



HAL
open science

Etude de la stabilité des berges de rivière soumises à la marée

Soksan Chhun

► **To cite this version:**

Soksan Chhun. Etude de la stabilité des berges de rivière soumises à la marée. Autre. INSA de Rennes, 2013. Français. NNT : 2013ISAR0032 . tel-00957294

HAL Id: tel-00957294

<https://theses.hal.science/tel-00957294>

Submitted on 24 Apr 2014

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse



THESE INSA Rennes
sous le sceau de l'Université européenne de Bretagne
pour obtenir le titre de
DOCTEUR DE L'INSA DE RENNES
Spécialité : Génie Civil

présentée par
CHHUN Soksan
ECOLE DOCTORALE : SDLM
LABORATOIRE : LGCGM – EA3913

Etude de la Stabilité des Berges de Rivière Soumises à la marée

Virak Han
Assistant professor, Institut de Technologie du Cambodge/
membre invité

Thèse soutenue le 10.12.2013
devant le jury composé de :

Hellou Mustapha
Professeur des universités, INSA de Rennes / Président
Levacher Daniel
Professeur des Universités, Université de Caen / rapporteur
Marot Didier
Professeur des Universités, Université de Nantes / rapporteur
Gratiot Nicolas
Chargé de recherches, H D R, IRD Grenoble / examinateur
Huynh Thanh Son
Associate professor, Institut Polytechnique, Ho Chi Minh / Co-
encadrant de thèse
Martinez Juan
Professeur des universités, INSA de Rennes / Directeur de thèse

Etude de la Stabilité des Berges de Rivière Soumises à la Marée

CHHUN Soksan



THESE

Etude de la Stabilité des Berges de Rivière Soumises à la Marée

Présenté par :

CHHUN Soksan

ECOLE DOCORALE SDLM de Rennes – N°254

LABORATOIRE DE GENIE CIVIL ET GENIE MECANIQUE – EA3913

Soutenue le 10 Décembre 2013

Devant le jury composé de :

- M. Hellou Mustapha Professeur des universités, INSA de Rennes, Président
- M. Levacher Daniel Professeur des universités, Université de Caen, rapporteur
- M. Marot Didier Professeur des universités, Université de Nantes, rapporteur
- M. Gratiot Nicolas Chargé de recherches, HDR, IRD Grenoble, examinateur
- M. Huynh Thanh Son Associate professor, Institut Polytechnique, Université
National du Vietnam, Ho Chi Minh Ville, Vietnam,
co-encadrant de thèse
- M. Juan Martinez Professeur des universités, INSA de Rennes, directeur de thèse
- M. Virak Han Assistant professor, Institut de Technologie du Cambodge,
membre invité

REMERCIEMENTS

Cette thèse s'est déroulée pendant trois ans au Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique de l'INSA de Rennes, membre de l'école doctorale « Sciences de la Matière » de Rennes.

Je voudrais tout d'abord exprimer toute ma gratitude profonde à M. Juan Martinez, mon directeur de thèse, pour sa responsabilité, son expérience et sa compétence scientifique, sa disponibilité, sa confiance, sa patience lors de la correction la thèse, et dont les conseils dans la vie professionnelle et personnelle, m'ont permis de mener à bien ce travail.

Je voudrais remercier à M. Thanh Son Huynh, co-encadrant de ma thèse, pour sa proposition du sujet de thèse, ses conseils et son aide pendant mon séjour au Vietnam. Je voudrais remercier également à M. Dupont Pascal, également co-encadrant de cette recherche, pour ses conseils sur les phénomènes hydrauliques et sur les écoulements en milieu poreux ainsi que pour son aide sur les études expérimentales menées au site du Mont Saint Michel.

Je voudrais aussi exprimer ma reconnaissance à Monsieur Dimitri Lague et à, Jerome Leroux, de l'équipe de Géosciences de l'Université Rennes 1, pour leur coopération et les données des mesures sur les sites du Mont-Saint Michel. Je remercie aussi Monsieur Franck Pavoine, technicien pour m'avoir aidé pendant les mesures *in situ*.

Mes remerciements sincères vont ensuite à M. Mustapha Hellou, pour sa gentillesse, ses conseils scientifiques, son données bibliographiques et pour avoir accepté d'être le président du jury. Je voudrais aussi exprimer ma reconnaissance à Messieurs Daniel Levacher et Didier Marot, pour avoir accepté d'être les rapporteurs de cette thèse. J'apprécie sincèrement leur intérêt pour mes travaux ainsi que leurs commentaires avisés. Je voudrais aussi exprimer ma gratitude à M. Nicolas Gratiot pour avoir accepté d'être un des membres du jury.

J'apprécie énormément le Gouvernement Français de m'avoir donné une bourse, qui m'a permis de poursuivre mes études et de découvrir ainsi ce magnifique pays tant sur le plan scientifique que culturel. Je voudrais remercier aussi Madame Aurore Gouin, secrétaire de service de la recherche, et Madame Nathalie Chollet, secrétaire du laboratoire LGCGM, pour m'avoir facilité toutes les démarches pendant la thèse. Mes remerciements s'adressent également aux chercheurs, doctorants et étudiants en master pendant leur temps de recherche dans le laboratoire avec moi, pour leur accueil, leur gentillesse et leurs encouragements.

Je voudrais remercier également le Comité Bouddhique Rennais de Solidarité Bretagne Cambodge, pour m'avoir donné un logement et permis de participer à toutes les activités de l'association et pour les manifestations culturelles organisées dans le but d'aider le Cambodge. Mes remerciements en particulier à la famille de Madame Ou San pour sa gentillesse, avec qui je me suis senti en famille.

Enfin, je voudrais exprimer mes remerciements profonds à mes parents, à toute ma famille et mes amis pour leur soutien permanent, leurs encouragements et leur amour.

RESUME

Les berges des grands fleuves soumis à des crues saisonnières et aux effets de la marée sont l'objet de glissements et d'éboulements causant des dégâts matériels et parfois des victimes humaines. Le présent travail consiste à étudier la stabilité des berges de rivière soumises à la marée en considérant l'influence des écoulements externe et interne de l'eau sur le massif du sol. On considère en particulier l'effet de la fluctuation du niveau d'eau à l'extérieur et à l'intérieur du massif sur la pression interstitielle dans le sol. Le modèle d'écoulement de Dupuit est adopté pour trouver la variation de la surface libre dans le massif. Une méthode des tranches est programmée pour calculer les coefficients de sécurité au glissement des berges soumises à la marée. Des études paramétriques sur la géométrie de la berge, sur les caractéristiques hydromécaniques du sol et sur celles de la marée sont ensuite présentées. L'érosion superficielle de la berge est simulée par différentes méthodes et couplée avec le calcul de stabilité. Enfin, des études des cas sur la baie du Mont-Saint-Michel et sur les rives du Mékong inférieur sont présentées.

La comparaison entre les simulations et les mesures de surface libre pendant les marées nous permet de conclure quant à la pertinence du modèle d'écoulement de Dupuit dans le cas de milieux relativement homogènes et isotropes. Mais celui-ci s'avère moins précis pour des milieux plus complexes, tels que les milieux multicouches. La marée a un effet important sur les pressions interstitielles dans le sol, lesquelles subissent des phénomènes d'amortissement et de retard.

Les facteurs de sécurité au glissement varient en fonction de la marée et ils sont minimaux pendant le reflux avant la basse mer à cause du retard de la surface libre dans le sol et de la décélération de la vitesse descendante de la marée avant la basse mer. Des abaques sont proposés donnant les domaines de sécurité en fonction de différents paramètres du sol, de la géométrie de la berge et de la marée. Ces abaques permettent également le calcul du coefficient de sécurité par interpolation linéaire.

Quand la berge est submergée pendant un temps suffisamment long, la zone de rupture du massif se localise dans la partie supérieure de la berge et se produit à la pleine mer. Ce mode de rupture est observé aussi sur les sites étudiés (Mont-Saint-Michel). Au reflux, on met évidence un deuxième mode de rupture correspondant à des surfaces de glissement plus profondes liées à des pressions interstitielles résiduelles élevées.

Dans la période de décrue (site de Kaoh Choram), le coefficient de sécurité diminue avec la baisse du niveau de l'eau sous le sommet de la berge. A même niveau d'eau dans la rivière, le coefficient de sécurité à la décrue est inférieur à celui résultant d'un état d'équilibre. Des différences importantes s'observent aussi sur les surfaces de glissement entre les deux régimes.

MOTS-CLES : surface libre, marée, glissement, méthode des tranches, coefficient de sécurité, érosion, abaques.

Table des Matières

REMERCIEMENTS	i
RESUME	ii
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	3
1.1 Notions d'hydraulique fluviale	3
1.1.1 Hydraulique fluviale/superficielle	3
1.1.2 Erosion superficielle du massif.....	6
1.2 Hydraulique souterraine.....	8
1.2.1 Equation de Darcy	8
1.2.2 Equation de la surface libre	9
1.2.3 Perméabilité et porosité	12
1.2.4 Erosion interne du sol	14
1.3 Rappels de mécanique des Sols	15
1.3.1 Action de l'eau interstitielle.....	15
1.3.2 Résistance au cisaillement	16
1.4 Stabilité des massifs au glissement.....	17
1.4.1 Caractéristiques des glissements de talus	17
1.4.2 Méthodes de calcul de la stabilité du massif	18
1.4.3 Erosion et stabilité	21
1.5 Conclusion du chapitre 1	22
CHAPITRE 2 : CALCULS HYDRAULIQUES.....	23
2.1 Résolutions numériques de la surface libre dans le massif.....	23
2.1.1 Algorithme de calcul la surface libre de Dupuit.....	23
2.1.2 Choix des paramètres numériques et validation de la méthode.....	25
2.2 Surface libre d'une berge inclinée	30
2.2.1 Comparaison avec la méthode de Rezzoug	30
2.2.2 Analyse des surfaces libres	31
2.3 Etude paramétrique de la variation de la surface libre.....	32
2.3.1 Effet de la géométrie de la berge	32
2.3.2 Effet de la perméabilité du sol	33
2.4 Pression interstitielle et gradient hydraulique.....	33

2.5 Conclusion du chapitre 2	36
CHAPITRE 3 : CALCULS DE LA STABILITE DES BERGES	37
3.1 Algorithme de calcul par la méthode des tranches	37
3.2 Validation de la méthode de calcul : comparaison avec la méthode des éléments finis...	39
3.2.1 Données et procédure des calculs	40
3.2.2 Résultats de calcul : pression interstitielle	41
3.2.3 Résultats de calcul : coefficient de sécurité	44
3.3 Analyse de la stabilité pendant un cycle de marée	49
3.4 Etude paramétriques sur la stabilité des berges	53
3.4.1 Effet des paramètres du sol (k_o , c' et φ')	53
3.4.2 Effet de la pente de la berge	56
3.4.3 Etudes paramétriques : facteurs $c' / (\gamma_w H_T)$ et $\tan \varphi' / \tan \beta$	57
3.4.4 Abaques $F_s(CH, Tan)$	61
3.5 Erosion des berges	64
3.5.1 Hypothèses et équations	64
3.5.2 Algorithme de calcul	67
3.5.3 Résultats et discussions	67
3.6 Conclusions du chapitre 3	71
CHAPITRE 4 : ETUDE DE CAS DU MONT-SAINT-MICHEL	73
4.1 Introduction du site Mont-Saint-Michel	73
4.2 Etude du site N°1	74
4.2.1 Essais <i>in situ</i>	74
4.2.2 Essais en laboratoire	78
4.2.3 Surface libre et stabilité de la berge du site N°1	87
4.2.4 Influence des paramètres du sol et de la marée	93
4.3 Etude de cas du site N°2	96
4.3.1 Histoires et sonnées du site N°2	96
4.3.2 Simulation de la surface libre	98
4.3.3 Stabilité de la berge du site N°2	99
4.3.4 Etude d'érosion de la berge	103
4.4 Conclusions du chapitre 4	104
CHAPITRE 5 : ETUDE DE CAS DU MEKONG	105
5.1 Données hydro-morphologiques sur le bas Mékong	105

5.1.1 Introduction du site du delta du Mékong	105
5.1.2 Exemples d'érosion des berges du Mékong	106
5.1.3 Causes de l'érosion des berges du Mékong.....	107
5.1.4 Caractéristiques générales du Mékong inférieur	107
5.2 Etude de cas de la berge à Kaoh Choram	109
5.2.1 Situation du site Kaoh Choram	109
5.2.2 Surface libre et stabilité de la berge.....	109
5.3 Etude de cas de la berge à Binh Duc	113
5.3.1 Variation de la surface libre.....	113
5.3.2 Stabilité de la berge soumise à la marée.....	116
5.4 Conclusion du chapitre 5	117
CONCLUSION GENERALE.....	118
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	120
LISTE DES FIGURES	126
LISTE DES TABLEAUX.....	131
LISTE DES ABREVIATIONS.....	132
ANNEXE 1 Forme de la surface libre au voisinage de la berge lors de l'augmentation du niveau d'eau	134
ANNEXE 2 Calcul hydraulique dansle cas d'une berge peu inclinée.....	137
ANNEXE 3 Méthode simplifiée des tranches	139
ANNEXE 4 Utilisation du programme de calcul MEstab	143
ANNEXE 5 Comparaison entre différentes méthodes des tranches.....	160
ANNEXE 6 Application des abaques	162

INTRODUCTION GENERALE

Les glissements des berges posent des problèmes dans de nombreux fleuves et rivières avec des conséquences qui peuvent être particulièrement graves telles que l'effondrement des ouvrages et des habitations avec parfois des victimes humaines. Ces glissements de terrain peuvent être imputés en partie à l'extension de l'urbanisation et des infrastructures, à la déforestation, à l'abandon de l'entretien des prairies des berges, à l'érosion des berges, aux crues et inondations. Ces effets sont aggravés par le changement climatique (pluie, neige, gel...), par la variation de la nappe et par les séismes (Flageollet, 1988 ; Palhol et al. 2010 ; AIPCR, 2012). Ce problème revêt une acuité particulière dans les pays en développement où les systèmes de protection (digues) sont inexistantes ou rudimentaires et où les berges sont un lieu privilégié de concentration humaine.

Ainsi en 2010 dans le delta du Mékong, il y a eu de nombreux glissements affectant sept maisons et vingt barrages dans la province de Hau Giang, faisant deux victimes humaines dans la province de Phong Dien et détruisant plusieurs structures dans d'autres provinces du Vietnam (Vietnam News, 2011). De façon générale, des accidents fréquents ont été constatés lors de crues exceptionnelles et lors de la variation rapide du niveau d'eau pendant la période d'étiage (AUF, 2006) et de basse mer de la marée (Rezzoug, 1994). D'autre part, pour les berges curvilignes, l'instabilité a lieu habituellement après les pointes de crue (Rinaldi et al., 2008).

La variation brutale du niveau d'eau dans la rivière change la surface libre de l'eau dans le sol et donc affecte la pression interstitielle. La variation temporelle de la marée et de la surface libre près de la berge sont des phénomènes compliqués (Rezzoug, 1994) agissant sur les mécanismes d'instabilité des berges. D'une part, l'eau de la rivière exerce une pression favorable à la stabilité; d'autre part, la pression interstitielle dans le sol réduit la résistance au cisaillement du sol et augmente le risque d'instabilité. Plus largement, de nombreux autres phénomènes entrent en jeu : le suintement et le ruissellement le long de la berge, l'érosion superficielle, le dépôt de sédiments, la succion capillaire dans la zone non saturée, la fissuration éventuelle en surface, l'érosion interne du sol et la déformabilité de celui-ci (Figure 0.1). Ces différents phénomènes donnent lieu à des couplages complexes qui n'ont pas tous été considérés dans ce travail lequel s'est limité aux aspects suivants :

- la variation temporelle du niveau d'eau dans la berge,
- l'érosion superficielle de celle-ci,
- la stabilité au glissement.

L'objectif du travail consiste donc à étudier numériquement la stabilité des berges de rivière soumises à la marée pour approfondir la connaissance des mécanismes qui régissent les glissements en vue de leur prévision et de leur prévention.

Délibérément le choix a été fait d'adopter des modélisations simples en 2D qui permettent de coupler des aspects hydrauliques et mécaniques, avec prise en compte de la variable temps sur des périodes pouvant être assez longues, avec des temps de simulation acceptables et une

utilisation pratique aisée. Pour valider les hypothèses simplificatrices adoptées, des comparaisons ont été faites avec des modèles plus sophistiqués et des mesures sur les terrains. Des études paramétriques sur la géométrie de la berge et sur les caractéristiques du sol sont effectuées afin de généraliser les résultats et proposer des abaques pratiques.

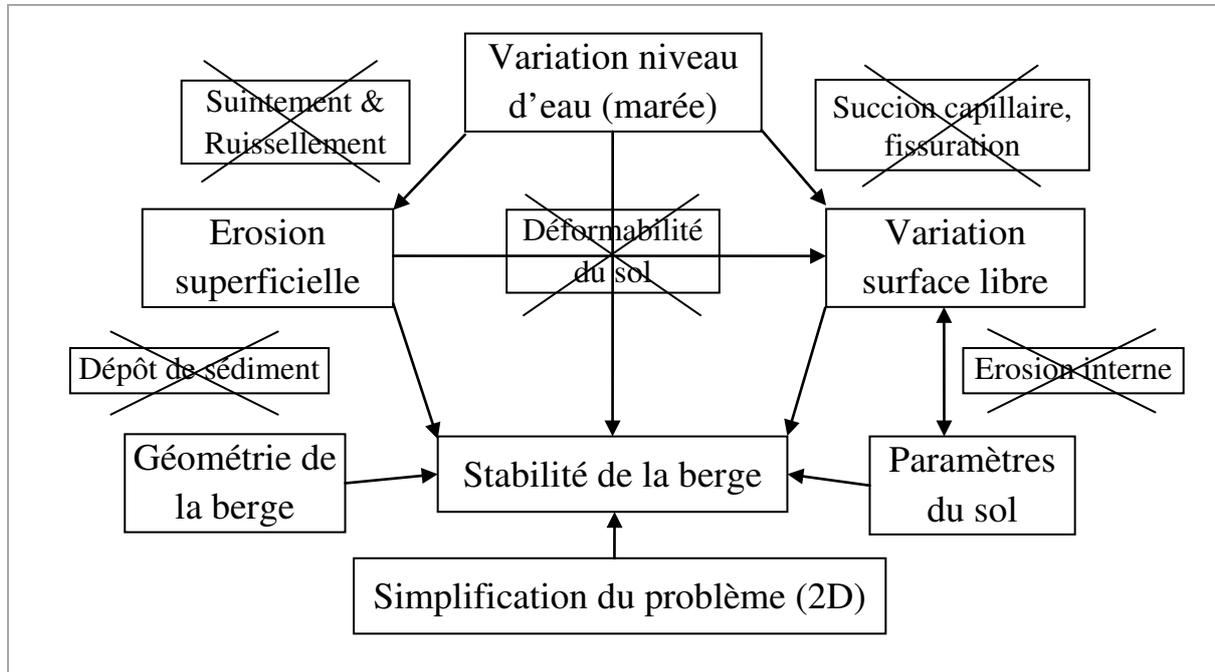


Figure 0.1 : Problématique étudiée et simplifications

Le mémoire comprend cinq chapitres. Le chapitre 1 présente des données bibliographiques sur l'hydraulique fluviale et souterraine, et sur les éléments de mécanique des sols qui affectent la stabilité des berges.

Dans le chapitre 2, on présente la méthode de simulation numérique adoptée pour étudier la variation de surface libre dans le sol sous l'effet de la marée, ainsi que les paramètres mis en jeu et les conséquences de cette variation en particulier en termes de pression interstitielle.

Dans le chapitre 3, on développe un programme de calcul de la rupture des berges par glissement, couplé à la variation de surface libre. Une validation du programme est effectuée par comparaison avec la méthode des éléments finis. Des études paramétriques permettent de proposer des abaques pratiques. Enfin un modèle simple d'érosion des berges est couplé avec le calcul de la rupture par glissement.

Les chapitres 4 et 5, présentent des applications à des études de cas, respectivement au Mont-Saint Michel et sur le Mékong inférieur. Les résultats des simulations sont comparés à des mesures effectuées sur site pour critiquer et tester les limites des modèles et les confronter aux spécificités locales éventuelles.

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans cette partie, les phénomènes principaux agissant sur la stabilité des berges ainsi que les outils d'analyse sont présentés : hydraulique fluviale, érosion superficielle et interne, variation de la surface libre dans le sol, éléments de mécanique des sols, et méthodes de calcul de la stabilité des berges.

1.1 Notions d'hydraulique fluviale

1.1.1 Hydraulique fluviale/superficielle

1.1.1.1 Vitesse d'écoulement

La vitesse moyenne joue évidemment un très grand rôle pour définir la puissance érosive d'un écoulement. L'écoulement de l'eau sur le sol exerce une action cisailante sur les grains de surface d'autant plus vive que la vitesse du courant est importante. Hjulstrom, 1935, a montré que la vitesse à partir de laquelle les grains du fond d'un canal étaient enlevés par l'écoulement dépendait de la dimension de ces grains. La Figure 1.1 représente la vitesse de sédimentation et d'érosion correspondant à des grains de diamètre uniforme selon Hjulstrom (Walter, 2000).

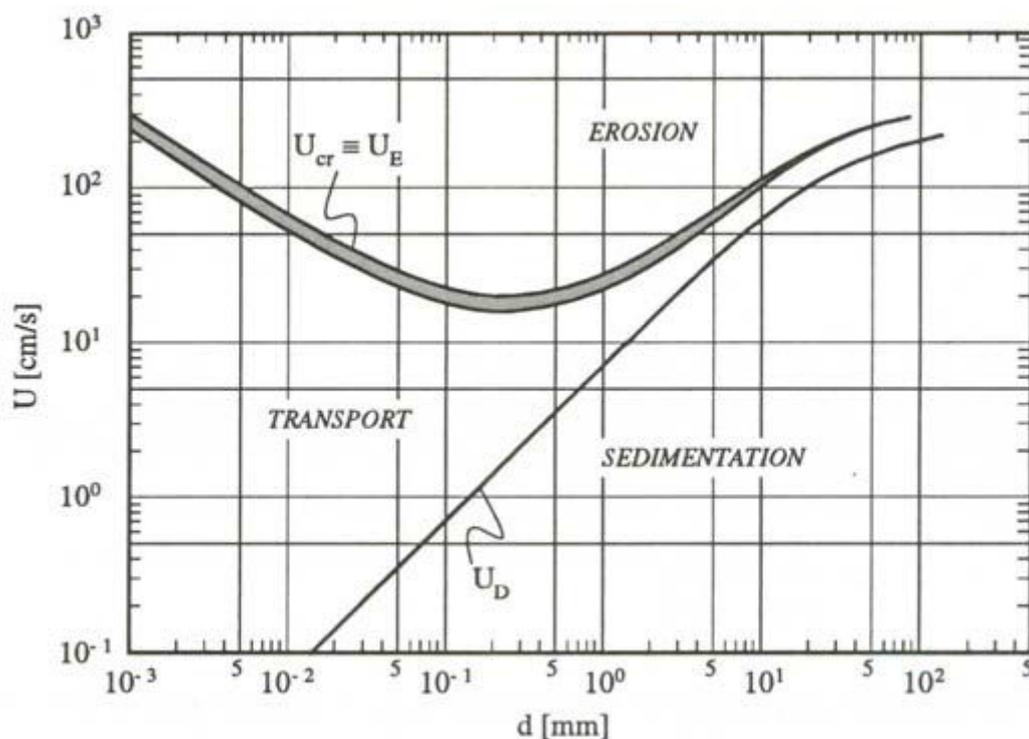


Figure 1.1 : Vitesse de sédimentation et d'érosion, V_D et V_{cr} , pour des grains uniformes, selon Hjulstrom (Walter, 2000)

La vitesse critique est relativement élevée pour les très faibles dimensions de grains (plus de $1m/s$ pour des grains de $5\mu m$) car la cohésion entre grains est alors très forte (argile). La vitesse minimum s'obtient pour une dimension de grains d'environ $0,2mm$ (pas de cohésion)

des sols) (Pierre, 1986). Une fois arraché, le grain peut être transporté même avec des vitesses d'écoulement inférieures, à condition toutefois que ces vitesses ne deviennent pas inférieures à la vitesse limite pour la chute (sédimentation) des grains qui est, elle une fonction croissante de la dimension des grains.

La vitesse d'écoulement donnée par Areas (2008) pour le calcul du risque d'érosion linéaire est :

$$V_F < V_{cr}$$

où V_F est la vitesse de l'écoulement près du fond et V_{cr} la vitesse critique.

Diverses approximations existent pour relier la vitesse du fond à la vitesse moyenne V :

$$V_F = 0.6V$$

ou bien

$$1.3V_F < V < 1.5V_F$$

Pour déterminer la vitesse moyenne (V) dans une section, Walter (2000) donne les relations approchées suivantes (Figure 1.2) :

- $V \cong 0.8 \text{ à } 0.9 V_s$ (Formule de Prony)
- $V \cong 0.5(V_{0.2} + V_{0.8})$ (Formule de l'USGS)
- $V \cong V_{0.4}$

où $V_{0.2}$, $V_{0.4}$, $V_{0.8}$ sont les vitesses ponctuelles à différents niveaux et V_s la vitesse en surface.

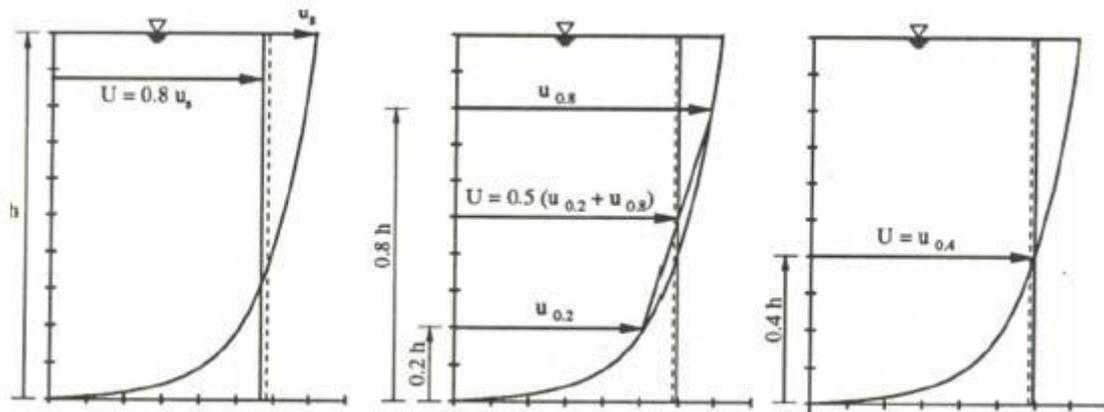


Figure 1.2 : Vitesse moyenne (Walter, 2000)

La vitesse moyenne de l'écoulement par l'équation de Manning Strickler dans la formation technique de l'Areas (2008) est égale à :

$$V = K_{S_M} R h^{2/3} j_y^{1/2} \quad (1.1)$$

où K_{S_M} est la constante de rugosité de Manning Strickler, Rh est le rayon hydraulique, et j_y est la pente locale du fond.

