

# Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten

**Philippe MESTAT**  
Directeur de recherche  
Chef de la section Rhéologie et modélisation des sols  
Division Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur

**Nasser ARAFATI**  
Docteur ENPC  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

## RÉSUMÉ

Cet article présente la modélisation par la méthode des éléments finis du fonctionnement d'un rideau de palplanches instrumenté, construit dans un site sableux à Hochstetten près de Karlsruhe (Allemagne). Après une présentation des principes de modélisation des écrans de soutènement et des considérations sur la validation des modèles numériques, le site expérimental et les phases de construction du rideau de palplanches sont décrits et commentés. Les hypothèses de modélisation et les valeurs des paramètres de calcul sont déduites des données géotechniques disponibles. Deux lois de comportement ont été choisies pour représenter le comportement du sable : une loi élastoplastique parfaite avec un critère de Mohr-Coulomb et une loi élastoplastique avec écrouissage (modèle de Nova, version 1982). Les calculs présentés ont été réalisés *a posteriori* avec le logiciel CESAR-LCPC, mais sans recalage des paramètres à partir des mesures réalisées sur l'ouvrage.

**MOTS CLÉS :** 42 - *Éléments finis (méthode) - Comportement - Calcul - Mur de palplanche - Modèle numérique - Loi - Élastoplasticité - Sable - Expérimentation.*

## Introduction

La modélisation du fonctionnement des écrans de soutènement constitue un problème complexe d'interaction sol-structure. De très nombreux facteurs entrent en ligne de compte et, malgré des résultats encourageants, le calcul par éléments finis n'a pas encore véritablement fait ses preuves pour ce type d'ouvrages, contrairement au cas des ouvrages souterrains. Aussi est-il encore loin de concurrencer, ou simplement compléter, les méthodes traditionnelles de calcul (équilibre limite, modules de réaction).

Il convient donc de poursuivre la démonstration de la capacité des éléments finis et des lois de comportement des sols à prédire le fonctionnement des ouvrages de soutènement. Pour cela, il n'existe qu'une seule manière de procéder : réaliser des expérimentations en vraie grandeur et comparer les comportements calculés et observés. De nombreuses études ont déjà été réalisées dans le passé, mais la plupart concernaient des analyses *a posteriori* et n'avaient donc aucun caractère prévisionnel. Aussi, l'expérimentation menée par l'Université de Karlsruhe en 1993 fut-elle une excellente initiative pour aider à la validation des modèles numériques. Le succès du concours international de prévision organisé à cette occasion témoigne de l'intérêt des modélisateurs et des ingénieurs pour la confrontation des modèles sur des cas documentés et sur des expérimentations maîtrisées.

De telles validations sont également des enjeux d'importance pour le développement des lois de comportement évoluées (élastoplasticité avec écrouissage, notamment), censées décrire les principaux aspects du comportement observé sur des volumes élémentaires de sol. La mise en œuvre de ces lois, qui devraient permettre de mieux décrire le comportement des ouvrages réels, n'est pas toujours aisée et leur apport n'est pas forcément évident, sans des études longues et rigoureuses concernant les principaux types d'ouvrages de géotechnique (fondations, remblais, tunnels, soutènements, sols renforcés).

### Expérimentations concernant les ouvrages de soutènement

D'une manière générale, les expérimentations menées pour comprendre le fonctionnement des ouvrages de géotechnique peuvent être classées en trois catégories :

- *les essais sur modèles d'ouvrages en laboratoire* : modèles centrifugés ou non ;
- *les essais sur ouvrages reconstitués* à une échelle légèrement réduite ou en vraie grandeur : stations d'essais sur massif de sol homogène où les expérimentateurs cherchent à contrôler le maximum de paramètres concernant le sol ;
- *les essais en vraie grandeur et en conditions réelles* : expérimentations de chantier avec toutes les variabilités habituelles, même si l'on cherche toujours à privilégier les terrains les plus homogènes.

Les essais les plus recherchés par les modélisateurs pour la validation de leur modèle sont évidemment les essais de la troisième catégorie. Le tableau I regroupe les quelques expérimentations sur sites sableux disponibles dans la littérature.

La plupart de ces expérimentations ont donné lieu à des modélisations numériques *a posteriori*.

### Modèles numériques pour les ouvrages de soutènement

La modélisation par éléments finis du fonctionnement d'un ouvrage de soutènement comporte essentiellement quatre parties :

- *estimation de l'état des contraintes et de l'état hydraulique* existant dans le sol avant la construction de l'ouvrage. Ces états peuvent résulter de calculs supposés reproduire la formation du massif de sol ou d'une initialisation des contraintes effectives et des pressions interstitielles lorsque les terrains sont disposés en couches horizontales ;

- *installation du mur ou de l'écran*, avec éventuellement la prise en compte du phasage des travaux (excavations, pression de boue, coulage du béton, remblaiement, etc.). Pour les écrans, le battage et le fonçage sont très difficiles à modéliser. Aussi est-il souvent supposé que l'installation de l'écran ne perturbe pas les propriétés du sol. Cependant, pour les parois moulées, il est possible de simuler approximativement la mise en œuvre sous pression de boue. Pour leur part, les renforcements (tirants et butons) ne posent pas de problème particulier pour la modélisation ;

- *excavations et/ou remblaiements devant le soutènement* suivant les particularités du site, du projet ou de la technique de construction adoptée ;

- *mise en chargement progressive de l'ouvrage* : il s'agit d'appliquer les charges permanentes, les sollicitations en phase de service ou toute autre construction réalisée derrière l'ouvrage de soutènement.

Les modélisations des deuxième et troisième parties sont presque toujours mises en œuvre en plusieurs calculs successifs afin de représenter le phasage de construction. Chaque phase peut aussi être réalisée en plusieurs incréments pour faciliter la résolution en comportement non linéaire. Dans le cas des rideaux de palplanches, le tableau II décrit les caractéristiques des modèles à considérer pour effectuer une modélisation par éléments finis. Un ouvrage de soutènement est ainsi le lieu de multiples interactions entre des groupes de structures qui sont plus ou moins liées entre elles (mur, écran, renforcements, corps et tête d'ancrage, scellement et autres dispositifs complémentaires) et le massif de sol environnant.

### Validation d'une modélisation numérique d'écran de soutènement

#### Critères de validation pour les modèles d'écran de soutènement

La validation d'un modèle de fonctionnement d'écran est réalisée en comparant les résultats de la modélisation avec les mesures des grandeurs suivantes effectuées à diverses étapes significatives de l'expérimentation :

- déplacements du sol (soulèvement du fond de fouille, tassement en surface derrière le soutènement) ;
- déplacements horizontaux et verticaux du soutènement ;
- déformations relatives du matériau constituant le soutènement (métal, béton) ;
- efforts et moments fléchissants dans la structure du soutènement, tensions d'ancrage, forces dans les butons ;

**TABLEAU I**  
**Expérimentations de soutènement dans des milieux essentiellement sableux**

Références	Site	Type de sol	Caractéristiques du soutènement
Peck (1969)	Buffalo (USA)	Sable lâche sur une épaisseur de 5,5 m. Puis, sable dense et gravier.	Paroi de type berlinoise. H = 11 m ; D = 15 m ; 2 niveaux d'ancrage.
Bauer (1975)	London (Canada)	Sable moyennement dense sur une épaisseur de 10 m. Puis, sable dense.	Rideau de palplanches. H = 15 m ; D = 17,70 m ; 2 niveaux d'ancrage.
Gysi et al. (1977)	Zurich (Suisse)	Sable fin sur une épaisseur de 3 m (avec 5 à 10 % d'argile). Puis, sable fin et gravier.	Paroi moulée d'épaisseur 0,80 m. H = 15,50 m ; D = 24 m ; 1 niveau de tirants et risberme.
Blivet et al. (1981)	Le Havre (France)	Sable fin à graveleux sur une épaisseur de 31 m. Puis, 4 m de limon et en-dessous des sables et des graves.	Paroi moulée d'épaisseur 1,20 m. H = 16,50 m ; D = 24,50 m. 1 niveau de tirants inclinés à 21°, e = 1,20 m.
Gigan (1984)	Puteaux (France)	Remblais anciens sur 5 m ; alluvions modernes et anciennes sur 10 m (sables et graviers en majorité). Fausses glaises argileuses en dessous.	Rideau de palplanches. H = 11 m ; D = 18,50 m ; L = 670 m. 1 niveau de tirants inclinés à 20°, e = 2 m.
Monnet et al. (1985)	Lyon (France)	Alluvions sableuses et graviers sur une épaisseur de 20 m.	Paroi moulée d'épaisseur 0,42 m. H = 10,75 m ; D = 22 m ; B = 9 m. 1 niveau de butons.
Day et Potts (1991)	Hertfordshire (Grande-Bretagne)	3 m de remblai près de la surface, puis des sables et graviers sur 20 m d'épaisseur.	Rideau de palplanches. H = 9,30 m ; D = 13 m ; B = 20 m. 1 niveau de tirants inclinés, e = 3,05 m.
Ou et Lai (1994)	Taipei (Taiwan)	Sable limoneux sur 12 m d'épaisseur. Puis, argile limoneuse sur 12 m et sable limoneux sur 26 m.	Paroi moulée d'épaisseur 0,70 m ; H = 13,20 m ; D = 28 m ; L = 32,6 m. 4 niveaux de butons temporaires.
von Wolfersdorff (1994)	Karlsruhe (Allemagne)	Sable silteux sur 2 m d'épaisseur. Puis, sable moyennement compact.	Rideau de palplanches. H = 5 m ; D = 6 m ; L = 7 m ; B = 4 m. 1 niveau de butons (e = 2,4 m).

où H est la hauteur de la fouille ; D, la hauteur du soutènement ; B, la largeur de la fouille ; L, la longueur de l'ouvrage et e, l'espacement horizontal entre les tirants.

**TABLEAU II**  
**Caractéristiques des modèles pour la simulation d'un rideau de palplanches**

Type de modèle	Caractéristiques du modèle
Modèle pour le rideau	Le matériau (généralement de l'acier) est le plus souvent supposé élastique, linéaire et isotrope, et représenté par des éléments finis de massif ou de structure (plaques, coques, poutres). Dans le cas d'une représentation avec des éléments de massif, une épaisseur équivalente est calculée en faisant l'hypothèse de la conservation des rigidités en flexion et en traction.
Modèle pour l'installation du rideau	Des modèles approchés ont été proposés pour simuler les effets du battage ou du fonçage (contraintes résiduelles dans les palplanches, remaniement du sol, dégradations des propriétés mécaniques, déformée initiale des palplanches). Faute d'information précise, ce type de modèle est rarement pris en compte et cette étape négligée dans le phasage des travaux. Le rideau est donc supposé en place et en équilibre avec l'état de contraintes initial du massif de sol.
Modèles de renforcement	Les <i>butons</i> peuvent être représentés par des conditions de déplacements imposés, des forces, des éléments de barre ou de ressort. Les <i>tirants</i> sont pris en compte par des éléments de barre ou de ressort. En déformation plane, un modèle de barres (ou d'éléments de massif) utilisé pour simuler un tirant doit aussi assurer la continuité de mouvement du sol de part et d'autre du renforcement. Des éléments finis spéciaux sont alors nécessaires autour des éléments de barre, sans cela ces renforcements agiraient comme une plaque coupant le massif de sol en deux parties distinctes.
Modèle de charge appliqué aux structures et au sol	Forces équivalentes pour la simulation des excavations. Mise en place progressive des renforcements (poids, précontrainte). Poids volumique des sols d'apport pour la simulation des remblaiements. Prise en compte des effets d'un écoulement autour de l'ouvrage par un champ de pressions. Charges de service transmises au niveau de la surface par des structures voisines (intensité, distribution spatiale et temporelle, périodicité, etc.).
Modèle de sol ou de roche	Milieu continu homogène ou hétérogène, isotrope ou anisotrope. Comportement du sol : élastoplasticité, viscoplasticité, poroviscoplasticité.
Modèle d'interaction sol-structure	Frottement de Coulomb. Éléments de joint avec un matériau de remplissage (cas des massifs rocheux). Éléments d'interface sans épaisseur (sols, interactions entre des structures). Bande très mince d'éléments de massif avec un critère de Coulomb dans la direction de l'interface.

