

Chapitre VI

Modélisation numérique couplée de la construction de trois ouvrages portuaires

VI.1 INTRODUCTION

Dans les parties suivantes, trois aspects du comportement des ouvrages de soutènement en construction vont être étudiés séparément par des modélisations numériques : le phasage de construction, le couplage hydromécanique, l'interaction sol-tirant. Ces approches permettent d'étudier le problème facette par facette. Elles doivent cependant être complétées par une application à des *ouvrages réels*. Ainsi, d'une part, les techniques de modélisation sont confrontées aux modalités réelles de réalisation des ouvrages et, d'autre part, les résultats du calcul peuvent être comparés au comportement observé des ouvrages. Dans ce contexte, cette partie de thèse présente des modélisations numériques de la construction de **Trois** ouvrages de soutènement réels au moyen du mode couplé du code Flac2D. Ces modélisations tentent de tenir compte le mieux possible des différents phénomènes en jeu.

Il s'agit de **trois** ouvrages de soutènement de type portuaire : le quai en eau profonde du port de Calais, le quai d'Osaka du port du Havre et le port 2000 du Havre. Ces ouvrages ont fait l'objet d'instrumentations et de suivis de chantier (Delattre, 1999) et offrent pour cette raison tous les ingrédients nécessaires à la validation des modèles numériques.

VI.2 QUAI EN EAU PROFONDE DU PORT DE CALAIS

On s'intéresse en premier lieu au comportement en cours de construction du quai en eau profonde du Port de Calais. Construit à la fin des années 1980, l'ouvrage est constitué d'une paroi en béton armé retenue en tête par deux lits de tirants. Pendant sa construction, il a été instrumenté pour suivre ses déformations et ses déplacements. Une étude détaillée des propriétés physiques et mécaniques des sols a également été réalisée, de sorte que l'on dispose tous les éléments nécessaires à la mise en œuvre et à la validation d'une modélisation par la méthode des différences finies.

VI.2.1 Présentation de l'ouvrage

L'extension du port de Calais vers l'Est a comporté, entre 1989 et 1991, le creusement d'une nouvelle darse de 1000 m de longueur et 200 m de largeur environ, recevant au sud un quai de service d'une longueur de 200 m et au nord un quai commercial d'une longueur de 725 m.

Ce dernier ouvrage est constitué d'un écran de soutènement en béton armé, réalisé pour la partie inférieure par la technique de la paroi moulée dans le sol et pour la partie supérieure en béton coffré. L'écran est fiché dans l'argile des Flandres et ancré par deux nappes de tirants passifs reliées à un rideau de palplanches formant le massif d'ancrage.

La hauteur libre totale de l'ouvrage (24 m), et le chargement qu'il reçoit (outillage et surcharges pondérales sur les terres-pleins) en font un ouvrage important sur le plan du génie civil. De plus, les différentes phases de la construction de l'ouvrage associent des opérations de remblaiement derrière l'ouvrage et de dragage devant l'ouvrage, ainsi qu'un rabattement temporaire de la nappe phréatique et constituent autant d'étapes intéressantes du point de vue de l'interaction sol-structure. Dans le but de suivre l'évolution des déformations au cours de la construction et de la mise en service, et d'analyser le dimensionnement de l'écran de soutènement, l'ouvrage a été équipé de nombreux dispositifs de mesure (inclinomètres, extensomètres, capteurs de contraintes, plots de suivi topographique), qui ont fait l'objet de relevés pour toutes les phases essentielles de la construction et de la mise en service.

VI.2.1.1 Contexte géotechnique

Les sols rencontrés sur le site du quai de Calais ont fait l'objet de trois campagnes de reconnaissance :

- une reconnaissance préalable aux études de conception de l'ouvrage, exécutée par le LRPC de Lille (rapport 84.401 36/2 du 2 mai 1985), comprenant un sondage carotté (SC1a) et deux profils pressiométriques (PR2 et PR3) ;
- une étude spécifique de l'argile des Flandres, également réalisée par LRPC de Lille (rapport sans référence du 17 décembre 1987), sur la base de deux sondages carottés (SC1 et SC2b) ;
- une reconnaissance complémentaire, menée dans le cadre de l'instrumentation de l'ouvrage par l'Entreprise Solétanche ;

D'autres reconnaissances, réalisées aux environs immédiats du site, peuvent par ailleurs contribuer à préciser certains aspects des caractéristiques des sols.

D'un point de vue géotechnique, le site est constitué de deux formations :

- les sables flandriens régnant de la surface du sol, variable aux environs de +5,00 Cote Marine (CM) jusqu'à une profondeur de -21,00 à -22,50 CM. Ces sables sont des sables fins homométriques, mis en place lors des mouvements du niveau de la mer au quaternaire.
- L'argile des Flandres est présente en dessous de la cote -21,00 à 22,50 CM, avec une épaisseur non reconnue. C'est une argile raide, mise en place à l'Eocène.

L'ensemble est baigné par une nappe phréatique, dont le toit s'établit aux environs du niveau de mi-marée (+4,00 à +5,00 CM).

Le Tableau VI.1 rassemble les valeurs des paramètres des sols tirées de l'ensemble des essais.

Tableau VI.1. Caractéristiques géotechniques des couches de sol, d'après Delattre et al. (1999).

Couches de sol	Niveau d'assise (CM)	Epaisseur (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (kPa)	C_u (kPa)	E_M (MPa)
Remblai	-4,5	9,6-10,0	20,25	16,50	0-6	37,5-41	-	20-35
Sable Flandriens	-21,0	16,5	20,25	16,50	0-6	37,5-41	-	20-40
Argile des Flandres	-	-	20,0	15,50	20-50	20-22	150-250	20-60

VI.2.1.2 Hydrologie du site

Avant son aménagement, le site était abrité des variations du niveau de la mer par une digue d'enclôture. Le nouveau bassin est par contre soumis aux conditions de marée : le niveau de marée haute de vives eaux extrême peut s'établir aux environs de + 8,00 CM et le niveau de marée basse de vives eaux extrêmes aux environs de + 0,30 CM. Durant les différentes opérations de construction (mars 1989 à novembre 1989), la nappe phréatique a été rabattue au niveau -8,00 pour remonter ensuite à -5,00 puis -1,60 CM.

VI.2.1.3 Description de l'ouvrage

L'ouvrage est un écran de soutènement de 24 m de hauteur libre, à l'usage de quai. Ses principales caractéristiques vis à vis de l'exploitation sont les suivantes :

- couronnement à la cote marine + 9,00 ;
- hauteur libre : 24 m ;
- surcharge admissible sur les terres-pleins : pression de 40 kPa uniformément répartie sur une bande de 25 m au bord du quai, pression de 150 kPa uniformément répartie au delà ;
- efforts d'amarrage : traction en tête de l'ouvrage de 50 kN/m ;
- descente de charge des outillages de débarquement des navires : 900 kNm/m en tête de l'ouvrage.

La solution technique adoptée est une variante d'entreprise (CITRA et Solétanche) constituée d'un écran de soutènement réalisé en partie en paroi moulée dans le sol, en partie en béton coffré, ancré par un système passif comprenant deux nappes de tirants et un rideau de palplanches servant de massif d'ancrage (Figure VI.1).

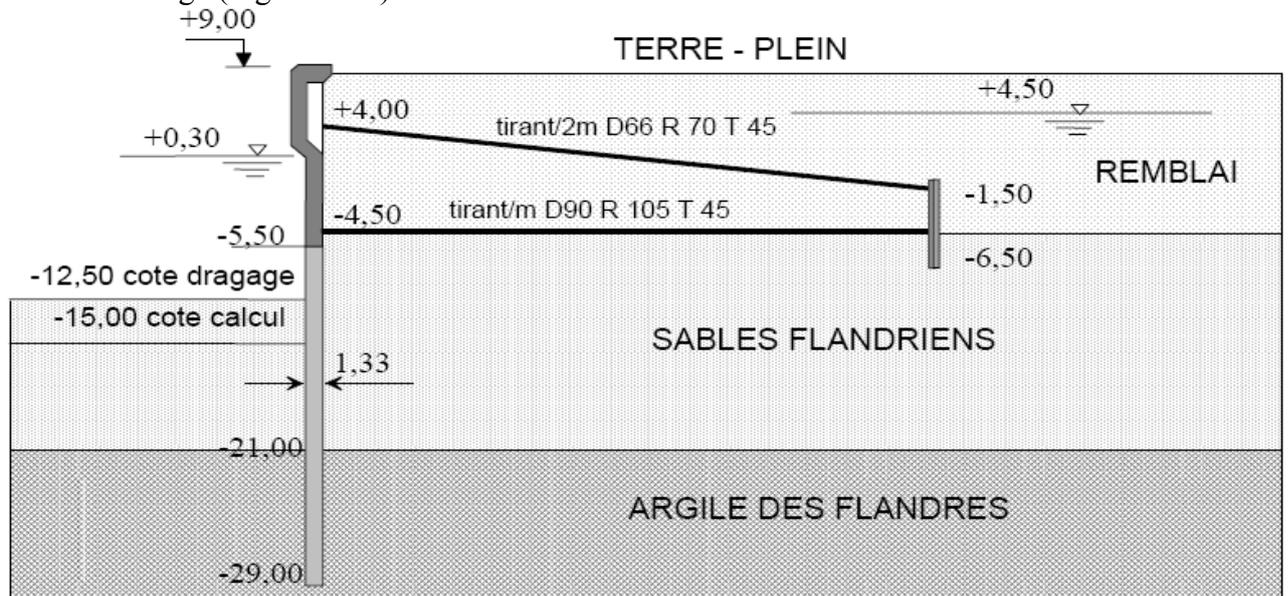
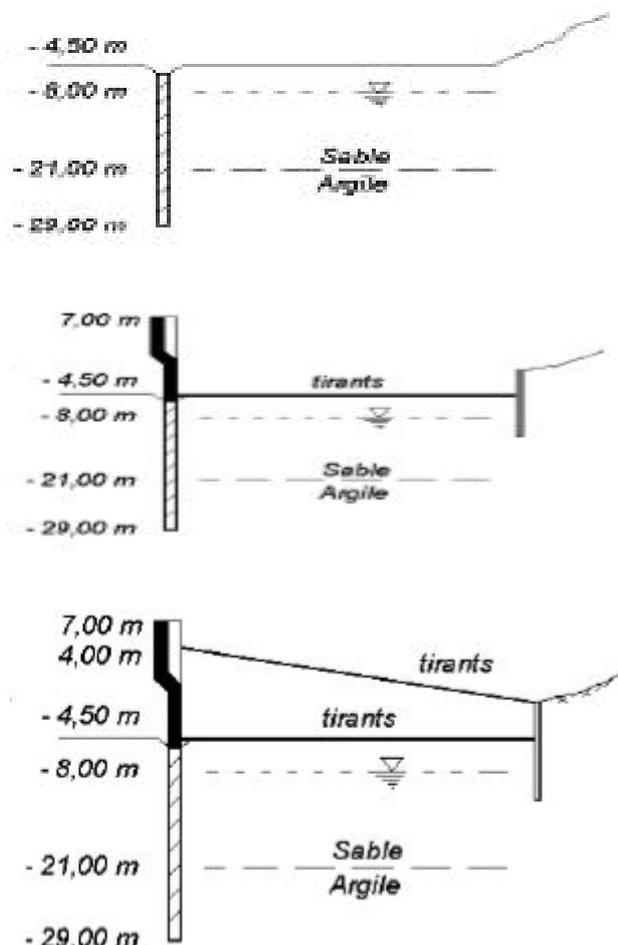


Figure VI.1. Coupe type du quai, d'après Neveu et al. (1994).

VI.2.1.4 Phasage de construction

La construction a été réalisée en **neuf étapes**, décrites ci-dessous.



Phase 1 :

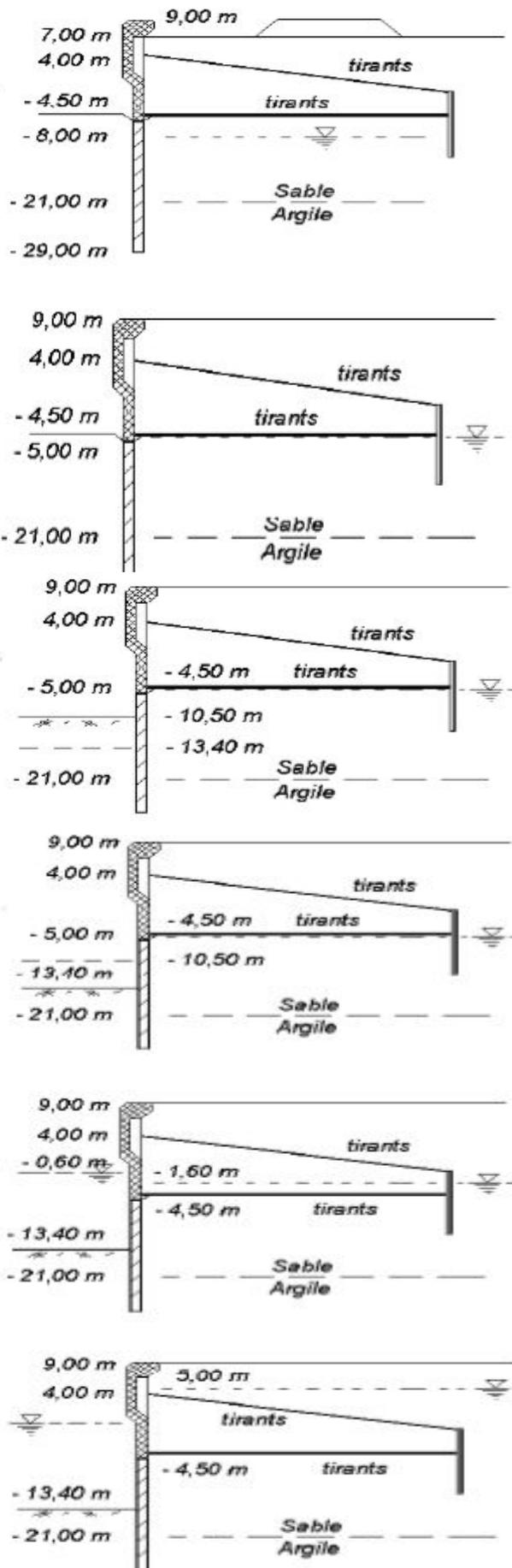
Une plate-forme a été réalisée à la cote -4,50 CM, la nappe phréatique étant rabattue à -8,00 CM. A partir de cette plate-forme, la paroi moulée (épaisseur 1,33 m) a été coulée. Son pied atteint la cote -29,00 CM, environ 8 m sous l'interface entre les sables en place et l'argile des Flandres sous-jacente. Elle a été recépée à la cote -5,50 CM.

Phase 2 :

La paroi moulée a été prolongée entre -5,50 et +7,00 CM par une superstructure en béton armé coffré. En même temps, la nappe de tirants inférieure de diamètre 90 mm et de longueur 42 m ainsi que le rideau d'ancrage arrière ont été mis en place.

Phase 3 :

Les remblais de sable sont réalisés jusqu'au niveau de la nappe des tirants supérieurs à la cote +4,00 CM et suivant une pente de 7 degrés. La nappe des tirants supérieurs est mise en place ensuite. Il s'agit de tirants passifs de diamètre 55 mm, de nuance T45 et espacés de 2 m. elle est ancrée au même rideau de palplanches que la nappe inférieure.



Phase 4 :

Le terrain est remblayé derrière la paroi jusqu'à la cote +7,00 CM, tandis que l'écran est couronné à la cote +9,00 CM par une poutre longitudinale. Une piste de chantier est mise en place 20 m en arrière de l'écran.

Phase 5 :

Une nouvelle opération de remblaiement est réalisée jusqu'à la cote +8,70 CM. La nappe remonte à la cote -5,00 CM.

Phase 6 :

Le quai est dragué à la cote -10,50 CM côté bassin.

Phase 7 :

Le quai est dragué à la cote 13.40 CM coté bassin.

Phase 8 :

Le rabattement de la nappe est arrêté. La nappe remonte à la cote -1.60 CM dans le terrain et -0.60 CM dans le bassin.

Phase 9 :

Le bassin est mis en eau. Le niveau d'eau est variable dans le bassin (-0.30 à +8.00 CM) et la nappe trouve une position d'équilibre en arrière de la paroi (+5.00 CM).

VI.2.1.5 Instrumentation et suivi de chantier

Les appareils de mesure mis en place (Figure VI.3) sont :

- quatre inclinomètres dans la paroi moulée et sa superstructure, descendant sous le pied de la paroi moulée (à -45 CM) ;
- deux inclinomètres solidarisés avec le rideau d'ancrage, descendant jusqu'à -24 CM ;
- un inclinomètre intermédiaire entre la paroi et son rideau d'ancrage, descendant jusqu'à la cote -36 CM ;
- des couples d'extensomètres à corde vibrante sur les tirants d'ancrage, un couple étant placé à proximité de la paroi, l'autre à proximité du rideau d'ancrage. Six tirants de la nappe inférieure et huit tirants de la nappe supérieure ont ainsi été équipés ;
- des triplets d'extensomètres à corde vibrante mis en place dans la paroi moulée, sur dix niveaux. Pour chaque niveau, un extensomètre est placé au centre de gravité de la section de béton armé, tandis que les deux autres sont placés aux bords de la section ;
- des embases en tête de la paroi permettant la mesure de l'inclinaison de l'ouvrage à l'aide de nivelles ;
- des plots de visée topographique en tête de paroi ;
- un système de mesure de la butée se développant dans le sol devant l'ouvrage ;
- des piézomètres installés dans le massif de sol en arrière de l'ouvrage.

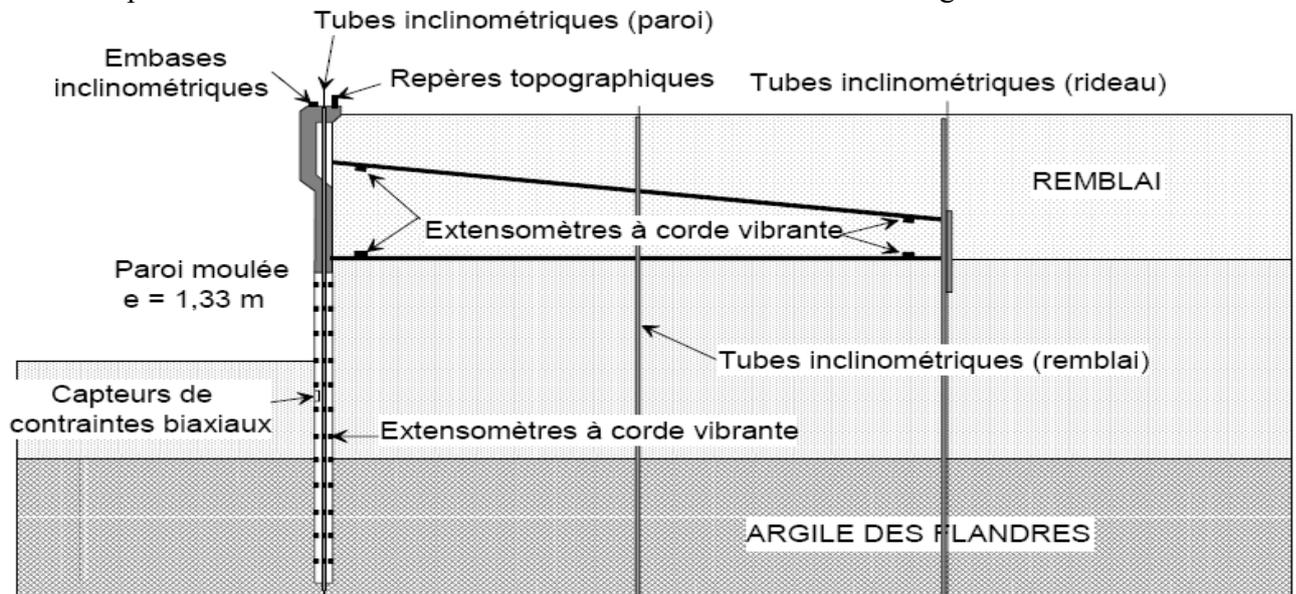


Figure VI.3. Schéma d'instrumentation de l'ouvrage, d'après Pincent et al. (1991).

Les différents appareils de mesure mis en place ont fait l'objet d'une dizaine de relevés au cours de la construction de l'ouvrage et à sa mise en service, sur une période débutant au mois de mars 1989 et se terminant au mois de mars 1991.

VI.2.2 Modélisation numérique

Le modèle numérique a été construit pour permettre de représenter le mieux possible toutes les phases de la construction, les particularités géométriques et géotechniques ainsi que les conditions de service du quai en eau profonde de Calais.

VI.2.2.1 Modèle et maillage Flac2D

Les calculs ont été réalisés en configuration *bidimensionnelle* pour une hauteur totale du terrain de 50 m et une longueur totale de 200 m dont 70 m devant et 128,5 m derrière la paroi.

La complexité du phasage des travaux et la diversité des natures d'opérations nécessite de définir plusieurs groupes d'éléments, dont certains groupes sont introduits pour traiter l'interface entre les tirants et le sol.

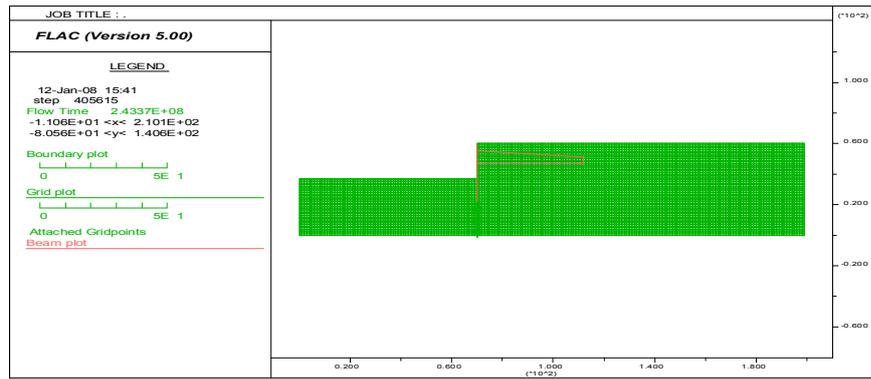


Figure VI.4. Maillage du modèle de calcul. Flac2D.

On commence l'analyse en construisant le maillage du modèle. Une *densité constante* de maillage est attribuée avec une dimension de zone de 1 m. L'écran est modélisé par élément de poutre, connecté au maillage sur les deux côtés par les interfaces. Ensuite, on attribue les propriétés des matériaux pour les sols et interface du *sol/écran*.

On installe dans l'étape de calcul 4 les tirants et le rideau d'ancrage en palplanche comme étant des *éléments de structure*. On place les nœuds de connexion des tirants au même emplacement du nœud de l'écran et du rideau d'ancrage, par conséquent, le nœud à gauche est le nœud existant de l'écran et le nœud à droite est le nœud existant du rideau d'ancrage en palplanche (Figure VI.4). Les tirants ne sont pas reliés rigidement aux écrans dans ce cas. Par conséquent, on définit un rapport de connexion (lequel autorise la rotation libre au rapport de connexion *tirant/paroi*) en sélectionnant la commande *Pin* du code Flac2D. Une flèche est dessinée au nœud, en dénotant ceci comme un rapport de connexion (voir la Figure VI.4).

VI.2.2.2 Conditions aux limites

Il est nécessaire de prescrire les conditions aux limites au modèle. On attribue les conditions aux limites mécaniques qui sont montrées dans la Figure VI.5.

Sur les bords latéraux, le déplacement normal est nul et le cisaillement est nul (condition de type «contact lisse») tandis que, pour le bord inférieur, les deux composants du déplacement sont imposées nulles (condition de type « appuis fixes »).

Les conditions aux limites hydrauliques consistent à imposer la charge (en Flac, on impose la pression interstitielle) sur le toit de la nappe et sur une partie des limites verticales. Elles varient d'un calcul à l'autre selon que la nappe est rabattue ou remonte lors de la phase de travaux étudiée.

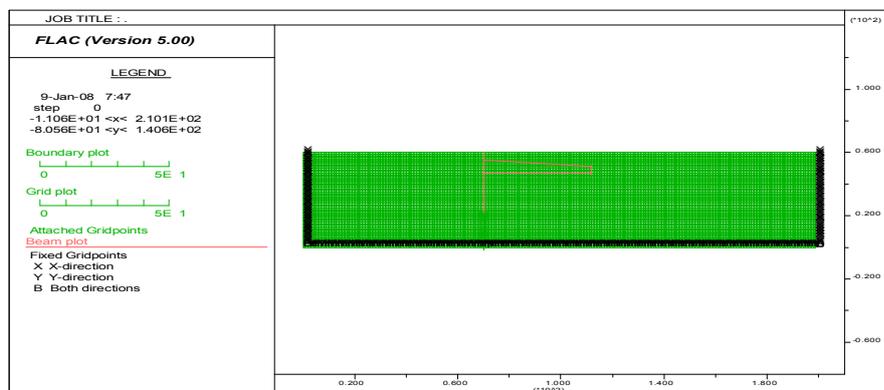


Figure VI.5. Conditions aux limites fixes. Flac2D.

Cela complète la première étape de notre analyse : génération de maillage du modèle et attribution des modèles de comportement des matériaux, propriétés et conditions aux limites. On sauvegarde le modèle à cette étape de calcul comme étant état initial.

VI.2.2.3 Caractéristiques mécaniques utilisées pour la modélisation numérique

Massif de sols

Le comportement du sol est modélisé par une loi élastoplastique avec un critère de Mohr-Coulomb. Les paramètres de résistance en conditions drainées c' , φ' et les poids volumiques sont tirés du Tableau VI.1 récapitulant les résultats des campagnes d'essais.

Concernant les caractéristiques élastiques de l'argile des Flandres, nous nous sommes basés sur une étude réalisée par Josseume (1998). Cette étude comporte des essais in situ et en laboratoire de l'argile présente aux ports de Calais et de Dunkerque. Les essais réalisés en laboratoire à l'appareil triaxial ont permis à Josseume (1998) de proposer pour le module tangent à l'origine E'_0 et pour le module sécant à 50 % du déviateur à la rupture E'_{50} les valeurs suivantes (ces modules correspondent à une condition drainée) :

$$E'_0 = 56,5 \text{ MPa}, E'_{50} = 26 \text{ MPa}.$$

Le module de cisaillement initial horizontal de l'argile a, par ailleurs, été évalué à partir de résultats d'essais au pressiomètre autoforeur :

$$G_{hh} = 88 \text{ MPa}.$$

A partir de la relation entre le module de cisaillement et le module d'élasticité :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

et en adoptant pour le coefficient de Poisson la valeur $\nu'_{hh}=0,03$ et pour le rapport d'anisotropie $n = E'_v/E'_h=0,55$, Josseume a montré que l'on peut estimer à partir des essais au pressiomètre autoforeur, le module d'Young horizontal $E'_{hh}=180 \text{ MPa}$ et le module d'Young vertical $E'_v > 100 \text{ MPa}$. Ces valeurs sont bien supérieures à celles évaluées à partir des essais triaxiaux.

En adoptant un module élastique de l'argile égale à $E'_0 = 56,5 \text{ MPa}$, les *déplacements horizontaux* de la couche d'argile (au-dessous de la paroi) sont *surestimés* par rapport aux mesures, comme l'a montré Luc Delattre (1999) : ceci nous conduit à adopter pour la couche d'argile des Flandres un module d'élasticité de l'argile égal à $E'=120 \text{ MPa}$.

En ce qui concerne les sables flandriens, le comportement mécanique a été étudié en laboratoire sur la base d'essais de cisaillement à la boîte, qui n'ont pas permis de procéder à une évaluation de ses caractéristiques élastiques.

Les caractéristiques élastiques des sables sont évaluées à partir des résultats d'essais pressiométriques réalisés sur le site. Cette évaluation fait appel à la corrélation proposée par Dauvisis et Ménard (1964) entre le module pressiométrique du sol et son module oedométrique :

$$E_{oed} = \frac{E_M}{\alpha}$$

Cette corrélation est proposée avec une valeur de α égale à 0,3 dans l'étude de Delattre (1999).

La relation existant par ailleurs entre le module oedométrique et le module d'élasticité :

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

conduit à un module oedométrique compris entre 1,11 E et 1,34 E pour un coefficient de Poisson compris entre 0,2 et 0,3.

Le module pressiométrique des sables, en place aussi bien qu'en remblai, de l'ordre de 30 MPa, conduit à un module d'élasticité de l'ordre de 75 MPa.

Éléments de structure

La *paroi moulée*, le *rideau de palplanches* ainsi que les *tirants* sont modélisés par des éléments de structure dont le comportement est supposé *élastique linéaire*.

En respectant la géométrie réelle, le module d'élasticité considéré pour le béton de la paroi moulée est un module moyen entre le module instantané estimé par la formule $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ et le module différé estimé par : $E_d = E_i/3$ (valeur considérée traditionnellement dans la pratique du calcul des

écrans en paroi moulée). Par contre, la géométrie des rideaux de palplanches n'est pas respectée dans le modèle. On introduit donc dans le modèle un module équivalent respectant la rigidité de flexion du rideau réel. On prend $E_p^e I_p^e = E_p I_p E_p$ et E_p^e désignent respectivement le module d'élasticité des palplanches et le module équivalent, et I_p et I_p^e désignent respectivement l'inertie du rideau réel et l'inertie du rideau modélisé.

Les lits de tirants d'ancrage sont modélisés dans la configuration bidimensionnelle par deux éléments *câble* en Flac.

Pour faciliter la construction du modèle de maillage, on utilise une épaisseur du tirant ϕ_{eq} égale à 0,1 m ; le module élastique équivalent du tirant est donc donné par :

$$E_{eq} = \frac{1}{\phi_{eq} e_t} \frac{\pi(\phi_{tirant})^2}{4} E_{tirant}$$

Conditions hydrauliques

Une nappe phréatique règne dans le terrain : elle se trouve initialement à environ +4,00 à +5,00 CM (Delattre, 1999). Pendant les travaux et pour la période du début mars 1989 jusqu'en novembre 1989, cette nappe phréatique a été rabattue au niveau -8,00. À la fin des travaux le rabattement s'est arrêté, la nappe est remontée au niveau -5,00 et ensuite à -1,60 CM pour finalement se stabiliser autour du niveau +5,00 CM.

En absence d'essais hydrologiques plus détaillés, on adopte pour la perméabilité de l'argile des Flandres la valeur de 10^{-9} m/s (en Flac, $K_{réelle} = \rho_w g K_{Flac}$, donc $K_{Flac} = K_{réelle} * 10^{-4}$, on prend $K_{Flac} = 10^{-13}$ m/s) et celle des sables flandriens la valeur de 10^{-4} m/s ($K_{Flac} = 10^{-8}$ m/s).

Les interfaces

Des éléments d'interface ont été utilisés pour maintenir la continuité de part et d'autre des éléments de structure. Ils sont mis en service dans les troisième et quatrième étapes de calcul simulant les opérations de remblaiement derrière la paroi après la mise en place des *tirants* (troisième et quatrième phases de construction de la Figure VI.2).

L'interface sol-tirant est modélisée par une *fine couche* de matériau de caractéristiques identiques à celles du sol, mais dont le critère de rupture est « orienté » parallèlement aux tirants.

La détermination des paramètres des éléments d'interface se fait donc en utilisant l'hypothèse que la résistance limite de ceux ci est déterminée uniquement en terme d'adhésion en prenant un angle de frottement nul (Benhamida, 1998), ce qui conduit à opter une adhérence des éléments d'interface $c_{interface} = q_{se}$, où q_{se} est le frottement mobilisable équivalent calculé par :

$$E_{se} = \frac{\pi \phi_{tirant}}{2e_t} q_s \quad (\phi_{tirant} \text{ désigne le diamètre du tirant et } e_t \text{ l'espacement horizontal}).$$

Les propriétés adoptées pour la modélisation du comportement du sol et des éléments de structure sont récapitulées dans le Tableau VI.2 :

Tableau VI.2. Caractéristiques géotechniques utilisées dans le modèle.

Couches de sols	γ' (kN/m ³)	p° (kPa)	K°	E (MPa)	ν	ϕ' (degrés)	c' (kPa)	ψ (degrés)
Tirant supérieur	-	-	-	3590	0,2	-	-	-
Tirant inférieur	-	-	-	13353	0,2	-	-	-
Paroi moulée	-	-	-	22000	0,2	-	-	-
Interface sup/remblai	-	-	-	75	0,3	0	4,0	0
Interface inf/remblai	-	-	-	75	0,3	0	5,5	0
Rideau de palplanches	-	-	-	22000	0,2	-	-	-
Remblais	20,00	-	0,5	75	0,3	30	0	30
sables flandriens	16,5	-	0,3	75	0,3	40	6	40
Argile des Flandres	15,5	-	0,3	120	0,2	23	40	23

VI.2.2.4 Prise en compte du phasage de la construction

Le phasage de construction du quai a été simulé par un enchaînement de **neuf étapes** de calcul :

- La *première* étape de calcul a pour but de créer un état initial de *contraintes* et de *pressions* (la nappe phréatique se situe au niveau +5 CM) régnant dans le massif avant toutes opérations de travaux. Cette étape a été réalisée à l'aide de la fonction FISH "ININV.FIS" du code Flac2D. Les gradients de pressions interstitielles et contraintes totales (et effectives) doivent être compatibles à l'état initial. On peut commencer d'un état non saturé et puis inclure les pressions interstitielles (c.-à-d., remontée de la surface de l'eau), ou bien déterminer directement l'état des contraintes *saturées*. On utilise ici la dernière solution.

Le mode de calcul d'écoulement est *permet*, on spécifie : le module volumique et la densité de l'eau à 1000 kg/m³ ; le module volumique de l'eau à 10000 Pa; cette valeur basse *accélérera* la convergence pour atteindre l'état *d'écoulement permanent* (notons qu'il y a une limite inférieure pour le module volumique de l'eau pour satisfaire la stabilité numérique).

On attribue la hauteur de la surface phréatique ($wth = +5$ CM) et le rapport K_o ($k_{0x} = 0,5$ et $k_{0z} = 0,5$).

N.B. Notons que lorsque l'étape d'analyse *couplée* est exécutée, seulement les pas d'écoulement sont rapportés ; les pas mécaniques sont considérés des "sous pas". Cela parce que le pas de temps d'écoulement est typiquement beaucoup plus grand que le pas de temps mécanique (en d'autres termes, les effets mécaniques se produisent instantanément lorsque comparé aux effets de la diffusion d'écoulement), et dans ce cas, le pas d'écoulement est considéré le pas "maître".

Si on voit que le système est considérablement hors d'équilibre pendant le calcul d'écoulement (par exemple, en vérifiant les forces déséquilibrées), alors nous pouvons augmenter le nombre de sous pas mécaniques dans chaque pas d'écoulement pour garder le système en équilibre.

Dans notre cas, la condition par défaut d'alterner entre un pas écoulement et un pas mécanique est raisonnable parce que les hautes forces déséquilibrées ne sont pas produites.

- La *deuxième* étape de calcul simule le rabattement de la nappe au niveau -8,00 CM en imposant des conditions aux limites hydrauliques adéquates à la surface libre. Le changement du poids volumique de la partie du sol au-dessous et au-dessus de la nappe est pris en compte avec les commandes *Initial pp* et *Ini sat*.

Pour cette étape nous mettons la saturation et la pression interstitielle à *zéro* sur les nœuds du maillage dans la région du rabattement de la nappe. Les nœuds du maillage affectés seront mis en valeur. La *contrainte totale* est ajustée automatiquement lorsqu' on impose ce changement dans les pressions interstitielles.

On résout la réponse *couplée* qui résulte du rabattement de la nappe. L'écoulement est *permet* et le module volumique de l'eau mis à 10000 Pa. C'est une analyse de l'écoulement non saturée, donc nous pouvons utiliser le schéma rapide de l'écoulement non saturé pour accélérer le calcul pour l'état d'écoulement permanent.

On libère la condition de la saturation pour les nœuds du maillage le long de la limite du sommet à l'extérieur de l'excavation, et le long de la limite gauche au-dessous de l'excavation. La région au-dessus de la surface libre peut devenir maintenant non saturée si le niveau de l'eau rabat. Nous initialisons les *déplacements* dans le modèle à *zéro* afin que nous puissions contrôler le changement du déplacement qui se produit seulement dû au drainage.

- Dans la *troisième* étape de calcul, on simule la réalisation de la plate-forme de travail au niveau -4,50 CM avec la commande *Model null*.

- La *quatrième* étape de calcul consiste à modéliser la mise en place de la paroi, du rideau d'ancrage et du premier lit de tirants (en activant le module élastique et le poids volumique de ces groupes d'éléments) ainsi on simule la réalisation de la première phase de remblaiement derrière la paroi (à l'aide de l'option *Cut&Fill*). Dans cette étape de calcul des éléments d'interface ont aussi été ajoutés pour maintenir la continuité des déplacements de part et l'autre de l'élément *câble* qui représente le lit de tirants.

Note : Par souci de simplicité, dans le calcul numérique, on considère que le remblai est mis en place en une seule fois jusqu'au niveau prévu en admettant que le sol prend pleinement les valeurs des caractéristiques mécaniques au moment de l'application du chargement. En pratique, le remblaiement doit être conduit couche par couche avec un processus de compactage rigoureux. La simplicité de la modélisation peut donc conduire à une *sous-estimation* de la pression sur la paroi (qui tend vers la pression active de Rankine – Figure VI.6), à cause des déformations propres du massif de remblai sous son poids volumique. Une solution est alors proposée par Nguyen (2003), pour réduire cet effet, en réduisant les caractéristiques de résistance du massif de remblai (on diminue l'angle de frottement du remblai pour obtenir une pression sur la paroi correspondant à K_o).

