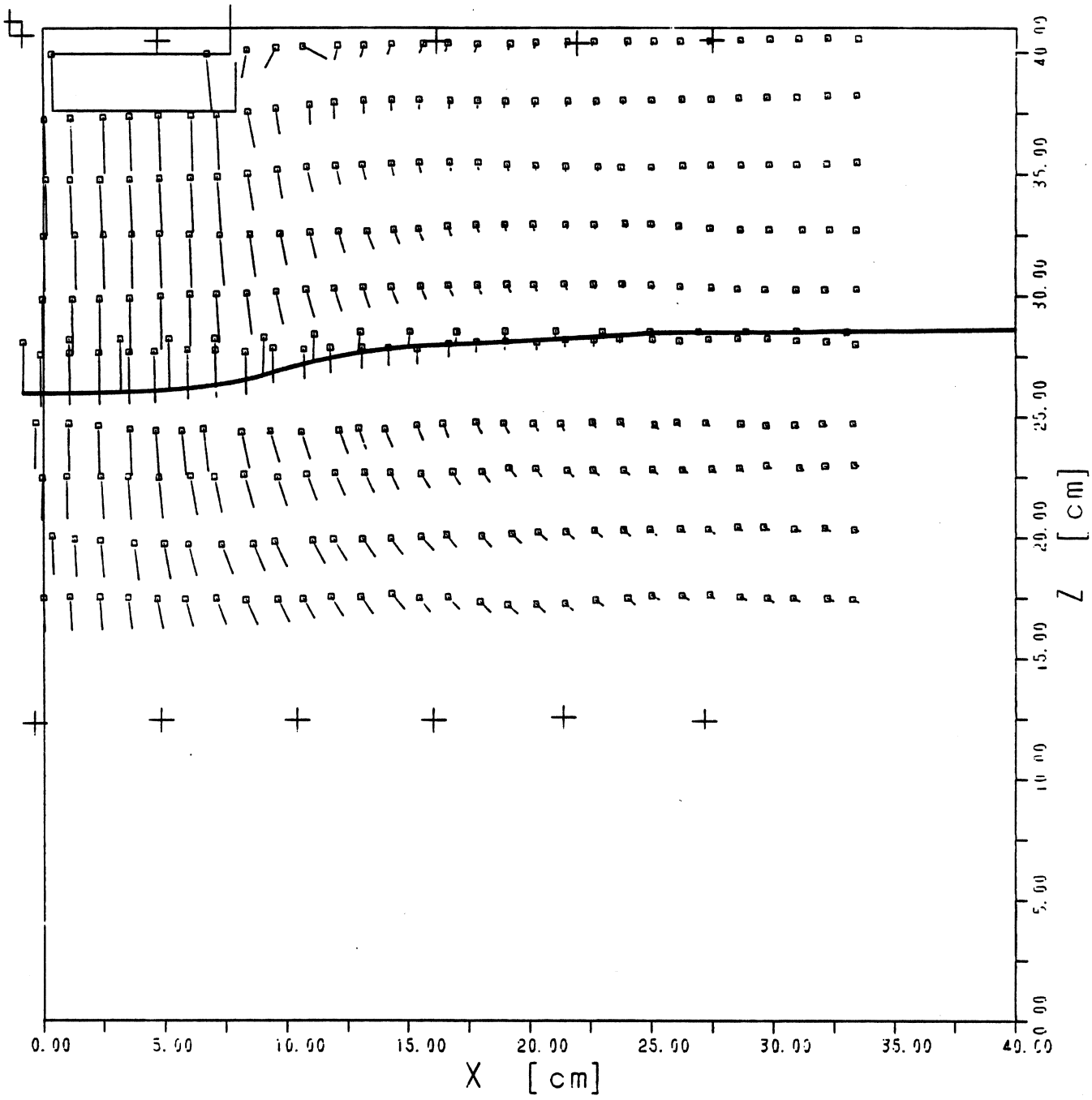

fig. A.7.6.3 - Déplacements cumulatifs CLST03.01 - CLST03.06
Charge plaque 47.6 (kN/m^2)

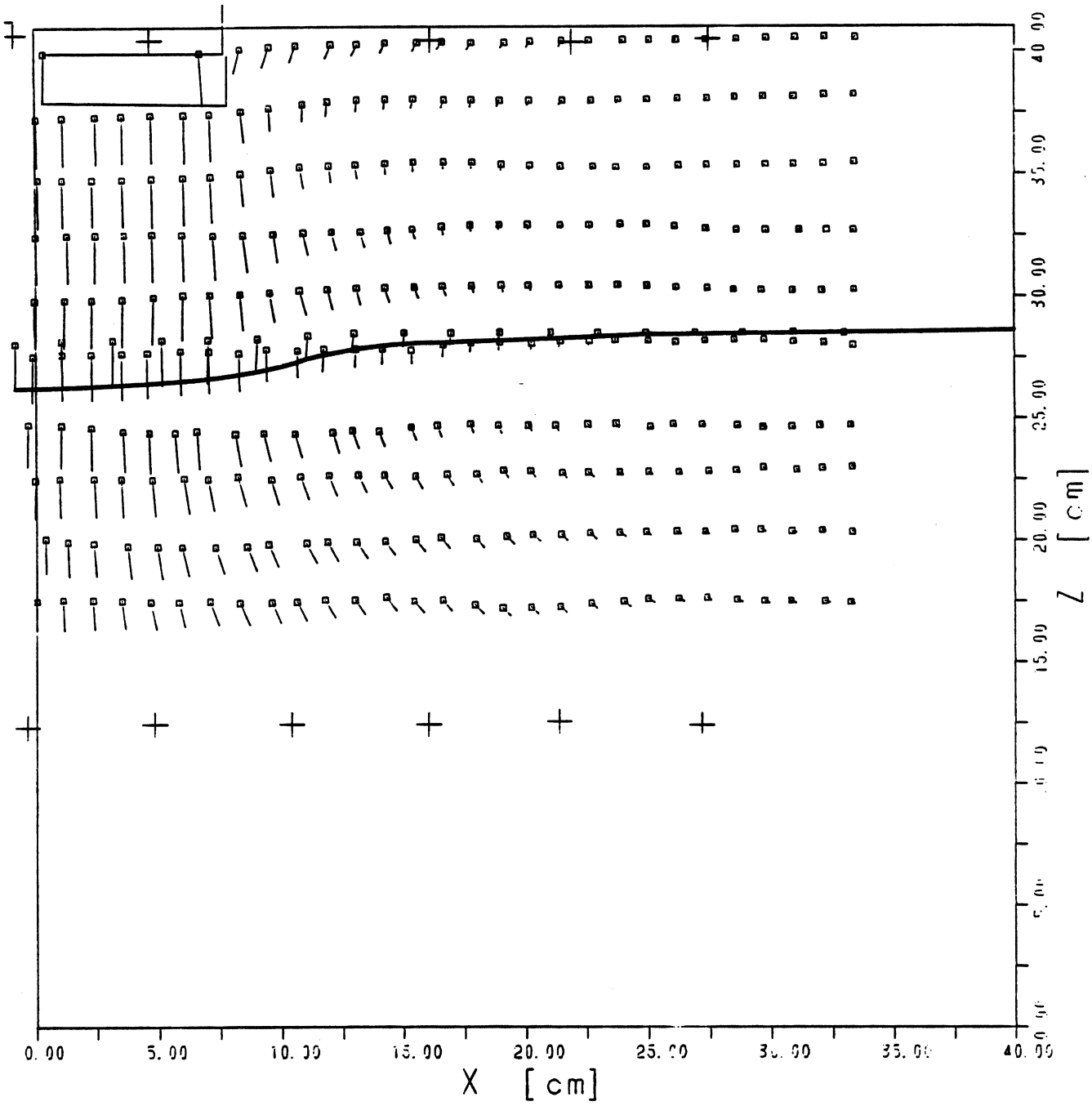

fig. A.7.6.2 - Déplacements cumulatifs CLST03.01 - CLST03.05
Décharge

A.7.6 ESSAI CLST03: géotextile tissé, ancré

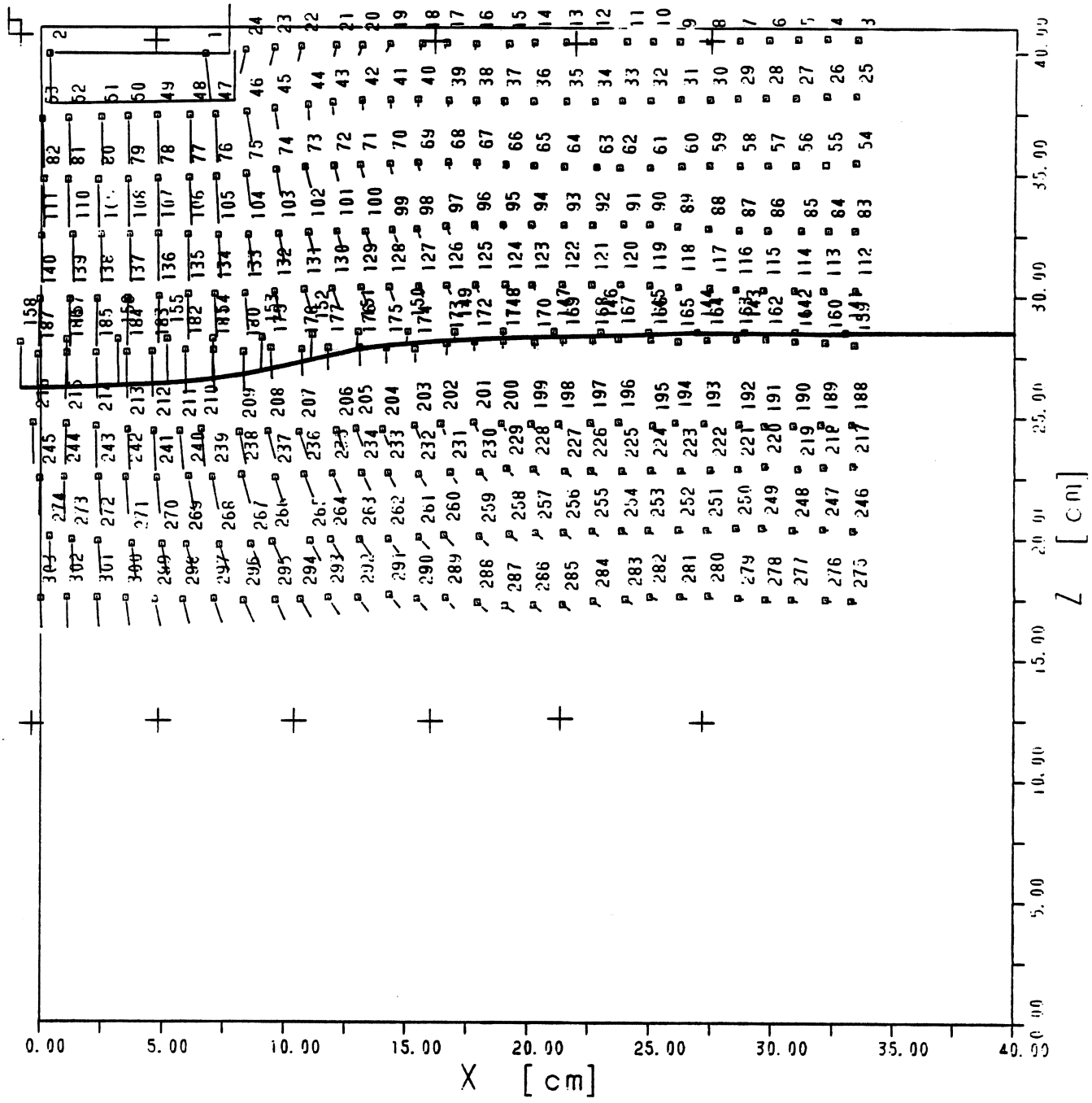

fig. A.7.6.1 - Déplacements cumulatifs CLST03.01 - CLST03.04
Charge plaque 47 (kN/m²)

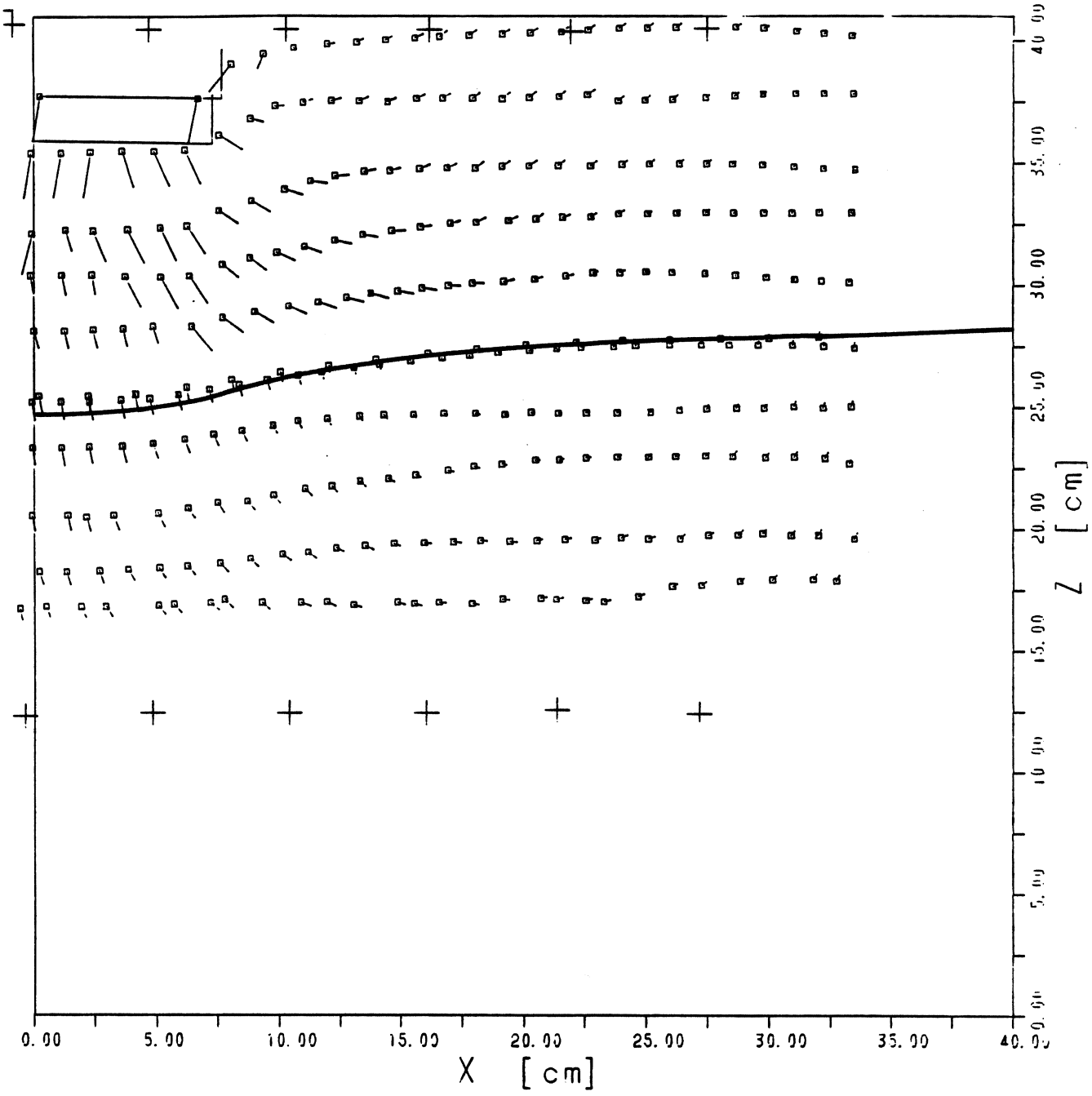

fig. A.7.5.10 - Déplacements partiels CLST02.08 - CLST02.12
Charge plaque 136 (kN/m^2)

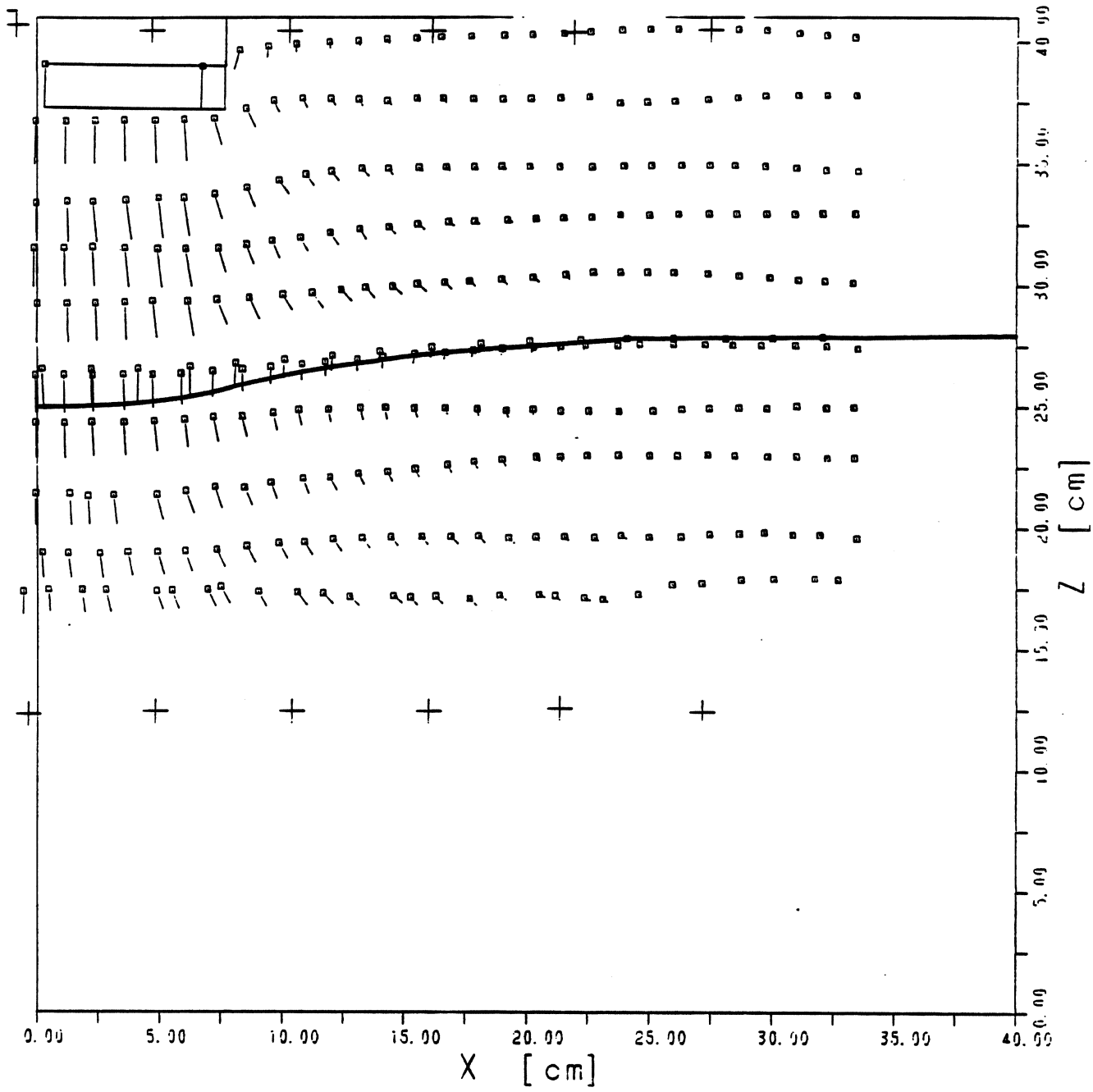

fig. A.7.5.9 - Déplacements partiels CLST02.06 - CLST02.08
Charge plaque 80.5 (kN/m^2)