- > pression du sol sur le parement à l'aval et à l'amont ;
- > pressions interstitielles autour du soutènement.

Ces multiples comparaisons constituent autant de critères de validation pour les modèles d'éléments finis. Toutefois, il est rare qu'un modèle donne d'excellents résultats pour l'ensemble des critères. Les comparaisons sont alors globalement satisfaisantes, avec des concordances plus ou moins bonnes selon les types de modélisations, les paramètres adoptés et les phases de calcul analysés.

### Problématique de la validation

La validation d'un modèle d'ouvrage est un problème fort compliqué, car de nombreux facteurs d'incertitude interviennent tant au niveau de la modélisation adoptée qu'au niveau de l'instrumentation et du choix du site expérimental (tableau III).

À cause de ces nombreuses incertitudes, les expérimentations de référence utilisables à des fins de validation des calculs par éléments finis demeurent très rares dans le domaine des soutènements. La complexité de la construction de ces ouvrages, l'influence du phasage des travaux (battage, fonçage, etc.), les conditions hydrauliques, ou encore le comportement véritablement tridimensionnel (hétérogénéité, tirants, butons, dimensions finies des fouilles) sont autant de problèmes qui empêchent de bien maîtriser les conditions d'une expérimentation et de faciliter des confrontations entre les résultats des modèles bidimensionnels, que l'on peut seulement envisager à l'heure actuelle, et le comportement observé. De plus, une telle validation nécessite des essais de laboratoire en nombre suffisant pour caractériser le sol et déterminer les paramètres des lois de comportement.

Les expérimentations (tableau I) sont loin de vérifier toutes ces conditions. En revanche, l'expérimentation de l'université de Karlsruhe a été menée avec un grand soin, de manière à réduire au maximum ces facteurs d'incertitude.

### Expérimentation du rideau de palplanches de Hochstetten

En 1993, sur le site de Hochstetten, l'université de Karlsruhe en Allemagne a réalisé une expérimentation en vraie grandeur, qui consistait à creuser une fouille devant un rideau de palplanches butonné dans un milieu sableux et à solliciter le rideau jusqu'à l'équilibre limite. La quantité et la qualité des essais et mesures réalisés en laboratoire et *in situ* en font un bon exemple pour la validation d'une modélisation par éléments finis.

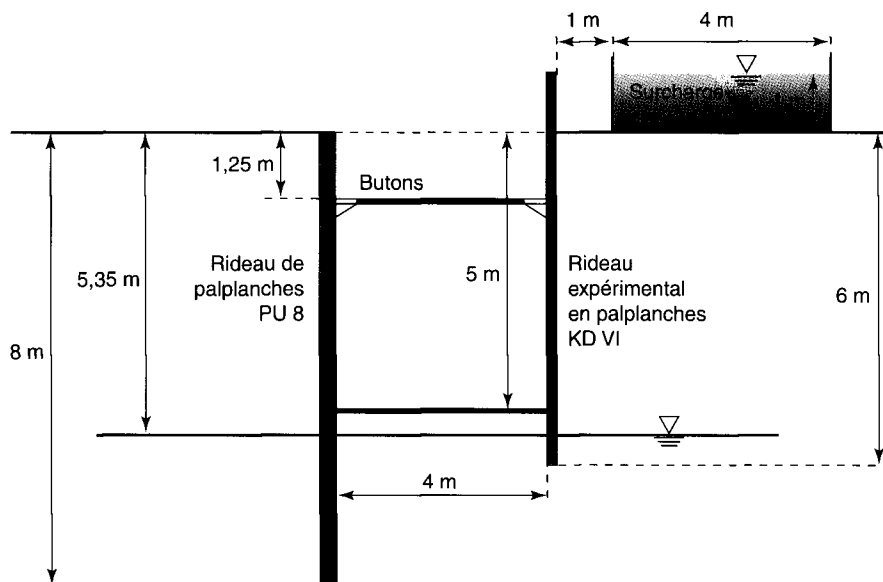
### Présentation de l'expérimentation

L'expérimentation concerne un rideau de palplanches de type « KRUPP KD VI » de 7 m de longueur (rideau expérimental), installé par vibrofonçage jusqu'à 6 m de profondeur dans un massif de sol sableux non saturé et soutenu par un niveau de butons (von Wolffersdorff, 1994). Ce rideau expérimental assure le soutènement d'une des parois longitudinales d'une fouille rectangulaire (de longueur 7 m et de largeur 4 m), dont la profondeur atteint 5 m à la fin de la construction (fig. 1). Les butons, au nombre de trois, sont espacés de 2,4 m sur une longueur totale de 7 m.

Un second rideau de palplanches de type « ARBED PU 8 » de 8 m de profondeur constitue le soutènement de la paroi opposée et l'écran de réaction pour les butons. La fiche et l'inertie de ce rideau ont été choisies de manière à ce qu'il ne subisse aucun déplacement appréciable au cours de l'expérimentation.

TABLEAU III  
Principaux facteurs d'incertitude dans la problématique de validation

Incertitudes liées à la modélisation	Incertitudes liées à l'expérimentation
Hypothèse d'un milieu continu et de matériaux saturés, homogénéisation de certaines couches Simplification de la géométrie et hypothèse de la déformation plane ou axisymétrique Hypothèses sur les discontinuités Type d'éléments et finesse du maillage Choix des lois de comportement Détermination des paramètres mécaniques à partir des essais en place et en laboratoire Variabilité des paramètres Hypothèses sur l'état initial des contraintes État hydraulique (couplage ou non) Comportement d'interfaces (sol-structures) Déroulement des travaux et lois de chargement	Variabilité des propriétés des sols Représentativité des essais <i>in situ</i> Variation de la nappe phréatique Précision des mesures Positions et densité des appareils de mesure Représentativité des échantillons prélevés Types d'essais à réaliser en laboratoire (chemins de contraintes) Déroulement des travaux



**Fig. 1 -**  
Expérimentation d'un rideau de palplanches en site sableux à Hochstetten près de Karlsruhe (d'après von Wolfersdorff, 1994).

La nappe phréatique est située à la profondeur de 5,5 m. La figure 1 représente une coupe transversale de la fouille expérimentale.

L'instrumentation a consisté à mesurer la déformée du rideau, les efforts dans les butons, les tassements à la surface du sol et la pression des terres appliquée sur les deux côtés du rideau. À l'exception de quelques doutes concernant le fonctionnement des appareils de mesure de la pression des terres au début de l'expérience, les autres mesures ont été jugées satisfaisantes.

L'exécution et l'expérimentation de l'ouvrage ont comporté les étapes suivantes :

- étape 1, excavation jusqu'à une profondeur de 1,75 m ;
- étape 2, installation de trois butons espacés horizontalement de 2,4 m et situés à une profondeur de 1,25 m. Les butons sont préchargés par une force de 10 kN par buton, soit une force unitaire d'environ 4,5 kN par mètre de longueur du rideau ;
- étape 3, reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 4 m ;
- étape 4, poursuite de l'excavation jusqu'à une profondeur de 5 m. Les excavations sont réalisées en même temps que l'on agit sur le système de butonnage et de vérins à vis de manière à empêcher tout déplacement du niveau de butonnage ;
- étape 5, application d'une surcharge de 10 kPa, à la surface, sur une zone située entre 1 et 5 m derrière la tête du rideau expérimental. La surcharge est exercée par l'intermédiaire d'un bassin rempli d'eau ;

- étape 6, diminution de l'effort de butonnage par raccourcissement des butons jusqu'à l'état limite du massif de sol. Cet état est atteint lorsque les forces dans les butons demeurent approximativement constantes.

### Le concours de prévision

Suite à cette expérimentation, le Dutch Center for Civil Engineering Research and Codes (CUR) et l'Université de Karlsruhe ont organisé un concours de prévision. De nombreux organismes européens spécialisés en génie civil et en géotechnique, parmi lesquels le LCPC, y ont été associés. Quarante-trois prévisions ont été réalisées et transmises au comité d'organisation. Les techniques de calcul utilisées peuvent être réparties en trois groupes :

- les modélisations par éléments finis (18 prévisions) ;
- les calculs aux coefficients de réaction (23 prévisions) ;
- l'utilisation de méthodes semi-empiriques (2 prévisions).

Les résultats des calculs et leur confrontation avec les mesures ont été dévoilés en octobre 1994 au cours d'un colloque organisé à Delft par le CUR.

Un dossier géotechnique très complet avait été envoyé aux personnes désireuses de réaliser des prévisions. Il comprenait une description détaillée du site, les conditions d'exécution de l'ouvrage, les caractéristiques des palplanches, les résultats des essais de sol *in situ* et en laboratoire, une description précise de l'instrumentation et de l'interprétation des mesures, etc.

Pour le LCPC, H. Josseume a participé à ce concours en utilisant la méthode de calcul aux coefficients de réaction (Josseume et *al.*, 1997). Parallèlement, N. Arafati (1996) a réalisé, au cours de sa thèse consacrée à l'étude du déchargement dans les sols, des calculs par éléments finis qui, faute de temps, n'ont pu être présentés au cours de ce colloque. Cet article présente l'essentiel des résultats obtenus, y compris des calculs complémentaires à ceux de la thèse, en se plaçant dans les « conditions du concours », c'est-à-dire en déduisant les paramètres de calcul de l'interprétation du dossier géotechnique et en s'interdisant par la suite toute modification des paramètres.

## Données géotechniques

Les caractéristiques du sol ont été déterminées à partir d'essais en place et d'essais de laboratoire (von Wolffersdorff, 1994). Les sondages et l'analyse des échantillons prélevés ont montré que le sol de Hochstetten est un sable mal gradué, fin à moyen, de compacité moyenne, traversé localement de passées graveleuses. Au-dessus de la nappe, le sol a un poids volumique moyen de 16,5 kN/m<sup>3</sup> et sous la nappe d'environ 19,8 kN/m<sup>3</sup>.

Deux séries de trois essais triaxiaux de compression drainés (pression de confinement égale à 100, 200 et 300 kPa), un essai de compression isotrope et deux essais de cisaillement direct ont été effectués sur des éprouvettes de sol séché, homogénéisé et reconstitué à la densité sèche moyenne en place. Les valeurs de l'angle de frottement interne varient d'un essai à l'autre de 40,5° à 42,5°. La non-saturation du sable sur près de 5 mètres de profondeur entraîne l'existence d'une cohésion capillaire, que des mesures en place ont permis d'estimer à quelques kilopascals. Deux séries de trois mesures locales indiquent respectivement  $c' = 2,7$  kPa et  $c' = 4$  kPa.

