

PAR DIFFERENCES FINIES DU COMPORTEMENT DU QUAI EN EAU PROFONDE DU PORT DE CALAIS EN FRANCE

COUPLED HYDROMECHANICAL NUMERIC MODELLING BY FINITE DIFFERENCE OF THE DEEP WATER QUAY BEHAVIOR OF CALAIS HARBOUR IN FRANCE

F. Bouchelghoum, N. Benmebarek, S. Benmebarek

Université Mohamed Khider, Département d'Hydraulique, Biskra,
Algérie. fbou60@yahoo.fr ; benmebarekn@yahoo.fr

RÉSUMÉ

Ce travail est consacré à la modélisation numérique bidimensionnelle hydromécanique couplée à l'aide du code Flac2D d'un ouvrage de soutènement réel instrumenté. Il s'agit de quai en eau profonde du port de Calais (France), dont le phasage de construction est complexe, et dont le comportement est conditionné par les mouvements de nappe de part et d'autre de la paroi et par la mobilisation des tirants d'ancrage. Ces simulations permettent de tirer parti des instrumentations soignées dont cet ouvrage a fait l'objet pour mettre en évidence le bon accord entre les simulations numériques et les mesures effectuées sur l'ouvrage. On a cherché donc à traiter les principales difficultés qui, comme pour d'autres méthodes de calcul, sont liées à la prise en compte dans les calculs des effets de l'eau, d'une part, et du rôle joué par les tirants d'ancrage, d'autre part. Dans l'ensemble, les résultats des calculs numériques sont en *bon accord* avec les mesures, et les cinématiques des déplacements de la paroi, résultant des calculs, approchent relativement bien les cinématiques observées.

Mots clés : Interactions sol/tirant, modélisation numérique, port, soutènement, excavation, couplage hydromécanique.

ABSTRACT

This work is devoted to the coupled hydromechanical numeric modelling using a Flac2D code of a real support monitored work. It is about the deep water quay of the Calais (France), of which the sequence of construction is complex, and whose behaviour is conditioned by the movements of water table on both sides of the wall and by mobilization of the anchoring ties. These simulations permit to pull party of the wall

carefully monitored of which this work made the object to put in evidence the good agreement between numeric simulations and the measures done on the work. We tried therefore to treat the main difficulties that, as for other methods of calculation, are bound to take in account in the calculations of the water effects, on the one hand, and of anchoring ties role, on the other hand. Globally, the numeric calculations results are in *good agreement* with measures, and the kinematics of wall displacements, resulting of calculations, approach relatively well the observed kinematics.

Key words: Interaction soil/anchor, numerical modelling, harbour, diaphragm wall, excavation, hydromechanical coupled model.

INTRODUCTION

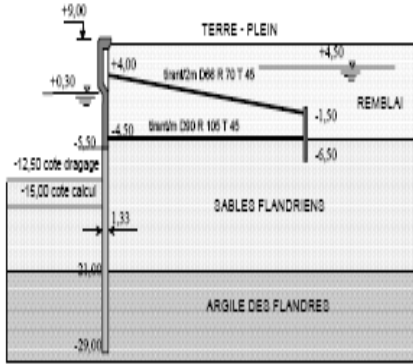
La modélisation numérique, particulièrement avec la méthode des éléments finis, de l'interaction sol-tirant a fait l'objet de plusieurs études présentées dans la littérature. En général, les tirants d'ancrage actifs forés et scellés sont modélisés par un ressort (Day et Potts, 1999) ou un élément de type barre (Stroh et Breth, 1976), de raideur prise égale à celle de l'armature du tirant, reliant le point de fixation du tirant à la paroi à un point d'ancrage (rideau d'ancrage ou simplement zone de scellement), ou par une plaque équivalente (Nguyen, 2003). La précontrainte éventuelle des tirants est introduite par le biais de forces appliquées, d'une part, à l'écran, d'autre part, au point de scellement. Concernant la prise en compte de l'eau, Dluzewski (2002) a proposé d'utiliser des éléments de barre dans un modèle couplé pour simuler le comportement des tirants. Malgré une certaine simplicité, l'inconvénient de tous ces modèles est que le scellement et son interaction avec le terrain ne sont pas modélisés. Or, les **résultats expérimentaux** disponibles dans la littérature montrent que l'interaction *sol-tirant* et la distribution des efforts sont **très complexes** dans les tirants d'ancrage, particulièrement pour les tirants de type passif (Delattre, 1999). Le choix des caractéristiques de l'interface et de son comportement, qui dépendent de paramètres multiples (caractéristiques du sol et du renforcement, orientation de renforcement, dilatance du sol,...) est le plus souvent largement empirique. Cependant, à cause de la lourdeur des calculs tridimensionnels, d'une part, et de la complexité géométrique des ouvrages réels, d'autre part, la plupart des analyses conduites jusqu'à présent ont été faites en conditions bidimensionnelles.