1.1.1.2 Répartition de pression

Une expression de la pression sur le fond est donnée par (Walter, 2000) :

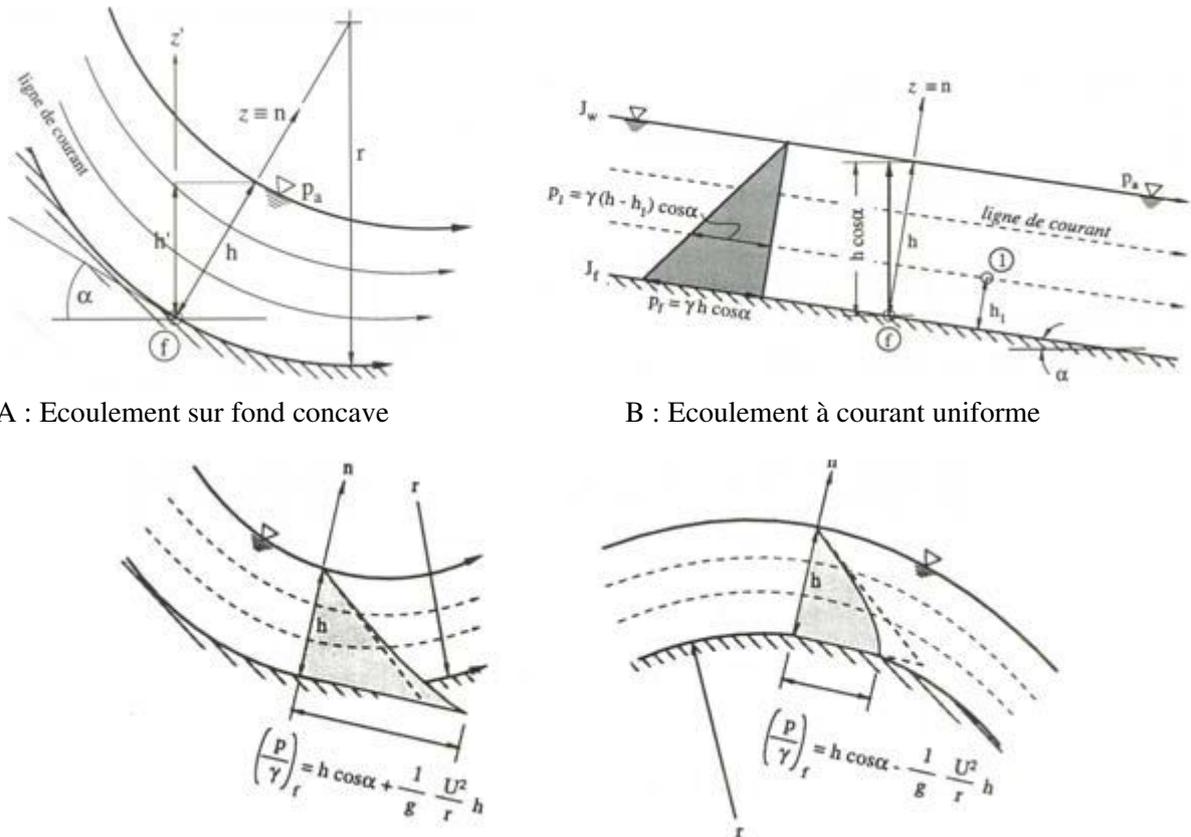
$$P_f = \gamma_w h' \pm \rho_w \frac{V^2}{r} h + P_a \quad (1.2)$$

par la Figure 1.3, P_a est la pression atmosphérique, et h est la hauteur d'eau,

$$h' = h \cdot \cos \alpha$$

$\frac{V^2}{r}$: l'accélération centrifuge d'une masse qui se déplace avec une vitesse V selon une ligne courbe de rayon r .

le signe \pm est pour un fond concave (+) et convexe (-) respectivement.



C : Ecoulement sur des fonds concave et convexe

Figure 1.3 : Caractéristiques d'écoulement

Pour un écoulement uniforme, lorsque la vitesse moyenne (V) est constante et les lignes de courant sensiblement rectilignes (avec $r \rightarrow \infty$), la répartition de pression est hydrostatique dans la section droite du canal.

Ainsi une augmentation des pressions est observée sur une paroi concave et une diminution sur un fond convexe (Walter, 2000).

1.1.2 Erosion superficielle du massif

1.1.2.1 Taux d'érosion

Trois cas sont distingués dans le phénomène de l'érosion fluviale : érosion sur le lit horizontal, érosion sur les berges inclinées, et érosion interne du sol par infiltration. Sur le lit horizontal, le seuil de mise en mouvement des grains dépend à la fois du nombre de Reynolds, de la vitesse d'écoulement et de la rugosité du lit ; il est renforcé par le poids des grains. Sur les berges du fleuve, les forces principales en jeu sont la force de gravité, la force d'écoulement d'eau le long des berges (Delphine, 2005), la force dans le massif, les effets de la marée (Rezzoug et al. 1994), et l'action des vagues.

En général, le taux d'érosion volumique \dot{E} [m^3/s] est calculé en fonction de la résistance de cisaillement critique de la surface érodée comme suit (Partheniades 1965; Simon et al., 2006 et 2010 ; Darby et al., 2007 ; Rinaldi et al., 2008 ; Pham, 2008) :

$$\dot{E} = K_c (\tau_o - \tau_c) \quad (1.3)$$

où K_c est le coefficient d'érodabilité en [$m^3 N^{-1} s^{-1}$], τ_o est la contrainte de cisaillement appliquée et τ_c est la résistance de cisaillement critique.

Différentes hypothèses sur la direction d'érosion de la berge ont été étudiées. Simon et al. (2006, 2010) supposent que l'érosion est perpendiculaire à la surface érodée, cependant Rinaldi et al. (2008) supposent que l'érosion est horizontale.

L'expression de la profondeur de l'érosion E pendant une durée Δt s'écrit :

$$E = \dot{E} \cdot \Delta t \quad (1.4)$$

La valeur de K_c peut être estimée en fonction de τ_c (Simon et al., 2010) :

$$K_c = 1.62 \times \tau_c^{-0.838} \quad (1.5)$$

Le taux d'érosion dépend de plusieurs paramètres tels que les particules fines du sol, la teneur en argile, la plasticité, la granulométrie, le compactage du sol (densité et degré de saturation) et la minéralogie des argiles. Wan et Fell (2004) proposent un indice de taux d'érosion I indépendant de τ_c dont les valeurs mesurées sont comprises entre 0 et 6 d'autant plus faible que le sol est érodable.

Plusieurs types d'essais permettent de déterminer les caractéristiques de l'érosion (Pham 2008) :

- Essai en canal « Hydraulic Flume Test »
- Essai par cylindre tournant « Rotating Cylinder Test »
- Essai par jet d'eau « Jet Erosion Test »
- Simulateurs de pluie et de ruissellement
- Essai de trou « Hole Erosion Test »
- Essai triaxial « Triaxial Erosion Test »

Les résultats peuvent être interprétés en général par le taux d'érosion massique ou le taux d'érosion volumique. Une autre méthode basée sur la dissipation de l'énergie du fluide et la mesure de la masse érodée est proposé par Marot et al. (2011) à l'aide des essais d'érosion par jet d'eau et de trou.

1.1.2.2 Résistance à l'érosion à la surface du sol

Nascimento (1981) a exprimé le mécanisme de l'érosion à la surface du sol en termes de mécanique des sols. Il écrit que la résistance au cisaillement moyenne $\bar{\tau}$ du sol superficiel est celle qui se développe sur la face inférieure de la couche mono-granulaire de sol qui subit les premières attaques de l'érosion et dont l'épaisseur est égale à : $d = h \cdot \cos\beta$, où β est l'angle de la surface du sol avec l'horizontale, et h est la longueur de segment de verticale traversant la couche mono-granulaire. D'après la relation de Mohr-Coulomb :

$$\bar{\tau} = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.6)$$

où c est la cohésion, φ est l'angle de frottement interne et σ la contrainte normale donnée par l'expression :

$$\sigma = \gamma' h \cos^2 \beta \quad (1.7)$$

où γ' est le poids volumique déjaugé de la couche superficielle.

D'autre part, Shields en 1936 (cf. Buffington 1999) définit la contrainte critique de cisaillement de matériaux non cohésifs en fonction de la rugosité du lit et de la taille des particules :

$$\tau_c = \tau^* (\rho_s - \rho_w) g \cdot D \quad (1.8)$$

où τ^* est un coefficient adimensionnel, ρ_s la masse volumique du grain solide, ρ_w la masse volumique de l'eau, g l'accélération de gravité, et D le diamètre des particules.

Simon et Pollen (2006) ont utilisé une valeur de 0.06 pour τ^* , tandis que d'autres valeurs couramment utilisées de τ^* sont comprises entre 0.03 et 0.047 (Vanoni et Brookes, 1957).

1.1.2.3 Contrainte de cisaillement exercée par un écoulement

Certains auteurs (Pierre, 1986 ; Simon et Pollen, 2006 ; Areas, 2008) expriment la force tractrice (ou la contrainte de cisaillement τ_o) unitaire qui agit par unité de surface mouillée par

$$\tau_o = \gamma_w R h \cdot j_y \quad (1.9)$$

où γ_w est le poids spécifique de l'eau, Rh est le rayon hydraulique de l'écoulement en [m] et j_y est la pente du lit du canal (sans dimension).

Néanmoins, Rinaldi et al. (2008) ont utilisé un modèle hydrodynamique 2D pour calculer la contrainte de cisaillement exercée par un écoulement en utilisant le coefficient de rugosité de Chézy :

$$\tau_y = \frac{\gamma_w V_y \sqrt{V_y^2 + V_z^2}}{C_{Ch}^2} \quad (1.10a)$$

$$\tau_z = \frac{\gamma_w V_z \sqrt{V_y^2 + V_z^2}}{C_{Ch}^2} \quad (1.10b)$$

où τ_y et τ_z sont les composantes de la contrainte de cisaillement, V_y et V_z sont les composantes des vitesses à la profondeur moyenne dans la direction \overline{OY} et \overline{OZ} respectivement.

La rugosité a été modélisée en utilisant un coefficient de profondeur moyenne de Chézy C_{Ch} [$m^{1/2}s^{-1}$], selon la formulation de Blanc-Colebrook:

$$C_{Ch} = 18 \log \left(\frac{12h_o}{Ks_N} \right) \quad (1.11)$$

où Ks_N [m] est la rugosité de Nikuradse et h_o est la profondeur d'eau moyenne dans la rivière. Pour la zone non végétale, on a supposé que $Ks_N = 3D_{50}$, où D_{50} est le diamètre médian des grains.

1.2 Hydraulique souterraine

1.2.1 Equation de Darcy

Dans un milieu poreux isotrope composé d'une phase solide et d'une phase liquide, le vecteur de la vitesse moyenne sur la section est donné par l'équation de Darcy (Walter et Altinakar 1998) :

$$\overline{V} = -\frac{k}{\mu} \overline{gradh} \quad (1.12)$$

avec $\overline{V}(V_x, V_y, V_z)$: la vitesse de filtration,

k : le coefficient intrinsèque de perméabilité,

μ : le coefficient de viscosité,

$h = \frac{P}{\gamma_w} + Z$: la charge hydraulique.

Le signe négatif de l'équation de Darcy traduit le fait que la vitesse est dirigée dans le sens des charges décroissantes. Cette loi est une bonne approximation pour les faibles nombres de Reynolds mais lorsque la vitesse augmente, cette approximation devient de moins en moins bonne (Schneebeil, 1996).

La loi de Darcy peut encore s'écrire :

$$\overline{V} = -k_o \overline{gradh} \quad (1.13)$$

où $k_o = k/\mu$ est la perméabilité du sol, dite de Darcy. Les composantes des vitesses sont alors :

$$V_x = -k_o \frac{\partial h}{\partial X}; V_y = -k_o \frac{\partial h}{\partial Y}; V_z = -k_o \frac{\partial h}{\partial Z} \quad (1.14)$$

La vitesse de Darcy est une *vitesse fictive* évaluée comme si l'ensemble de la surface était offerte à l'écoulement, alors que dans la réalité, seule la porosité (n_o) permet la circulation du fluide. La relation entre la vitesse de Darcy avec la vitesse réelle du fluide (V_r) est :

$$V = n_o V_r \quad (1.15)$$

1.2.2 Equation de la surface libre

Un massif du sol, soumis à un écoulement transitoire, est caractérisé par la coexistence de zones d'écoulement en pression et en dépression. La frontière entre ces deux zones, soumise à la pression atmosphérique, constitue la surface libre. Au-dessus de cette surface, la pression interstitielle varie linéairement dans la zone non saturée constituant la frange capillaire. La zone située en-dessous de la surface libre est saturée et en pression (Rezzoug et al. 1999).

1.2.2.1 Equation de la surface libre d'une variation brutale du niveau d'eau

Dans le projet l'AUF (2006), la relation pour déterminer la hauteur de la surface libre (H) dans le massif de la berge sous la variation brutale du niveau d'eau dans la rivière par une crue s'écrit :

$$\frac{\partial^2 H}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial Y^2} = \frac{S}{T_{xx}} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{Q}{T_{xx}} \quad (1.16)$$

où S est le coefficient d'emmagasinement adimensionnel, $T_{xx} = k_o E$ est la transmissivité de la couche aquifère, E est l'épaisseur de la couche perméable, et Q est le débit pompé ou injecté dans l'élément. En condition unidirectionnelle et sans pompage, l'équation (1.16) devient :

$$\frac{\partial^2 H}{\partial X^2} = \frac{S}{T_{xx}} \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{a} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (1.17)$$

où $a = \frac{T_{xx}}{S}$ est appelé coefficient de diffusivité.

La condition initiale $\Delta H(X,0)$ correspond au niveau d'eau horizontal dans le massif à l'instant zéro. La condition à la frontière entre le massif et la rivière $\Delta H(0,t)$ suit la variation brutale du niveau d'eau, et la condition à l'infini du massif correspond au débit nul pour tout temps t . En utilisant la transformation de Boltzman avec le coefficient de diffusion, la solution de la surface libre est définie ci-dessous :

$$\Delta H(X,t) = \Delta H_o \cdot f(\lambda) \quad (1.18)$$

$$H(X,t) = H_o - \Delta H(X,t) \quad (1.19)$$

où ΔH_o est la variation brutale du niveau d'eau et H_o est le niveau d'eau initial, $\lambda = \frac{X}{2\sqrt{at}}$ est la transformation de Boltzman, et $f(\lambda)$ est la fonction complémentaire de la fonction erreur :

$$f(\lambda) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^\lambda e^{-\lambda^2} d\lambda \quad (1.20)$$

1.2.2.2 Equation de la surface libre d'un écoulement cyclique

L'équilibre des rives et des ouvrages est perturbé par les variations cycliques du régime hydraulique engendrées par la marée. Les variations cycliques de pression de l'eau provoquées par la marée peuvent causer des changements importants dans l'état de contraintes, une diminution notable des forces inter-granulaires, et des déformations significatives jusqu'à des ruptures locales ou globales de la structure. Après l'entrée d'eau dans le massif pendant la marée montante (flux ou flot), il apparaît un écoulement sortant à marée descendante (reflux ou jusant). Du fait du débit sortant, les vitesses d'écoulement génèrent des forces de percolation qui peuvent être importantes en pied de talus. Ces forces peuvent altérer la stabilité globale ou locale (glissement, érosion, ou affouillement) d'un massif (Rezzoug et al. 1994).

Soit $H(X, Y, t)$ la côte de la surface libre qui varie en fonction du temps et des positions dans le milieu poreux, on note :

$$Z = H(X, Y, t) \quad (1.21)$$

en utilisant la différentielle totale de Z :

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{\partial H}{\partial X} \frac{dX}{dt} + \frac{\partial H}{\partial Y} \frac{dY}{dt} + \frac{\partial H}{\partial t} \quad (1.22)$$

Avec la relation (1.14), on obtient l'équation du mouvement de la surface libre :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{k_o}{n_o} \left[\frac{\partial H}{\partial X} \frac{dh}{dX} + \frac{\partial H}{\partial Y} \frac{dh}{dY} - \frac{\partial h}{\partial Z} \right] \quad (1.23)$$

En posant l'hypothèse de Dupuit de quasi-verticalité des équipotentiellles, finalement la relation de la hauteur de la surface libre est (Rezzoug, 1994) :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{k_o}{2n_o} \left[\frac{\partial^2 H^2}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 H^2}{\partial Y^2} \right] \quad (1.24)$$

Dans le cas d'un écoulement plan on a :

$$\frac{\partial H(X, t)}{\partial t} = \frac{k_o}{2n_o} \frac{\partial^2 H^2(X, t)}{\partial X^2} \quad (1.25)$$

Dans le cas d'une variation sinusoïdale de la marée de hauteur $H_o(t)$:

$$H_o(t) = H_m + A \sin(\omega t) \quad (1.26)$$

la solution analytique de Alexis, 1987, donne le résultat de la surface libre en milieu homogène et indéformable à tout instant pour un talus vertical comme suit :

$$H^2(X, t) = H_m^2 + \frac{A^2}{2} + 2AH_m e^{-rX} \sin(\omega t - rX) - \frac{A^2}{2} e^{-\sqrt{2}rX} \cos(\omega t - \sqrt{2}rX) \quad (1.27)$$

où : H_m est le niveau d'eau moyen, A est l'amplitude, $\omega = 2\pi/T$ est la pulsation, et T est la période de la marée et r est donné par :

$$r = \sqrt{\frac{\omega}{2C}} \text{ et } C = \frac{k_o H_m}{n_o}$$

Pour $X \rightarrow \infty$, il y a un niveau d'équilibre H_e qui est supérieur au niveau moyen de la marée.

$$H_e = \sqrt{H_m^2 + \frac{A^2}{2}} \quad (1.28)$$

Physiquement, ce résultat peut s'expliquer par le fait que la surface offerte à l'écoulement entrant dans le massif est supérieure à celle offerte à l'écoulement sortant. L'écoulement cyclique est ainsi susceptible de produire une accumulation d'eau dans le massif (Rezzoug et al. 1999).

Dans le cas d'un massif incliné de pente P_o , Rezzoug et al. (1999) a changé le repère (Figure 1.4) :

$$x(t) = X - a(t) \quad (1.29)$$

où $a(t) = H_o(t)/P_o$ est le décalage spatial lié à la pente. Après développement de l'équation (1.25) de Dupuit, finalement on obtient l'équation de la surface libre de la berge inclinée dans le repère relatif (xoz) :

$$\frac{\partial H(x, t)}{\partial t} = \frac{k_o}{2n_o} \frac{\partial^2 H^2(x, t)}{\partial x^2} + \frac{\partial a(t)}{\partial t} \frac{\partial H(x, t)}{\partial x} \quad (1.30)$$

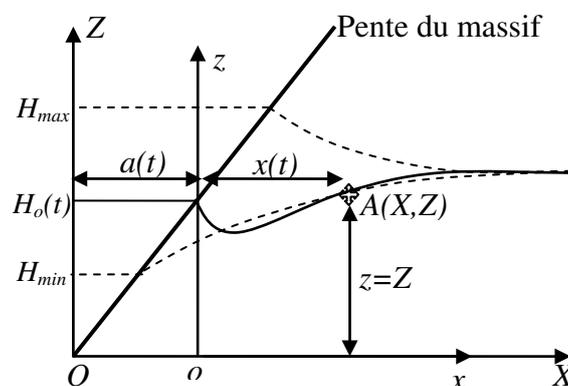


Figure 1.4 : Changement du repère, XOZ (repère fixe), xoz (repère relatif en fonction du temps)

Pour le cas de la marée sinusoïdale, on a :

$$\frac{\partial H(x,t)}{\partial t} = \frac{k_o}{2n_o} \frac{\partial^2 H^2(x,t)}{\partial x^2} + \frac{A\omega}{P_o} \cos(\omega t) \frac{\partial H(x,t)}{\partial x} \quad (1.31)$$

L'équation (1.31) peut se résoudre numériquement avec la discrétisation en différences finies dans l'espace et dans le temps.

1.2.3 Perméabilité et porosité

1.2.3.1 Perméabilité des milieux hétérogènes ou anisotropes

Le comportement hydraulique souterrain dépend principalement de la granulométrie, la forme et l'arrangement des grains (Schneebeili, 1996). La différence de perméabilité dans les différentes directions est due à la structure interne du sol et au processus de dépôt. Les particules de terrain ont tendance, par gravité à se déposer avec leur axe principal à l'horizontale. La perméabilité horizontale globale est donc en général plus grande que la perméabilité verticale.

La perméabilité des terrains stratifiés peut être évaluée à partir des coefficients de perméabilité des strates individuelles et de leurs dimensions géométriques (Figure 1.5).

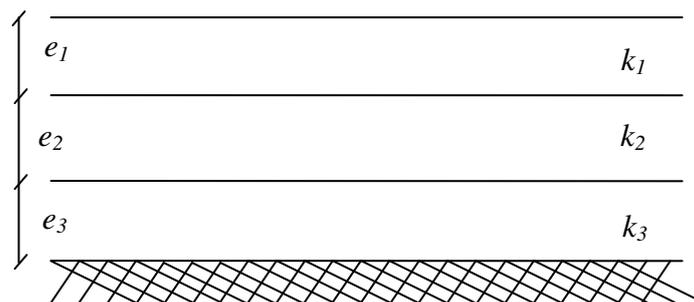


Figure 1.5 Perméabilité d'un dépôt stratifié

En considérant un flux horizontal, les courbes équipotentiels seront alors des droites verticales. Entre deux équipotentiels placées à une distance ΔL et caractérisées par une perte de charge Δh , on peut écrire :

$$Q = \sum_{i=1}^N q_i = \sum_{i=1}^N k_i \frac{\Delta h}{\Delta L} e_i = K_H \frac{\Delta h}{\Delta L} \sum_{i=1}^N e_i \quad (1.32)$$

où N est le nombre de couches traversées par le flux et e_i est l'épaisseur de chaque couche, soit :

$$K_H = \frac{\sum_{i=1}^N k_i e_i}{\sum_{i=1}^N e_i} \quad (1.33)$$

Si au contraire le flux est vertical, entre deux droites de courant distantes de ΔL , le débit est constant alors que la perte de charge est donnée par la somme des pertes de charge dans chacune des strates :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^N \Delta h_i = \sum_{i=1}^N Q \frac{e_i}{k_i} = \frac{1}{K_V} Q \sum_{i=1}^N e_i \quad (1.34)$$

Ainsi

$$K_V = \frac{\sum_{i=1}^N e_i}{\sum_{i=1}^N \frac{e_i}{k_i}} \quad (1.35)$$

Dans le cas d'un problème de filtration plan, l'équation de continuité peut s'écrire alors :

$$K_H \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_V \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} = 0 \quad (1.36)$$

Cette équation peut être transformée en équation de Laplace grâce à un changement de variable :

$$x' = \sqrt{\frac{K_V}{K_H}} x \quad (1.37)$$

Donc l'équation (1.36) devient :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} = 0 \quad (1.38)$$

Le calcul du débit est alors effectué comme dans le cas d'un matériau isotrope, mais avec un coefficient de perméabilité équivalente :

$$K_{eq} = K_V \quad (1.39)$$

1.2.3.2 Porosité du sol

La porosité géométrique (n_o) et l'indice des vides (e) sont liés par les relations suivantes :

$$n_o = \frac{V_v}{V_v + V_g} = \frac{e}{1 + e} \quad (1.40)$$

$$e = \frac{V_v}{V_g} = \frac{n_o}{1 - n_o} \quad (1.41)$$

où V_v est le volume des vides et V_g le volume des grains.

La porosité effective (ε_o) correspond au produit de la porosité géométrique et du degré de saturation (S_o) :

$$\varepsilon_o = n_o S_o = \frac{V_w}{V_v + V_g} \quad (1.42)$$

où le degré de saturation est $S_o = V_w / V_v$, et V_w est le volume occupé par l'eau.

Pour un même sol, la porosité effective à considérer pourra varier assez sensiblement en fonction de ces paramètres qui dépendent eux-mêmes des actions capillaires et de la vitesse du mouvement de la surface libre. Dans le cas du mouvement de la surface libre de l'eau souterraine, la quantité d'eau emmagasinée entre deux positions successives de la surface libre sera variable selon l'humidité résiduelle si la surface libre s'abaisse et selon les occlusions d'air lorsque la surface libre remonte.

1.2.4 Erosion interne du sol

Les écoulements internes dans certains sols peuvent se concentrer et affouiller le sol en donnant des vides ayant l'apparence de trous de renard. Ce phénomène d'érosion se rencontre également quand l'eau s'infiltré dans le sol et percole jusqu'à ce qu'elle rencontre une couche plus imperméable. S'il y a un exutoire tel que l'eau puisse s'écouler latéralement au dessus de la couche imperméable, alors les particules les plus fines du sol perméable peuvent dans certains cas être évacuées. Ceci, en retour, permet un écoulement latéral plus rapide d'où accélération de l'érosion et la formation d'un trou de renard qui peut s'agrandir petit à petit et se transformer en ravin d'effondrement par rupture du toit du renard. L'action érodante de l'eau sur les sols se déroule en deux étapes distinctes : l'une consiste à détacher les grains de la masse du sol, l'autre consiste à les transporter en son sein et dans sa propre direction (Pierre, 1986).

Selon Bendahmane et al. (2004) deux principaux phénomènes d'érosion interne sont notés. Le phénomène de renard qui provoque un arrachage régressif des particules de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont, jusqu'à la formation d'un conduit continu. L'évolution granulométrique du sol produit donc une augmentation de la perméabilité. Le phénomène de suffusion se traduit par une redistribution interne des particules fines dans le sol. La granulométrie globale du sol ne change pas, par contre la perméabilité diminue. Cette redistribution des particules provoque une surpression localisée en aval de l'écoulement et peut engendrer un glissement de sol.

Les approches pour estimer l'initiation et le développement de l'érosion interne sont basées sur l'étude granulométrique des matériaux ou sur l'évaluation du gradient hydraulique critique d'érosion. Celui-ci est fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique, de la perméabilité intrinsèque, de la porosité ou de la courbe granulométrique (Bendahmane et al., 2004).

L'érosion interne du sol peut induire une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du milieu (Bendahmane, 2005). Il existe un premier seuil de gradient hydraulique pour la suffusion d'une fraction de l'argile qui diminue la perméabilité du sol, et ensuite un second seuil pour le renard où la migration d'argile s'accompagne de l'érosion régressive de sable.

Une étude expérimentale de l'érosion interne d'un sol non cohésif (Marot et al. 2010) a montré que la migration des particules fines en amont (partie inférieure de l'échantillon) introduit une diminution de la densité du sol et un tassement. Un colmatage par entrainement des particules augmente la pression interstitielle locale avant d'initialiser une instabilité locale de l'échantillon.

1.3 Rappels de mécanique des Sols

1.3.1 Action de l'eau interstitielle

Le principe de Terzaghi décompose les contraintes totales (σ) appliquées au complexe solide-liquide en contraintes effectives (σ') et pression interstitielle (u) :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.43)$$

Dans un massif poreux dans lequel l'eau interstitielle est en mouvement, l'élément de volume unité est soumis aux forces de volume suivantes (Schneebeli, 1996) :

- les forces de pesanteur : $-\gamma_{sat} \overline{gradZ}$,
- la force de volume constante : $\gamma_w \overline{gradZ}$ (pression interstitielle)
- la force de volume variable en fonction de l'écoulement : $-\gamma_w \overline{gradH}$ (pression de courant) dirigée dans le sens de la vitesse de filtration si le milieu est isotrope.

Physiquement la pression de courant correspond au frottement visqueux de l'eau sur les grains solides. L'écoulement, freiné par le milieu poreux, transmet à ce dernier des efforts mécaniques.