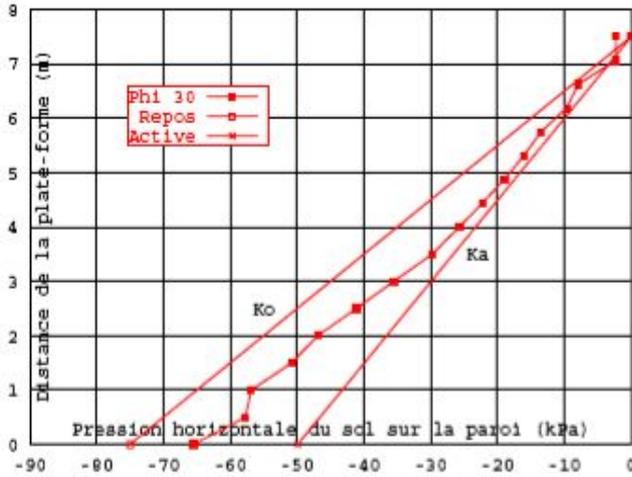


Figure VI.6. Distribution de la pression du remblai sur la paroi calculée avec $\varphi' = 30^\circ$.

D'après Nguyen, 2003.

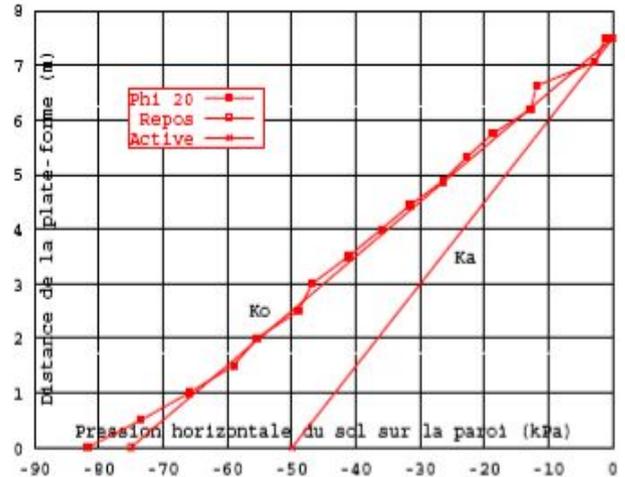


Figure VI.7. Distribution de la pression du remblai sur la paroi calculée avec $\varphi' = 20^\circ$.

D'après Nguyen, 2003.

Il est important de noter que cette solution pour simuler la mise en place du remblai donne des résultats identiques à celle dans laquelle on applique directement la pression des terres au repos sur la paroi et sur la base de la plate-forme (Figure VI.7). Il est cependant regrettable que l'on ne dispose pas de données de mesures de cette pression des terres sur la paroi.

Les tirants devraient être installés afin que les moments ne puissent pas développer à leurs connexions avec l'écran et la palplanche d'ancrage.

- La mise en place du deuxième lit de tirants et des éléments d'interface associées, suivie de la deuxième phase de remblaiement jusqu'à la cote +7,00 CM et la réalisation de la piste de chantier (l'option *Model null*), sont simulées dans la *cinquième* étape de calcul.

- Dans la *sixième* étape de calcul, les remblais sont montés jusqu'au niveau final à 8,70 CM derrière la paroi ; en même temps, la nappe d'eau dans le terrain est remontée au niveau -4,50 CM. Cette remontée de la nappe est simulée en imposant une charge hydraulique constante (une pression interstitielle constante) à la nouvelle surface de la nappe et une variation de la charge hydraulique correspondante à la surface actuelle. Comme dans la deuxième étape, le changement du poids volumique est simulé avec la commande *Ini sat* (1 pour la partie saturée et 0 pour la partie non saturée).

- La *septième* étape simule la première phase de dragage devant le quai jusqu'au niveau -10,50 CM. C'est une opération d'excavation sous l'eau. Les forces d'excavation sont donc calculées à l'aide de la commande *Model null* à partir de la lecture du fichier de résultats de l'étape de calcul précédente. La pression d'eau devant la paroi est ensuite simulée à l'aide de la commande *Ini PP&Fix PP*.

On permet le calcul *couplé*. On initialise encore les déplacements, pour évaluer la déformation induite par l'excavation.

- La *huitième* étape simule la deuxième phase de dragage devant le quai jusqu'au niveau final à -13,40 CM.

- La *neuvième* étape de calcul modélise la mise en eau du bassin : côté bassin, le niveau de l'eau s'élève à 1,10 CM ; derrière la paroi, le niveau de la nappe est à 5,20 CM (valeurs correspondant aux mesures réalisés en octobre 1990).
- Et enfin, la *dernière* étape modélise la mise en service de l'ouvrage avec l'application d'une charge uniforme de 40 kPa répartie sur une bande de 25m au bord du quai, et une pression uniforme égale à 150 kPa au-delà.

VI.2.3 Résultats des calculs

Etape 1 : Etat initial des contraintes

L'état des contraintes saturé à l'équilibre est illustré par les tracés du champ des *contraintes verticales totales* dans la Figure VI.8 et *contraintes effectives verticales* dans la Figure VI.9.

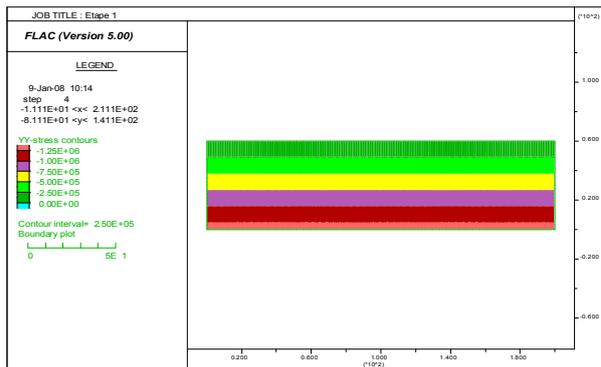


Figure VI.8. Champ de contraintes totales verticales pour l'état initial saturé - Initialisation automatique avec 'ININV.FIS' -

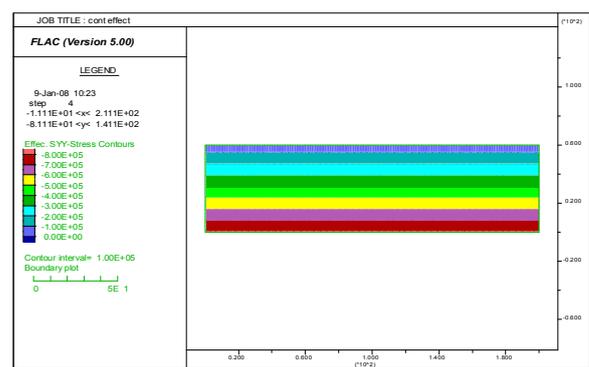


Figure VI.9. Champ de contraintes effectives verticales pour l'état initial saturé - Initialisation automatique avec 'ININV.FIS' -

Etape 2 : Rabattement au niveau -8 CM

La distribution des *pressions interstitielles* à l'état de l'écoulement permanent après le rabattement de la nappe au niveau -8 CM est montrée dans la Figure VI.10. La Figure VI.11 donne le tracé des champs de *déplacements verticaux* et *vecteurs du déplacement* à l'équilibre. Cela indique le taux de tassement induit par le drainage.

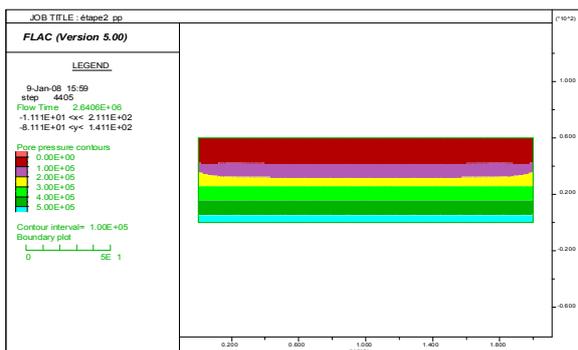


Figure VI.10. Distribution des pressions interstitielles suivant le drainage.

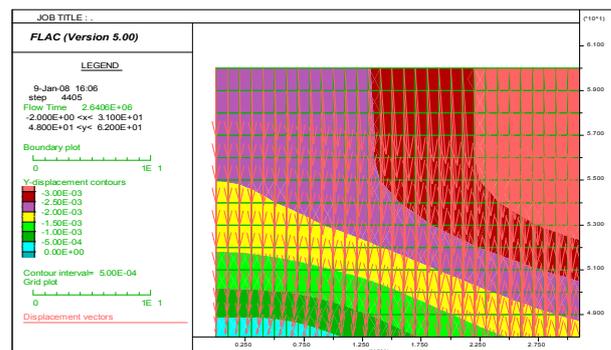


Figure VI.11. Champs de déplacements verticaux et vecteurs du déplacement dans le modèle à l'étape 2.

On note que dans ce travail, c'est évident que l'utilisation de la fonction *Ininv.Fis* pour l'état initial des contraintes est la plus *efficace*. Cependant, les approches couplée ou découplée peuvent être plus convenables pour les différentes conditions du problème.

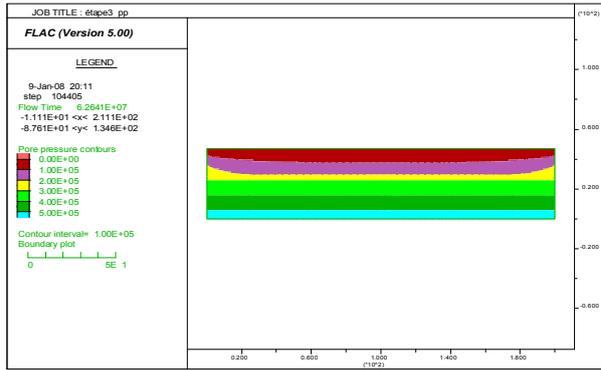


Figure VI.12. Distribution des pressions interstitielles avec la réalisation de la plateforme réalisée. Etape 3.

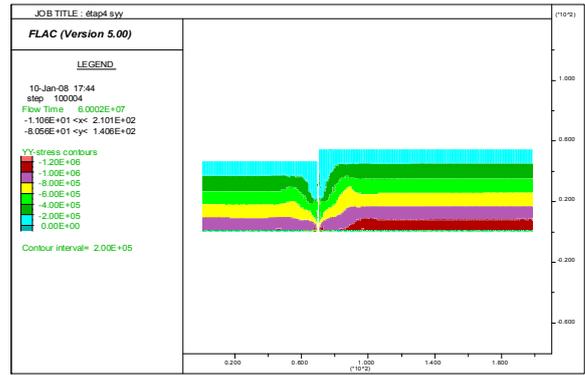


Figure VI.13. Champ des contraintes totales verticales. Etape 4.

Pour le modèle de Mohr-Coulomb utilisé, les calculs se sont déroulés sans problème particulier. Une bonne convergence a été obtenue après chaque étape de calcul. La Figure VI.14 présente la déformation représentée par les déplacements induits par l'excavation devant le quai (coté bassin) après la 8^{ème} étape de calcul. On constate une forte concentration des déplacements plastiques derrière la paroi et autour des tirants.

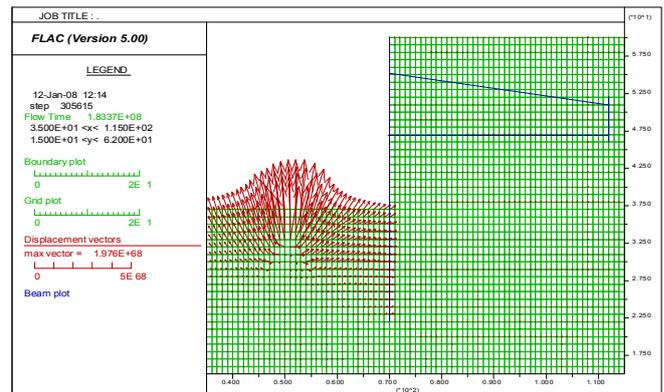


Figure VI.14. Les déplacements induits par l'excavation devant le quai (coté bassin), après l'étape de calcul 8.

Tableau VI.3. Mesures disponibles pour les différentes phases de travaux.

Date de mesure	Phase de travaux	Mesures		Remblais-déblais		Niveaux nappe		Etapas de calcul
		Inclino.	Extensio.	amont	aval	amont	aval	
03/07/89	1	initial	initial	-4,50	-4,50	-8,00	-8,00	1,2,3
04/08/89	2,3	oui	oui	+4,00	-4,50	-8,00	-8,00	4
31/08/89	4	oui	oui	+7,00	-4,50	-8,00	-8,00	5
25/09/89	5	oui	oui	+8,50	-4,50	-5,00	-5,00	6
23/11/89	6	oui	oui	+8,50	-10,50	-5,00	-5,00	7
	7	non	non	+8,50	-13,40	-5,00	-5,00	8
08/02/90	8	oui	oui	+8,50	-13,40	-1,60	-0,60	-
08/10/90	9	oui	oui	+9,00	-13,40	+5,23	+1,10	9
14/03/91	surcharge	oui	oui	+9,00	-13,40	+5,10	+7,90	10

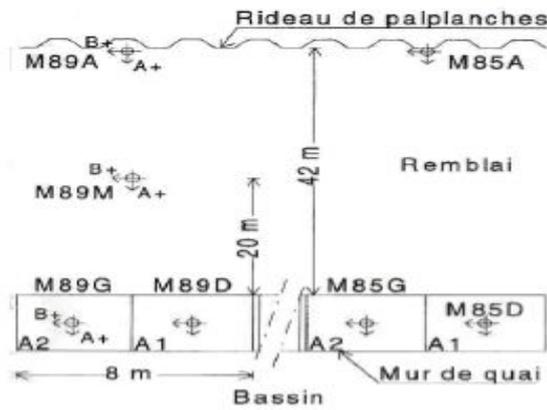
(*) la dernière colonne indique les étapes de calcul correspondantes.

Dans la suite, on présente les différents résultats des calculs : déplacements de la paroi, du rideau d'ancrage, moment de flexion dans la paroi, tensions dans les tirants. Les résultats de calculs sont comparés avec les valeurs mesurées.

Le Tableau VI.3 présente une liste des mesures tirées du rapport de Delattre et Mespoulhe (1999).

VI.2.3.1 Déplacements de la paroi

Le plan d'instrumentation de l'ouvrage comporte 4 inclinomètres installés dans l'écran de soutènement, 2 au droit du rideau d'ancrage et un dernier entre l'écran et le rideau (Figure VI.15).



Légende :
 Correspondance entre le numéro des inclinomètres et le numéro des panneaux :
 Inclinomètre 1 : M85D,
 Inclinomètre 2 : M85G,
 Inclinomètre 3 : M89D,
 Inclinomètre 4 : M89G,
 Inclinomètre 5 : M85A,
 Inclinomètre 6 : M89A,
 Inclinomètre 7 : M89M.
 On note les directions de mesure A perpendiculaire au mur et B parallèle au mur.

Figure VI.15. Schéma d'implantation des inclinomètres, d'après Simecsol.

On observe que les déplacements mesurés par les inclinomètres sont relativement homogènes, exception faite de l'inclinomètre 4, qui donne toujours des déplacements plus élevés que les autres inclinomètres (Delattre et al., 1999). La confrontation des résultats de calcul a été faite donc avec une fourchette constituée par les mesures des trois premiers inclinomètres. Ces mesures ont été jugées plus fiables et confirmées par des données des suivis topographiques.

Les déplacements de la paroi ont été initialisés à zéro après la deuxième étape de calcul pour tenir compte de l'initialisation des mesures des inclinomètres dans la paroi après la phase 2 de travaux, c-à-d après la réalisation de la plate-forme de travail au niveau +4,5 CM, le rabattement du niveau de la nappe au niveau -8,00 CM et la mise en place de la paroi moulée.

Les figures VI.16 et VI.17 comparent les résultats des quatrième et cinquième étapes de calcul avec les mesures. Ces deux étapes correspondent aux opérations de remblaiement derrière la paroi jusqu'aux niveaux +4,00 CM et +7,00 CM, respectivement. On constate une très bonne concordance, surtout pour la 4^{ème} étape de calcul dans laquelle la paroi travaille comme une poutre retenue au niveau de la nappe de tirant inférieure. Pour l'étape de calcul 5, le chargement du remblai se traduit par une augmentation de la poussée latérale du terrain situé sous le niveau d'ancrage et donc des déplacements de la paroi vers le bassin à ce niveau ($z = 30\text{m}$ - Figure VI.17). Les déplacements sont fortement diminués au niveau de la nappe de tirants inférieure ($z = 41,5\text{m}$), qui joue bien son rôle d'ancrage de l'écran.

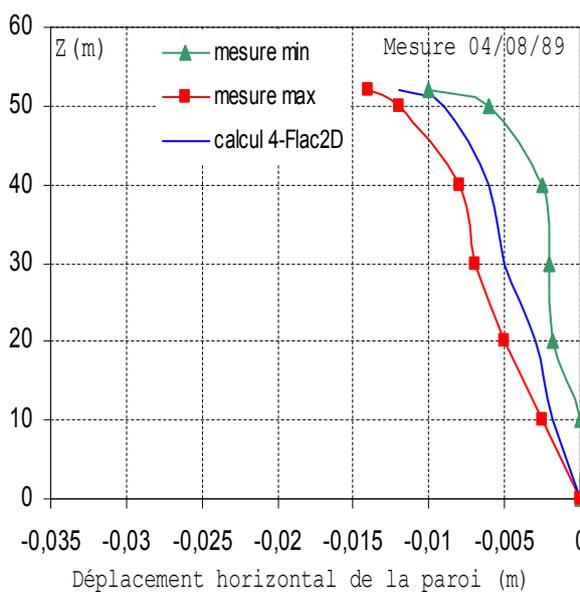


Figure VI.16. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 3 (étape de calcul 4).

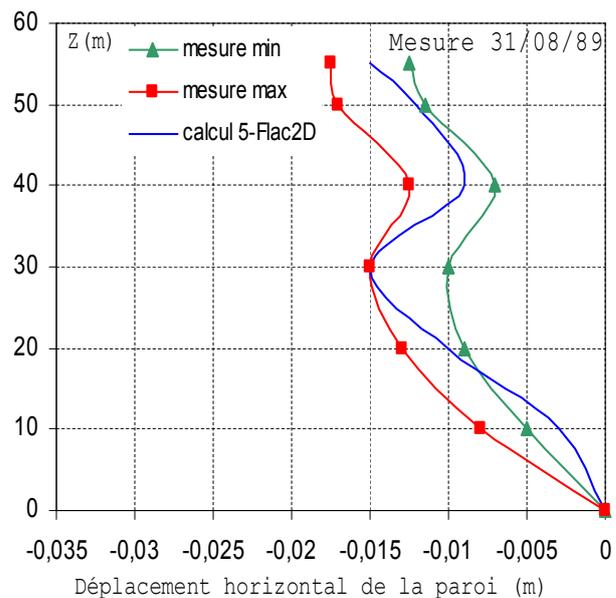


Figure VI.17. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 4 (étape de calcul 5).

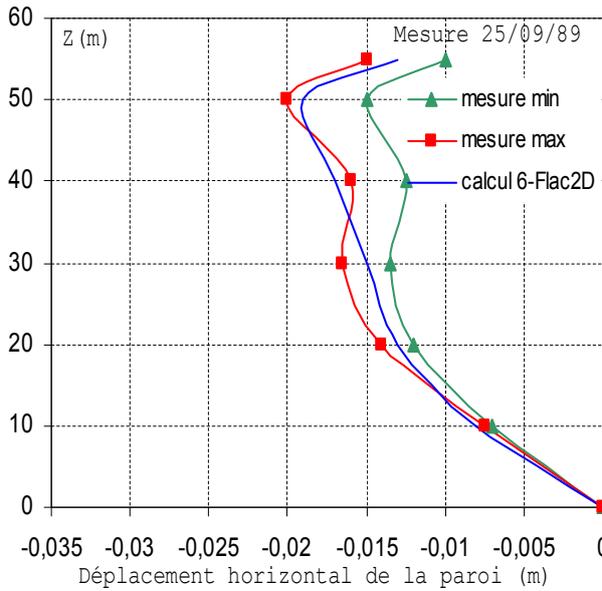


Figure VI.18. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 5 (étape de calcul 6).

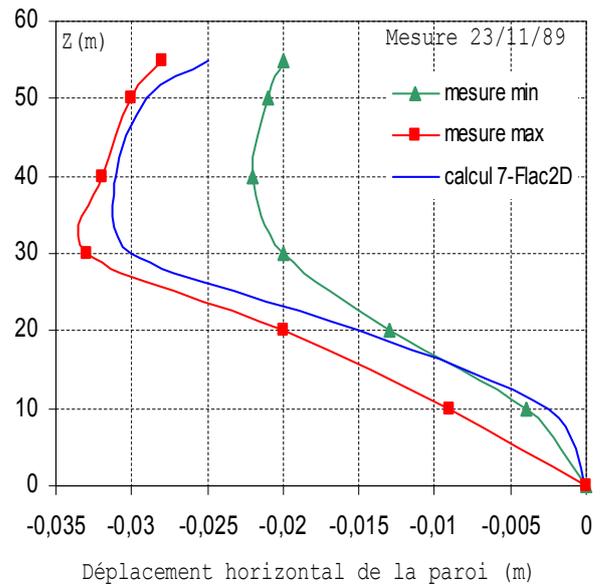


Figure VI.19. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

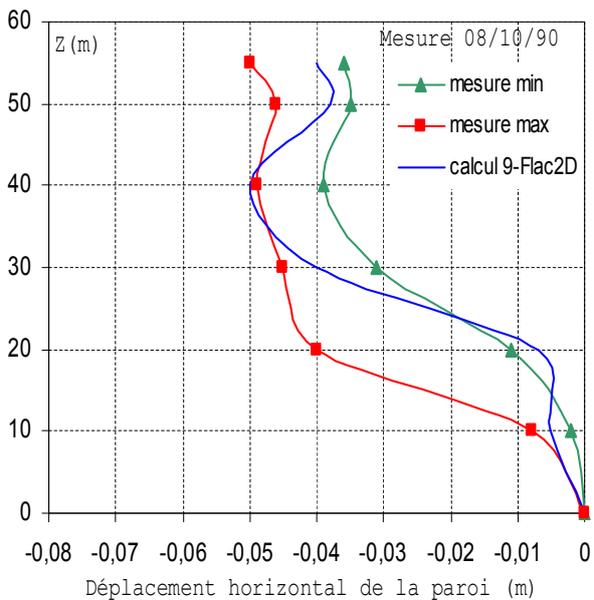


Figure VI.20. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

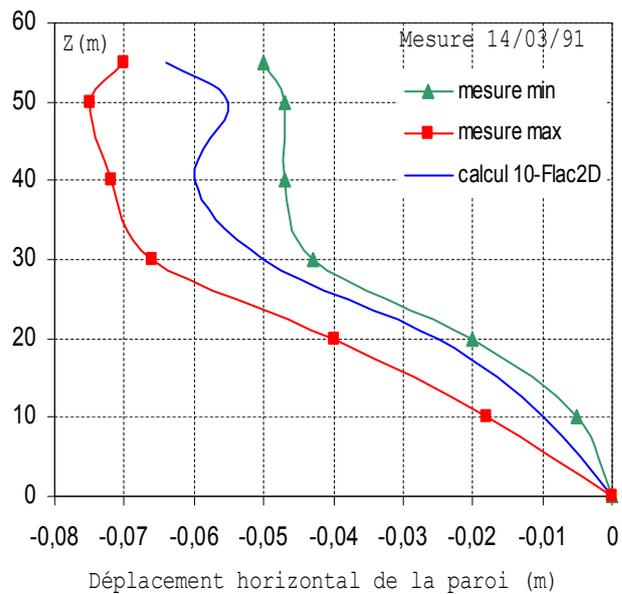


Figure VI.21. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 10 (étape de calcul 10).

Les figures VI.18 à VI.21 présentent les résultats des calculs pour les phases de travaux 6, 7, 9 et 10 (en service) respectivement. On voit que les résultats sont bien encadrés par la fourchette des mesures. Il faut noter aussi que les déplacements sont légèrement *surestimés* par le calcul dans la zone située au-dessous de la paroi ($z < 25\text{m}$), c'est à dire dans la couche d'argile des Flandres. Cette différence peut être due à une *sous-estimation* des caractéristiques mécaniques de cette couche.

VI.2.3.2 Déplacements du rideau d'ancrage

D'autres inclinomètres ont été installés au droit du rideau d'ancrage jusqu'au niveau -24,0 CM (figure VI.3 et VI.15). Ces inclinomètres ont fait l'objet de relevés de mesure à partir de la quatrième phase de construction de l'ouvrage. Les déplacements sont donc remis à *zéro* après la troisième étape de calcul.

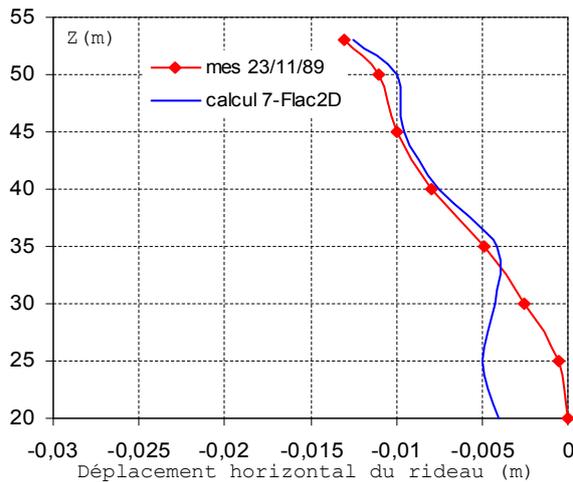


Figure VI.22. Déplacements horizontaux du rideau après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

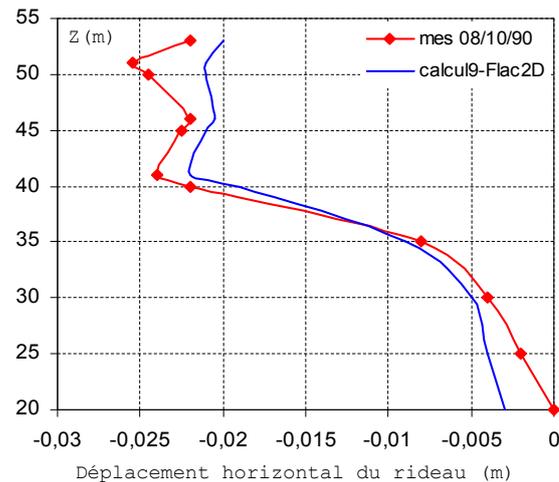


Figure VI.23. Déplacements horizontaux du rideau après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

Les figures VI.22 et VI.23 montrent la comparaison des résultats de calcul avec les relevés de mesures après les sixième et huitième phases de construction. On constate une assez bonne concordance dans la forme générale des courbes. Les calculs rendent compte de manière satisfaisante du fonctionnement de la paroi et de l'ancrage.

VI.2.3.3 Moment de flexion dans le voile en paroi moulée

Pour mesurer les déformations du voile en paroi moulée (la partie inférieure de $-29,0$ à $-5,5$ CM) de la paroi, une autre technique a été utilisée. Il s'agit des extensomètres à corde vibrante mis en place à différents niveaux du voile, lors de son bétonnage. Le dispositif expérimental est décrit en détail dans le rapport de Delattre (1999). Chaque niveau sur la hauteur du voile comporte trois extensomètres : un extensomètre est placé à proximité du centre de la section de béton armé, tandis que les deux autres sont placés respectivement à proximité de la fibre la plus comprimée et de la fibre la plus tendue.

Au total, ce sont vingt séries de mesures qui ont été faites sur les extensomètres et qui peuvent être rassemblées en trois ensembles en fonction des sollicitations subies par le voile.

- Première phase : test de fonctionnement des extensomètres par un chargement externe appliqué au voile.
- Deuxième phase : entre le 27 avril 1989 et le 27 juin 1989, réalisation de la superstructure en béton coffré.
- Troisième phase : après le 27 juin 1989, différentes phases de remblai, déblai et remontée de la nappe, conduisant à des sollicitations complexes dans le voile de paroi moulée.

Ces mesures peuvent être interprétées en termes de déformation d'effort normal et de déformation angulaire de flexion. Si l'on considère qu'une section est soumise au torseur d'efforts (M , N) et qu'elle reste plane au cours de la déformation, la déformation en chaque point est régie par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \frac{N}{ES} + \frac{M \cdot s_{\max}}{EI}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_N + y'' \cdot s_{\max}$$

ε étant la déformation, ε_N la déformation issue de l'effort normal, y'' la déformation angulaire issue du moment fléchissant, E le module du béton ($E = 20$ GPa), I l'inertie de la section, S la surface de la section et s_{\max} la distance du point considéré au barycentre de la section.

Les déformations d'effort normal ε_N peuvent être considérées comme les valeurs des mesures effectuées sur les extensomètres intermédiaires, qui sont situés très près du centre de gravité de la section. Ces déformations peuvent aussi être déduites des mesures relatives aux extensomètres latéraux à l'aide de l'expression ci-dessus.

L'expression de y'' (déformations angulaires) est alors résolue en considérant successivement chaque niveau (TP-C pour la paire constituée des extensomètres côté terre-plein et central, TP-B pour la paire constituée des extensomètres côté terre-plein et côté bassin, C-B pour la paire constituée des extensomètres central et côté bassin).

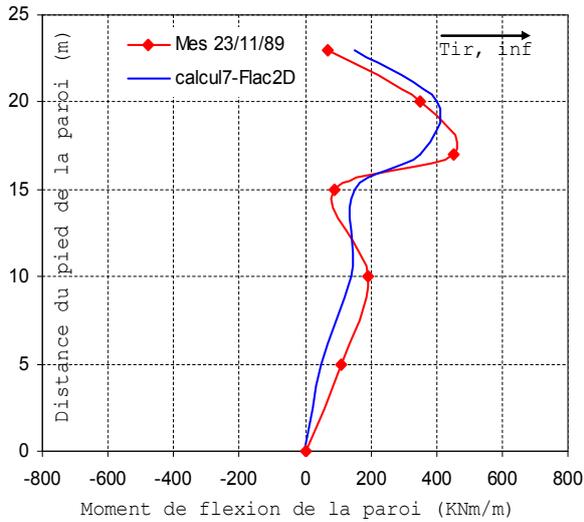


Figure VI.24. Moment de flexion du voile de la paroi moulée - après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

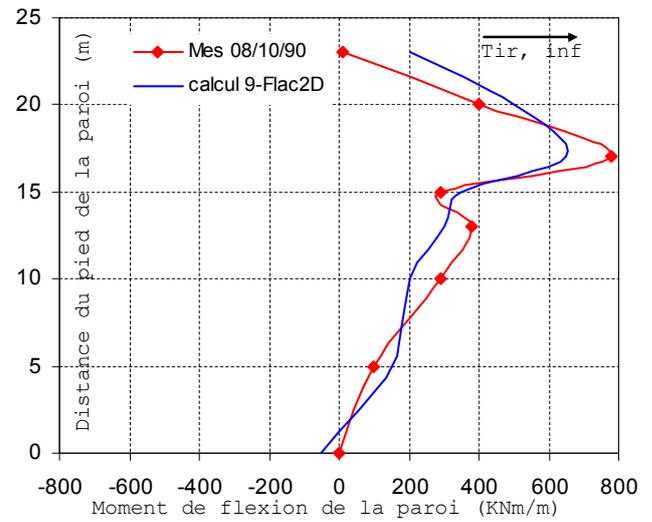


Figure VI.25. Moment de flexion du voile de la paroi moulée - après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

Les figures VI.24 et VI.25 comparent les résultats de calculs aux mesures, respectivement après les 6^{ème} et 9^{ème} phases de construction (les valeurs positives correspondent à des raccourcissements côté terre-plein). On constate que les calculs arrivent à reproduire la tendance des déformations angulaires mesurées. Cependant, par rapport aux déplacements, ces résultats sont moins satisfaisants.

VI.2.3.4 Efforts dans les tirants

Le comportement de l'ouvrage a été observé aussi par la mesure des efforts dans les deux lits de tirants d'ancrage. Dans chacune des sections instrumentées (panneaux M 85 et M 89), trois tirants du lit inférieur et quatre du lit supérieur ont été équipés d'un couple d'extensomètres à corde vibrante permettant de déterminer l'effort de traction auquel ils sont soumis à proximité de la paroi, d'une part, et près du rideau d'ancrage, d'autre part. Les extensomètres du lit inférieur ont été installés et initialisés avant la troisième phase de travaux, tandis que ceux du lit supérieur ont été installés et initialisés avant la quatrième phase de travaux. En tout, 13 séries de mesures ont été réalisées entre le 27 juin 1989 et le 15 mars 1991 (Delattre et Mespoulhe, 1999).

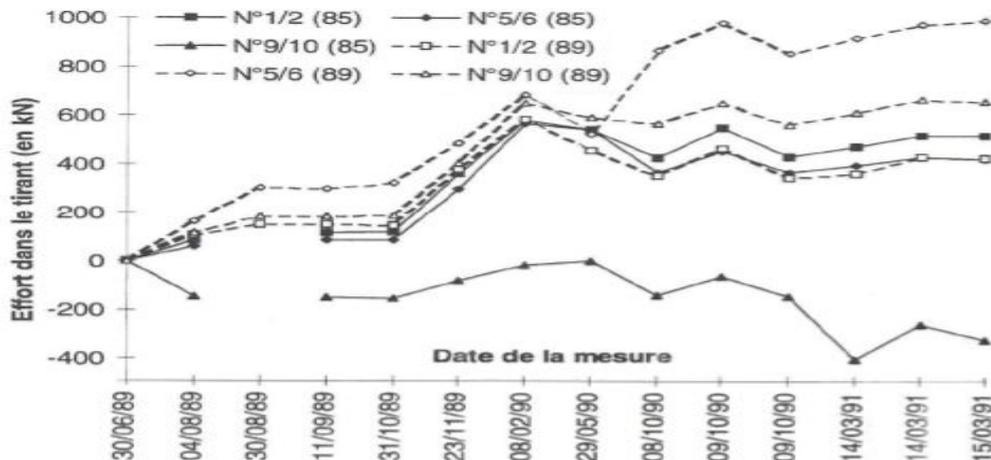


Figure VI.26. Exemples d'efforts mesurés dans les tirants de la nappe inférieure, côté paroi (d'après Delattre et al., 1999).

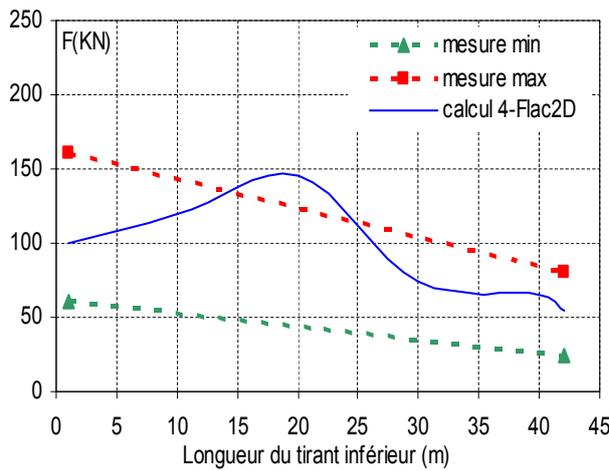


Figure VI.27. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 3 (étape de calcul 4).

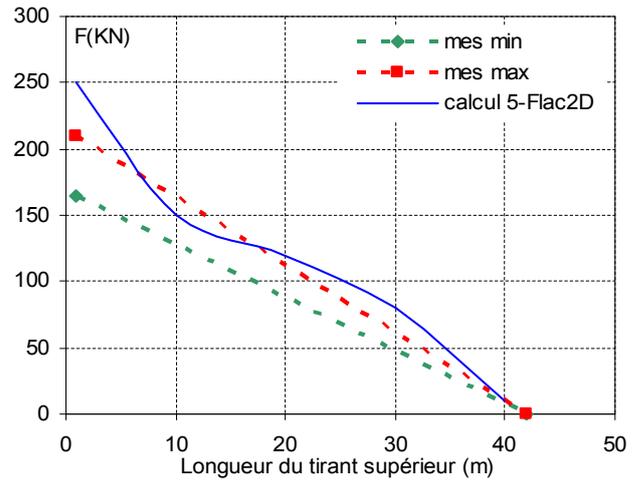


Figure VI.28. Efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 4 (étape de calcul 5).

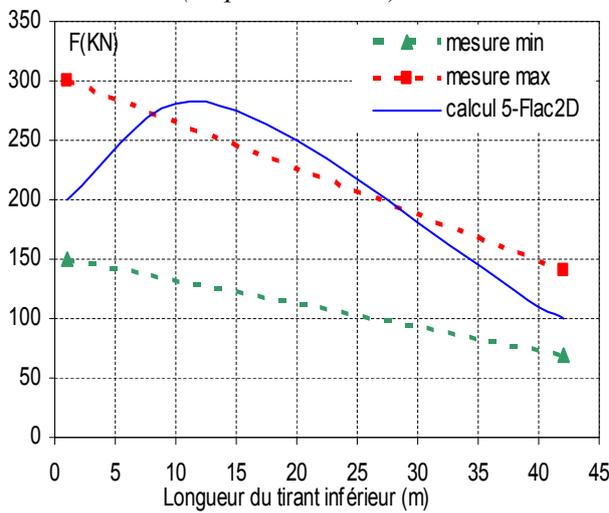


Figure VI.29. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 4 (étape de calcul 5).