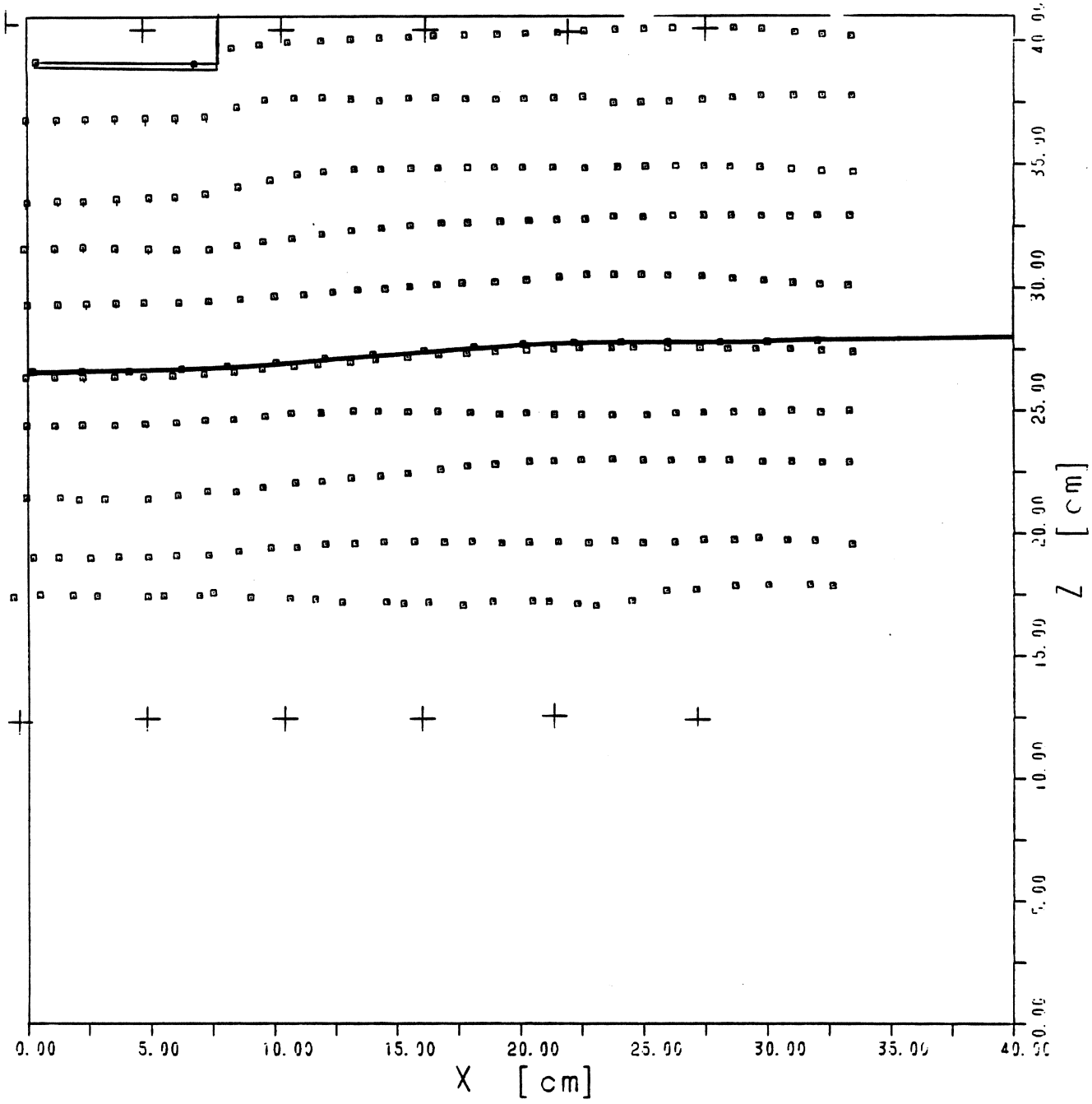

fig. A.7.5.8 - Déplacements partiels CLST02.05 - CLST02.06
Charge plaque 46 (kN/m^2)

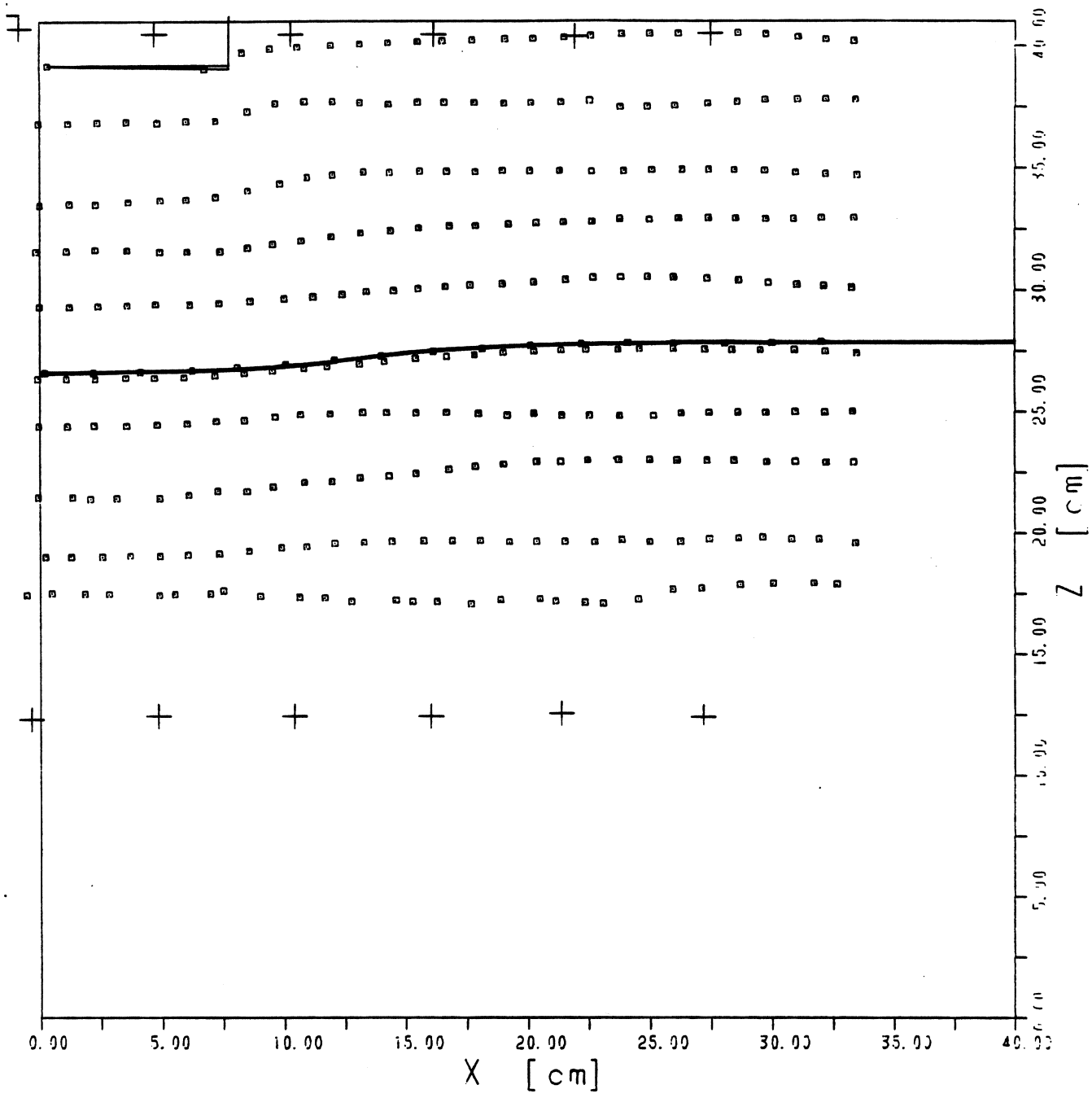

fig. A.7.5.7 - Déplacements partiels CLST02.04 - CLST02.05
Décharge

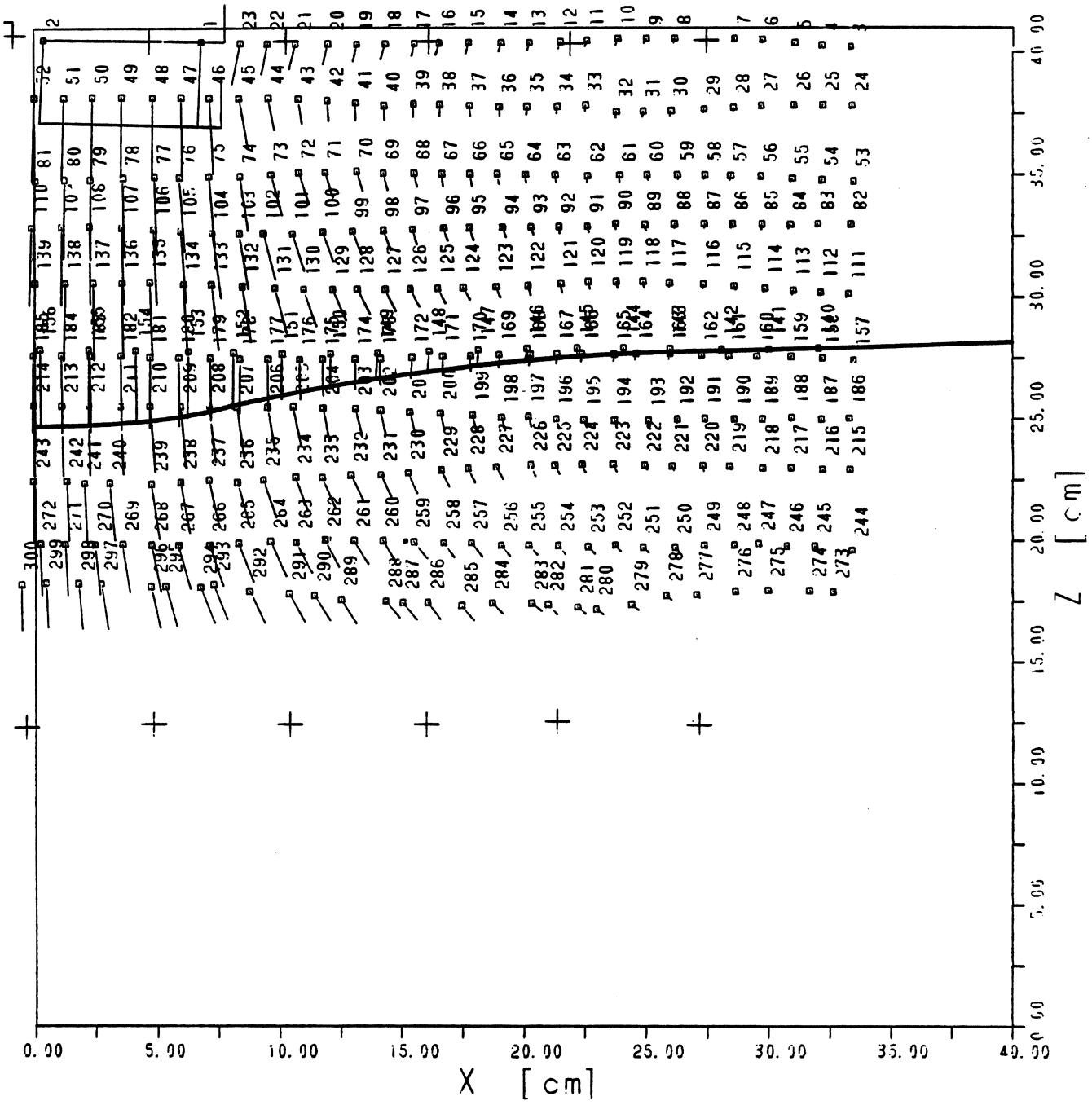

fig. A.7.5.6 - Déplacements partiels CLST02.00 - CLST02.04
Charge plaque 48 (kN/m^2)

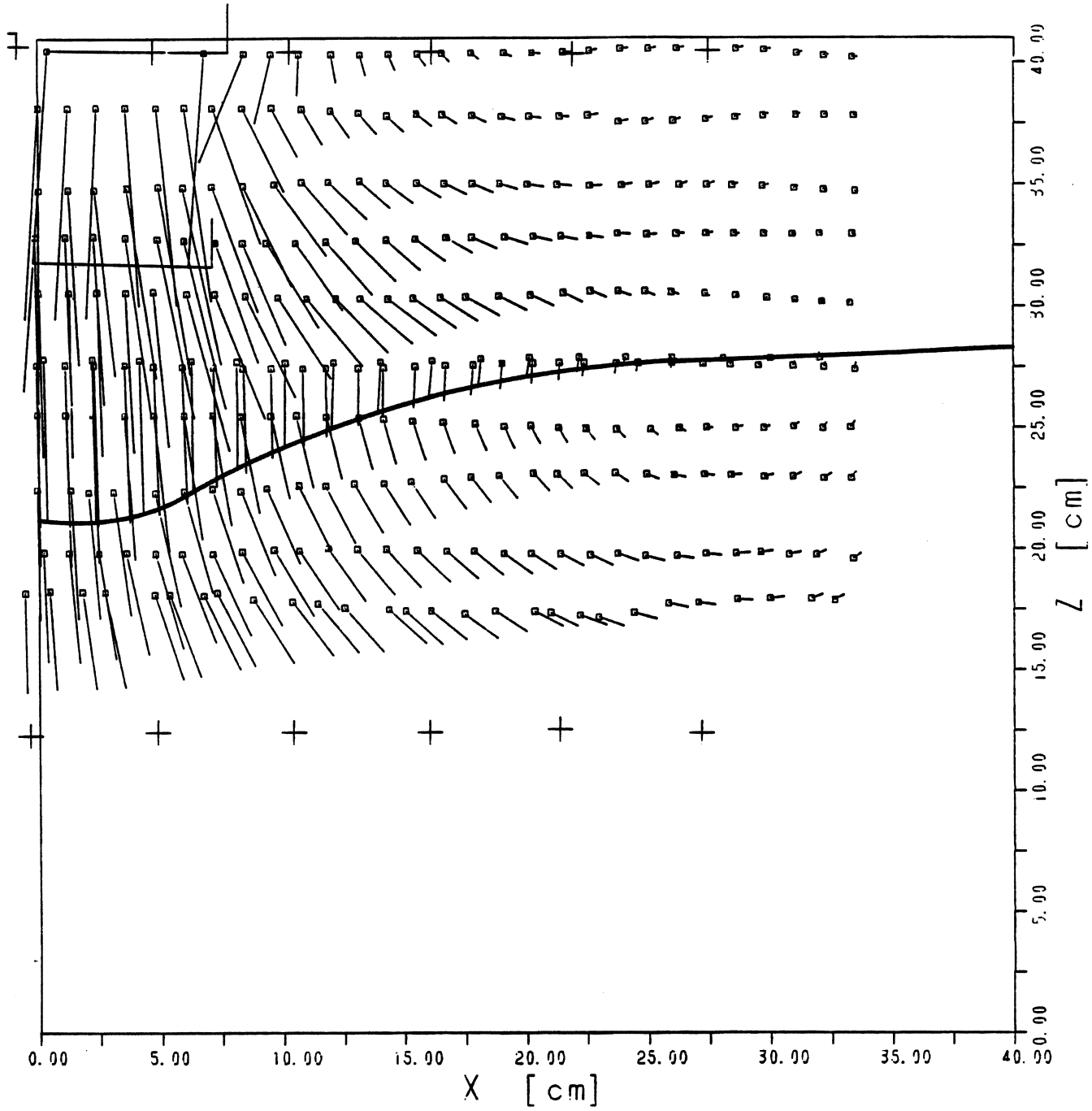

fig. A.7.5.5 - Déplacements cumulatifs CLST02.00 - CLST02.12
Charge plaque 136 (kN/m^2)

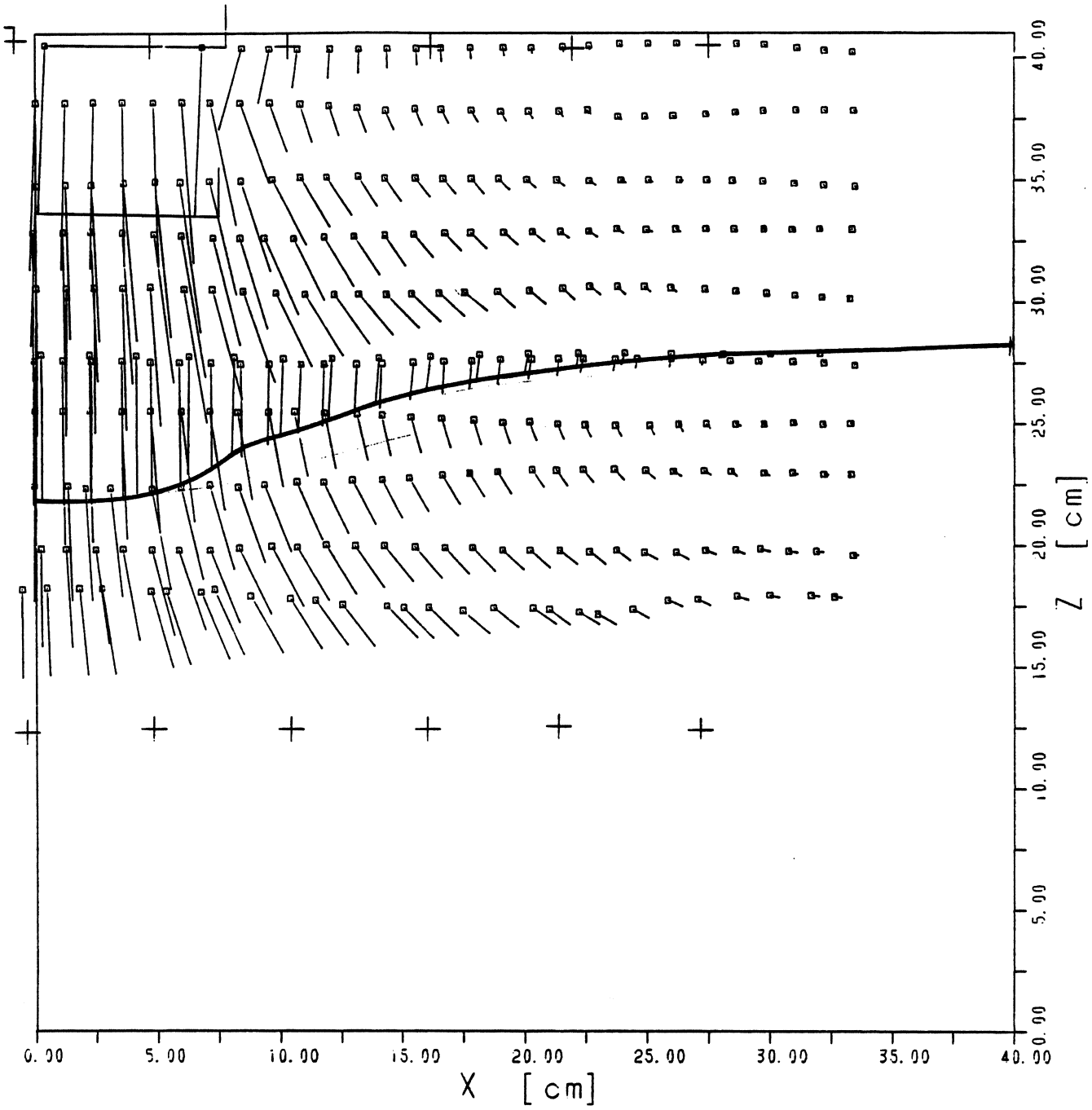

fig. A.7.5.4 - Déplacements cumulatifs CLST02.00 - CLST02.08
Charge plaque 80.5(kN/m^2)