Les pressions interstitielles sont hydrostatiques s'il n'y a pas d'écoulement ou la nappe phréatique est horizontale, et le niveau d'eau mesuré dans un piézomètre dans la zone de saturation coïncidera avec la nappe phréatique. Dans ce contexte, la pression interstitielle égale à :

$$u = \gamma_w h_w \quad (1.44)$$

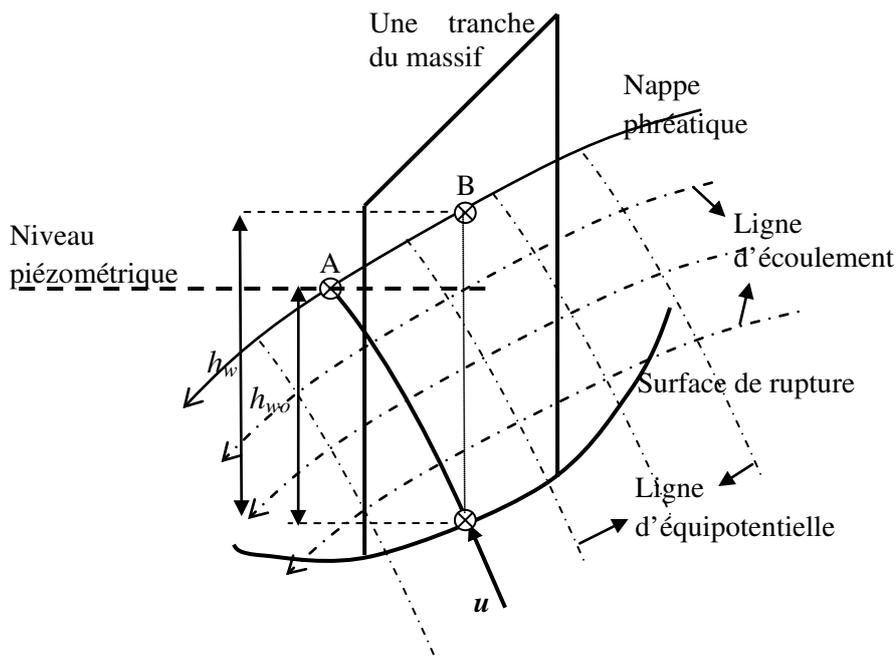


Figure 1.6 : Réseau d'écoulement et pression interstitielle

Connaissant le réseau d'écoulement dans le massif, la pression interstitielle en un point est calculée suivant la ligne équipotentielle passant par ce point par (Figure 1.6) :

$$u = \gamma_w h_{wo} \quad (1.45)$$

où h_{wo} est la hauteur piézométrique.

1.3.2 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement (τ) du sol saturé peut être décrite par le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (1.46)$$

où c' est la cohésion effective, σ est la contrainte totale normale, u est la pression interstitielle, et φ' est l'angle de frottement interne effectif.

Dans la partie du massif au-dessus du niveau de la nappe phréatique, les sols sont insaturés, les pores sont remplis d'eau et d'air, et pression d'eau interstitielle est négative. La différence entre la pression d'air (u_a) et la pression de l'eau (u_w) dans les pores représente la succion matricielle. L'augmentation de la résistance au cisaillement due à une augmentation de la succion matricielle (ψ) est présentée par l'angle (φ_b). Le critère de Mohr-Coulomb devient (Fredlund et Rahardjo 1993) :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi_b = c_a + (\sigma - u_a) \tan \varphi' \quad (1.47)$$

où $(\sigma - u_a)$ est la contrainte normale effective sur le plan de rupture. La valeur de φ_b est généralement comprise entre 10° et 20° , et augmente avec le degré de saturation. Il atteint une valeur maximale de φ' dans des conditions saturées. Les effets de la succion matricielle sur la résistance au cisaillement sont reflétés dans la cohésion apparente c_a (Fredlund et Rahardjo 1993).

$$c_a = c' + (u_a - u_w) \tan \varphi_b = c' + \psi \tan \varphi_b \quad (1.48)$$

La pression interstitielle négative et la succion matricielle dans la zone non saturée améliorent la cohésion apparente au-dessus de la cohésion effective, et donc, augmente la résistance au cisaillement dans cette zone.

Dans le cas de sol côtiers à l'état humide, la teneur en sel ne modifie pas les caractéristiques mécaniques du sol. Par contre, la présence de sodium dans le sol de faible humidité diminue la cohésion intra-particulaire du système. Le comportement différent des massifs « secs », sol sans salinisation et sol sodique, s'explique par une plus forte déformabilité des agrégats sodiques, et une augmentation des surfaces de contact inter-agrégats lors de l'élaboration des massifs, surtout lorsqu'ils sont préparés aux fortes humidités (Sigala et al., 1989).

1.4 Stabilité des massifs au glissement

1.4.1 Caractéristiques des glissements de talus

1.4.1.1 Les glissements du terrain

Les glissements d'un massif se produisent généralement dans des matériaux meubles (des sols) ou des massifs rocheux fracturés ou altérés. Ils se manifestent par le déplacement d'une masse de matériau le long d'une (ou plusieurs) surface(s) de rupture. Les formations complexes donnent généralement lieu à des surfaces de rupture qui suivent les contacts entre couches ou qui se développent au sein de zones de plus faible résistance. Les facteurs déclenchants sont généralement (Flageollet 1988):

- les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles, etc.) ;
- les terrassements ;
- l'érosion naturelle (ruissellements, érosions de berges) ;
- les accélérations produites par des séismes.

1.4.1.2 Conditions hydrauliques

Les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre des couches de terrain situées bien en amont. Certains éléments sont de première importance (Gilles et Pierre 1998):

- les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements ;
- l'alimentation hydraulique du site ; des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptibles d'exister et il est alors intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement ;
- l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.
- les forces de frottements par d'écoulement sur la facette et dans les milieux poreux du massif.

1.4.1.3 Modes de rupture

D'après (Flageollet 1988), les modes de rupture des berges sont de quatre types (Figure 1.7) :

- rupture en rotation,
- rupture plane inclinée,
- rupture plane verticale, et
- rupture par blocks.

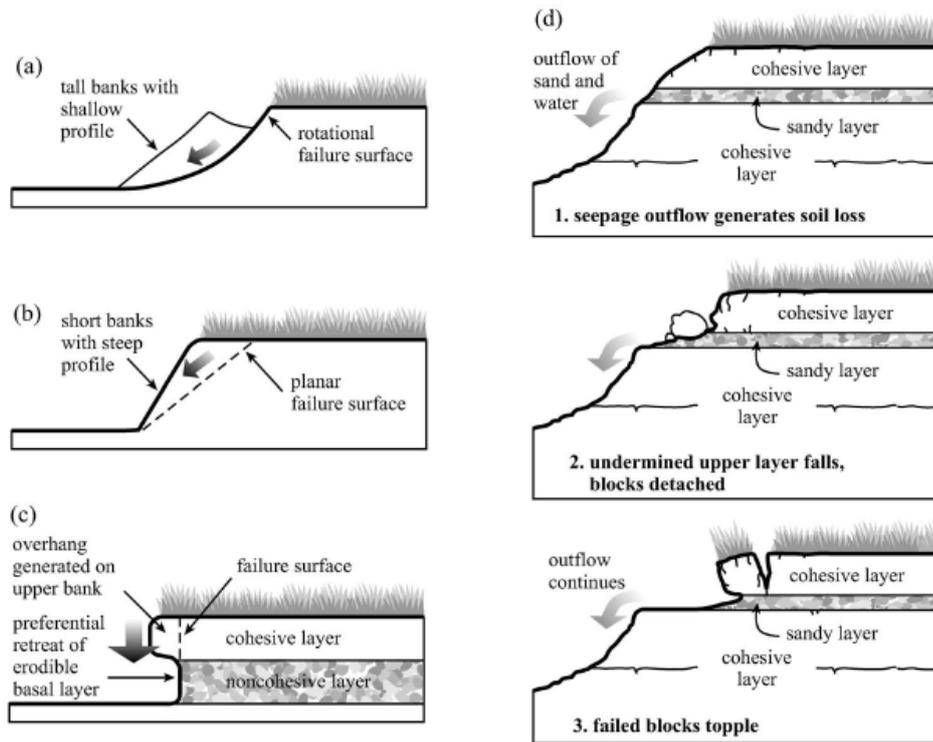


Figure 1.7 : Modes de rupture : (a) rotation ; (b) plan incliné ; (c) plan vertical ; (d) blocks

1.4.2 Méthodes de calcul de la stabilité du massif

Les méthodes numériques de calcul de la stabilité des massifs de sols sont très nombreuses et utilisent différentes approches : équilibre limite, calculs en déplacements, analyse limite... Elles considèrent toutes les concepts de la plasticité avec des modèles qui peuvent être relativement sophistiqués.

Ayant fait un choix initial d'adopter les méthodes simples, nous n'évoquons ici que les méthodes traditionnelles des tranches, utilisées extensivement par la suite et celle des éléments finis à des fins de validation

1.4.2.1 Méthodes des tranches

La méthode de Bishop, permet de modéliser des talus à géométrie complexe, comportant plusieurs couches de sol avec des conditions hydrauliques variées. Elle repose sur les hypothèses suivantes :

- la surface de rupture est un cylindre à section circulaire,
- le sol a un comportement rigide-plastique,
- le critère de rupture est celui de Mohr-Coulomb,
- les efforts verticaux inter-tranches sont négligés,
- le coefficient de sécurité F_s est constant tout le long de la surface de rupture.

L'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant l'équilibre des forces verticales appliquées à chaque tranche et l'équilibre global des moments.

Comme la méthode de Bishop, la méthode simplifiée de Janbu suppose qu'il n'y a pas de forces de cisaillement inter-tranches et utilise l'équilibre des forces verticales pour chaque tranche et l'équilibre global des forces horizontales pour la masse entière.

La méthode ordinaire des tranches ou de Fellenius suppose que la résultante des forces inter-tranches pour toutes les tranches est inclinée d'un angle qui est parallèle à la base de la tranche. Elle utilise l'équilibre des forces perpendiculaires à la base de chaque tranche et l'équilibre des moments autour du centre de la surface circulaire de rupture.

Dans certains cas, en haut de talus une surface de rupture verticale rectiligne se raccorde au cercle au niveau de l'ordonnée du centre de celui-ci (Figure 1.8) (TERRASOL, 2005).

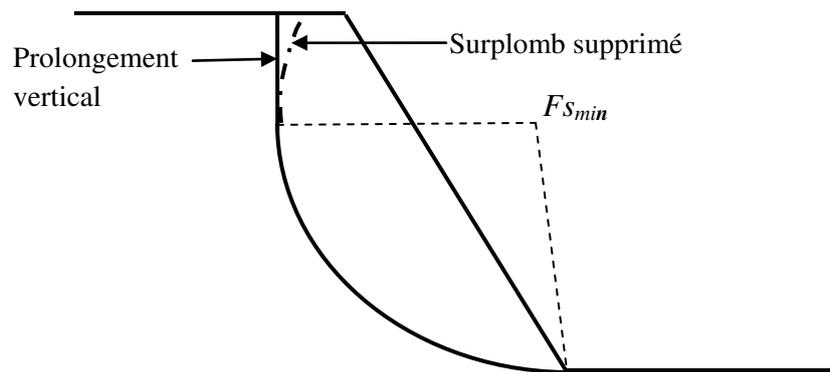


Figure 1.8 : Surface de rupture mixte

Dans ce cas pour la partie verticale de la rupture, la contrainte effective est :

- pour la méthode de Fellenius : $\sigma' = 0 \Rightarrow \tau_r = c'$
- pour la méthode de Bishop : $\sigma' = \sigma'_{\min}$
 - o Si $\varphi' \neq 0 \Rightarrow \sigma'_{\min} = -\frac{c'}{\tan \varphi'} \Rightarrow \tau_{\max} = 0$
 - o Si $\varphi' = 0 \Rightarrow \tau_{\max} = c'$

En condition non drainée, l'expression du coefficient de sécurité par la méthode de Bishop pour une tranche de profondeur L et de largeur b s'écrit (Marot et al. 2003 et 2005) :

$$F_s = \frac{c_u L \frac{b}{\cos \alpha}}{W \sin \alpha - \Delta f \cos \alpha + P \sin(\alpha - \theta)} \quad (1.49)$$

$$\Delta f = f_i - f_{i+1} \quad (1.50)$$

ou Δf est la composante horizontale des forces inter-tranches ; f_i et f_{i+1} sont les composantes horizontales des forces exercées sur la tranche i par les tranches voisins ; c_u est la cohésion non drainée du sol ; W est le poids de la tranche ; α est l'inclinaison de la surface inférieure de la tranche ; et θ est l'inclinaison de la surface supérieure de la tranche (Figure 1.9).

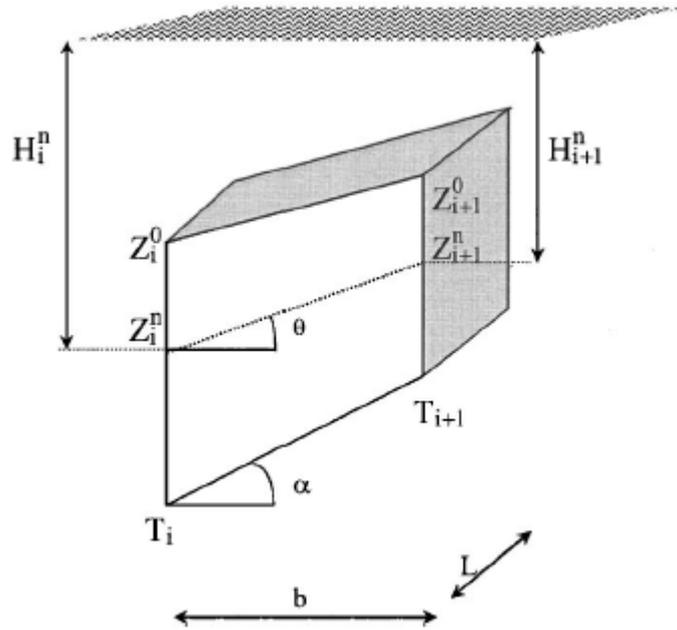
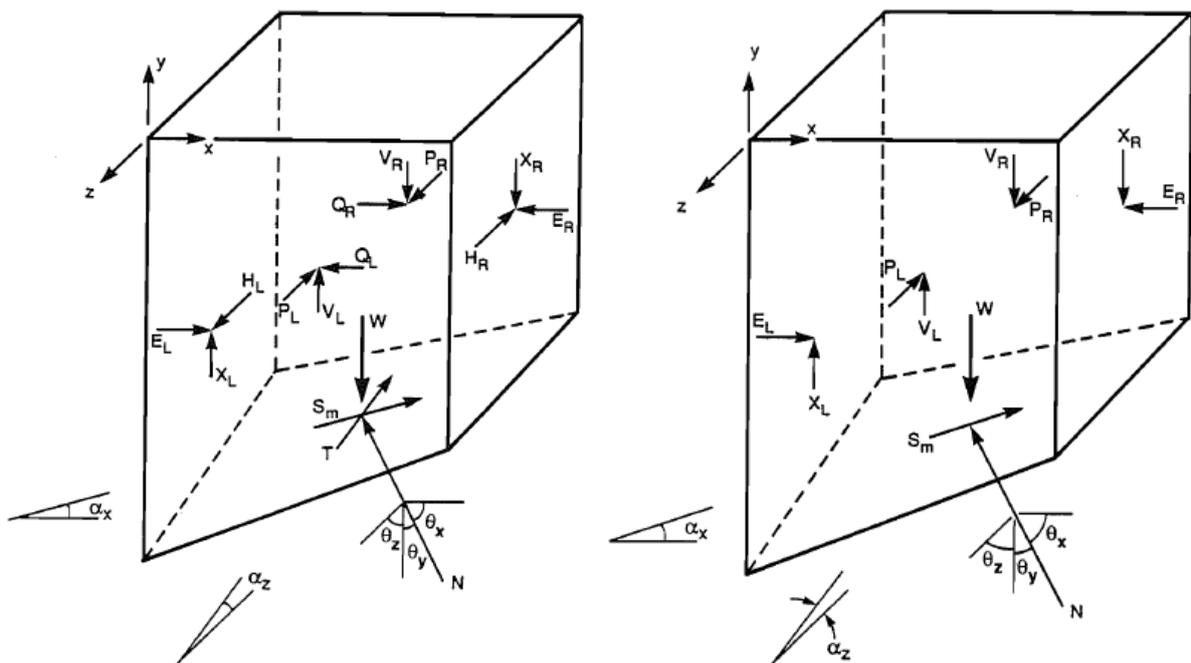


Figure 1.9 : Notations pour une tranche (Marot et al. 2005)

Lam et Fredlund (1993) ont présenté un modèle généralisé utilisant la méthode des colonnes pour analyser la stabilité de talus en 3D en considérant diverses directions des forces résultantes entre les colonnes (Figure 1.10A). En total il y a $12nm+2$ inconnues et $4nm+2$ équations où n et m sont le nombre de colonnes dans la direction x et z respectivement. Pour réduire le nombre d'inconnues, les hypothèses suivantes peuvent être faites :

- la force normale sur la base d'une colonne est appliquée au milieu de celle-ci,
- les forces de cisaillement sur chaque face sont fonction de la force normale sur celle-ci.



A. Forces autour d'une colonne avant simplification B. Forces autour d'une colonne après simplification

Figure 1.10 : Forces autour d'une colonne (Lam et Fredlund 1993)

En conséquence, le nombre d'inconnues restant est de $4nm+7$. Enfin, en négligeant les faibles valeurs des forces inter colonnes H , Q et T (Figure 1.10B), on réduit le nombre d'inconnues à $4nm+4$. Pour compléter le système d'équation, on ajoute deux conditions supplémentaires sur le calcul des facteurs de sécurité et on résout par une méthode itérative.

1.4.2.2 Rupture plane

Un mécanisme de rupture plane peut se rencontrer pour une berge de faible hauteur avec un profil escarpé et composée de sédiments cohésifs, avec une possible fissure du sol en surface. Une méthode analytique pour estimer l'angle du plan de rupture et la profondeur de la fissure en surface a été développée (Taghavi et al. 2010). A l'aide des combinaisons de données sur les terrains et en laboratoire, une série de courbes empiriques pour estimer la profondeur de la fissure du sol en surface a été créée. La stabilité de la berge et l'angle de rupture plane critique peuvent être déterminés directement en évitant la recherche par itérations.

1.4.2.3 Méthodes aux éléments finis

Les calculs des massifs de sols par éléments finis considèrent des modèles élasto-plastiques de sophistication très variable et résolvent le plus souvent les équations de la mécanique par la méthode des déplacements.

Dans certains cas, comme avec le programme Plaxis (Brinkgreve 2002), afin de se rapprocher des méthodes plus traditionnelles, on définit le facteur de sécurité par le quotient entre les caractéristiques réelles (c, φ) de résistance du sol et des caractéristiques fictives réduites (c_{red}, φ_{red}). Ces dernières sont obtenues en diminuant virtuellement les premières jusqu'à obtention d'un mécanisme de rupture qui se traduit par l'amplification des déplacements et des déformations.

1.4.3 Erosion et stabilité

L'évolution de la géométrie de la berge implique souvent des combinaisons de l'érosion fluviale et du glissement du massif. Darby et al. (2007) ont couplé un modèle d'érosion superficielle avec une étude de l'écoulement par éléments finis et le calcul de la stabilité par la méthode d'équilibre limite (Figure 1.11). Ils ont simulé le cas d'une variation du niveau d'eau pendant un pic. Ils ont montré le rôle important de l'érosion fluviale par création de surplombs et son effet sur la stabilité des berges par l'évolution de la pression interstitielle.

Une autre étude prenant en compte l'écoulement dans la rivière par un modèle d'érosion couplé avec un calcul de stabilité en rupture plane a été développé par Simon et al. (2006 et 2010) dans le programme BSTEM 5.2. Ils montrent que l'érosion d'un sol non cohésif sur le pied de la berge affecte principalement la stabilité globale du massif.

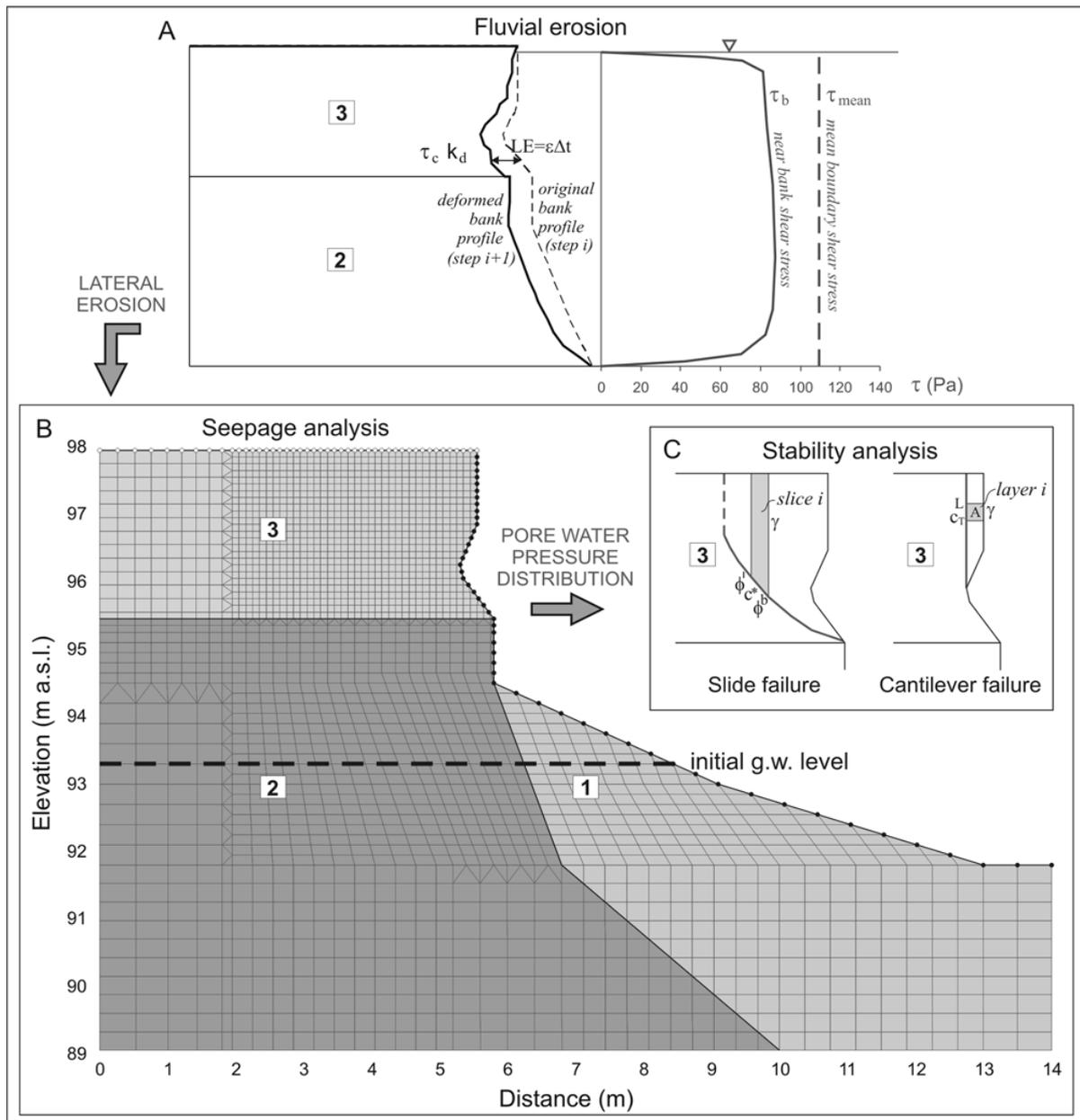


Figure 1.11 : Couplage de l'érosion, de l'écoulement et de la stabilité de la berge (Darby et al. 2007)

1.5 Conclusion du chapitre 1

L'étude bibliographique montre la complexité et le couplage des phénomènes externes et internes agissant sur la stabilité de la berge et la diversité des méthodes de calcul disponibles. On se limitera dans la suite aux phénomènes d'érosion superficielle, de variation du niveau d'eau à l'extérieur et à l'intérieur de la berge et de glissement de celle-ci. Les modèles adoptés pour chaque phénomène seront choisis relativement simples mais couplés à l'intérieur d'un seul programme de calcul, dans un but d'utilisation pratique. Ensuite, on validera les modèles adoptés par comparaison avec des modèles plus sophistiqués et des mesures sur le terrain.

CHAPITRE 2 : CALCULS HYDRAULIQUES

Dans ce chapitre on présente la méthode numérique adoptée pour simuler la variation spatio-temporelle de la surface libre dans le sol constituant la berge, sous l'effet de la marée, en adoptant le modèle d'écoulement de Dupuit. Une comparaison a été faite avec la solution analytique pour une berge verticale et la solution numérique développée par Rezzoug (1994) pour des berges inclinées. Ensuite, on a fait varier les paramètres du sol et de la géométrie de la berge pour étudier la variation cyclique de la surface libre dans le sol.

2.1 Résolutions numériques de la surface libre dans le massif

2.1.1 Algorithme de calcul la surface libre de Dupuit

Dans son modèle, Dupuit (1863) a supposé que dans un massif homogène et isotrope la charge hydraulique est constante sur une verticale et égale à la cote de la surface libre. Le sol est considéré saturé en dessous de la surface libre et la pression atmosphérique règne au dessus de celle-ci. Le modèle conduit aux propriétés suivantes :

- les lignes de courant sont horizontales,
- le gradient hydraulique est constant le long d'une verticale,
- la vitesse est constante le long de la verticale,
- sur le talus la surface libre rejoint le niveau d'eau dans la rivière (absence de ruissellement).

Le modèle de Dupuit en régime transitoire conduit à l'équation unidimensionnelle non linéaire suivante de la surface libre (Figure 2.1) :

$$\frac{\partial H(X,t)}{\partial t} = \frac{k_o}{2n_o} \frac{\partial^2 H^2(X,t)}{\partial X^2} \quad (2.1)$$

où k_o et n_o sont la perméabilité et la porosité du massif respectivement, et $H(X, t)$ est la hauteur de la surface libre à l'abscisse X à l'instant t .

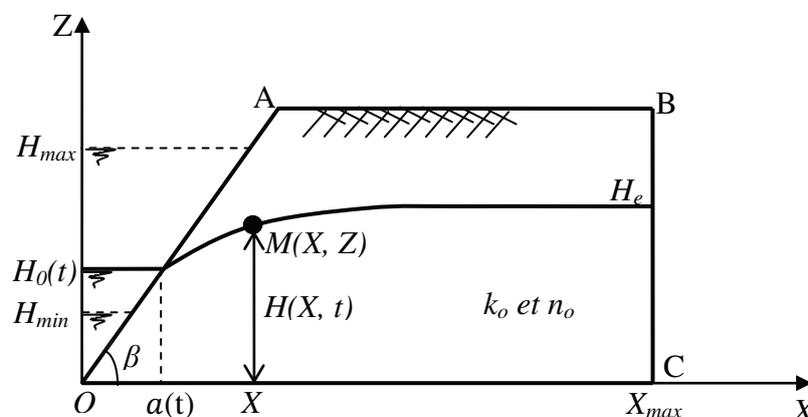


Figure 2.1 : Surface libre et notations

Pour la discrétisation de cette équation, on utilise la série de Taylor qui s'écrit sous sa forme générale :

$$G(X + \Delta X) = G(X) + \Delta X \frac{\partial G(X)}{\partial X} + \frac{\Delta X^2}{2} \frac{\partial^2 G(X)}{\partial X^2} + \dots + \frac{\Delta X^n}{n!} \frac{\partial^n G(X)}{\partial X^n} \quad (2.2)$$

Le schéma centré aux différences finies d'ordre deux pour approximer la dérivée seconde est (Goncalvès, 2005) :

$$\frac{\partial^2 G(X)}{\partial X^2} = \frac{G(X + \Delta X) - 2G(X) + G(X - \Delta X)}{\Delta X^2} + Err(\Delta X^2) \quad (2.3)$$

En remplaçant $G(X) = H^2(X, t)$ dans l'équation (2.3), on a :

$$\frac{\partial^2 H^2(X, t)}{\partial X^2} = \frac{H^2(X + \Delta X, t) - 2H^2(X, t) + H^2(X - \Delta X, t)}{\Delta X^2} \quad (2.4)$$

En utilisant le schéma explicite et décentré avant aux différences finies d'ordre 1 pour approximer la dérivée temporelle, finalement la forme discrétisée de l'équation (2.1) est :

$$\frac{H(X, t + \Delta t) - H(X, t)}{\Delta t} = \frac{k_o}{2n_o} \frac{H^2(X + \Delta X, t) - 2H^2(X, t) + H^2(X - \Delta X, t)}{\Delta X^2} \quad (2.5)$$

ou sous la forme indicée avec la notation $H_{i+1, j+1} = H(X_i + \Delta X, t_j + \Delta t)$:

$$\frac{H_{i, j+1} - H_{i, j}}{\Delta t} = \frac{k_o}{2n_o} \frac{H_{i+1, j}^2 - 2H_{i, j}^2 + H_{i-1, j}^2}{\Delta X^2} \quad (2.6)$$

Soit :

$$H_{i, j+1} = H_{i, j} + K \left[H_{i+1, j}^2 - 2H_{i, j}^2 + H_{i-1, j}^2 \right] \quad (2.7)$$

où $K = \frac{k_o}{2n_o} \frac{\Delta t}{\Delta X^2}$ est un coefficient qui doit être inférieur à une valeur (K_{max}) pour obtenir la stabilité de calcul numérique. Finalement on obtient :

$$H_{i, j+1} = f(H_{i-1, j}, H_{i, j}, H_{i+1, j}) \quad (2.8)$$

où $H_{i, j+1}$ est la hauteur de surface libre en position X_i dans le massif à l'instant $t_j + \Delta t$ qui est fonction de la hauteur de surface libre à l'instant antérieur t_j aux abscisses X_{i-1} , X_i et X_{i+1} .