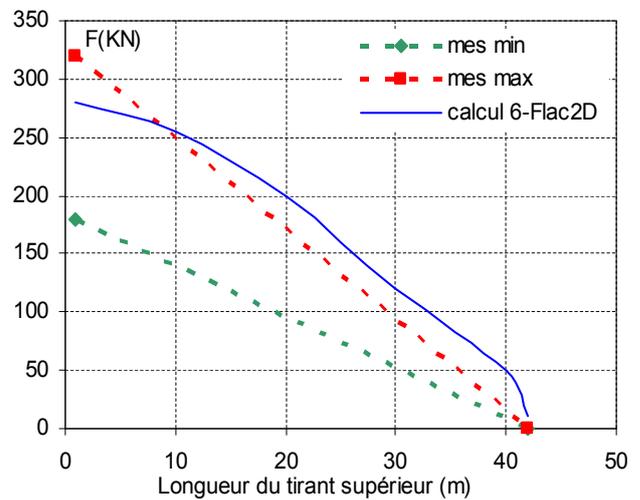


Figure VI.30. Efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 5 (étape de calcul 6).

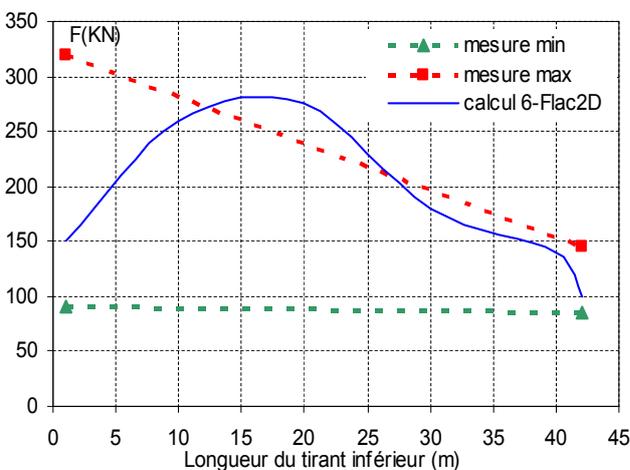


Figure VI.31. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 5 (étape de calcul 6).

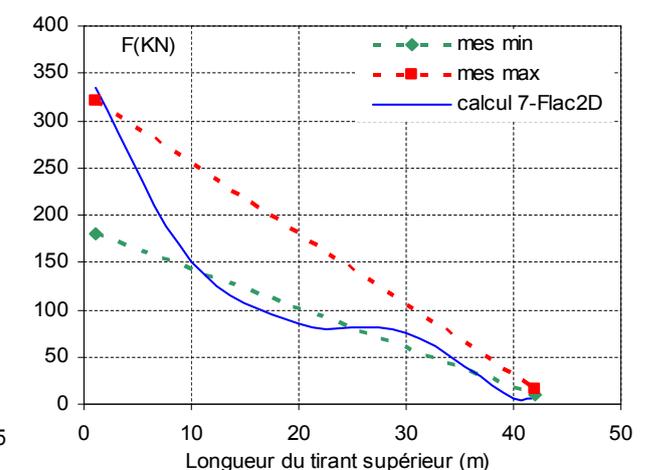


Figure VI.32. Efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

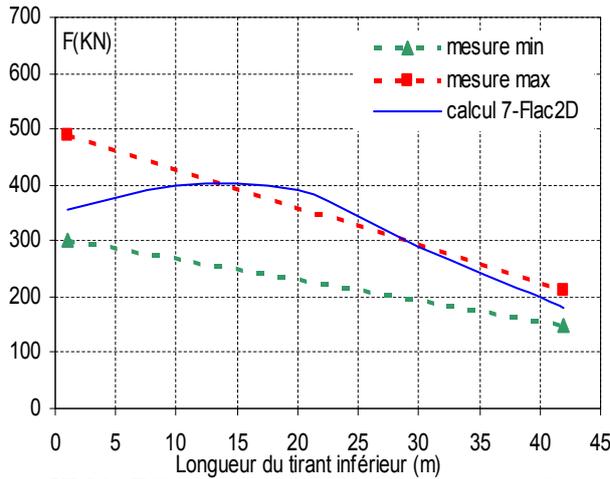


Figure VI.33. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

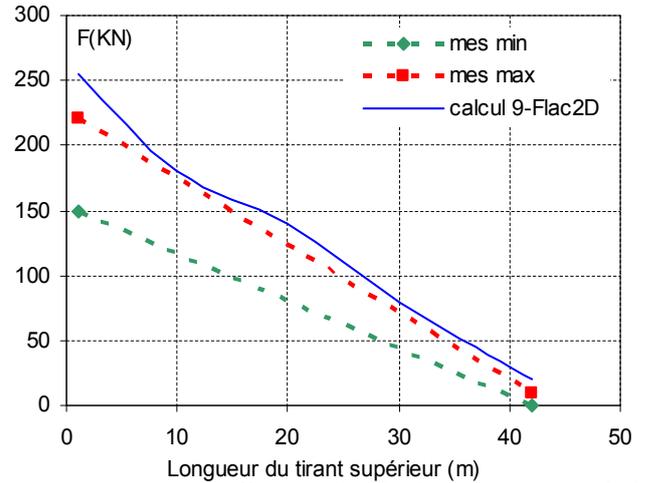


Figure VI.34. Efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

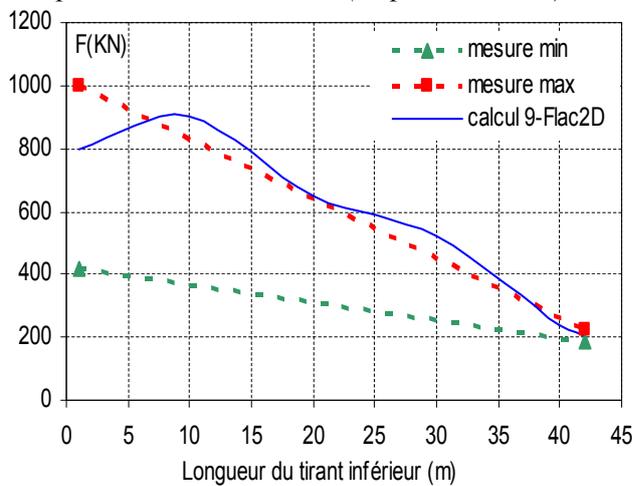


Figure VI.35. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

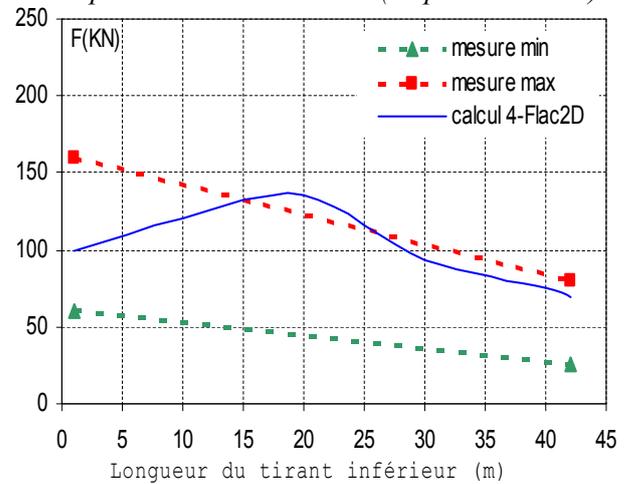


Figure VI.36. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 3 (étape de calcul 4) avec le module élastique de l'interface équivalent.

Les figures VI.27 à VI.35 présentent la distribution des efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure et inférieure et la confrontation à des résultats de mesure après les phases de construction 3, 4, 5, 6 et 9. Dans l'ensemble, on constate que les forces calculées pour les tirants sont *surestimées*. L'interprétation précise de cette différence est délicate : elle résulte vraisemblablement de l'approximation consistant à remplacer les tirants par un élément *câble*, et il est donc *difficile* de la corriger dans le cadre d'une modélisation bidimensionnelle.

On note clairement sur la Figure VI.27 que la tension est beaucoup plus forte à la tête du tirant et moins forte dans la partie d'ancrage.

Une simulation de cette même étape de calcul utilisant un module élastique équivalent de la couche d'interface (la rigidité équivalente de la couche d'interface plus faible que celle du sol) donne une distribution beaucoup plus proche des mesures le long du tirant (Figure VI.36). Cette remarque constitue une piste pour améliorer les valeurs calculées pour les efforts ; mais le choix de la valeur réelle de la rigidité qu'il faut donner à la couche d'interface n'est pas possible a priori.

En dernier lieu, il faut noter que les résultats des mesures, malgré une remarquable homogénéité dans l'évolution de la tension mesurée (Figure VI.26), se limitent à deux extrémités des tirants, ce qui rend difficile une interprétation complète de l'interaction sol-tirant. Dans le cas de l'expérimentation du quai d'Osaka, la distribution de la tension le long du tirant est très complexe (Delattre, 1999).

VI.2.4 Conclusion

Ayant fait l'objet d'une instrumentation complète et soignée, la construction du quai en eau profonde de Calais offre une occasion de tester les méthodes de calcul notamment par différences finies. En profitant de toutes ces données, le calcul numérique, réalisé au moyen du mode de calcul couplé du code Flac2D, a été mené en essayant de tenir en compte des divers problèmes : le couplage hydromécanique, l'effet des mouvements de la nappe, le phasage de construction, l'interaction sol-tirants d'ancrage. Dans l'ensemble, les résultats sont en bon accord avec les mesures, surtout pour les déplacements de la paroi et de l'ouvrage en général.

Le modèle numérique, en tenant en compte avec soin de tout le phasage des travaux, permet d'interpréter le comportement de l'ouvrage durant la construction et en service ainsi que d'expliquer certains mouvements de la paroi.

L'utilisation du mode de calcul *couplé* pour ce type de calcul semble assez satisfaisante, cependant, ces calculs nécessitent de très grands temps de calcul. Cette application, bien qu'elle demande beaucoup d'attention, éclaire, à travers des étapes successives de calcul l'échange relatif entre les contraintes effectives et la pression dans le massif autour de la zone de construction ainsi que le comportement hydromécanique du massif. Cette étude confirme que l'on dispose d'un outil performant et utilisable pour des études théoriques et, à l'occasion, des études de cas réels.

Par ailleurs, cette étude numérique confirme l'importance du choix des paramètres adoptés dans le calcul. Ils doivent être choisis avec beaucoup d'attention à partir des résultats d'essais en laboratoire et in situ. Néanmoins, nous avons obtenu des résultats satisfaisants sans procéder à des calages a posteriori des paramètres.

Enfin, la simulation de l'interaction sol-tirant reste à améliorer, notamment pour le choix des paramètres de la couche d'interface dans le modèle de calcul. Ce problème nécessite une étude plus approfondie au niveau expérimental et numérique.

VI.3 QUAI OSAKA AU PORT DU HAVRE

La construction d'un ouvrage de soutènement d'excavation se traduit souvent par une succession de travaux et de phénomènes d'origine diverse : mouvement de la nappe phréatique, phasage de construction, effet à long terme, interaction entre les différents éléments, etc. La construction du quai Osaka au port du Havre en est un exemple remarquable.

Construit au début des années 1990 dans le cadre de l'aménagement du bassin du Pacifique, dernière étape de la réalisation du Port Rapide Aval du Havre, cet ouvrage est constitué d'un écran de soutènement en béton armé, réalisé par la technique de la paroi moulée dans le sol et couronné à la partie supérieure d'une poutre longitudinale et d'un voile d'accostage. Lors de la réalisation de l'ouvrage entre septembre 1992 et octobre 1993 par l'entreprise Solétanche, l'ouvrage a été instrumenté et équipé avec de nombreux dispositifs de mesure (inclinomètres, extensomètres, plots de suivi topographique), lesquels ont fait l'objet de relevés pour toutes les phases essentielles de la construction et de la mise en service. Les données ont été ensuite analysées en faisant ressortir les principaux aspects du comportement de l'ouvrage et ont été présentées dans le rapport établi par Luc Delattre (1999). Comme dans le cas du port de Calais, cette modélisation numérique à l'aide du mode *couplé* du code Flac2D tente de tenir compte au mieux des différents phénomènes en jeu : phasage de construction, mouvement de la nappe, couplage hydromécanique, interaction sol-tirant. La comparaison des résultats obtenus avec le comportement observé permet d'évaluer les différents aspects de la modélisation.

VI.3.1 Présentation du site

VI.3.1.1 Conditions géotechniques

La lithologie du site a été établie à l'issue de la lecture de la carte géologique de la région du Havre

et complétée par des études géotechniques réalisées sur le site (Delattre, 1999). Ces études ont permis de préciser, d'une part, l'extension et l'épaisseur de chaque couche de sol et, d'autre part, les caractéristiques mécaniques des sols, surtout en ce qui concerne la série sablo-limoneuse qui s'étend au-dessus des graviers de fond. Elles n'ont pas en revanche permis de préciser les caractéristiques des couches de base, qui sont les graviers de fond et les argiles de Villerville. Les propriétés de ces matériaux font donc l'objet d'estimations. Le Tableau VI.4 présente les caractéristiques géotechniques des couches de sol.

Tableau VI.4. Caractéristiques géotechniques des couches de sol.

Couches	Niveau d'assise	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (degré)	C_u (kPa)	E_M (MPa)	P_1 (Mpa)
Remblais	7,20	19	0	30	-	15	1,5
Sables limoneux	-4,80	18	0	40	-	10	1,1
Sables coquilliers	-13,80	19	0	40	-	25	1,9
Limons	-18,50	18	0	40	60	10	1,1
Argile	-19,35	18	-	-	60	10	2,7
Graviers de fond	-26,00	21	0	45	-	20	2,7
Argile de Villerville	-70,00	-	-	-	-	-	-

VI.3.1.2 Hydrologie du site

Les conditions hydrologiques du site comprennent les conditions de marée et les nappes dans les terre-pleins.

Les conditions de marée peuvent être résumées aux niveaux extrêmes du plan d'eau. Ces niveaux sont les suivants :

- Plus haute mer observée : +9,20 CM,
- Haute mer de vive eau d'équinoxe : +8,30 CM,
- Haute mer moyenne de morte eau : +6,15 CM,
- Plus basse haute mer de morte eau : +5,85 CM,
- Plus haute basse mer de morte eau : +3,20 CM,
- Basse mer de vive eau d'équinoxe : +0,30 CM.

Les horizons superficiels présents dans le port du Havre sont baignés par deux nappes séparées par les couches d'argile et de limon. La nappe inférieure règne au sein des graves de fond. Elle est plus ou moins amortie et légèrement déphasée par rapport à la marée. En pratique, cette nappe est généralement considérée comme étant corrélée à la marée. La nappe supérieure est une nappe libre baignant les sables et les remblais. Cette nappe peut être caractérisée par son toit, lequel s'établit aux environs de + 6,50 CM à distance du plan d'eau.

VI.3.2 Ouvrage

VI.3.2.1 Description

L'ouvrage est un écran de soutènement de 24 m de hauteur libre, couronné à la cote +9,50 CM et dragué à la cote -14,50 CM, destiné à l'accueil de navires porte-conteneur (Figure VI.37).

L'écran de soutènement est une paroi moulée dans le sol, d'épaisseur 1,50 m et de 35 m de hauteur totale, couronnée en tête à la cote +9,50 CM par une poutre longitudinale. Il est ancré à un contre-rideau par l'intermédiaire de deux nappes de tirants passifs. Le contre-rideau d'ancrage est constitué de palplanches PU25 de nuance E43 tandis que les tirants d'ancrage sont, pour la nappe supérieure, des barres en acier de diamètre 75 mm et de nuance T45 et, pour la nappe inférieure, des barres en acier de diamètre 100 mm et de nuance T45. L'espacement horizontal de ces tirants est égal à 1,20 m.

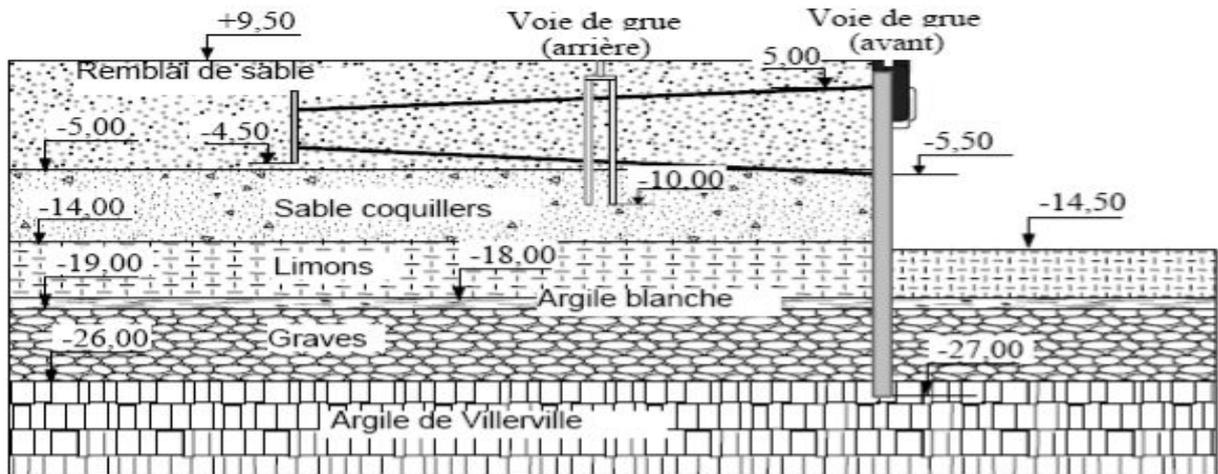
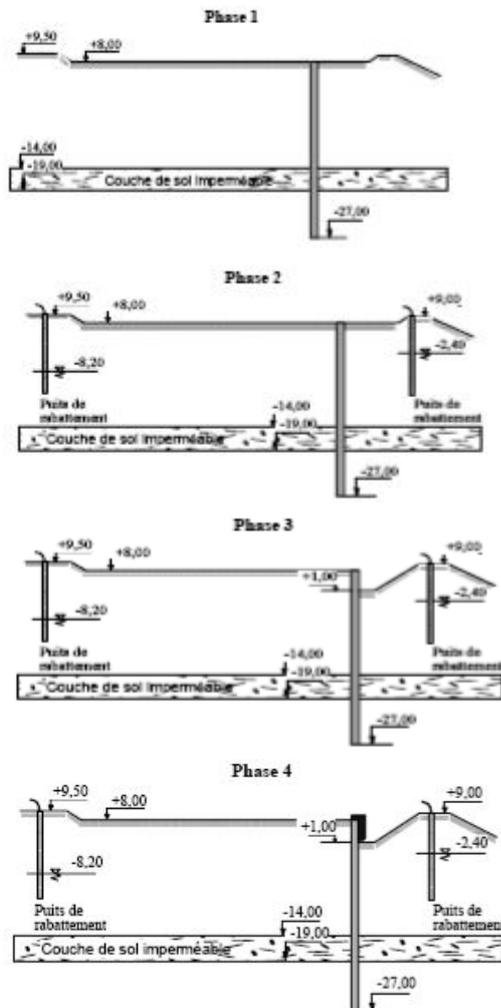


Figure VI.37. Coupe du quai Osaka au Port du Havre.

Les charges considérées dans le dimensionnement de l'ouvrage sont, d'une part, des surcharges uniformément réparties sur les terre-pleins (40 kPa entre la voie de grue arrière et une parallèle au bord du quai située à 3 m en arrière de la magistrale et 60 kPa sur toute la partie située en arrière de la voie de grue arrière) et, d'autre part, la descente de charge des portiques de transbordement des conteneurs et les efforts d'amarrage sur quai (42 kN/m).

VI.3.2.2 Phasage de construction

L'ouvrage a été réalisé à partir de terre-pleins établis à la cote +9,50 CM. Le phasage de la construction est décrit sur la Figure VI.38.

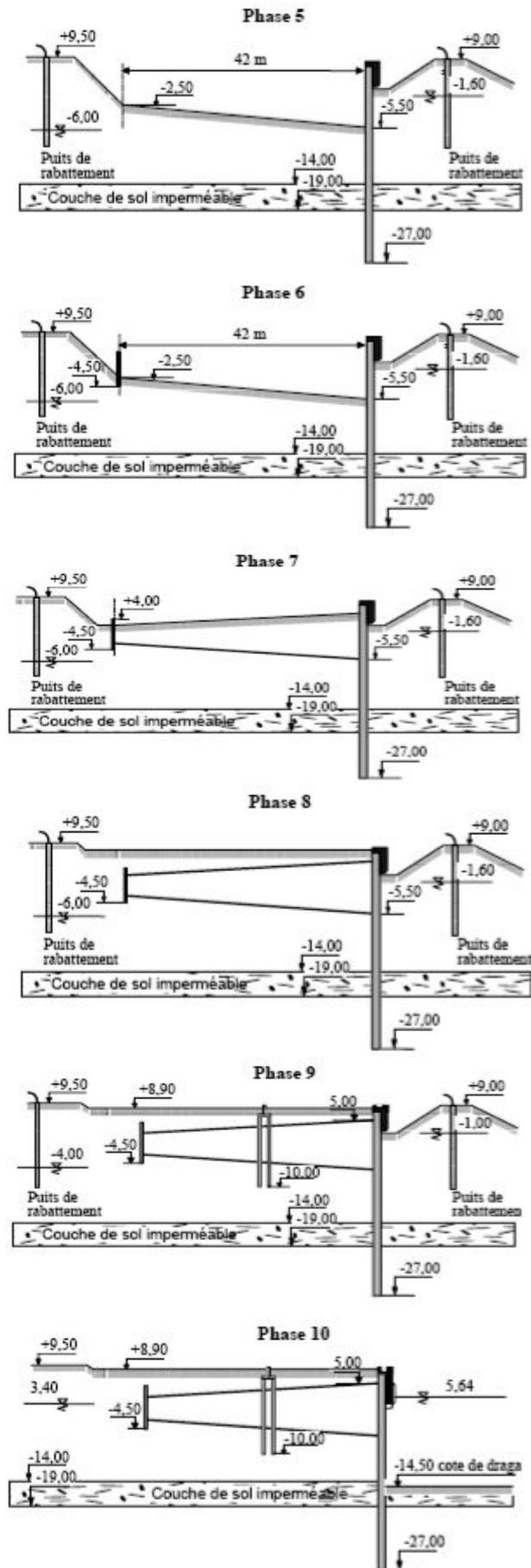


Phase 1 La cote des terre-pleins est ramenée à +8.00 CM dans la zone d'emprise du quai. La paroi moulée est réalisée à partir de cette plate-forme. Son épaisseur est 1.50 m, pour une profondeur atteinte de 35 m (jusqu'à la cote -27.00 CM). Le niveau initial de la nappe supérieure est estimé à +6.50 CM.

Phase 2 La nappe est rabattue de part et d'autre du quai au moyen d'un réseau de puits de rabattement de façon à pouvoir excaver à sec de chaque côté de l'ouvrage. Les niveaux de la nappe ne sont donc pas les mêmes en aval et à l'amont de la paroi.

Phase 3 Les terrains sont excavés jusqu'au niveau +1.00 CM devant le quai. La largeur de cette excavation est limitée à quelques mètres. Cette excavation permet la réalisation du masque d'accostage et de la poutre de couronnement du quai.

Phase 4 La poutre de couronnement et la superstructure du quai sont construites. Cette poutre prolonge la paroi moulée en hauteur, sur 1.5 m. Elle constitue par ailleurs le voile d'accostage du quai entre les cotes +1.00 et +9.50 CM.



Phase 11

Finition des terre-pleins et mise en service de l'ouvrage.

Figure VI.38. Phasage de construction de l'ouvrage du quai Osaka au port du Havre.

Phase 5

Les terrains situés derrière l'écran de soutènement sont terrassés jusqu'au niveau de pose de la nappe inférieure de tirants. Cette fouille est raccordée au niveau initial des terre-pleins par un talus de pente 1 pour 1.

La nappe est remontée de part et d'autre de la paroi à -6.00 en amont et à -1.60 en aval.

Phase 6

Les tirants de la nappe inférieure sont mis en place, ainsi que le contre-rideau d'ancrage. Le niveau de la nappe est maintenu constant.

Phase 7

Les terrains situés derrière le soutènement sont remblayés jusqu'au niveau prévu pour la pose des tirants de la nappe supérieure. Ces tirants sont mis en place en suite. Il n'y avait pas de mouvement de la nappe dans cette étape de travaux.

Phase 8

Remblaiement jusqu'au niveau prévu pour la réalisation de la voie de grue. Le rabattement de la nappe est arrêté.

Phase 9

Les fondations de la voie de grue arrière sont réalisées et les terre-pleins sont remblayés jusqu'à la cote +8.90 CM.

Phase 10

Les appareils (voie de grue, bollards, échelles, défenses d'accostage, etc.) sont mis en place et le quai est dragué. Le niveau d'eau devant le quai est alors variable avec la marée.

VI.3.2.3 Instrumentation et suivi de chantier

Le comportement de l'ouvrage a été observé par le biais d'appareils de mesure intégrés à sa structure lors de la construction. Les différents moyens de mesure (tubes inclinomètres, extensomètres, piézomètres et repères topographiques) mis en place visent essentiellement la mesure du déplacement et des déformations des éléments de structure de l'ouvrage : déformations de la paroi moulée, des tirants d'ancrage et du contre-rideau d'ancrage.

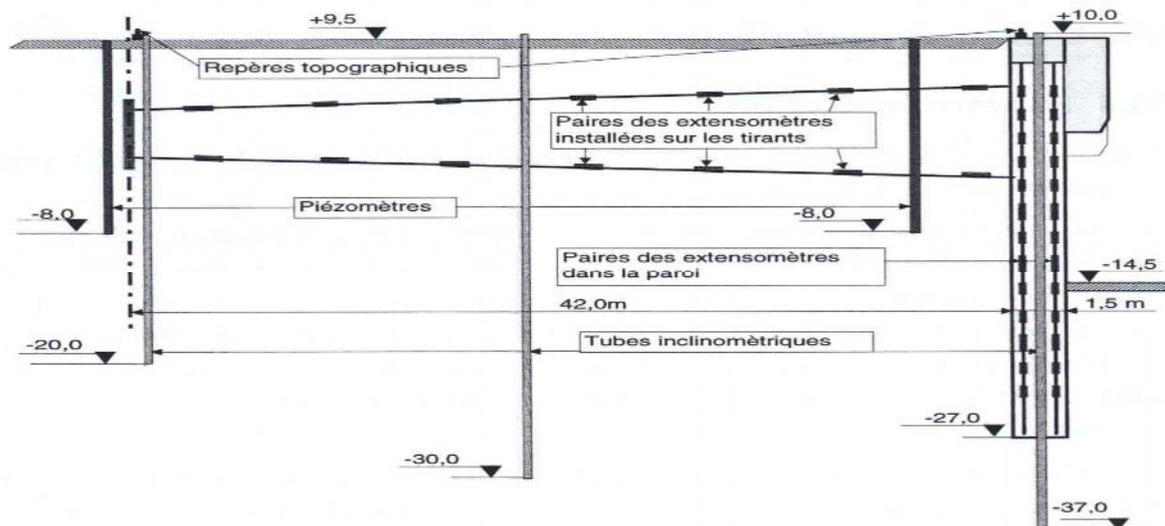


Figure VI.39. Schéma d'instrumentation de l'ouvrage, d'après Delattre (1999).

Des relevés de mesure ont été effectués pour chacune des principales phases de construction de l'ouvrage : à l'issue de l'excavation devant le quai (phase 3), de la réalisation de la poutre de couronnement (phase 4), de l'excavation derrière l'écran (phase 5), du remblaiement derrière l'écran après pose des tirants (phases 7 à 9), du dragage devant le quai (phase 10) et de la mise en service de l'ouvrage (phase 11).

Les résultats des mesures, surtout concernant les mesures inclinométriques témoignent d'un nombre important de *défaillances*. Par ailleurs, les inclinomètres ne sont, dans leur ensemble, pas scellés en pied dans une couche qui ne se déforme pas. L'interprétation en termes de déplacements des relevés inclinométriques n'est alors pas possible (Delattre, 1999). La réponse des extensomètres installés sur les tirants s'est avérée satisfaisante, malgré une dégradation sensible et continue avec le temps.

Malgré toutes ces difficultés, la redondance initialement prévue dans l'instrumentation de l'ouvrage a permis de disposer d'un ensemble de données suffisant pour rendre compte du comportement de l'ouvrage. La Figure VI.40 illustre la description du comportement de l'ouvrage analysé par Delattre (1999) :

- L'excavation devant la paroi moulée (phase 3) conduit cette dernière à travailler en console. Le moment de flexion maximal à laquelle elle est soumise est de 340 kNm compte tenu d'un module $E = 20$ GPa. Cette flexion maximale est atteinte au voisinage de $-8,00$ CM.
- La réalisation de la poutre de couronnement (phase 4) conduit à appliquer un moment de flexion additionnel en tête de la paroi. La paroi continue donc à travailler en console, le moment de flexion maximal dans la paroi étant de l'ordre de 560kNm et se situant également aux environs de $-8,00$ CM.
- L'excavation jusqu'à la cote $-5,00$ CM derrière la paroi (phase 5) conduit toujours cette dernière à travailler en console, la console étant cependant inversée. Son déplacement vers la fouille, mesuré en tête de la paroi est de 65 mm par rapport à la situation précédente (par l'interprétation du suivi topographique). Du point de vue des déformations, le sens de la console étant inversé par rapport à la phase 4, une flexion négative se développe en dessous de $-12,00$ CM. La valeur maximale du moment de flexion est de 280 kNm environ au niveau $-21,00$ CM. La partie supérieure de la paroi est pour sa part toujours soumise à une flexion positive due au poids de la poutre de couronnement.

- Le remblaiement derrière la paroi (phase 7) conduit à des déplacements mesurés en tête, vers le bassin, de l'ordre de 30 mm. Les déplacements cumulés restent donc négatifs, vers les terre-pleins, de l'ordre de 35 mm. Ces remblaiements ne modifient que très peu la flexion de la paroi. On observe toutefois, sous l'action de la mobilisation de la nappe inférieure des tirants et de la butée devant le quai, une augmentation de la flexion positive qui préexistait entre -3,00 et -12,00 CM. L'effort de traction mobilisé dans la nappe inférieure de tirants à l'issue de ces remblaiements est de l'ordre de 100 kN dans chaque tirant.
- Les remblaiements derrière la paroi à la cote +8,90 CM ne conduisent pas à une modification sensible du comportement de l'ouvrage, à l'échelle de la précision des mesures.

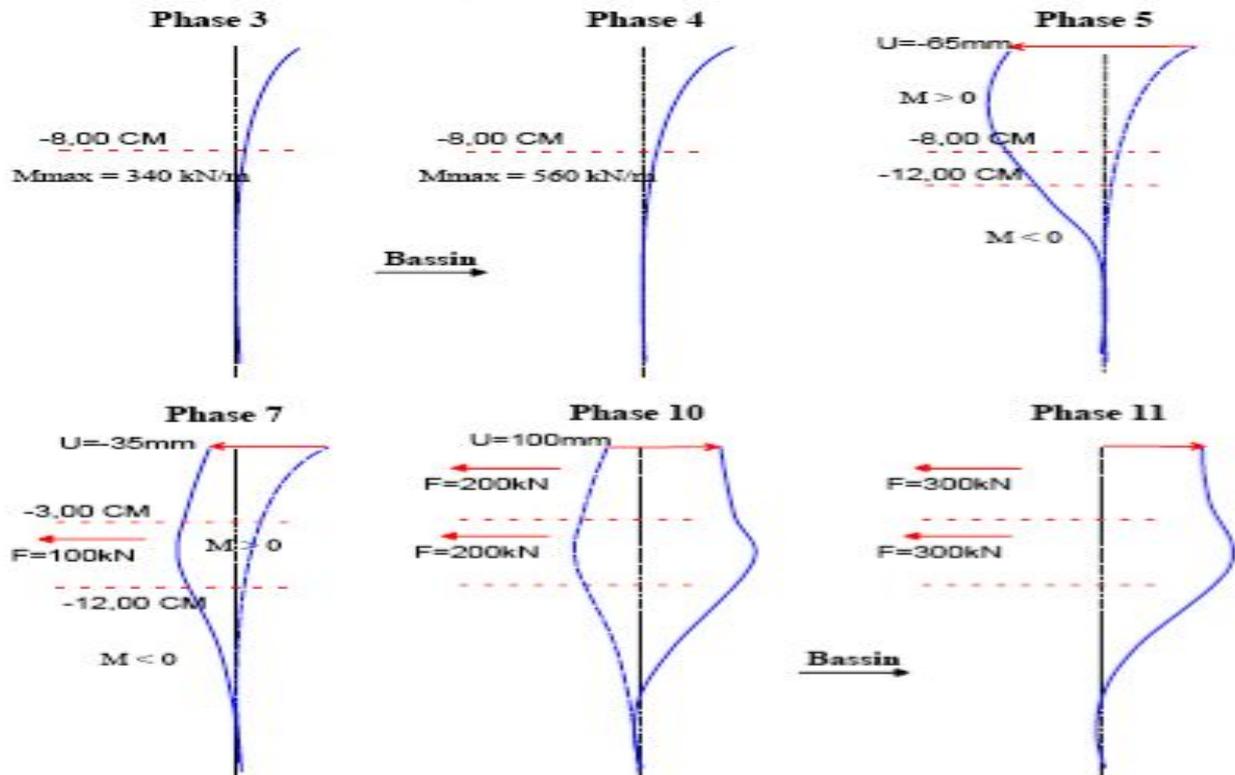


Figure VI.40. Mouvements de la paroi observés et analysés par Delattre (1999).

- Les dragages devant l'ouvrage entraînent un déplacement en tête de l'ouvrage, vers le bassin, d'environ 100 mm. Ce mouvement de la paroi entraîne, par ailleurs, une décompression latérale du massif de sol soutenu. Mesurée 20 m en arrière de la paroi, cette décompression a intéressé de façon à peu près homogène tous les sols meubles situés au-dessus de -18,00 CM. Elle se traduit en surface, à 20 m derrière le quai, par un déplacement horizontal de l'ordre de 30 mm vers le bassin. La cinématique de la paroi, par ailleurs, est complètement modifiée. Ainsi, du point de vue de ses déformations, on observe nettement les moments sur appuis au droit des tirants de la nappe inférieure (-5,00 CM) et en partie inférieure de l'écran (-24,00 CM), tandis que des moments entre appuis se développent au voisinage de 0,00 et entre -9,00 et -18,00 CM. Ces flexions restent toutefois faibles. Cette faible mobilisation de la structure se retrouve au niveau des tensions dans les ancrages, qui augmentent à 200 kN/tirant, tant pour les tirants de la nappe supérieure que pour les tirants de la nappe inférieure. On observe par ailleurs une modification du profil de tension dans les ancrages, la tension maximale étant atteinte aux environs de la mi-distance entre la paroi et le rideau d'ancrage.
- Six mois après la mise en service de l'ouvrage (phase 11), on observe simplement que la mobilisation de la structure a augmenté, sans que sa cinématique soit modifiée. Ainsi, la flexion en travée a augmenté, tandis que les efforts dans les tirants ont été portés à 300 kN/tirant et que la déformation latérale du massif de sol soutenu s'est accentuée, générant un déplacement horizontal supplémentaire de 10 mm à la surface du terre-plein.

VI.3.3 Modélisation numérique avec Flac2D

Dans le cas du quai d'Osaka, comme d'ailleurs pour la plupart des ouvrages de soutènement d'excavation, les terrains sont en partie baignés par des nappes d'eau en équilibre hydrostatique ou en écoulement. La prise en compte de la nappe nécessite une analyse hydromécanique *couplée* complète. Les calculs d'analyse du comportement de cet ouvrage durant les différentes phases de sa construction ont été menés à l'aide du code Flac2D en mode de calcul couplé. La complexité des conditions *hydrauliques* et *géotechniques*, du phasage des travaux et des mouvements des nappes phréatiques rendent le modèle numérique très complexe. Pour représenter les **10** phases de construction, on a réalisé au total **10** calculs enchaînés.

VI.3.3.1 Modèle et maillage

Les calculs ont été réalisés en configuration bidimensionnelle pour une hauteur totale du terrain de 46,50 m et une longueur totale de 200 m dont 68,50 m devant et 130 m derrière la paroi. Le maillage est constitué de plusieurs éléments raffinés dans les parties sollicitées dans les deux directions x et y . La complexité du phasage des travaux (opérations de mouvement de la nappe à l'amont et à l'aval de la paroi, opérations d'excavation et de remblaiement) a nécessité la constitution du maillage en plusieurs groupes d'éléments, 4 groupes d'éléments dont l'activation se réalise au fur et à mesure des étapes de travaux par la commande CUT&FILL du code Flac2D.

Le maillage pour ce cas est créé en blocs.

La Figure VI.41 présente le schéma du maillage utilisé pour les calculs numériques en Flac2D.

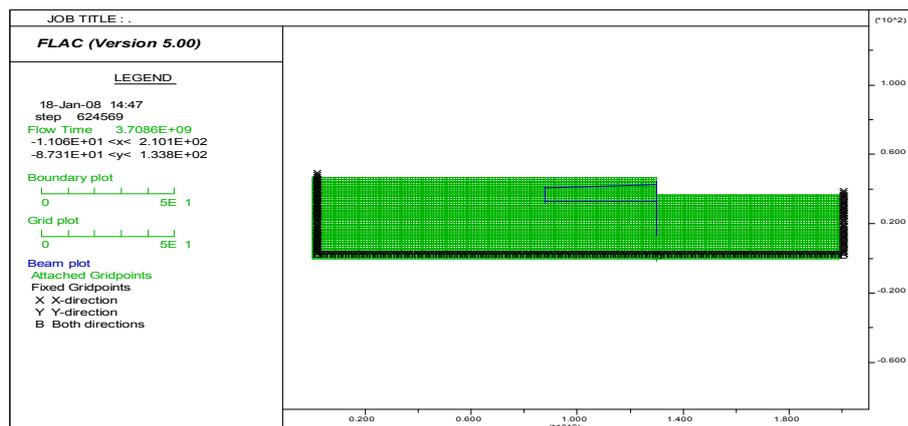


Figure VI.41. Maillage du modèle de calcul Flac2D.