Dans la pratique des soutènements, trois aspects du comportement des ouvrages de soutènement en construction peuvent être rencontrés et 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 et doivent 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, ce travail présente des modélisations numériques de la construction d'un ouvrage de soutènement réel au moyen du mode hydromécanique couplé du code **Flac2D** (Explicite). Ces modélisations tentent de tenir compte le mieux possible des différents phénomènes en jeu. Il s'agit d'un ouvrage de soutènement de type **portuaire** : le quai en eau profonde du port de Calais. Cet ouvrage a 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.

PRESENTATION 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.

L'ouvrage est un écran de soutènement de 24 m de hauteur libre, couronné à la Cote Marine (CM) +9,00 et un plafond de dragage à 15,00 CM pour un usage de quai. Les surcharges d'exploitation sont représentées par une pression de 40 kPa uniformément répartie sur une bande de 25 m au bord du quai, et de 150 kPa uniformément répartie au-delà ; la descente de charge des outillages de débarquement des navires induit une surcharge de 900 kNm/m en tête de l'ouvrage, et les efforts d'amarrage admissibles sont de 50 kN/m. 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 1).



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

- les sables flamandais 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.

- 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.

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

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

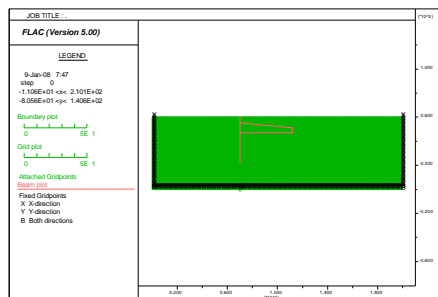
Tableau 1. Caractéristiques géotechniques des couches de sol, d'après Delattre et al. (1999).

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

MODELISATION NUMERIQUE AVEC FLAC2D

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. 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. Le maillage comporte 14003 éléments et 14007 nœuds. La complexité du phasage des travaux et la diversité des natures d'opérations nécessitent de définir plusieurs groupes d'éléments, dont certains groupes sont introduits pour traiter l'interface entre les tirants et le sol.



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 (Fig. 2).

Fig. 2. Maillage du modèle de calcul Flac2D et conditions aux limites mécaniques fixes.

Pour les conditions aux limites mécaniques (Fig. 2), 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, on impose la pression interstitielle PP) 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.

CARACTERISTIQUES MECANIQUES UTILISEES POUR LA MODELISATION NUMERIQUE

Les propriétés mécaniques adoptées pour la modélisation numérique sont présentées dans le Tableau 2. Le comportement du sol est modélisé par une loi élastoplastique de Mohr-Coulomb. Les paramètres de résistance c' , θ_{eq} et les poids volumiques sont tirés du Tableau 1.