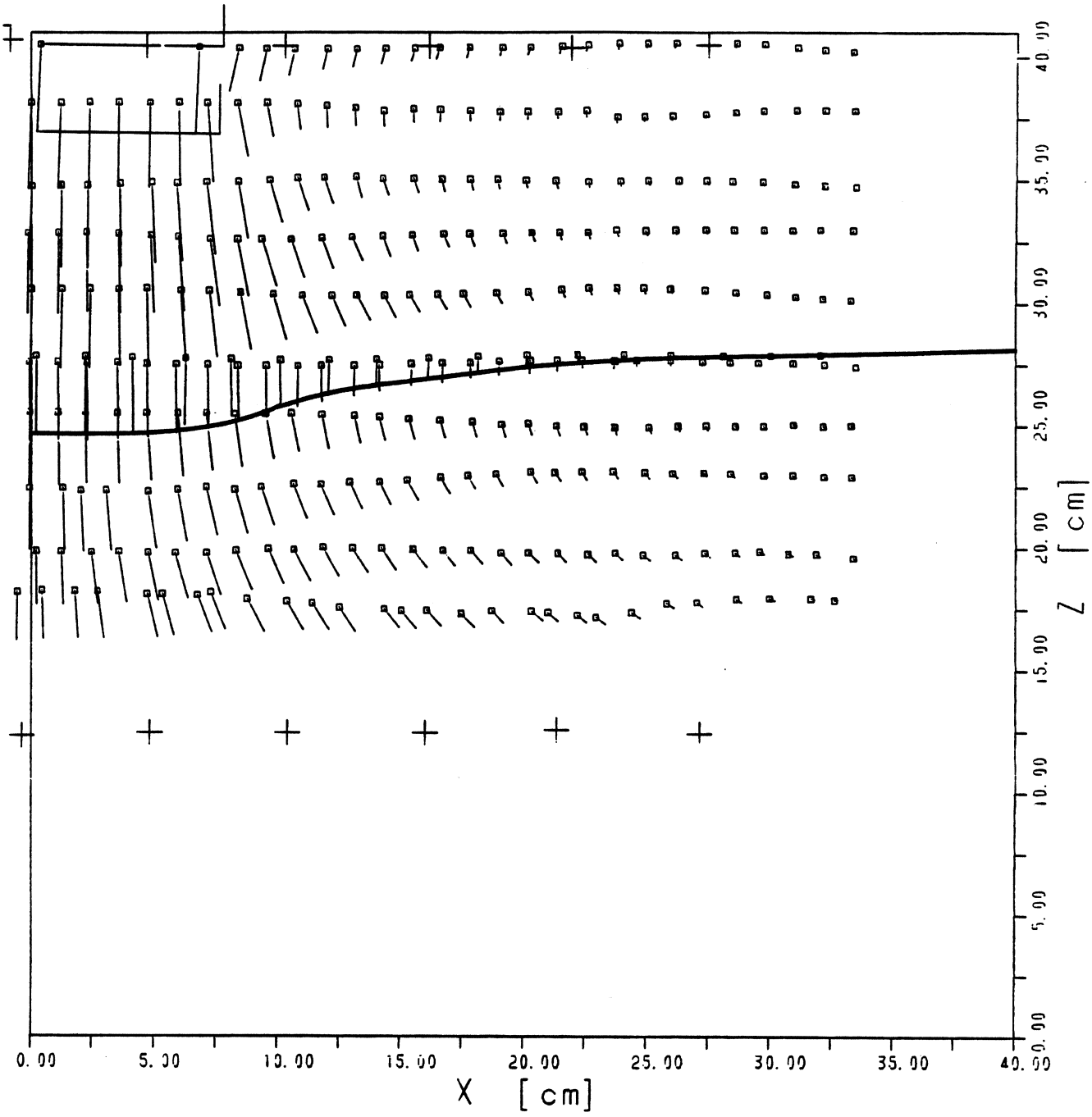

fig. A.7.5.3 - Déplacements cumulatifs CLST02.00 - CLST02.06
Charge plaque 46 (kN/m^2)

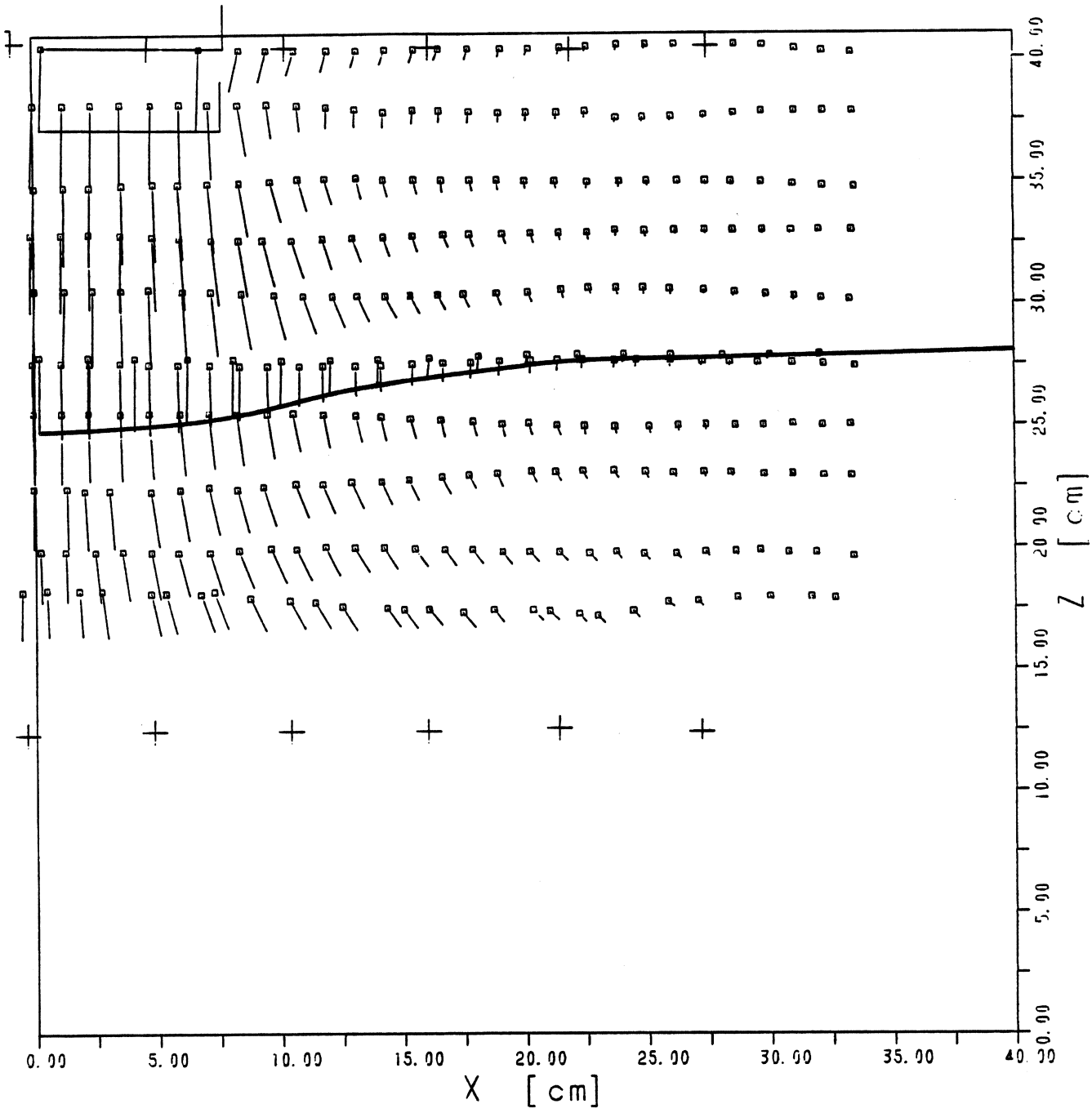

fig. A.7.5.2 - Déplacements cumulatifs CLST02.00 - CLST02.05
Décharge

A.7.5 ESSAI CLST02: géotextile tissé,ancré

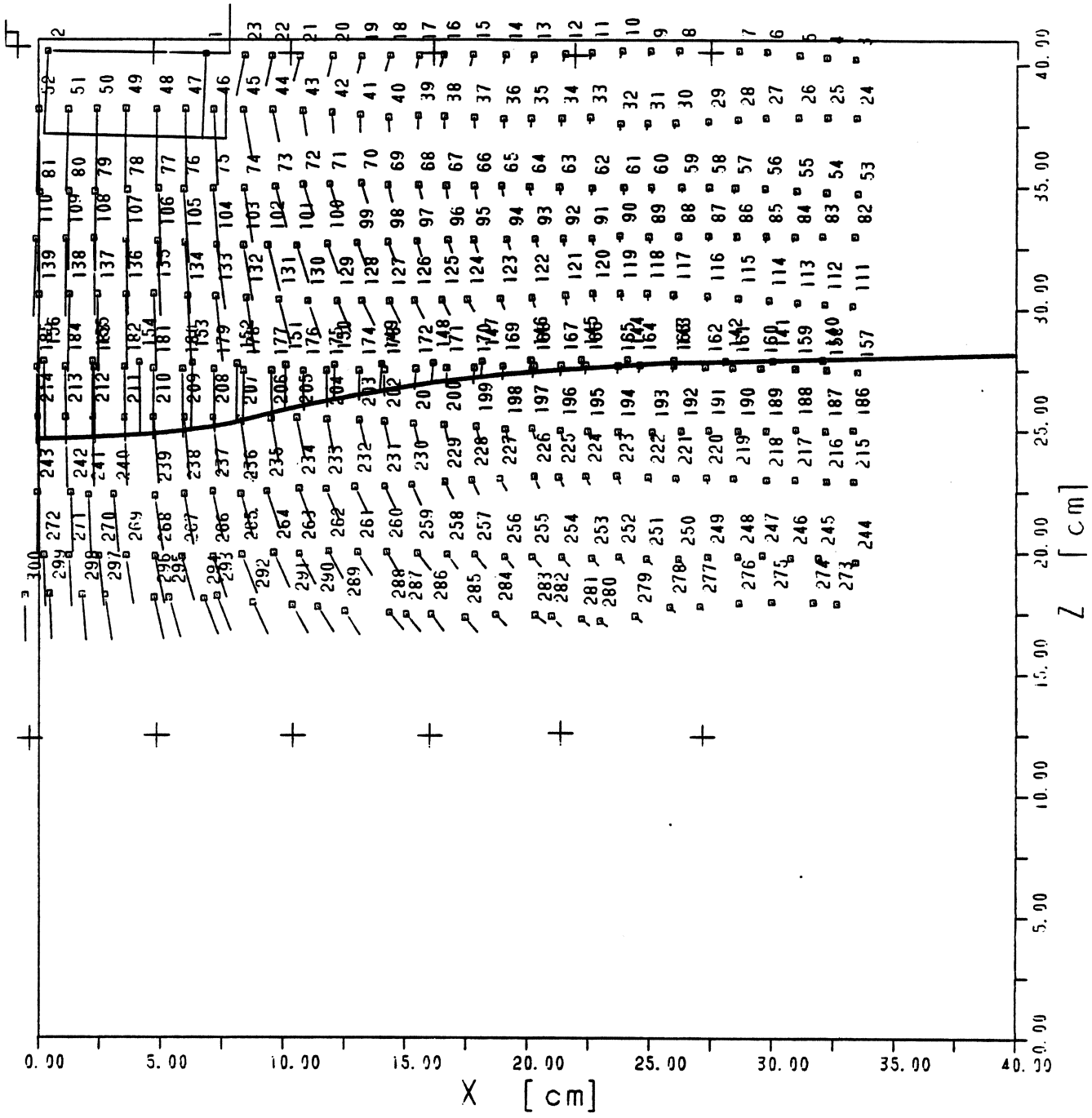

fig. A.7.5.1 - Déplacements cumulatifs CLST02.00 - CLST02.04
Charge plaque 48 (kN/m²)

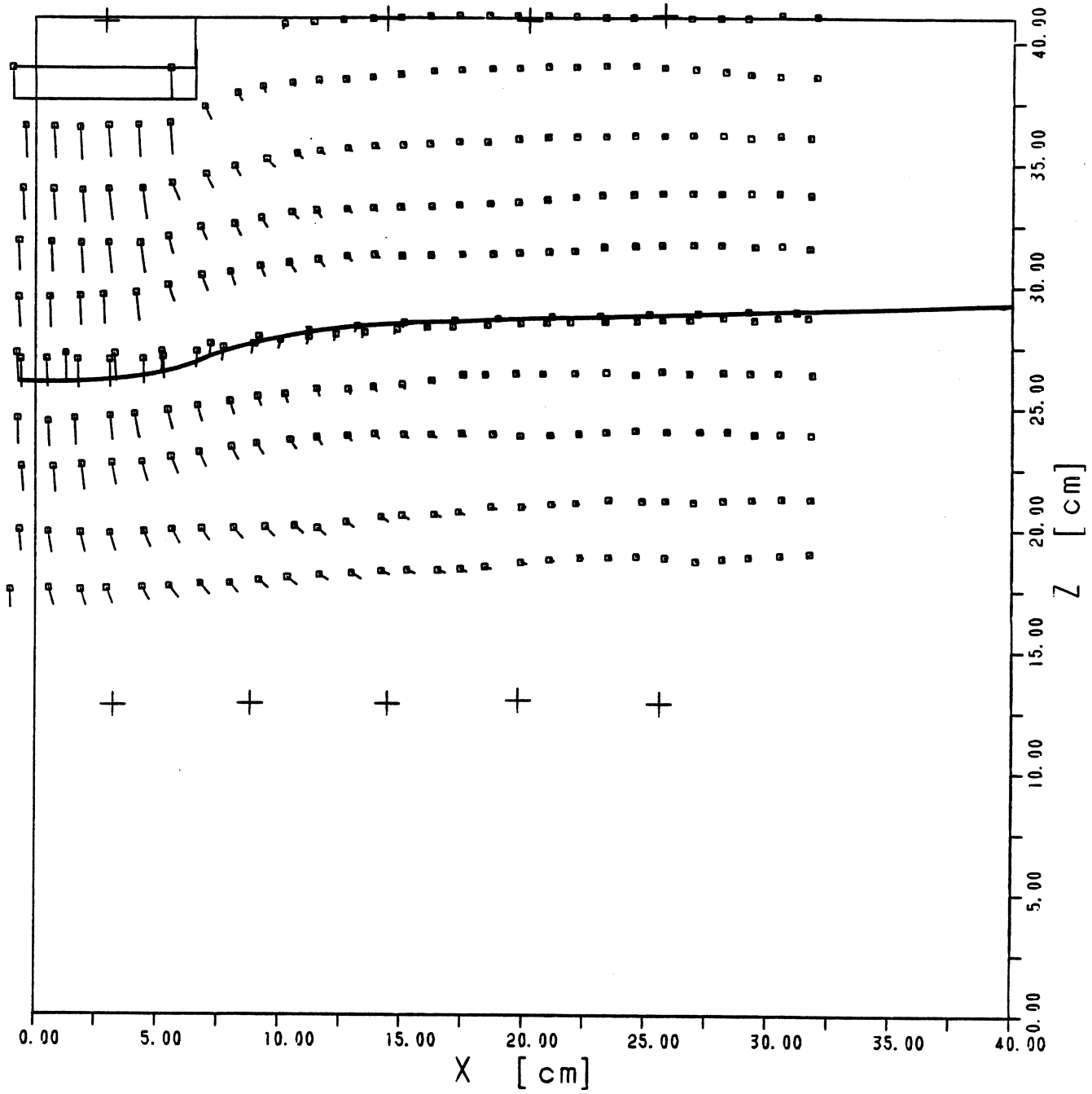

fig. A.7.4.10 - Déplacements partiels CLST01.07 - CLST01.09
Charge plaque 125 (kN/m^2)

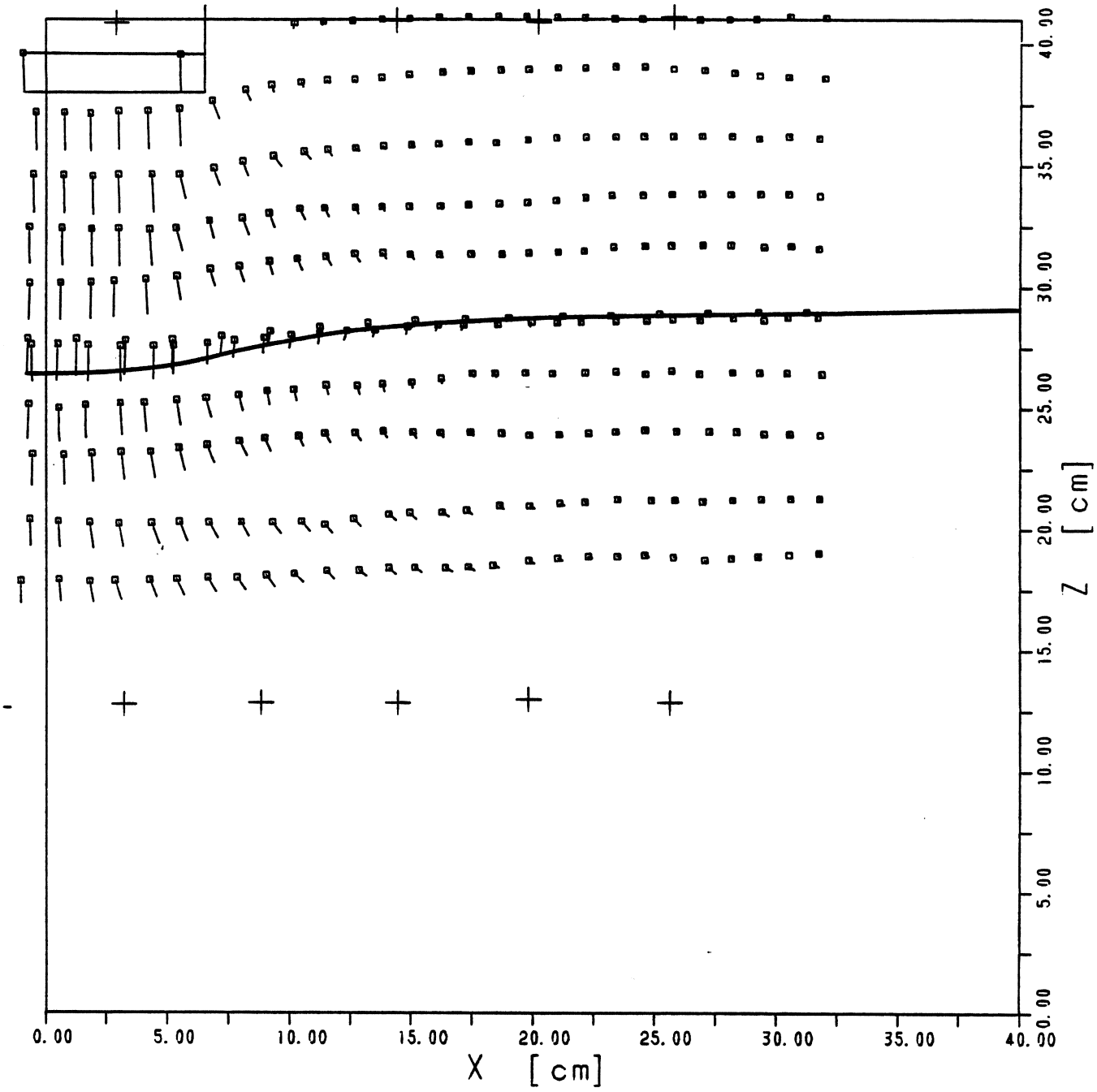

fig. A.7.4.9 - Déplacements partiels CLST01.06 - CLST01.07
Charge plaque 79.5 (kN/m^2)