Les essais *in situ* ont compris deux essais de plaque avec un cycle de chargement-déchargement et quatre essais pressiométriques. L'interprétation des essais de plaque a donné des modules de déformation en chargement de 32,5 et 23 MPa, et des modules en déchargement de 50 MPa et 35,5 MPa. Pour leur part, les essais pressiométriques ont fourni des valeurs de module Ménard comprises entre 5 et 20 MPa.

## Modélisations du comportement du sable de Karlsruhe

Deux lois élastoplastiques, implantées dans le progiciel d'éléments finis CESAR-LCPC, ont été considérées pour décrire le comportement du sable : un modèle simple (élasticité linéaire iso-

trope avec un critère de Mohr-Coulomb) et une loi élastoplastique avec écrouissage (modèle de Nova, 1982).

### Paramètres pour le modèle de Mohr-Coulomb

La loi élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb comporte cinq paramètres :

- $E'$ , le module d'Young,
- $\nu'$ , le coefficient de Poisson,
- $c'$ , la cohésion effective,
- $\phi'$ , l'angle de frottement effectif,
- $\psi$ , l'angle de dilatance.

La détermination de ces paramètres a été menée à partir des résultats des essais triaxiaux en compression drainée et des résultats des essais de plaque. L'étude des deux séries de trois essais triaxiaux (Arafati, 1996) montre que :

- l'angle de frottement est compris entre 40,5 et 42,5°. Une valeur moyenne égale à 41,6° a été retenue ;
- l'angle de dilatance varie entre 10,9 et 14°, soit une valeur moyenne de 11,6° ;
- la cohésion effective de la couche de sable située au-dessus de la nappe est essentiellement d'origine capillaire. Une valeur moyenne de 3 kPa a été adoptée à la vue des mesures en place. Pour la couche de sable saturée, la cohésion effective est nulle ;
- le coefficient de Poisson égal à 0,25 a été déduit d'une moyenne faite sur les six essais triaxiaux ;
- les modules de déformation ont été déterminés essentiellement à partir des essais en place. Le module d'Young de la couche de sable non saturé est fourni par la moyenne des modules en chargement donnés par les essais de plaque, soit  $E' = 30$  MPa. En revanche, pour la couche de sable saturé proche du fond de fouille, soumise à des sollicitations majoritairement de décompression, on a privilégié la réponse en déchargement du sol. Le module d'Young retenu est donc la moyenne des modules en déchargement déduits des essais de plaque, soit  $E' = 45$  MPa. Ces valeurs sont par ailleurs en bon accord avec les modules que l'on peut estimer sur les courbes triaxiales et sur l'essai de compression isotrope qui comporte une phase de déchargement (selon les essais, on trouve que le module varie entre 15 et 45 MPa).

Les paramètres finalement retenus sont indiqués dans le tableau IV.

TABLEAU IV  
Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

Profondeur z	E (MPa)	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
0 < z < 5,5 m	30	0,25	3	41,6	11,6
5,5 m < z	45	0,25	0	41,6	11,6

L'état de contraintes initial est de type géostatique. Les contraintes verticales sont dues au poids des terrains et les contraintes horizontales effectives sont proportionnelles aux contraintes verticales effectives. Le coefficient de proportionnalité, ou coefficient de pression des terres au repos, est calculé à l'aide de la formule de Jaky :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' = 0,34.$$

Le champ de pression interstitielle initial est de type hydrostatique. Ces deux hypothèses ne tiennent évidemment pas compte des redistributions de contraintes et de pression interstitielle et du remaniement du sol provoqués par la mise en place des rideaux. Faute d'information quantitative sur ces phénomènes et d'un modèle numérique capable de les décrire, l'hypothèse des contraintes géostatiques a été considérée. De même, les mouvements de la nappe au cours des travaux ont été négligés.

### Présentation du modèle de Nova (1982)

Cette loi de comportement, proposée par Roberto Nova en 1982, est composée d'une élasticité non linéaire et d'une plasticité à un mécanisme définie selon le niveau de contraintes atteint (tableau V). Les différentes fonctions mathématiques sont exprimées à l'aide des invariants  $p'$  (pression moyenne) et  $q$  (déviateur des contraintes) :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

$$\text{et } q = \sqrt{\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2}{2}}$$

La convention de signe adoptée est la convention de la mécanique des sols : les contraintes de compression sont positives.

La partie élastique des déformations est liée à l'état de contraintes par une relation incrémentale et non linéaire :

$$d\epsilon_{ij}^e = L_0 d\eta_{ij} + B_0 \frac{dp'}{3p'} \delta_{ij}$$

où  $L_0$  et  $B_0$  sont deux paramètres de la loi et

$$\eta_{ij} = \frac{\sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}}{p'} \quad (\delta_{ij} \text{ est le tenseur de Kronecker}).$$

Les expressions de la surface de charge et du potentiel plastique sont données dans le tableau V. Les variables  $p_{cg}$  et  $p_c$  correspondent respectivement à l'intersection du potentiel plastique avec l'axe des compressions isotropes pour  $\frac{q}{p'} \geq \frac{M}{2}$  et à la variable caractérisant l'écroutissement.  $p_c$  est une fonction des invariants de déformations plastiques  $\epsilon_v^p$  et  $\epsilon_d^p$  :

$$p_c = p_{c0} \exp \left( \frac{\epsilon_v^p + D\epsilon_d^p}{I - B_0} \right),$$

$$\text{où } \epsilon_v^p = \epsilon_1^p + \epsilon_2^p + \epsilon_3^p$$

$$\text{et } \epsilon_d^p = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{(\epsilon_1^p - \epsilon_2^p)^2 + (\epsilon_1^p - \epsilon_3^p)^2 + (\epsilon_2^p - \epsilon_3^p)^2}{2}}$$

### Détermination des paramètres du modèle de Nova

Ce modèle comporte huit paramètres, dont sept sont adimensionnels ( $B_0$ ,  $L_0$ ,  $M$ ,  $\mu$ ,  $D$ ,  $l$ ,  $m$ ) et déterminés à partir de résultats d'essais triaxiaux drainés (Nova, 1982 ; Mestat et al., 1990 ; Mestat et Youssef, 1991 ; Arafati, 1996) :

- >  $B_0$ , paramètre lié à la déformation volumique élastique (en déchargement) ;
- >  $L_0$ , paramètre lié à la déformation déviatorique élastique (en déchargement) ;
- >  $M$ , paramètre lié à l'état caractéristique du sable et à la rupture ;
- >  $\mu$ , paramètre lié à la rupture ;
- >  $D$ , paramètre lié au phénomène de dilatance (pente de la courbe  $(\epsilon_1, \epsilon_v)$  à la rupture) ;
- >  $l$ , paramètre lié à la déformation volumique totale ;
- >  $m$ , paramètre lié à l'état caractéristique et à la courbure de la courbe déviateur-déformation axiale d'un essai de compression triaxiale.

TABLEAU V  
Expressions de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes (modèle de Nova, 1982)

État de contraintes	Relation contrainte-dilatance	Surface de charge F ( $p'$ , $q$ , $p_c$ ) et potentiel plastique G ( $p'$ , $q$ , $p_c$ )
$\frac{q}{p'} \leq \frac{M}{2}$	$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{M^2 p'}{4\mu q}$	$F(p', q, p_c) = G(p', q, p_c)$ $G(p', q, p_c) = \frac{4\mu}{M^2} \frac{q^2}{p'^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p'^2} = 0$
$\frac{q}{p'} \geq \frac{M}{2}$	$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{M}{\mu} - \frac{q}{\mu p'}$	$F(p', q, p_c) = \frac{q}{p'} - \frac{M}{2} + m \ln \left( \sqrt{1 + \mu \frac{p'}{p_c}} \right) = 0$ $G(p', q, p_c) = \frac{q}{p'} - \frac{M}{1 - \mu} \left[ 1 - \mu \left( \frac{p'}{p_{cg}} \right)^{\frac{1-\mu}{\mu}} \right] = 0$

Le huitième paramètre est en fait une pression de référence qui peut être calculée de deux manières :  
 > à partir de l'état de contraintes en place dans le massif : le paramètre  $p_{c0}$  est calculé, pour chaque point du massif, en écrivant que l'état initial est situé sur la surface de charge initiale  $F(p_0, q_0, p_{c0}) = 0$  ; d'où l'expression,

$$p_{c0} = \sqrt{\frac{4\mu}{M^2} q_0^2 + p_0^2}$$

où  $q_0$  et  $p_0$  sont le déviateur et la pression moyenne à l'état initial au point considéré. Cette détermination semble conforme aux observations expérimentales, qui montrent que les sables présentent un comportement fortement non linéaire et irréversible dès qu'on leur applique un chargement. Pour un essai triaxial avec consolidation isotrope,  $p_{c0}$  est égal à la pression de confinement  $\sigma_3$  de l'essai ;

> à partir de l'étude des résultats d'essais en laboratoire et notamment de ceux d'essais de compression isotrope. Une valeur indépendante de l'état de contraintes est obtenue ; elle définit un domaine d'élasticité initiale pour une certaine gamme de contraintes. Cette méthode est toutefois à déconseiller, car elle risque de faire jouer un rôle mécanique trop important à ce paramètre, qui n'est plus alors directement rattaché à l'état initial du matériau.

Les paramètres du modèle de Nova sont déterminés par une méthode analytique qui consiste à exprimer les tangentes et les asymptotes théoriques aux courbes  $(\epsilon_1, \sigma_1 - \sigma_3)$  et  $(\epsilon_1, \epsilon_v)$ , et à les identifier aux tangentes estimées sur les courbes expérimentales (Mestat et Youssef, 1991 ; Mestat et al., 1990). Un calage relativement simple du paramètre  $m$  permet ensuite d'ajuster au mieux la simulation de l'ensemble des essais. Les valeurs des paramètres ont été obtenues par Arafati (1996) et sont regroupées dans le tableau VI. Les figures 2 à 5 montrent que le modèle de Nova représente de manière très satisfaisante les résultats des essais triaxiaux.

TABLEAU VI  
 Paramètres du modèle de Nova  
 pour le sable de Karlsruhe

M	I	B <sub>0</sub>	L <sub>0</sub>	μ	D	m
1,285	0,00889	0,00126	0,00416	0,973	0,432	0,745

La pression de référence  $p_{c0}$  est calculée en chaque point de Gauss du maillage à partir de l'état de contraintes en place.

Le souci de réduire les temps de calcul avec le logiciel CESAR-LCPC a conduit à remplacer l'élasticité non linéaire par une élasticité linéaire de Hooke. Le module d'Young retenu est égal à 45 MPa (module de déchargement déduit des essais de plaque) et le coefficient de Poisson vaut 0,25.

## Modélisation de l'expérimentation par les éléments finis

### Description générale du modèle d'éléments finis

La modélisation est réalisée en contraintes effectives et les effets réciproques de l'écoulement sur les déformations sont négligés. D'autre part comme, dans cette expérimentation, deux rideaux de palplanches interviennent (le rideau instrumenté et le rideau de soutènement) et qu'ils sont peu éloignés (4 mètres les séparent), il est nécessaire de modéliser les deux structures. En revanche, compte tenu de la longueur de la fouille et de l'espacement faible entre les butons (fig. 1), il est raisonnable de réaliser le modèle en déformation plane. Le modèle correspond alors à une coupe transversale.