La paroi moulée (épaisseur 1,33 m), le rideau de palplanches ainsi que les tirants sont modélisés par des éléments de structure dont le comportement est supposé élastique linéaire, et le module est un module équivalent respectant la rigidité de flexion réelle. Les tirants d'ancrage sont modélisés dans la configuration bidimensionnelle par deux éléments

câbles.

Pour faciliter la construction du modèle de maillage, on utilise une épaisseur de l'élément câble φ_{eq} égale à 0,1m. Des éléments d'interface ont été utilisés pour maintenir la continuité de part et d'autre de l'élément câble. 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 Fig. 1).

Tableau 2. Caractéristiques géotechniques utilisées dans les calculs.

Couches	γ	p^o	K^o	E	ϕ	δ
(kPa) (degrés)	(kN/m ³)	(kPa)		(MPa)	(degrés)	
Tirant supérieur	-	-	-	13352,9	0,2	-
Tirant inférieur	-	-	-	3590,5	0,2	-
Paroi moulée	-	-	-	20000	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 et sables	16,5	-	-	0,3	75	0,3
Argile des Flandres	15,5	-	-	0,3	120	0,2

PRISE EN COMPTE DU PHASAGE DE LA CONSTRUCTION

Le phasage de construction conduit à définir neuf étapes de calcul enchaînées. La première définit les contraintes et la pression initiales (nappe phréatique à +5 CM) dans le massif avant les travaux. Cette étape a été réalisée à l'aide d'initialisation automatique avec la fonction FISH "ININV.FIS" du code Flac2D. La deuxième étape simule le rabattement de la nappe jusqu'au niveau -8,00 CM en imposant des conditions aux limites hydrauliques adéquates et en prenant en compte le changement de poids volumique du sol au-dessus de la nappe avec les commandes *Ini pp* et *Ini sat*. La troisième étape simule la réalisation de la plate-forme de travail à -4,50 CM avec la commande *Model null*. La quatrième consiste à modéliser le remblaiement derrière la paroi (à l'aide de l'option *Cut&Fill*) et la mise en place du premier lit de tirants inférieur (□□□90 mm, 42 m de long), de la paroi et du rideau d'ancrage. Deux groupes d'éléments spéciaux sont activés dans cette étape. Le remblaiement jusqu'à +7,00 CM, la réalisation de la piste de chantier 20 m en arrière de l'écran, la mise en place du deuxième lit de tirants de diamètre 55 mm espacés de 2 m sont simulés par la cinquième étape.

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 remonte à -4,50 CM. Cette remontée de la nappe est simulée en imposant une charge hydraulique (PP) 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 le dragage devant le quai jusqu'au niveau -12,50 CM, au-dessous du niveau de l'eau. La huitième étape simule le dragage jusqu'au niveau final à -15,00 CM. La dernière étape modélise la mise en eau : côté bassin, l'eau est au niveau 1,10 CM ; derrière la paroi, la nappe est à 5,20 CM (valeurs correspondant aux mesures réalisées en octobre 1990). En service, on applique une surcharge de 40 kPa sur une bande de 25 m au bord du quai, et de 150 kPa au-delà.

Tableau 3. Mesures disponibles pour les différentes phases de travaux (d'après Delattre et al, 1999).

Date de nappe mesure aval	Phase de Etapes de travaux calcul	Mesures		Remblais-déblais		Niveaux		
		Inclino.	Extensio.	amont	aval	amont		
03/07/89 8,00	1 1,2,3	mise à zero	mise à zero	-4,50	-4,50	-8,00	-	
04/08/89 8,00	2,3 4	oui	oui	+4,00	-4,50	-8,00	-	
12/09/89	4	oui	oui	+7,00	-4,50	-8,00	-8,00	5
31/10/89	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 +7,90	En service 10	oui	oui	+9,00	-13,40		+5,10	

RESULTATS DE CALCULS

Pour l'étape 1, l'état des contraintes saturé à l'équilibre est illustré par le tracé du champ des *contraintes verticales totales* dans la Figure 3.