L'analyse numérique de ce problème donne une solution à chacune des dix phases de construction. À chaque profondeur, la séquence de modélisation inclut le *drainage*, *excavation* et les *étapes d'installation* des tirants. Les options de l'écoulement souterrain, l'ajustement des options des contraintes totales et les éléments structuraux sont activés. L'ajustement automatique des contraintes totales est sélectionné pour faciliter la simulation du drainage.

VI.3.3.2 Conditions aux limites

Sur les bords latéraux, le déplacement normal est nul et le cisaillement est nul (condition de type «contact lisse») tandis que, pour le bord inférieur, les deux composantes du déplacement sont imposées nulles (condition de type « appuis fixes »).

Les conditions aux limites *hydrauliques* consistent à imposer la charge (en Flac, la pression interstitielle) sur le toit de la nappe et sur une partie des limites verticales. Elles varient d'un calcul à l'autre selon que la nappe est rabattue ou remonte lors de la phase de travaux étudiée.

VI.3.3.3 Caractéristiques mécaniques utilisées pour la modélisation numérique

Massif

Le comportement du sol est modélisé par une loi élastoplastique utilisant un critère de Mohr-Coulomb. Les paramètres de résistance en conditions drainées c' , φ' et les poids volumiques sont tirés du Tableau VI.4 récapitulatif des paramètres mécaniques des sols.

Les caractéristiques élastiques des sables sont évaluées à partir des résultats d'essais pressiométriques réalisés sur le site. Cette évaluation fait appel à la corrélation proposée par Dauvisis et Ménard (1964) entre le module pressiométrique du sol et son module oedométrique :

$$E_{oed} = \frac{E_M}{\alpha}$$

Cette corrélation tient compte d'une valeur de α égale à 0,3 dans l'étude de Delattre (1999). La relation existant par ailleurs entre le module oedométrique et le module d'élasticité :

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

conduit à un module oedométrique compris entre 1,11 E et 1,34 E pour un coefficient de Poisson compris entre 0,2 et 0,3.

Le module pressiométrique des sables limoneux, en place aussi bien qu'en remblai, de l'ordre de 12 MPa, conduit à un module de Young de l'ordre de 30 MPa dans cette couche de sols. Pour la couche de sables coquilliers, le module pressiométrique de l'ordre de 25 kPa conduit à adopter un module de Young de l'ordre de 75 kPa.

Éléments de structure

La paroi moulée, les rideaux de palplanche ainsi que les tirants sont modélisés par des éléments de structure caractérisés par un comportement élastique linéaire.

En respectant la géométrie réelle, le module d'élasticité de la paroi est un module moyen entre le module instantané estimé par la formule : $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ et le module différé estimé par : $E_d = E_i/3$ (de la même façon que pour les calculs du quai en eau profonde du port de Calais).

La géométrie des rideaux de palplanches n'est pas respectée dans le modèle. On introduit donc dans le modèle un module équivalent respectant la rigidité en flexion du rideau réel. On prend donc $E_p^e I_p^e = E_p I_p$ où E_p et E_p^e désignent respectivement le module d'élasticité des palplanches et le module équivalent, et I_p et I_p^e désignent respectivement l'inertie du rideau réel et l'inertie du rideau modélisé. Dans le modèle, les lits des tirants d'ancrage sont simulés dans la configuration bidimensionnelle par deux éléments câble comme dans le cas d'étude du quai en eau profond du port de Calais. Le module élastique de la plaque équivalente en utilisant une épaisseur $\phi_{eq} = 0,1$ m est déterminé par :

$$E_{eq} = \frac{1}{\phi_{eq} e_t} \frac{\pi(\phi_{tirant})^2}{4} E_{tirant}$$

Les nappes

Les conditions hydrauliques du site de construction se caractérisent par l'existence de deux nappes séparées par les couches d'argile et limons. La nappe inférieure est plus ou moins amortie et légèrement déphasée par rapport à la marée. Dans les calculs, cette nappe est supposée inchangée et se trouve au niveau de la charge hydraulique régnante initialement dans le massif. La nappe supérieure est une nappe libre baignant les sables et les remblais. Cette nappe peut être caractérisée par son toit et est associée aux opérations de travaux.

Cette hypothèse permet de simplifier les calculs. L'opération de rabattement de la nappe de part et d'autre de la paroi au moyen d'un réseau de puits (phases de construction n°2, n°5, n°9...) se traduit par une modification de la nappe supérieure. L'effet de cette opération se limite au niveau inférieur de la couche de limons. Dans la couche de limons et d'argile, la charge hydraulique varie linéairement entre les deux nappes.

En absence d'essais hydrologiques plus détaillés, on adopte pour la perméabilité de l'argile blanche et des limons la valeur de 10^{-7} m/s ($K_{Flac} = 10^{-11}$) et pour celle de l'argile de Villerville, une valeur de 10^{-9} m/s ($K_{Flac} = 10^{-13}$).

Les interfaces

L'interface sol-tirants est modélisée par une fine couche de matériau de caractéristiques identiques à celles du sol, mais dont le critère de rupture est « orienté » parallèlement aux tirants. La détermination des paramètres des éléments d'interface se fait en supposant que leur résistance limite est déterminée uniquement en terme d'adhésion en prenant un angle de frottement nul (Benhamida, 1998). Ceci nous conduit à choisir une adhérence des éléments d'interface $c_{interface} = q_{se}$, pour q_{se} est le frottement mobilisable équivalent calculé par la formule :

$$E_{se} = \frac{\pi \phi_{tirant}}{2e_t} q_s$$

dans laquelle ϕ_{tirant} désigne le diamètre des tirants et et leur espacement horizontal.

Des éléments d'interface ont été utilisés pour maintenir la continuité de déplacements de part et d'autre de l'élément poutre. Ils sont activés dans les septième et huitième étapes de calcul simulant les opérations de remblaiement derrière la paroi après la mise en place des tirants (septième et huitième phases de construction).

L'ensemble des propriétés adoptées pour la modélisation du comportement du sol et des éléments de structure est présenté dans le Tableau VI.5.

Tableau VI.5. Caractéristiques géotechniques utilisées dans le modèle.

Couches	γ' (kN/m ³)	p° (kPa)	K°	E (MPa)	ν	ϕ' (degrés)	c' (kPa)	ψ (degrés)
Tirant supérieur	-	-	-	11172	0,2	-	-	-
Tirant inférieur	-	-	-	19782	0,2	-	-	-
Paroi moulée	-	-	-	22000	0,2	-	-	-
Interface sup/remblai	-	-	-	30	0,2	0	4	0
Interface inf/remblai	-	-	-	30	0,2	0	6	0
Rideau de palplanches	-	-	-	14000	0,2	-	-	-
Remblais	19	-	0,5	30	0,3	30	0	30
Sables limoneux	8	-	0,5	30	0,27	40	0	40
Sables coquilliers	9	-	0,5	75	0,25	40	0	40
Limons	8	-	0,5	30	0,25	40	0	40
Argile	8	-	0,5	30	0,25	20	60	40
Graviers de fond	11	-	0,5	120	0,25	40	0	40
Argile de Villerville	-	-	0,5	300	0,2	20	200	40

VI.3.3.4 Prise en compte du phasage de la construction

Le phasage des travaux est pris en compte au moyen d'un enchaînement d'étapes de calcul. Les **dix** phases de la construction de l'ouvrage sont simulées par **dix** étapes de calcul successives :

- L'initialisation du calcul a pour but de créer l'état de contraintes et de pressions initial (la nappe phréatique se situe au niveau +6,50 CM ($z = wth = 43,5$ m) régnant dans le massif après la mise en place des puits de rabattement à l'aval de l'ouvrage. Cette étape a été réalisée à l'aide la fonction "ININV.FIS" du code Flac2D. On procède pour cette étape de la même façon que le cas du port de Calais.

On attribue la hauteur de la surface phréatique $wth = +6,5$ CM ($z = 43,5$ m), c.-à-d. 3 m au-dessous de la surface du sol, et le rapport K_o ($k_{ox} = 0,5$ et $k_{oz} = 0,5$). La distribution de la pression interstitielle et l'ajustement des contraintes totales est calculé automatiquement.

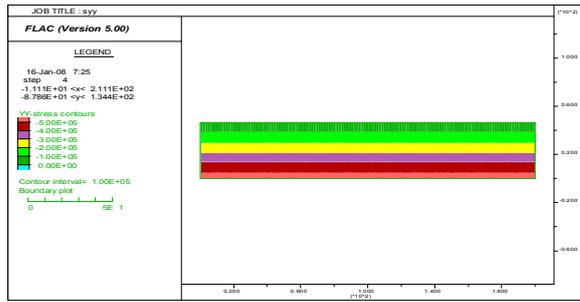


Figure VI.42. Champ de contraintes totales verticales pour l'état initial saturé
- Initialisation automatique avec 'ININV.FIS' -

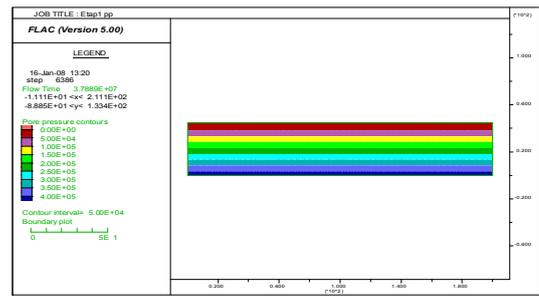


Figure VI.43. Distribution des pressions interstitielles avec la réalisation de la plateforme. Etape 1.

- La première étape de calcul simule la réalisation de la plate-forme de travail au niveau +8,00 CM ($z = 45$ m) dans l'emprise du quai avec la commande *Model null*.
- Dans la deuxième étape de calcul, on simule le rabattement de la nappe jusqu'au niveau -8,20 CM ($z = 28,8$ m) côté terre-plein et jusqu'au niveau -2,40 CM ($z = 34,6$ m) côté du bassin en imposant des conditions limites hydrauliques adéquates à la surface libre. Le changement du poids volumique du sol au-dessous et au-dessus de la nappe est pris en compte avec la commande *Ini Sat&Fix sat 0* ou 1). La mise en place de la paroi moulée est simulée (une augmentation du poids volumique a également été considérée avec *SeProp*). La paroi moulée est mise en place dans le modèle, elle est modélisée par 35 éléments de poutre et 36 nœuds. Deux nœuds structuraux seront attachés aux tirants pendant les étapes suivantes. La poutre est reliée au maillage du sol par éléments d'interface attachés sur les deux côtés des éléments de poutre.

Les propriétés de l'interface sol/écran choisies pour ce cas sont tirées du Tableau VI.5. Les nœuds d'interface sont attribués de basses forces de cisaillement (approximativement $\frac{2}{3}$ de l'angle de frottement de sol) pour simuler un béton relativement lisse à interface du sol. (L'influence de la résistance de l'interface peut être étudiée facilement en variant les propriétés des nœuds de l'interface). Les valeurs de la rigidité de l'interface ont été sélectionnées pour se rapprocher des résultats pour le cas que l'écran est attaché rigidement au maillage.

La distribution des pressions interstitielles dans le modèle est changée à chaque étape pour représenter le rabattement de la nappe. Notons que les contraintes sont aussi automatiquement changées en spécifiant *CONFIG ats* parce que les contraintes totales changent si la pression interstitielle est changée par quelque méthode externe.

- La troisième étape de calcul consiste à modéliser l'excavation jusqu'au niveau +1,00 CM ($z = 38$ m) devant le quai. Cette opération est simulée par la commande *MODEL null*.
- La quatrième étape de calcul modélise la mise en place de la poutre de couronnement. Ce chargement est simulé grâce à la commande *Apply nstress*.
- Le terrassement jusqu'au niveau de pose de la nappe inférieure de tirants à la cote -5,50 CM ($z = 31,5$ m) derrière la paroi côté terre-plein est modélisé dans la cinquième étape de calcul.
- Dans la sixième étape de calcul, la nappe phréatique est ramenée au niveau -6,00 CM ($z = 31$ m) côté terre-plein et au niveau -1,60 CM ($z = 35,4$ m) côté du bassin.
- La septième étape simule la première phase de remblaiement derrière la paroi jusqu'au niveau +5,00 CM ($z = 42$ m) ainsi que la mise en place du premier lit de tirants. Ce remblaiement est simulé à l'aide de la commande *CUT&FILL* des groupes constituant les remblaiements en réduisant la limite élastique du massif de remblai (voir aussi le cas d'étude du quai de Calais). Des éléments d'interface ont également été activés dans cette étape de calcul pour maintenir la continuité des déplacements de part et l'autre de l'élément câble qui représente le lit de tirants.

Après l'excavation, nous installons un élément horizontal au sommet des écrans et puis excavons à une profondeur de 10 m.

- La huitième étape simule la deuxième phase de remblaiement jusqu'à la cote +9,00 CM ($z = 46$ m) ainsi que la mise en place du deuxième lit de tirants en maintenant la continuité par des relations linéaires.

- La neuvième étape de calcul modélise le dragage devant le quai jusqu’au niveau -14,50 CM ($z = 22,5$ m). C’est une opération d’excavation sous l’eau ; les forces d’excavation sont donc calculées à l’aide de la commande *Model null* à partir de la lecture du fichier de résultats de l’étape de calcul précédente. La pression de l’eau devant la paroi est simulée avec *Ini PP&Fix PP*.
- La dixième étape est la mise en eau devant le quai : côté bassin, le niveau de l’eau s’élève à 6,00 CM ($z=43$ m); derrière la paroi, le niveau de la nappe est à 6,50 CM ($z = 43,5$ m) (valeurs correspondant aux mesures réalisés en octobre 1993).

VI.3.4 Résultats de calculs Flac2D

Les déflexions de l’écran à chaque étape d’excavation sont indiquées par le tracé des *déplacements* x de la structure de l’écran en fonction de la profondeur de l’écran. Ces tracés sont les tableaux obtenus utilisant la fonction FISH "WALL.DISP.FIS". Le *déplacement* x et la *position* y de chaque nœud le long de l’écran sont enregistrés dans des tableaux qui correspondent à chaque étape d’excavation. Les *efforts normaux* (axial loads) réels dans les tirants sont calculés par les fonctions FISH dans “STRUT_AX_LOAD.FIS”, après que le modèle soit en équilibre pour les étapes de construction où les tirants sont installés). Notons que les *efforts normaux* accédés par la fonction FISH sont estimés aux valeurs et doivent être multipliés par l’espacement pour déterminer les valeurs réelles. La distribution du *moment* et *forces de cisaillement* dans l’écran, pour l’analyse avec les deux tirants montrent qu’un grand moment fléchissant est illustré pour se développer dans l’écran au fond de l’excavation.

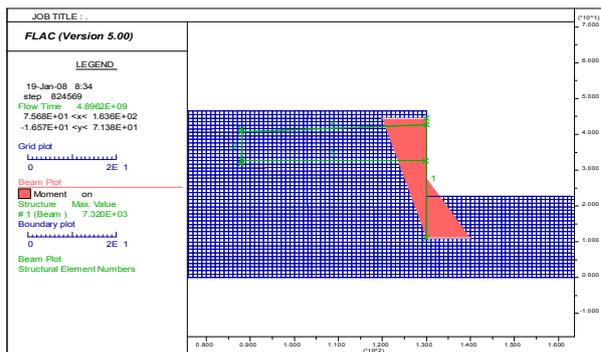


Figure VI.44. Moment dans la paroi après la dixième étape de calcul.

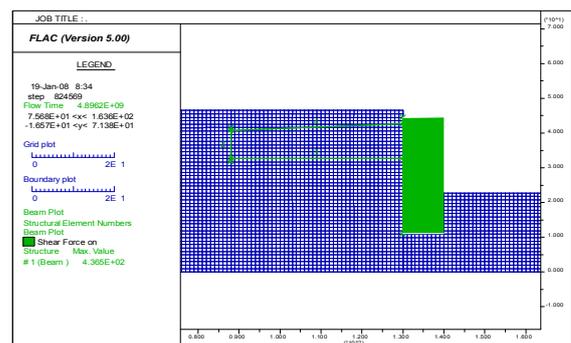


Figure VI.45. Forces de cisaillement dans la paroi après la dixième étape de calcul.

Pour le modèle de Mohr-Coulomb utilisé, les calculs se sont déroulés sans problème particulier. Une bonne convergence a été obtenue après chaque étape de calcul.

La Figure VI.47 présente le développement des zones plastiques dans le massif après la **dixième** étape de calcul. On constate une forte concentration des déformations plastiques derrière la paroi et autour des tirants.

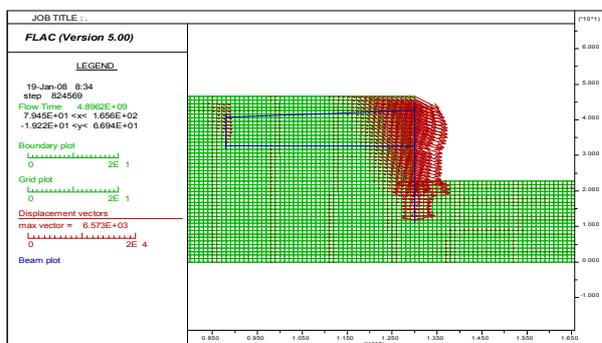


Figure VI.46. Les déplacements vers le bassin induits par le dragage et la remontée de la nappe. Après la phase de calcul 10.

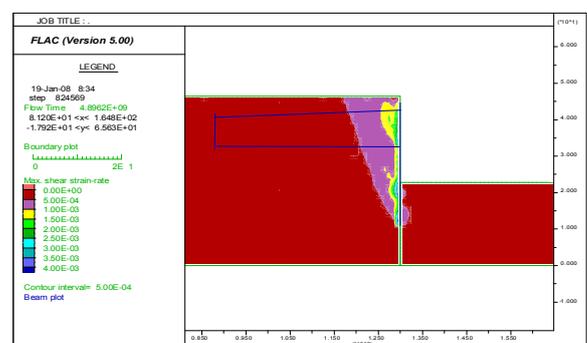


Figure VI.47. Zone plastique générée dans le massif après la dixième étape de calcul.

Dans la suite, on présente les déplacements de la paroi, du rideau d'ancrage, du massif de sol et les tensions dans les tirants obtenus par le calcul. Les résultats des calculs de la tension dans les tirants sont ensuite comparés avec les valeurs mesurées. Le Tableau VI.6 présente une liste des mesures tirées du rapport de Delattre et al. (1999).

Tableau VI.6. Mesures disponibles pour les différentes phases de travaux – la dernière colonne indique les étapes de calcul correspondantes.

Date de mesure	Phase de travaux	Mesures		Remblais-déblais		Niveaux nappe		Étapes de calcul
		Inclino. paroi	Extensio. Tir	amont	aval	amont	aval	
15/10/92	1,2	initial		+8,00	+8,00	-8,20	-2,40	0,1,2
18/11/92	3	non	-	+8,00	+1,00	-8,20	-2,40	3
23/12/92	4	non	-	+8,00	+1,00	-8,20	-2,40	4
	-	non	-	-5,50	+1,00	-8,20	-2,40	5
18/03/93	5	oui	initial	-5,50	+1,00	-6,00	-1,60	6
21/04/93	7	oui	oui	+5,00	+1,00	-6,00	-1,60	7
	-	non	non	+8,90	+1,00	-6,00	-1,60	8
11/06/93	9	oui	oui	+8,90	+1,00	-4,00	-1,60	9
13/10/93	10	oui	oui	+9,00	-14,50	+3,40	+4,00	-
28/04/94	service	oui	oui	+9,50	-14,50	+6,00	+6,50	10

VI.3.4.1 Le frottement négatif à l'interface sol-paroi du au rabattement de nappe

Le rabattement de la nappe de part et d'autre de la paroi dans la phase de construction n° 2 se traduit par un tassement du massif. Ce tassement n'est pas homogène d'un côté à l'autre de la paroi à cause de la différence de niveau de la nappe. De plus, ce tassement conduit à un frottement négatif à l'interface sol-paroi ayant pour conséquence une diminution des contraintes effectives verticales auprès de l'interface. Ce phénomène peut être démontré clairement sur la Figure VI.48 en traçant la distribution des contraintes effectives sur une coupe horizontale au niveau +1,00 CM (correspondant niveau au $z = 38$ m dans le modèle). Sur la Figure VI.49, la distribution des contraintes effectives est tracée au niveau (-21,00 CM), qui se situe dans la couche de graviers de fond, au-dessous de la formation d'argile limoneuse. Le modèle considère que l'effet du rabattement de la nappe n'intervient pas au-dessous de cette couche. On constate à ce niveau une augmentation des contraintes effectives auprès de l'interface. En conclusion, dans cette phase de travaux la paroi moulée travaille comme une poutre, encastree plus ou moins en partie inférieure et sollicitée le long par le tassement des couches de sol supérieures (au dessus du niveau -19,0 CM) et donc enfoncée aux couches de sols inférieures (graves et argile de Villerville).

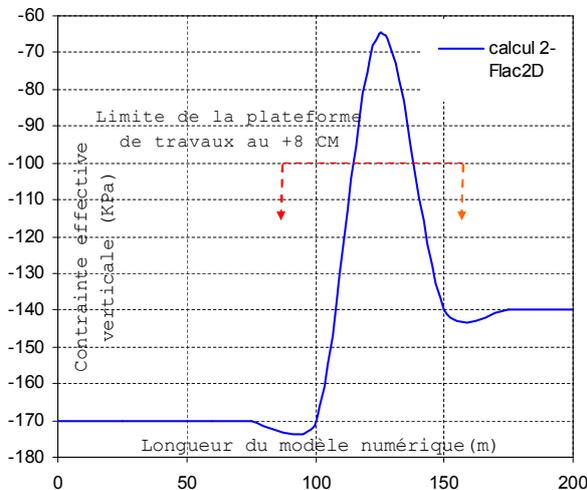


Figure VI.48. Distribution des contraintes effectives sur la coupe horizontale au niveau +1,00 CM.

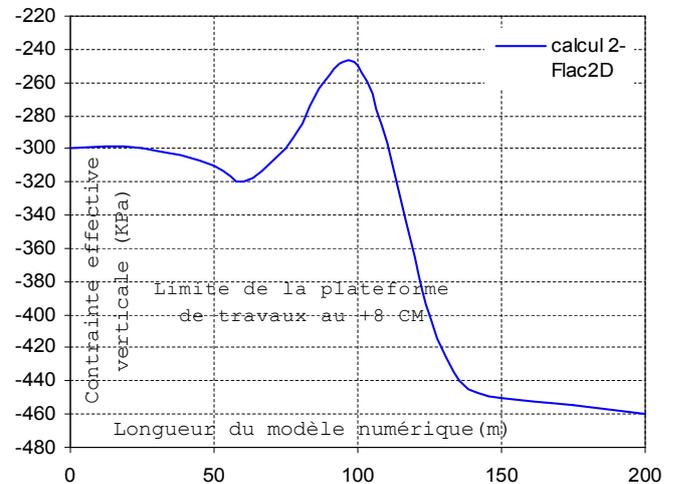


Figure VI.49. Distribution des contraintes effectives sur la coupe horizontale au niveau -21,00 CM.

VI.3.4.2 Déplacements de la paroi

L'inclinométrie est la partie la plus décevante de l'expérimentation. De nombreux relevés inclinométriques sont marqués par un signal de forme sinusoïdale qui ne saurait être représentatif du comportement de l'ouvrage et qui témoigne d'une défaillance de l'instrumentation (Delattre, 1999). Par ailleurs, le suivi topographique montre des déplacements en tête de la paroi qui confirment ces défauts de relevés inclinométriques. Dans cette partie du travail, on se contente donc de décrire les mouvements de la paroi en comparaison avec le comportement observé par Delattre (1999) et rappelé dans la section **VI.3.2.3**.

En général, les déplacements de la paroi résultant du calcul sont *sous-estimés* par rapport aux données du suivi topographique de la tête de la paroi. Cette erreur systématique est peut-être due au fait qu'on a considéré dans le modèle des déplacements nuls dans la couche d'argile de Villerville.

Après la phase 2, la nappe est rabattue de part et d'autre de la paroi, mais pas au même niveau. Le massif a donc tassé sous l'effet de la variation de la pression hydraulique. Ce tassement différentiel de part et d'autre de la paroi ainsi que le différentiel des pressions d'eau s'appliquant à la paroi conduisent à une déformation de la paroi vers le côté où le sol est le plus sollicité (côté terrain). Les mesures de déplacements de la paroi étaient initialisées après le rabattement, les déplacements calculés sont également mis à *zéro* après cette étape.

La Figure **VI.50** présente les déplacements de la paroi calculés pour les phases de travaux n° 3 et 4. On constate que l'excavation devant la paroi (phase 3) conduit à des déplacements de la paroi vers la fouille. La paroi travaille en console et fléchit aux environs du niveau $-5,0$ CM ($z = 32$ m dans le modèle). Le déchargement du sol au-dessous de la zone excavée conduit également à un déplacement de la paroi vers la fouille au niveau $z = 25$ m (du modèle). La réalisation du couronnement en béton coffré (phase 4) sollicite la paroi par un moment de flexion additionnel en tête et donc conduit à davantage de déplacements vers le bassin (Figure **VI.50**).

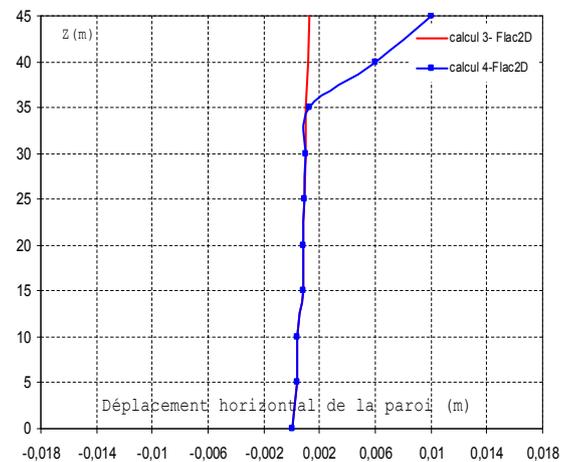


Figure VI.50. Déplacements horizontaux de la paroi après les phases de construction 3 et 4.

L'excavation derrière la paroi (phase 5) se traduit par un déchargement derrière la paroi et donc un mouvement vers les terre-pleins. La remontée de la nappe à $-6,00$ CM ($z = 31,5$ m dans le modèle) côté terre-plein et à $-1,60$ CM côté bassin (phase 6) accentue ce mouvement vers le terre-plein (Figure **VI.51**).

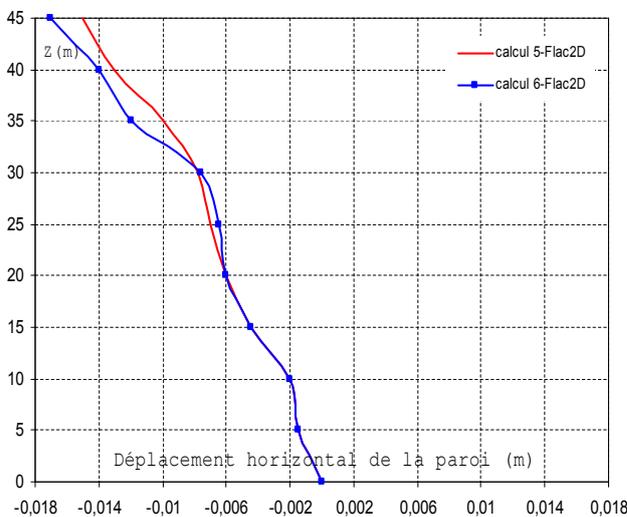


Figure VI.51. Déplacements horizontaux de la paroi après les phases de construction 5 et 6.

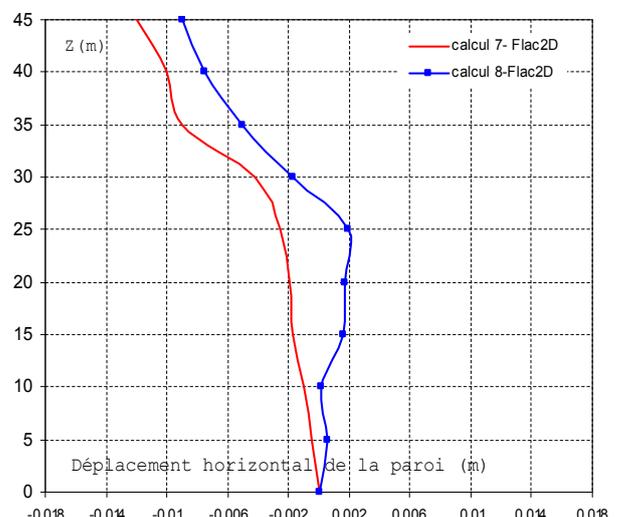


Figure VI.52. Déplacements horizontaux de la paroi après les phases de construction 7 et 8.

Le remblaiement derrière la paroi jusqu'au niveau +5,00 CM (phase 7), se traduit par une poussée des terres dans la partie supérieure de la paroi, au-dessus du niveau -5,50 CM ($z = 31,5$ m) mais aussi par une poussée latérale dans les couches de sols situées au-dessous ($< -5,50$ CM). Cette poussée latérale dépend de l'angle de frottement du remblai et du coefficient de Poisson des sols sous-jacents et explique l'important déplacement de la paroi vers le bassin au niveau $z = 25$ m (Figure VI.52). Sur cette figure, on constate aussi nettement l'effet d'ancrage de la nappe de tirants inférieure sur la paroi ($z = 32$ m).

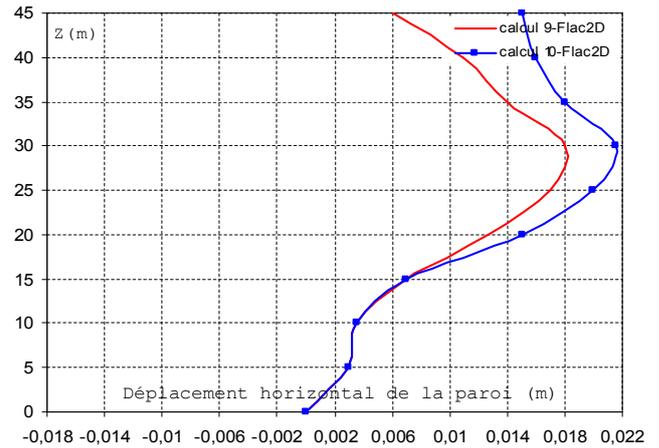


Figure VI.53. Déplacements horizontaux de la paroi après les phases de construction 9 et 10.

La deuxième phase de remblaiement derrière la paroi jusqu'au niveau 9,0 CM (phase de construction n° 8) se traduit davantage par un accroissement des pressions sur l'ouvrage dans les couches de sols sous-jacents (niveau $z = 25$ m - Figure VI.52).

Enfin, le dragage devant le quai jusqu'au niveau -14,50 CM et la remontée de la nappe (phase de construction n°9 et n°10) entraîne un grand déplacement de la paroi vers le bassin. On constate sur la Figure VI.53 que le déplacement maximal ne se trouve pas à la tête de la paroi mais aux alentours de -6,0 CM. Ce déplacement explique la décompression du massif de sol derrière la paroi et son mouvement vers le bassin comme montré dans la section § VI.3.4.4.

En conclusion, les cinématiques de déplacements correspondent bien au comportement de l'ouvrage observé par Delattre (1999). Cependant, les déplacements de la paroi, résultants des différentes étapes de calcul sont en général *sous-estimés* par rapport aux relevés du suivi topographique à la tête de la paroi.

VI.3.4.3 Efforts dans les tirants

Le comportement de l'ouvrage a également été observé par la mesure des efforts dans les lits de tirants d'ancrage à partir des septième et huitième étapes de la construction, respectivement, pour la nappe inférieure et pour la nappe supérieure.

Les extensomètres à cordes vibrantes disposés par paires ou par triplets le long des tirants permettent de réaliser ces mesures. Les sections instrumentées le long des tirants sont les sections situées à 1 ; 3 ; 7 ; 13,80 ; 20,60 ; 27,40 ; 34,40 et 41,00 mètres du point d'attache du tirant à la paroi moulée. Pour chacun des profils instrumentés, ce sont un tirant de la nappe inférieure et un tirant de la nappe supérieure qui ont été équipés (Figure VI.54).

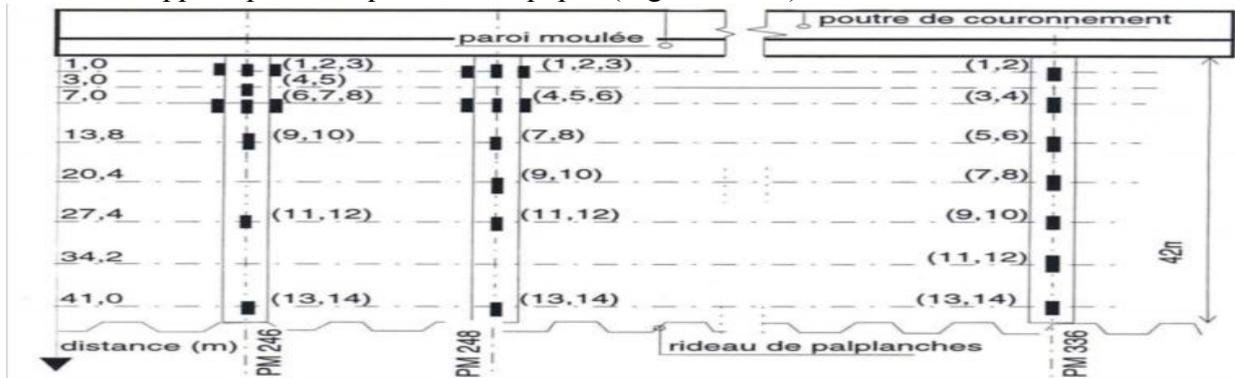


Figure VI.54. Vue en plan de l'implantation des extensomètres sur les tirants d'après SIMECSOL.

La Figure VI.55 présente les efforts normaux (*axial force*) dans les tirants de la nappe inférieure après la septième phase de construction (1^{er} remblaiement derrière la paroi). La comparaison avec

les mesures montre que le calcul correspond bien à la fourchette de mesures, la distribution des efforts le long de tirant est bien caractérisée par une valeur maximale vers la paroi conformément aux observations.

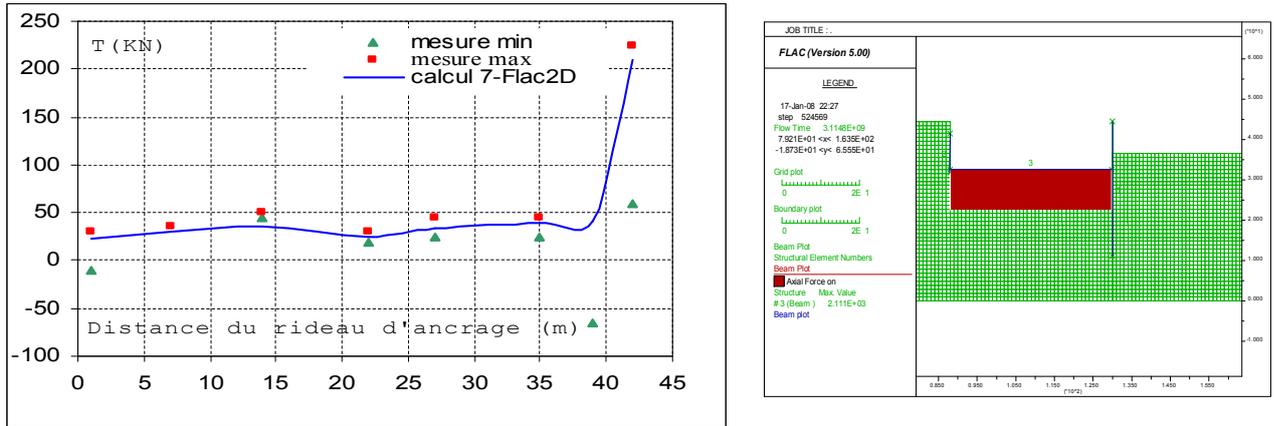


Figure VI.55. Distribution des efforts dans les tirants inférieurs après la phase de construction 7.

Les figures VI.56 et VI.57 montrent les efforts normaux le long des tirants des nappes supérieure et inférieure respectivement après la neuvième étape de la construction (2^{ème} remblaiement derrière la paroi). On constate par rapport aux mesures une légère *sous-estimation* des efforts dans les tirants supérieurs et une bonne convergence dans les tirants inférieurs.

Après la dixième phase de construction (remontée de la nappe et dragage devant le quai), on constate une forte augmentation des tensions dans le lit de tirants inférieurs. Par rapport aux mesures, les résultats des calculs présentés sur les figures VI.58 et VI.59 montrent une *surestimation* des efforts dans les tirants supérieurs, surtout au point d'accrochage avec la paroi et un accord satisfaisant pour les tirants inférieurs.

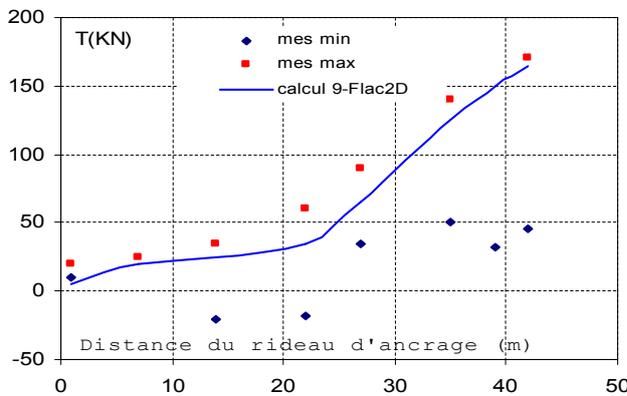


Figure VI.56. Distribution des efforts dans les tirants supérieurs après la phase de construction 9.