### Modélisation du rideau de palplanches

Chaque rideau de palplanches est modélisé par deux colonnes d'éléments quadrangulaires à huit nœuds, qui suffisent pour bien décrire le comportement en flexion du rideau. Cette approche nécessite toutefois le calcul d'une épaisseur équivalente  $t_{eq}$  pour la colonne d'éléments.

Pour cela, on écrit la conservation de la rigidité en flexion (EI) et de la rigidité axiale (EA) du rideau :

$$E_{rideau} I_{rideau} = E_{eq} \frac{t_{eq}^3}{12} \quad E_{rideau} A_{rideau} = E_{eq} t_{eq}$$

où E est le module d'élasticité ; I, le moment d'inertie ; A, la section et t, l'épaisseur. L'indice rideau désigne les propriétés réelles du rideau et l'indice eq., les propriétés équivalentes des éléments finis. Le tableau VII regroupe les paramètres obtenus pour les deux rideaux.

Le comportement de l'acier est supposé élastique, linéaire et isotrope. Le module d'Young vaut 210 000 MPa et le coefficient de Poisson 0,3.



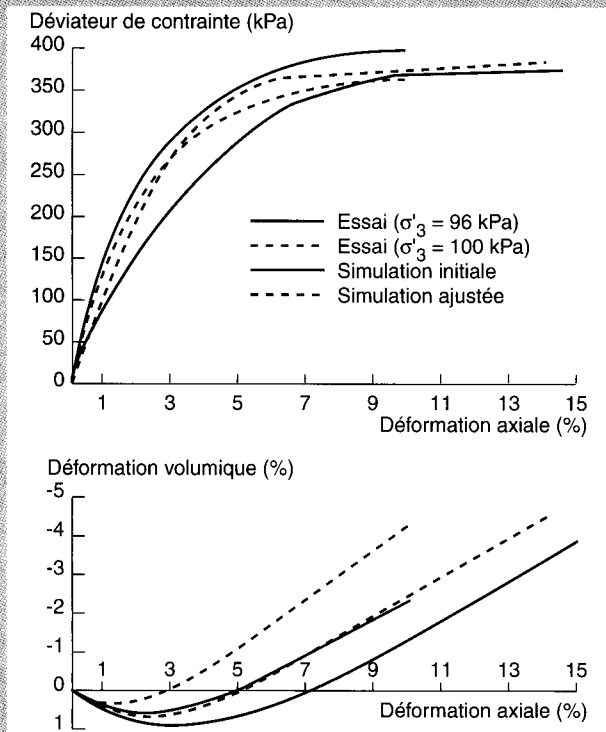


Fig. 2

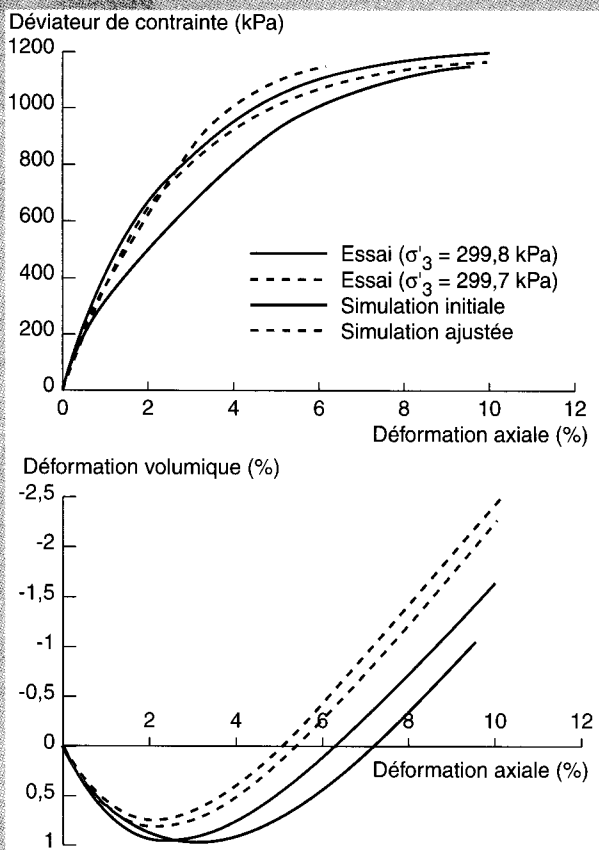


Fig. 4

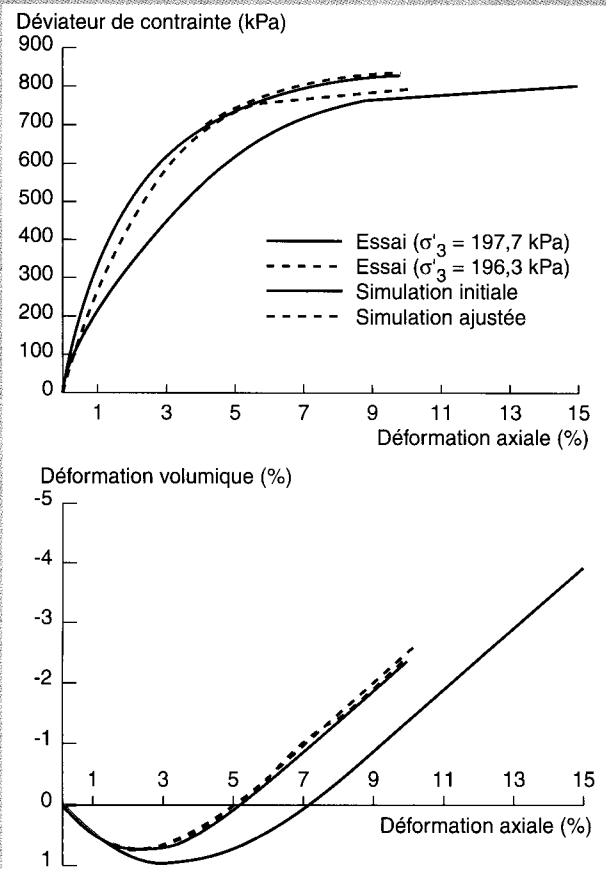


Fig. 3

Fig. 2 - Simulation avec le modèle de Nova (1982) des deux essais de compression triaxiale à  $\sigma_3 = 100$  kPa réalisés sur le sable de Karlsruhe.

Fig. 3 - Simulation avec le modèle de Nova (1982) des deux essais de compression triaxiale à  $\sigma_3 = 200$  kPa réalisés sur le sable de Karlsruhe.

Fig. 4 - Simulation avec le modèle de Nova (1982) des deux essais de compression triaxiale à  $\sigma_3 = 300$  kPa réalisés sur le sable de Karlsruhe.

Fig. 5 - Simulation avec le modèle de Nova (1982) de l'essai de compression isotrope réalisé sur le sable de Karlsruhe.

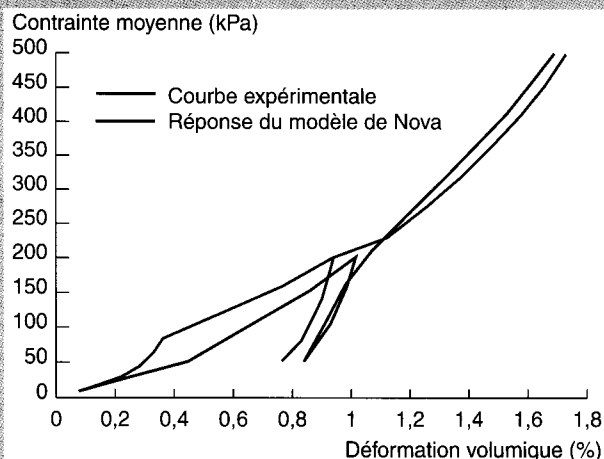


Fig. 5

TABLEAU VII  
Paramètres des rideaux de palplanches

Type de rideau	$E_{\text{rideau}}$ (MPa)	$I_{\text{rideau}}$ (cm <sup>4</sup> )	$A_{\text{rideau}}$ (cm <sup>2</sup> )	$E_{\text{eq.}}$ (MPa)	$t_{\text{eq.}}$ (cm)
KRUPP KD VI	210 000	968	106	24 400	10
ARBED PU 8	210 000	11 610	106	6 824	35

### Modélisation du buton

Le buton est représenté par un élément de barre, dont les caractéristiques sont une rigidité ( $E = 2,1 \cdot 10^8$  kPa) et une section ( $A = 0,02$  m<sup>2</sup>). Le préchargement du buton est simulé par une force nodale de 4,5 kN/m, appliquée aux deux extrémités de l'élément de barre.

Pour la dernière étape, le déchargement du buton est modélisé par la désactivation de l'élément de barre et l'application de deux forces nodales dont le signe est opposé aux forces calculées dans le buton à l'étape précédente. Le raccourcissement du buton et la recherche de l'équilibre limite sont donc approchés par la décroissance simultanée de ces deux forces.

### Modélisation du massif de sol

Le massif de sol est modélisé avec des éléments de massif quadrangulaires à huit nœuds, comme les rideaux de palplanches. Deux séries de calcul ont été réalisées : la première en considérant que le comportement du sable est décrit par le modèle de Mohr-Coulomb et une seconde série en adoptant une loi de comportement « avancée », la loi de Nova (1982).

### Modélisation du comportement d'interface

L'interaction sol-structure constitue un aspect important dont il faut tenir compte pour obtenir une modélisation satisfaisante d'un problème de soutènement. L'interface entre chaque rideau et le sol est modélisée par une bande mince d'éléments de massif (0,5 cm d'épaisseur), dont le comportement est représenté par un critère de Coulomb orienté dans la direction de l'interface, avec les

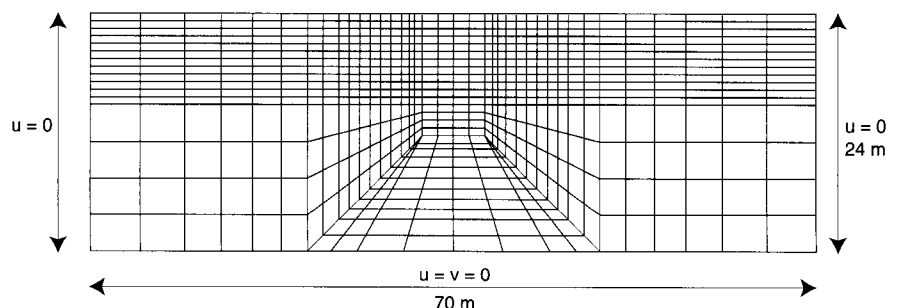
caractéristiques suivantes :  $\delta = 20^\circ$  et  $c = 1$  kPa. Cette faible cohésion est considérée uniquement dans le cas de la modélisation avec le critère de Mohr-Coulomb, afin de faciliter la convergence à chaque étape de calcul et de contribuer à l'élimination des tractions près de la surface excavée. En revanche, pour la modélisation avec le modèle de Nova, cette cohésion est effectivement nulle car un traitement spécial a été mis en place pour gérer les tractions dans le sol et n'autoriser le calcul des expressions analytiques que pour des contraintes moyennes positives.

### Le maillage d'éléments finis

La grande majorité des modélisations par éléments finis présentées lors du colloque d'octobre 1994 ont considéré que le second rideau de palplanches était totalement fixe et qu'il pouvait être représenté par des conditions limites en déplacements (Bakker et Beem, 1994 ; Shahrour et al., 1995 ; Schanz et Bonnier, 1997). Le maillage d'éléments finis peut alors être simplifié et réduit à un demi-maillage, mais avec la largeur réelle de l'excavation.