La condition initiale de calcul sur la surface libre dans le massif, $H(X, t=0)$, est supposée constante arbitrairement dans la plupart des cas ou bien connue suite à des mesures.

La condition sur la limite latérale le long de la berge (OA) d'abscisse $X = a(t)$, suit la variation du niveau d'eau dans la rivière en fonction du temps sous effet de la marée.

$$H(a(t), t) = H_o(t) \quad (2.9)$$

Dans le cas général à partir de la condition (2.9), la surface libre sera calculée dans le domaine $X > a(t)$.

Quand il y a variation rapide du niveau d'eau sur une berge peu inclinée sur laquelle $\Delta a(t) = a(t) - a(t - \Delta t) > \Delta X$, la surface libre dans le sol sous la berge ne suit pas le niveau d'eau dans la rivière et présente une forme de lentille (ANNEXE 1). Dans ce cas, la surface libre sera calculée à partir de l'abscisse $X > a(t - \Delta t)$ et la portion de berge d'abscisse : $a(t - \Delta t) < X < a(t)$ se trouve submergée. Ce cas se produit en particulier lors d'une berge totalement submergée à surface supérieure horizontale. Dans ces situations, à l'écoulement latéral traité ci-dessus, il faut ajouter une infiltration verticale (ANNEXE 2).

La condition latérale à « l'infini » du massif (BC) correspond à une asymptote de surface libre horizontale :

$$H(X_{\max}, t) = H(X_{\max} - \Delta X, t) \quad (2.10)$$

Cette condition est équivalente à une vitesse d'écoulement nulle sur cette frontière.

Dans le cas d'une variation périodique de la marée, les calculs sont effectués en simulant des cycles de marée jusqu'à obtention de la périodicité de la surface libre dans le massif (au bout de n cycles). La précision est définie par le décalage de deux profils calculés au même instant sur deux cycles successifs de marée. Les différents critères de précision sont discutés dans le paragraphe suivant.

Pour limiter l'espace mémoire occupé par le processus itératif de convergence ci-dessus, on ne conserve au cours de celui-ci que les résultats des deux derniers cycles de marée.

La Figure 2.2 présente l'algorithme de calcul la variation de la surface libre qui est développé dans le programme MEstab.

2.1.2 Choix des paramètres numériques et validation de la méthode

2.1.2.1 Choix des pas de temps et d'espace

Les paramètres numériques (ΔX et Δt) doivent vérifier non seulement la condition de convergence et de stabilité des calculs, mais aussi conduire à un temps de calcul satisfaisant.

La stabilité des calculs, c'est la propriété qui assure que la différence entre la solution numérique obtenue et la solution exacte des équations discrétisées est bornée. La convergence, c'est la propriété qui assure que la solution numérique tend vers la solution exacte des équations continues (Goncalvès, 2005).

A partir de la condition de stabilité CFL (Courant, Friedrichs et Lewy, 1928), pour des problèmes d'évolution temporelle, les calculs sont stables à condition que le pas de temps soit inférieur à une certaine valeur critique fonction du pas d'espace.

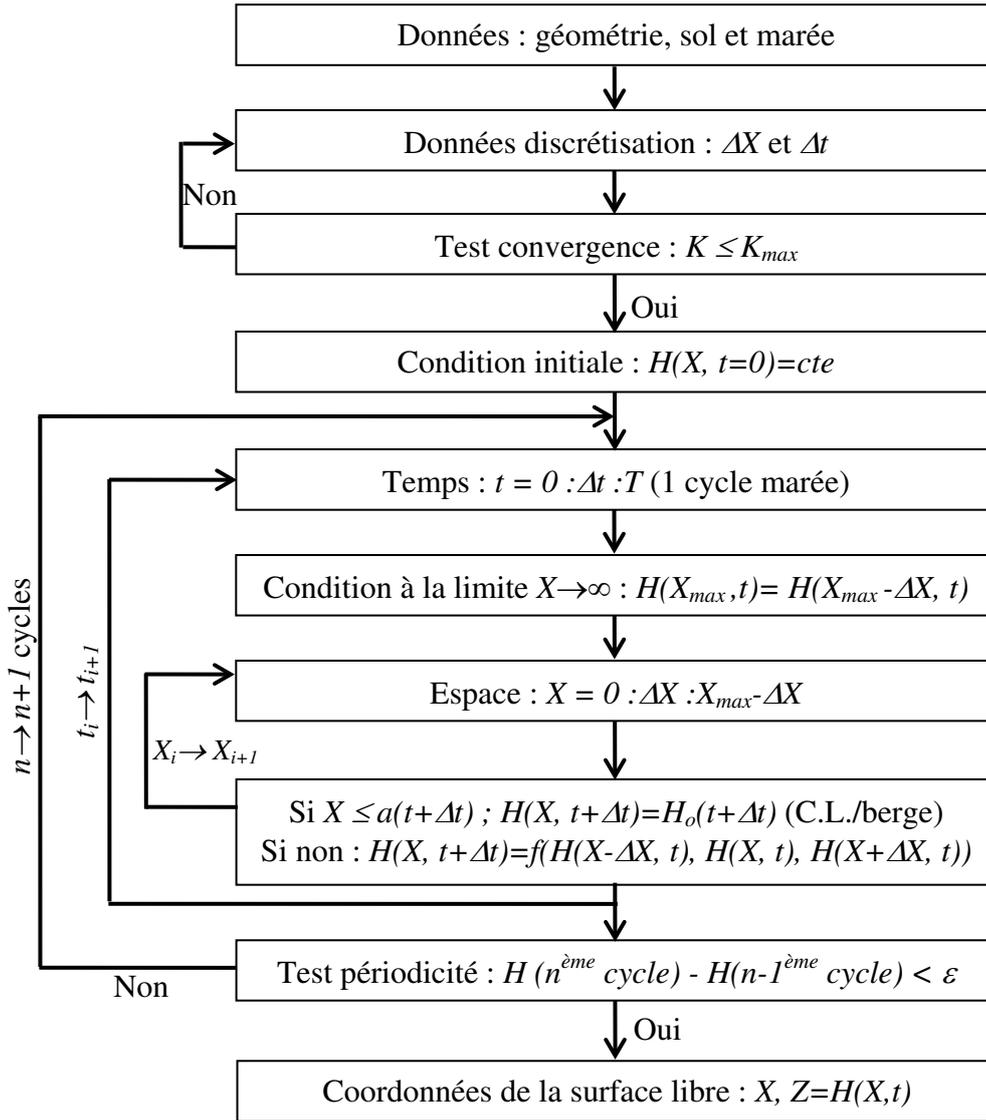


Figure 2.2 : Algorithme de calcul la surface libre dans le massif (marée périodique)

Par l'analyse de stabilité de Thomann et Szlewszyck (S.S.H.N.A. 1982), la condition nécessaire dans l'application à notre problème est :

$$K = \frac{k_o}{2n_o} \frac{\Delta t}{\Delta X^2} \leq \frac{1}{4A} \quad (2.11)$$

On a trouvé que cette condition n'est pas suffisante pour obtenir la stabilité des calculs dans le cas présent. Si K_{max} est une valeur critique pour obtenir la stabilité de calcul, on a :

$$\frac{k_o}{2n_o} \frac{\Delta t}{\Delta X^2} \leq K_{max} \quad (2.12)$$

Soit :

$$\Delta t \leq K_{max} \frac{2n_o}{k_o} \Delta X^2 \quad (2.13)$$

Après avoir testé plusieurs valeurs de ΔX et Δt , avec plusieurs paramètres du sol, on obtient les valeurs critiques pour obtenir la stabilité de calcul comme présenté dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Valeurs critiques K_{max} pour différents paramètres physiques et numériques

$k_o(m/s)$	n_o	$\beta (^{\circ})$	$\Delta X_{min}(m)$	$\Delta t_{max}(s)$	$K_{max}(1/m)$
10^{-4}	0.35	45	0.25	12.1	0.0277
10^{-4}	0.35	45	0.2	7.7	0.0275
10^{-4}	0.35	90	0.25	12.4	0.0283
10^{-4}	0.35	90	0.2	7.8	0.0283
10^{-5}	0.35	45	0.1	19.4	0.0277
10^{-5}	0.35	90	0.1	20	0.0286
10^{-6}	0.35	45	0.1	19.7	0.0281
10^{-6}	0.35	45	0.08	125.5	0.0280
10^{-6}	0.35	45	0.05	48.7	0.0278
10^{-6}	0.35	45	0.04	30.8	0.0275
10^{-6}	0.35	90	0.1	214	0.0306
10^{-6}	0.35	90	0.08	135	0.0299
10^{-6}	0.35	90	0.05	51	0.0291
10^{-6}	0.35	90	0.04	32	0.0286

On voit que les valeurs de K_{max} sont pratiquement constantes avec les différents paramètres; par la suite on prendra $K_{max}=0.0275$. En prenant l'incrément de l'espace $\Delta X=0.1m$, qui est une valeur suffisamment petite comparée à la dimension du domaine géométrique $X_{max}=25m$, on peut exprimer l'incrément de temps critique (Δt) :

$$\Delta t \leq 5.5 \frac{n_o}{k_o} 10^{-4} s \quad (2.14)$$

Comme exemple, on considère le cas de la berge verticale et du massif isotrope avec le coefficient de perméabilité $k_o=10^{-5}m/s$ et la porosité $n_o=0.35$. Avec ces valeurs, l'incrément du temps $\Delta t=18s$ vérifie la condition (2.14).

2.1.2.2 Tests de convergence

Sur le même exemple on considère une marée $H_o(t)$ sinusoïdale :

$$H_o(t) = H_m + A.\sin(\omega t) \quad (2.15)$$

avec : $2A=3m$; $\omega = \frac{2\pi}{T}$; $T=12h$ et $H_m = 8m$ (AUF, 2006 ; Ho, 2008).

La condition aux limites sur la berge verticale suit la variation de la marée :

$$H(X = 0, t) = H_o(t) = H_m + A.\sin(\omega t) \quad (2.16)$$

On recherche une variation périodique de la surface libre dans le massif en minimisant l'écart des profils de surface libre entre deux cycles de marée successifs et on compare les niveaux

d'équilibre H_e trouvés par la solution numérique pour $X=X_{max}$ avec le niveau d'équilibre calculé par la solution analytique proposée par Alexis, 1987 :

$$H_e = \sqrt{H_m^2 + \frac{A^2}{2}} = 8.070m \quad (2.17)$$

Les différents critères de convergence testés pour l'obtention d'une variation périodique de la surface libre sont présentés dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Différents critères de convergence testés

No critère	Critère de convergence
$N^o 1$	$\max_{i,j} H_{i,j+nT} - H_{i,j+(n-1)T} < 0.01m$
$N^o 2$	$\max_{i,j} H_{i,j+nT} - H_{i,j+(n-1)T} < 0.001m$
$N^o 3$	$\max_j \left[\sum_i H_{i,j+nT} - H_{i,j+(n-1)T} \right] < 0.01m$
$N^o 4$	$\max_j \left[\sum_i H_{i,j+nT} - H_{i,j+(n-1)T} \right] < 0.001m$

Les résultats présentés dans le Tableau 2.3 montrent que les conditions des critères $N^o 1$ et $N^o 2$ sont insuffisantes, car les niveaux H_e d'équilibre atteints sont différents de la solution analytique ($H_e=8.07m$).

Tableau 2.3 : Niveau d'eau d'équilibre et nombre de cycles de marée pour différents conditions de calcul numérique (paroi verticale)

$k(m/s)$	No critère	$H(X, t=0)$	$H_e (m)$	Nombre de cycle
10^{-5}	$N^o 1$	8	8.000	3
10^{-5}	$N^o 1$	8.5	8.321	21
10^{-5}	$N^o 2$	8	8.044	29
10^{-5}	$N^o 2$	8.5	8.096	79
10^{-5}	$N^o 3$	8	8.069	100
10^{-5}	$N^o 3$	8.5	8.072	150
10^{-6}	$N^o 3$	8	8.054	437
10^{-6}	$N^o 3$	8.5	8.086	897
10^{-5}	$N^o 4$	8	8.070	159
10^{-5}	$N^o 4$	8.5	8.070	209
10^{-6}	$N^o 4$	8	8.069	1025
10^{-6}	$N^o 4$	8.5	8.072	1484

La Figure 2.3 montre la vitesse de convergence de la surface libre à l'abscisse X_{max} , vers la solution analytique H_e . On observe que les critères $N^o 3$ et $N^o 4$ sont acceptables. On note que la convergence est plus rapide quand la perméabilité du sol est plus grande. En outre, les

profils de surface libre obtenus par les deux derniers critères coïncident pratiquement avec la courbe analytique (Figure 2.4).

Cependant le nombre de cycles et le temps de calcul avec le critère $N^{\circ}4$ sont trop grands quand la valeur de perméabilité du sol est petite ($k=10^{-6}m/s$). En conclusion, on adopte le critère $N^{\circ}3$ qui conduit une précision suffisante avec un nombre de cycles et un temps de calcul acceptables. On note également que si la condition initiale $H(X, t=0)$ est plus proche du niveau d'équilibre (H_e) dans le sol, le nombre de cycles de calcul est plus petit aussi.

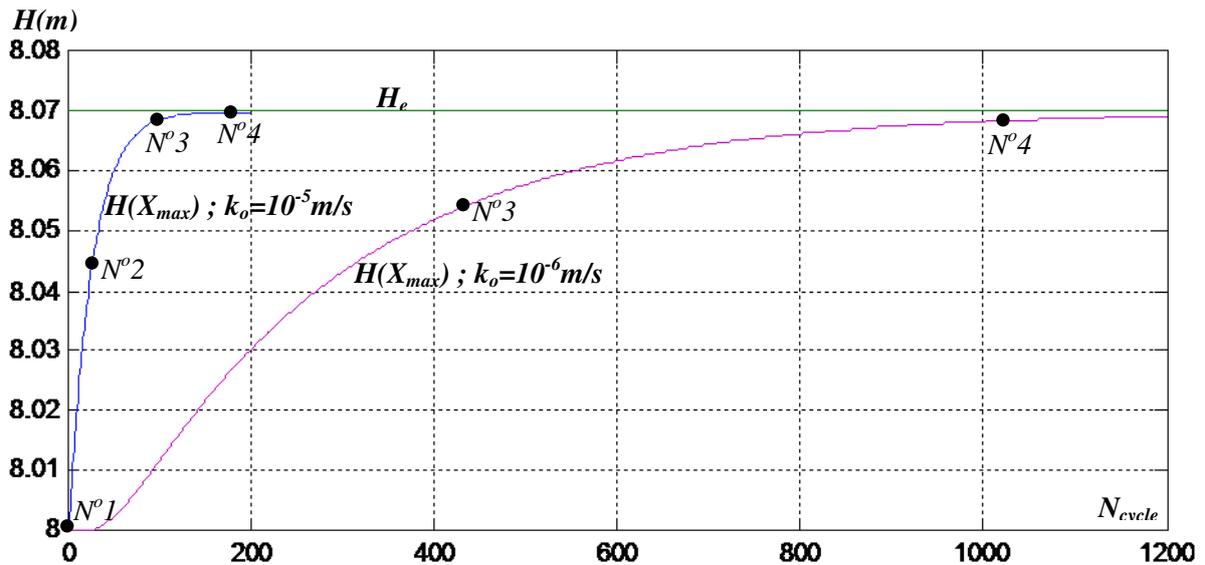


Figure 2.3 : Convergence de $H(X_{max})$, comparaison entre la perméabilité $k_0=10^{-5}m/s$ et $k_0=10^{-6}m/s$

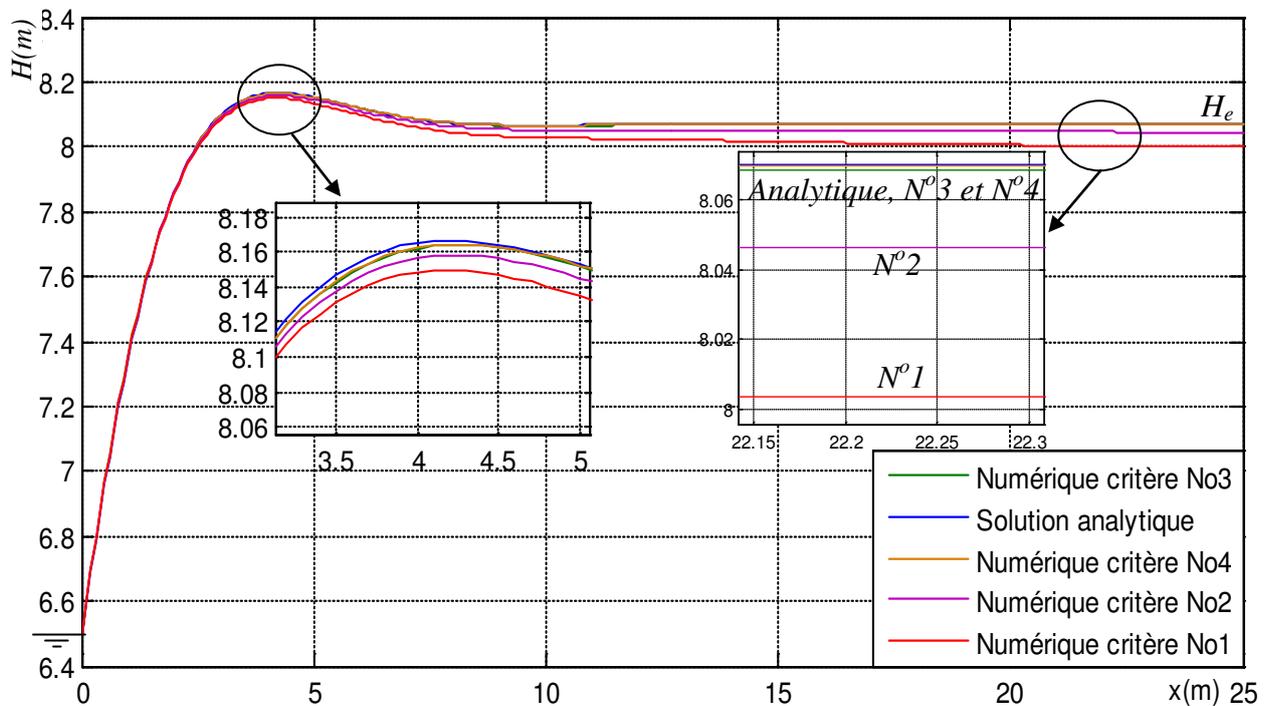


Figure 2.4 : Surface libre du massif vertical à marée bar par les solutions numériques et analytique

2.2 Surface libre d'une berge inclinée

2.2.1 Comparaison avec la méthode de Rezzoug

On considère une berge inclinée de pente $\beta=45^\circ$, un massif isotrope avec le coefficient de perméabilité $k_o=10^{-5}m/s$ et la porosité $n_o=0.35$, les valeurs précédentes de Δt et ΔX et de la marée.

La condition initiale est une surface libre horizontale de niveau moyen :

$$H(X, t=0)=H_m=8m \quad (2.18)$$

La condition aux limites sur la berge, $X=a(t)$ (Figure 2.1), correspond à l'expression sinusoïdale de la marée :

$$H(a(t),t) = H_o(t) = H_m + A.\sin(\omega t) \quad (2.19)$$

Tout d'abord, on compare notre approche de résolution qui introduit la condition aux limites ci-dessus avec celle de Rezzoug (1994) qui introduit un changement de variable $X=x+a(t)$.

La Figure 2.5 représente les surfaces libres en régime périodique à différents instants de la marée par les deux résolutions numériques après application du critère de convergence $N^o 3$. On constate que les solutions périodiques obtenues sont pratiquement confondues mais que l'approche adoptée ici converge plus rapidement ($81^{ème}$ cycle de calcul) que celle de Rezzoug ($142^{ème}$ cycle). En conclusion, cela valide la méthode adoptée pour traiter également le cas d'une berge inclinée.

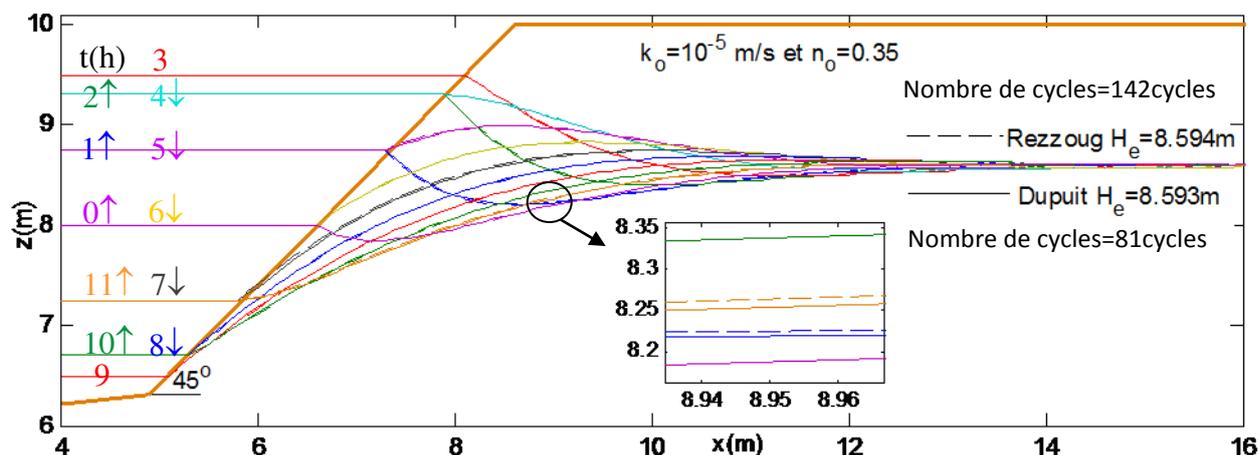


Figure 2.5 : Surface libre de la berge par les résolutions numériques de l'équation originale de Dupuit et par celle de Rezzoug (1994)

On note également que le niveau d'eau d'équilibre dans le massif est plus élevé que le niveau d'eau moyen dans la rivière ce qui traduit une accumulation d'eau dans le sol due à une section d'écoulement à marée haute plus grande qu'à marée basse. On a ici une surélévation (ΔH_e) de niveau d'eau dans le massif :

$$\Delta H_e = H_e - H_m = 0.59m \quad (2.20)$$

La figure montre aussi qu'au même niveau d'eau dans la rivière, la surface libre est très différente entre marée montante et descendante (phénomène d'hystérésis).

2.2.2 Analyse des surfaces libres

La Figure 2.6 montre la variation périodique de la surface libre dans le massif en fonction du temps à différentes distances de la berge où d est la distance horizontale parallèle à la pente. On constate que l'amplitude diminue lorsqu'on s'éloigne de la berge pour atteindre une valeur presque nulle à environ $8m$ de celle-ci traduisant un amortissement important. On observe également un retard de l'onde dans le sol par rapport à la rivière croissant avec la distance à celle-ci et qui en marée haute peut atteindre $4h$. Ce retard est plus important à marée haute qu'à marée basse.

Selon la loi de Darcy, la vitesse d'écoulement l'eau dans le massif est définie par :

$$\bar{V} = -k_o \cdot \overline{\text{grad}H} = -k_o \frac{\partial H}{\partial l} \quad (2.21)$$

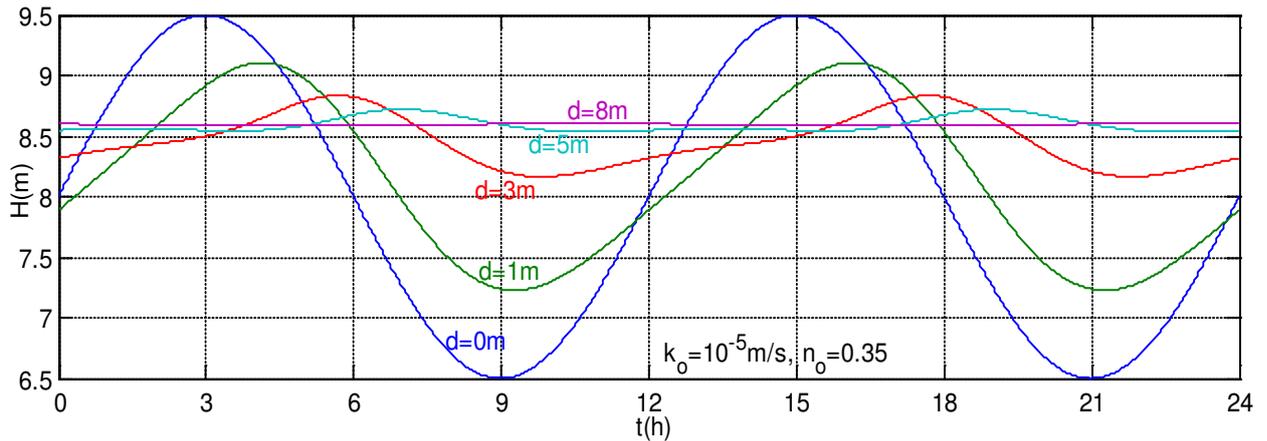


Figure 2.6 : Variation de la surface libre en fonction du temps (sections parallèles au talus)

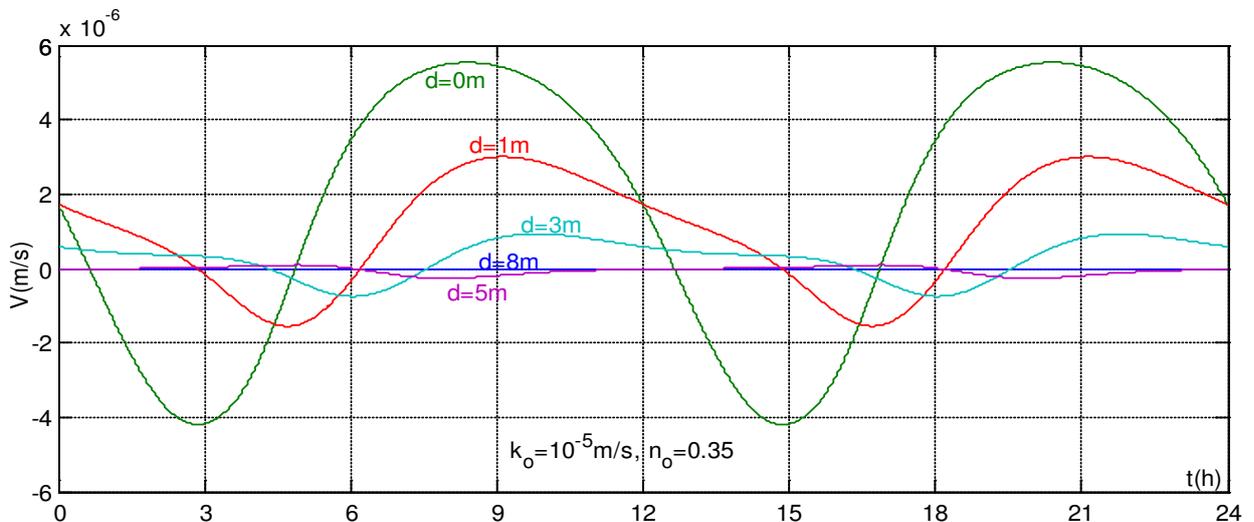


Figure 2.7 : Variation de la vitesse d'écoulement à la surface libre en fonction du temps (sections parallèles au talus)

La Figure 2.7 représente la variation de la vitesse d'écoulement en fonction du temps à la surface libre pour différentes positions dans le massif. Les valeurs positives de vitesse correspondent à la circulation de l'eau hors du massif et au contraire pour les valeurs négatives. On note que l'amplitude de la variation temporelle de la vitesse diminue lorsque la distance au talus augmente jusqu'à atteindre une valeur nulle à $d=8m$. On observe également que les vitesses de sortie sont supérieures aux vitesses d'entrée.