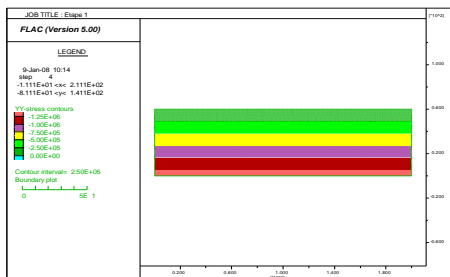


Figure 4. Distribution des pressions interstitielles suivant le drainage à l'étape 2.

Quant à l'étape 2, 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 4.

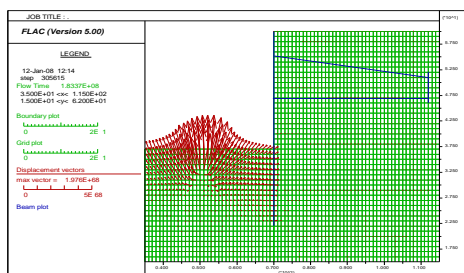


Figure 5. Les déplacements induits par l'excavation devant le quai (côté bassin), après l'étape de calcul 8.

Déplacements de la paroi

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'est à dire 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 6 et 7 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 quatrième étape de calcul dans laquelle la paroi travaille comme une poutre retenue au niveau du lit de tirants inférieur.

Pour l'étape de calcul 5, le chargement du remblai se traduit par

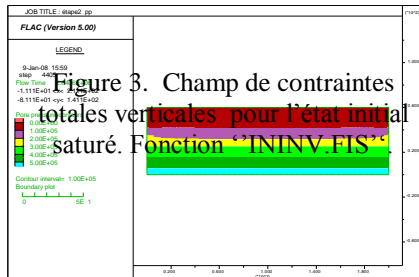


Figure 3. Champ de contraintes totales verticales pour l'état initial saturé. Fonction "INTINV.FIS"

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 5 présente la déformation représentée par les déplacements induits par l'excavation devant le quai (côté bassin) après la huitième étape de calcul. On constate une forte concentration des déplacements plastiques derrière la paroi.

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 ($z=30\text{m}$ dans le maillage - Figure 7). Les déplacements sont fortement diminués au niveau du lit de tirants inférieur ($z=41,5\text{m}$), qui joue bien son rôle d'ancrage de l'écran.

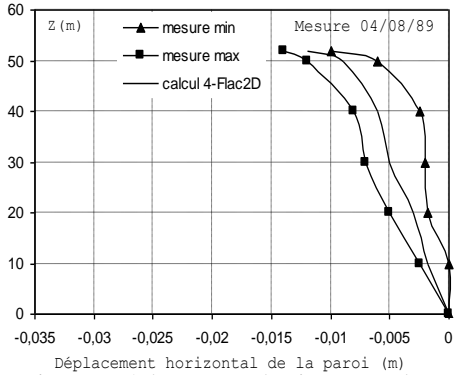


Fig. 6. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 3 (étape de calcul 4).

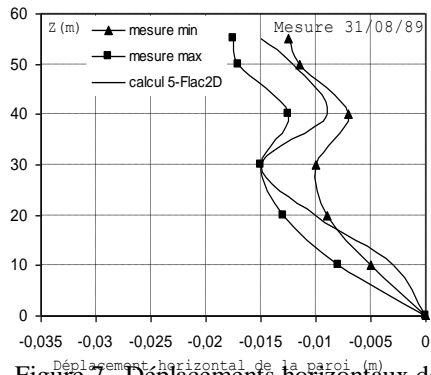


Figure 7. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 4 (étape de calcul 5).