Toutefois comme, sur le site expérimental, les deux rideaux n'ont pas les mêmes caractéristiques et qu'ils peuvent interagir par l'intermédiaire des butons, il nous est apparu nécessaire de tenir compte des deux rideaux dans la modélisation. Le maillage d'éléments finis est donc composé de 820 éléments quadrangulaires à huit nœuds, d'un élément de barre à deux nœuds (pour le buton) et de 2 559 nœuds (fig. 6). Les conditions aux limites et les dimensions du maillage sont également indiquées sur cette figure.

Fig. 6 -  
Maillage utilisé pour  
la modélisation de  
l'ouvrage expérimental.



### Calcul par étapes et incréments de chargement

L'expérimentation est simulée par un enchaînement de calculs par éléments finis, chacun correspondant à une étape des travaux. L'activation, la désactivation automatique des éléments excavés et le calcul des forces d'excavation permettent de simuler pas à pas l'ensemble des travaux. La surcharge en surface est représentée par une pression uniformément répartie de 10 kPa, sur une zone située entre 1 et 5 m derrière la tête du rideau expérimental. Pour faciliter la convergence des calculs en comportement non linéaire, chaque étape de chargement a été effectuée en dix incréments successifs d'intensité égale (soit 10 % des charges appliquées : forces d'excavation, surcharges, etc.).

La méthode de résolution utilisée est la méthode de Newton-Raphson modifiée ou méthode des contraintes initiales. Pour chaque incréments, la tolérance sur le processus itératif a été fixée à 0,1 % sur le rapport de la norme des forces résiduelles à la norme de l'incrément de chargement appliqué. On vérifie également que le rapport de la norme des accroissements de déplacement sur la norme des déplacements cumulés satisfait cette tolérance.

### Déroulement des calculs

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, les calculs se sont déroulés sans problème particu-

lier. La division en dix incréments de chaque phase du chargement a facilité l'obtention d'une bonne convergence. Le nombre d'itérations s'accroît fortement avec le développement de la plasticité lié au niveau d'excavation, puis au raccourcissement des butons (tableau VIII).

Pour les premières étapes, les déformations plastiques sont concentrées au fond de fouille et au voisinage immédiat des rideaux. Ensuite, elles s'étendent derrière le rideau expérimental jusqu'à former un coin important mais restent plus limitées derrière le second rideau (fig. 7).

Pour le modèle de Nova, les calculs se sont bien déroulés pour les cinq premières étapes (tableau IX). Quelques points de Gauss isolés ont eu droit à un traitement spécial à cause de l'apparition de pressions moyennes négatives, qui rendait impossible le calcul des logarithmes intervenant dans les équations du modèle. En revanche, la sixième étape a entraîné pour tous les incréments un nombre d'itérations très important, ce qui nous a conduit à augmenter la tolérance de 0,1 % à 1 % pour cette dernière étape. L'étendue de la zone plastique obtenue pour le dernier incréments convergé est identique à celle fournie par le modèle de Mohr-Coulomb dans les mêmes conditions (fig. 7).

TABLEAU VIII  
Déroulement des calculs pour le modèle de Mohr-Coulomb

Étape	Nombre d'incréments ayant convergé	Nombre d'itérations moyen par incréments
1	10	15
2	10	20
3	10	120
4	10	450
5	10	850
6	4 Divergence nette pour l'incrément 5	1199 itérations pour l'incrément 4

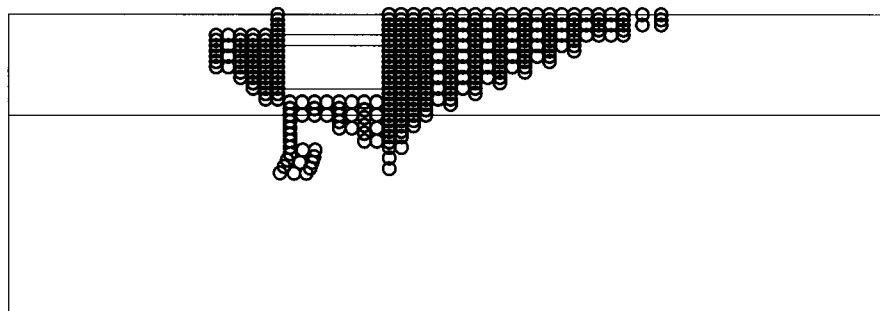


Fig. 7 - Zone plastique générée par le modèle de Mohr-Coulomb correspondant à la convergence de l'incrément 4 de la dernière étape de calcul.

TABLEAU IX  
Déroulement des calculs pour le modèle de Nova

Étape	Nombre d'incrément convergés	Nombre d'itérations moyen
1	10	80
2	10	15
3	10	50
4	10	120
5	10	350
6	7 Divergence nette pour l'incrément 8	910 itérations pour l'incrément 6 2 420 itérations pour l'incrément 7

### Comparaison entre les résultats calculés et expérimentaux

L'analyse des résultats est effectuée en traçant successivement les déplacements horizontaux du rideau, les mouvements verticaux du sol en surface, les moments fléchissants, les forces dans le buton et les pressions des terres sur le rideau à la fin de chacune des étapes suivantes :

- excavation à 1,75 m (étape 1) ;
- excavation à 4 m (étape 3) ;
- excavation à 5 m (étape 4) ;
- application de la surcharge derrière le rideau expérimental (étape 5) ;
- raccourcissement des butons (étape 6).

Sur chaque figure, les résultats des modèles de Mohr-Coulomb et de Nova sont systématiquement confrontés aux mesures correspondantes.

#### Déplacements horizontaux du rideau de palplanches

Les déformées du rideau calculées et mesurées sont représentées sur les figures 8a à 8f.

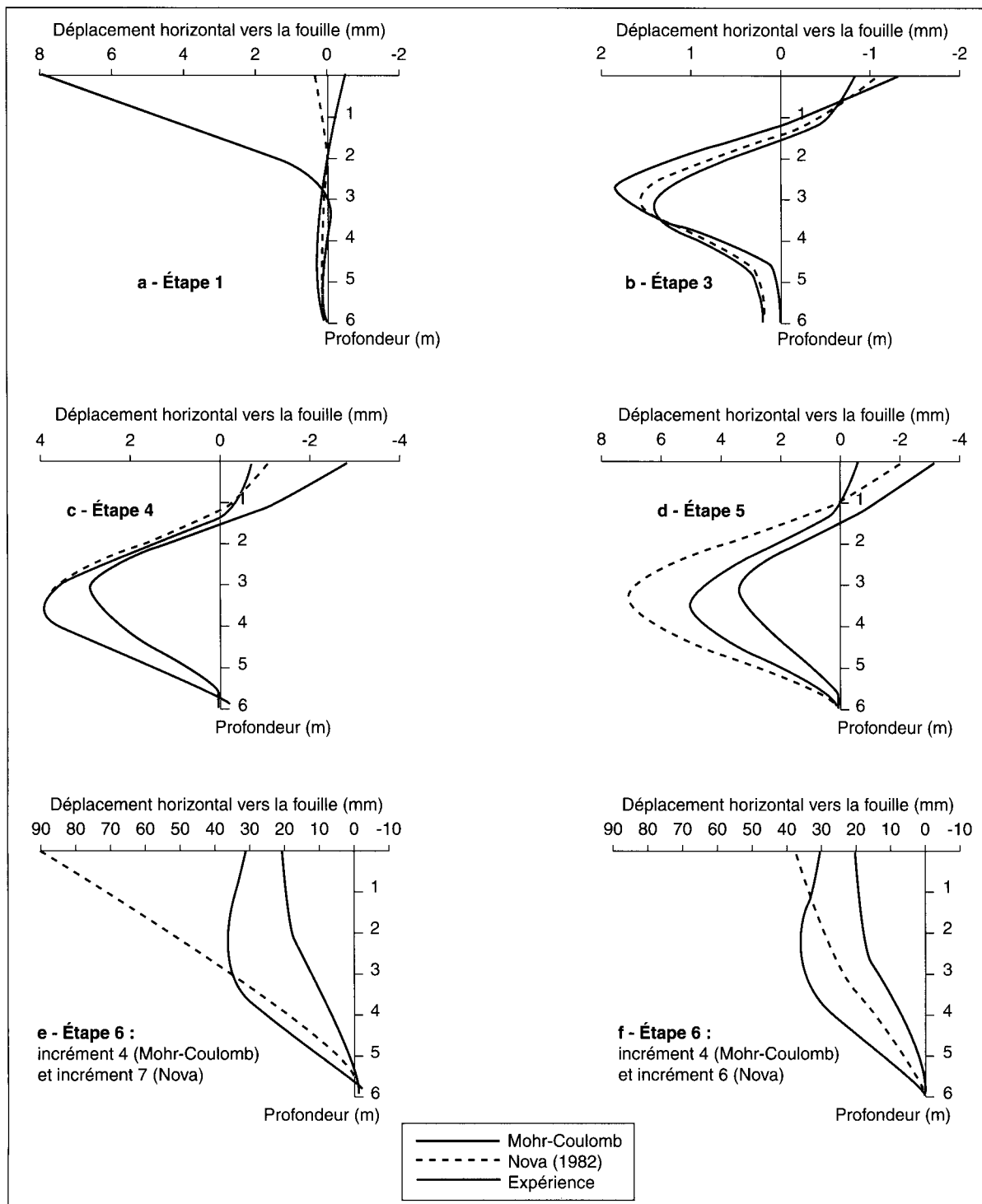
À la fin de l'excavation à 1,75 m (étape 1), l'allure des déformées calculées est différente de celle observée expérimentalement. Les déplacements sont très sous-estimés sur les trois premiers mètres et d'un ordre de grandeur correct pour les trois autres mètres (fig. 8a). Sous l'effet des forces d'excavation, le modèle de Mohr-Coulomb présente à cette étape une réponse essentiellement élastique, ce qui explique le soulèvement derrière la tête du rideau et donc un déplacement de signe opposé à celui observé. Le développement de la plasticité va peu à peu ramener ce déplace-

ment dans le même sens que celui produit par le modèle de Nova.