2.3 Etude paramétrique de la variation de la surface libre

2.3.1 Effet de la géométrie de la berge

Pour les paramètres précédents de la marée ($H_m=8m$; $A=1.5m$; $T=12h$) et du sol ($k_o=10^{-5}m/s$ et $n_o=0.35$), on a fait varier l'angle β de berge de 90° à 15° .

La Figure 2.8 montre les surfaces libres aux niveaux extrêmes de la marée pour différentes pentes de la berge. Comme montré par Rézzoug (1994), on note l'augmentation du niveau d'eau d'équilibre H_e dans le massif quand la pente de la berge diminue. On voit également des phénomènes du ruissellement (surface libre confondue avec le talus) à marée basse pour les berges peu inclinées ($\beta=15^\circ$ et 30°).

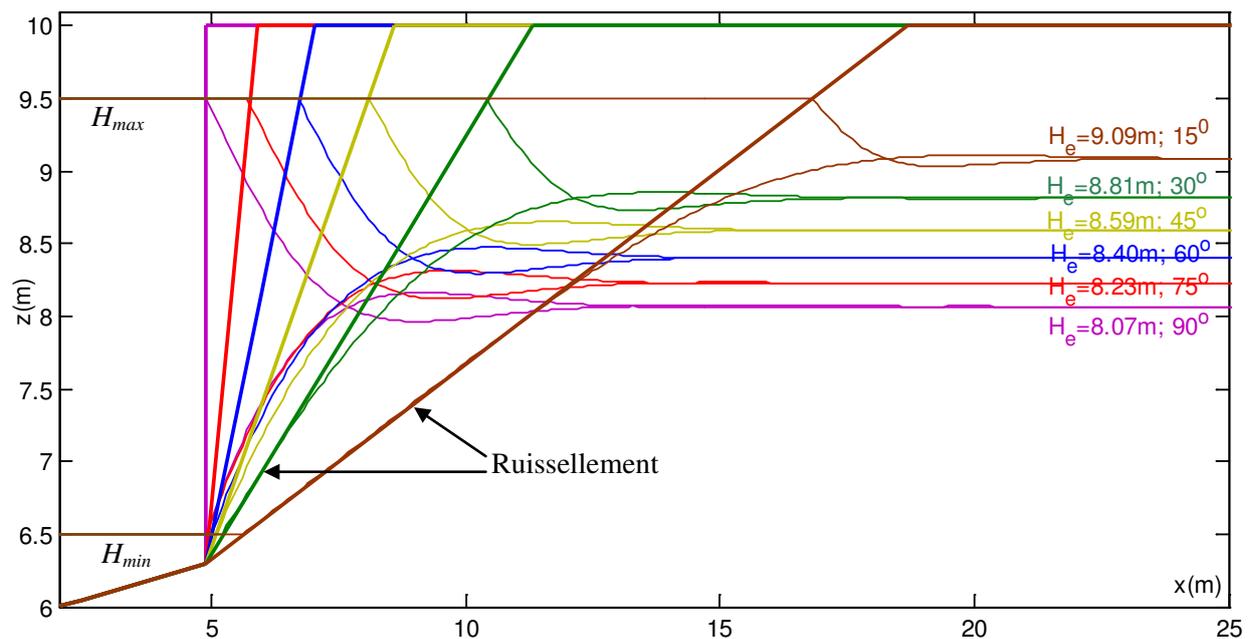


Figure 2.8 : Surfaces libres aux niveaux extrêmes de la marée pour différents pentes de la berge (échelle verticale amplifiée)

2.3.2 Effet de la perméabilité du sol

Dans ce paragraphe nous cherchons l'influence du rapport k_o/n_o qui apparaît dans l'équation de Dupuit en faisant varier les valeurs de perméabilité du sol k_o de $10^{-6}m/s$ à $10^{-4}m/s$ et en fixant la valeur de porosité à $n_o=0.35$.

Pour une berge d'angle $\beta=45^\circ$ et les paramètres précédents de la marée ($H_m=8m$; $A=1.5m$; $T=12h$), on obtient les résultats de surface libre pour différentes perméabilités du sol et paramètres de calculs présentés dans le Tableau 2.4. On montre, quand la perméabilité (ou le rapport k_o/n_o) est grande, que le niveau d'eau d'équilibre H_e dans le massif augmente et le nombre de cycles (N_{cycle}) de calcul pour atteindre la périodicité de surface libre diminue.

La Figure 2.9 présente les surfaces libres à différents instants de la marée pour différentes perméabilités. On observe que plus le sol est perméable, plus la variation de surface libre dans le massif est importante pendant un cycle de marée.

Tableau 2.4 : Paramètres de calculs et niveau d'équilibre pour différentes perméabilités

$k_o(m/s)$	$\Delta X(m)$	$\Delta t(s)$	$X_{max}(m)$	$H(X, t=0)$	$H_e(m)$	N_{cycle}
10^{-4}	0.25	12	50	8	8.26	46
10^{-5}	0.1	18	30	8	8.59	128
10^{-6}	0.1	18	30	8	9.03	859

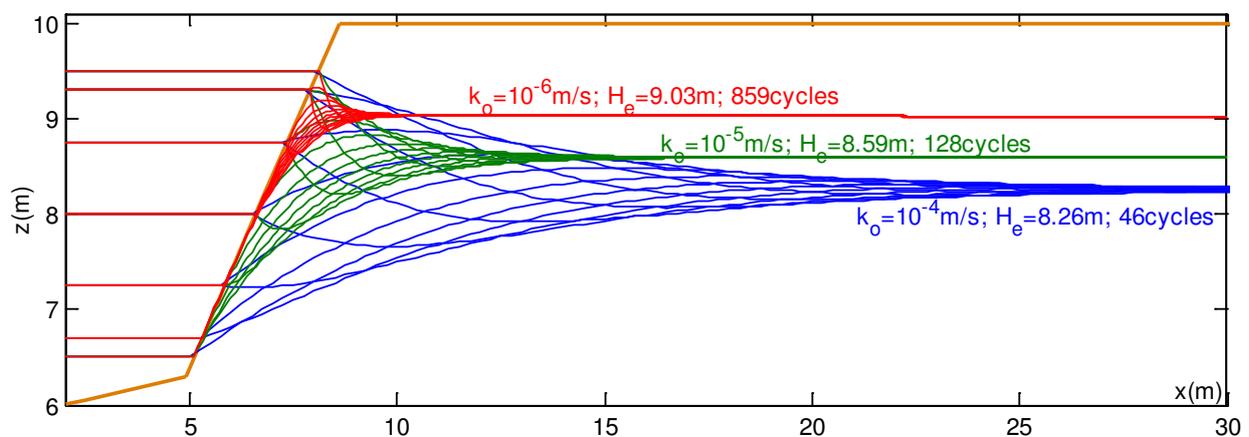


Figure 2.9 : Surfaces libres à différents instants de la marée pour différentes perméabilités

2.4 Pression interstitielle et gradient hydraulique

Avec l'hypothèse de Dupuit d'un écoulement horizontal, les lignes équipotentiels de l'écoulement sont considérées verticales et la charge hydraulique en un point M est égale à la cote de la surface libre à la verticale du point (Figure 2.10).

$$h_M = Z_M \quad (2.22)$$

La pression interstitielle en un point est alors approchée à partir de la hauteur d'eau au-dessus de ce point, soit :

$$u_M = \gamma_w (Z_{M''} - Z_M) \quad (2.23)$$

Cette hypothèse simplificatrice est sécuritaire vis-à-vis de la stabilité de la berge car elle majore les valeurs de pression interstitielle.

De même, avec l'hypothèse d'une vitesse d'écoulement réduite à sa composante horizontale V_x , le gradient hydraulique au point M peut être approché par :

$$j_x = \frac{Z_{M''} - Z_{N''}}{X_M - X_N} \quad (2.24)$$

Avec les approximations ci-dessus, la seule connaissance de la surface libre dans le plan xoz permet de caractériser l'écoulement.

De plus la force hydrodynamique exercée sur un volume élémentaire de sol dV est exprimée par :

$$F_x = \gamma_w j_x dV \quad (2.25)$$

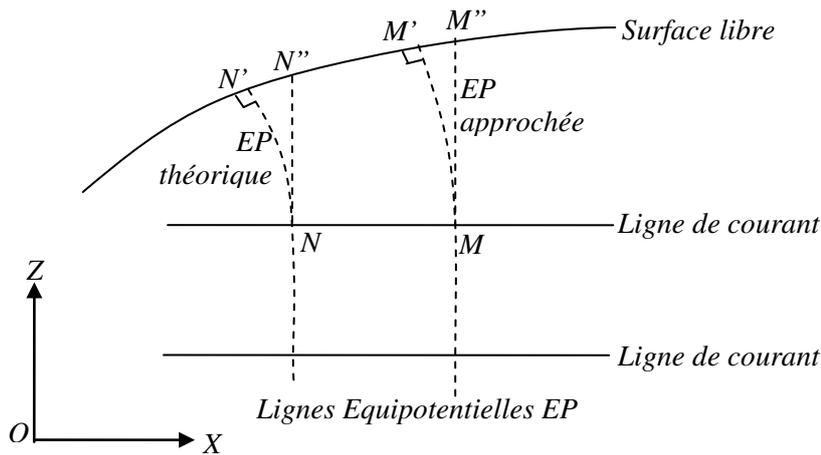


Figure 2.10 : Approximation des lignes équipotentiellles (EP)

A titre d'exemple, la Figure 2.11 montre la géométrie de la berge et la variation de la surface libre aux niveaux extrêmes de la marée pour différentes perméabilités du sol. Dans la Figure 2.12, on observe les variations des pressions interstitielles $u(t)$ en fonction de la marée aux points P_1 et P_2 indiqués sur la Figure 2.11 pour les deux valeurs de perméabilité. Au point P_1 , les variations de $u(t)$ sont grandes et suivent la marée pendant la période de haute mer $t \in]0 ; 6h[$, et ensuite pendant la période de basse mer, les amplitudes temporelles de $u(t)$ diminuent.

En plus, on note que les variations de $u(t)$ au point P_1 (près de la berge) sont plus grandes que celles au point P_2 (loin de la berge) à cause de l'amortissement. On observe également que les variations de $u(t)$ pour $k_o=10^{-5}m/s$ sont plus grandes que celle pour $k_o=10^{-6}m/s$ du fait des variations correspondantes de la surface libre.

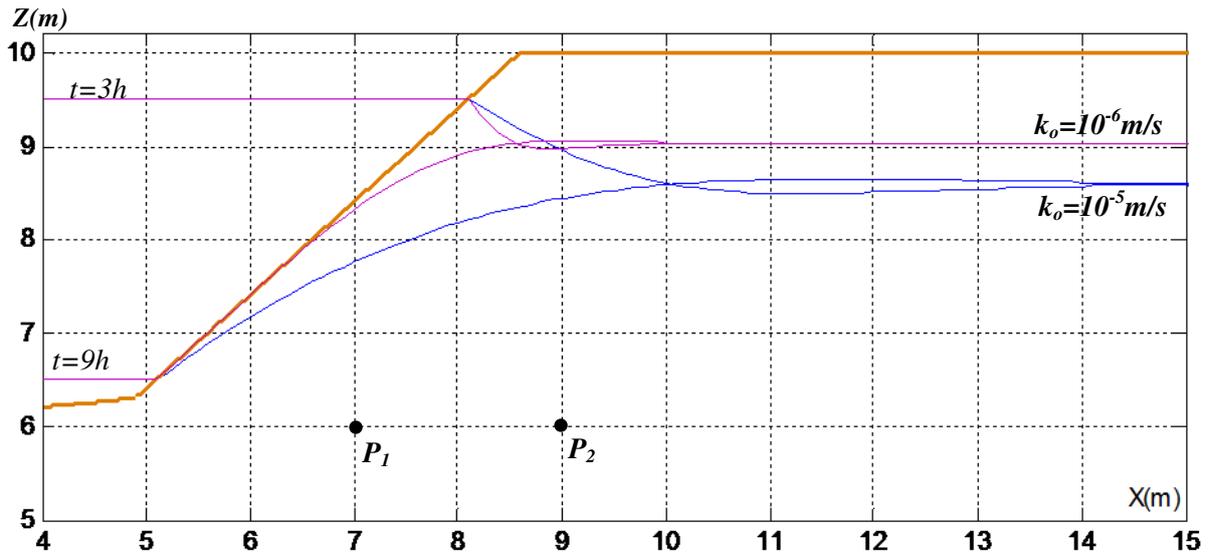


Figure 2.11 : Variation de la surface libre pendant la marée descendante, pour $k_o=10^{-6}m/s$ et $k_o=10^{-5}m/s$

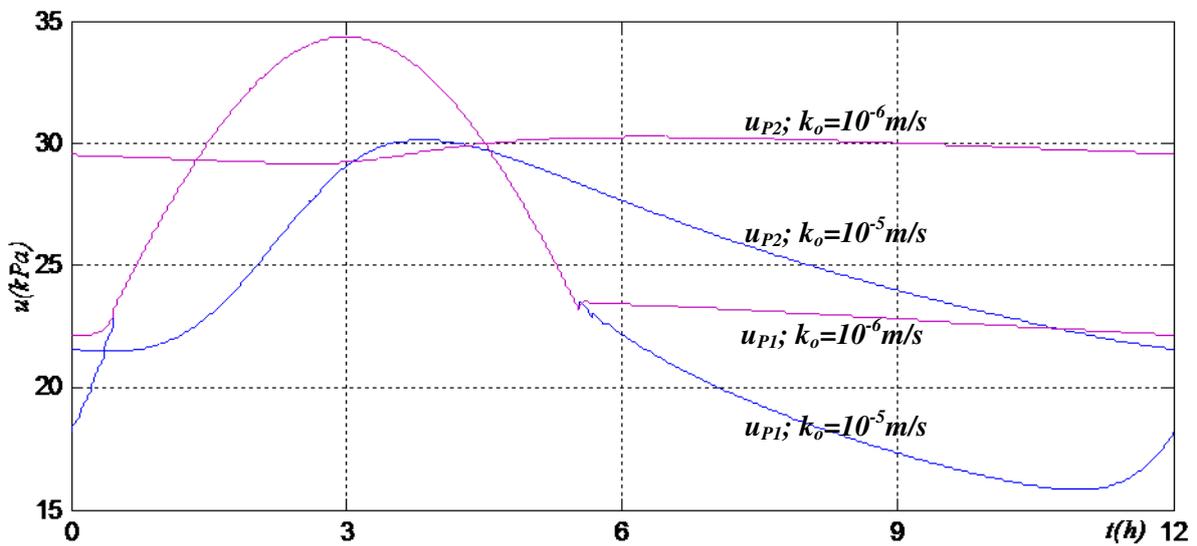


Figure 2.12 : Pressions interstitielles aux points P_1 et P_2 en fonction de la marée

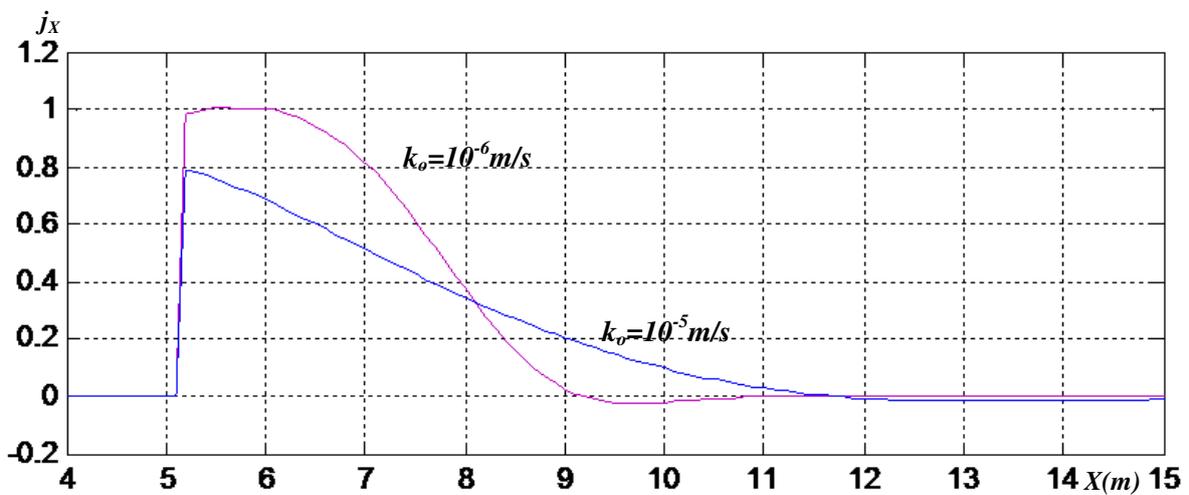


Figure 2.13 : Gradient hydraulique à basse mer ($t=9h$) pour $k_o=10^{-6}m/s$ et $k_o=10^{-5}m/s$

Une estimation approchée du gradient hydraulique, le long d'une horizontale est présentée sur la Figure 2.13 laquelle montre des valeurs élevées à proximité de la surface de la berge susceptibles de produire de l'érosion interne.

2.5 Conclusion du chapitre 2

Dans ce chapitre, l'analyse de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des berges de rivière soumises à la marée a été programmée à l'aide d'une méthode aux différences finies dans l'espace et dans le temps en adoptant l'hypothèse simplificatrice de Dupuit. Ensuite, on a fait les comparaisons de celle-ci avec la solution analytique et des résultats antérieurs (Rezzoug 1994). Les résultats montrent que l'hypothèse de Dupuit s'applique également dans le cas de la berge inclinée.

La marée produit une variation périodique de la surface libre dans le massif avec un déphasage et un amortissement croissants lorsqu'on s'éloigne de la berge. Cet amortissement augmente lorsque la perméabilité du sol diminue. A une certaine distance de la berge, un niveau d'équilibre est atteint, supérieur au niveau moyen dans la rivière. Ce niveau d'équilibre diminue avec la pente de la berge et la perméabilité du sol.

La variation de la surface libre a un effet important sur la pression interstitielle dans le sol laquelle subit également un phénomène d'amortissement et de retard.

Dans les chapitres suivants, nous étudions les effets de la variation de surface libre sur la stabilité des berges.

CHAPITRE 3 : CALCULS DE LA STABILITE DES BERGES

Pour le calcul de la stabilité, pour des raisons de simplicité, on adoptera la méthode classique des tranches associée à un coefficient de sécurité et couplée avec le calcul hydraulique. Les calculs sont développés dans le programme MEstab. Ensuite, on fait la validation des calculs par rapport à d'autres modèles de tranches (programme Autoslope) ou aux éléments finis (programme Plaxis). Une étude paramétrique sur les caractéristiques du sol et de la marée est effectuée afin d'étudier les facteurs influents sur la stabilité de la berge et de créer des abaques donnant le coefficient de sécurité. Enfin, l'érosion de la berge soumise à la marée est étudiée et couplée avec la stabilité de celle-ci.

3.1 Algorithme de calcul par la méthode des tranches

L'analyse traditionnelle de stabilité de talus utilise la méthode des tranches. Des méthodes d'analyse plus modernes font appel aux calculs numériques (éléments finis). Cependant, la mise en œuvre de ces dernières s'avère très lourde pour le suivi pas à pas de phénomènes temporels comme la marée (Ho, 2008). Afin d'introduire facilement l'évolution de la surface libre calculée ci-avant en fonction de la marée, nous avons programmé la méthode simplifiée des tranches avec des forces inter-tranches nulles, hypothèse qui sera justifiée a posteriori par comparaison avec d'autres modèles. La stabilité est exprimée par un facteur de sécurité globale représentant le ratio des efforts résistants sur les efforts mobilisés le long de la surface de rupture, supposée ici cylindrique avec une partie verticale en cas de surplomb (Terrasol, 2005) qui s'écrit (ANNEXE 3) :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n C'_i + N'_i \tan \varphi'_i}{\sum_{i=1}^n \left[(W_i + P_i \cos \beta_i) \sin \alpha_i - P_i \sin \beta_i \left(\cos \alpha_i - \frac{h_i}{R} \right) \right] - Q \frac{h_Q}{R}} = \frac{\sum_{i=1}^n T_{r_i}}{\sum_{i=1}^n T_{m_i}} \quad (3.1)$$

Le calcul de coefficient de sécurité minimal par la méthode des tranches est développé dans le langage Matlab. Dans le code, on cherche les coordonnées (X_C, Z_C) du centre du cercle de rupture, le rayon (R) de celui-ci et le temps critique (t) de la position du niveau d'eau dans la rivière qui donnent le coefficient de sécurité minimale $F_{s_{min}}$.

L'algorithme de calcul est présenté sur la Figure 3.1 (voir ANNEXE 4 pour le code complet). Pour chaque instant considéré, les positions de la surface libre sont lues, puis le calcul de la stabilité est effectué. Le calcul commence avec une valeur initiale arbitraire du coefficient de sécurité. A chaque instant t , on cherche le cercle de rupture critique puis on détermine l'instant critique et le coefficient de sécurité correspondant.

Le nombre total de calculs du coefficient de sécurité (N_{calcul}) à chaque l'instant t est :

$$N_{calcul} = \left(\frac{X_2 - X_1}{\Delta X_C} + 1 \right) \left(\frac{Z_2 - Z_1}{\Delta Z_C} + 1 \right) \left(\frac{R_{max} - R_{min}}{\Delta R} + 1 \right) \quad (3.2)$$

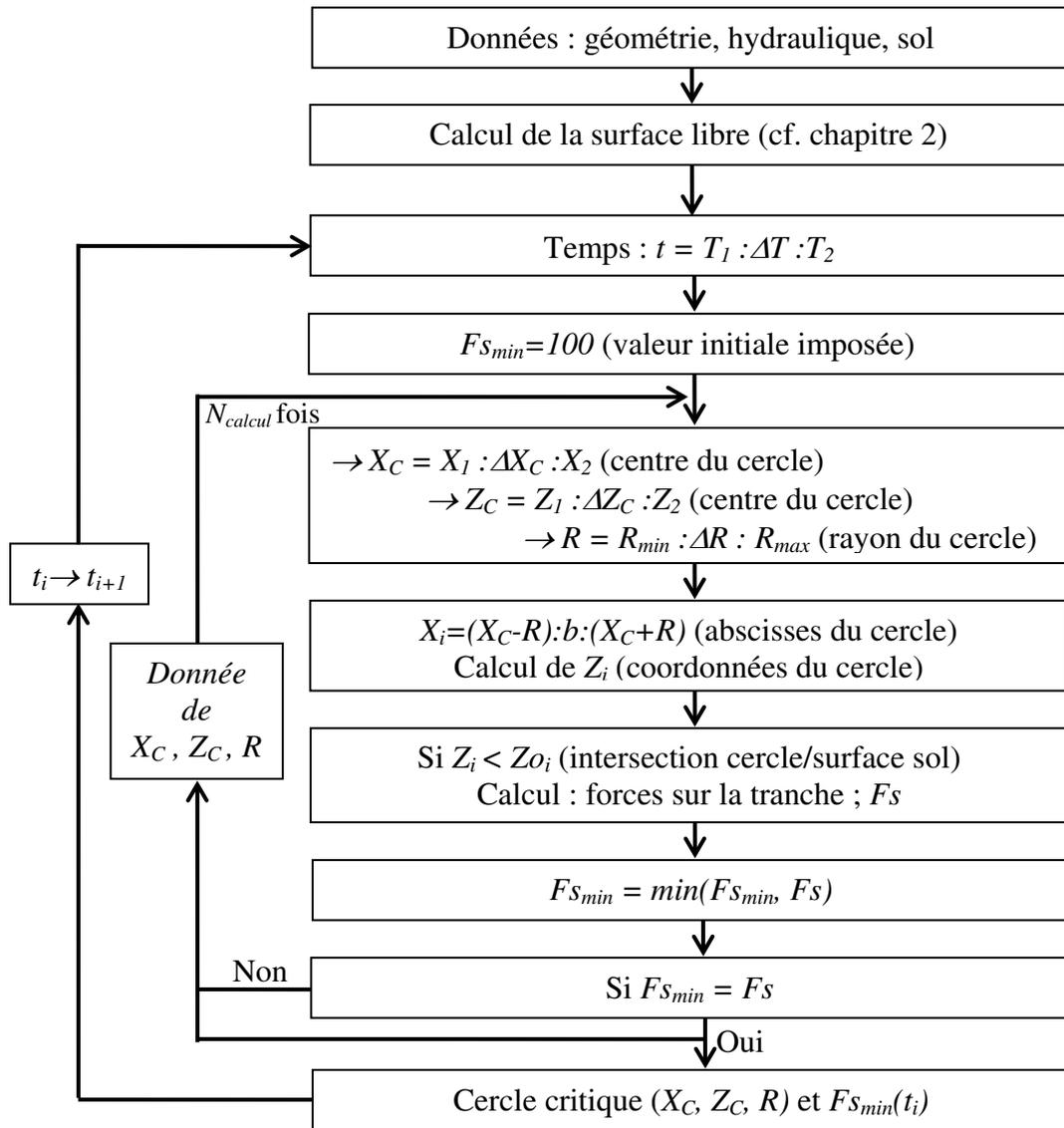


Figure 3.1 : Algorithme de recherche de la surface de rupture critique et du coefficient de sécurité

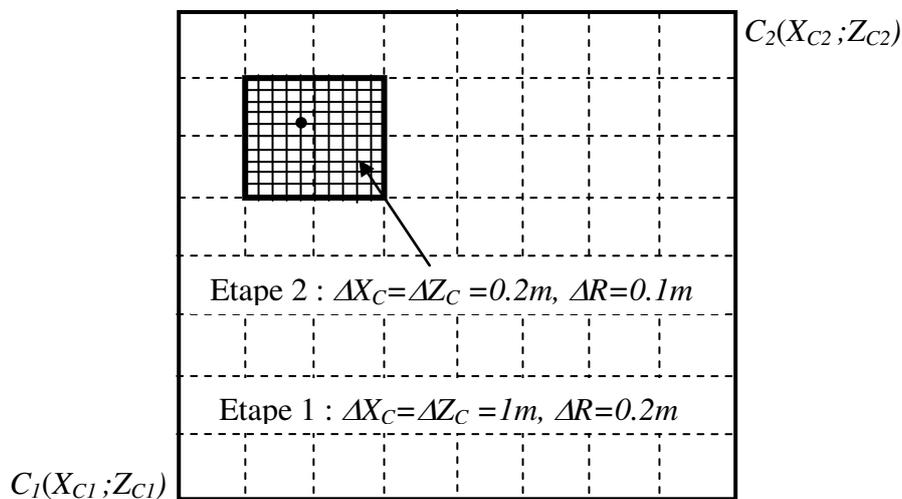


Figure 3.2 : Recherche du cercle critique

A chaque instant, la recherche du cercle critique est faite en deux étapes. Tout d'abord on détermine un minimum grossier du facteur de sécurité avec les incréments $\Delta X_C = \Delta Z_C = 1m$ et $\Delta R = 0.5m$. Puis autour de ce premier cercle critique, on cherche plus finement avec l'incrément plus petit $\Delta X_C = \Delta Z_C = 0.2m$ et $\Delta R = 0.1m$ (Figure 3.2). Les valeurs adoptées ci-dessus résultent de tests empiriques qui optimisent la précision et la durée des calculs.