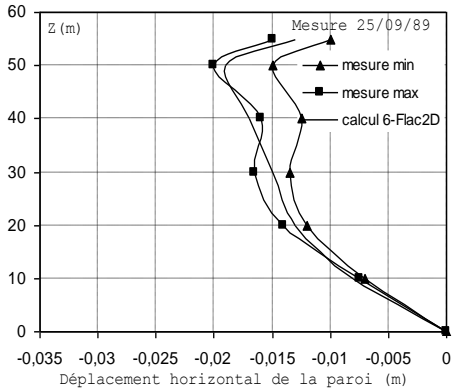


Fig. 8. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 5 (étape de calcul 6).

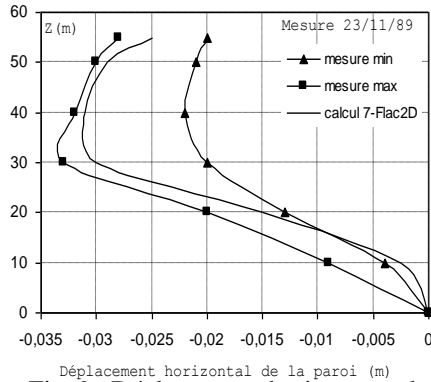


Fig. 9. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

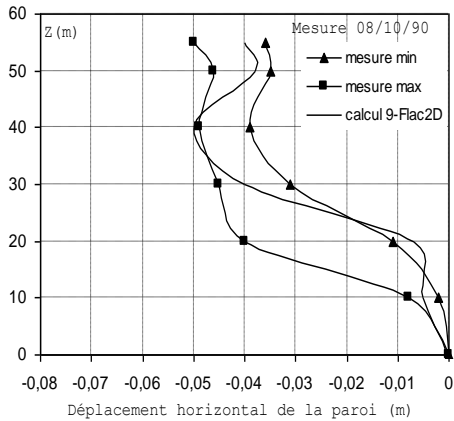


Fig. 10. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

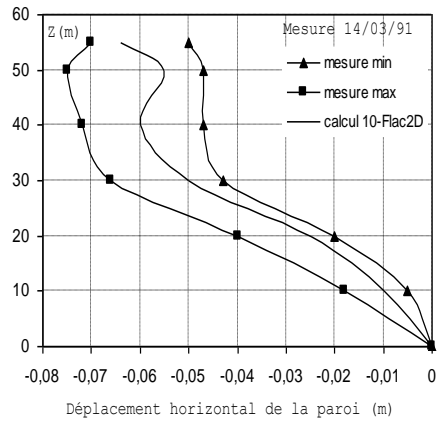


Fig. 11. Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 10 (étape de calcul 10).

Les figures 8 à 11 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 soit à une sous-estimation des caractéristiques mécaniques de cette couche, soit à une imprécision dans l'interprétation des mesures inclinométriques, dans laquelle le déplacement du pied des inclinomètres est supposé nul (Delattre et al., 1999).

Déplacements du rideau d'ancrage

D'autres inclinomètres ont été installés au droit du rideau d'ancrage jusqu'au niveau -24,0 CM, 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.

Les figures 12 et 13 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.

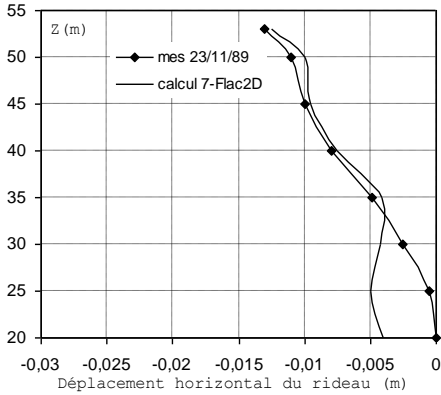


Fig. 12. Déplacements horizontaux du rideau après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

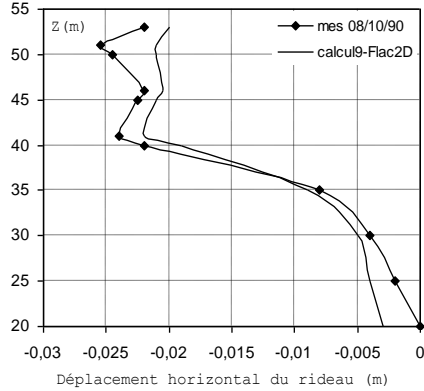


Fig. 13. Déplacements horizontaux du rideau après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

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).