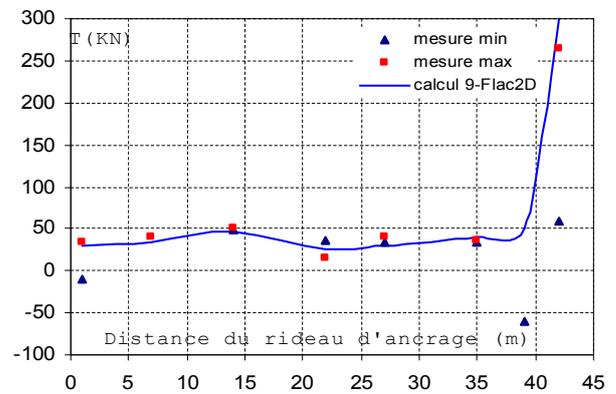


Figure VI.57. Distribution des efforts dans les tirants inférieurs après la phase de construction 9.

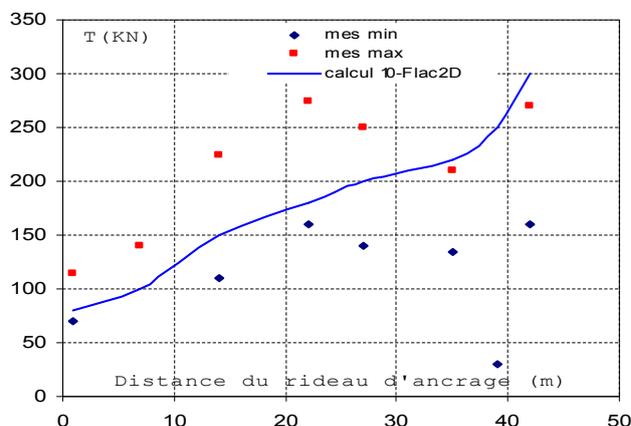


Figure VI.58. Distribution des efforts dans les tirants supérieurs après la phase de construction 10.

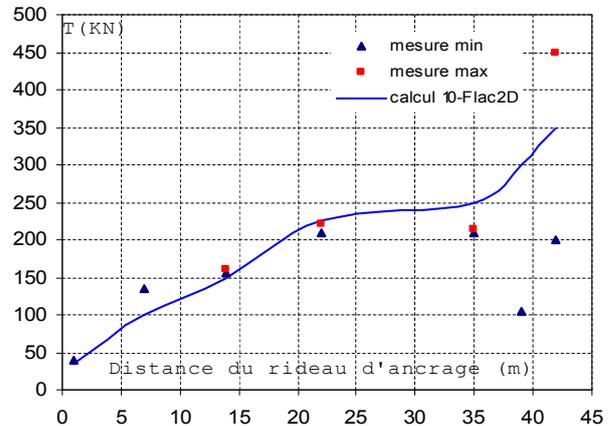


Figure VI.59. Distribution des efforts dans les tirants inférieurs après la phase de construction 10.

Enfin, on peut remarquer que, dans le cas où le remblai est réalisé derrière la paroi et où on excave devant la paroi, l'interaction sol-tirant n'est peut être pas identique. Par ailleurs, la simulation de chaque phase de remblaiement, par simplification, est réalisée en une seule fois alors que, dans la réalité, le remblai est mis en place par couches d'épaisseur limitée. La sollicitation des tirants ne doit donc pas être aussi brutale. Enfin, la configuration bidimensionnelle conduit, dans la simulation de remblaiement, à appliquer sur l'élément câble la totalité du chargement du poids volumique, alors que, dans la configuration tridimensionnelle, seule une partie de ce chargement est appliquée aux tirants. Ceci explique en partie la surestimation de la tension dans les tirants à l'intersection avec la paroi.

Les figures VI.60 et VI.61 présentent les accroissements des efforts normaux dans les tirants entre les 9^{ème} et 10^{ème} étapes de calcul. Cette partie des efforts correspond donc au chargement dû à l'excavation devant le quai. On constate un bon accord entre les mesures et les résultats de calcul.

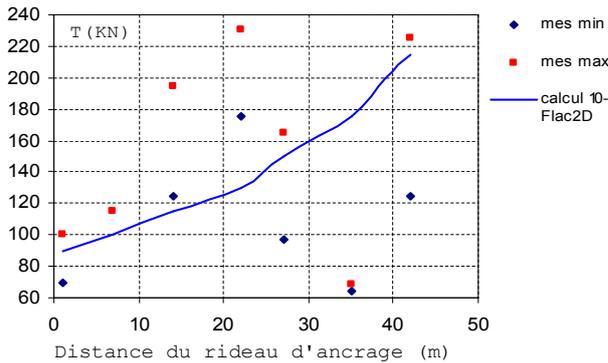


Figure VI.60. Accroissement des efforts dans les tirants supérieurs entre les phases de construction 9 et 10.

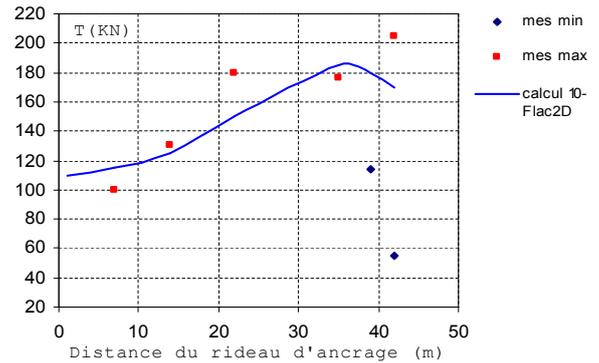


Figure VI.61. Accroissement des efforts dans les tirants inférieurs entre les phases de construction 9 et 10.

VI.3.4.4 Déplacements du massif de sol et du rideau d'ancrage

D'autres inclinomètres ont été installés au droit du rideau d'ancrage et dans le massif de sol, à mi-distance entre la paroi et le rideau. Ils sont descendus au niveau -20,0 et -30,0 CM et initialisés après la phase n° 9 de la construction. Pour ces inclinomètres, les relevés de mesure ont été effectués à partir de la phase de construction n° 10 et après la mise en service (six mois après). Les figures VI.62 et VI.63 montrent les déplacements horizontaux suivant une coupe verticale au droit du rideau d'ancrage et à mi-distance de la paroi au rideau après la phase de construction n°10.

Les résultats montrent que le dragage devant la paroi entraîne une décompression dans le massif de sol et donc un déplacement vers le bassin. Une comparaison avec les relevés des inclinomètres montre que les résultats de calcul *sous-estiment* les déplacements horizontaux dans le rideau d'ancrage.

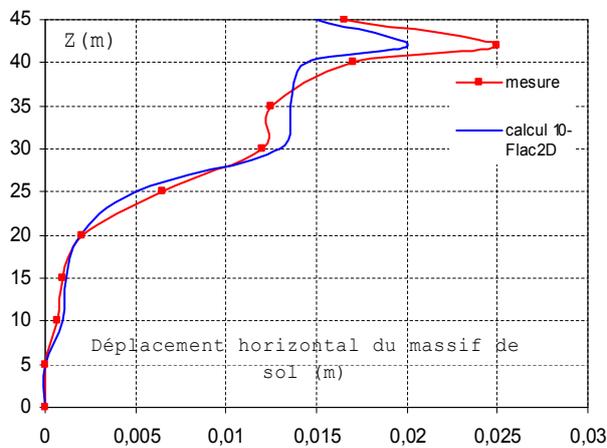


Figure VI.62. Déplacement horizontal du massif de sol après la phase de construction 10.

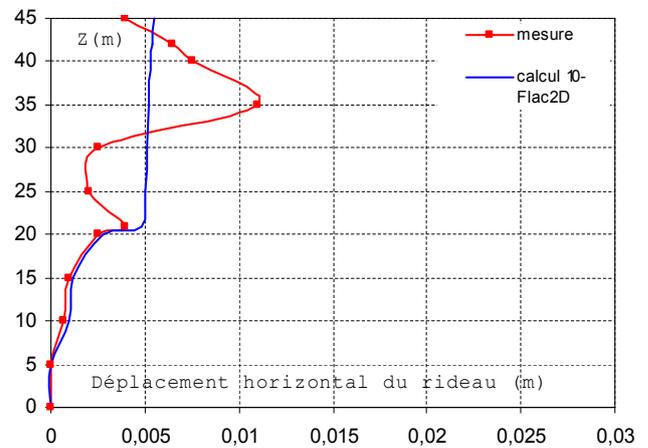


Figure VI.63. Déplacement horizontal du rideau d'ancrage après la phase de construction 10.

On détermine le facteur de sécurité pour l'état du modèle à la fin de l'étape 10. La Figure VI.64 illustre le tracé de l'état de *rupture*, contenant les *champs de déformations de cisaillement* et les *vecteurs de vitesses*, qui définissent la surface de rupture. Notons que le calcul du *facteur de-sécurité* peut être fait pour toutes les étapes de construction.

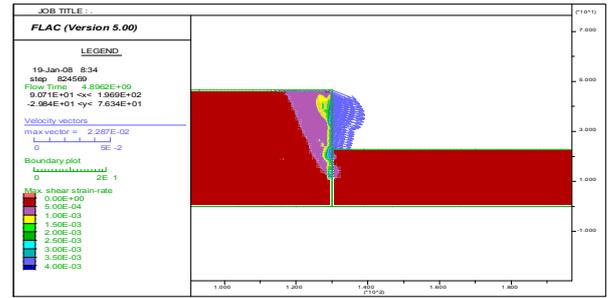


Figure VI.64. Tracé de la Surface de rupture pour l'étape 10 ; surface de rupture définie par champ de déformation de cisaillement et vecteurs de vitesse.

VI.3.5 Synthèse

La construction du quai d'Osaka du port du Havre est un exemple remarquable au plan du génie civil, compte tenu de toutes les complexités géométriques, géotechniques et hydrauliques ainsi que du phasage de la construction. Durant les diverses phases de la construction, l'ouvrage a été instrumenté et suivi avec soin. Les données recueillies ont permis de faire une description du comportement de l'ouvrage après chaque étape des travaux ainsi qu'après la mise en service de l'ouvrage. L'étude numérique décrite dans cette partie de travail, réalisée à l'aide du mode de calcul *couplé* du code Flac2D, a permis de prendre en compte les différents facteurs considérés comme influençant directement le comportement de l'ouvrage. Les cinématiques des déplacements de la paroi, résultant des calculs, approchent relativement bien les cinématiques observées.

Enfin, la simulation de l'interaction sol-tirant reste à améliorer. Ce problème nécessite une étude plus approfondie au niveau expérimental et numérique.

VI.4 Modélisation numérique en différences finies du panneau instrumenté du port 2000 au Havre

La croissance du volume de marchandises conteneurisées et l'utilisation de navires porte-conteneurs de plus en plus grands présentant un tirant d'eau croissant ainsi que des temps d'escale réduits nécessitent que les ports adaptent leurs moyens d'accueil et de stockage. Dans ce contexte, le Port du Havre, *premier port français* pour les trafics conteneurisés (Port du Havre, 2003), équipe ses quais existants de nouveaux portiques et augmente sa capacité en construisant à l'extérieur du port existant un nouveau quai en eau profonde de 1400 m de longueur utile en première phase, directement accessible à toute heure de la marée (Figure VI.65).



Figure VI.65. Infrastructures existantes du Port du Havre et implantation du nouveau Port 2000.
D'après Port Autonome du Havre, 1999.

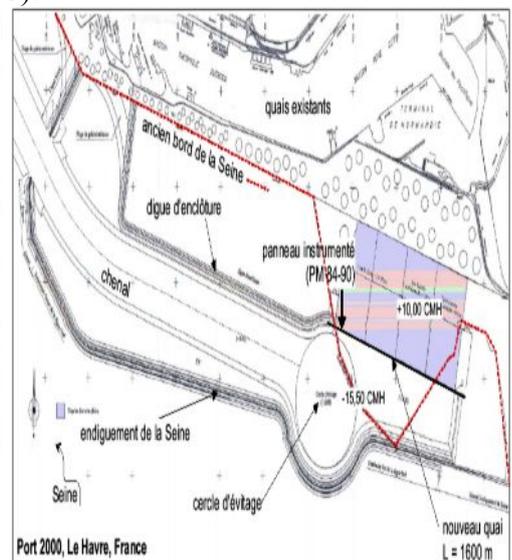


Figure VI.66. Vue en plan du site du nouveau port.

Le nouveau quai Port 2000 est un quai extérieur en eau profonde, protégé par une digue de plusieurs kilomètres et en contact direct avec la marée. L'ouvrage comprend le mur de quai lui-même, un système d'endiguement et de nouveaux terre-pleins entre l'ancienne digue et le futur chenal (Figure VI.66).



Figure VI.67. Vue aérienne de la partie Ouest du chantier. Photo prise au début de l'année 2004.
© PAH, 2004

La Figure VI.67 montre une vue aérienne de la partie Ouest du quai. On distingue l'estuaire de la Seine sur la gauche de la photo, et les réservoirs de stockage du port ainsi la zone d'extension future du quai sur la partie supérieure droite de la photo. Au centre, on voit le quai en phase de terrassement arrière pour la mise en place des tirants d'ancrage.

VI.4.1 LE SITE ET L'OUVRAGE

Dans la suite on présente le site et l'ouvrage de Port 2000. Les informations de ce chapitre proviennent de références variées, résumées par le Port Autonome du Havre (1999) et Solétanche-Bachy (2001).

VI.4.1.1 Géologie

Les altitudes du projet sont rapportées au zéro des cartes marines du Havre (CMH) lequel est situé 4,38 m au-dessous du zéro du nivellement général de la France NGF (IGN69).

Les épaisseurs des différentes couches de sol sont résumées sur la Figure VI.74.

VI.4.1.2 Hydrogéologie

VI.4.1.2.1 Marée

Les conditions de marée de Port 2000 peuvent être résumées, pour l'étude qui nous concerne, par les niveaux extrêmes du plan d'eau :

- Marée basse de vives eaux d'équinoxe : +0,10 CMH
- Marée haute de vives eaux d'équinoxe : +9,10 CMH
- Marée basse accidentelle : +0,00 CMH
- Marée haute accidentelle : +9,45 CMH

VI.4.1.2.2 Nappes dans les terre-pleins

Sur le plan hydrologique, trois nappes différentes ont été identifiées lors des reconnaissances préliminaires. Pour les études de dimensionnement du quai, la nappe dans les sables est estimée à la cote +6,50 CMH.

VI.4.1.3 La structure du quai

L'ouvrage est constitué d'une paroi moulée de 1,20 m d'épaisseur et de 40 m de profondeur ancrée dans les argiles de Villerville, surmontée par une poutre de couronnement en béton armé de 3,43 m

de largeur et de 1,50 m de hauteur. L'ensemble est muni d'un masque d'accostage de 9,10 m de hauteur et 1,60 m de largeur. La paroi est retenue par deux nappes de tirants passifs faiblement inclinés, mis en place dans les terrains remblayés après terrassement sur 17 m de hauteur environ derrière la paroi. Ces tirants sont fixés à un rideau de palplanches situé à une distance de 45,40 m derrière la paroi moulée.

Devant la paroi, le bassin sera dragué jusqu'à la cote -15,50 CMH, pour permettre l'accueil des navires porte-conteneurs d'un tirant d'eau de 14,50 m, en toutes conditions de marée.

Les rails du futur portique de transbordement des conteneurs se trouvent d'une part sur la poutre de couronnement dans l'axe de la paroi moulée, et d'autre part sur une semelle superficielle filante située 35 m en arrière. La solution initiale consistant à fonder la voie arrière du portique sur des pieux Starsol a été abandonnée pour des raisons économiques : d'après les calculs effectués, une semelle filante étant suffisante pour les sollicitations attendues.

Le béton de la paroi moulée est un B30, celui de la poutre de couronnement est un B40. Les palplanches constituant le rideau d'ancrage arrière sont des palplanches Larssen de type PU25. Au niveau de la coupe de calcul n°1 (il y en a 7 le long de la paroi), les tirants sont des barres d'acier de diamètre 80 mm en section courante et 95 mm au niveau des manchons de raccordement.

La Figure VI.68 montre la coupe de la structure dans la zone instrumentée.

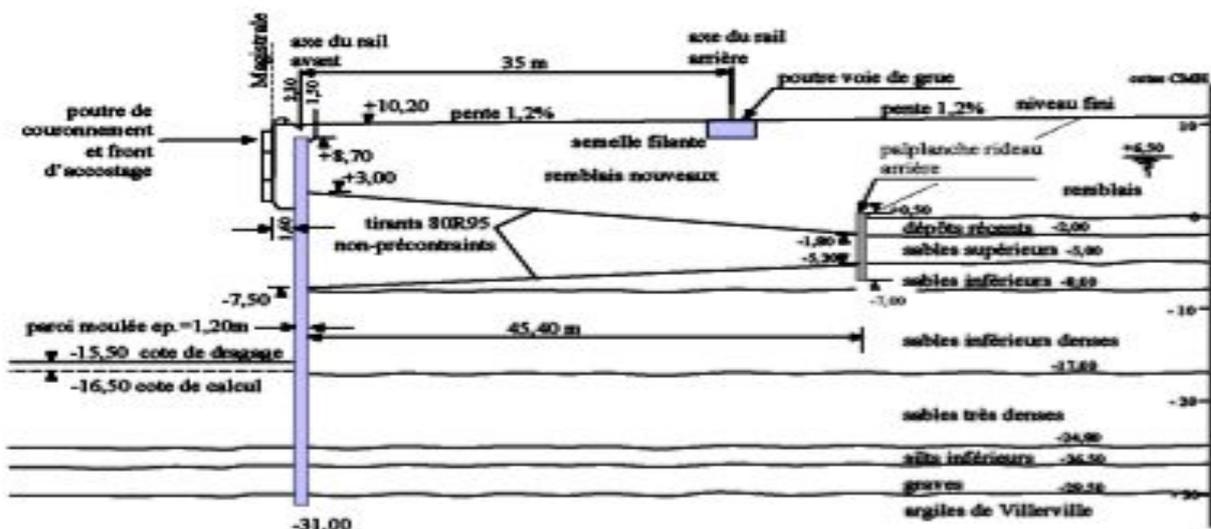


Figure VI.68. Coupe de la paroi au niveau du panneau instrumenté.

VI.4.1.4 Le phasage de construction

Le phasage de construction est assez classique pour ce type de quai. Il s'agit d'un ouvrage linéaire de longueur totale 1600 m, construit par phases se développant dans le temps et dans l'espace. Les dates accompagnant par la suite les étapes des travaux sont relatives au panneau instrumenté (point métrique PM 84-90).

La paroi moulée a été réalisée en décembre 2002 et un ensemble de puits de rabattement de la nappe a été installé, ainsi qu'un écran d'étanchéité encadrant les extrémités du quai (terminé en mai 2003). La phase initiale (Figure VI.69) correspond à la fin de la construction de la paroi et du voile étanche à l'Ouest. Les nappes sont dans leur état initial, avant rabattement.

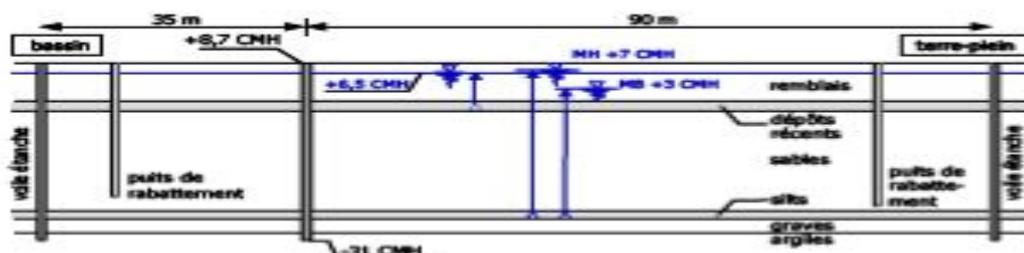


Figure VI.69. Situation du chantier après la construction de la paroi moulée et l'écran étanche.

VI.4.2 L'objectif de l'intervention et les résultats attendus

L'objectif principal de l'instrumentation au Port 2000 est d'acquérir des données sur le comportement d'un grand ouvrage géotechnique. Elle permet de préciser des observations déjà connues sur le comportement de grandes structures similaires. Elle permettra le cas échéant de procéder à des adaptations de la structure du quai prévu en prolongement (Marten, 2005).

En particulier, le suivi de cet ouvrage permet non seulement de recueillir des données indispensables pour des *études numériques* ou *analytiques* a posteriori, mais aussi pour la comparaison des résultats avec des murs de quai instrumentés antérieurement, notamment le quai d'Osaka du Port du Havre (Delattre et al., 1999), dont la structure est similaire à celle du quai de Port 2000 et qui a été construit dans un contexte géotechnique comparable.

Plusieurs murs de quais dont la structure est comparable à celle du Port 2000 ont été instrumentés en France, notamment au Port de Calais (Pincet et al., 1991 et Delattre et al., 1995) et au Havre (Blivet et al., 1981 et Delattre et al., 1999), mais aussi en Belgique à Anvers (Aerts et al., 1996). De nombreuses études allemandes sont aussi bien documentées, principalement au Port de Hambourg (Maybaum, 1994 ; Gattermann, 1998 ; Rodatz et al., 1999) et Bremerhaven (Stahlhut, 2000). Ces derniers quais sont construits d'après la « méthode danoise » ou « méthode allemande » qui comprend une dalle de couronnement assez large reposant d'une part sur l'écran de soutènement (paroi moulée, écran de pieux sécants ou palplanches) et d'autre part sur un ensemble de pieux souvent inclinés (Figure VI.70). En supplément, la tête de l'écran est souvent retenue par une ou plusieurs nappes de tirants.

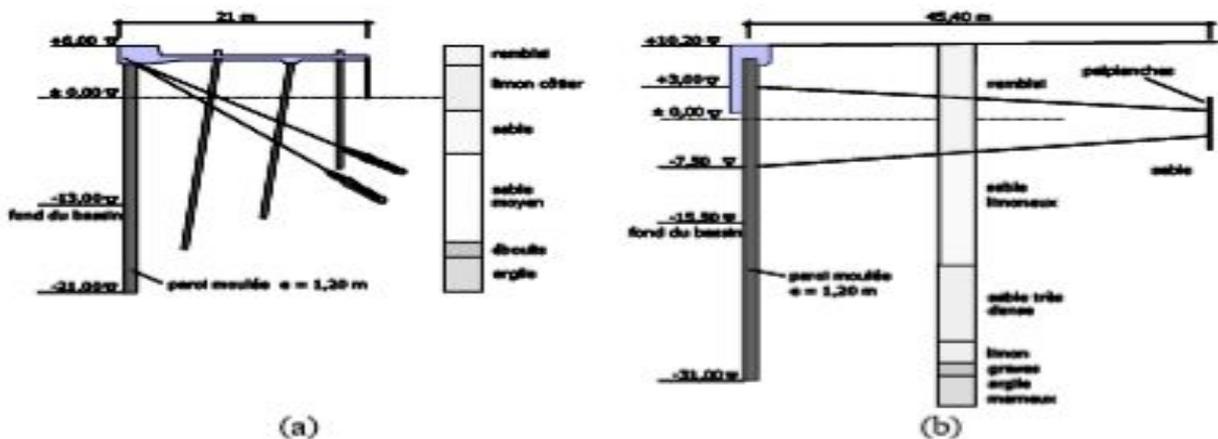


Figure VI.70. Deux schémas de murs de quai différents. (a) Quai « allemand ». O'Swaldkai à Hambourg, d'après Rodatz et Maybaum (1997). (b) Quai « français ». Port 2000 au Havre.

Les deux types de structures diffèrent principalement :

- pour la structure « danoise / allemande », par une dalle haute permettant de descendre les charges d'exploitation en profondeur et d'alléger d'autant les efforts de poussée sur l'écran de soutènement ;
- pour la structure « française », par des tirants d'ancrage suffisamment bas permettant de réduire les efforts de flexion dans la paroi.

En ce qui concerne les résultats attendus, la structure de Port 2000 est très comparable au quai d'Osaka. L'observation de ce quai (Delattre et al., 1999) avait montré que la paroi travaille en console jusqu'après la construction de la poutre de couronnement.

L'excavation derrière la paroi menait à un inversement du sens du déplacement, la paroi travaillant alors en profondeur toujours en console. En tête, la flexion restait toutefois positive, résultat du poids de la poutre de couronnement. Le remblaiement ne modifiait que très peu la flexion de la paroi, par contre, les déplacements négatifs vers le terrain diminuaient. Enfin le dragage conduisait à un déplacement important vers le bassin et à une décompression latérale du massif soutenu. Les comportements sur la paroi de Port 2000 obtenus par le calcul numérique avec le code Flac2D seront comparés aux résultats détaillés de l'étude antérieure (chapitre VI.4.5.8).

Le bétonnage du panneau instrumenté a été effectué le 18 décembre 2002. La cage d'armature, d'une masse de 40 tonnes, est transportée horizontalement et ensuite basculée à la verticale par deux puissantes grues (Figure VI.71).



Figure VI.71. Transport de la cage d'armature. D'après (Marten, 2005).

VI.4.2.1 Extensomètres

Les déformations des tirants sont suivies à l'aide de 40 extensomètres à corde vibrante de type Telemac SC2 N. L'étendue de mesure est de $3000 \mu\text{m/m}$ et la précision moyenne de $0,5 \mu\text{m/m}$ (autour de 800 Hz), la longueur du capteur est de 300 mm.

Les deux extrémités de cinq tirants de chacun des deux lits sont instrumentées. Les extensomètres sont posés selon le schéma montré sur la Figure VI.72, à une distance de 3,50 m respectivement de la paroi moulée et du rideau d'ancrage. Les extensomètres ne sont pas soudés sur le tirant mais attachés avec des colliers de fixation en acier cadmié (Marten, 2005).

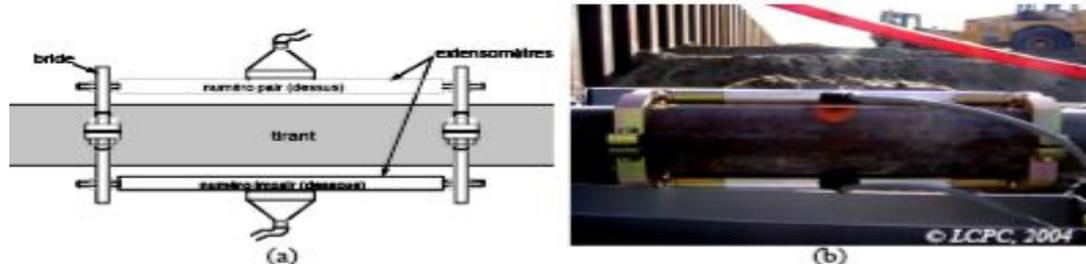


Figure VI.72. Extensomètres. (a) Schéma de principe des extensomètres. (b) Jauges mises en place.

VI.4.3 Le comportement de l'ouvrage

Dans ce chapitre, on présente la comparaison entre les calculs numériques avec Flac2D et les observations des mesures du comportement de l'ouvrage depuis le début des mesures jusqu'à mi-septembre 2004.

En préliminaire aux analyses, il convient d'observer que les résultats de mesures acquis sur un chantier en cours ne peuvent jamais être d'une qualité comparable à des mesures effectuées sous des conditions contrôlées comme en laboratoire ou sur un site expérimental. Les effets parasites et secondaires, comme par exemple l'avancement du chantier en longitudinal (effet 3D), les vibrations des engins qui passent ou des machines de compactage ou les effets de temps (que se passe-t-il autour du panneau instrumenté entre deux mesures ?), sont très difficiles à prendre en compte.

Malgré un assemblage soigneux des informations caractérisant l'ouvrage et son environnement et une excellente coopération du chantier, il n'est ainsi pas possible d'établir une chronique « continue » des événements influençant le comportement de l'ouvrage. Les mesures sur chantier sont comparables à une photographie instantanée. Il s'ensuit que l'information manquante entre deux dates de mesure, voire les doutes sur les mesures elles-mêmes, multiplie le nombre d'interprétations possibles et les rendent dépendantes d'hypothèses supplémentaires (Marten, 2005).



Figure VI.73. Situation en aval du quai (a) fin mai et (b) début juillet 2004.
Photos © (a) Solétanche-Bachy et (b) CETE Normandie-Centre.

VI.4.4 Synthèse de l'instrumentation du panneau

L'instrumentation visant à connaître de façon détaillée le comportement d'un ouvrage et pas seulement à faire un suivi général de chantier est toujours relativement délicate à mettre en œuvre sur chantier, même si la coopération de chaque acteur (maître d'œuvre, entreprise, laboratoire) est assurée. Ceci est particulièrement vrai pour un chantier aux dimensions importantes que celui de Port 2000, où les problèmes de planning, d'accessibilité et aussi de sécurité atteignent un degré de complexité important et demandent une très forte coordination. Le plan d'instrumentation et surtout les modalités de mise en place du dispositif doivent alors être révisées de façon continue en fonction de l'avancement du chantier et des modifications apportées aux travaux. Dans le cas de Port 2000, le plan d'instrumentation piézométrique du laboratoire a ainsi été réduit de douze piézomètres à six : la construction d'un voile étanche, qui n'était pas envisagée initialement a rendu la moitié des piézomètres superflue (Marten, 2005).

En revanche, dans ce qui suit, on analyse le comportement de l'ouvrage obtenu par le calcul numérique à l'aide du code Flac2D. Les résultats acquis sur le Port 2000 sont ensuite comparés à ceux des études antérieures.

VI.4.5 MODELISATION NUMERIQUE AVEC FLAC2D

VI.4.5.1 INTRODUCTION

Cette partie présente les calculs numériques effectués par la méthode de différences finies du code Flac2D dans le cadre du projet instrumenté du Port 2000.

Par ailleurs, la méthode des *éléments finis* est un outil très général de résolution numérique d'équations aux dérivées partielles, dont l'utilisation en géotechnique, notamment dans le domaine des soutènements, reste **limitée** dans la pratique. Cette limitation tient notamment aux spécificités des problèmes géotechniques : d'une part, le comportement des matériaux naturels est difficile à identifier et, d'autre part, les processus de construction combinent l'apport, l'enlèvement et la variation du poids volumique des matériaux, selon un enchaînement complexe. Ces deux facteurs rendent l'emploi de la méthode moins immédiat en géotechnique que dans d'autres disciplines. Néanmoins, elle présente l'avantage de fournir un moyen de surmonter les limitations des méthodes traditionnelles : plus précisément, elle permet de prendre en compte des géométries quelconques des couches de terrain, elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement, elle permet de représenter les interactions du soutènement avec d'autres composants de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinants (Bourgeois et al., 2004).

La simulation de Port 2000 n'est pas conçue comme une étude paramétrique cherchant à reproduire le comportement de la structure en adaptant a posteriori les paramètres de calcul. Elle se propose au contraire de mettre en œuvre l'outil de calcul en utilisant les données qui étaient disponibles pour

l'étude préliminaire en bureau d'étude. De cette manière, on pourra identifier les avantages et les inconvénients de la méthode des *différences finies* par rapport à la méthode des *éléments finis* et aux méthodes plus classiques. La préparation d'un calcul en éléments finis prend en général beaucoup de temps et demande de préciser des paramètres souvent difficiles à mesurer. En revanche, une fois que le maillage, le phasage de calcul et les caractéristiques du matériau sont préparés et intégrés dans la base de données du logiciel Flac2D, le calcul de différentes variantes permet de discuter relativement simplement l'influence des paramètres.

VI.4.5.2 Le mode de calcul couplé en Flac2D

La simulation numérique pour le Port 2000 a été réalisée au moyen du mode de calcul hydromécanique *couplé* du code Flac2D. Il permet la prise en compte du couplage hydromécanique et est ainsi d'un intérêt particulier pour la modélisation d'ouvrages soumis aux mouvements de la nappe phréatique comme le mur de quai au Port 2000.

Lors d'une analyse *couplée*, la pression interstitielle s'ajoute aux autres inconnues principales du problème, les déplacements. En appliquant la loi de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, 12 paramètres sont à définir :

- γ' : poids volumique déjaugé (ou, en l'absence d'eau, γ_d le poids volumique du sol sec),
- E : module d'Young,
- ν : coefficient de Poisson,
- c' : cohésion effective,
- φ' : angle de frottement effectif,
- ψ : angle de dilatance,
- γ_{eau} : poids volumique de l'eau
- n : porosité,
- S : coefficient d'emménagement,
- k_{xx}, k_{yy}, k_{xz} : coefficients du tenseur de perméabilité.

L'étendue du jeu de données laisse deviner la difficulté de la mise en œuvre d'un calcul *couplé*.

VI.4.5.3 Modélisation numérique de l'ouvrage

Le modèle numérique a été configuré de façon à représenter le mieux possible toutes les phases de la construction ainsi que les variations de la nappe phréatique et les particularités géométriques et géotechniques de Port 2000.

VI.4.5.3.1 Géométrie et maillage

Les calculs ont été réalisés en configuration bidimensionnelle pour une hauteur totale du terrain de 49,35 m (adaptée à la profondeur des tubes inclinométriques profonds scellés dans le substratum) et une longueur totale de 200 m dont 70 m devant et 130 m derrière la paroi.

Dans le but de ne pas trop compliquer la modélisation, on a adopté différents compromis pour ce qui concerne la géométrie des couches, la position des niveaux des rabattements en amont et en aval, ainsi que la position des lits de tirants. La Figure **VI.74** montre les contours du modèle.

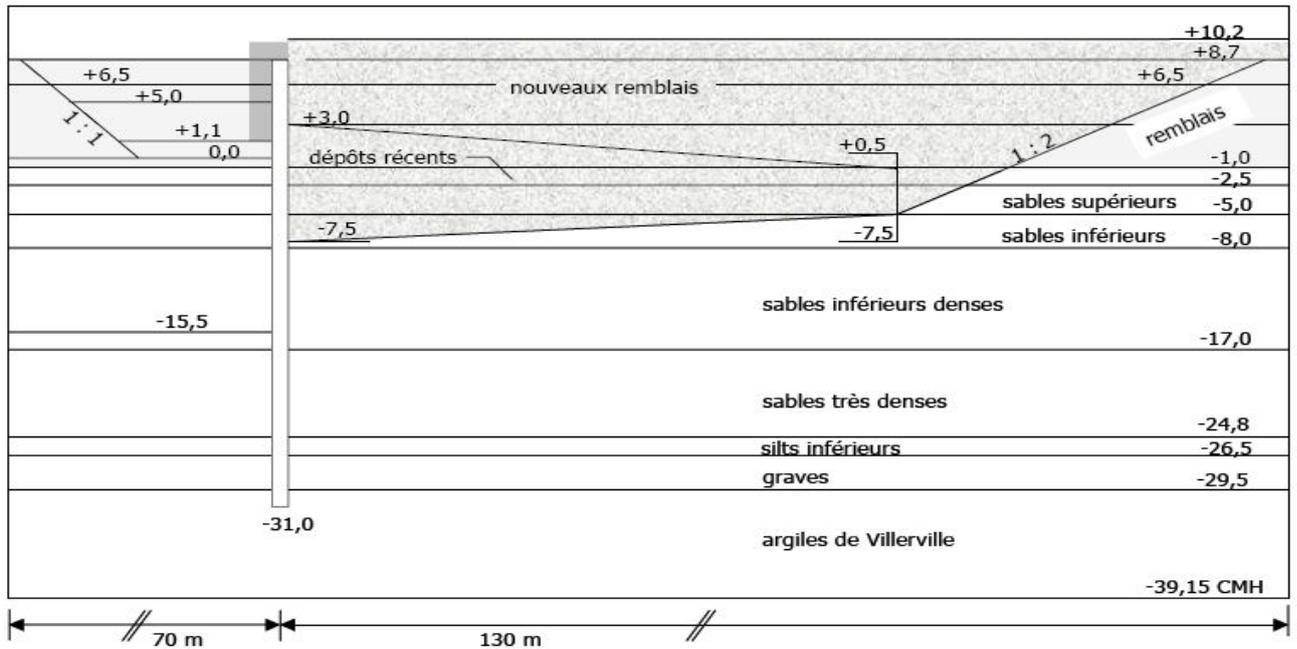


Figure VI.74. Contours du modèle numérique. Les cotes sont exprimées en mètres CMH (Cotes des Cartes Marines du Havre).

Les modifications principales par rapport aux cotes réelles de l'exécution concernent les fixations des tirants du côté du rideau de palplanches. L'une des contraintes de la modélisation numérique est qu'une couche de sol ou le toit de la nappe phréatique ne doivent pas être coupés par un tirant, sous peine de compliquer inutilement la constitution du maillage. En pratique donc la fixation arrière du tirant supérieur est située à la cote -1,00 CMH au lieu de -1,80 CMH, et elle correspond au toit des dépôts récents qui est situé en réalité à la cote 0,00 CMH. Afin de ne pas trop réduire l'épaisseur de la couche de dépôts récents, le toit des sables supérieurs a été descendu de la cote réelle -2,00 CMH à la cote -2,50 CMH dans le modèle. La fixation du tirant inférieur n'a pas été modifiée de façon significative, elle se trouve à la cote -5,00 CMH au lieu de -5,20 CMH.

Par ailleurs, les cotes et épaisseurs des couches profondes (silts, graves, toit des argiles marneuses) ont été adaptées aux relevés de sondages obtenus lors du forage des piézomètres à une distance inférieure à 50 cm devant la paroi (Marten, 2005). Ces cotes ne correspondent donc pas aux cotes utilisées par l'entreprise pour les calculs de dimensionnement (Solétanche-Bachy, 2001) : sables denses de -17 à -24 CMH ; silts inférieurs jusqu'à -28 CMH ; argiles de Villerville à partir de -30 CMH.