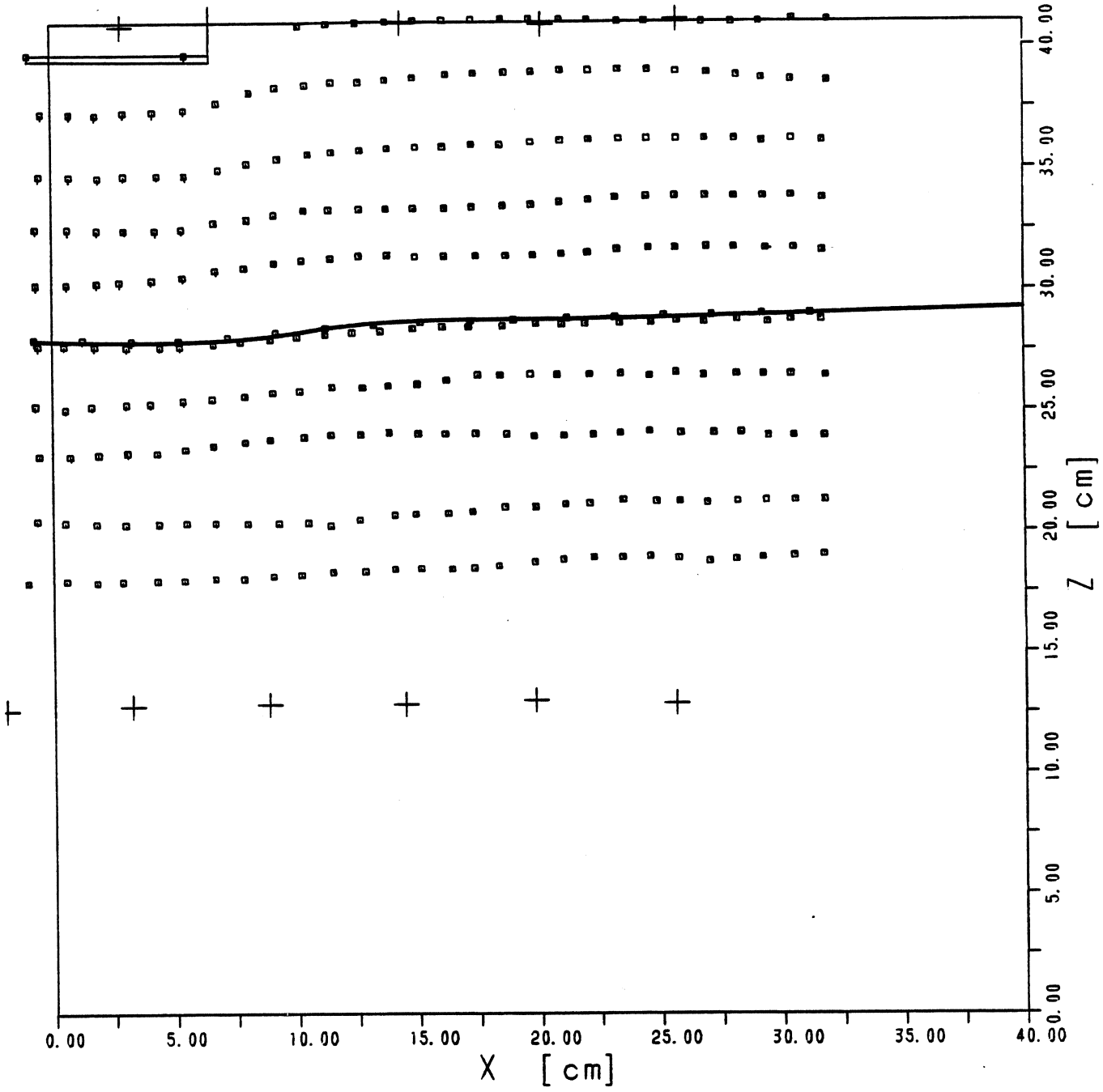

fig. A.7.4.8 - Déplacements partiels CLST01.05 - CLST01.06
Charge plaque 46 (kN/m^2)

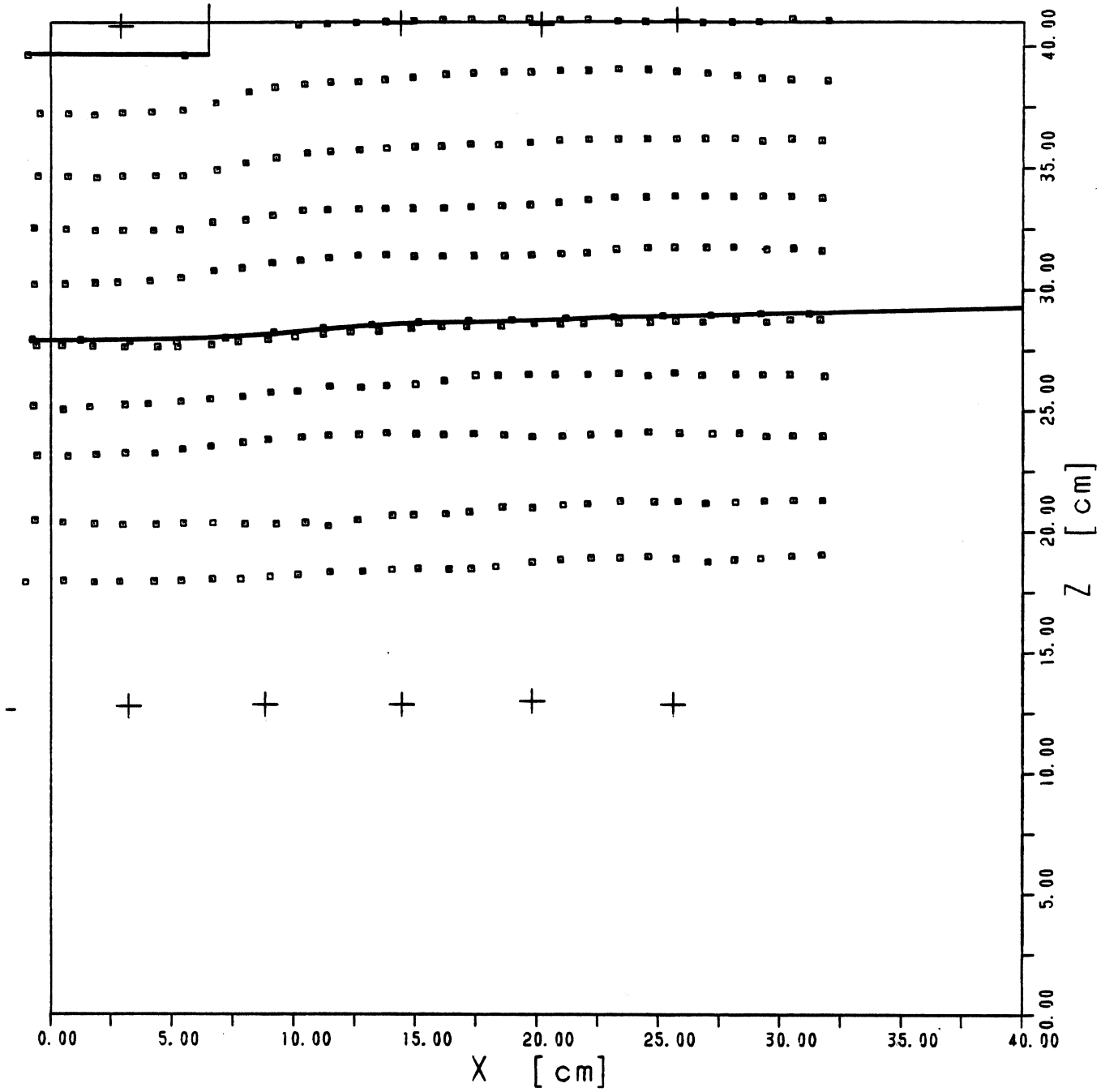

fig. A.7.4.7 - Déplacements singuliers CLST01.04 - CLST01.05
Décharge

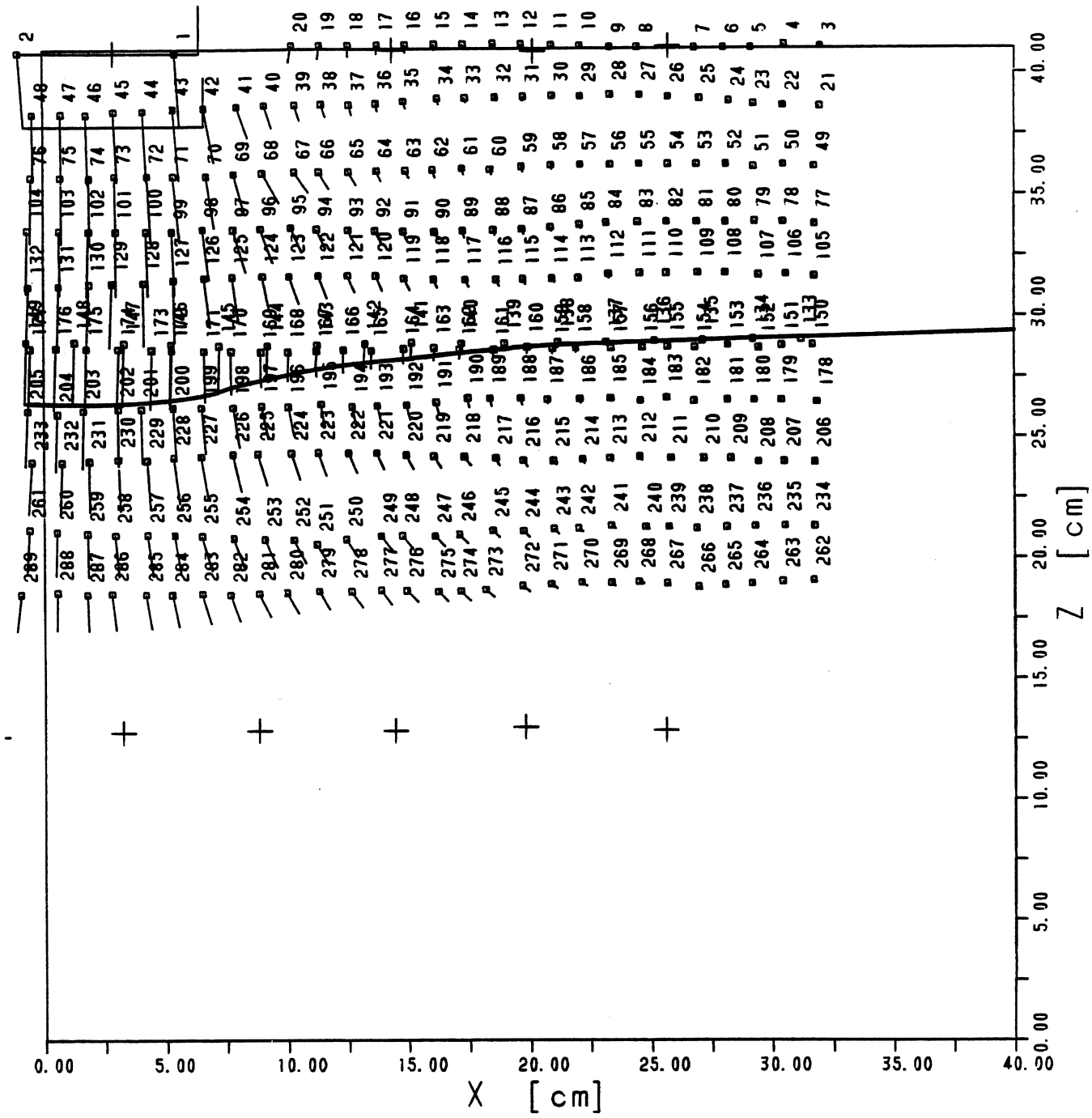

fig. A7.4.6 - Déplacements singuliers CLST01.01 - CLST01.04
Charge plaque 46 (kN/m^2)

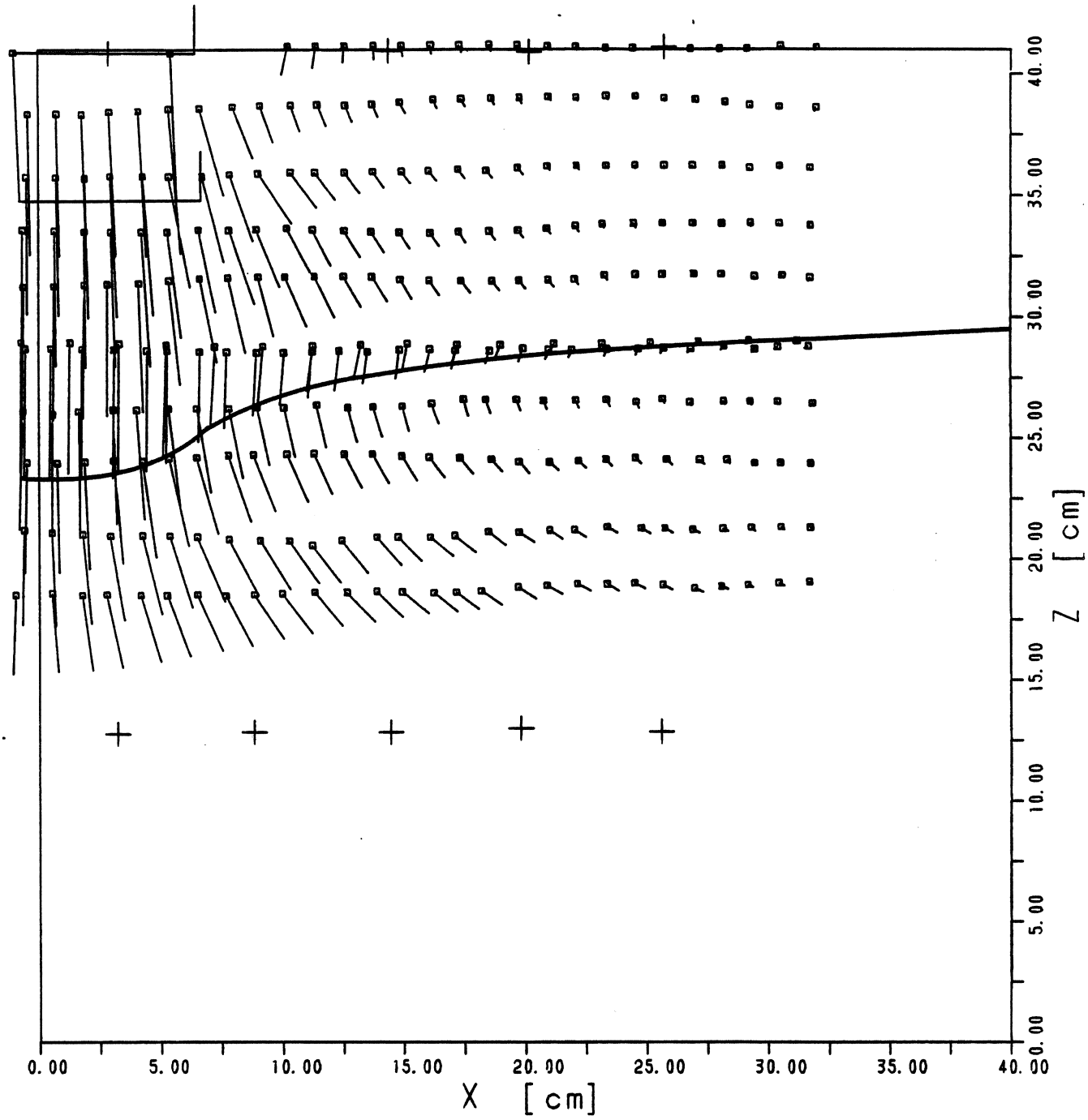

fig. A.7.4.5 - Déplacements cumulatifs CLST01.01 - CLST01.09
Charge plaque 125 (kN/m^2)

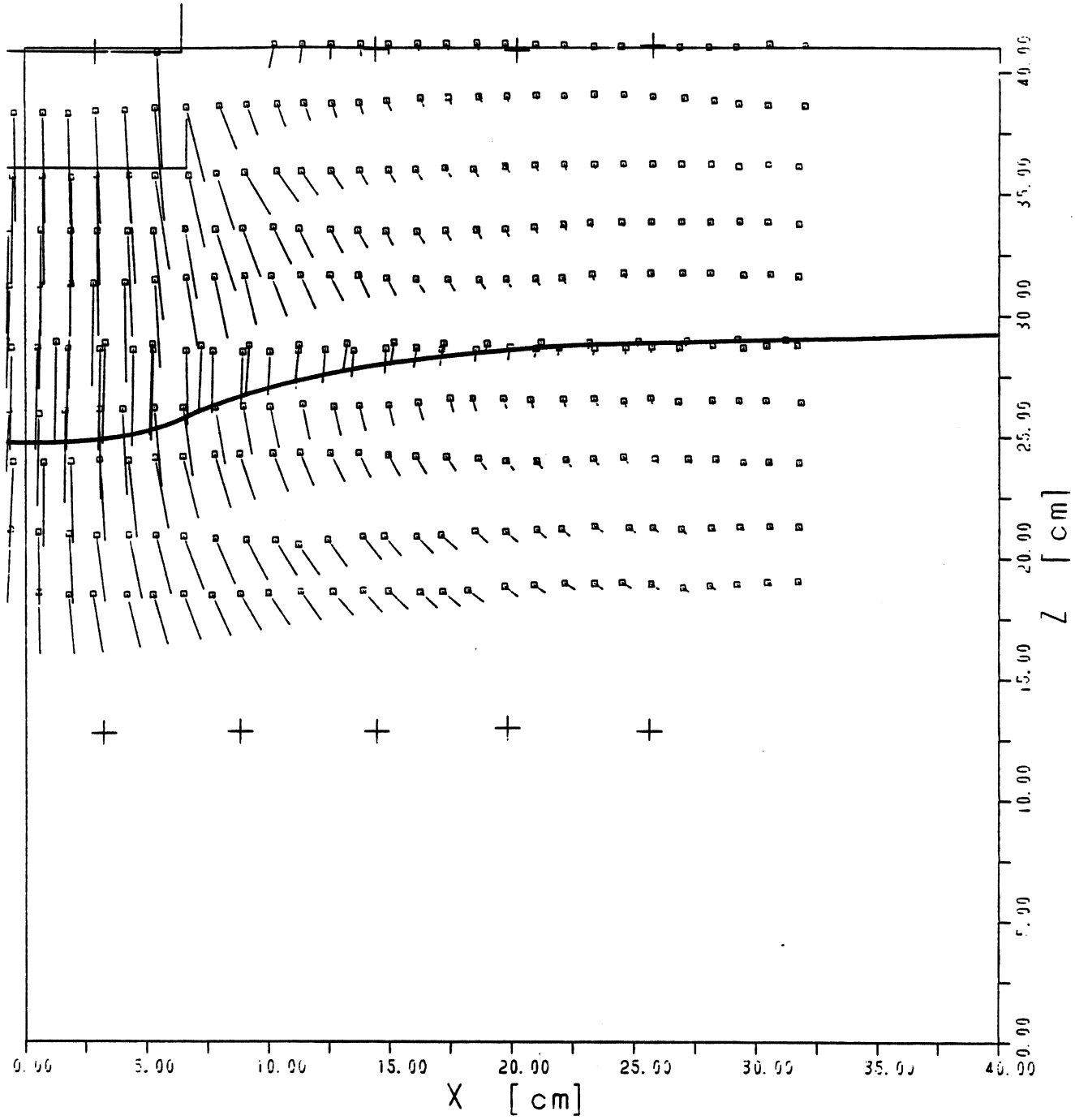

fig. A.7.4.4 - Déplacements cumulatifs CLST01.01 - CLST01.07
Charge plaque 79.5 (kN/m^2)