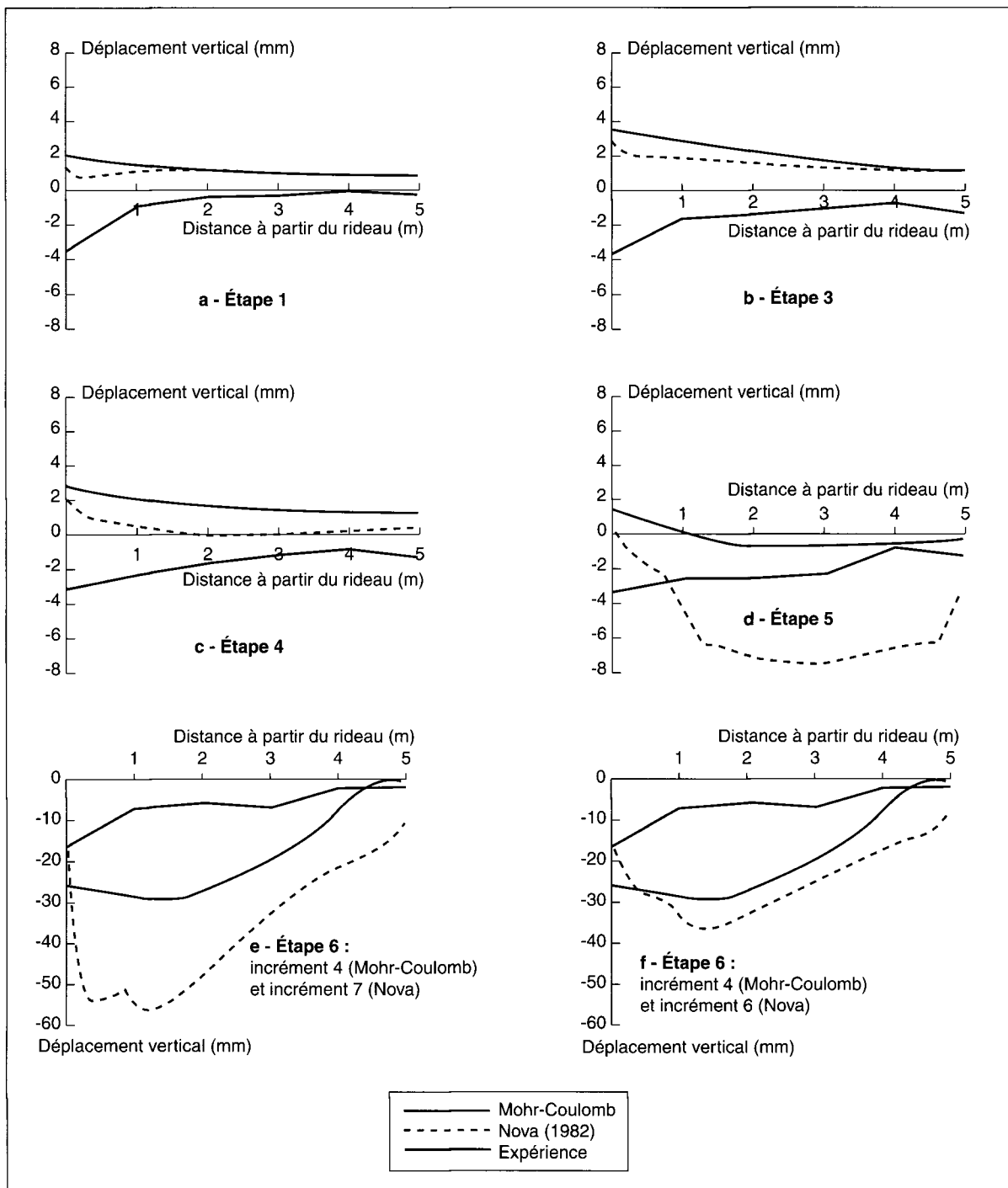
Pour les étapes suivantes, une comparaison directe des résultats montre une très forte divergence avec les mesures. Ces différences importantes s'expliquent par l'apparition de fissures d'environ 5 mm de large, qui se sont ouvertes entre le sol et le rideau au cours des premières phases de l'expérience avant la mise en place des butons (von Wolfersdorff, 1994). Cette constatation est sans doute aussi à l'origine des différences observées à l'étape 1 (fig. 8a). La présence de ces fissures a conduit à représenter les déformées expérimentales et théoriques à partir des déplacements relatifs du rideau obtenus en retranchant les déplacements de l'étape 2 aux déplacements absolus (Josseaume et al., 1997). Autrement dit, une nouvelle origine pour les déplacements est prise et comptée à partir de la déformée du rideau après mise en précontrainte des butons.

Pour les étapes 3 à 5 (fig. 8b à 8d), les écarts entre les résultats calculés et mesurés sont relativement faibles et l'allure des courbes expérimentales est bien rendue. Les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova fournissent de très bons résultats pour les étapes 3 et 4 et surestiment les déplacements dans les étapes 5 et 6 (fig. 8d et 8e). Pour cette dernière étape, il est difficile de comparer les résultats car chaque calcul correspond à une force de butonnage différente et le seul critère commun est d'être le dernier incrément à avoir convergé juste avant l'instabilité de l'ouvrage. On peut noter toutefois que les résultats de l'incrément 6 pour le modèle de Nova (avant-dernier incrément ayant convergé) sont proches des mesures (fig. 8f).

**Fig. 8 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : déplacements horizontaux du rideau pour chaque étape de calcul**



**Fig. 9 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : déplacements verticaux du sol en surface pour chaque étape de calcul**



## Mouvements verticaux du sol en surface

Les tassements calculés en surface, derrière le rideau expérimental, sont confrontés aux mesures sur les figures 9a à 9f.

Au cours des trois étapes d'excavation (étapes 1, 3 et 4), les modèles de Nova et de Mohr-Coulomb prédisent un soulèvement du sol derrière le rideau, alors que les mesures (et le bon sens) indiquent un tassement (fig. 9a à 9c). Ce soulèvement théorique est provoqué par la réponse élastique linéaire du massif aux forces équivalentes qui exercent des tractions sur le contour de la zone non excavée. Pour un contour rectangulaire dans le plan du maillage, les forces verticales s'appliquent uniquement au fond de fouille et provoquent un soulèvement de celui-ci, tandis que les forces horizontales ne s'appliquent que sur les parois latérales et entraînent un déplacement des rideaux vers l'excavation. En dehors du poids volumique, l'intensité de ces forces dépend de la hauteur de la fouille pour les forces verticales et du coefficient de pression des terres au repos pour les forces horizontales. Si ce coefficient n'est pas assez élevé et la hauteur d'excavation trop importante, les forces horizontales ne seront pas suffisantes pour contrebalancer les forces verticales, et donc trop faibles pour faire apparaître un basculement en tête du rideau et un tassement derrière l'ouvrage. Il faudra alors « attendre » que la plasticité se développe pour générer le tassement souhaité.

Cette mauvaise simulation suggère donc que le coefficient de pression des terres au repos n'est pas correct et qu'il devrait être plus élevé. Cette observation rejoint un sujet de discussion, débattu au cours du colloque de Delft (1994), concernant la surconsolidation du massif de sable sur les premiers mètres due à la technique de vibrofonçage et au passage d'engins. Tous les participants ont conclu *a posteriori* à l'existence de cette surconsolidation. Toutefois, faute d'analyses complémentaires, on ne peut véritablement clore cette discussion.

Pour les étapes 5 et 6, sous l'effet de la surcharge en surface, on obtient des tassements derrière le rideau expérimental. Les tassements calculés surestiment alors fortement les mesures. En particulier, l'écrouissage du modèle de Nova rend la réponse théorique trop souple par rapport à la raideur réelle du sol en place (fig. 9d et 9f).

## Moments fléchissants

Les figures 10a à 10f montrent les courbes de moments fléchissants calculées et obtenues expérimentalement.

À cause de la présence des fissures entre le sol et le rideau avant la mise en précontrainte des butons, les moments fléchissants théoriques et mesurés sont très différents pour l'étape 1 (fig. 10a). En revanche, pour les étapes ultérieures 3, 4 et 5, on note un accord satisfaisant entre les valeurs calculées et expérimentales ; les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova conduisant à des résultats très voisins (fig. 10b à 10d).

Pour la dernière étape (étape 6), le modèle de Mohr-Coulomb surestime fortement les moments expérimentaux et le modèle de Nova donne des résultats très mauvais, qui n'ont même pas l'allure de ce que l'on doit obtenir (fig. 10e). Cette mauvaise représentation est liée aux faibles contraintes normales données par le modèle de Nova derrière le rideau, ce qui montre que l'on est très proche de la rupture. Encore une fois, si l'on considère l'avant-dernier incrément convergé, on observe des résultats tout à fait comparables aux mesures (fig. 10f).

## Forces dans le bouton

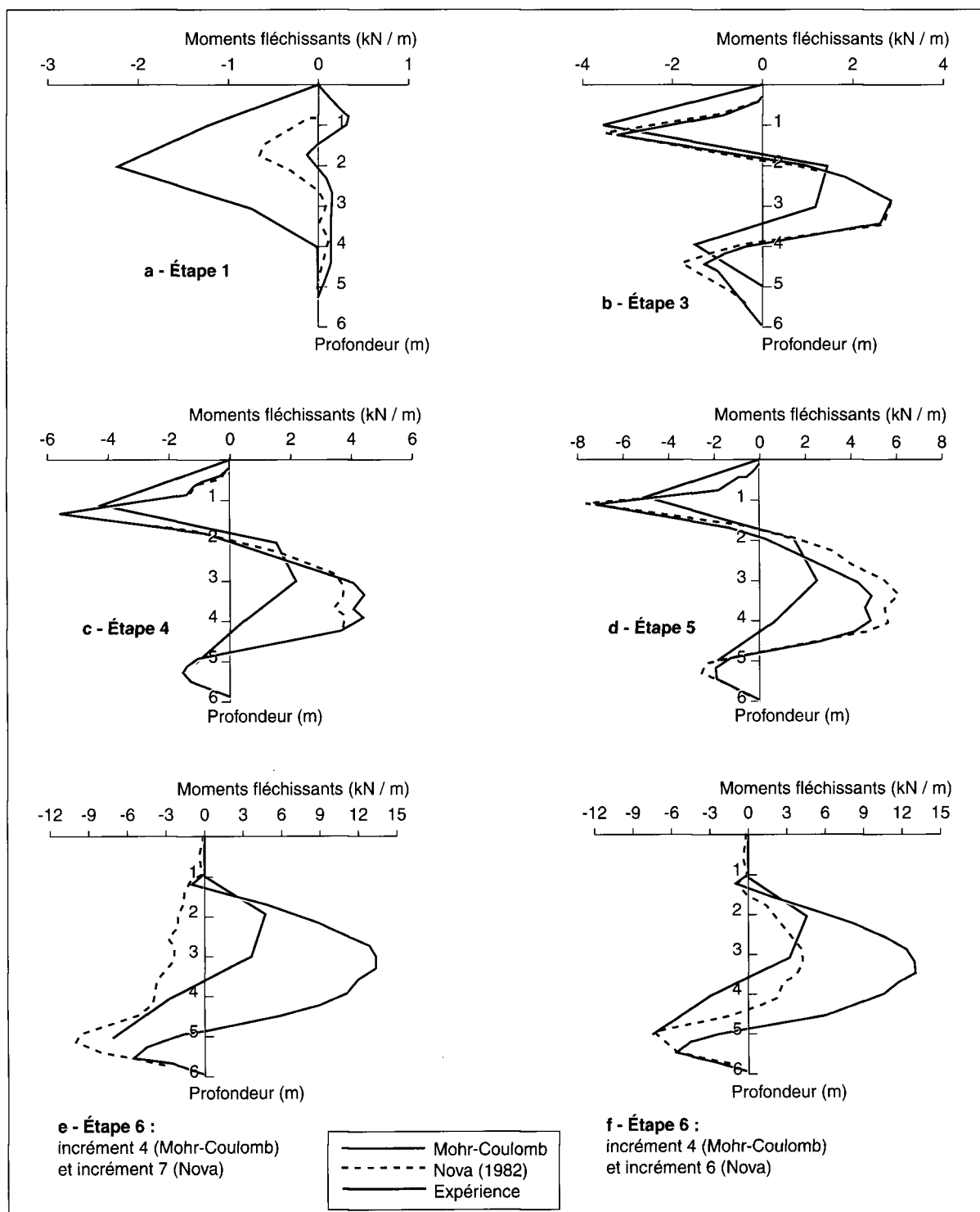
Les forces calculées dans le bouton sont comparées aux valeurs expérimentales dans le tableau X. Pour l'étape 3, les forces données par les modèles sont inférieures aux mesures. En revanche, c'est l'inverse pour les étapes suivantes : les calculs surestiment fortement les forces de butonnage, en particulier au dernier incrément qui simule l'état juste avant la rupture.