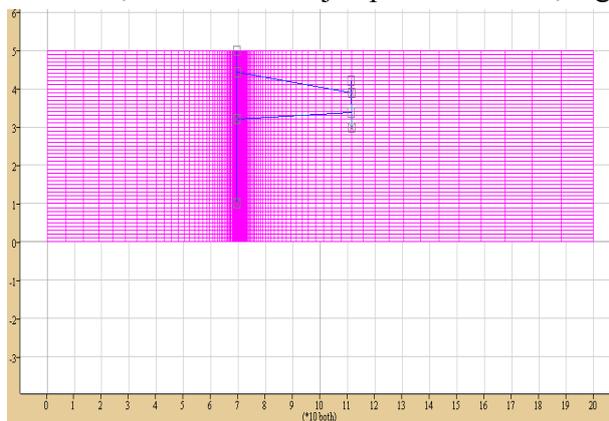


Figure VI.75. Détail du maillage en différences finies. Après la mise en place des tirants et du remblai.

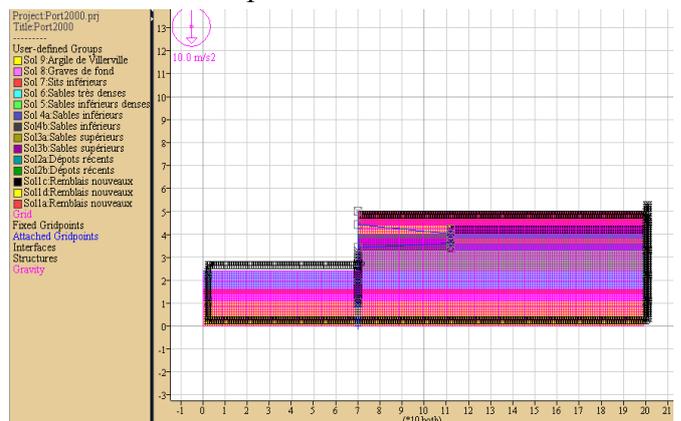


Figure VI.76. Groupes du sol pris dans le modèle Flac2D.

Le maillage est constitué de plusieurs éléments raffinés dans les parties sollicitées dans les deux directions x et y . La complexité du phasage des travaux (opérations de mouvement de la nappe à l'amont et à l'aval de la paroi, opérations d'excavation et de remblaiement) a nécessité la

constitution du maillage en plusieurs groupes d'éléments, 5 groupes d'éléments dont l'activation se réalise au fur et à mesure des étapes de travaux par la commande CUT&FILL du code Flac2D.

Le maillage pour ce cas est créé en blocs. La Figure VI.76 présente le schéma du maillage avec les groupes utilisés pour les calculs numériques en Flac2D.

Le maillage, dont une partie agrandie est représentée sur la Figure VI.75, est constitué de 10000 éléments (200*50), 10001 nœuds dans le maillage et 02 éléments de poutre représentant la paroi moulée et le rideau de palplanche, les tirants inférieurs et supérieurs sont modélisés par élément câble. Chaque élément de poutre est constitué d'un seul segment à deux nœuds avec des interfaces de part et d'autre des éléments de poutre. Il compte au total 10004 éléments et 10009 (10001+8) nœuds.

Pour l'enchaînement des calculs, il faut prévoir deux variantes du maillage, qui sont activées l'une après l'autre :

- un premier maillage sans tenir compte de la mise en place de la paroi moulée dans les calculs à l'état initial.
- un deuxième maillage dans lequel la mise en place de la paroi moulée est prise dans les calculs à l'état initial.

VI.4.5.3.2 Conditions aux limites

Sur les bords latéraux, le déplacement normal est nul et le cisaillement est nul (condition de type « contact lisse ») tandis que, pour le bord inférieur, les valeurs des deux composantes du déplacement sont imposées nulles (condition de type « appuis fixes »).

Les conditions aux limites hydrauliques consistent à imposer la charge (la pression en Flac) sur le toit de la nappe et sur une partie des limites verticales. Elles varient d'un calcul à l'autre selon que la nappe est rabattue ou remonte lors de la phase de travaux étudiée. Ce dernier point est présenté en détail en VI.4.5.3. 6.

VI.4.5.3.3 Caractéristiques géotechniques du terrain

La lithologie figurant dans l'étude de reconnaissance de sols a été adaptée pour le calcul numérique, de manière à réaliser une modélisation aussi détaillée que possible.

Le Tableau VI.7 présente les valeurs des caractéristiques géotechniques obtenues lors de la campagne de reconnaissance des sols du Port 2000 retenues pour le calcul par différences finies.

Tableau VI.7. Caractéristiques géotechniques utilisées dans le modèle.

Sol	γ (MN/m ³)	E (MPa)	ν -	c' MPa	ϕ' (degrés)	ψ (degrés)	n -	k (m/s)
remblais nouveaux	0,0195	34	0,3	0	35	8	0,4	10 ⁻⁴
remblais hydrauliques	0,0180	16	0,3	0	33	8	0,5	10 ⁻⁴
dépôts récents	0,0160	9	0,35	0	20	5	0,6	10 ⁻⁷
sables supérieurs	0,0190	61	0,3	0	37	8	0,4	10 ⁻⁴
sables inférieurs	0,0170	14	0,3	0	29	5	0,6	10 ⁻⁴
sables inférieurs denses	0,0200	36	0,3	0	35	8	0,4	10 ⁻⁴
sables très denses	0,0215	104	0,3	0	39	8	0,2	10 ⁻⁴
silts inférieurs	0,0170	25	0,3	0	29	5	0,6	10 ⁻⁷
graves de fond	0,0220	120	0,25	0	40	8	0,3	10 ⁻⁴
argiles de Villerville	0,0200	300	0,3	100	15	5	0,4	10 ⁻⁹

Le poids volumique, la cohésion drainée ainsi que l'angle de frottement effectif sont identiques aux valeurs indiquées dans le rapport de sols.

Les caractéristiques élastiques sont évaluées à partir des résultats d'essais pressiométriques réalisés sur le site. En se servant de la corrélation entre les résultats de l'essai pressiométrique et de l'essai oedométrique proposée par Ménard (Amar et al., 1991, d'après Ménard & Rousseau, 1962),

$$E_{oed} = \frac{E_M}{\alpha} \quad (VI.1)$$

et de la relation entre le module oedométrique et le module d'Young :

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (\text{VI.2})$$

On obtient :

$$E = \frac{E_M(1+\nu)(1-2\nu)}{\alpha(1-\nu)} \quad (\text{VI.3})$$

Pour les sols sableux, on retient une valeur de $\alpha = 0,33$; pour les graves une valeur de $\alpha = 0,25$ et pour les sols plutôt mous (dépôts récents et limons inférieurs) une valeur de $\alpha = 0,66$. Le coefficient de Poisson est compris entre 0,25 (graves) et 0,35 (dépôts récents).

En ce qui concerne les argiles de Villerville, la démarche indiquée ci-dessus tend à *sous-estimer* le module d'Young, ce qui aggraverait l'effet classique du *soulèvement* du fond de fouille, largement exagéré dans les calculs numériques par *différences finies* et éléments finis conduits avec un module élastique constant. Les déplacements verticaux calculés dépendent à la fois du module de la couche profonde et de l'épaisseur prise en compte dans le maillage, de sorte que l'on cerne encore mal la fiabilité de l'estimation des déplacements verticaux dans les calculs de soutènements. D'un point de vue pratique, le meilleur compromis est de ne pas mailler trop profond et d'attribuer des modules élevés aux couches situées en profondeur sous la zone excavée. En conséquence, on adopte ici une valeur de $E = 300$ MPa, sur la base de propositions par Delattre (1999).

Ce problème est lié à l'utilisation d'un module élastique constant avec la profondeur, ce qui conduit à penser que le développement de lois de comportement incluant une loi élastique simple mais non-linéaire devrait améliorer très significativement les performances et la fiabilité de ce type de calculs (Bourgeois et al., 2004).

L'angle de dilatance ψ est déterminé à partir des résultats des essais triaxiaux pour les remblais hydrauliques ainsi que pour les silts inférieurs. Par manque d'informations plus détaillées, on adopte une valeur de $\psi = 8$ degrés pour les sols sableux présentant un angle de frottement interne $\varphi' > 30$ degrés, et une valeur de $\psi = 5$ degrés pour les sols présentant un angle de frottement $\varphi' < 30$ degrés. Ces deux valeurs sont de l'ordre de grandeur des valeurs mesurées.

La porosité n joue entre autres un rôle important lors des mouvements de nappe et donc des changements des poids volumiques des sols. Pour un degré de saturation de $S_r = 1$, on détermine n au moyen de la formule :

$$n = \frac{\gamma_r - \gamma_s}{\gamma_w - \gamma_s}$$

où γ_s désigne le poids volumique de la phase solide, γ_r le poids volumique du sol saturé et γ_w le poids de l'eau. La valeur adoptée ici pour γ_s est de 26 kN/m³. En conséquence, n varie avec γ_r , et le plus grand est γ_r (supposant une densité importante), le plus petit devient n .

L'un des paramètres essentiels pour le calcul d'un modèle ***couplé*** est le coefficient de perméabilité k du sol. En pratique, ce paramètre est rarement déterminé pour toutes les couches lors la reconnaissance des sols. En s'appuyant sur les quelques essais de pompage faits pour le projet Port 2000 (Marten, 2005), les valeurs utilisées pour la modélisation sont approximatives et on compte plutôt sur leurs différences relatives que sur leurs valeurs « réelles ». Pour l'étude numérique, et compte tenu du peu d'informations disponibles, on prend $k_v = k_h$. Pour les sols sableux, on adopte une valeur de 10⁻⁴ m/s pour le coefficient de perméabilité k_v , et pour les sols limoneux 10⁻⁷ m/s. Les argiles de Villerville sont considérées comme quasiment imperméables avec un coefficient de perméabilité de 10⁻⁹ m/s. On note qu'en Flac, la perméabilité prise dans les calculs numériques est $K_{Flac} = K_{réelle} * 10^{-4}$.

Le coefficient d'emmagasinement, que l'on peut prendre égal, pour un sol saturé, à n/k_w , où k_w est le module de compression d'eau. Avec $k_w = 2000$ MPa et une porosité moyenne de $n = 0,4$ environ, on obtient :

$$\frac{n}{K_v} = 2.10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$$

Le coefficient de poussée des terres au repos K_0 retenu pour les calculs est de 0,5 pour tous les sols.

VI.4.5.3.4 Caractéristiques mécaniques des éléments de structure

La paroi moulée, le rideau de palplanches ainsi que les tirants sont modélisés par des éléments de structure dont le comportement est supposé élastique linéaire. Le contact entre la paroi et le sol est modélisé par des éléments d'interface. Les propriétés adoptées pour la modélisation du comportement du sol et des éléments de structure sont récapitulées dans le Tableau VI.8.

Tableau VI.8. Récapitulation des caractéristiques des éléments de structure.

Élément de structure	γ (MN/m ³)	E (MPa)	ν -	c' MPa	φ' (degrés)	ψ (degrés)	n -	k (m/s)
béton paroi moulée	0,0250	20000	0,2	-	-	-	0,1	10 ⁻⁹
béton superstructure	0,0250	30000	0,2	-	-	-	0,1	10 ⁻⁹
palplanches d'ancrage	0,0785	52700	0,3	-	-	-	0,1	10 ⁻⁹
tirants	0,0785	8800	0,3	-	-	-	0,1	10 ⁻⁹
interface des tirants	0,0195	34	0,3	0,01	0	0	0,4	10 ⁻⁴

La paroi est maillée en respectant son épaisseur réelle. Le module d'élasticité considéré pour le béton de la paroi moulée est un module moyen entre le module instantané estimé par la formule :

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ et le module différé estimé par : $E_d = E_i/3$. Le béton utilisé pour la paroi moulée est un B30. Les modules ont été calculés avec une résistance de f_{c28} prise égale à 21 MPa, pour tenir compte du mode d'exécution des bétons coulés dans le sol (Solétanche-Bachy, 2001). Le module d'Young retenu pour les calculs est de 20000 MPa. Pour la superstructure (poutre de couronnement et mas- que d'accostage), on adopte un module d'Young de 30000 MPa.

On respecte dans le modèle la géométrie réelle de la paroi. En revanche, la géométrie des rideaux des palplanches n'est pas respectée. On attribue aux éléments correspondants un module équivalent choisi de telle sorte que la rigidité en flexion du rideau modélisé soit égale à la rigidité EI du rideau réel. Pour les palplanches PU25, $(EI)_{réel}$ est égal à 118,6 MNm²/m. Prenant en compte une épaisseur de 0,3 m pour les palplanches dans le modèle, on obtient un $E_{équivalent}$ de 52700 MPa.

(NB : on rappelle que $(EI)_{équivalent} = E_{équivalent} h^3/12$, où h est l'épaisseur du rideau dans le modèle).

Les lits de tirants d'ancrage sont modélisés par élément câble_avec espacement pris dans les calculs avec la commande spacing pour représenter l'effet tridimensionnel de ces tirants (ces derniers sont discontinus dans la direction perpendiculaire au maillage). Pour faciliter la construction du maillage, on donne une épaisseur fictive au tirant de $\phi_{équivalente} = 10$ cm. Ses caractéristiques sont déterminées en considérant uniquement l'égalité entre les rigidités en traction $(EA)_{réel} = (EA)_{équivalent}$ (suivant les conclusions d'Unterreiner, 1994). Le module élastique équivalent est donné par :

$$E_{eq} = \frac{1}{\phi_{eq} e_i} \frac{\pi(\phi_{tirant})^2}{4} E_{tirant}$$

où E_{tirant} désigne le module d'élasticité de l'acier des tirants (210000 MPa), ϕ_{tirant} le diamètre du tirant (8 cm), et l'espacement entre les tirants (1,20 m). On obtient une valeur de $E_{équivalent}$ égale à 8800 MPa.

L'interface sol-tirant est modélisée par *éléments d'interface*, auxquels on associe une résistance définie par une cohésion donnée $c_{interface}$ par le frottement mobilisable équivalent q_s , équivalent.

$$c_{\text{interface}} = q_{s,\text{equivalent}} \frac{\pi \phi_{\text{tirant}}}{2e_t} q_s$$

où q_s désigne le frottement mobilisable le long du tirant, ϕ son diamètre et l'espacement entre deux tirants du même lit le long du quai. L'épaisseur de cette couche d'interface est de 0,2 m des deux côtés de chaque tirant.

La continuité du sol de part et d'autre de l'élément poutre dans le maillage est assurée au moyen d'éléments d'interface. Ces éléments relient les nœuds opposés dans le sol, de part et d'autre de deux couches d'éléments d'interface afin d'imposer les mêmes déplacements à ces nœuds.

Les éléments d'interface sont introduits dans le calcul à l'aide d'un maillage modifié après la mise en place du lit de tirants inférieur.

VI.4.5.3.5 Prise en compte du phasage de la construction

La modélisation numérique est préparée dans le but de définir les phases de calcul de telle manière qu'elles correspondent aux situations de travaux observées lors des mesures inclinométriques obtenues par (Marten, 2005). Au total, **10** phases de calcul ont été étudiées, dont six pour lesquelles existaient des mesures à l'heure de la modélisation. Les autres phases de calcul ont un caractère prédictif. Le Tableau **VI.9** résume les conditions de ces calculs.

Tableau VI.9. Récapitulatif des phases de calcul, des mesures inclinométriques et des cotes du terrain et de la nappe. Les valeurs en italiques sont estimées. D'après Marten, 2005.

phase de calcul	inclinomètre mesure n° (date)	cote du terrain en mètres (CMH)		cote de la nappe phréatique en mètre (CMH)	
		bassin	terre-pleins	bassin	terre-pleins
0	0 (28/04/03)	+8,70	+8,70	+6,50	+6,50
1	1 (01/07/03)	+8,70	+8,70	0,00	+3,00
2	2 (28/07/03)	+5,00	+8,70	-5,00	-1,00
3	3 (12/09/03)	+1,50	+8,70	-5,00	-1,00
4	4 (09/10/03)	0,00	+8,70	-5,00	-5,00
5	7 (15/12/03)	0,00	+8,70	-5,00	-5,00
6	11 (25/03/03)	0,00	-7,50	-5,00	-8,00
6A	-	0,00	-7,50	-2,50	-8,00
7	-	0,00	+3,00	-2,50	-8,00
8	-	0,00	+10,20	-2,50	-8,00
9	-	-15,50	+10,20	0,00	-8,00
10	-	-15,50	+10,20	+8,70	+6,50
8A	-	0,00	+10,20	0,00	-1,00
9A	-	-15,50	+10,20	0,00	-1,00
10A	-	-15,50	+10,20	+8,70	+6,50

La remontée progressive de la nappe est modélisée par la phase 6A, ainsi on a modélisé les mouvements d'eau en phase 10.

Dans la simulation effectuée avec Flac2D, ces phases de calcul sont modélisées de la manière suivante :

- La phase zéro de calcul a pour but d'initialiser les contraintes et les pressions régnant dans le massif avant toutes opérations de travaux. Cette étape a été réalisée à l'aide de la fonction "ININV.FIS". Dans cette fonction sont indiqués le niveau de la surface phréatique (*With*) et le coefficient de pression des terres au repos K_0 .
- La 1^{ère} phase de calcul modélise un premier rabattement de la nappe devant et derrière la paroi en imposant des conditions aux limites hydrauliques adéquates à la surface libre. Le changement du poids volumique du sol au-dessous et au-dessus de la nappe est pris en compte avec les commandes *Ini pp* et *Ini sat*.
- La 2^{ème} phase de calcul comprend une première étape de terrassement devant la paroi, accompagnée par la poursuite du rabattement de la nappe phréatique. L'excavation est simulée par la commande *Model null*.

- Les phases 3 et 4 modélisent l'avancement du terrassement aval jusqu'au fond de la fouille à la cote 0 CMH. De plus, lors de la phase 4, les niveaux de la nappe amont et aval sont équilibrés à la cote -5,00 CMH.
- La phase 5 simule la construction de la superstructure en activant son poids volumique et son module d'Young à l'aide de la commande *Apply nstress*.
- En phase 6, le terrain derrière la paroi est terrassé jusqu'au fond de fouille amont à la cote -7,50 CMH, avec un rabattement de la nappe à la cote -8,00 CMH. À nouveau, ces opérations sont modélisées au moyen de la commande *Cut&Fill* et *Model null*, ainsi que par une modification des conditions aux limites.
- La phase 6A est une phase supplémentaire qui tient compte d'une remontée de la nappe aval. On suppose que cette phase a été modélisée parallèlement à l'exécution des travaux. Lors de cette phase, les résultats des mesures piézométriques n'étaient pas sans ambiguïté, mais indiquaient plutôt une remontée aval.
- La mise en place du lit inférieur de tirants, du rideau de palplanches et de la première partie du remblai jusqu'à la cote +3,00 CMH est simulée par la phase 7. Lors de cette phase sont « activés » les éléments d'interface en introduisant un nouveau maillage. Dans un calcul de test, la mise en place du remblai a été modélisée en trois étapes séparées.
- La 8^{ème} phase simule la mise en place du lit supérieur de tirants ainsi que de la deuxième étape de remblaiement derrière la paroi jusqu'à la cote +10,20 CMH. Afin de pouvoir activer les éléments d'interface pour le lit de tirants supérieur, on utilise un troisième maillage.
- Lors de la phase 9, le bassin devant le quai est dragué jusqu'à sa profondeur finale de 15,50 CMH. La surface libre de l'eau est remontée au niveau approximatif de la marée basse. Le dragage sous l'eau est effectué à l'aide de la commande *Model null* à partir de la lecture du fichier de résultats de l'étape précédente. En phase 9, pour le calcul des forces de déconfinement, ont été utilisés les résultats du champ de contraintes effectives de la phase 8. L'augmentation de la pression hydraulique due à la remontée de la nappe Δh est prise en compte avec les commandes *Ini pp* et *Ini sat 1* (pression hydrostatique sur la partie immergée de la paroi entre les cotes 0 CMH et -2,50 CMH) et *Fix pp* et *Fix sat 1* (pression constante de $\Delta h \cdot \gamma_w$ sur la partie immergée de la paroi en dessous de la cote -2,50 CMH et sur le fond du bassin).
- En phase 10, la paroi est soumise à la marée haute et à la remontée de la nappe amont. La marée haute est simulée à l'aide des commandes *Fix pp* et *Fix sat 1* décrites ci-dessus.

VI.4.5.3.6 Prise en compte des variations de nappe

Les niveaux des nappes retenus pour les différentes phases de calcul sont évalués d'une part à l'aide des résultats du suivi piézométrique (Marten, 2005) pour les phases de construction déjà réalisées et, d'autre part, sur la base des mouvements de nappe prévus pour les phases « futures ».

Les conditions hydrauliques sont caractérisées par deux nappes séparées par la couche des silts inférieurs : la nappe inférieure dans les graves suit le battement de la marée, et la nappe dans les sables est gérée par un système de puits et rabattue au fur et à mesure du terrassement.

Dans les calculs, la nappe dans les graves est supposée inchangée à la cote +6,50 CMH correspond à $y = 46,5$ m dans notre modèle. Le battement de la marée n'est pas pris en compte. Cette hypothèse permet de simplifier les calculs. Le toit de la nappe dans les sables par contre est variable et associé aux opérations de travaux.

Les graphiques de la Figure VI.77 illustrent les conditions aux limites *hydrauliques* pour toutes les phases du calcul numériques. Ces conditions sont définies à l'aide des commandes *Ini pp* et *Fix pp*, *Ini Sat* et *Fix Sat* ou *Apply pp*, *Apply sat* du code Flac2D. Un mouvement de la nappe est alors pris en compte en appliquant un changement de la charge hydraulique (pression en Flac):

- dans le cas d'un rabattement, un incrément de charge négatif est appliqué sur le niveau du nouveau toit de la nappe (phases 1, 2, 4 et 6) ;
- dans le cas d'une remontée, un incrément de charge positif est appliqué sur le niveau du

- dans le cas d'une remontée de l'eau libre, un incrément de charge positif est appliqué sur le fond du bassin (phases 9 et 10 en aval).

Les variations de la charge se réfèrent à l'état initial qui est donné par la fonction *Fish Ininv.Fis* lors de la phase 0. Dans chacune des figures, les « zéros » des deux lignes inférieures traduisent la charge constante à la cote +6,50 CMH de la nappe inférieure dans les graves. Comme déjà indiqué, cette charge ne varie pas.

Dans le cas d'un mouvement de l'eau libre (la marée par exemple), les charges (pressions) doivent être appliquées sur le fond du bassin (et non sur le toit de la nappe de la phase précédente), car les parties du maillage en dehors du matériau solide ayant un module $E = 0$ ne sont pas prises en compte dans le calcul.

Une marée haute à la cote +8,70 CMH par rapport à une marée basse à la cote 0 CMH ($\Delta h = 8,70$ m) se traduit alors par une charge de $\Delta_{charge} = +8,70$ sur le fond du bassin.

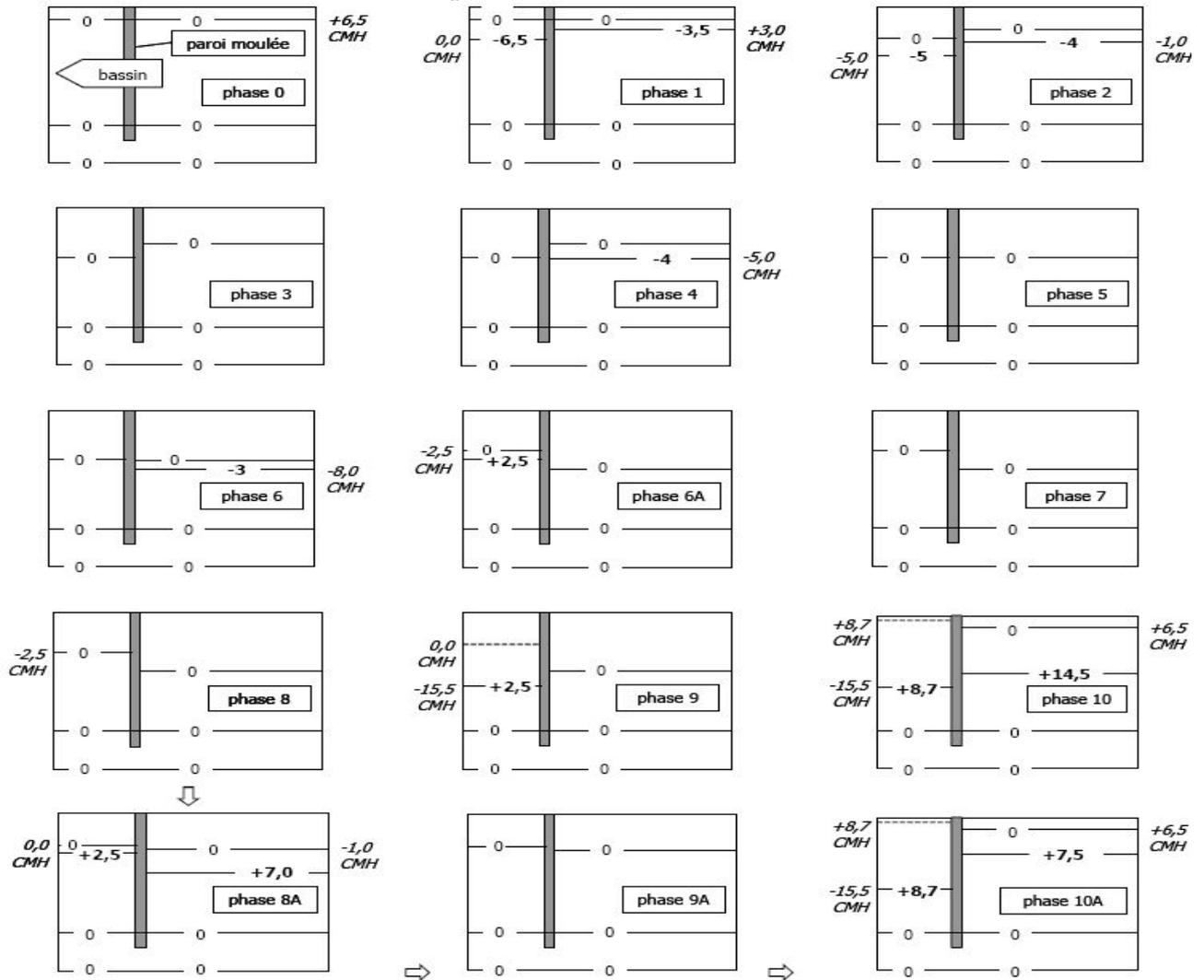


Figure VI.77. Conditions aux limites hydrauliques pour les différentes phases de calcul.

À part le changement des conditions aux limites *hydrauliques*, les variations de la nappe se traduisent par un changement du poids volumique dans la partie saturée et non saturée. Ce changement du poids volumique est directement lié à la porosité du matériau. Pour les sols saturés situés au-dessous de la nappe, le poids volumique est de $\gamma_r = \gamma_{sec} + \gamma_w n$, où γ_r désigne le poids volumique du sol saturé, γ_{sec} le poids volumique du sol sec, γ_w le poids volumique de l'eau et n la porosité. Le poids volumique du sol sec est déterminé avec $\gamma_{sec} = \gamma_s (1-n)$, γ_s désignant le poids volumique de la phase solide. Ce dernier poids volumique est appliqué pour les sols au-dessus de la nappe.

Chaque phase de calcul s'appuie sur le dernier pas de calcul de la phase précédente. Dans notre cas, pour les phases concernées, les contraintes totales et les charges hydrauliques (Pressions interstitielles) sont stockées. Pour modéliser des mouvements de la nappe, on donne dans le mode couplé uniquement les changements des pressions interstitielles et la saturation ce qui permet aux changements du poids volumique total, ce qui veut dire $\pm\Delta\gamma = \pm(\gamma_r - \gamma_{sec}) = \pm\gamma_w n$. Dans le cas d'un rabattement, la différence est négative et, dans le cas d'une remontée, elle est positive (note sur le fonctionnement du logiciel : lors de la phase de rabattement, le poids volumique de l'eau γ_w doit rester inchangé dans le jeu de données). C'est seulement dans la phase suivante que l'on applique $\gamma_w = 0$. Lors de la remontée de la nappe par contre, le poids volumique de l'eau est directement modifié.

VI.4.5.3.7 Autres données importantes

Deux autres facteurs ont une influence sur le bon déroulement des calculs avec le mode de calcul couplé en Flac2D en particulier. D'une part, le critère de convergence détermine l'exactitude avec laquelle les résultats sont calculés. Pour l'étude de Port 2000, la tolérance est de 0,001 pour les six premières phases des calculs. Des problèmes lors de la phase 10 lors du calcul du coefficient de sécurité ont mené à augmenter cette tolérance à 0,01.

D'autre part, la précision des calculs couplés dépend du choix de l'intervalle de temps. Pour nos calculs, nous avons utilisé les mêmes pas de temps que pour l'étude du Quai d'Osaka et du Port de Calais avec activation de l'option *Auto (Mechanical Step)* des calculs hydromécaniques couplés.

VI.4.5.4 LE DÉROULEMENT DES CALCULS : PROBLEMES ET SOLUTIONS

Pour le modèle de Mohr-Coulomb utilisé, les calculs se sont déroulés sans problème particulier jusqu'à la phase 10 incluse.

VI.4.5.4.1 Stabilité du processus de convergence

Les analyses complètes du couplage *hydromécanique* quasi-statique en Flac2D sont souvent inutiles. Il y a de nombreuses situations dans lesquelles quelque niveau de découplage peut être exécuté pour simplifier l'analyse et accélérer les calculs. **Trois facteurs** principaux peuvent aider dans la sélection d'une approche particulière :

1. Le rapport entre l'échelle du temps de la simulation et le temps du processus de la diffusion;
2. La nature de la perturbation imposée (écoulement ou mécanique) au processus de couplage ; et
3. Le rapport de l'écoulement à la rigidité du sol.

Pour plus de détails, voir le chapitre **III.2** de la présente partie.

En fait, les résultats de calcul numérique montrent l'influence déterminante du choix du pas de temps et de la tolérance sur les résultats des calculs couplés. Il semble indiquer que l'algorithme utilisé peut conduire à des déformations plastiques excessives dans certains cas. Sans chercher à donner une explication précise des oscillations observées, on peut signaler qu'il n'existe pas de règle simple pour choisir le pas de temps (en fonction par exemple de la taille des éléments) de manière à assurer la stabilité du processus de résolution, dans le cas général d'un problème bidimensionnel élastoplastique couplé. Un autre élément de réponse pourrait être apporté en discutant l'influence du type d'éléments utilisés. Ces points montrent que l'analyse numérique des problèmes couplés sort du cadre mathématique habituel et doit faire l'objet d'une étude plus précise qui sort du cadre du travail présenté ici.

VI.4.5.4.2 Différentes variantes de calcul testées

À côté des calculs de vérification effectués pour identifier les difficultés liés au processus de convergence, d'autres variantes ont été testés :

- la modélisation des tirants à l'aide d'éléments de poutre.
- l'influence de l'angle de dilatance (étudiée en considérant $\psi = \varphi$),
- la réduction des caractéristiques de résistance du remblai (choix d'un angle φ' diminué pour le matériau remblayé).

Ces variantes visent à simplifier la démarche du calcul numérique, soit parce que le maillage devient moins complexe, soit parce que le choix des paramètres est rendu plus facile.

VI.4.5.4.2.1 La modélisation des tirants

Pour les calculs se servant de l'élément câble, la modification des caractéristiques des tirants et de leur couche d'interface montre que ces facteurs ne sont pas primordiaux en ce qui concerne les déplacements importants vers le terrain.

VI.4.5.4.2.2 L'influence de l'angle de dilatance ψ

Dans la majorité des cas, l'angle de dilatance ψ des sols n'est pas déterminé par des essais géotechniques. Souvent, il est pris égal à l'angle de frottement interne φ . Pour le Port 2000, l'angle de dilatance a été mesuré lors d'essais triaxiaux pour les remblais hydrauliques et pour les silts inférieurs (Marten, 2005).

Un calcul supplémentaire a été effectué en prenant $\psi = \varphi$. Ce choix affecte principalement l'allure de la déformée de la paroi. En profondeur les courbes sont identiques mais, en partie supérieure, les déplacements vers le bassin sont beaucoup moins prononcés, tandis que ceux vers le terrain sont amplifiés.

VI.4.5.4.2.3 La réduction des caractéristiques de résistance du remblai

En pratique, le remblaiement doit être conduit couche par couche avec un processus de compactage rigoureux. Nguyen, 2003 a montré que la simplicité de la modélisation peut conduire à une *sous-estimation* de la pression sur la paroi. La solution proposée pour réduire cet effet consiste à réduire les caractéristiques de résistance du remblai (on diminue l'angle de frottement du remblai pour obtenir une pression sur la paroi correspondant à K_o). Les résultats du calcul montrent que les déplacements – encore orientés vers les terrains – sont légèrement moins importants.

VI.4.5.4.3 Résumé sur le déroulement des calculs

L'analyse des difficultés rencontrées lors de la modélisation numérique montre que le processus de résolution, dans le cas général d'un problème *bidimensionnel couplé*, avec les éléments choisis pour la modélisation, reste *délicat*. Pour les calculs effectués par éléments finis pour le Port 2000, on peut constater que les résultats de la modélisation proposée pour les mouvements de la nappe, et notamment la remontée, ne sont pas satisfaisants (Marten, 2005).

Dans nos calculs on a cherché à simplifier le jeu de données. On a modélisé la poursuite des étapes de construction sans prendre en compte la remontée de la nappe arrière (les phases 8 et 9, voir Tableau VI.9 et Figure VI.77). La remontée ainsi que la marée n'est simulée qu'en phase 10. Les résultats pour la totalité de cette série de calculs sont présentés dans le paragraphe suivant.

VI.4.5.5 RÉSULTATS DES CALCULS FLAC2D

Dans la suite, on présente les différents résultats des calculs : les sollicitations sur la paroi, les déplacements de la paroi et les tensions dans les tirants. Les déplacements, notamment pour les six premières phases de calcul, sont comparés aux valeurs mesurées par inclinométrie.

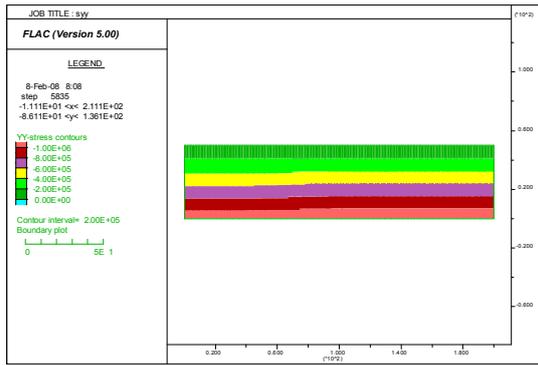


Figure VI.78. Champ des contraintes totales verticales pour l'état initial saturé - Initialisation automatique avec "ININV.FIS" -

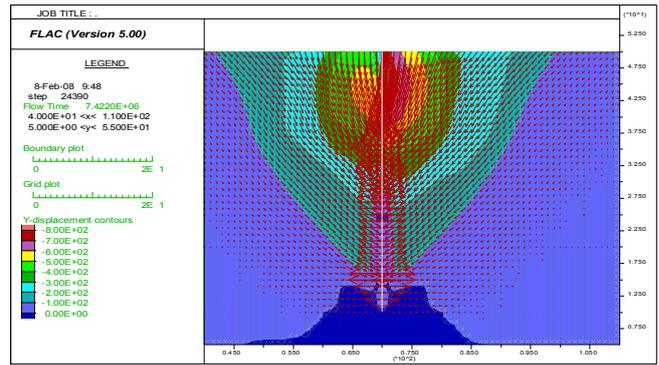


Figure VI.79. Champ des déplacements verticaux et vecteurs de déplacements induits par le rabattement de la nappe après la phase de calcul 1.

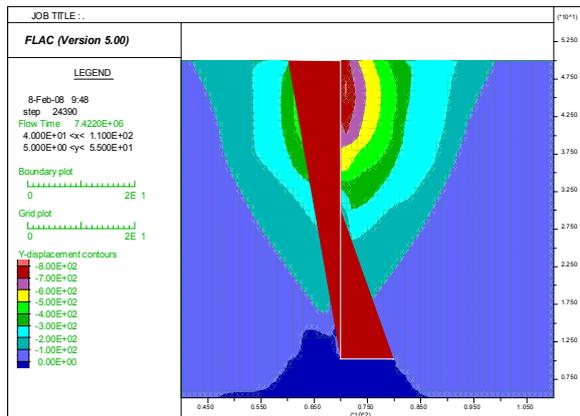


Figure VI.80. Champ de déplacements verticaux dans le maillage et distribution des moments dans l'écran induits par la première étape de rabattement.

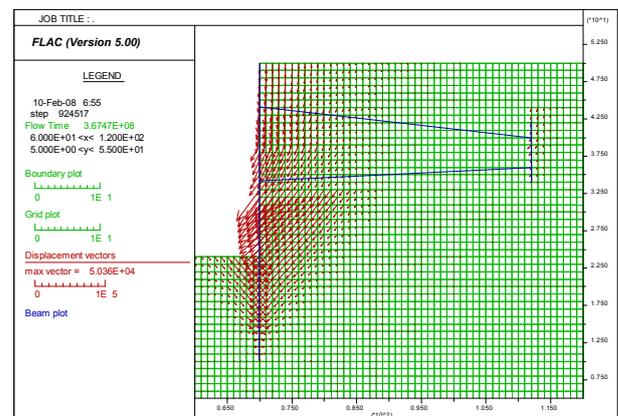


Figure VI.81. Les déplacements verticaux vers le bassin induits par le dragage et la remontée de la nappe. Calcul 9.