Toutes les valeurs des forces sont calculées aux abscisses X_i milieu de chaque tranche. Pour faire le lien géométrique avec les abscisses de la surface libre, la largeur de tranche b est supposée constante et égale à l'incrément ΔX , sauf pour la première et la dernière tranches.

La première et la dernière tranches sont traitées spécifiquement (Figure 3.3). La première tranche est considérée comme une surface triangulaire définie par l'intersection de la surface de rupture avec la surface de la berge. La largeur de la dernière tranche est égale à $b/2$ ce qui est équivalent à l'existence d'une petite fissure verticale en surface.

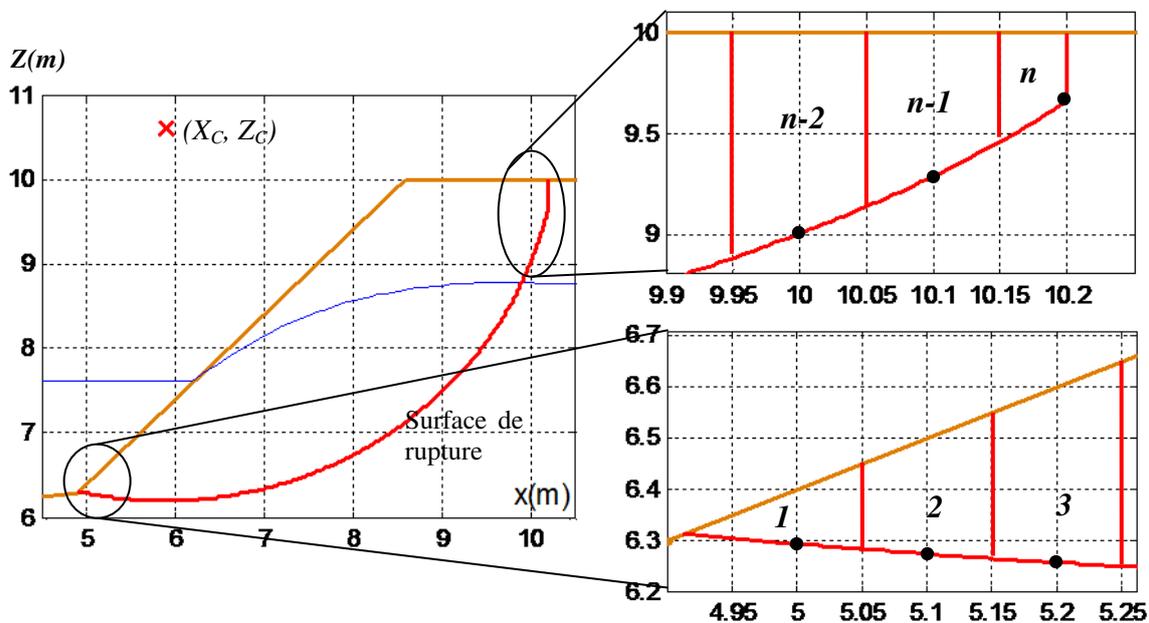


Figure 3.3 : Supposition de calcul dans la première et dernière tranche

3.2 Validation de la méthode de calcul : comparaison avec la méthode des éléments finis

Dans ce paragraphe, on cherche à valider les hypothèses adoptées dans nos modèles simplifiés, en particulier sur la répartition hydrostatique des pressions interstitielles et à comparer les résultats des calculs de stabilité entre méthodes des tranches et des éléments finis.

Pour valider le code de calcul, on a comparé les coefficients de sécurité obtenus avec d'autres méthodes des tranches (ANNEXE 5) ou par les éléments finis (Plaxis®) avec la procédure « ϕ/c réduction » (Brinkgreve et al., 2002).

3.2.1 Données et procédure des calculs

Les valeurs adoptées dans les calculs correspondent au site soumis à la marée avec le niveau d'eau à la pleine mer $H_{max}=9.5m$, le niveau d'eau à la basse mer $H_{min}=6.5m$, et la période de la marée $T=12h$. La géométrie de la berge, les caractéristiques du sol et la variation de la surface libre dans le massif sont présentées sur la Figure 3.4 (Ho, 2008).

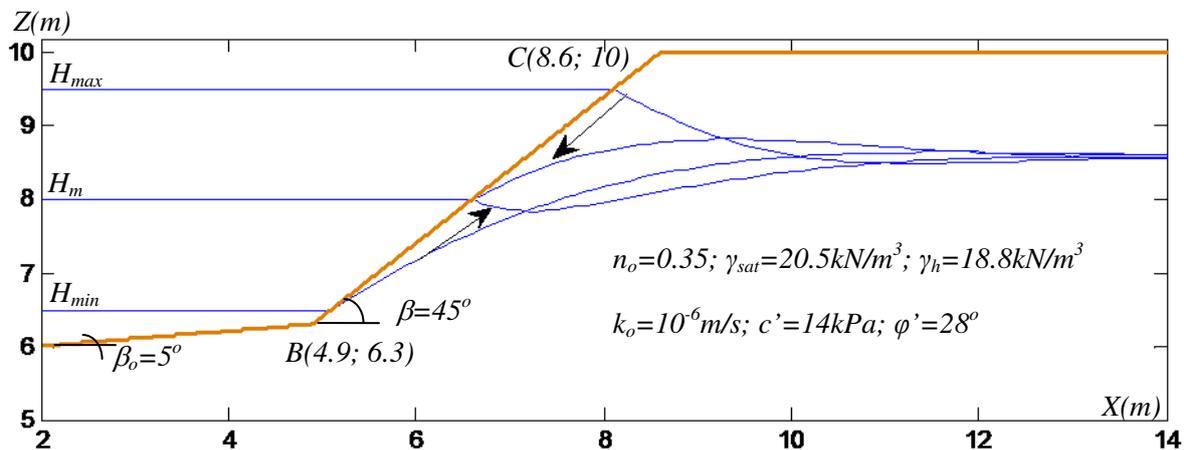


Figure 3.4 : Géométrie de la berge et variation de la surface libre dans le massif

Le modèle de sol adopté est celui de Mohr-Coulomb avec les caractéristiques présentées dans le Tableau 3.1. Les données du niveau piézométrique à chaque instant correspondent aux calculs de surface libre effectués au chapitre 2.

Tableau 3.1 : Caractéristiques du sol (Ho, 2008)

γ_h (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	k_x ($m.s^{-1}$)	k_y ($m.s^{-1}$)	ν (-)	E (kN/m^2)	c' (kN/m^2)	φ' ($^\circ$)	ψ ($^\circ$)
18.8	20.5	10^{-6}	10^{-6}	0.3	10000	14	28	0

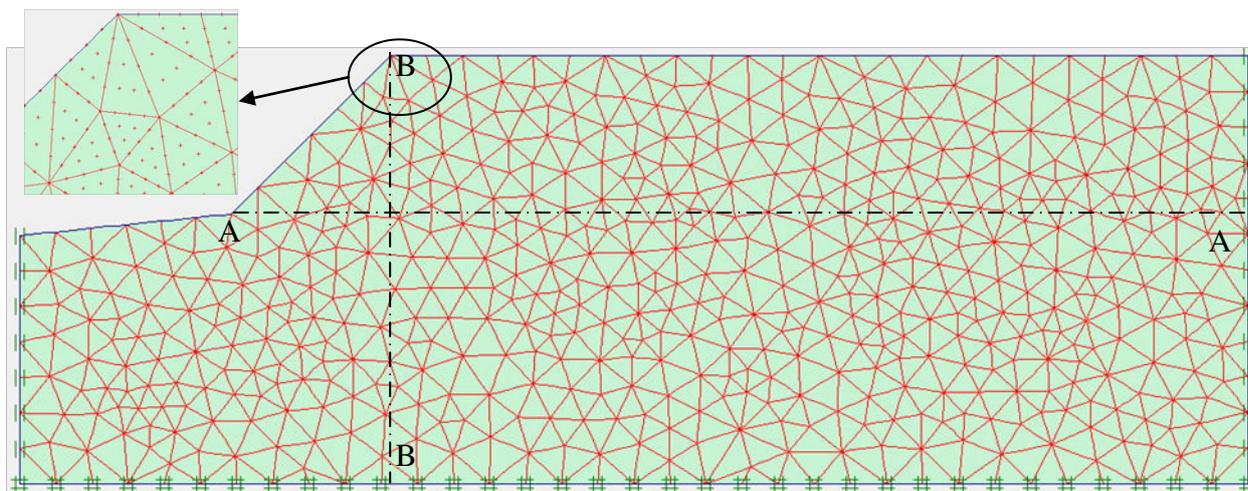


Figure 3.5 : Maillage et conditions aux limites, (AA et BB : lignes de comparaison des pressions interstitielles)

La Figure 3.5 représente le maillage du massif et les conditions aux limites dans les calculs aux éléments finis. Au total, il y a 1049 éléments triangulaires à 15 nœuds. Les déplacements horizontaux aux frontières verticales sont bloqués et ceux de la base du massif sont bloqués dans les deux directions.

Dans notre cas, les actions sont la variation du niveau d'eau dans la rivière et de la surface libre dans la berge. Ces variations seront introduites pas à pas en particulier la surface libre calculée au chapitre 2 (méthode de Dupuit). Compte tenu de la perméabilité du sol et de l'algorithme du programme aux éléments finis, chaque variation du niveau d'eau sera suivie d'un calcul plastique en condition non drainée (avec des paramètres de rupture effectifs) et d'une phase de consolidation d'une durée égale à celle de la variation du niveau d'eau. Cette procédure de calcul sera justifiée plus loin par comparaison avec des procédures variantes. A la fin de chaque phase de chargement, on procédera au calcul de la stabilité par la méthode de ϕ/c réduction (Tableau 3.2).

La condition initiale de calcul est générée par un chargement du type K_0 suivi d'un calcul plastique et d'une phase de consolidation jusqu'à la dissipation des surpressions interstitielles ($|\Delta u| < 1kPa$). On a choisi l'option "Staged construction" pour introduire les nouvelles surfaces libres à chaque temps de calcul. Les pas de temps maximum de chargement sont pris égaux à $1h$. Les calculs de la stabilité utilisent la méthode de ϕ/c réduction laquelle consiste à réduire virtuellement les caractéristiques plastiques (cohésion et angle de frottement) jusqu'à obtention de la rupture (déplacements très importants).

Tableau 3.2 : Etapes de calcul dans le logiciel de Plaxis pour la condition non drainée

Type de calcul	n° de la phase	Début de phase	Chargement
Phase initiale K_0	0	0	poids propre
Plastique t_0	1	0	niveau surface libre à t_0
Consolidation t_0	2	1	Consolidation (initiale) $\rightarrow \Delta u < 1kPa$
Plastique $t=t_1$	3	2	niveau surface libre à $t=t_1$
Consolidation t_1	4	3	Consolidation pendant $\Delta t=t_1-t_0$
ϕ/c réduction $t=t_1$	5	4	SL à $t=t_1$
Plastique $t=t_2$	6	4	niveau surface libre à $t=t_2$
Consolidation t_2	7	6	Consolidation pendant $\Delta t=t_2-t_1$
ϕ/c réduction $t=t_2$	8	7	SL à $t=t_2$

3.2.2 Résultats de calcul : pression interstitielle

La Figure 3.6 représente l'évolution des surpressions interstitielles extrêmes le long d'un cycle de marée lors des phases successives de calcul plastique en non drainé et de consolidation. A la fin de chaque phase de consolidation, les valeurs résiduelles sont proches de zéro ($|\Delta u| < 2kPa$). Pendant la période avant la marée basse $t \in [7h ; 9h]$, les incréments de chargement ont été réduits mais ils n'ont pas d'effet sur la valeur des surpressions résiduelles.

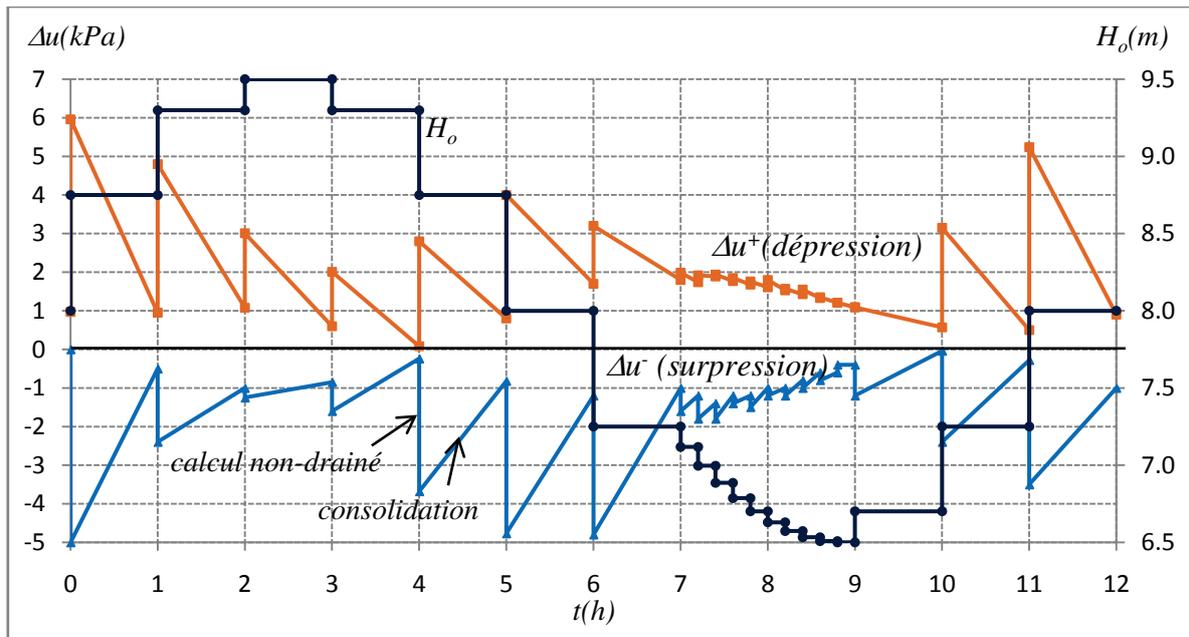


Figure 3.6 : Variations des surpressions interstitielles extrêmes (Δu) en fonction de la marée H_o et aux différentes phases des calculs

$H_o=8.75m$

Surpression
 $\Delta u_{max}=-0.5kPa$

Dépresseion
 $\Delta u^+_{max}=1kPa$

Figure 3.7 : Surpression interstitielle après 1h de consolidation au niveau $H_o=8.75m$ (marée montante)

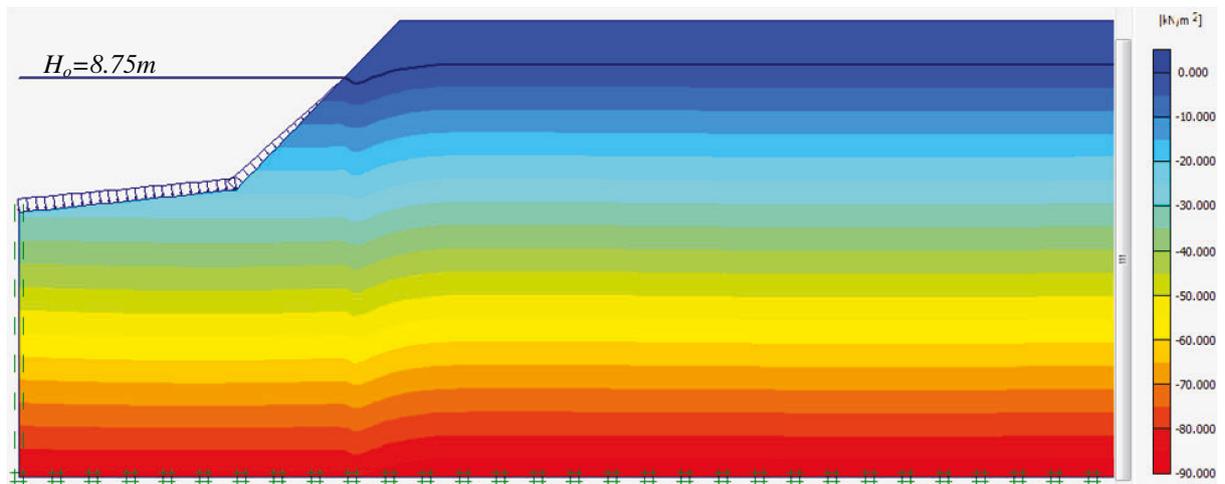


Figure 3.8 : Pression interstitielle totale après 1h de consolidation (marée montante)

La Figure 3.7 montre la surpression résiduelle Δu après $1h$ de consolidation au niveau de la marée montante $H_o=8.75m$. Les valeurs absolues maximales en dépression et en surpression sont faibles ($|\Delta u| < 1kPa$).

La Figure 3.8 montre les pressions interstitielles totales (active pore pressure) au même moment que précédemment, lesquelles présentent une allure hydrostatique.

La Figure 3.9 et la Figure 3.10 représentent respectivement les surpressions interstitielle et totale après $1h$ de consolidation à marée descendante au niveau $H_o=7.25m$. On observe des surpressions résiduelles légèrement supérieures aux précédentes ($|\Delta u| < 2kPa$) et une inversion des zones de surpression et dépression. La pression interstitielle totale présente toujours une allure hydrostatique (Figure 3.10).

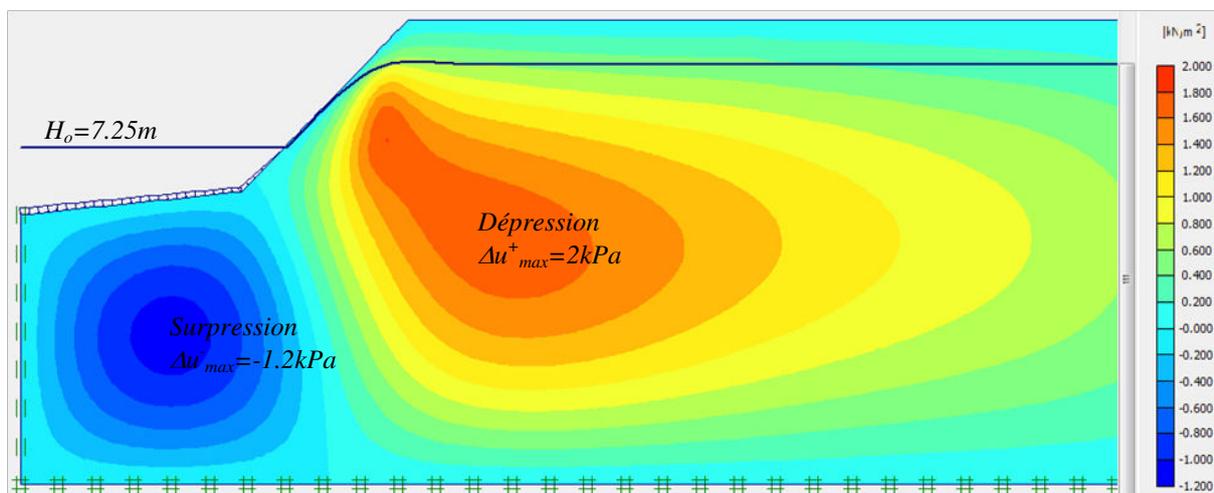


Figure 3.9 Surpression interstitielle après $1h$ de consolidation (marée descendante)

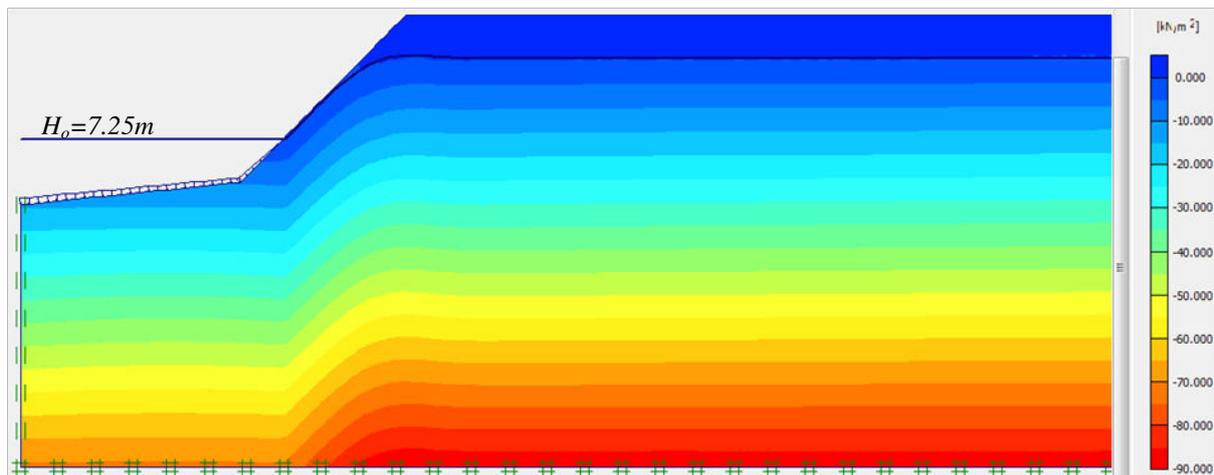


Figure 3.10 : Pression interstitielle totale après $1h$ de consolidation (marée descendante)

La Figure 3.11 et la Figure 3.12 montrent la comparaison des pressions interstitielles issues du modèle de Dupuit (pression hydrostatique) avec celles calculées par éléments finis le long des plans AA et BB après la phase de consolidation à marée basse ($t=9h$). L'hypothèse des pressions hydrostatiques se trouve justifiée.

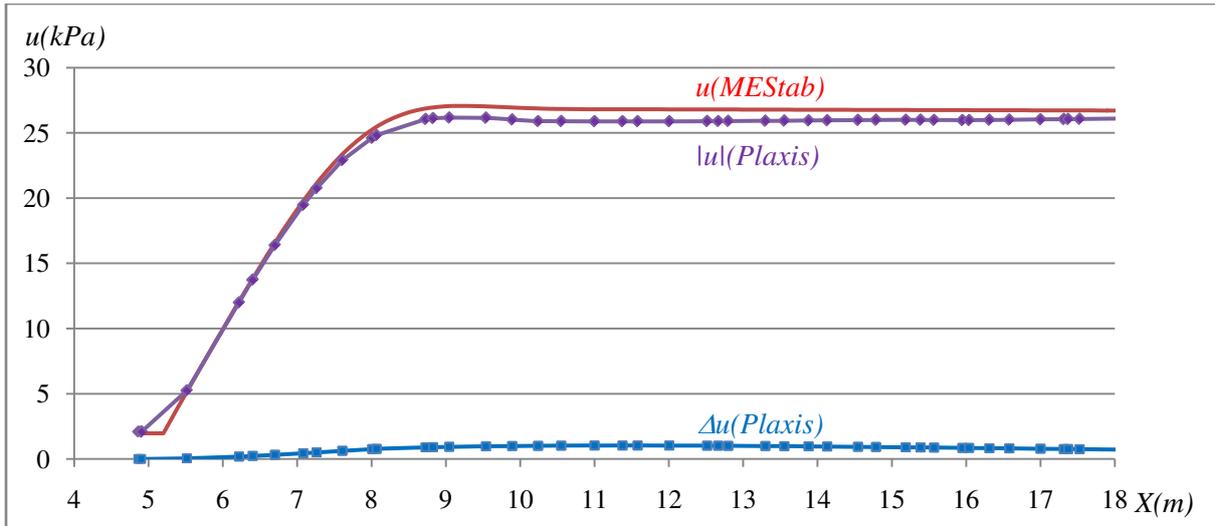


Figure 3.11 Pression interstitielle (coupe AA), comparaison entre MEStab et Plaxis à basse mer ($t=9h$)

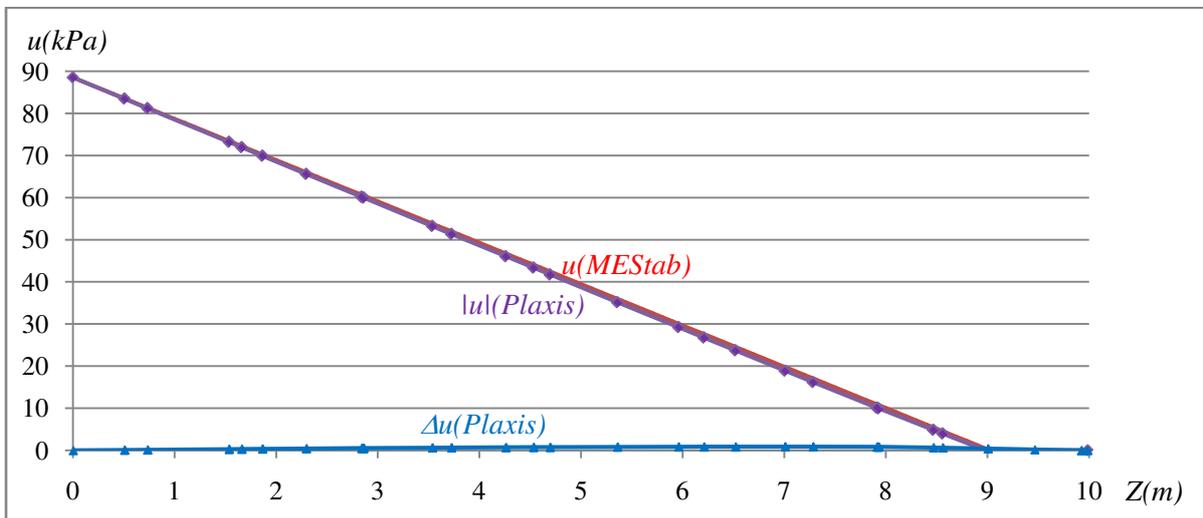


Figure 3.12 Pression interstitielle (coupe BB), comparaison entre MEStab et Plaxis à basse mer ($t=9h$)

3.2.3 Résultats de calcul : coefficient de sécurité

Dans le calcul aux éléments finis utilisant la procédure ϕ/c réduction, le coefficient de sécurité au glissement est défini par :

$$F_s = \frac{\varphi'}{\varphi'_{\text{réd}}} = \frac{c'}{c'_{\text{réd}}} \quad (3.3)$$

où φ' et c' sont les caractéristiques réelles disponibles et $\varphi'_{\text{réd}}$ et $c'_{\text{réd}}$ sont les caractéristiques réduites provoquant le glissement.

3.2.3.1 Influence des conditions de drainage

Pour étudier la stabilité des berges, trois différentes conditions de drainage ont été considérées (Tableau 3.3).

- $Fs1$: la stabilité est calculée en condition drainée, c'est-à-dire la pression est hydrostatique et il n'y a pas de surpression interstitielle.
- $Fs2$: la stabilité est calculée par conservation des pressions interstitielles à l'étape après consolidation.
- $Fs3$: la stabilité est calculée en condition non drainée après la consolidation, et donc les surpressions se produisent pendant la déformation du massif.

Tableau 3.3 : Conditions de drainage étudiées dans la méthode des éléments finis

Code	Calcul plastique	Consolidation	φ/c reduction
$Fs1$	Drainé	Non	Drainé (hydrostatique)
$Fs2$	Non drainé	Oui	$\Delta u = cte$
$Fs3$	Non drainé	Oui	Non drainé

La Figure 3.13 représente les coefficients de sécurité correspondant à différents instants de la marée calculés par la méthode des éléments finis pour différentes conditions de drainage. On note en général que les coefficients de sécurité suivent la variation de la marée et le moment critique se produit pendant la période de basse mer.

Pendant la période de pleine mer, les valeurs des coefficients de sécurité pour les trois conditions sont presque égales. Par contre, pendant la période de basse mer, la condition de drainage $Fs1$ (comportement drainé) donne le coefficient de sécurité le plus défavorable.