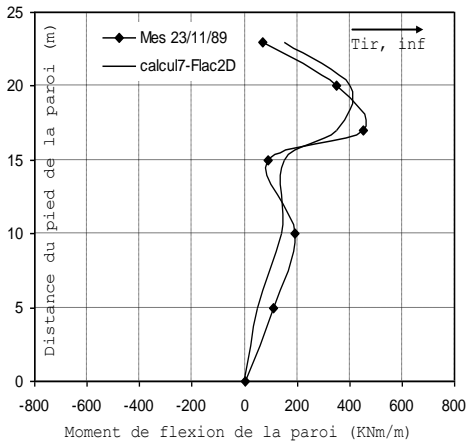


Fig. 14. Moment de flexion du voile de la paroi moulée - après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

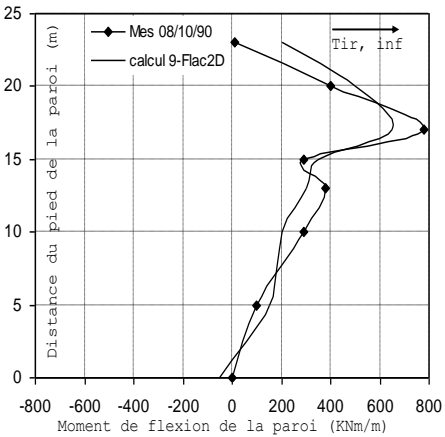


Fig. 15. Moment de flexion du voile de la paroi moulée - après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

Les figures 14 et 15 comparent les résultats de calculs aux mesures, respectivement après les sixième et neuvième 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.

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. 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).

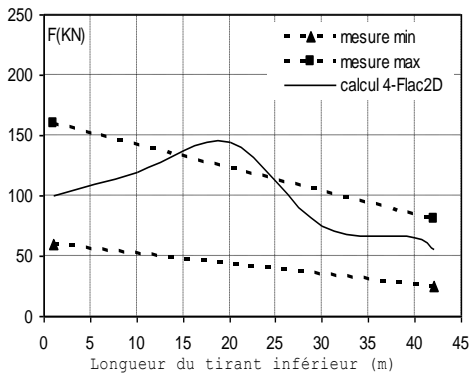


Fig. 16. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 3 (étape de calcul 4).

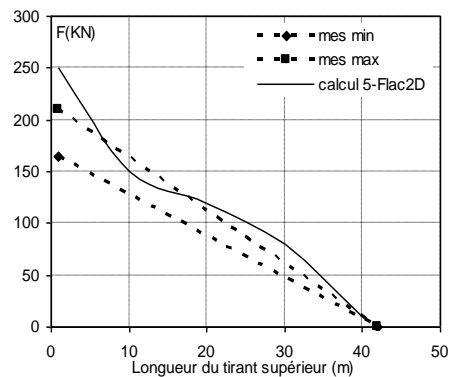


Fig. 17. Efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 4 (étape de calcul 5).

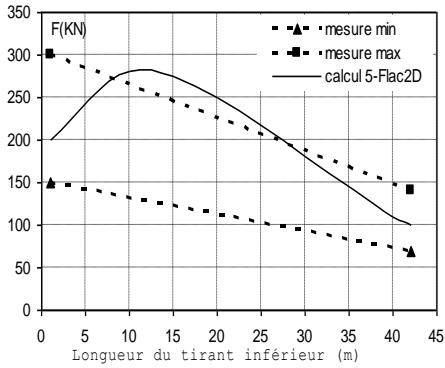


Fig. 18. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 4 (étape de calcul 5).