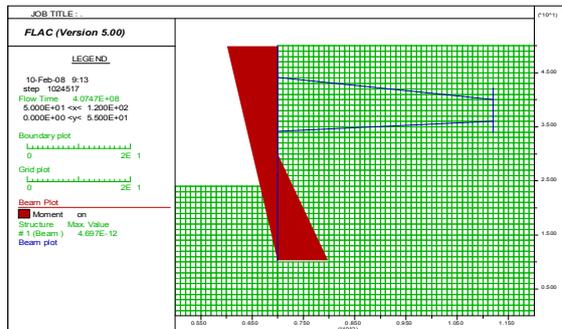


Figure VI.82. Moment dans la paroi après la dixième étape de calcul.

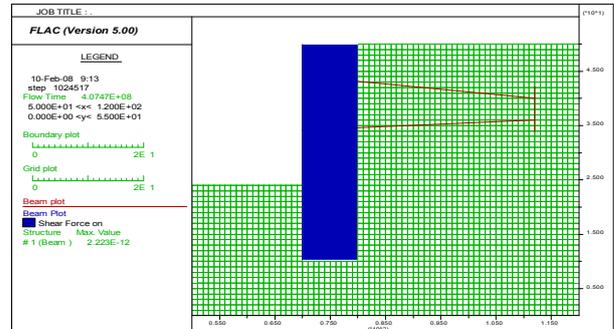


Figure VI.83. Forces de cisaillement) dans la paroi après la dixième étape de calcul.

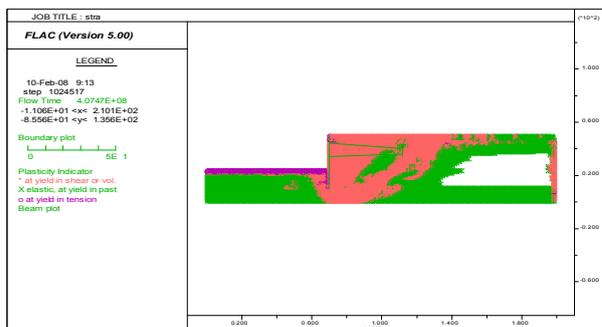


Figure VI.84. Zone plastique générée dans le massif après la dixième étape de calcul.

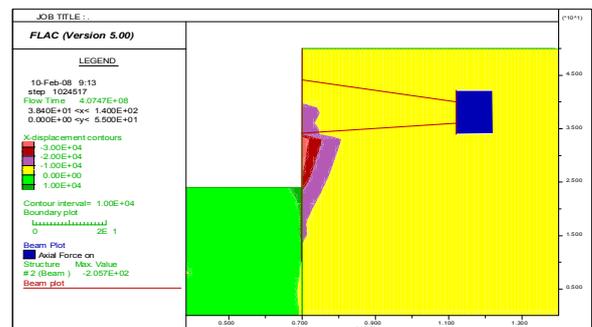


Figure VI.85. Champ de déplacements horizontaux et efforts dans la palplanche d'ancrage après la dixième étape de calcul.

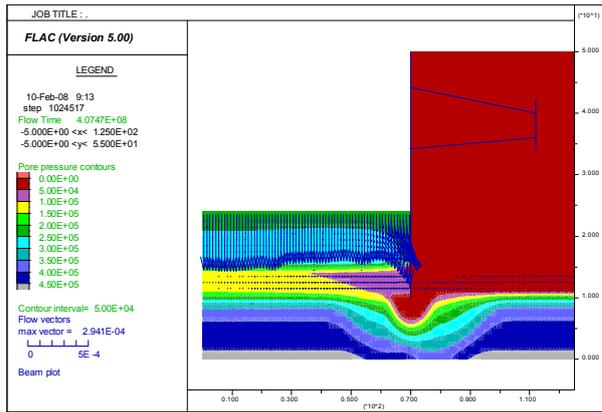


Figure VI.86. Champ de pressions interstitielles et vecteurs d'écoulement après la dixième étape de calcul.

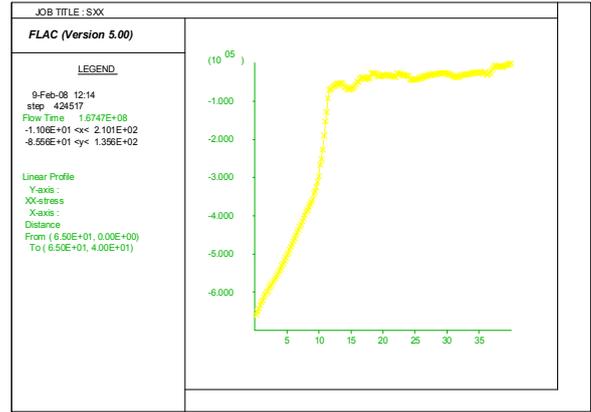


Figure VI.87. Profil des contraintes totales horizontales.

VI.4.5.5.1 Les sollicitations sur la paroi

L'ordre de grandeur des sollicitations appliqué par le sol à la paroi a été contrôlé à l'aide d'un simple calcul analytique faisant appel à un coefficient de pression latérale du sol pris égal à 0,5 pour toutes les couches des deux côtés de la paroi. Cinq phases différentes ont été étudiées afin de voir le développement des contraintes en fonction de l'avancement des travaux :

- phase 3, excavation au fond de la fouille devant la paroi,
- phase 5, mise en place de la superstructure,
- phase 6A, terrassement derrière la paroi au niveau du tirant inférieur et première remontée de la nappe aval,
- phase 8, tirants en place et fin du remblaiement arrière,
- phase 10, dragage du bassin terminé, remontée de la nappe et effet de la marée.

Sur les diagrammes des figures VI.88 et VI.89, on a tracé les contraintes régnant dans le sol de part et d'autre de la paroi moulée (le signe des contraintes ne signifie donc pas traction ou pression, mais le côté de la paroi considéré). Deux coupes ont été étudiées, l'une à 5 m devant la paroi (cpe1), l'autre à 5 m derrière (cpe2). Les calculs analytiques (analyt) donnent une estimation des contraintes totales horizontales σ_h (Sx) ainsi que des pressions hydrauliques (hyd) sur la paroi ; les mêmes courbes ont été tracées à partir des résultats des calculs numériques avec Flac2D.

Les diagrammes de toutes les phases de calcul ne montrent pas de différence significative. On observe que du côté bassin, tout au long de la paroi, les contraintes totales analytiques sont légèrement supérieures aux contraintes calculées numériquement. Ceci peut être expliqué par l'activation de la butée devant la paroi moulée. En phase 3, la butée est particulièrement visible juste en dessous du fond de la fouille aval (la déformée qui correspond à ces contraintes est montrée sur la Figure VI.90). En phase 5, cette augmentation de contraintes disparaît, car le rabattement de la nappe arrière et le poids de la superstructure font que la paroi change de cinématique. Les calculs analytiques ne prennent pas en compte cette cinématique de la paroi, le coefficient K considéré restant inchangé.

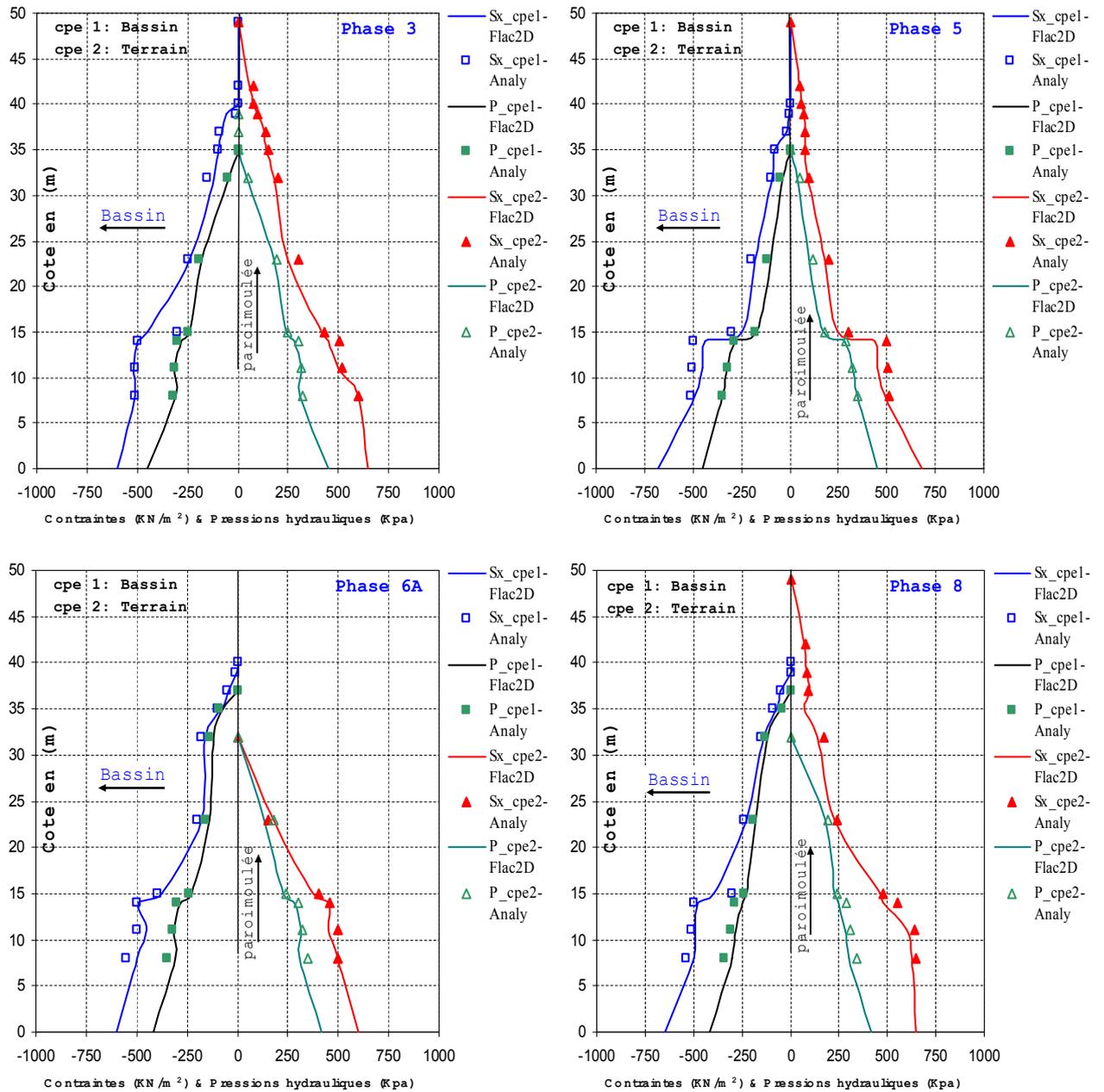


Figure VI.88. Contraintes totales et pressions hydrauliques (phases de calcul 3, 5, 6A & 8). Flac2D.

Le terrassement derrière la paroi en phase 6A fait qu'une certaine butée est activée du côté terre-pleins. En phase 8, les tirants sont installés et le remblai mis en place. Dans les remblais nouveaux derrière la paroi règnent des contraintes proches de la pression des terres au repos ; en profondeur les contraintes restent élevées, mais diminuent par rapport à la phase précédente. Devant la paroi, on observe une légère réduction des contraintes.

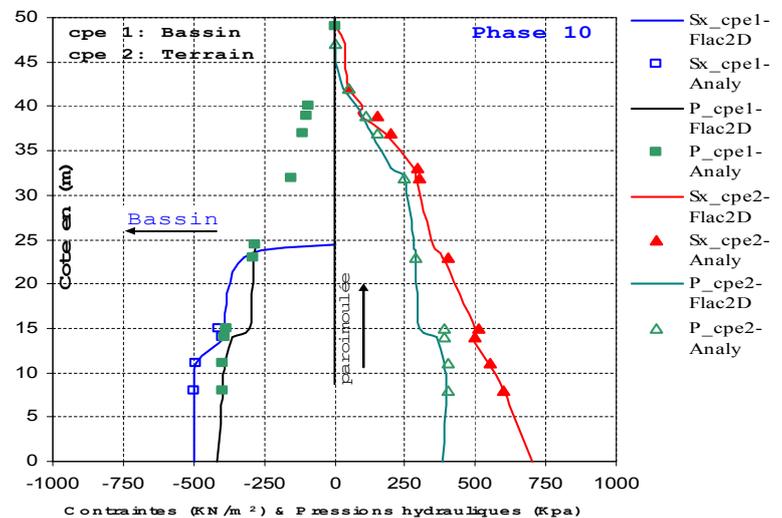


Figure VI.89. Contraintes totales et pressions hydrauliques (phase de calcul 10).

Les résultats obtenus pour la phase 10 (Figure VI.89) montrent que l'équilibre atteint est représentatif du comportement généralement observé pour ce type d'ouvrage. En revanche, les résultats obtenus par le logiciel CESAR-LCPC (Marten, 2005) n'est pas le cas, car la paroi connaît un déplacement vers l'amont tandis que des pressions latérales importantes se développent côté amont de la paroi ; en relation avec ces pressions, le tirant se trouve soumis à un effort de tension énorme. Ce schéma s'oppose au schéma normalement observé qui verrait la paroi se déplacer vers l'aval sous l'action du remblaiement, conduisant à une diminution de poussée du sol soutenu, et à la mobilisation d'un appui dans le sol sous le fond de fouille (la butée).

VI.4.5.5.2 Déplacements de la paroi

Les déformations de la paroi sont résumées sur les graphiques VI.90 à VI.92. Sur chaque diagramme sont tracées les courbes calculées ainsi que celles des mesures inclinométriques du tube 4 pour la mesure correspondante (phases de calcul « a posteriori » 1 à 6) et pour la mesure la plus proche pour les phases de calcul « prédictives » 7 à 9. L'extrémité inférieure du maillage correspond au pied des tubes inclinométriques encastrés dans les argiles de Villerville. Ce point est donc considéré comme fixe (correspondant aux conditions limites du maillage).

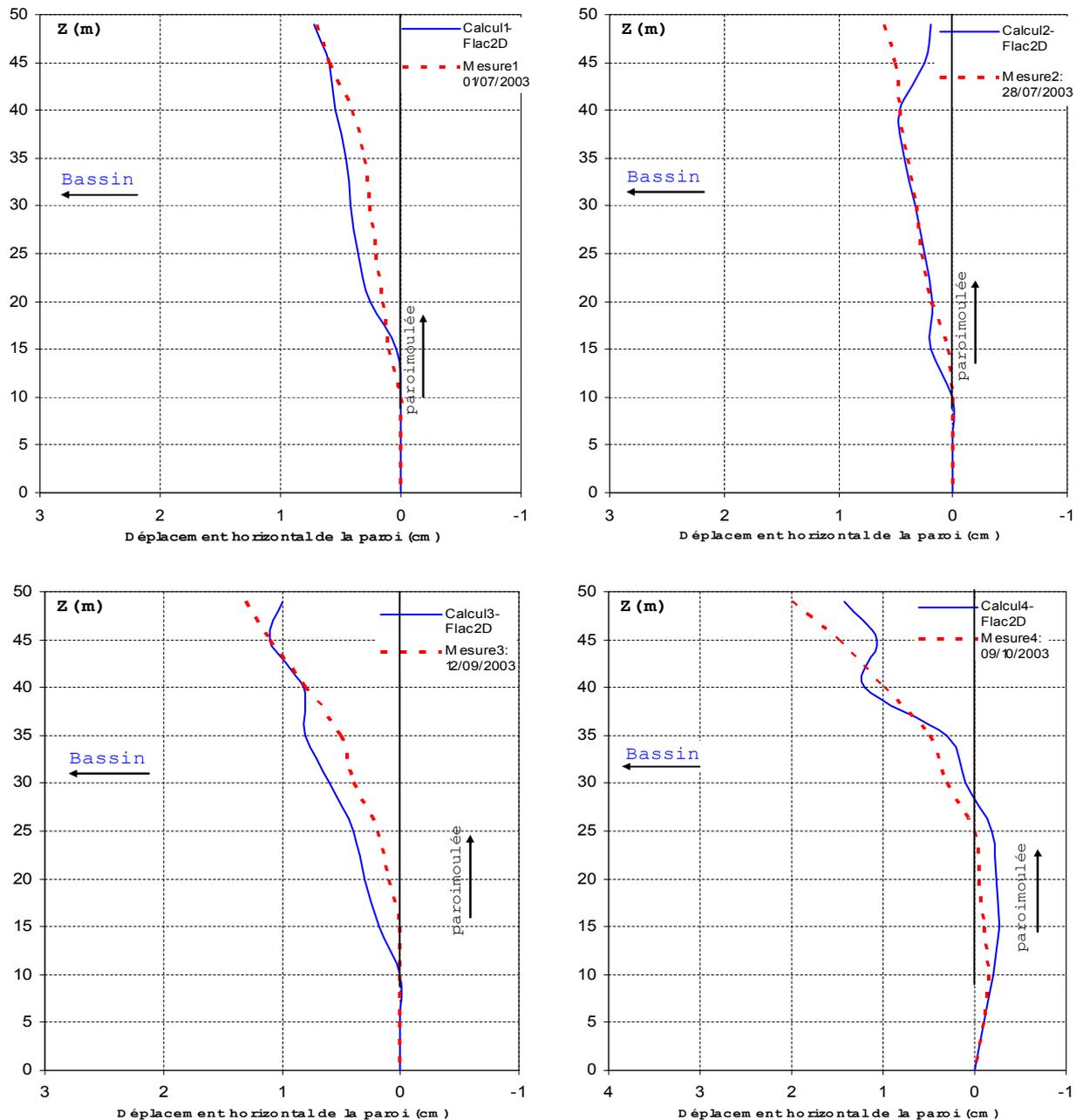


Figure VI.90. Déformée (Déplacements horizontaux) de la paroi moulée (phases de calcul 1 à 4).

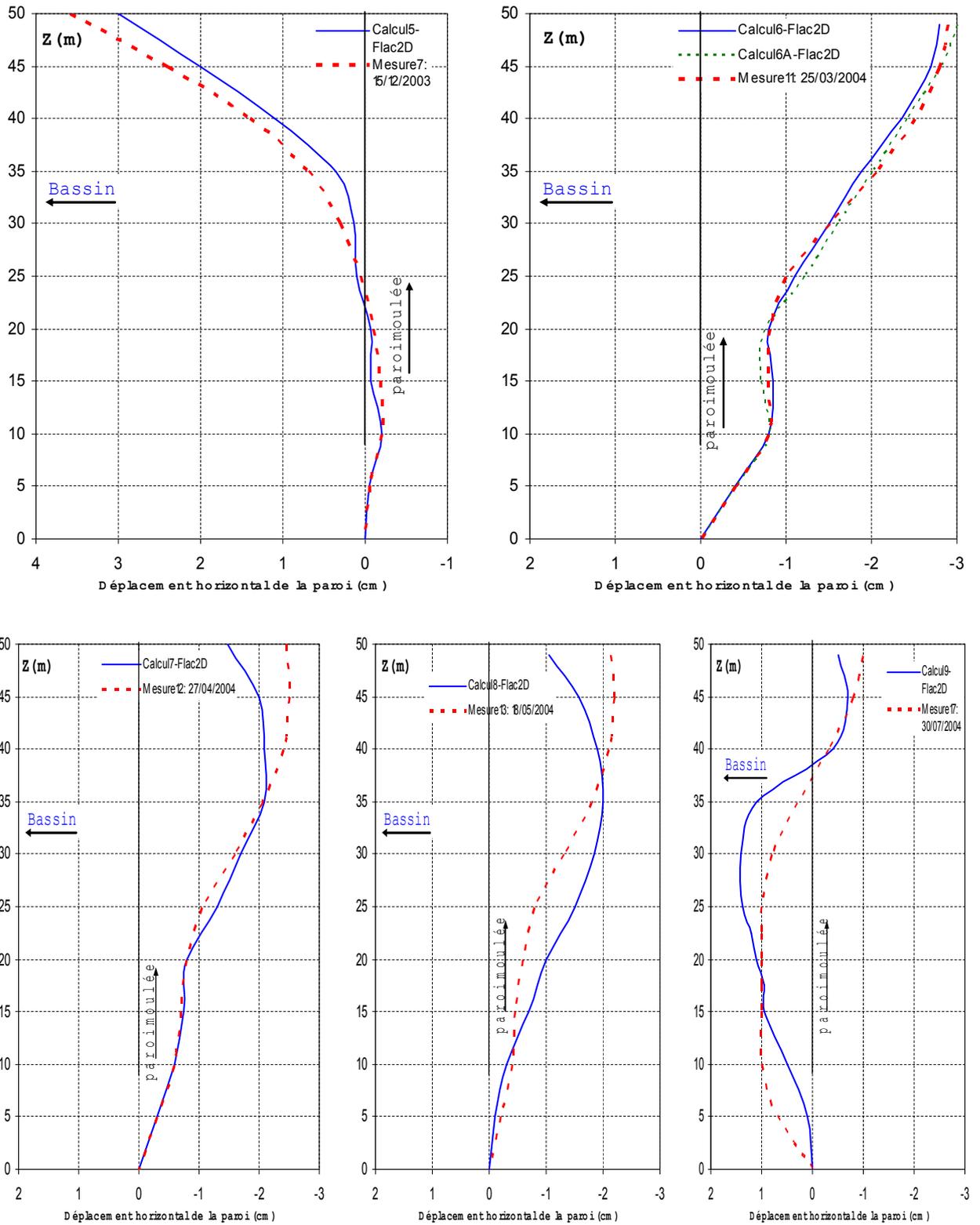


Figure VI.91. Déformée (Déplacements horizontaux) de la paroi moulée (phases de calcul 5 à 9).

Les quatre premières phases de calcul (Figure VI.90) mettent en évidence, d'une part, l'influence du rabattement de la nappe sur les déplacements et, d'autre part, l'effet classique d'un calcul aux différences finies réalisé avec prise en compte particulière de l'interface entre le sol et la paroi (les calculs en éléments finis réalisés sans prise en compte de l'interface entre le sol et la paroi et sans prise en compte d'une loi modélisant correctement le comportement du sol au déchargement). Ainsi, si le sens et l'intensité du déplacement de la paroi sont bien cohérents avec le chargement dû à la nappe, le déchargement élastique du sol côté excavé conduit à la mobilisation de contraintes tangentielles significatives à l'interface sol-paroi moulée pris en compte en Flac2D ; il en résulte que la cinématique de l'écran *est bien* comparable à la déformée mesurée surtout dans la partie en pied de la paroi. L'ordre de grandeur des déplacements en tête (< 1,5 cm) est à la même échelle pour les trois phases, mais en phase 2, le rabattement fait que la paroi se redresse vers l'amont.

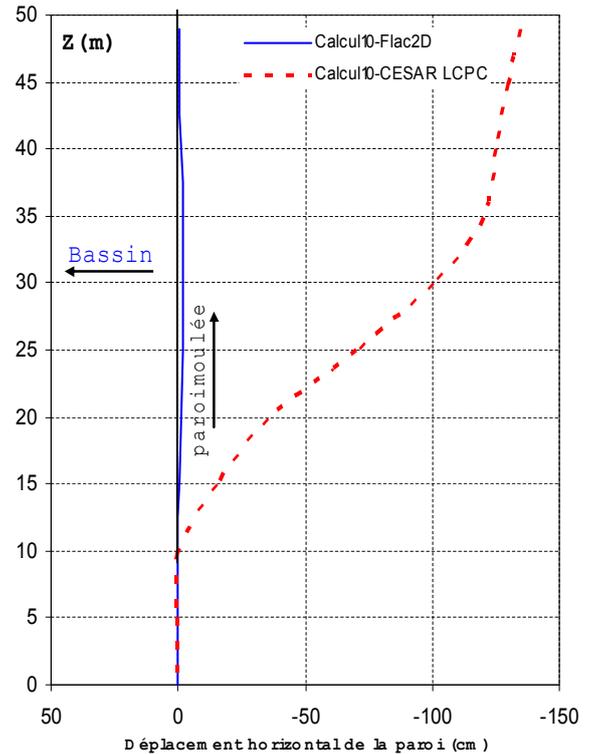


Figure VI.92. Comparaison de la Déformée (Déplacements horizontaux) de la paroi moulée (phase de calcul 10).

Lors de la phase de calcul 5, modélisant le bétonnage de la superstructure sur la paroi moulée (Figure VI.91), la cinématique de l'écran change. Pourtant, les déplacements en tête n'atteignent que 10% des valeurs mesurées (qui pour leur part sont susceptibles d'être légèrement *sous-estimées*).

À partir de la phase 6, les calculs deviennent prévisionnels, car la phase 6 représente l'avancement des travaux au moment de la modélisation. Des incertitudes sur le niveau de la nappe aval ont conduit à « l'insertion » d'une phase de calcul 6A, modélisant la remontée de la nappe devant la paroi.

Pour la phase 6, le terrain derrière la paroi est excavé jusqu'au niveau du tirant inférieur et la nappe est parallèlement descendue en dessous du fond de la fouille à la cote -8,00 CMH. Ces opérations conduisent aux déplacements en tête qui restent toujours positifs. La comparaison avec la mesure correspondante montre une parfaite concordance surtout pour la partie en pied de paroi <25m et qu'en réalité la paroi subit non seulement une rotation mais aussi un déplacement assez important vers les terre-pleins, accompagné par un changement de la cinématique (forte rotation angulaire à 10 m en dessous du fond de fouille arrière). La remontée de la nappe aval, introduite par la phase 6A, se traduit par une rotation supplémentaire de la paroi vers l'amont, les déplacements en tête atteignant environ 5% des valeurs mesurées. Les déplacements en pied de paroi, ainsi que la courbure mesurée en dessous du fond de fouille amont, sont *bien* reproduits par le calcul Flac2D.

Lors des deux phases de calcul 7 et 8, qui modélisent l'installation des tirants et le remblaiement, la paroi change de cinématique : les tirants retiennent la partie supérieure de la paroi tandis que la partie inférieure tend à se déformer vers le bassin. Pour la phase 8, elle se traduit par une rotation supplémentaire de la paroi vers l'aval, les déplacements en tête atteignant environ 50% des valeurs mesurées.

Ces deux situations de calcul représentent *qualitativement* assez bien l'état des travaux lors des phases de mesure 12 et 13, en avril et mai 2004, avant la mise sous l'eau du bassin. Malgré la discordance des courbes en absolu, on remarque que l'allure générale des courbes est bien comparable.

La phase de calcul 9, à peu près comparable à la mesure 17 du 30/07/2004, est montrée sur la Figure **VI.91**. Le dragage du bassin conduit à un ventre des déplacements en dessous du fond. La bonne concordance des courbes est cependant trompeuse, car le niveau de la nappe arrière n'est pas identique pour la mesure et le calcul.

Les déplacements résultant du calcul de la phase 10 (Figure **VI.92**) sont ici donnés par comparaison avec les résultats en CESAR-LCPC de Marten, 2005 : la remontée de la nappe arrière de 14,50 m d'un seul coup conduit à une erreur évidente des calculs (une remontée partielle de 7,50 m, modélisée par la phase 10A n'améliore pas sensiblement ce résultat). Les déplacements de l'ordre de 120 cm obtenus avec CESAR-LCPC sont extrêmement surestimés et ne sont pas réalistes, de même que le retour du pied de la paroi à un déplacement zéro par rapport à la phase initiale.

Dans cette phase, la remontée de la nappe a été modélisée avec Flac2D en utilisant les mêmes procédés que dans les phases précédentes, qui donnent des résultats tout à fait raisonnables.

La Figure **VI.93** résume l'évolution des déplacements sur trois diagrammes successifs afin de mieux visualiser les mouvements de la paroi d'une phase à l'autre.

- les quatre premières phases modélisant l'excavation jusqu'au fond de la fouille aval,
- la construction de la superstructure accompagnée d'un changement de la cinématique et ensuite le terrassement en arrière,
- l'installation des tirants, le remblai et le dragage sous l'eau du bassin, avec une nouvelle modification de la cinématique.

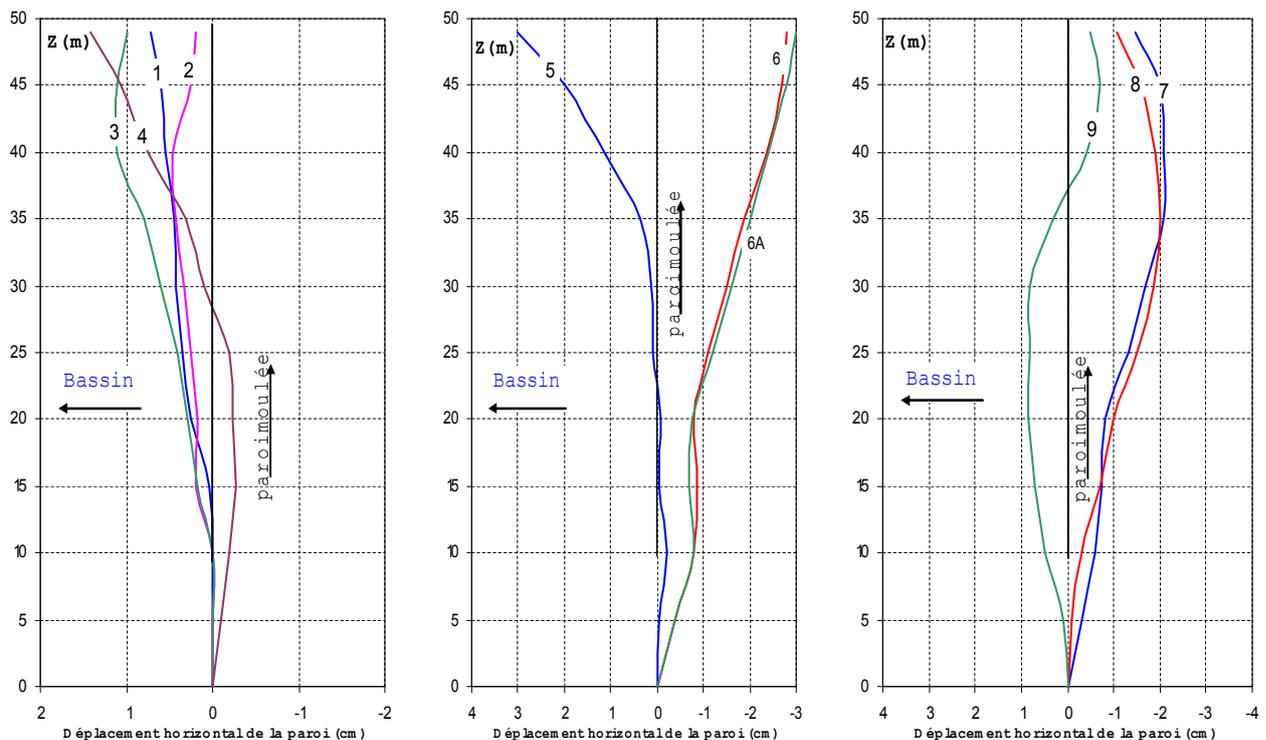


Figure VI.93. Résumé des déformations calculées de la paroi moulée. (a) Phases d'excavation devant la paroi, (b) construction de la superstructure et terrassement en arrière, (c) remblai, dragage du bassin.

VI.4.5.5.3 Efforts dans les tirants

Les efforts dans les tirants sont présentés pour les phases 7 à 9 du calcul définitif (sans remontée de la nappe arrière). Au droit de l'attache des tirants à la paroi et des palplanches. Globalement, les efforts sont plus importants du côté paroi moulée que du côté rideau de palplanches.

En phase 7, l'effort normal dans le tirant inférieur est quasi-linéaire le long du tirant après 3.5 m de la paroi moulée (Figure **VI.96**, losanges pleins), de 150 kN du côté paroi à 80 kN du côté palplanches. Cette perte d'effort, encore mieux perceptible pour les tirants supérieurs lors des phases suivantes (carrés et triangles vides), est due au frottement du sol sur les tirants, que l'on contrôle assez bien avec la modélisation adoptée.

Lors des phases de calcul 8 et 9, l'allure de la distribution des efforts le long des tirants inférieurs change. On observe une *augmentation* de l'effort du côté paroi pendant qu'en partie intermédiaire les efforts croissent, avant de diminuer encore légèrement en s'approchant du rideau arrière.

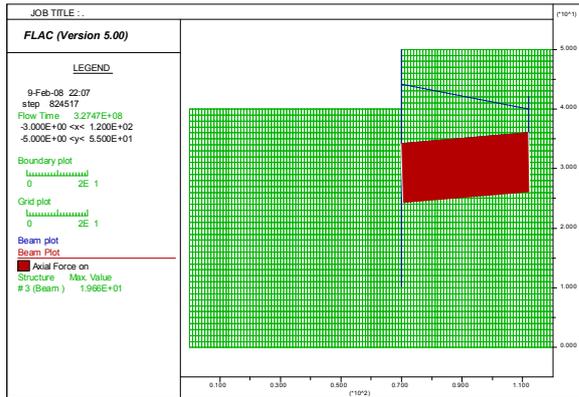


Figure VI.94. Distribution des efforts dans les tirants inférieurs après la phase de construction 8.

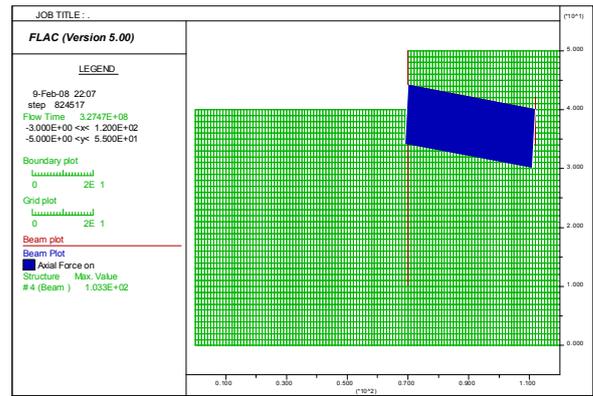


Figure VI.95. Distribution des efforts dans les tirants supérieurs après la phase de construction 8.

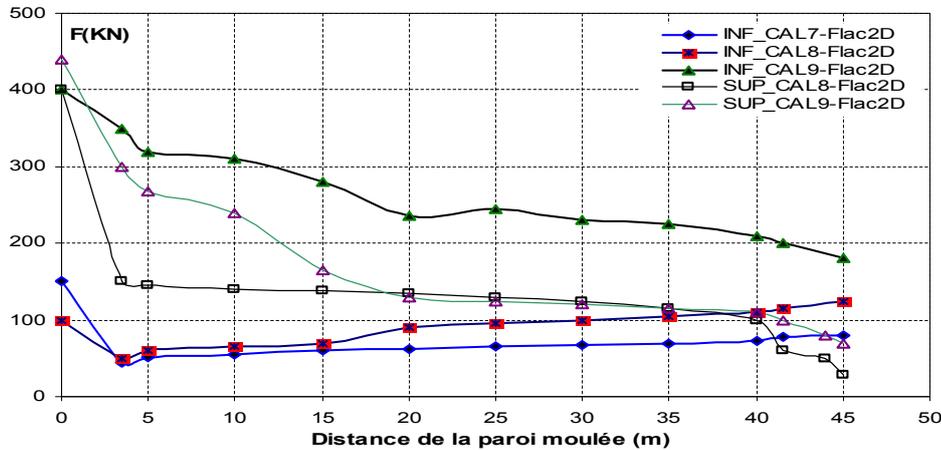


Figure VI.96. Efforts dans les tirants lors des différentes phases de calcul en fonction de la distance par rapport à la paroi.

Cette répartition peut être causée d'une part par l'activation des tirants supérieurs et donc une redistribution des efforts sur les deux lits. En même temps, le remblai cause des tassements du massif de sol, qui se traduisent par une augmentation des efforts dans la partie intermédiaire.

Les tirants supérieurs sont principalement sollicités du côté paroi moulée, le maximum étant de 400 kN environ par tirant lors de la phase 8. Cet effort décroît avec la distance à la paroi et prend une valeur de 60 kN en phase 9 au point d'attache avec le rideau d'ancrage.

La comparaison des valeurs *calculées* (graphes) et *mesurées* est présentée sur la Figure VI.97. On peut constater que l'ordre de grandeur des efforts obtenus par le code Flac2D est assez comparable. Une surestimation globale des efforts dans le calcul numérique obtenu par le code CESAR-LCPC (Marten, 2005) peut être facilement constatée dans le graphe telle qu'elle a été décrite par Bourgeois et al. (2004) pour un mur de quai comparable, et elle n'est donc pas confirmée dans le cas présent. Au contraire, l'augmentation importante des efforts lors du dragage du bassin n'est pas retrouvée dans les calculs. De l'autre côté, la comparaison entre mesures et calculs pour cette étude doit être prise avec précaution car les conditions du terrain et de la nappe des phases concernées ne sont pas équivalentes, et les résultats des mesures extensométriques (obtenus par Marten, 2005 notamment du lit inférieur) relativement incertains.