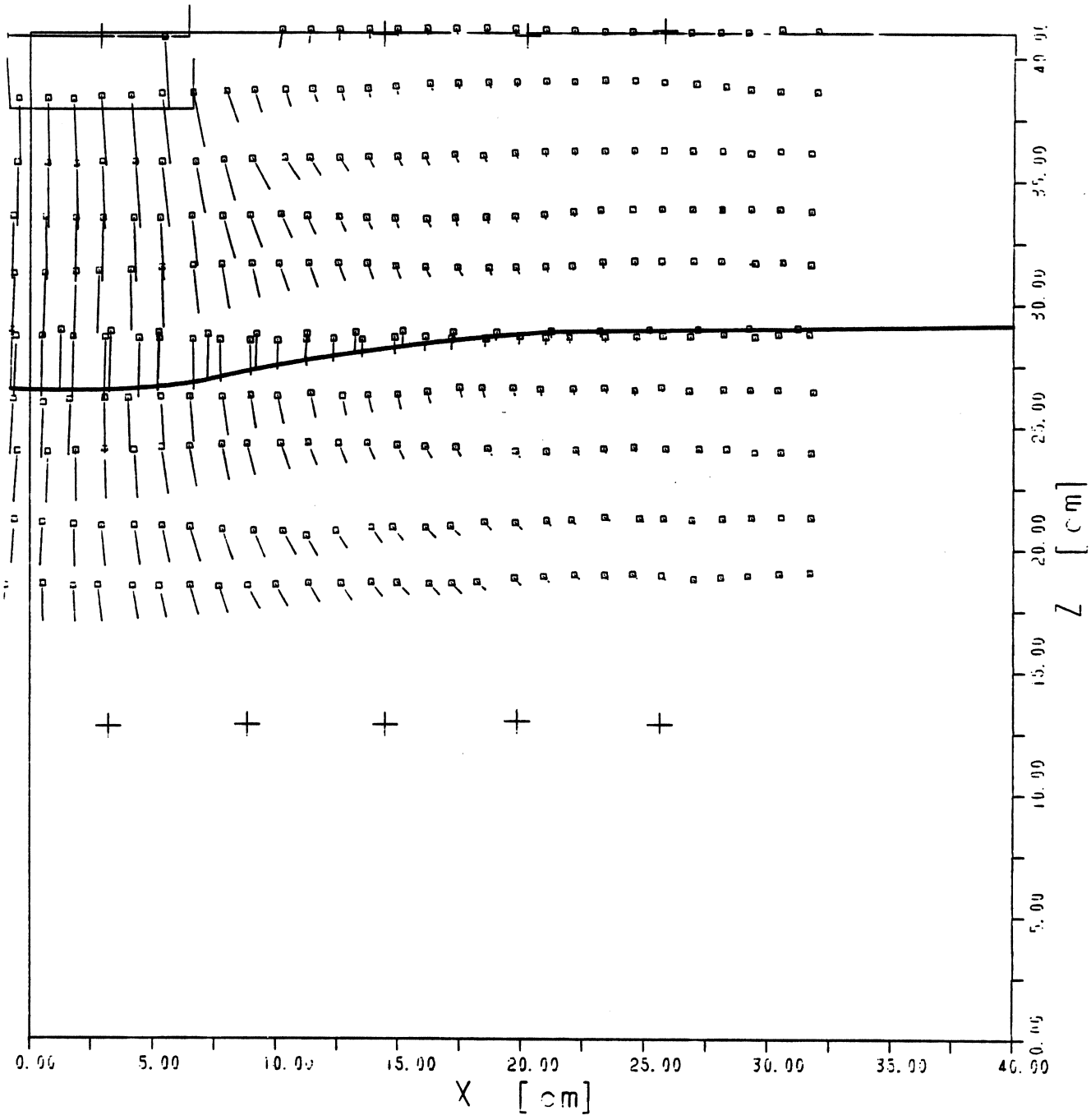

fig. A.7.4.3 - Déplacements cumulatifs CLST01.01 - CLST01.06
Charge plaque 46 (kN/m^2)

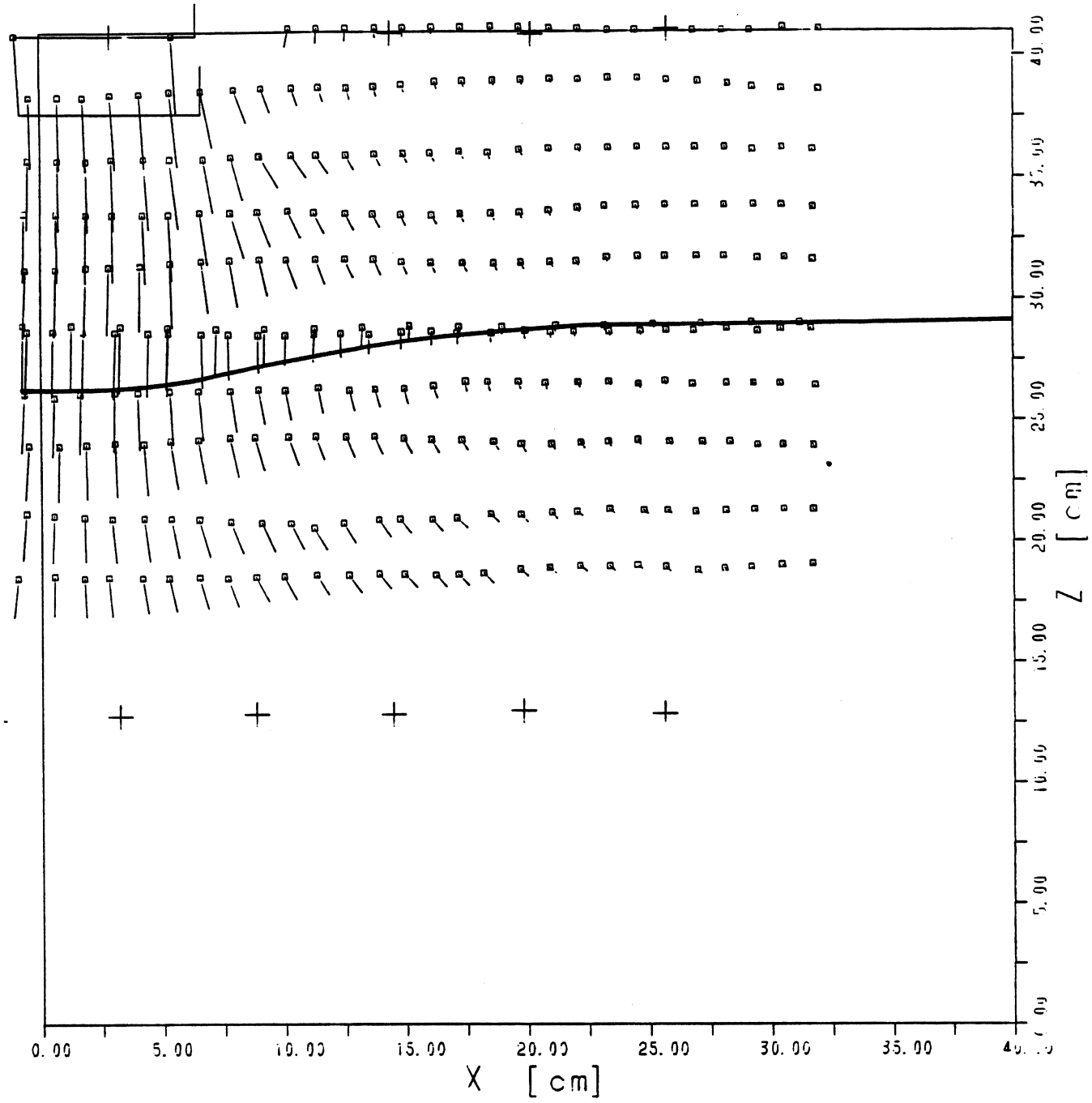

fig. A.7.4.2 - Déplacements cumulatifs CLST01.01 - CLST01.05
Décharge

A.7.4 ESSAI CLST01: géotextile tissé, libre

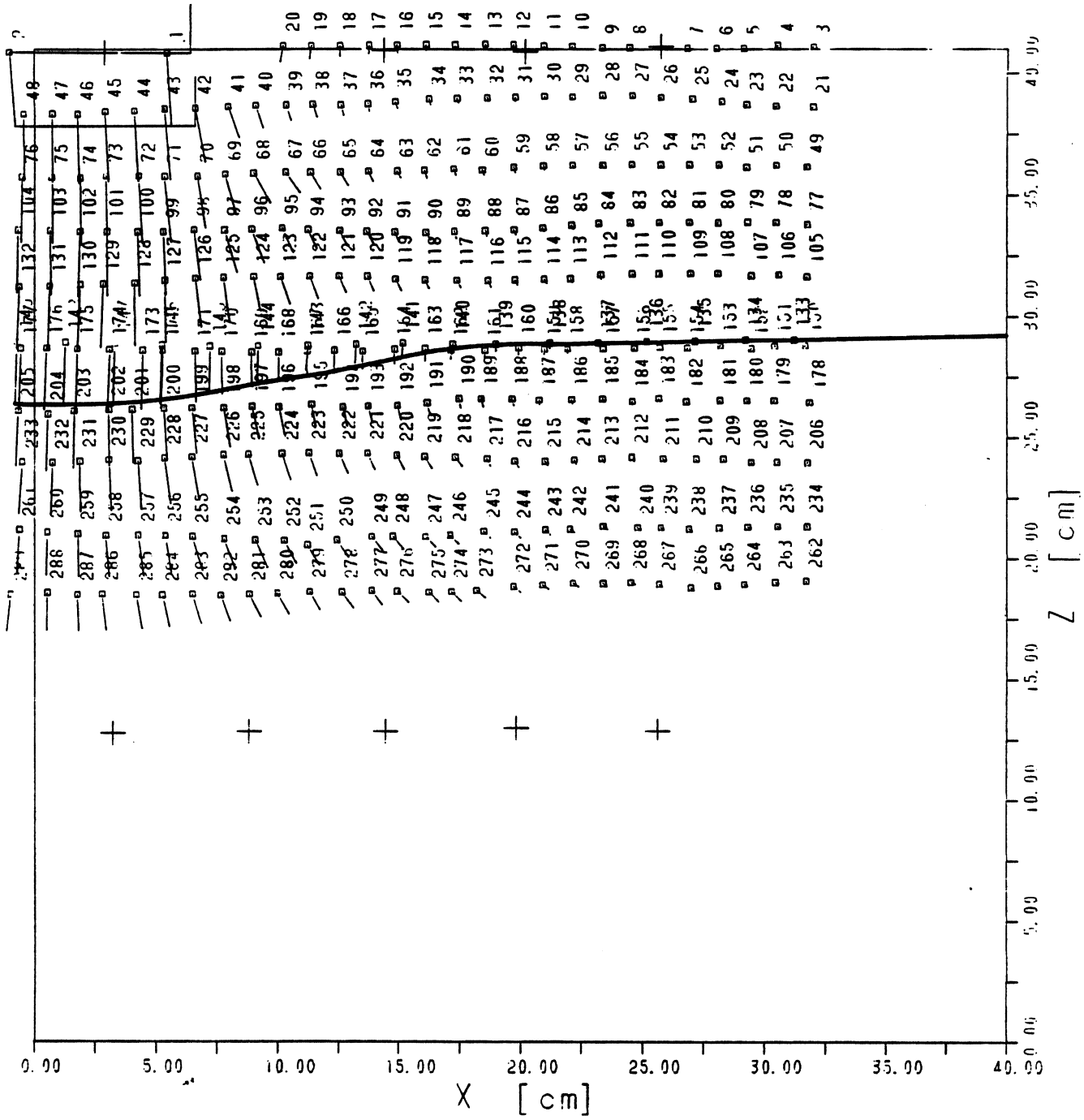

fig. A.7.4.1 - Déplacements cumulatifs CLST01.00 - CLST01.04
Charge plaque 46 (kN/m²)

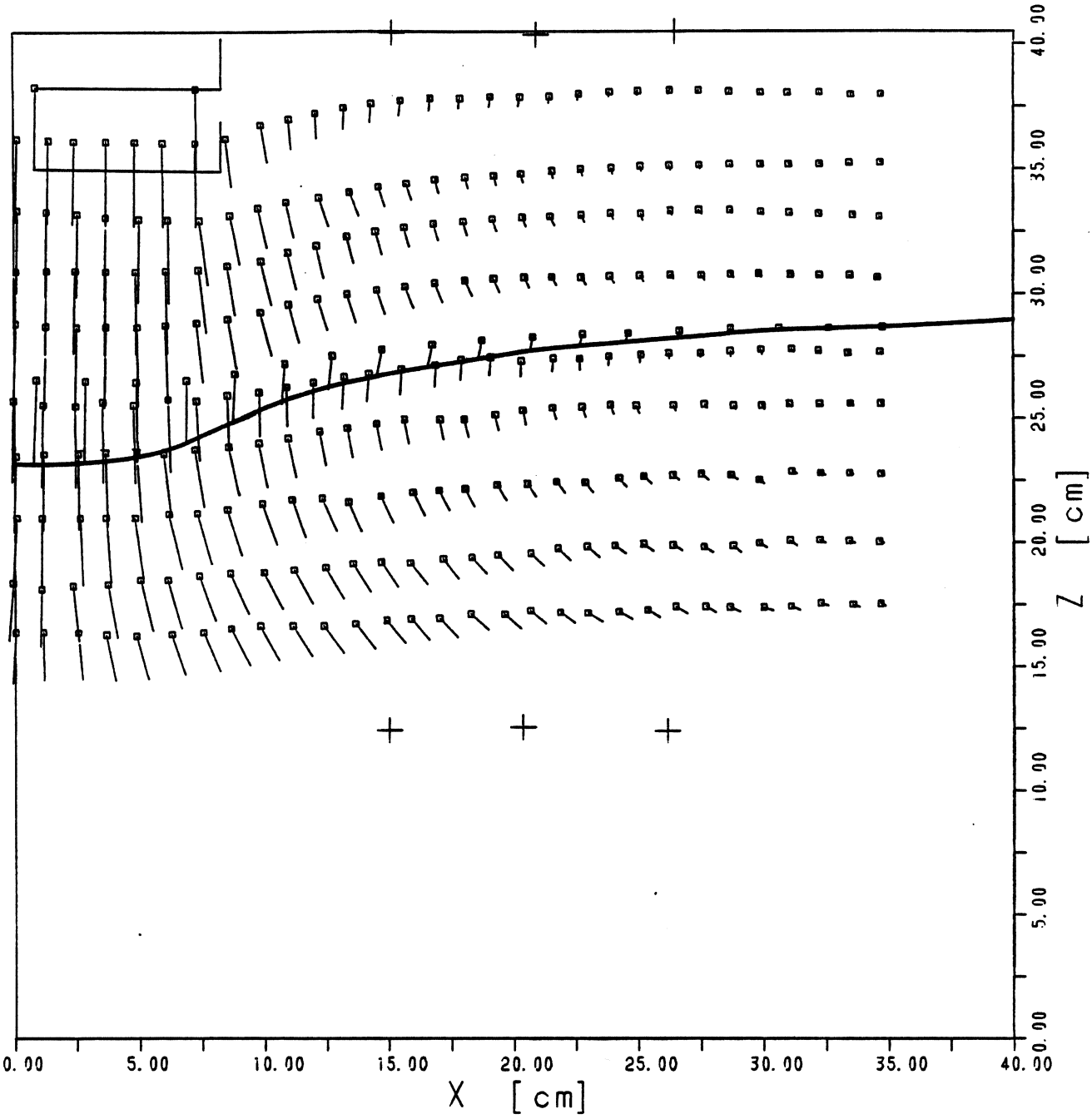

fig. A.7.3.8 - Déplacements partiels CLSNT02.06 - CLSNT02.09
Charge plaque 58.5 (kN/m^2)