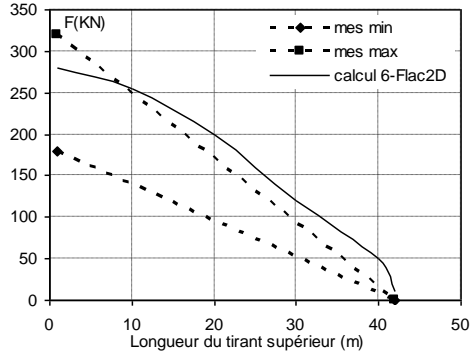


Fig. 19. Efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 5 (étape de calcul 6).

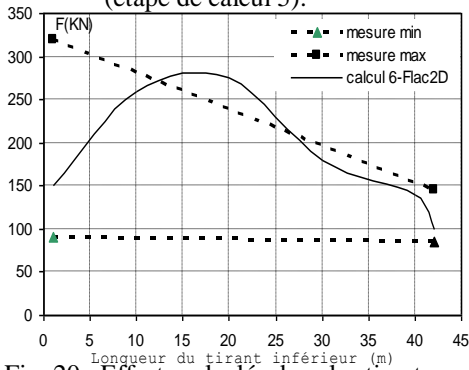


Fig. 20. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 5 (étape de calcul 6).

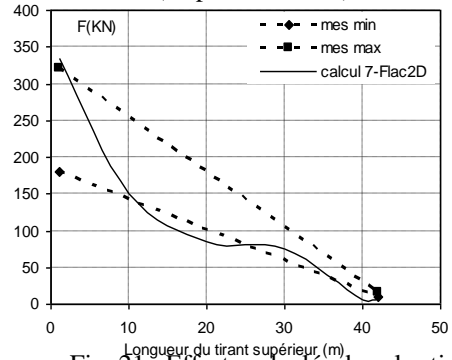


Fig. 21. Efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

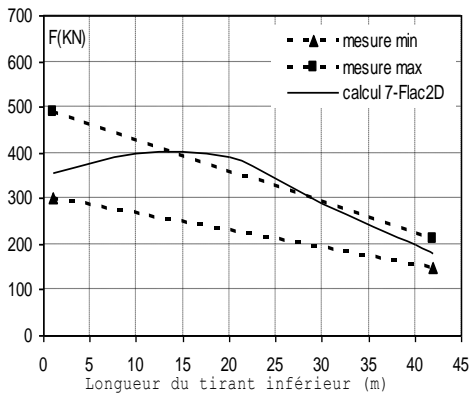


Fig. 22. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 6 (étape de calcul 7).

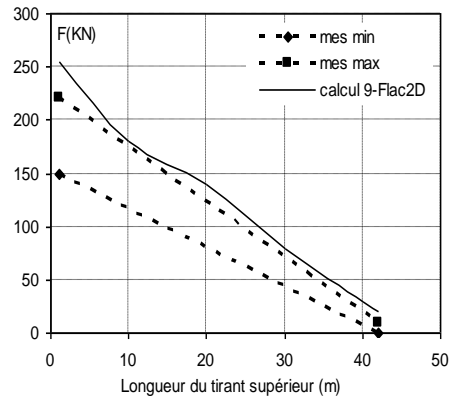


Fig. 23. Efforts calculés dans les tirants de la nappe supérieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

Les figures 16 à 24 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 légèrement 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 16 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 (Fig. 25). 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.

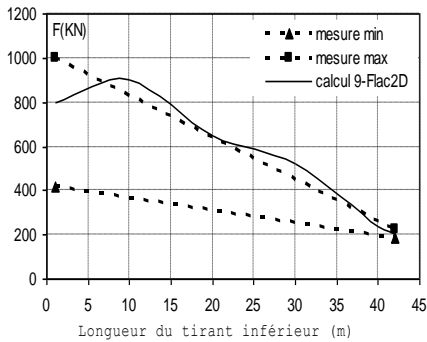


Fig. 24. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 9 (étape de calcul 9).