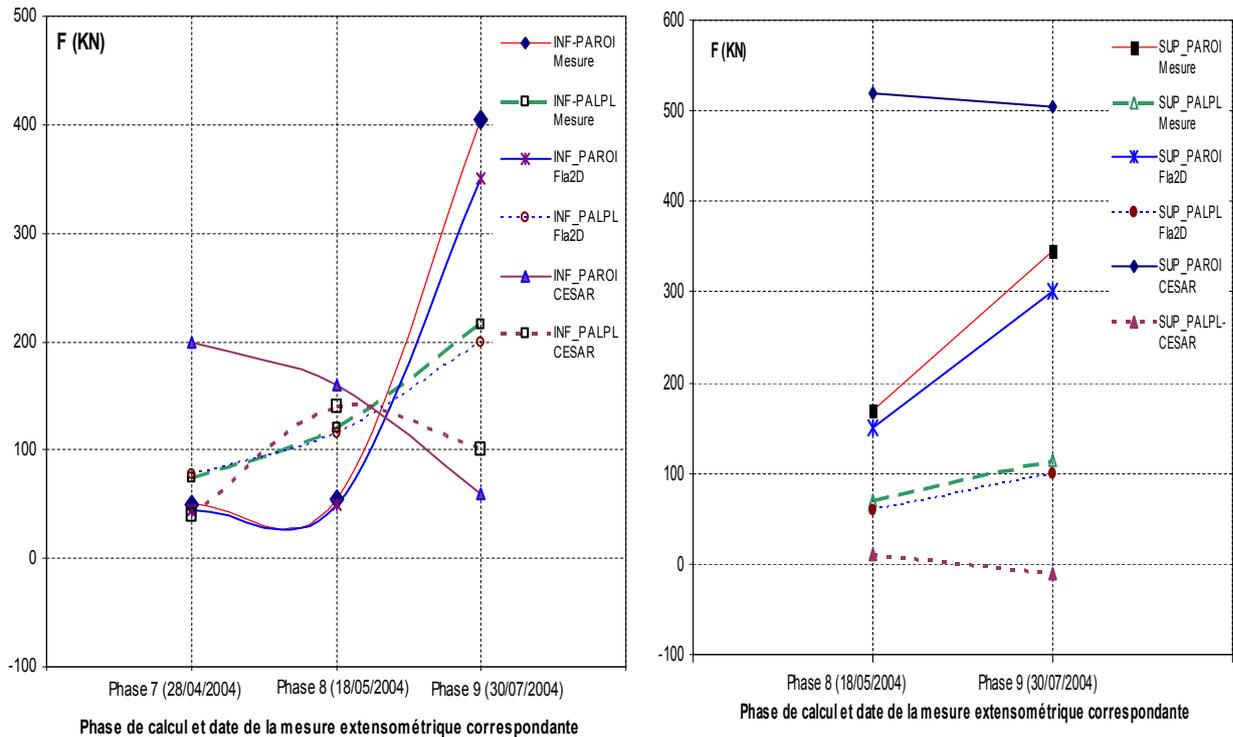


Figure VI.97. Efforts dans les tirants lors des différentes phases de calcul correspondant aux 4 points de mesure extensométrique (à 3,50 m de distance des écrans).

VI.4.5.5.4 Détermination du Facteur de Sécurité à la dixième étape de construction

On détermine le facteur de sécurité pour l'état du modèle à la fin de l'étape 10.

La Figure VI.98 illustre le tracé de l'état de rupture, contenant les champs de déformations de cisaillement et les vecteurs de vitesses, qui définissent la surface de rupture. Notons que le calcul du facteur de sécurité peut être fait pour toutes les étapes de construction.

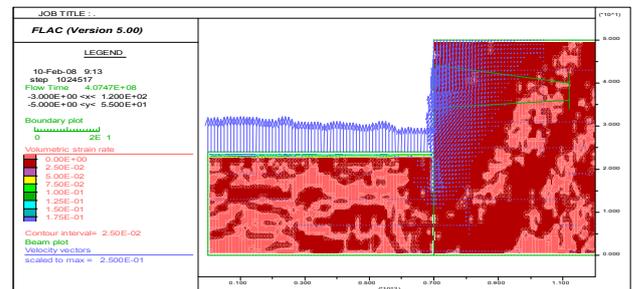


Figure VI.98. Tracé de la Surface de rupture pour l'étape 10 ; surface de rupture définie par champ de déformation de cisaillement (ssr) et vecteurs de vitesse.

VI.4.5.6 CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Dans le cadre de ce travail, des calculs numériques en différences finies ont été réalisés dans l'intention de tester l'applicabilité et la validité du mode de calcul hydromécanique couplé implanté dans le code Flac2D, sans effectuer une étude paramétrique approfondie.

Dans ce sens, les résultats obtenus pour le calcul Flac2D sont assez satisfaisants compte tenu des limites des simulations effectuées et des incertitudes inévitables sur les caractéristiques géotechniques du site.

Les résultats du code CESAR-LCPC pour les dernières phases, et notamment pour toutes les phases prévoyant une remontée de la nappe, sont par contre décevants (Marten, 2005).

Globalement, la réalisation de la modélisation numérique pour l'ouvrage portuaire de Port 2000 met clairement en évidence le rôle joué par le couplage hydromécanique (lors des rabattements et notamment des remontées de la nappe phréatique), l'influence déterminante des tirants d'ancrage sur le comportement de la paroi, dont la prise en compte suppose d'être capable de décrire l'interaction sol-tirant de manière correcte, et enfin la difficulté de simuler de manière satisfaisante le remblaiement derrière l'écran.

Ces difficultés de modélisation sont accompagnées par la lourdeur générale de la mise en œuvre d'un calcul aux éléments finis (CESAR-LCPC) pour un processus de construction aussi complexe (pourtant, la géométrie du quai même n'est pas spécialement compliquée). Le maillage et les conditions du sol, les étapes de variation de nappe et de niveaux de terrain, la gestion des conditions aux limites en présence de l'eau, demandent un temps de préparation important et la moindre modification de la simulation du rabattement a une influence sur quasiment la totalité des données.

Pour les calculs menés, plusieurs aspects restent à vérifier et à améliorer :

- les modules d'Young, déterminés sur la base d'une corrélation avec les essais pressiométriques, sont assez faibles. De plus, il serait souhaitable d'adopter des modules qui dépendent de la profondeur ;
- le contact entre les tirants et le sol est considéré comme adhérent dans les calculs. On pourrait espérer améliorer le résultat en modélisant mieux l'interface entre le remblai et les tirants.
- le choix de la loi de comportement mérite certainement encore plus d'attention. La prise en compte d'une loi élastique simple mais non-linéaire semble prometteur (Coquillay et al., 2003) et pourrait améliorer les résultats des calculs. Pour l'instant par contre, ce modèle est introduit dans le code Flac2D, prenant en compte le couplage hydromécanique.
- Etudier l'influence du temps de calcul en réalisant des calculs en mode découplé.

En ce qui concerne le déroulement des calculs vis-à-vis du processus de convergence, il convient d'examiner l'influence sur les déformations plastiques des pas de temps, de la tolérance et des types d'éléments.

VI.4.5.7 Résumé du comportement de l'ouvrage et comparaison avec les mesures

L'ouvrage est construit en quatre phases principales. À chacune de ces phases est associé un comportement spécifique, lié à la nature du chargement.

- L'excavation devant l'ouvrage conduit ce dernier à travailler en console. Le terrassement aval et le rabattement de la nappe l'accompagnant entraînent un déplacement en tête de 2,15 cm pour une différence de niveaux de terrain égale à 7,4 m. La réalisation de la superstructure conduit à appliquer un moment de flexion additionnel en tête de la paroi. Lors de cette phase, les déplacements en tête atteignent $U_{Numérique} = 2,5$ cm ($U_{Mesure} = 2,66$ cm) immédiatement après le coulage du béton et $U_{Numérique} = 3$ cm ($U_{Mesure} = 3,75$ cm) en décembre 2003, suite au refroidissement du béton et à l'enlèvement du béton de propreté en-dessous de la poutre d'accostage. Le terrain se trouve alors à la cote 0,00 CMH environ. Le rapport entre déplacement en tête et profondeur de la fouille pour cette phase est de 0,44%.
- L'excavation derrière la paroi provoque un recul important de la structure et un changement de l'allure de la déformée. En partie supérieure, l'inclinaison de la paroi se réduit et le déplacement maximal en tête atteint $U_{Numérique} = -2,78$ ($U_{Mesure} = -2,82$ cm) lorsque le terrassement arrive à la cote -7,50 CMH. En profondeur, par contre, la paroi reste quasiment verticale et subit un déplacement transversal de -0,75 cm environ. À ce stade, il a été observé en pratique par Marten, 2003 une forte inclinaison du tube inclinométrique en dessous du pied de la paroi, qui traduit des déformations significatives du substratum argileux. Le rapport entre le déplacement en tête et la différence de niveau des terrains amont et aval est égal à 0,38% pour cette phase.

Les mesures topographiques effectuées lors de cette période de travaux confirment la direction du déplacement. Pourtant, le recoupement des mesures donne un ordre de grandeur plus important des déplacements, qui atteignent -4,36 cm. Le décalage entre ces valeurs est attribué à la différence de prise en compte des déformations subies en profondeur par la couche d'argile pour chacun des types de mesure (Marten, 2003).

- La troisième phase de construction consiste en la mise en place des tirants d'ancrage et du remblai des terre-pleins derrière la paroi. La poussée des remblais en partie supérieure de la paroi ainsi que la remontée de la nappe en amont font que les déplacements en tête diminuent légèrement $U_{Numérique} = -1,7$ cm ($U_{Mesure} = -2,06$ cm). Lors de cette phase, on observe la mobilisation des tirants supérieurs du côté paroi moulée, dont la tension atteint en moyenne $F_{Numérique} = 150$ KN ($F_{Mesure} = 167$ kN). Du côté palplanches, les efforts atteignent $F_{Numérique} = 60$ KN ($F_{Mesure} = 69$ kN), ce qui montre bien l'effet du frottement des barres d'acier dans les remblais. Les tirants de la nappe inférieure restent pour leur part faiblement mobilisés.

La mise en eau du bassin conduit à un recul de la tête de la paroi dans les terre-pleins. Ce recul est traduit par une perte de tension dans les tirants du côté paroi moulée, tandis que, du côté palplanches, les efforts restent presque constants du fait de la rémanence d'un frottement sol-tirant.

Par ailleurs, les déplacements de la partie inférieure de la paroi diminuent au fur et à mesure du remblaiement et se retrouvent proche du zéro lorsque le remblai a atteint son maximum à la cote +9,00 CMH, traduisant une réversibilité de la déformation subie par la couche d'argile lors de la phase précédente du terrassement.

- La quatrième étape de la construction est constituée par le dragage sous l'eau devant le quai. La diminution de la butée devant le pied de la paroi entraîne un déplacement ainsi qu'une rotation vers le futur bassin. Par rapport à la situation initiale, le pied de la paroi subit une translation de presque 1 cm vers l'aval, la partie inférieure restant assez rigide et sans flexion significative. Les déplacements en tête diminuent $U_{Numérique} = -0,7$ cm (inclinomètre 4 : -1,00 cm environ), mais restent négatifs par rapport à la mesure initiale. La deuxième série de mesures topographiques (nouvelle mesure de zéro suite au déplacement des stations de référence et reprise du suivi) montre une bonne concordance avec ces résultats.

Cette cinématique de l'ouvrage se traduit aussi dans les efforts mesurés dans les tirants. La tension des tirants du lit supérieur augmente en moyenne à $F_{Numérique} = 400$ KN ($F_{Mesure} = 344$ kN) du côté paroi moulée et $F_{Numérique} = 90$ KN ($F_{Mesure} = 114$ kN) du côté palplanches.

Pour le lit inférieur, les efforts s'élèvent à $F_{Numérique} = 410$ KN ($F_{Mesure} = 406$ kN) côté paroi et à $F_{Numérique} = 100$ KN ($F_{Mesure} = 214$ kN) côté palplanches.

Ces quatre phases représentent les étapes principales de la construction de l'ouvrage. Elles doivent être complétées par le suivi des phases de comportement à long terme de l'ouvrage et de comportement en service sous l'effet de la sollicitation par des conteneurs, des grues et les mouvements de la marée.

VI.4.5.8 Comparaison avec les études antérieures

VI.4.5.8.1 Port de Calais et Quai d'Osaka (type français)

Deux grands **quais** ont été instrumentés en France lors de leur construction au début des années 1990. Les deux structures de quais, réalisés en paroi moulée, diffèrent principalement par leurs méthodes de construction, la profondeur du bassin de 24 m étant la même. Les deux structures sont décrites en détail dans Delattre (1999), Delattre et al. (1999) et Delattre et Mespoulhe (1999) et dont le calcul numérique est réalisé avec Flac2D présentés dans les parties précédentes.

Le quai *d'Osaka au Havre*, a été construit suivant la même technique que le quai de Port 2000. Le comportement de la paroi moulée est fortement lié à la méthode de construction. Quoique les structures finales soient analogues, les chemins de contraintes et de déformations suivis diffèrent. Dans la suite, le comportement des différents éléments de structure est comparé pour le quai de *Calais*, le quai d'Osaka et Port 2000.

Le comportement de la paroi moulée

Lors des premières phases de mesure, le terrain est excavé devant la paroi moulée dans le cas du quai d'Osaka et il est remblayé en arrière dans le cas du Port de Calais. Le résultat n'est pas strictement comparable entre une paroi moulée ancrée de 13,50 m de hauteur libre surmontée par une superstructure (Calais), et une paroi non ancrée de 10,50 m de hauteur libre (Le Havre). Dans le cas du quai à Calais, les tirants ont été installés lors du remblaiement, contrairement au Havre, où la fouille en avant servait principalement à la réalisation de la superstructure, le terrain en amont étant des anciens remblais sableux.

Lors de ces phases, la paroi au Havre travaille en console, les moments de flexion mesurés à l'aide des extensomètres montant jusqu'à 560 kN.m à la cote -8,00 CMH. Le comportement de la paroi à Calais est assez comparable : compte tenu de la fiche importante de la paroi, le comportement est celui d'un rideau encastré avec un moment d'encastrement en partie inférieure. Par ailleurs, on assiste au développement d'un moment sur appui, dans la partie supérieure de la fiche : appui sur le sable sollicité en butée devant l'écran. Avec une valeur atteignant 300 kNm, ces deux types de moments sont plus faibles que ceux qui ont été mesurés au quai d'Osaka. Ceci s'explique par le fait qu'en partie supérieure de l'écran, à Calais, la poussée des remblais est reprise par les tirants d'ancrage (Marten, 2003).

Les déplacements en tête à Calais sont de $U_{Numérique} = 15$ mm ($U_{Mesure} = 20$ mm) environ, soit de l'ordre de 0,15 % de la hauteur libre de l'écran. Au quai d'Osaka, à ce stade là, les mesures du déplacement n'ont pas encore commencé. Avec 0,44 %, à Port 2000, le rapport entre le déplacement et la hauteur libre est beaucoup plus prononcé qu'à Calais, la paroi n'étant pas encore retenue par les tirants et travaillant entièrement en console, comme la paroi moulée du quai d'Osaka.

La phase suivante de construction des deux quais au Havre, c'est à dire l'excavation en arrière, inverse le sens du déplacement, la paroi travaillant alors toujours en console en profondeur, avec une flexion inversée. En tête, la flexion reste toutefois positive, résultat du poids de la poutre de couronnement.

Les déplacements négatifs (vers les terre-pleins) qui résultent de cette phase de travaux sont pour le quai d'Osaka de l'ordre de $U_{Numérique} = 60$ mm ($U_{Mesure} = 65$ mm, mesures topographiques) et pour le Port 2000 de $U_{Numérique} = 26$ mm ($U_{Mesure} = 44$ mm, mesures topographiques) et 28 mm respectivement (mesures inclinométriques). La hauteur libre est de 14,50 m pour le quai d'Osaka et de 17,70 m pour le Port 2000.

La mise en place des tirants et le remblaiement derrière la paroi ne modifient que très peu la flexion des deux parois au Havre, mais ils font que les déplacements négatifs vers le terrain diminuent.

À la fin de ces travaux, les trois murs de quai sont tout à fait analogues du point de vue de la hauteur libre et de la présence de deux nappes de tirants passifs. Pourtant, la cinématique est différente : au Port de Calais, le déplacement reste toujours dirigé vers le futur bassin, la paroi étant bien encastrée en profondeur, tandis qu'au Havre, le pied de la paroi a déjà subi un déplacement vers les terre-pleins lors de l'excavation en arrière, et les déplacements en tête restent négatifs.

Lors de l'excavation devant la paroi, l'encastrement en pied de la paroi à Calais disparaît et la paroi commence à fonctionner en butée simple. Les déplacements en tête augmentent pour atteindre $U_{Numérique} = 40$ mm ($U_{Mesure} = 50$ mm environ, mesures topographiques), ce qui correspond à 0,25 % de la hauteur libre. Les efforts de flexion dans la paroi atteignent $M_{Numérique} = 700$ kN.m ($M_{Mesure} = 1000$ kN.m). Enfin, la remontée de la nappe dans le bassin après l'excavation en fond de fouille entraîne une diminution des efforts dans la structure, le poids des sols poussant sur la paroi étant réduit sans qu'il apparaisse d'une pression d'eau différentielle significative entre les deux côtés de la paroi.

Au quai d'Osaka et aussi à Port 2000, le dragage est fait sous l'eau après la remontée de la nappe. Pour le premier, le dragage mène à un déplacement important vers le bassin, de l'ordre de 100 mm (mesures topographiques), c'est à dire 0,42 % de la hauteur libre. À Port 2000, la dernière mesure faite deux jours après le dragage au fond du bassin montre que l'ensemble de la paroi subi une

translation vers le bassin, le pied se déplaçant de presque $U_{Numérique} = 9$ mm ($U_{Mesure} = 10$ mm). En tête, les déplacements restent négatifs et de l'ordre de $U_{Numérique} = 6$ mm ($U_{Mesure} = 10$ mm, mesures inclinométriques et topographiques). Le point de déplacement nul se trouve environ au niveau du tirant inférieur.

Le comportement des tirants

À la fin de la phase de remblaiement, à Calais, la répartition des efforts d'ancrage entre les deux nappes de tirants est inégale, la nappe inférieure $F_{Numérique} = 150$ kN ($F_{Mesure} = 300$ kN en moyenne) étant plus chargée que la nappe supérieure $F_{Numérique} = 120$ kN ($F_{Mesure} = 180$ kN en moyenne). Ce dernier résultat met en évidence des forces de poussée plus fortes à la base du remblai qu'en partie supérieure.

Au contraire, au quai d'Osaka et à Port 2000, le remblaiement conduit à une mobilisation relativement forte des tirants supérieurs du côté de la paroi moulée, dont la tension atteint un niveau très supérieur à celle de la nappe inférieure. Cette différence de comportement est clairement liée au phasage de la construction, et au niveau du lit de tirants inférieur. L'écran de Calais, lors des remblaiements successifs, s'incline progressivement vers le bassin. Ainsi, pendant que les tirants inférieurs (installés à un niveau relativement haut) sont déjà sollicités, la paroi se déforme encore librement en sa partie supérieure. Enfin, après la mise en place du lit de tirants supérieur, la poussée du terrain n'augmente que peu et en conséquence les tirants de la nappe supérieure sont plus faiblement mobilisés.

Dans le cas des parois au Havre, les tirants inférieurs sont inclinés et installés à un niveau plus bas, sous le fond de fouille (intermédiaire) aval. Le fait de mettre en place le remblai ne fait donc pas travailler les tirants inférieurs, mais mobilise en butée le terrain côté aval, puis les tirants de la nappe supérieure pour les couches supérieures du remblai. À Calais, l'excavation devant la paroi conduit à une augmentation des efforts dans les tirants, et notamment des tirants de la nappe inférieure, ce qui accentue le déséquilibre de chargement entre la nappe supérieure et la nappe inférieure. La remontée de la nappe se traduit par une réduction des efforts dans les tirants tant que le différentiel des niveaux de nappe reste faible entre l'aval et l'amont.

Au Havre, ce phasage est renversé et le dragage se fait sous l'eau après la remontée de la nappe. Les calculs numériques et les mesures au Port 2000 montrent que la remontée de la nappe fait diminuer fortement les efforts normaux dans les tirants, principalement en partie supérieure de l'écran. Ensuite, le dragage conduit à la pleine mobilisation des deux nappes de tirants à un niveau d'effort comparable, un comportement qui est confirmé par les calculs numériques et les mesures au quai d'Osaka.

Le comportement du sol soutenu et du rideau d'ancrage

Il n'existe que peu d'informations sur le comportement du sol soutenu et du rideau d'ancrage. À Calais, les inclinomètres implantés au droit du rideau ont relevé des déformations qui n'étaient pas interprétables sans mesures supplémentaires. À Port 2000, le suivi du comportement du terrain a débuté trop tard pour être correctement pris en compte pour cette étude (Marten, 2005).

Au quai d'Osaka enfin, la seule estimation fiable déduite des mesures inclinométriques est celle qui concerne le tube inclinométrique intermédiaire dans les terre-pleins, les autres courbes n'étant valables qu'à une rotation et à une translation près.

Cette estimation montre que l'excavation devant le quai a conduit à des déplacements horizontaux de l'ordre de $U_{Numérique} = 10$ mm ($U_{Mesure} = 20$ mm), vers le bassin, à la surface des terre-pleins. Ces déplacements en surface résultent de la décompression latérale qui affecte le massif de sol soutenu au cours des dragages, du fait du déplacement de l'écran vers le bassin. Au droit de l'inclinomètre considéré, cette décompression intéresse les sols situés au-dessous de -18,00 CMH (28 m de profondeur) et est à peu près uniforme au-dessus de ce niveau. Six mois après la mise en service du quai, ces déplacements se trouvent amplifiés, le déplacement à la surface du terre-plein étant porté à $U_{Numérique} = 22$ mm ($U_{Mesure} = 40$ mm environ). Le schéma de déformation sur la hauteur des sols soutenus reste toutefois inchangé (Delattre, 1999).

Le Tableau VI.10 résume les valeurs maximales des résultats des mesures pour les trois quais. Toutes les valeurs sont arrondies.

Tableau VI.10. Comparaison des valeurs extrêmes des résultats de mesure des différentes études. D'après Marten, 2005.

	Port de Calais	Quai d'Osaka	Port 2000
déplacements en tête de la paroi ¹⁾			
(a) dragage au fond de fouille	÷	6 cm (T)	÷
(b) paroi soumise à la marée	10 cm (T) ; 4 cm (I)	÷	0,7 cm (I) ²⁾ ; 1,2 cm (T)
déplacements en surface des terre-pleins ¹⁾			
(b) paroi soumise à la marée	÷	÷	< 0,5 cm (I) ³⁾
(c) après la mise en service	÷	4 cm (I)	÷
efforts maximaux dans les tirants (côté paroi moulée)			
(a) dragage au fond de fouille	300 kN (sup) 600 kN (inf)	÷	÷
(b) paroi soumise à la marée	÷	200 kN	430 kN (sup) ²⁾ 400 kN (inf) ⁴⁾
(c) après la mise en service	80 kN (sup) 550 kN (inf)	400 kN (sup) 200 kN (inf)	÷

1) déplacements topographiques (T) – déplacements inclinométriques (I)

2) six semaines après le dragage, à marée haute environ

3) deux jours après le dragage, valeurs susceptibles d'agrandir avec le temps

4) deux jours après le dragage, dernière mesure disponible

VI.4.5.8.2 Quais à Hambourg (type allemand)

La méthode de construction d'un quai du type danois sur un chantier terrestre est montrée sur la Figure VI.99 suivant l'exemple du Burchardkai à Hambourg (Allemagne).

Le principe de ce quai, expliqué déjà brièvement en chapitre VI.4.2, consiste à transmettre les charges du quai vers les couches de sol portantes en profondeur, tout en évitant le remplacement total des sols hétérogènes de la période glaciaire qui dominent la géologie de surface dans le Nord de l'Allemagne.

Dücker (1993) présente les résultats du concours ouvert pour le nouveau quai d'Altenwerder à Hambourg. Il est intéressant d'observer qu'aucune des sept variantes présentées dans l'article ne renonce à la conception d'éléments verticaux ou légèrement inclinés derrière la paroi servant à la descente des sollicitations dans les sols fermes. Cette méthode a une longue tradition en Allemagne et les expériences faites sont suffisamment convaincantes pour que son utilisation perdure (voir aussi Sass, 1990 et Dücker et al, 1996).

Le dimensionnement de ce type de quai suit généralement les recommandations allemandes, en particulier l'EAU (1996), l'EAB (1994) ou les recommandations locales (Freie und Hansestadt Hamburg, 2001). Pourtant, ces modalités de calcul ne peuvent pas prendre en compte l'interaction complexe de tous les éléments de structure et, en conséquence, plusieurs murs de quai ont été instrumentés ces dernières années.

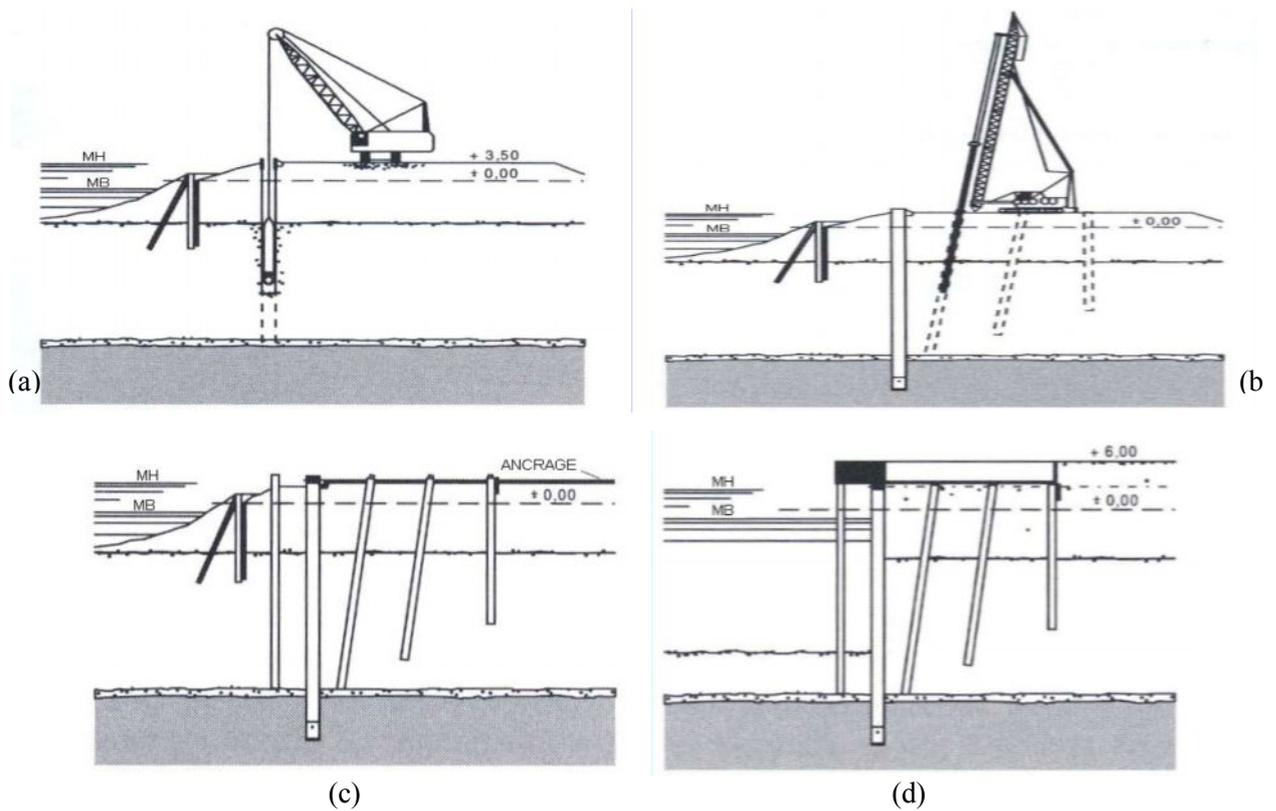


Figure VI.99. Burchardkai (10), Hamburg, 1993 - 1996. Phases de construction. (a) Travaux de paroi moulée, (b) forage des pieux de fondation, (c) installation de l'ancrage, et (d) superstructure et dragage. (Gattermann, 1998).

L'écran du Burchardkai présenté sur la Figure VI.99 consiste en des palplanches, installées dans une tranchée remplie de coulis. La plateforme en arrière du quai repose sur des pieux inclinés. Cette conception est comparable à celle du O'Swaldkai, qui est présentée sur la Figure VI.100. Ce dernier ouvrage consiste en une paroi moulée de 1,20 m d'épaisseur, retenue par un système de pieux en traction. La hauteur libre du O'Swaldkai est de 19 m et celle du Burchardkai de 21,50 m. La fiche du premier est de 8 m et celle du deuxième de 12,40 m.

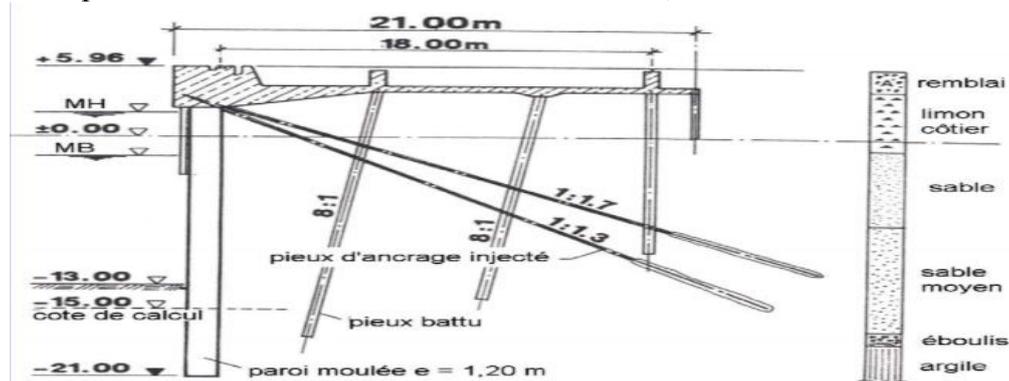


Figure VI.100. O'Swaldkai, Hamburg, 1992 - 1993. (Maybaum, 1996).

La construction des deux quais a été suivie au moyen d'un plan d'instrumentation assez complet (Rodatz et al., 1995). Les différents éléments de structure instrumentés sont rapportés dans le Tableau VI.11. Les mesures, initiées par les Autorités du Port de Hamburg, ont été suivies et documentées par l'institut de géotechnique de l'Université de Braunschweig (IGB-TUBS).

Tableau VI.11. Instrumentation de deux quais à Hambourg.

Instrumentation	O'Swaldkai	Burchardkai (10)
Repères topographiques	x	x
Piezomètres	x	x
Tubes inclinométriques :		
- dans la paroi	x	x
- dans le terrain	x	x
Jauges de déformation		
- sur les tirants	x	x
- dans la paroi	x	
Capteurs de contrainte		
- dans le sol		x
- sur la paroi (poussée)	x	
- dans la paroi	x	
Micromètre de forage		
- dans la paroi	x	

L'observation confirme la fonction « porteuse » de la dalle haute, fondée sur le système de pieux (voir aussi chapitre VI.4.2). Les charges surfaciques sont complètement transférées dans les couches profondes, un mécanisme qui est notamment confirmé par l'ouverture d'une fissure de plusieurs centimètres entre la dalle et le remblai sous-jacent.

Pour plus de détails sur le comportement de l'ouvrage, voir Marten, 2005.

VI.4.5.8.3 Comparaison de la déformation « finale » des différents quais

Afin de pouvoir mieux comparer le comportement des différentes structures de quai présentées ci-dessus, on a tracé leurs courbes de déformation pour la dernière phase de construction sur un même graphique (Figure VI.101). La profondeur a été normalisée par rapport à la hauteur libre et la profondeur du fond du bassin et, pour le graphique (b), la déformée a été transformée en valeurs adimensionnelles, toujours relatives au maximum (d'après Maybaum, 1996). Les dates des mesures correspondent aux étapes suivantes :

Burchardkai : après la mise en service du quai (07/11/1996)

O'Swaldkai : dernier résultat d'une série de mesures lors du dragage du quai (09/1993)

Port de Calais : 3 mois après excavation au fond de fouille devant le quai (08/02/1990)

Port 2000 : 6 semaines après le dragage au fond du bassin (10/09/2004)

Toutes les courbes montrent un sens de déplacement positif, c'est à dire vers le bassin. Les valeurs maximales absolues pour les cinq différents quais sont les suivantes : Burchardkai ($U_{mesure} = 4,0$ cm), O'Swaldkai ($U_{mesure} = 2,20$ cm), Port de Calais ($U_{Numérique} = 4,2$ cm, $U_{mesure} = 4,5$ cm), Quai d'Osaka ($U_{Numérique} = 2,15$ cm, $U_{mesure} = 3,30$ cm), Port 2000 ($U_{Numérique} = 3,3$ cm, $U_{mesure} = 3,10$ cm).

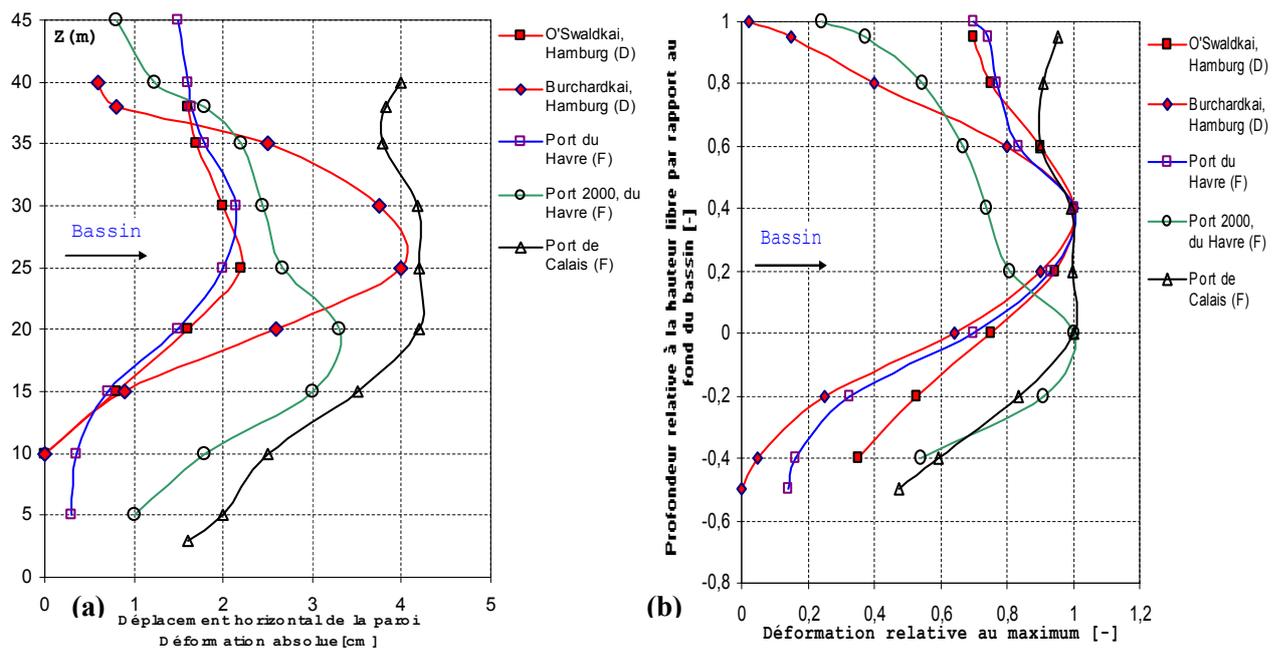


Figure VI.101. Déformation absolue (a) et adimensionnelle (b) de cinq quais.

On observe que la courbure des **trois quais français** est moins prononcée que celles des quais **allemands**. Ceci est dû au système d'ancrage assez souple par rapport à la rigidité de la paroi et reparté sur la hauteur libre de la paroi – contrairement aux quais allemands où l'écran est relativement souple (surtout dans le cas du Burchardkai) par rapport à la superstructure et ancré simplement en tête.

Dans le cas du quai à Calais – par rapport à Port 2000 – joue encore un autre aspect : lors de la mise en place des tirants, la paroi est encore droite car la sollicitation ne débute qu'avec la mise en place du remblai. Les déplacements absolus par contre sont les plus prononcés des quatre quais.

Il est intéressant de noter que, pour les mesures effectuées quelque temps après le dragage du quai, les maxima sont localisés bien au-dessus du fond du bassin pour les quais allemands et juste au niveau du fond pour les quais français. Les quatre quais ont par contre en commun une certaine rotation de la paroi autour du pied, sans encastrement significatif, ce qui laisse supposer un déplacement supplémentaire du pied plus important que celui mesuré par l'inclinométrie.

VI.5 CONCLUSIONS

Ayant fait l'objet d'une instrumentation complète et soignée, la construction du quai en eau profonde de **Calais**, du quai **Osaka** du port du Havre et celle du **port 2000** offrent l'occasion de tester les méthodes de calcul, notamment par *différences finies*. Ces ouvrages, par leur taille et les chargements qu'ils reçoivent, sont des ouvrages importants sur le plan du génie civil. De plus, les différentes phases de construction de ces ouvrages associent des opérations de déblai, de remblai derrière la paroi, de dragage devant la paroi et alternativement des mouvements temporaires de la nappe phréatique, constituent autant d'étapes intéressantes du point de vue de l'interaction sol-structure.

À l'aide du code Flac2D, les calculs numériques ont été réalisés en essayant de tenir compte de toutes les phases de construction associées à des mouvements de la nappe ainsi qu'à l'évolution de la pression hydraulique dans le massif de sol. Pour tenir compte de l'interaction sol-tirant, un modèle d'élément câble avec élément d'interface et adapté pour les calculs couplés a été utilisé. Des *éléments d'interface* ont été ainsi introduits pour maintenir la continuité des déplacements de part et d'autre de l'élément de structure.

Dans l'ensemble, les résultats des calculs sont en **bon accord** avec les mesures, surtout pour les *déplacements de la paroi* et de *l'ouvrage* en général dans le cas du port de Calais. Les modèles numériques, malgré certaines simplifications, permettent de reproduire le comportement global des ouvrages. Cependant, la simulation de la mise en place du remblai derrière la paroi, d'une part, et de l'interaction sol-tirant, d'autre part, reste à améliorer. Ces problèmes nécessitent des études plus approfondies au niveau expérimental et numérique.