TABLEAU X  
Comparaison des forces dans le bouton (kN/m)

	Étape 3	Étape 4	Étape 5	Étape 6
Expérience	21,31	28,64	33,72	4,22
Nova	16,03	41,70	51,92	15,88
Mohr-Coulomb	15,22	37,27	41,56	24,94

Pour l'étape 6 correspondant au raccourcissement du bouton, la figure 11 représente la décroissance de la force de butonnage calculée respectivement avec les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova en fonction du déplacement relatif du point d'application (côté rideau expérimental). La courbe correspondant au modèle de Nova indique nettement une asymptote pour une valeur d'environ 10 kN/m, soit une surestimation de 135 % de la valeur mesurée.

**Fig. 10 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures :  
moments fléchissants pour chaque étape de calcul**





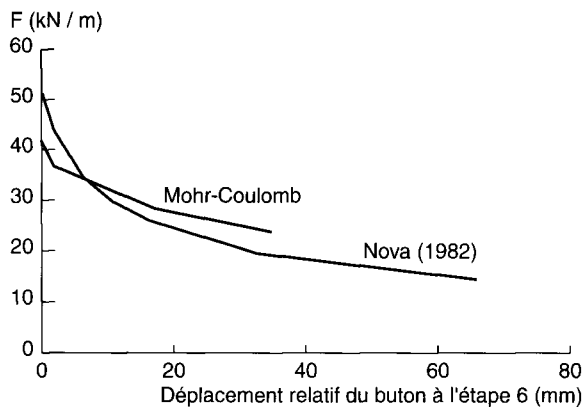


Fig. 11 - Évolution de la force dans le buton pour les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova (étape 6 : raccourcissement du buton).

### Pressions des terres

Les pressions effectives calculées (contraintes normales appliquées par le sol sur le rideau) sont tracées et comparées aux valeurs mesurées sur les figures 12a à 12f (pressions côté amont) et 13a à 13e (pressions côté aval).

À l'exception notable de l'étape 1, l'allure des pressions exercées par le sol (côté amont) est en bon accord avec les mesures, même si les pressions au voisinage du buton sont systématiquement sous-estimées. Globalement, les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova donnent des résultats très proches.

Pour l'étape 1, les pressions théoriques restent voisines des contraintes initiales géostatiques, déduites du poids des terrains et du coefficient de pression des terres au repos choisi. Les différences importantes constatées et notamment la valeur élevée à la profondeur  $z = 2$  m peuvent s'expliquer par le mode de mise en place du rideau (vibrofonçage) et par la méconnaissance de la véritable valeur du coefficient  $K_0$ . Toutefois, il convient de noter que ce type de variation (fig. 12a) ne peut être décrit de manière théorique par une modélisation dans laquelle les contraintes normales initiales sont déterminées avec un coefficient  $K_0$ , et ceci quelle que soit la valeur qui lui est affectée.

Les pressions effectives calculées à l'aval sont, à l'exception de l'étape 1 (et pour les mêmes raisons que précédemment), systématiquement plus importantes que les pressions mesurées.

Les modèles prédisent donc une plus forte mobilisation de la butée que ne le montre l'expérimentation.

### Remarques sur l'expérimentation et la comparaison avec les calculs

En octobre 1994, au cours d'un colloque spécialement organisé à Delft, les résultats des mesures et la confrontation avec l'ensemble des résultats théoriques ont été fournis aux participants et largement commentés (von Wolffersdorff, 1994 ; Jonker, 1995). On a ainsi pu constater une très grande dispersion entre les prévisions, non seulement d'une méthode de calcul à une autre mais aussi, pour une méthode donnée, d'une utilisation à une autre (fig. 14). Les déplacements, moments fléchissants et pressions des terres que nous avons obtenus avec le modèle de Mohr-Coulomb se situent dans la moyenne de l'ensemble des prévisions réalisées avec ce modèle.

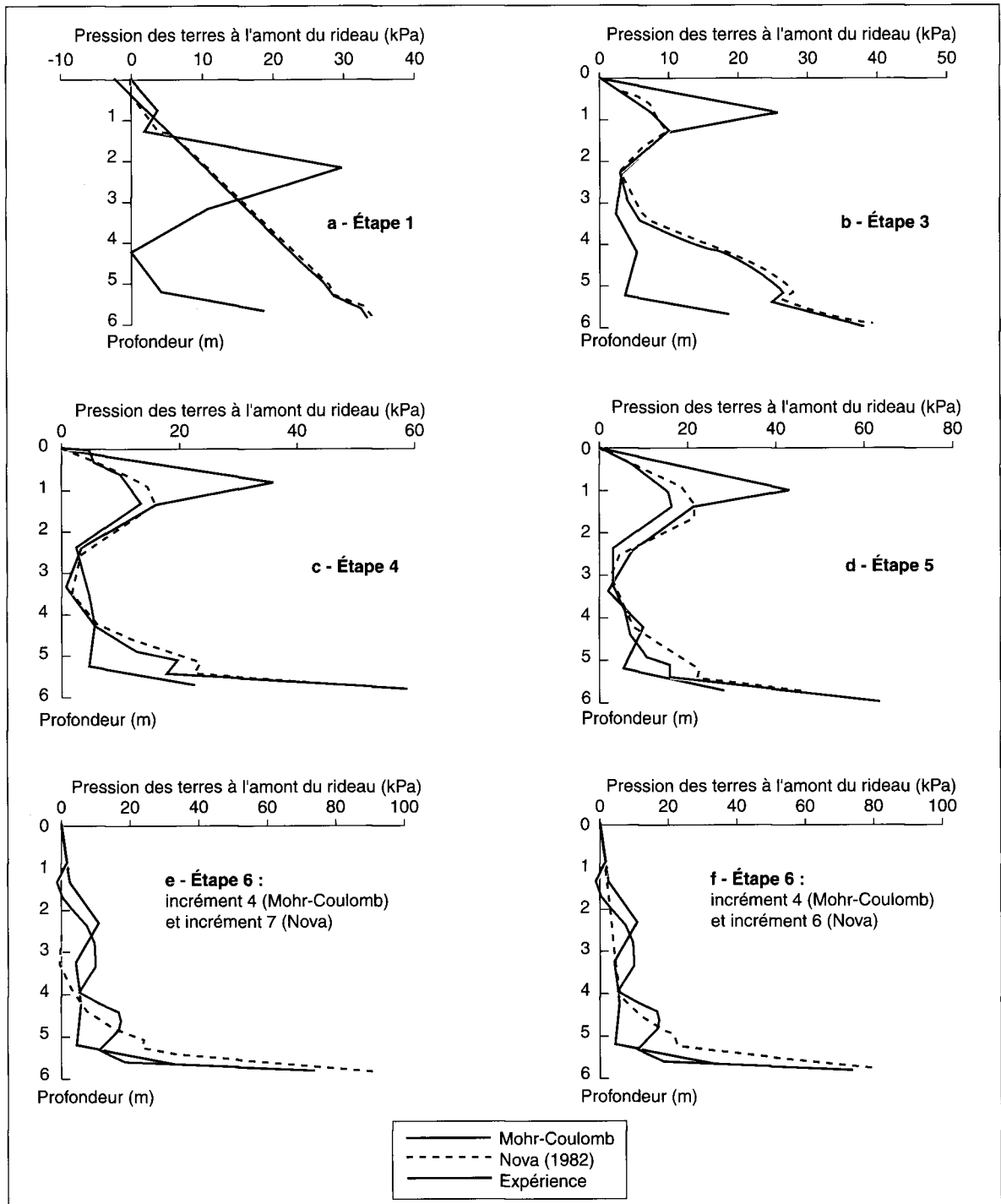
Les dispersions dans les résultats des calculs par éléments finis proviennent pour une large part de la manière dont chaque participant a déterminé les paramètres de calcul (module d'Young, angle de frottement, angle de dilatance, cohésion, état initial du sol, etc.). Il est ainsi apparu que, dans leur très grande majorité, les modélisations ont été réalisées avec le modèle de Mohr-Coulomb, et des paramètres qui variaient de la façon suivante :

- > module d'Young entre 20 et 600 MPa ;
- > coefficient de Poisson entre 0,25 et 0,30 ;
- > cohésion entre 0 et 10 kPa ;
- > angle de frottement entre 30 et 45° ;
- > angle de dilatance entre 0 et 15°.