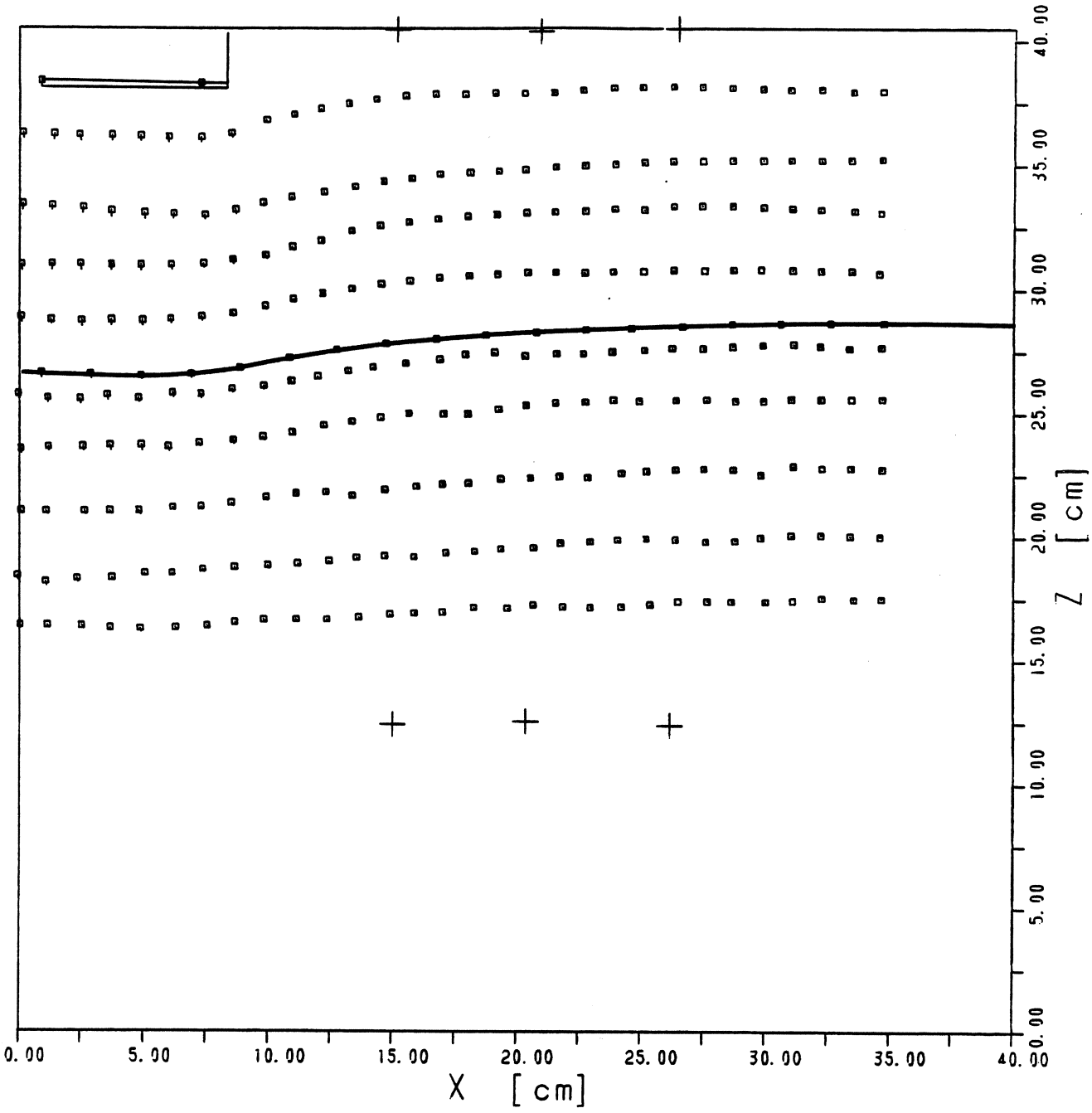

fig. A.7.3.7 - Déplacements partiels CLSNT02.05 - CLSNT02.06
Charge plaque 29.3 (kN/m^2)

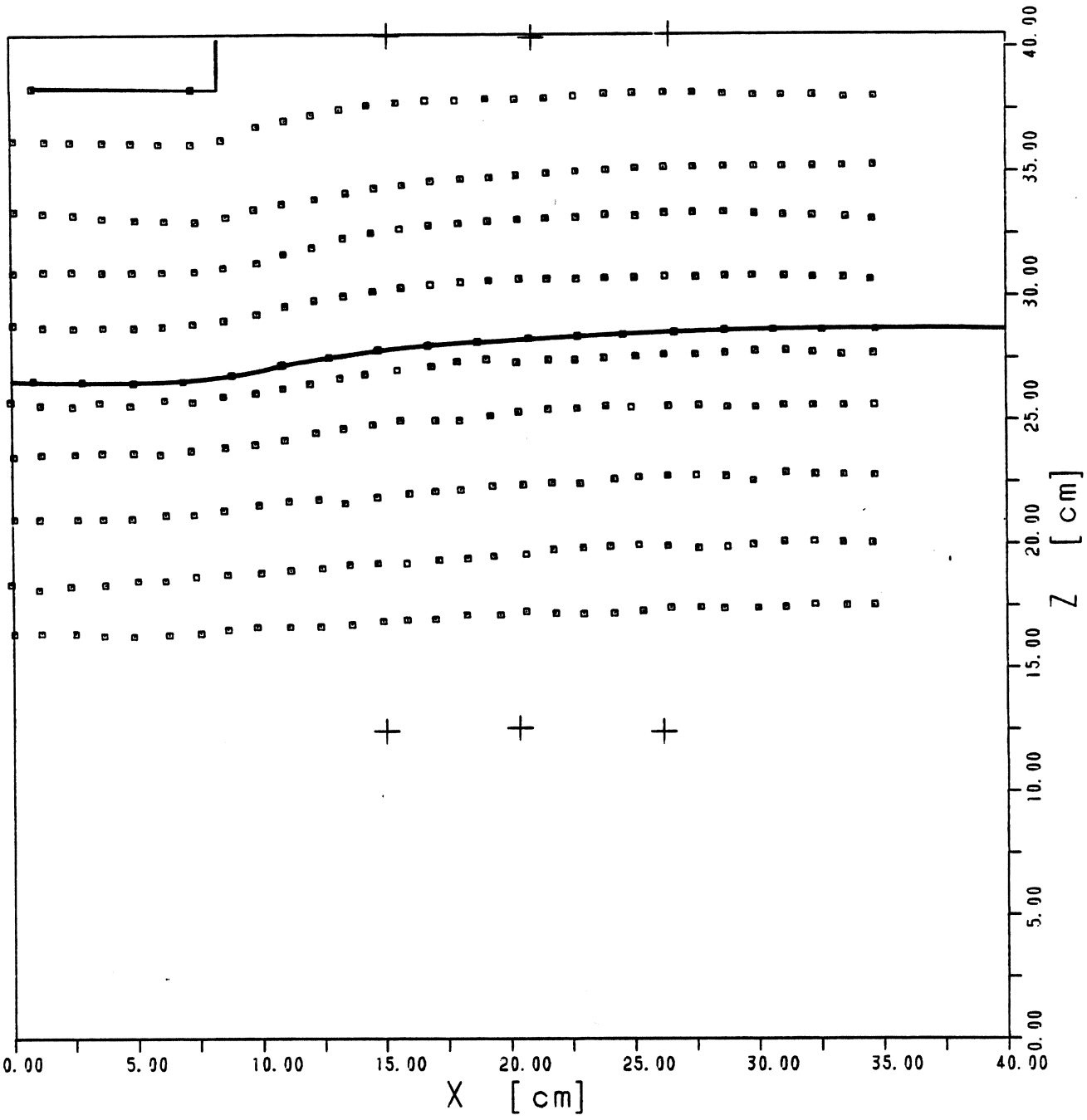

fig. A.7.3.6 - Déplacements partiels CLSNT02.04 - CLSNT02.05
Décharge

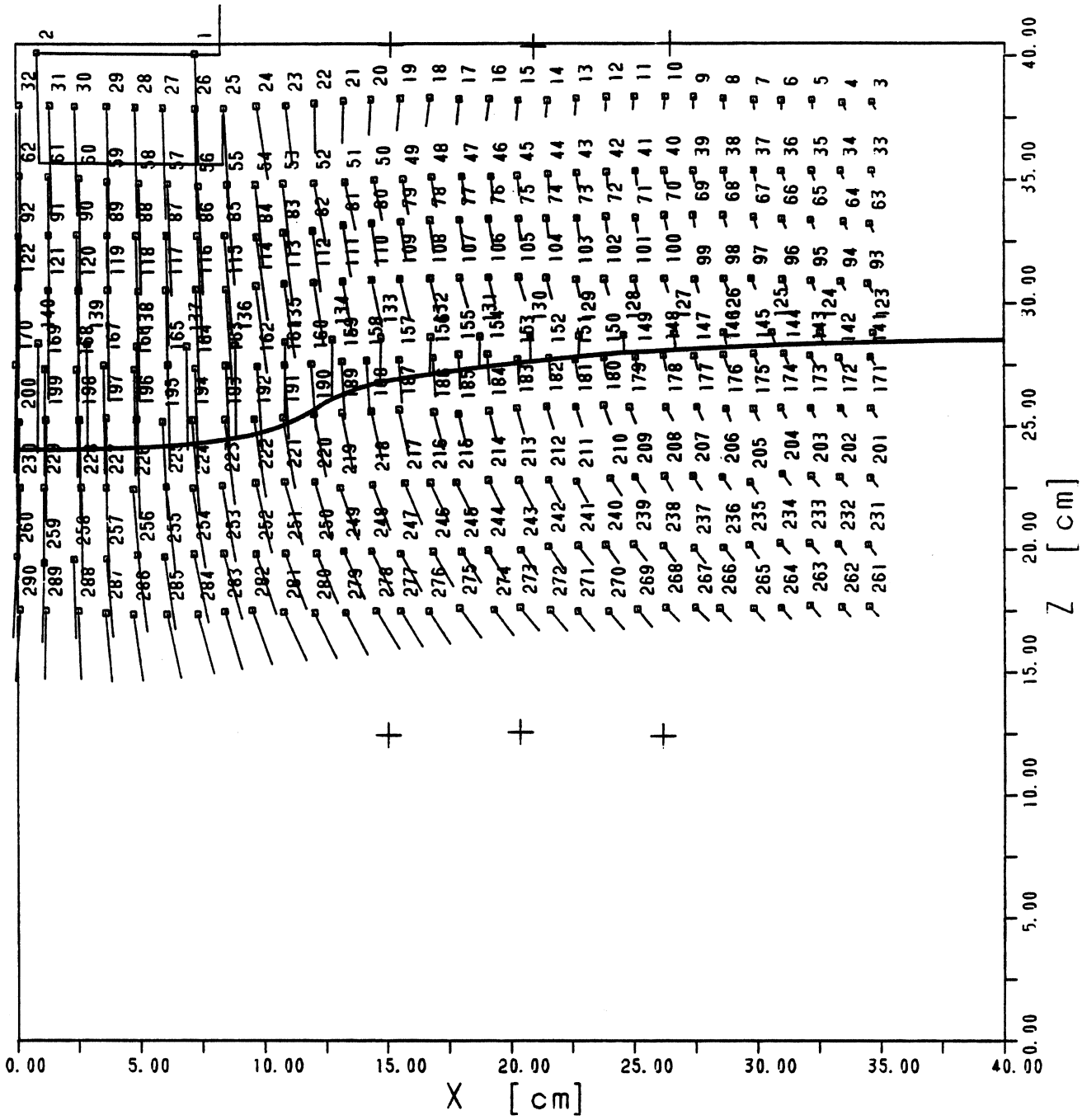

fig. A.7.3.5 - Déplacements partiels CLSNT02.00 - CLSNT02.04
Charge plaque 29.2 (kN/m^2)

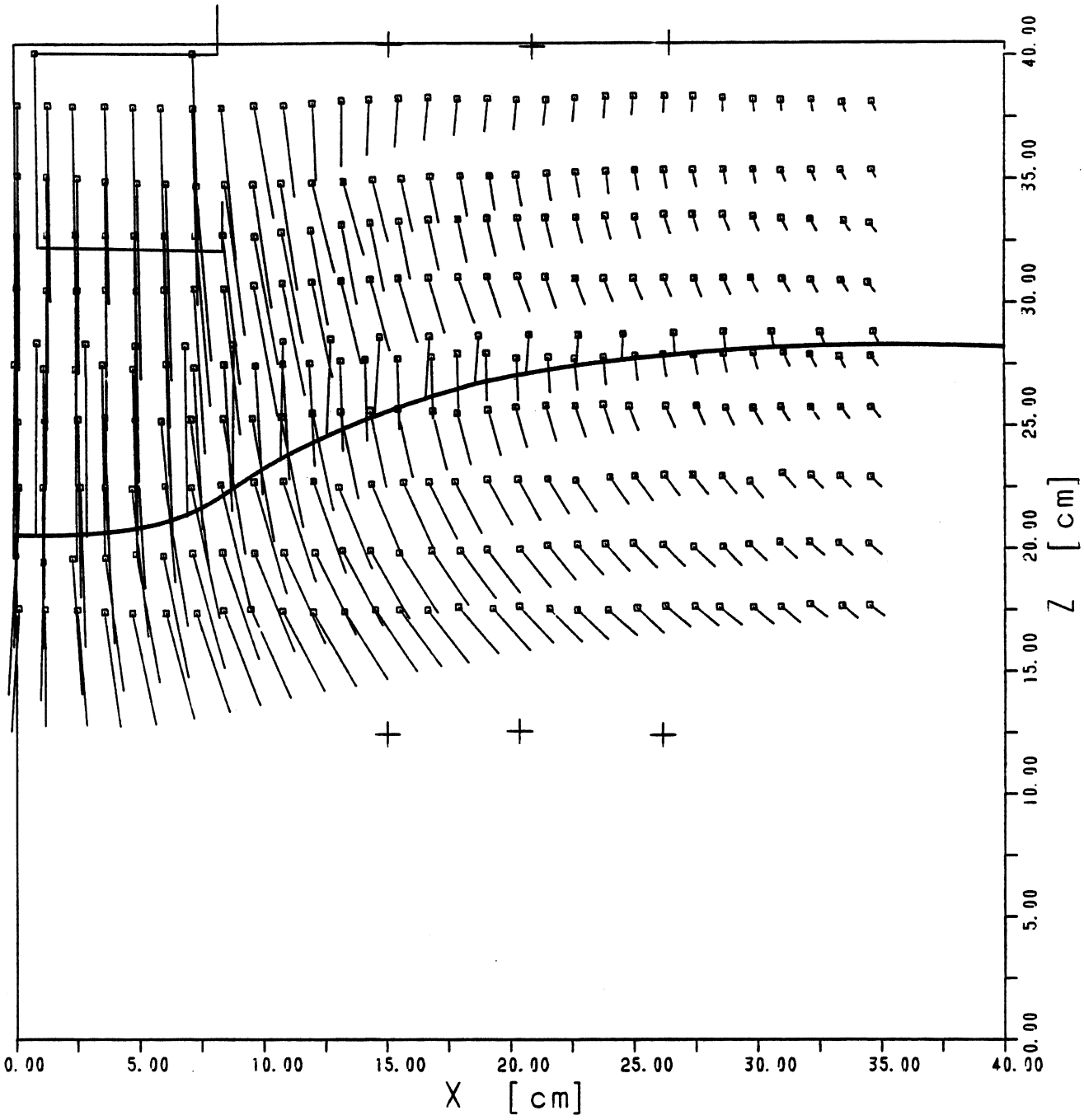

fig. A.7.3.4 - Déplacements cumulatifs CLSNT02.00 - CLSNT02.09
Charge plaque 58.5 (kN/m^2)

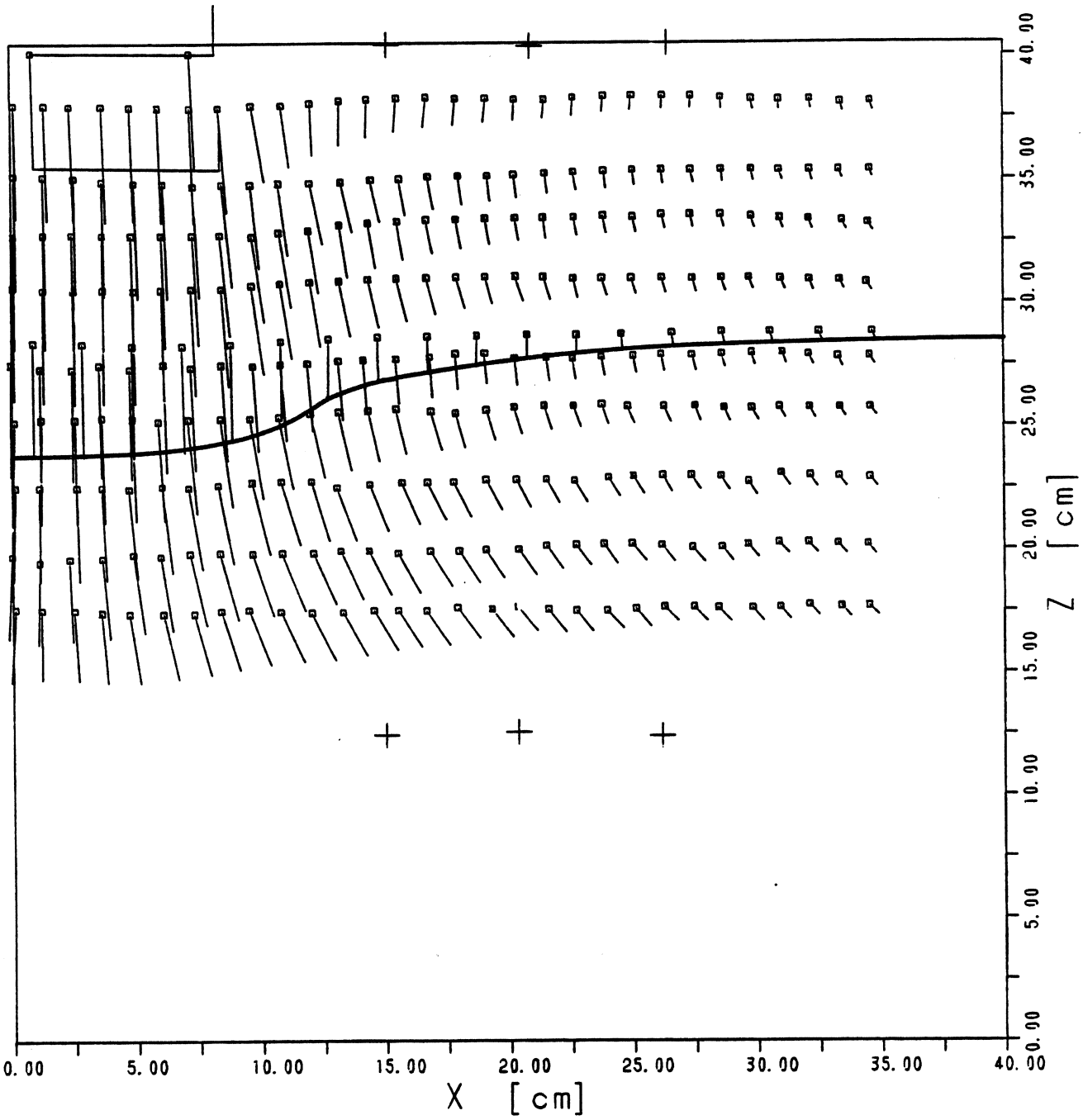

fig. A.7.3.3 - Déplacements cumulatifs CLSNT02.00 - CLSNT02.06
Charge plaque 29.3(kN/m^2)