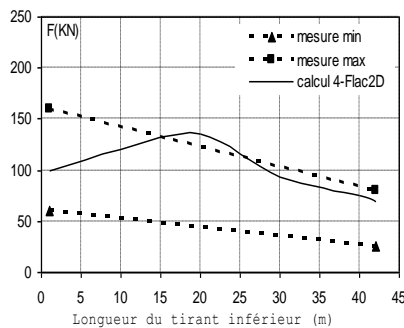


Fig. 25. Efforts calculés dans les tirants de la nappe inférieure – Confrontation avec les mesures après la phase de construction 3 (étape de calcul 4) avec le module élastique de l'interface équivalent

En dernier lieu, il faut noter que les résultats des mesures, malgré

une remarquable homogénéité dans l'évolution de la tension mesurée (Delattre et al, 1999), se limitent à deux extrémités des tirants, ce qui rend difficile une interprétation complète de l'interaction sol-tirant.

CONCLUSION

Ayant fait l'objet d'une instrumentation complète et soignée, la construction du quai en eau profonde de Calais est un exemple remarquable au plan du génie civil qui offre une occasion de tester les méthodes de calcul notamment par différences finies. À l'aide du code Flac2D (explicite), 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 des éléments 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. Le modèle numérique permet de reproduire le comportement global de l'ouvrage.

L'utilisation du mode de calcul hydromécanique couplé pour ce type de calcul semble assez satisfaisante, cependant, ces calculs nécessitent de très grands temps de calcul. En fait, la démarche éclairée, 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 donc 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, bien que le programme réalisé et les fonctions de macro langage FISH élaborées pour la prise en compte de toutes les difficultés de modélisation, constituent un outil important pour l'analyse de tout ouvrage similaire au cas traité, 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.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Day et Potts, 1999. *Finite element analysis of the Hatfield wall*. Proc. VII Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics (Cairns), Rotterdam : Balkema, Vol. 2, pp. 973-978.
- Delattre L. 1999. *Comportement des écrans de soutènement - expérimentation et calculs*. Thèse de Doctorat, ENPC, Septembre 1999, 491p.
- Delattre L. et Mespoulhe L. 1999. *Etude expérimentale du comportement du quai en eau profonde du port de Calais*. Collection « Etudes et Recherches des Laboratoire des Ponts et Chaussées » GT n° 65, Avril 1999, 191p.
- Delattre L., Duca V. et Mespoulhe L., 1999. *Port Autonome du Havre, étude expérimentale du quai d'Osaka*. Rapport d'étape - Convention LCPC-Port du Havre pour l'étude expérimentale du quai d'Osaka. Octobre 1999, 85pp.
- Dluzewski J. M., Ciuhak K., 2002. *Consolidation influence on the anchored diaphragm walls*. 5^{ème} Conf. Europ. Méthodes Numériques en Géotechnique, NUMGE 2002, Paris septembre 2002, Presses de l'ENPC.
- Itasca Consulting Group, Inc. Flac2D version 5.0. Minneapolis, Minnesota, 2005.
- Josseume H. 1998. *Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais*. Revue française de géotechnique, N° 84, 1998, pp. 3-26.
- Neveu C., Piet O., Delattre L., 1994. *Calais : quai en eau profonde*. Comptes rendus, Congrès de l'AIPCN, Séville, Section II, Sujet 3, pp. 59-64.
- Nguyen P D, 2003. *Modélisation numérique des soutènements d'excavation*. Thèse de LCPC, Paris, France.
- Stroh et Breth, 1976. *Deformation of deep excavations*. 2nd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics (Blacksburg), ASCE, Vol. 2 pp. 687-700.