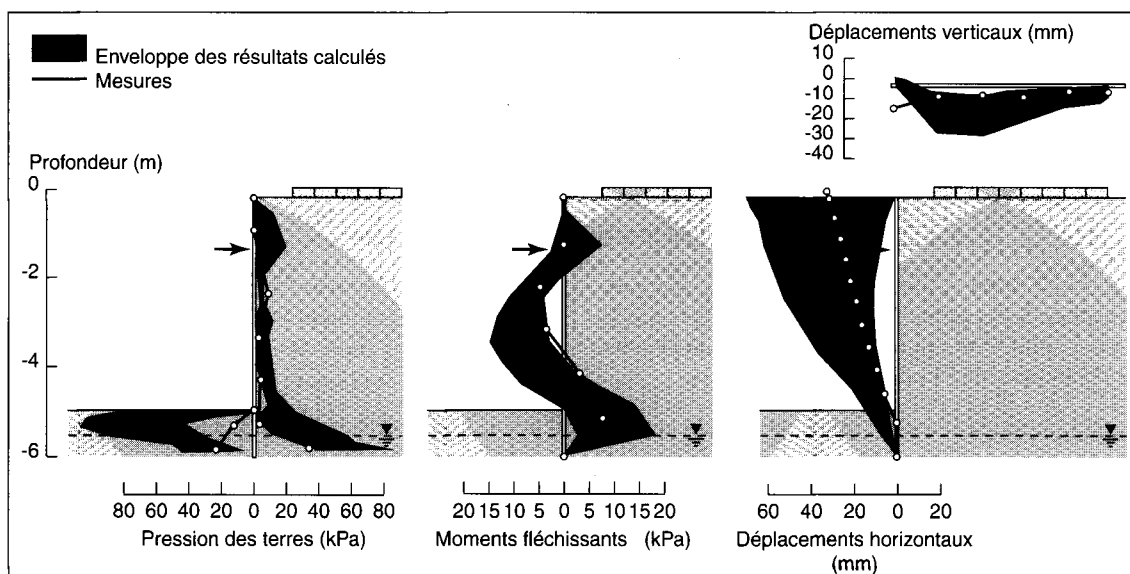
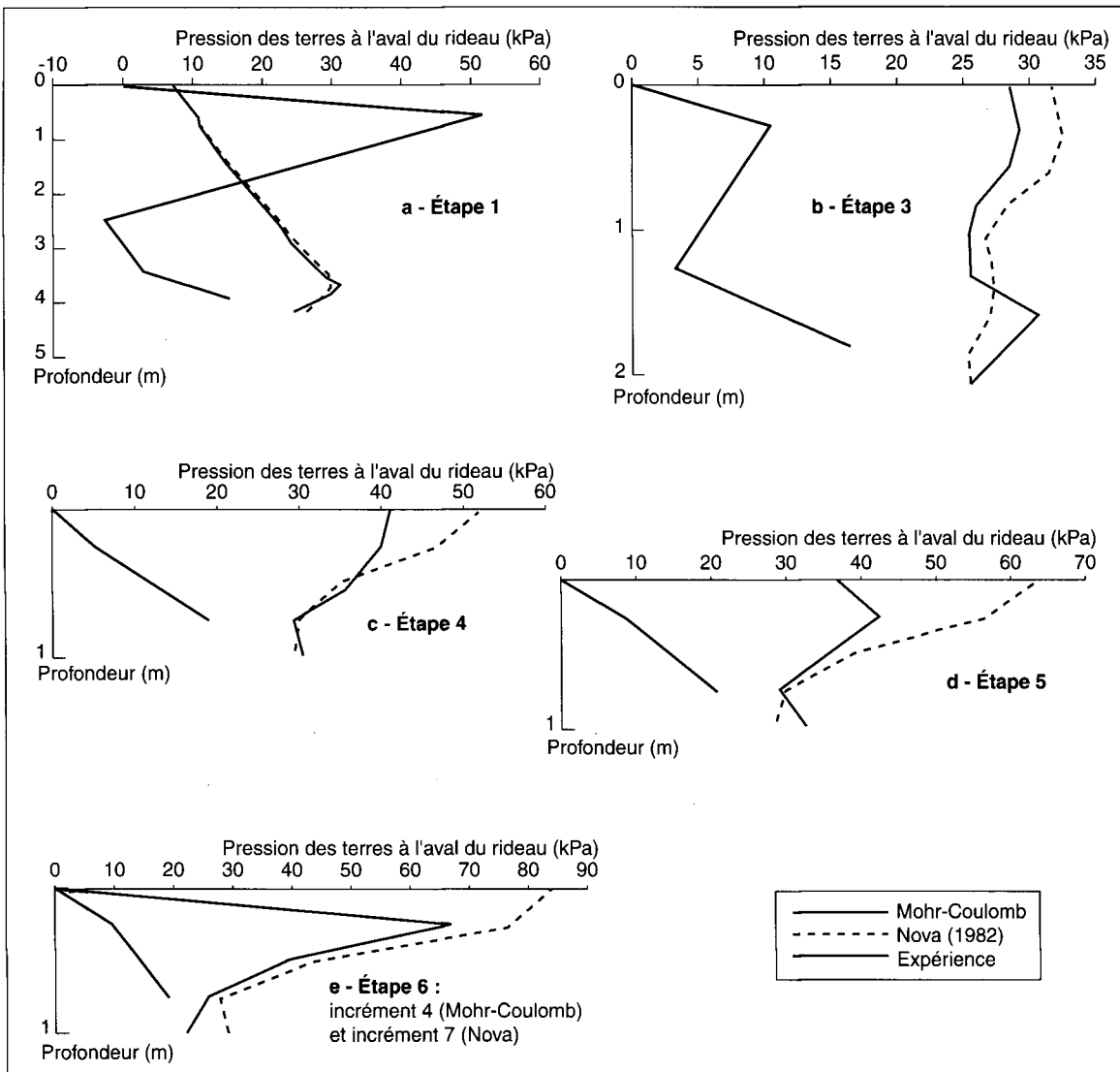
Quant au coefficient de pression des terres au repos, il a souvent été calculé à partir de la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \phi'$ ).

Ces variations importantes sur les valeurs des paramètres expliquent les différences observées par rapport aux mesures, comme l'a fort bien montré l'étude de sensibilité réalisée par Shahrour et al. (1995) sur les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb. Mais ce qui reste inexplicable et même inquiétant, c'est que ces valeurs ont été déterminées par des professionnels compétents à partir du même dossier géotechnique. La part d'interprétation du modélisateur a donc eu une influence considérable sur les prévisions.

**Fig. 12 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : pressions des terres à l'amont pour chaque étape de calcul**



**Fig. 13 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : pressions des terres à l'aval pour chaque étape de calcul**



*Fig. 14 - Enveloppes des prévisions de déplacements, de moments fléchissants et de pressions des terres comparées aux mesures réalisées à l'étape 6 (d'après Jonker, 1995).*

Néanmoins, il existe des circonstances atténuantes pour les modélisateurs. En effet, d'autres causes probables de la dispersion des résultats ont été évoquées, à savoir :

- l'influence des conditions de réalisation de l'expérimentation. La mise en place des palplanches par vibrofonçage et le passage d'engins ont certainement entraîné un remaniement du sol au voisinage de celles-ci et ont pu générer une surconsolidation des couches de sol à faible profondeur. Ces deux observations semblent indiquer que le sol est surconsolidé, alors que tous les calculs ont supposé le sol normalement consolidé avant les excavations ;
- l'importance de la cohésion capillaire et de la succion dans le sol ;
- la modélisation du sol est insuffisante, car il est difficile de tenir compte des phénomènes évoqués ci-dessus avec les lois de comportement retenues pour cette étude. En particulier, les mauvais résultats concernant les tassements en surface s'expliquent en partie par l'absence d'un modèle d'élasticité non linéaire qui permettrait de décrire de manière plus satisfaisante les zones peu confinées (à faibles contraintes). Cette simplification, adoptée pour réduire la durée des calculs, est donc pénalisante et la programmation du modèle de Nova original (avec élasticité non linéaire) s'impose pour l'avenir ;
- la sous-estimation de la rigidité du buton, qui peut entraîner une certaine erreur relative dans les différentes étapes.

## Conclusions

L'expérimentation de Hochstetten (près de Karlsruhe) concernant un rideau de palplanches butonné a fourni l'occasion de confronter les résultats de deux modélisations par éléments

finis aux mesures *in situ* réalisées au cours des différentes étapes de la construction.

Les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova (version de 1982) utilisés pour décrire le comportement du sol ont permis d'obtenir un accord raisonnable entre les résultats théoriques et les mesures pour les étapes intermédiaires (comprises entre la première excavation et l'étape finale du raccourcissement des butons). La confrontation des résultats est relativement satisfaisante pour ce qui concerne les déplacements relatifs du rideau, les moments fléchissants et les pressions effectives du sol derrière le rideau. En revanche, les modèles se sont révélés incapables de représenter convenablement les tassements en surface derrière le rideau et ont largement surestimé les forces de butonnage et les contraintes de butée.

Les mauvais résultats obtenus pour certaines étapes de l'expérimentation témoignent aussi de l'importance du choix des paramètres de calcul, et notamment des modules de déformation (partie élastique), des paramètres caractérisant la rupture (angle de frottement, cohésion capillaire) et des paramètres d'écrouissage (partie plastique). Toutefois, les grandeurs mesurées ne sont pas non plus exemptes d'incertitudes, car certains doutes subsistent quant à la qualité et la fiabilité des mesures expérimentales. Il s'agit là d'un point fondamental sur lequel de futures recherches devront être entreprises.

Le perfectionnement des modèles numériques (sols non saturés, élasticité non linéaire, comportement aux faibles contraintes, etc.) et la validation *in situ* de ces nouveaux développements ne pourront être véritablement assurés que si, dans le même temps, sont développées de nouvelles techniques de mesures (mesures des pressions et d'efforts) ou d'essais en place (notamment, mesure des indices des vides et de la teneur en eau, mesure des modules de déformation).

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ARAFATI N. (1996), *Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol - Application à la modélisation des ouvrages de soutènement*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 231 pages.

BAKKER K.J., BEEM R.C.A. (1994), Modelling of the sheet pile wall test in Karlsruhe 1993, *Numerical methods in Geotechnical Engineering*, Manchester, pp. 319-323, Balkema, Rotterdam.

BAUER G.E. (1975), Instrumentation of a 50 ft deep braced excavation, *A.S.T.M. Special Technical publication 54*.

BLIVET J.-C., BONAFOUS P., FRANK R., JOSSEAUME H. (1981), Comportement d'un quai en paroi moulée au port du Havre, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **113**, pp. 111-134.

DAY R.A., POTTS D.M. (1991), Finite element analysis of the Hatfield wall, *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Cairns, pp. 973-978, Balkema, Rotterdam.

GIGAN J.-P. (1984), Expérimentation d'un rideau de palplanches ancré par tirants actifs, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **129**, pp. 5-20.

GYSI H. J., LINDER A., LEONI R. (1977), Behaviour of a prestressed diaphragm wall, *Comptes rendus, 9e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation*, Tokyo, vol. 2, pp. 83-90.

JONKER F. (1995), Retaining facts, *Ground Engineering*, july-august, pp. 22-23.

JOSSEAUME H., DELATTRE L., MESPOULHÉ L. (1997), Interprétation par le calcul aux coefficients de réaction du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten, *Revue française de géotechnique*, 79, pp. 1-14.

MESTAT Ph., DEGNY E., CHAMBON P., SEKKATE-RHANOZ. (1990), Détermination des paramètres du modèle de Nova à partir d'un essai triaxial, *25e colloque du Groupe Français de Rhéologie*, Grenoble, pp. 173-184.

MESTAT Ph., YOUSSEF E. (1991), *Étude du comportement des sables sous sollicitations homogènes. Validation d'une méthodologie de détermination des paramètres pour les lois de comportement de Nova et de Vermeer*, rapport interne, LCPC, 170 pages.

MONNET J., KASTNER R., LARÉAL P., BOUYAT C. (1985), Finite element calculation and experimentings on the Saxe-Gambetta Station, *Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, pp. 747-753, Balkema, Rotterdam.

NOVA R. (1982), A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges, *Int. Workshop on Constitutive Behaviour of Soils*, Grenoble, pp. 289-306.

OU C.-Y., LAI C.-H. (1994), Finite element analysis of deep excavation in layered sandy and clayey soil deposits, *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 31, pp. 204-214.

PECK R.B. (1969), *Deep excavations and tunneling in soft ground*, State of the Art Reports, Comptes rendus, 7e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Mexico, pp. 225-290.

SCHANZ T., BONNIER P.G. (1997), Verification of a soil model with predicted behavior of a sheet pile wall. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Yuan (ed), pp. 953-959, Balkema, Rotterdam.

SHAHROUR I., GHORBANBEIGI S., VON WOLFFERSDORFF P.A. (1995), Comportement des rideaux de palplanche : expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques, *Revue Française de Géotechnique*, 71, pp. 39-47.

VON WOLFFERSDORFF P.A. (1994), *Results of the field test and evaluation of the predictions and subsequent calculations, Workshop Sheet Pile Test Karlsruhe*, Delft University, Holland, october 1994.

#### ABSTRACT

##### Finite element modelling of the performance of the experimental sheet pile at Hochstetten

Ph. MESTAT, N. ARAFATI

This paper presents the finite element modelling of the behaviour of instrumented sheet piling constructed at a sandy site at Hochstetten near Karlsruhe (Germany). It begins by describing the principles involved in modelling retaining walls and then makes some remarks concerning the validation of digital models, the experimental site and the phases in the construction of the sheet piles. Modelling hypotheses and the values of calculation parameters have been deduced from the available geotechnical data. Two laws have been used to represent the behaviour of sand: a perfect elastoplastic law with a Mohr-Coulomb criterion and an elastoplastic law with soil stabilization (the 1982 version of the Nova model). The calculations which are presented were conducted subsequently with the CESAR-LCPC software package, but no parameters were recalibrated on the basis of measurements on the structure.