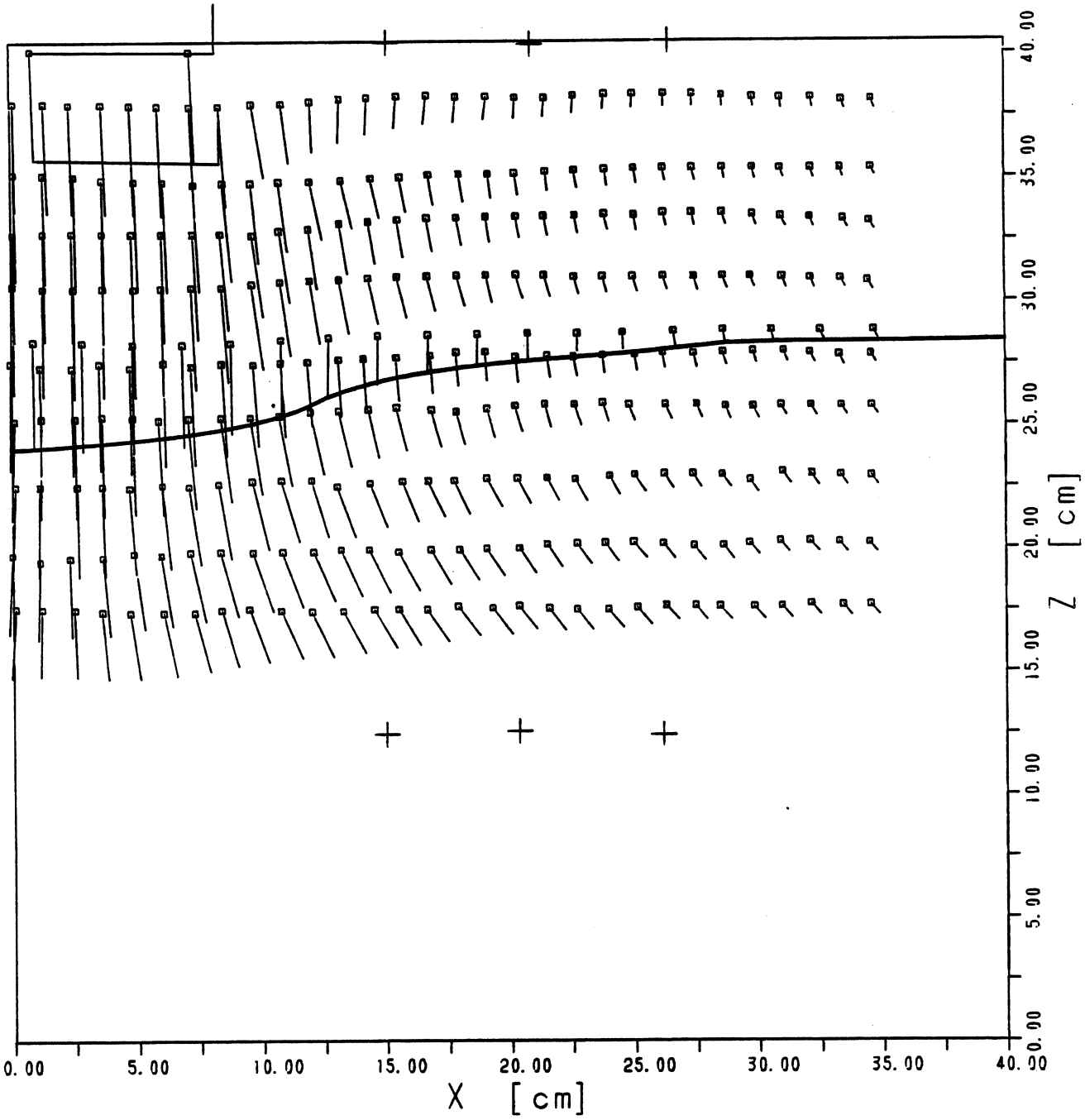

fig. A.7.3.2 - Déplacements cumulatifs CLSNT02.00 - CLSNT02.05 Décharge

A.7.3 ESSAI CLSNT02: géotextile non tissé, ancré

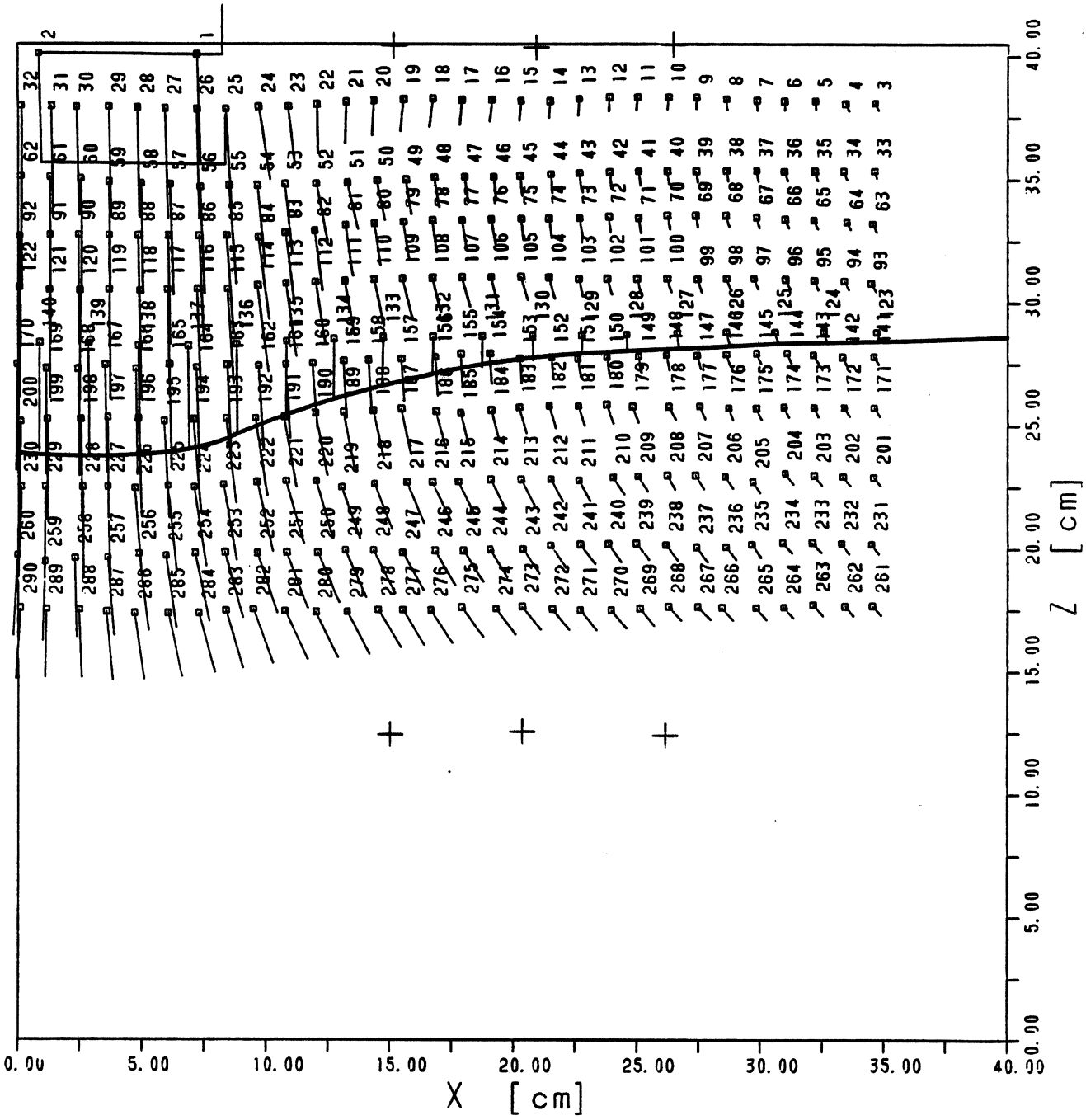

fig. A.7.3.1 - Déplacements cumulatifs CLSNT02.00 - CLSNT02.04
Charge plaque 29.2 (kN/m^2)

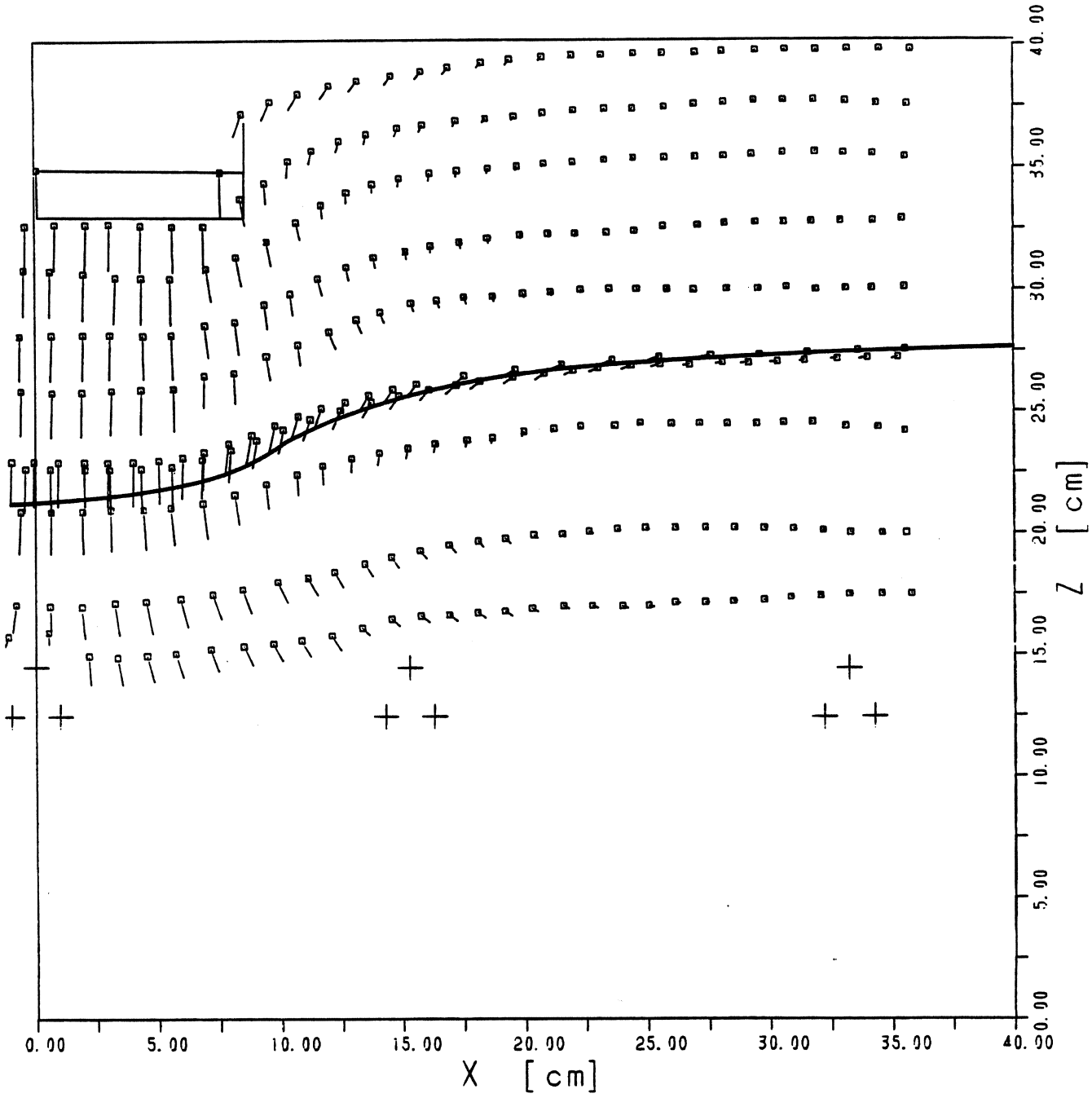

fig. A.7.2.10 - Déplacements partiels CLSNT01.07 - CLSNT01.13
Charge plaque 96.3 (kN/m^2)

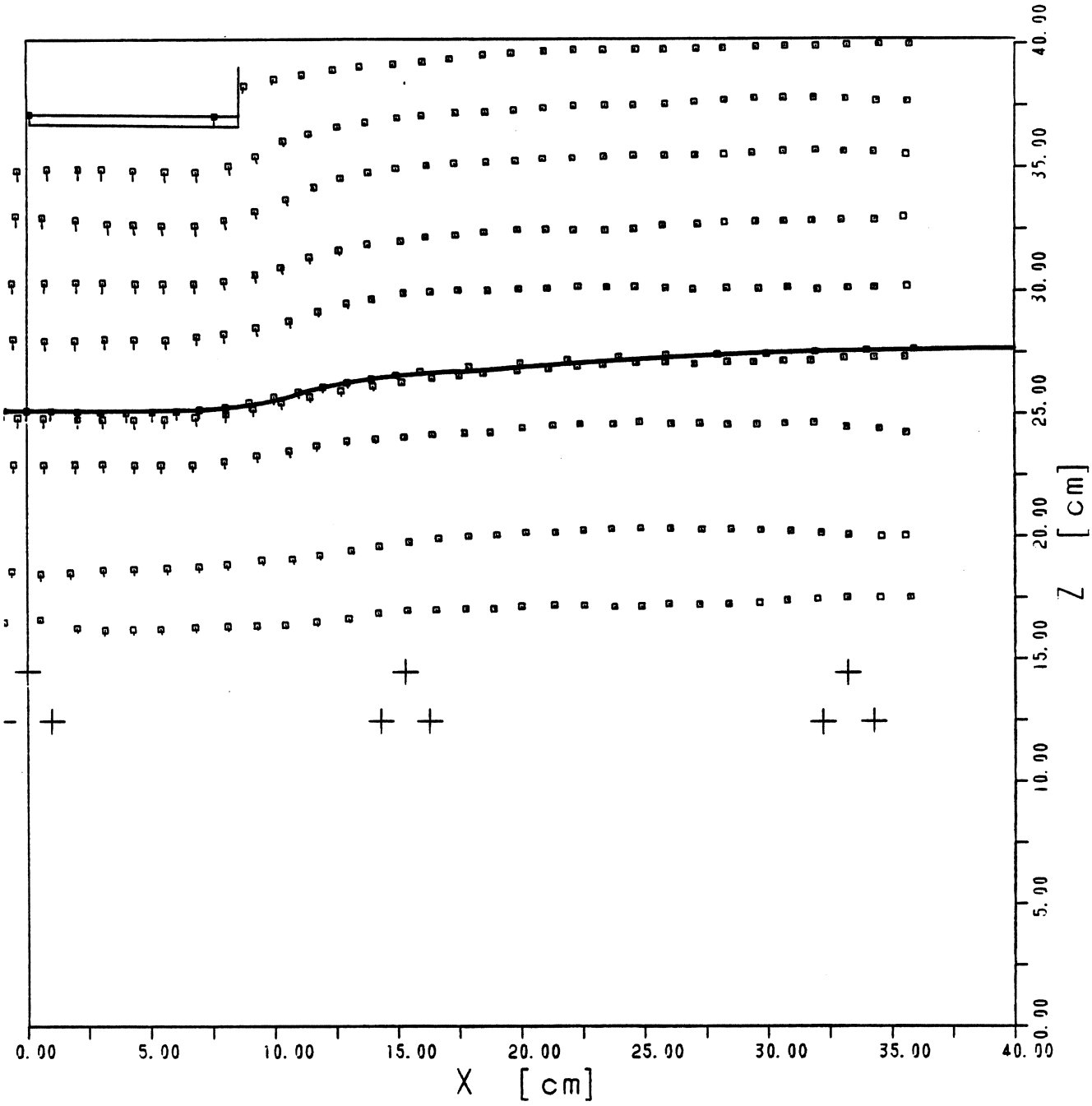

fig. A.7.2.9 - Déplacements partiels CLSNT01.05 - CLSNT01.07
Charge plaque 26.5 (kN/m^2)