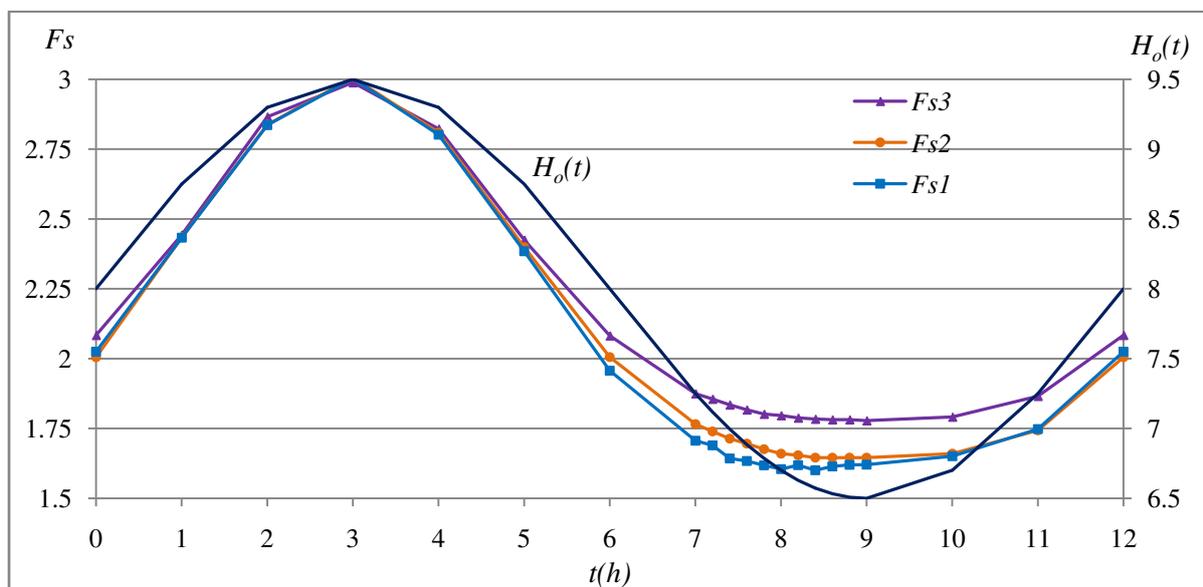


Figure 3.13 : Coefficient de sécurité en fonction de la marée pour différentes conditions de drainage

La Figure 3.14 montre la localisation de la déformation de cisaillement calculée par la méthode des éléments finis pour différentes conditions de drainage.

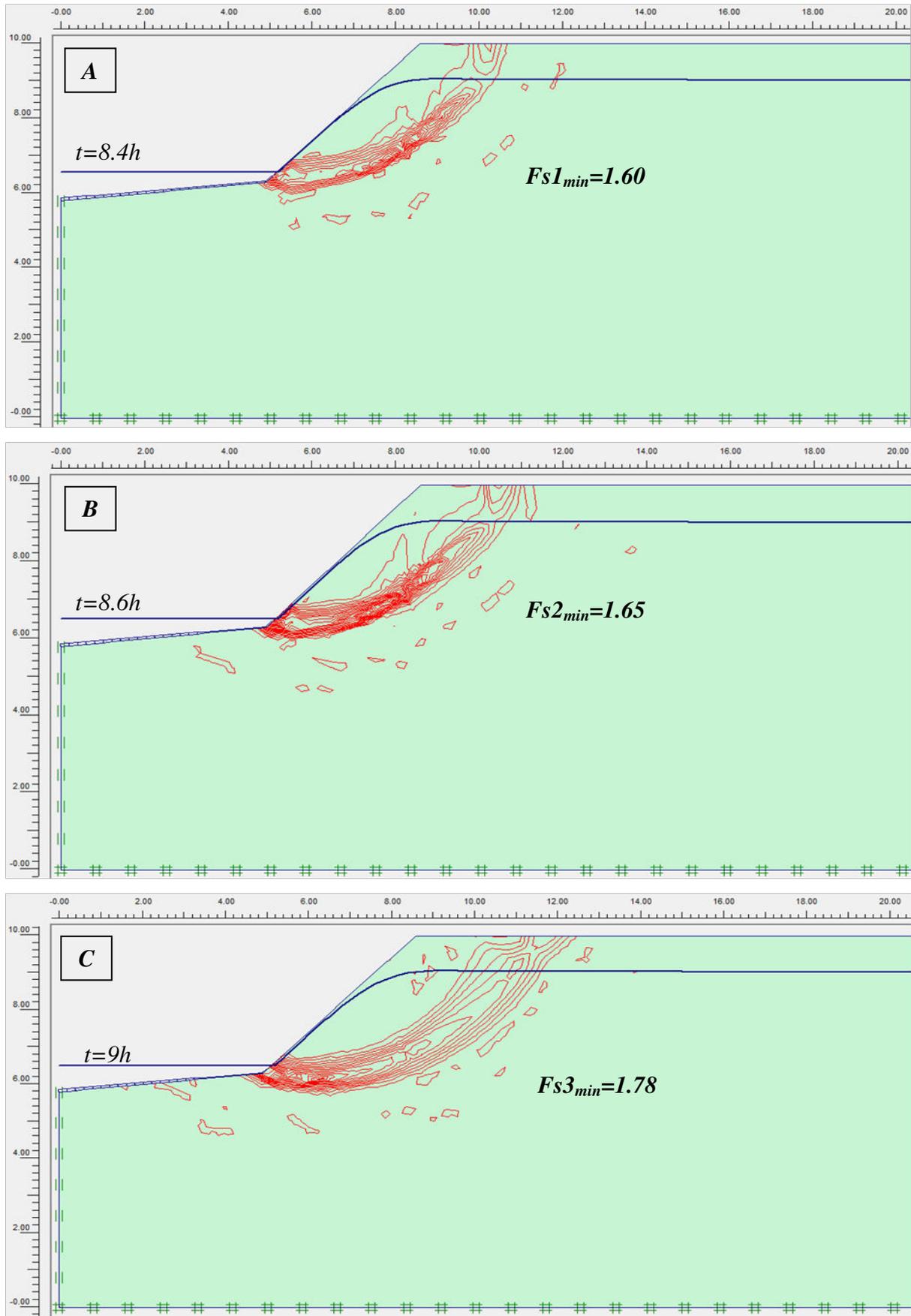


Figure 3.14 : Contours de déformation de cisaillement pour différentes conditions de drainage et facteurs de sécurité associés (ϕ/c réduction) ; A : condition $Fs1$; B : condition $Fs2$; C : condition $Fs3$

On observe que les déformations maximales (bandes de cisaillement) se localisent au pied de la berge dans tous les cas et sont plus étendues pour la condition non drainée $Fs3$ (Figure 3.14 C) que pour les conditions $Fs1$ et $Fs2$ (Figure 3.14 A et B).

La Figure 3.15 montre que les surpressions interstitielles résiduelles à la basse mer après la déformation (phase ϕ/c réduction) pour les conditions $Fs2$ et $Fs3$ présentent des valeurs de succion (signe positif) dans les zones de glissement qui expliquent les valeurs plus élevées des coefficients de sécurité comparés à la condition drainée ($Fs1$). Cette dernière condition ($Fs1$) va dans le sens de la sécurité.

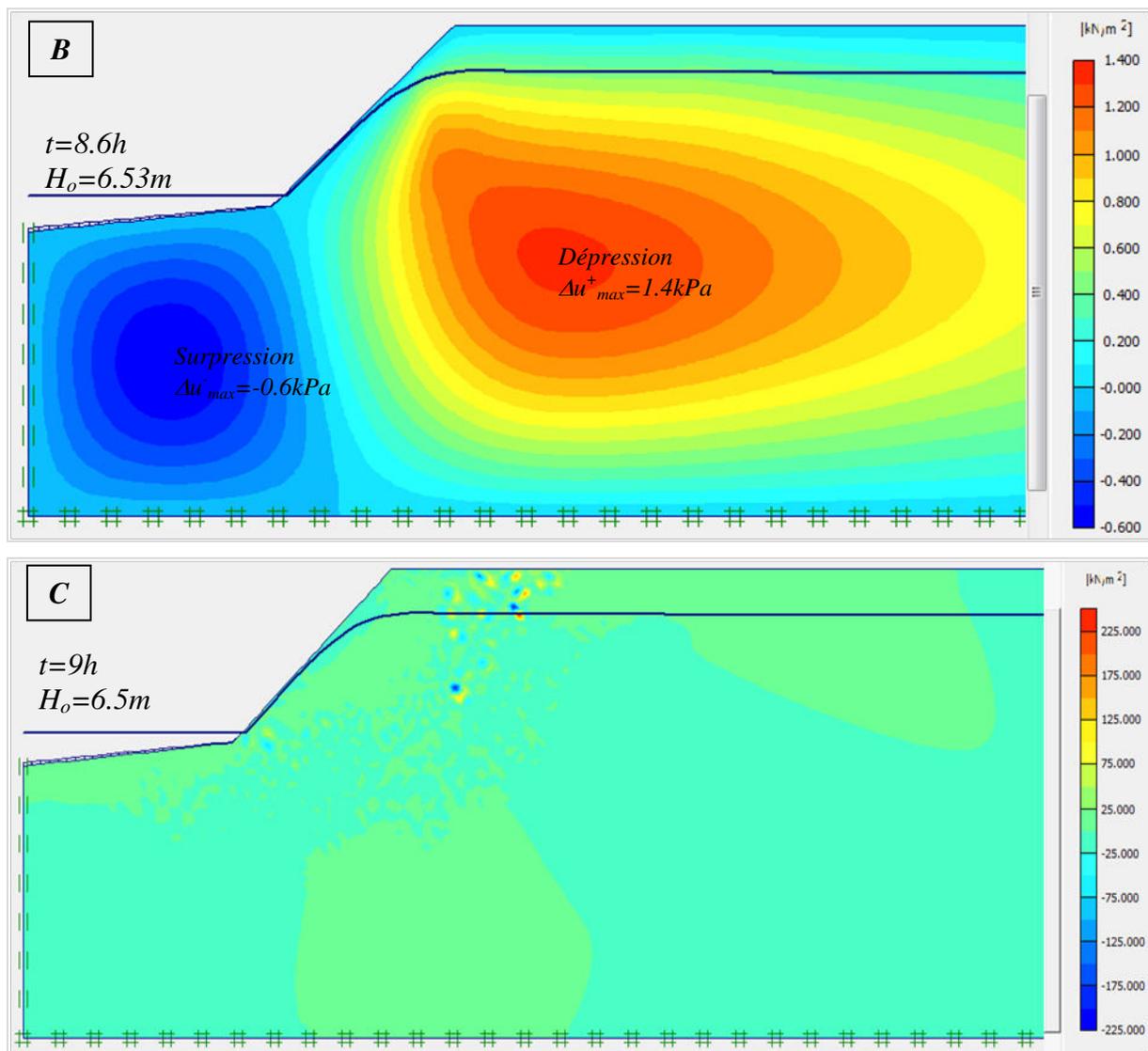


Figure 3.15 : Surpression interstitielle après la déformation (ϕ/c réduction), B : condition $Fs2$; C : condition $Fs3$

3.2.3.2 Comparaison la méthode des tranches et des éléments finis

La Figure 3.16 présente la cinématique des glissements obtenus par la méthode des éléments finis et la méthode des tranches en condition drainée (pression hydrostatique) au moment critique (marée basse). On observe que les surfaces de rupture et les coefficients de sécurité associés sont très proches. Ce résultat valide la méthode de calcul simplifiée (méthode des tranches) adoptée par la suite.

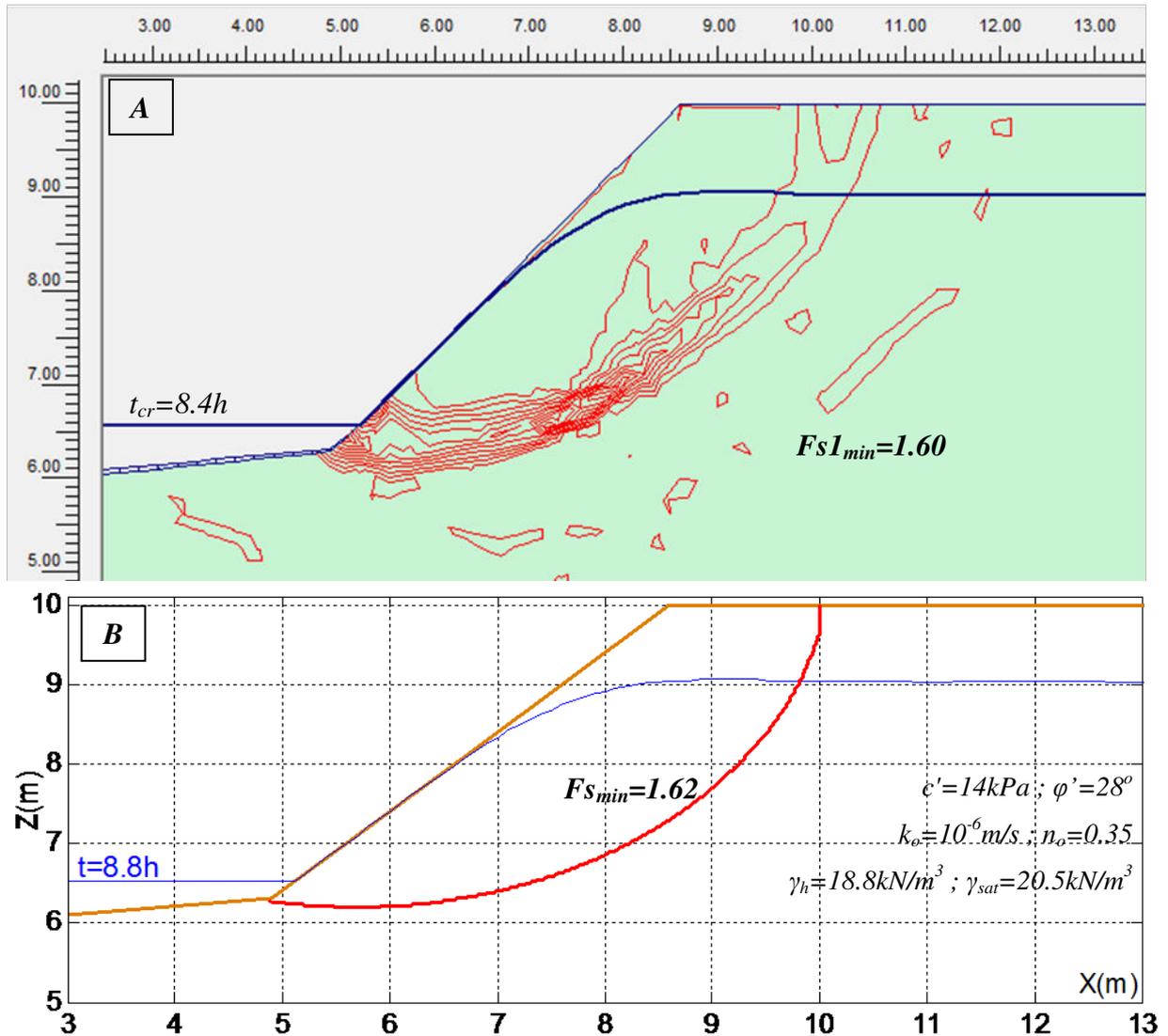


Figure 3.16 : Surface de glissement, A : méthode des éléments finis ; B : méthode des tranches

Pour généraliser le résultat précédent, on a fait varier les paramètres importants comme la perméabilité du sol ($k_o = 10^{-5} m/s$ et $k_o = 10^{-6} m/s$), sa cohésion ($c' = 5kPa$ et $c' = 14kPa$) et son angle de frottement interne ($\varphi' = 28^\circ$ et $\varphi' = 35^\circ$).

La Figure 3.17 montre la variation du coefficient de sécurité en fonction de la marée pendant la période de marée basse obtenue par la méthode des tranches (MEStab) et par éléments finis (Plaxis). Les résultats calculés par les deux méthodes sont proches et confirment la validation de nos calculs pour différents paramètres du sol.

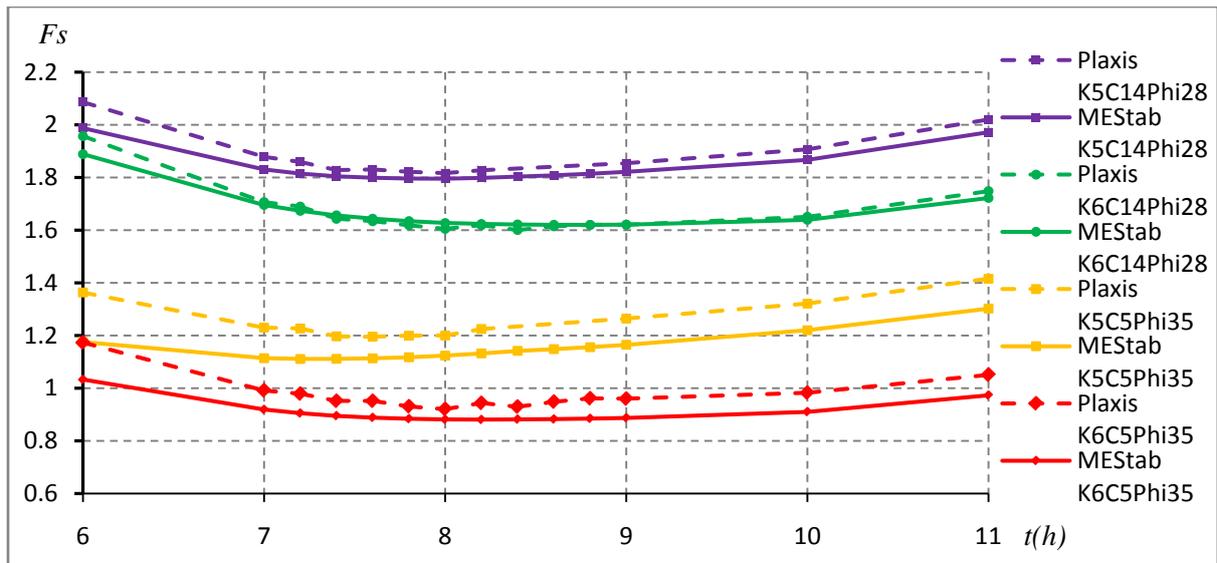


Figure 3.17 : Coefficients de sécurité pendant la période de basse mer pour différents paramètres du sol

Le Tableau 3.4 est la comparaison des coefficients de sécurité minimum et des temps critiques par la méthode des tranches et par la méthode des éléments finis pour les caractéristiques du sol ci-dessus. Les résultats montrent un bon accord entre les valeurs calculées par les deux méthodes. Dans tous les cas, les moments les plus critiques se produisent au cours de la période de marée descendante avant la basse mer.

Tableau 3.4 : Comparaison $F_{s_{min}}$ par la méthode des tranches et par éléments finis

code	<i>K6C5Phi35</i>	<i>K6C14Phi28</i>	<i>K5C5Phi35</i>	<i>K5C14Phi28</i>
$k(m/s)$	10^{-6}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-5}
$c'(kPa)$	5	14	5	14
$\varphi'(^{\circ})$	35	28	35	28
$t_{cr}(h)$ MEStab	8.2	8.8	7.2	8
$t_{cr}(h)$ Plaxis	8	8.4	7.6	8
$F_{s_{min}}$ MEStab	0.88	1.62	1.11	1.80
$F_{s_{min}}$ Plaxis	0.92	1.60	1.20	1.82
Ecart relatif / FS(%)	4.3	1.2	7.1	1.1

3.3 Analyse de la stabilité pendant un cycle de marée

La stabilité de berge soumise à la marée a été étudiée pendant toute la période de la marée déjà considérée au paragraphe 3.2.1 ($H_m=8m$, $2A=3m$, $T=12h$). Les calculs sont effectués à chaque heure de la marée et pendant les périodes critiques (marées haute et basse), on a observé à des intervalles de $0.2h$. La géométrie de la berge est la même que précédemment (Figure 3.4). Les paramètres du sol sont : $k_o=10^{-6}m/s$, $c'=5kPa$ et $\varphi'=35^{\circ}$.

Pour une géométrie de berge et un sol de caractéristiques données, la stabilité dépend de deux paramètres principaux :

- la pression de l'eau sur la surface de la berge (effet favorable) et
- la pression interstitielle dans le sol (effet défavorable).

La Figure 3.18 montre que la variation du coefficient de sécurité suit sensiblement la variation de la marée ce qui démontre l'effet prépondérant de la pression d'eau sur la surface de la berge. Le facteur de sécurité est maximal avant la marée haute. Le moment critique correspondant au coefficient de sécurité minimal $F_{s_{min}}=0.88$ (conduisant à la rupture) se produit pendant le reflux avant la basse mer ($t_{cr}=8.2h$).

La Figure 3.19 montre, avec les données considérées, que les surfaces de glissement correspondantes aux niveaux extrêmes sont assez proches.

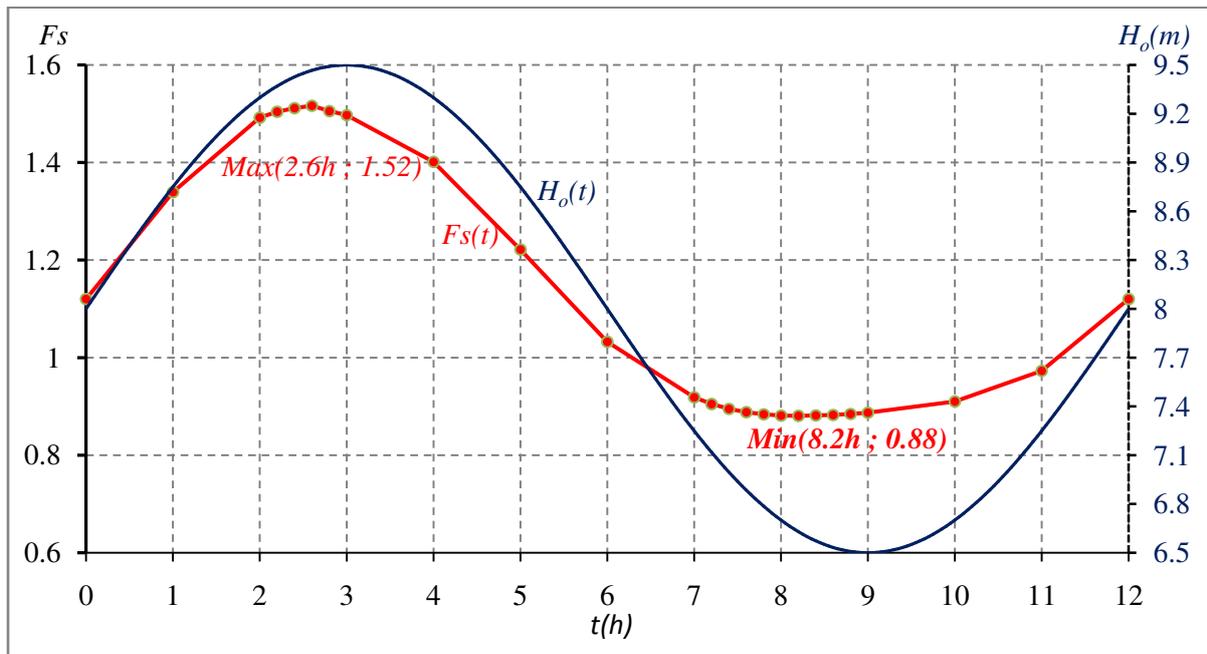


Figure 3.18 : Variation de coefficient de sécurité pour un période de marée

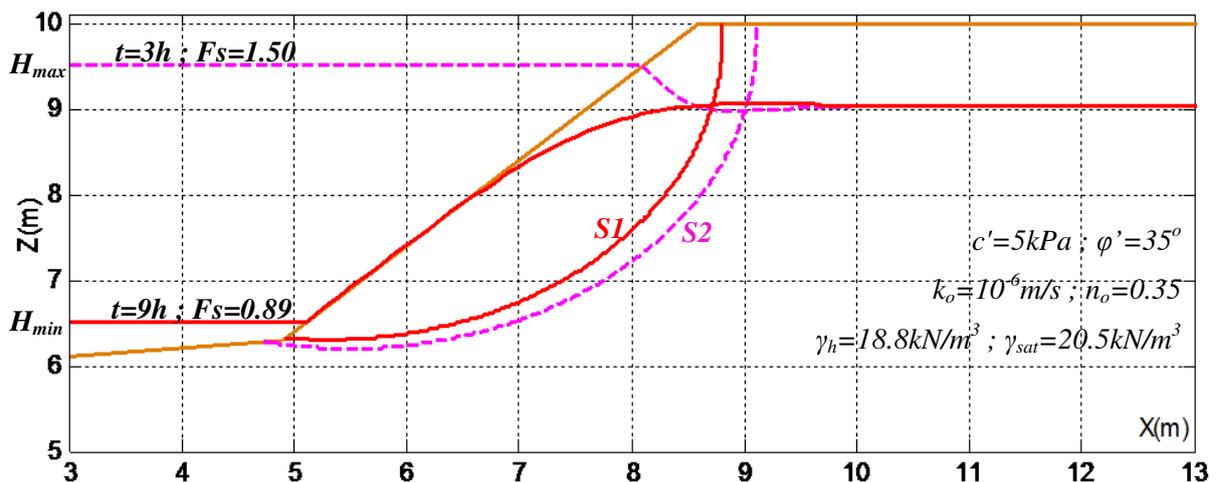


Figure 3.19 : Surfaces de glissement critique à différents instants de la marée

La Figure 3.20 et la Figure 3.21 montrent les variations de surface libre au cours du reflux et du flux respectivement. La Figure 3.22 représente les différents efforts qui s'exercent sur chaque tranche le long de la surface de glissement S1 à différents moments (ANNEXE 3) :

- P : force pression de l'eau sur la surface supérieure de la tranche,
- U : force de pression interstitielle sur la base de la tranche,
- T_m : force mobilisée sur la base de la tranche (fonction décroissante de P),
- Tr : force résistante sur la base de la tranche (fonction décroissante de U),

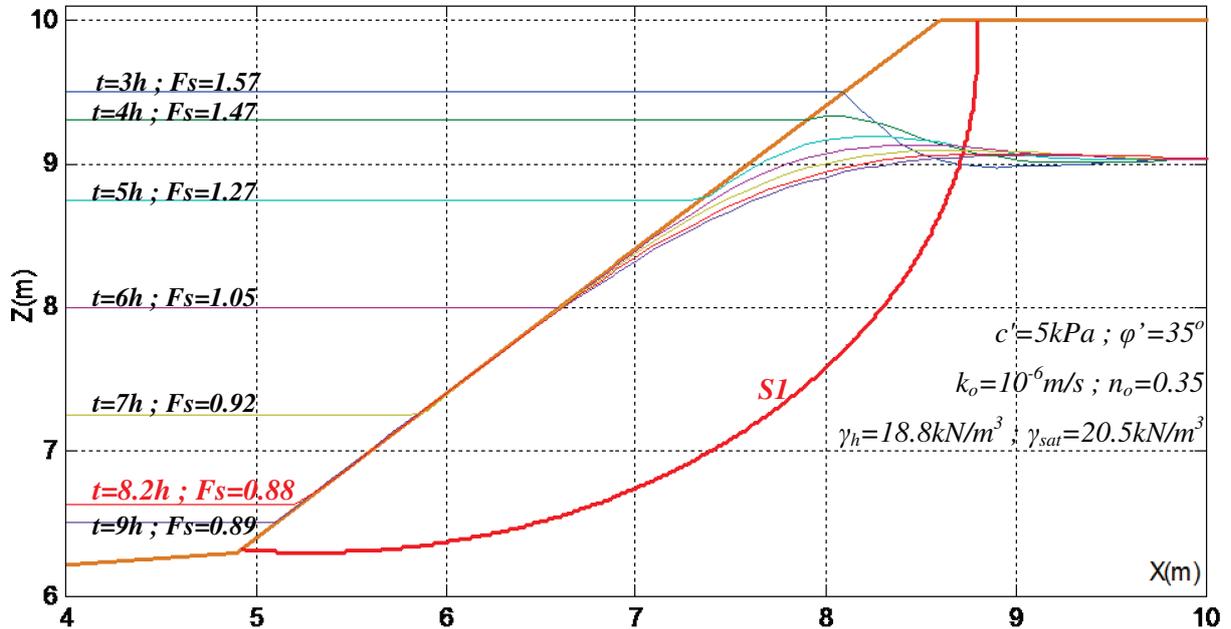


Figure 3.20 : Coefficient de sécurité pour différents niveaux d'eau à marée descendante pour la même surface de glissement

$t=3h ; Fs=1.57$
 $t=2h ; Fs=1.59$

$t=1h ; Fs=1.43$

$t=0$ ou $t=12h ; Fs=1.16$

$t=11h ; Fs=0.98$

$t=10h ; Fs=0.91$
 $t=9h ; Fs=0.89$

SI

$c'=5kPa ; \varphi'=35^\circ$
 $k_o=10^{-6}m/s ; n_o=0.35$
 $\gamma_h=18.8kN/m^3 ; \gamma_{sat}=20.5kN/m^3$

Figure 3.21 : Coefficient de sécurité pour différents niveaux d'eau à marée montante pour la même surface de glissement

La variation du facteur de sécurité avec la marée peut s'expliquer comme suit. Pendant le reflux, la surface libre dans le sol reste élevée (Figure 3.20). La pression stabilisatrice (P) de l'eau dans la rivière diminue davantage que la pression interstitielle U (déstabilisatrice) dans

le sol (Figure 3.22-A), par conséquent la force mobilisée (T_m) augmente plus vite que la force résistante (T_r) et donc le coefficient de sécurité diminue. Au contraire pendant le flux (Figure 3.21), la force T_m décroît plus vite que T_r , et donc le coefficient de sécurité augmente.