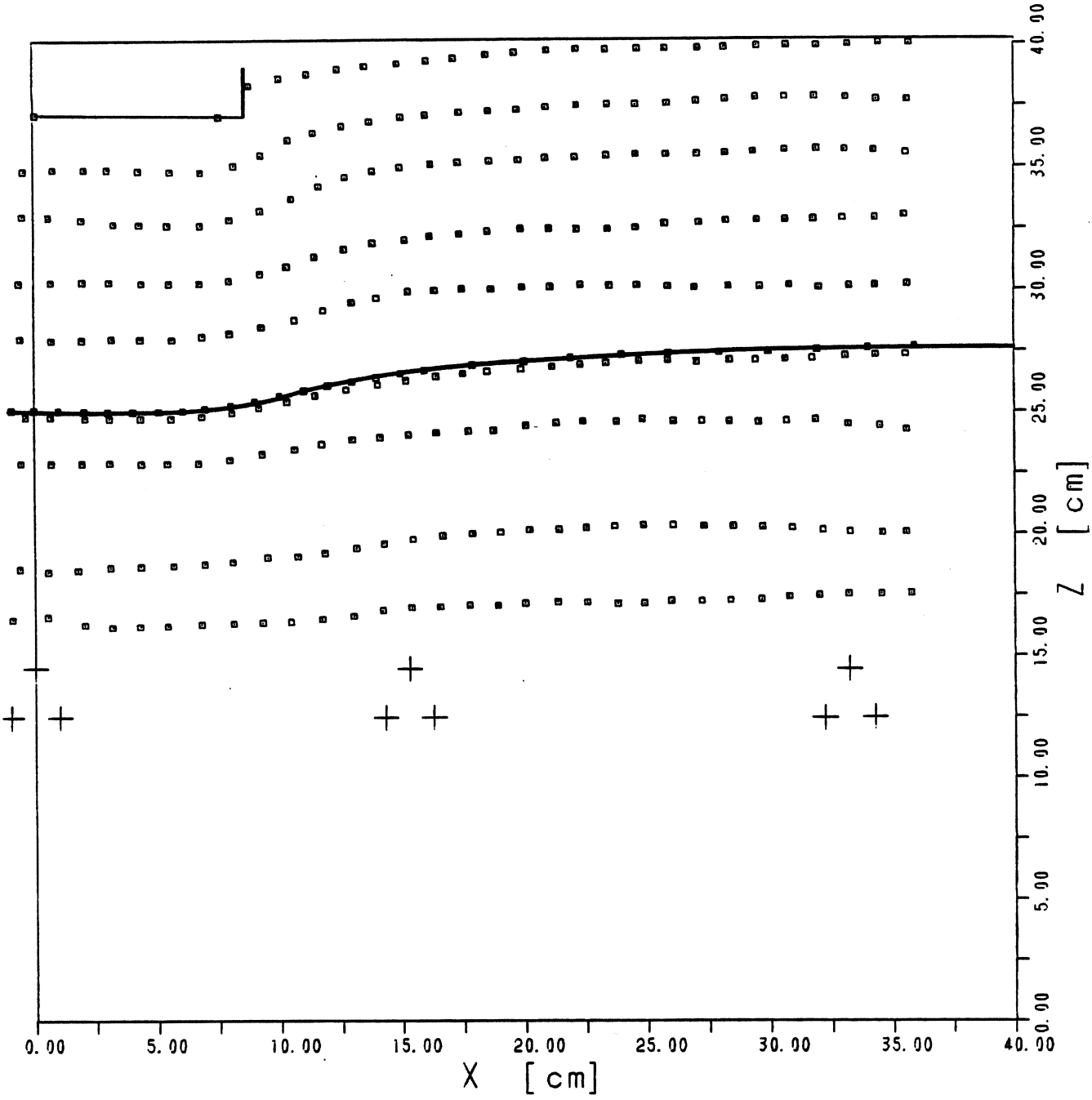

fig. A.7.2.8 - Déplacements partiels CLSNT01.04 - CLSNT01.05
Décharge

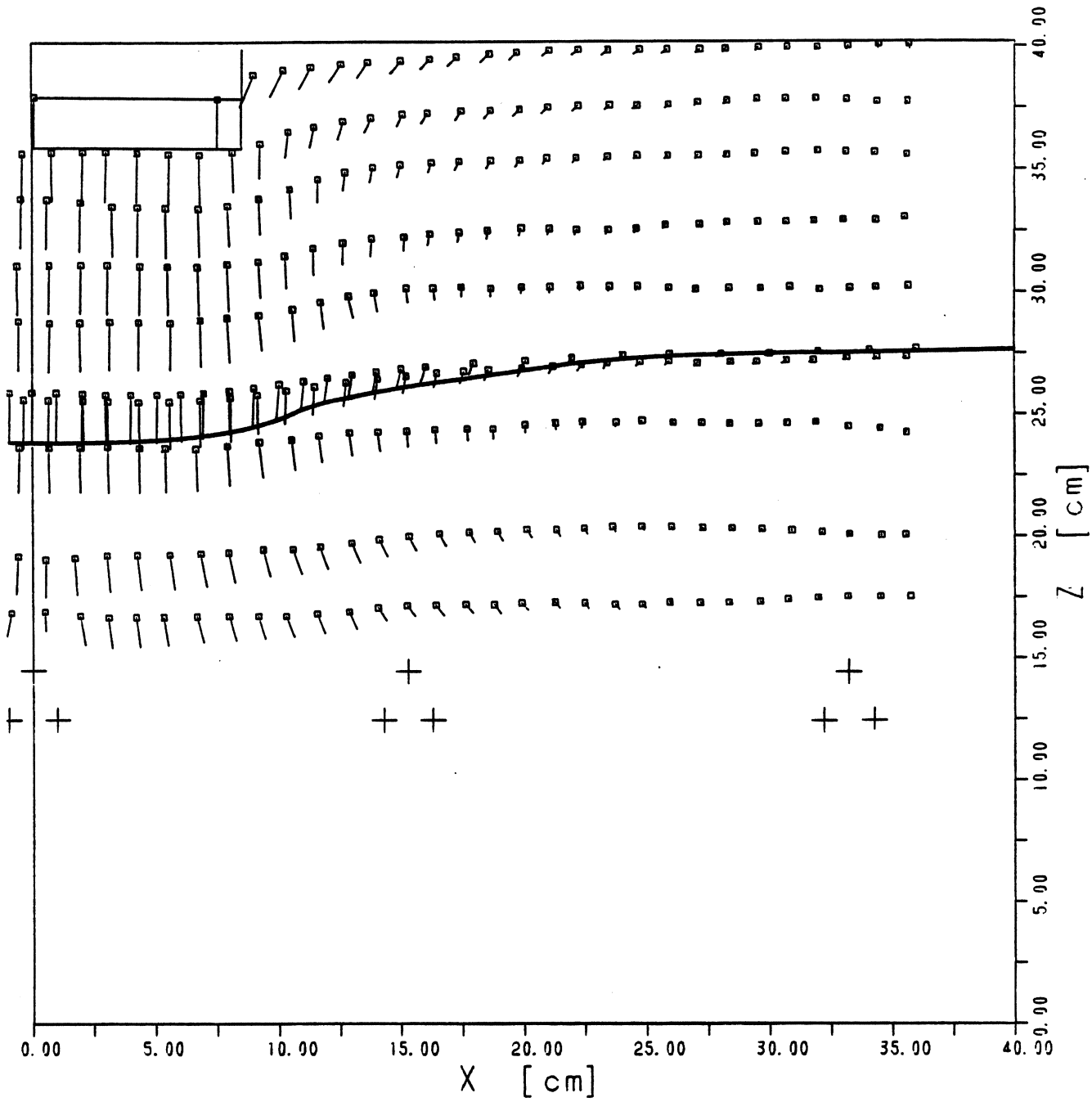

fig. A.7.2.7 - Déplacements partiels CLSNT01.02 - CLSNT01.04
Charge plaque 26.3 (kN/m^2)

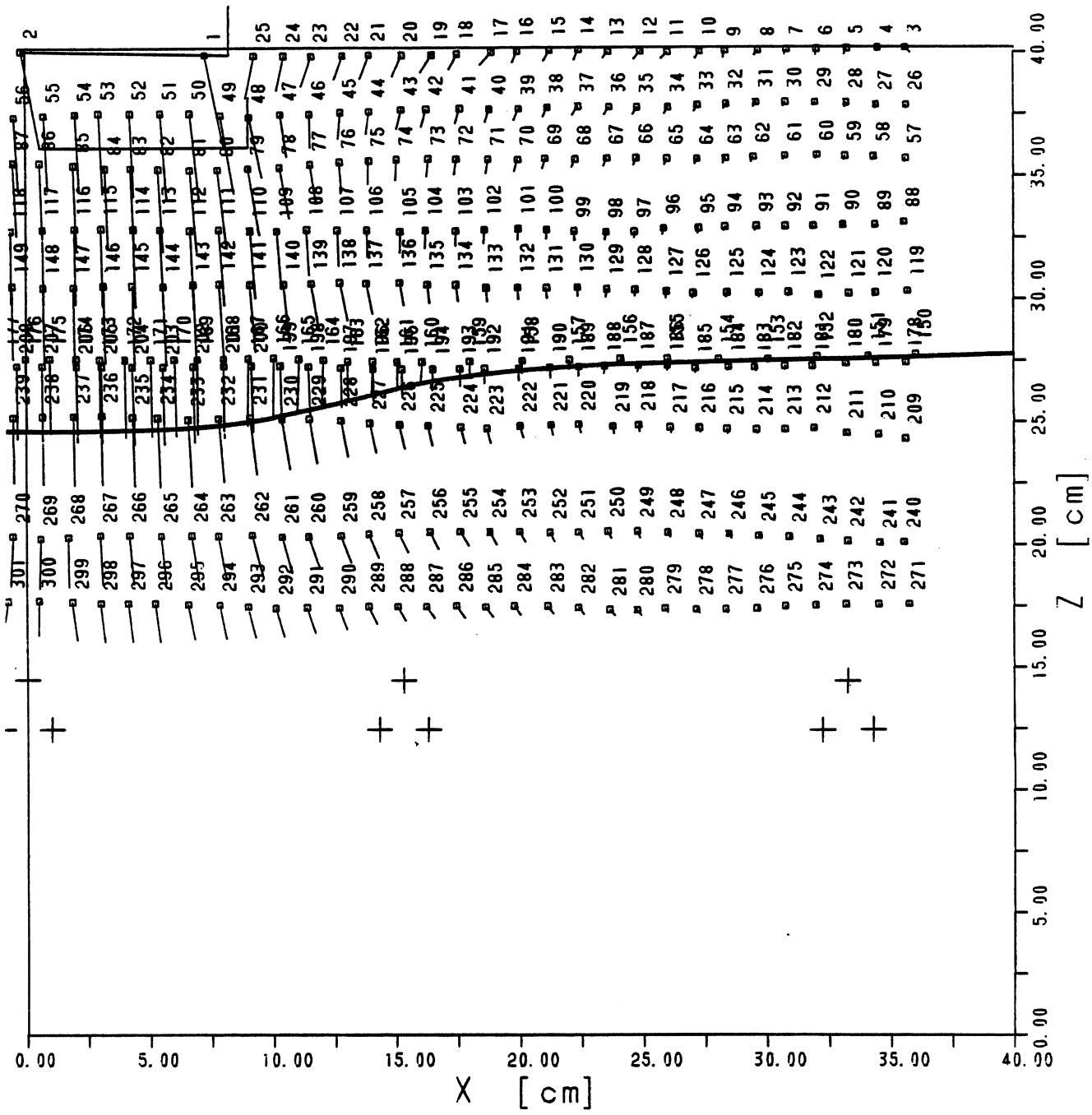

fig. A.7.2.6 - Déplacements partiels CLSNT01.01 - CLSNT01.02
Charge plaque 12.3(kN/m^2)

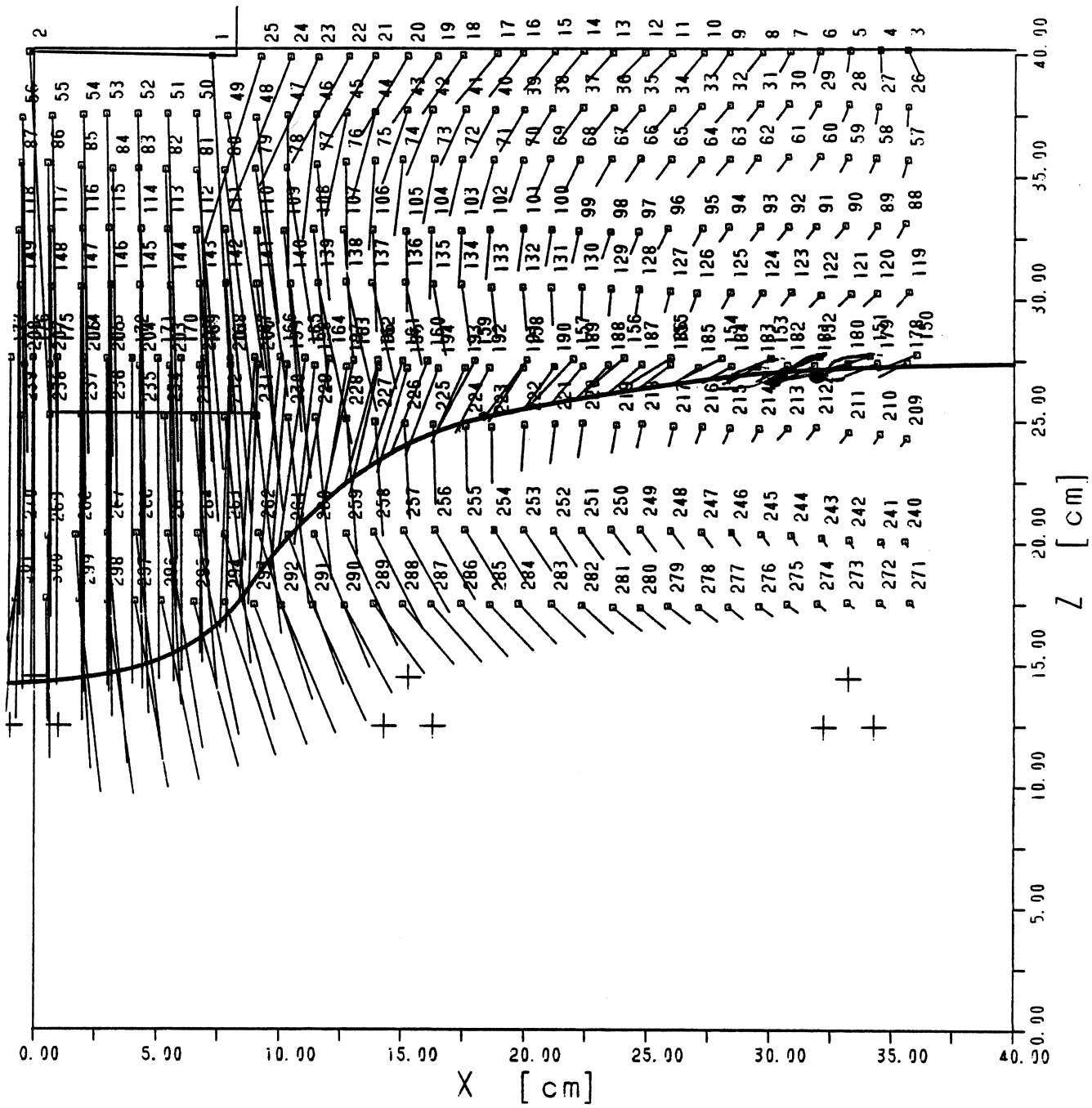

fig. A.7.2.5 - Déplacements cumulatifs CLSNT01.01 - CLSNT01.13
Charge plaque 93.7 (kN/m^2)

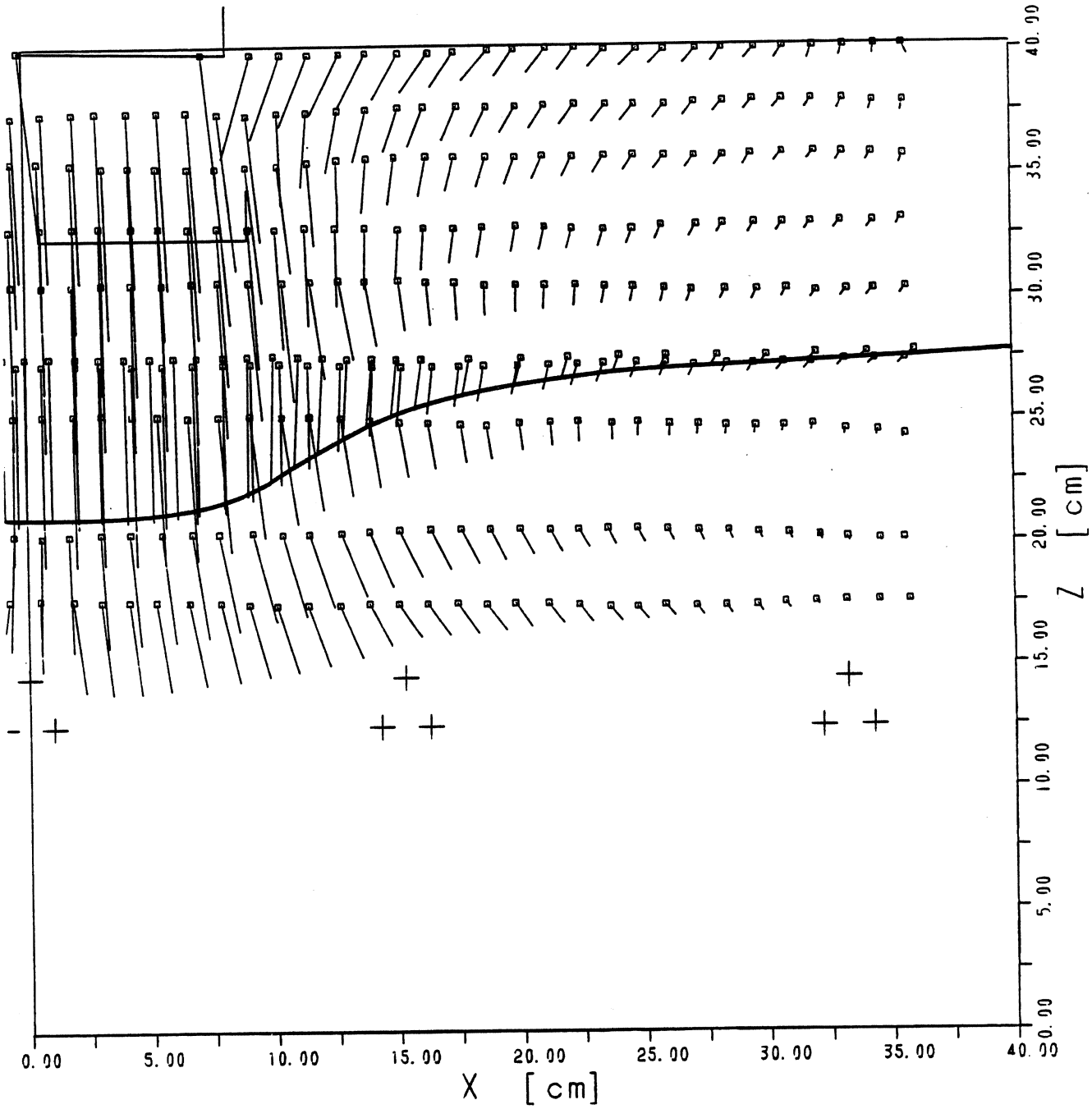

fig. A.7.2.4 - Déplacements cumulatifs CLSNT01.01 - CLSNT01.07
Charge plaque 26.5(kN/m^2)

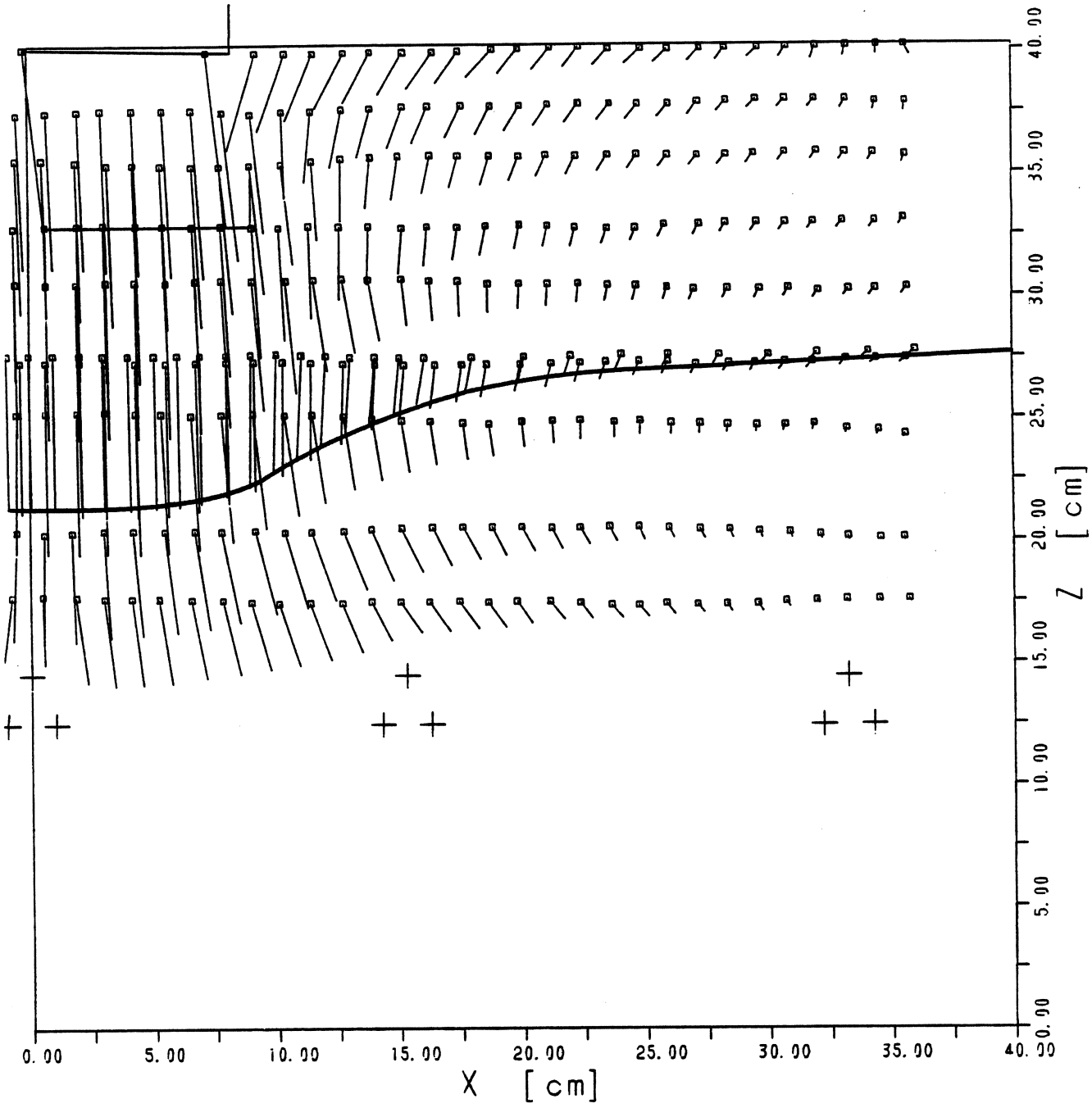

fig. A.7.2.3 - Déplacements cumulatifs CLSNT01.01 - CLSNT01.05
Décharge