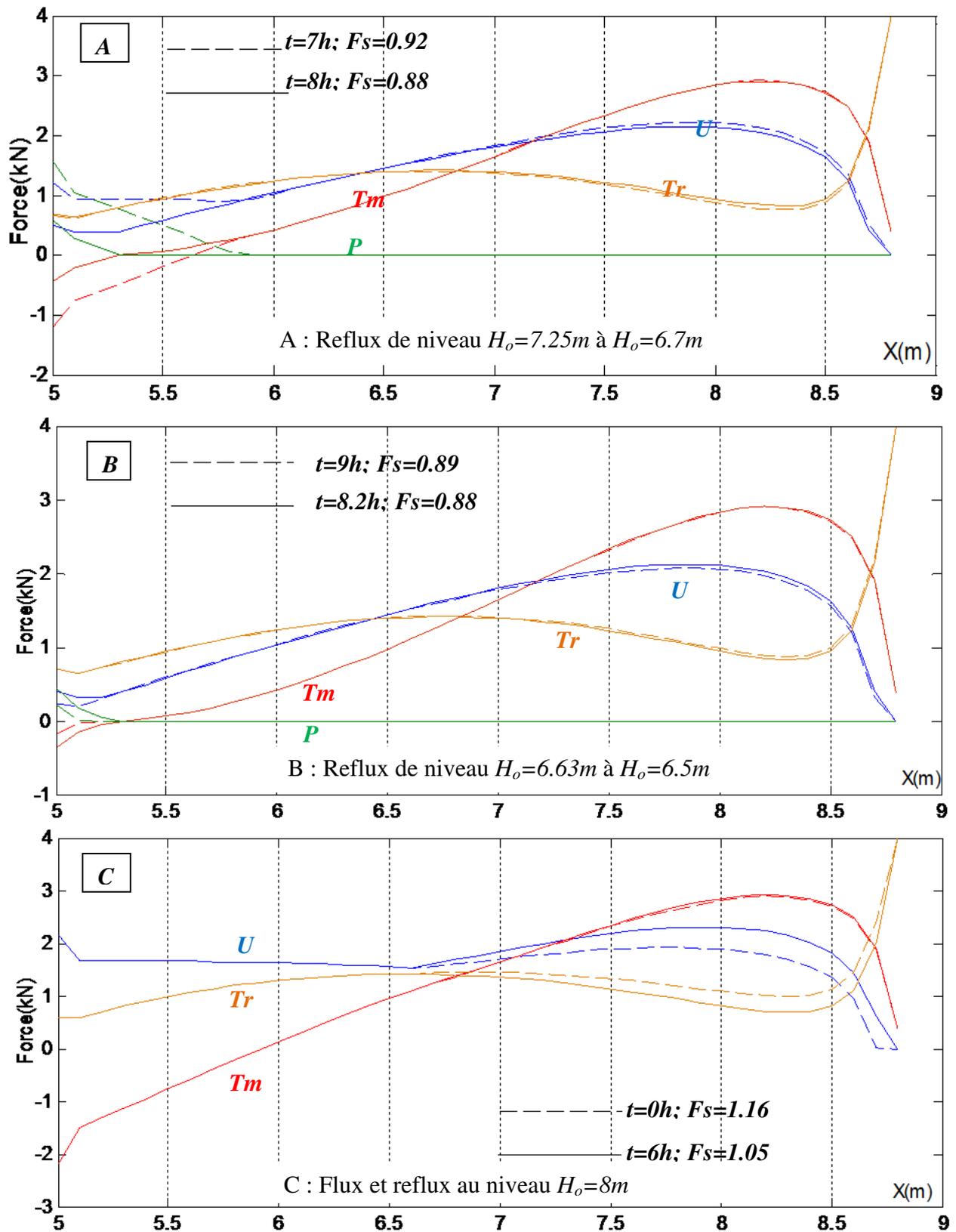


Figure 3.22 : Forces le long la surface critique à différents instants de la marée

Le déphasage du moment critique par rapport à la marée peut s'expliquer par le ralentissement de la vitesse du reflux avant la basse mer ($t \in [8.2h ; 9h]$) et par l'effet de drainage avec le temps dû à la perméabilité du sol considérée. D'une part, dans cet intervalle de temps, la variation du niveau d'eau ($\Delta H_o = 0.13m$) et de la pression P sont petites et donc la force mobilisée Tm le long de la surface de glissement reste pratiquement stable (Figure 3.22-B). D'autre part, dans cet intervalle de temps, la surface libre et donc la pression interstitielle dans le sol continue à descendre du fait de la perméabilité et donc la force résistante Tr le long la surface de glissement augmente. En conséquence, la valeur de coefficient de sécurité remonte.

La Figure 3.22-C montre les forces précédentes pour un même niveau d'eau dans la rivière, (niveau moyen $H_m = 8m$), pendant le flux ($t = 0h$) et le reflux ($t = 6h$). La pression d'eau dans la rivière appliquée sur la berge est la même ; en conséquence, il n'y a pas de différence entre les forces mobilisées Tm . Cependant, les pressions interstitielles dans le sol pour les deux moments sont différentes dans la partie non submergée : la force de pression U est plus grande pendant le reflux ($t = 6h$). Donc la force résistante Tr pendant le reflux est plus petite que celle pendant le flux. En conclusion, au même niveau d'eau dans la rivière, le coefficient de sécurité pendant le reflux est plus petit que celui pendant le flux.

3.4 Etude paramétriques sur la stabilité des berges

Dans ce paragraphe, on cherche à déterminer l'influence sur le facteur de sécurité des différents paramètres agissant sur la stabilité de la berge. Cette étude paramétrique est possible car la méthode simplifiée des tranches couplée avec la variation de surface libre en fonction du temps conduit à des temps de calcul acceptables.

3.4.1 Effet des paramètres du sol (k_o , c' et φ')

La géométrie de la berge et les caractéristiques de la marée sont les mêmes que précédemment. Les valeurs des paramètres du sol considérées sont les suivants :

- perméabilité $k_o(m/s)$: 10^{-7} ; 10^{-6} ; 10^{-5} ;
- cohésion $c'(kPa)$: 5 ; 14 ; 24 ;
- angle de frottement interne φ' (degré) : 10 ; 28 ; 45.

3.4.1.1 Effet de la perméabilité

Sur la Figure 3.23, on observe une variation périodique du coefficient de sécurité en fonction de la marée avec des valeurs minimales dans la période de marée basse. On note que la valeur des coefficients de sécurité ainsi que celle de leur déphasage par rapport à la marée diminuent quand la perméabilité du sol diminue. La diminution du coefficient de sécurité lorsque la perméabilité décroît, peut s'expliquer par le niveau plus élevé de la surface libre et donc par une pression interstitielle dans le sol plus élevée (Figure 3.24). Dans le cas présent on trouve que la surface de glissement est indépendante de la perméabilité du sol. Ces résultats ne prennent pas en compte les instabilités dues à l'érosion interne qui sont également fonction de la perméabilité.

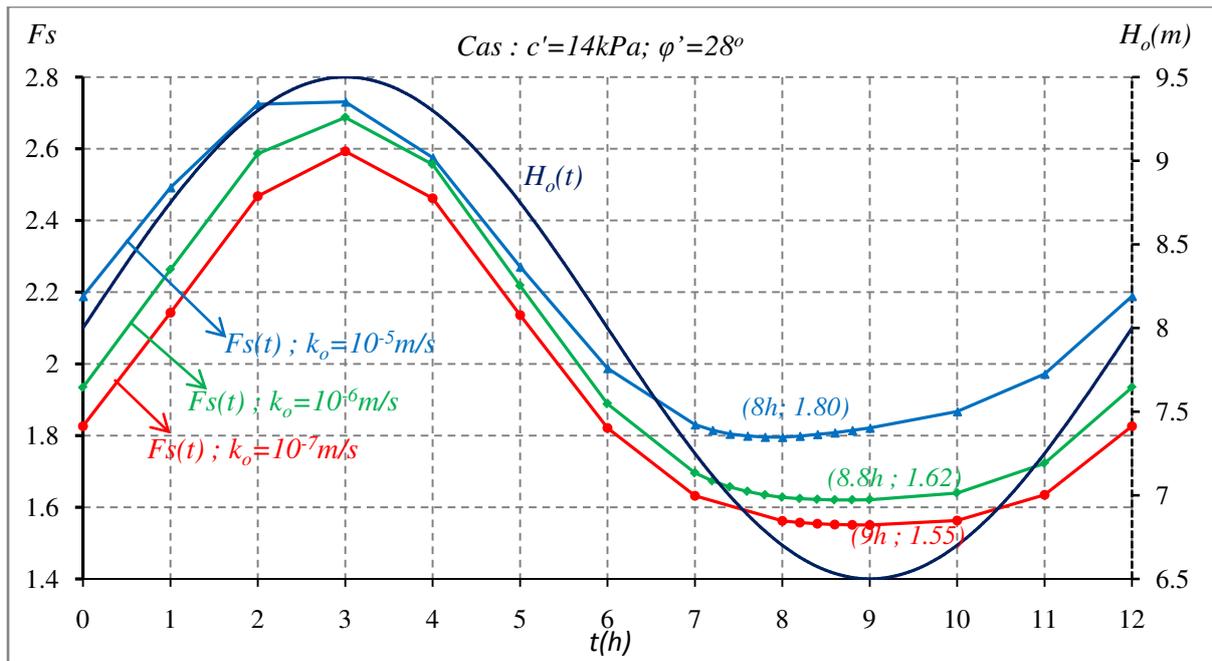


Figure 3.23 : Effet de la perméabilité sur la variation de F_s en fonction de la marée

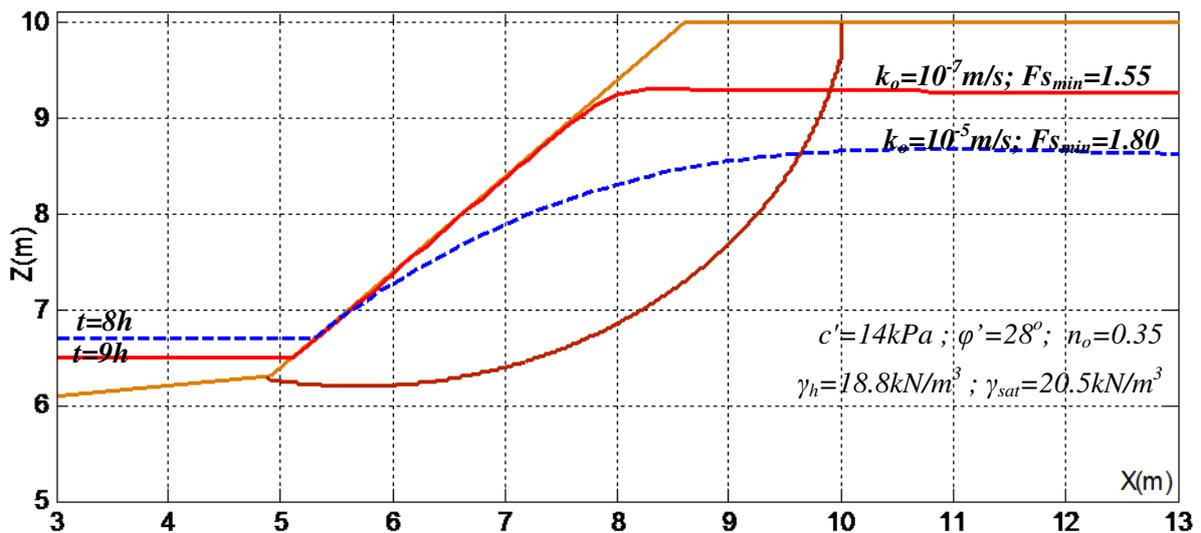


Figure 3.24 : Surfaces libres et cercle de glissement pour différentes perméabilités du sol

Pour ce qui est du déphasage, on a observé (Figure 2.9 Chapitre 2) une moindre variation de la surface libre dans le sol et donc de la pression interstitielle lorsque celui-ci est moins perméable. Ceci rend la variation du facteur de sécurité fortement corrélée avec la marée via la pression de l'eau sur la surface de la berge.

3.4.1.2 Effet de la cohésion et l'angle de frottement

La Figure 3.25 montre les différentes surfaces de glissement et les facteurs de sécurité associés produits par différentes cohésions du sol. Les facteurs de sécurité sont naturellement croissants avec la cohésion. Les surfaces de rupture passent au pied de la berge. Sur la partie supérieure de celle-ci, plus le sol est cohésif, plus les surfaces de rupture s'éloignent du sommet.

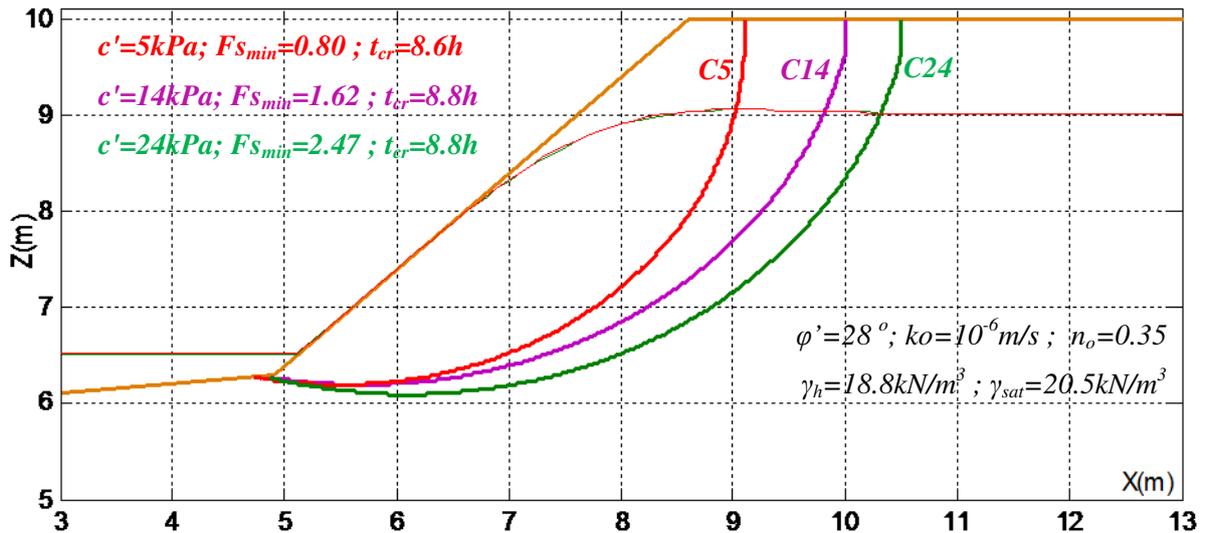


Figure 3.25 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité pour les différentes valeurs de cohésion

La Figure 3.26 présente les différentes surfaces de glissement produites par différents angles de frottement interne du sol. On observe des surfaces de glissement plus étendues lorsque l'angle de frottement interne du sol diminue et donc comme précédemment lorsque l'importance relative de la cohésion augmente. Naturellement, le facteur de sécurité diminue lorsque l'angle de frottement décroît.

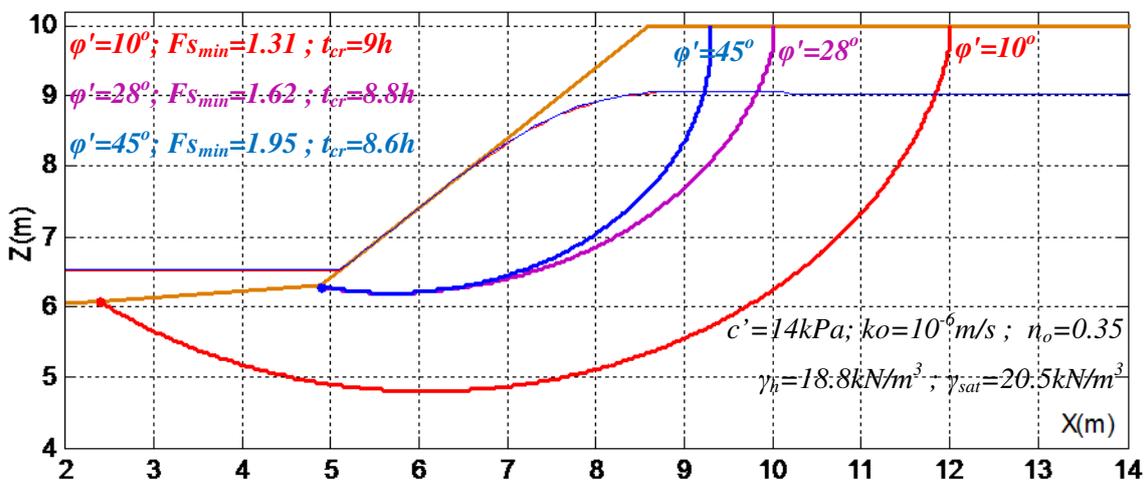


Figure 3.26 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité pour les différentes valeurs d'angle de frottement interne

On note également que pour une perméabilité donnée, le moment critique de rupture se rapproche de la basse mer quand l'importance relative de la cohésion augmente (par rapport à l'angle de frottement interne). Dans ce cas, la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture est moins dépendante de la pression interstitielle et davantage de l'action directe de l'eau sur la berge, d'où un déphasage faible.

Par ailleurs, avec une surface de rupture étendue, une plus grande partie de celle-ci reste sous surface libre constante et donc sous pression interstitielle constante et par conséquent, moins influencée par la variation de la partie de la surface libre voisine de la berge.

Le Tableau 3.5 représente un résumé des coefficients de sécurité et des temps critiques de la marée pour différentes valeurs de perméabilité, de cohésion et d'angle de frottement interne du sol. On note que :

- Le coefficient de sécurité minimale $F_{S_{min}}$ augmente quand la perméabilité k_o , la cohésion c' et l'angle de frottement interne φ' du sol augmentent;
- Le temps critique T_{cr} augmente (le déphasage diminue) quand la perméabilité k_o et l'angle de frottement interne φ' du sol diminuent, et la cohésion c' augmente.

Tableau 3.5 : $F_{S_{min}}$ et T_{cr} pour différentes valeurs de k_o , c' et φ'

$\varphi'(^{\circ})$	$k_o=10^{-6}m/s$			$k_o=10^{-5}m/s$		
		$F_{S_{min}}$	T_{cr}		$F_{S_{min}}$	T_{cr}
28	$c'=5kPa$	0.80	8.6	$c'=5kPa$	0.97	7.4
	$c'=14kPa$	1.62	8.8	$c'=14kPa$	1.80	8
	$c'=24kPa$	2.47	8.8	$c'=24kPa$	2.65	8.2
35		$F_{S_{min}}$	T_{cr}		$F_{S_{min}}$	T_{cr}
	$c'=5kPa$	0.88	8.2	$c'=5kPa$	1.11	7.2
	$c'=14kPa$	1.75	8.6	$c'=14kPa$	1.97	7.8
	$c'=24kPa$	2.61	8.8	$c'=24kPa$	2.85	8

3.4.2 Effet de la pente de la berge

Pour les paramètres de la marée précédente, on fait varier la pente de la berge de $\beta=30^{\circ}$ à $\beta=75^{\circ}$. Le Tableau 3.6 et la Figure 3.27 montrent les moments critiques, les coefficients de sécurité et les surfaces de glissement respectivement pour différentes pentes de la berge. Les résultats que l'on peut noter sont les suivants :

- pour les mêmes paramètres du sol ($c'=14kPa$; $\varphi'=28^{\circ}$; $k_o=10^{-6}m/s$), lorsque la pente de la berge augmente, le coefficient de sécurité diminue naturellement, le moment critique se produit plus tôt avant la basse mer (le déphasage augmente), et la ligne de glissement devient plus verticale, et le bloc en glissement plus réduit ;
- lorsque l'importance relative de la cohésion augmente par rapport à l'angle de frottement interne (Figure 3.27A et Figure 3.27C), on observe pour différentes pentes de la berge que les surfaces de glissement sont plus étendues ; ce qui généraliste les résultats observés plus haut ;
- pour différentes perméabilités du sol dans le cas de la pente plus forte (Figure 3.27D), on note toujours, comme pour la pente moyenne (Figure 3.24), que le coefficient de sécurité et le déphasage du moment critique diminuent quand le sol est moins perméable, et que les surfaces de rupture ne sont pas très influencées par la perméabilité.

Tableau 3.6 : Moments critiques et coefficients de sécurité pour différentes pentes de la berge

Figure 3.27	A		B			C		D	
$\beta (^{\circ})$	30	30	45	45	45	60	60	75	75
$k_o (m/s)$	10^{-6}	10^{-6}	10^{-6}	10^{-6}	10^{-6}	10^{-6}	10^{-6}	10^{-6}	10^{-5}
$\varphi' (^{\circ})$	28	28	45	28	28	28	10	28	28
$c' (kPa)$	5	14	14	14	24	14	14	14	14
$H_e (m)$	9.17	9.17	9.03	9.03	9.03	8.82	8.82	8.50	8.23
$H_o (m)$	6.51	6.5	6.53	6.51	6.51	6.63	6.51	6.79	7.39
$T_{cr} (h)$	8.8	9	8.6	8.8	8.8	8.2	8.8	7.8	6.8
$F_{S_{min}}$	1.02	1.87	1.95	1.62	2.47	1.43	1.18	1.27	1.39

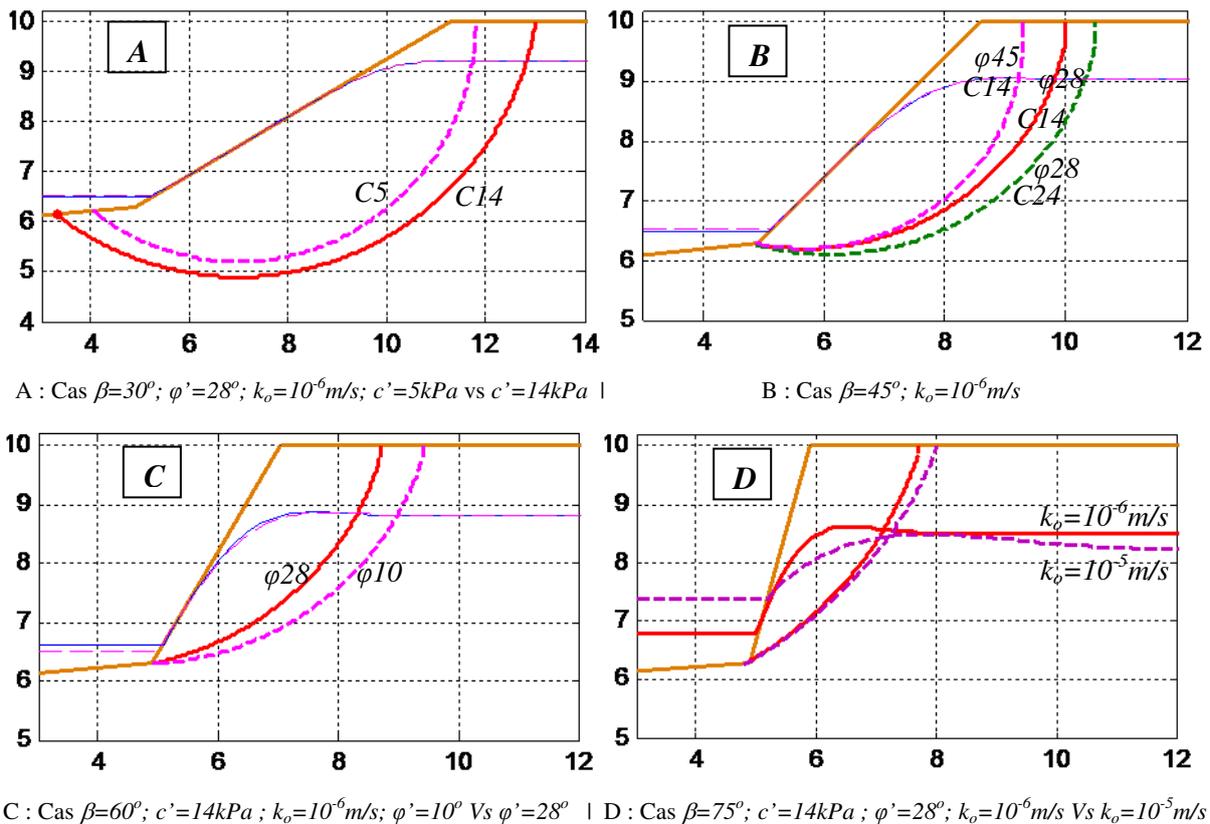


Figure 3.27 : Surfaces de glissement pour différentes pentes de la berge

3.4.3 Etudes paramétriques : facteurs $c'/(\gamma_w H_T)$ et $\tan\varphi'/\tan\beta$

Dans le cas simple d'une berge rectiligne de hauteur H_T et de pente β et en absence d'eau, le facteur de stabilité pour un sol isotrope de cohésion c et de poids volumique γ peut s'exprimer en fonction du facteur adimensionnel $c/(\gamma H_T)$ (Pilot 1966 et 1967). Par ailleurs, pour un glissement plan avec une pente de longueur infinie, le facteur de stabilité du massif le long d'un plan parallèle à la pente de la berge à une profondeur H_T dépend et est fonction à la fois du rapport $c/(\gamma H_T)$ et du rapport $\tan\varphi'/\tan\beta$ (Schlosser 1997).

On cherche à étendre ce résultat aux cas d'une berge en présence d'eau de niveau variable de forme sinusoïdale d'amplitude $2A$, de niveau moyen H_m et de période $T=12h$. Dans ce cas, on introduit les paramètres adimensionnels suivants (Figure 3.28) :

- α_A caractérisant l'amplitude, tel que $\alpha_A H_T = 2A$, avec $0 \leq \alpha_A$
- α_m caractérisant le niveau moyen, tel que $\alpha_m H_T = H_m - Z_B$ avec $0 \leq \alpha_m$

Le degré de saturation du sol humide est supposé homogène et égal à 50% avec la porosité $n_o=0.35$. Le sol est isotrope et les caractéristiques effectives du sol sont considérées dans les calculs.

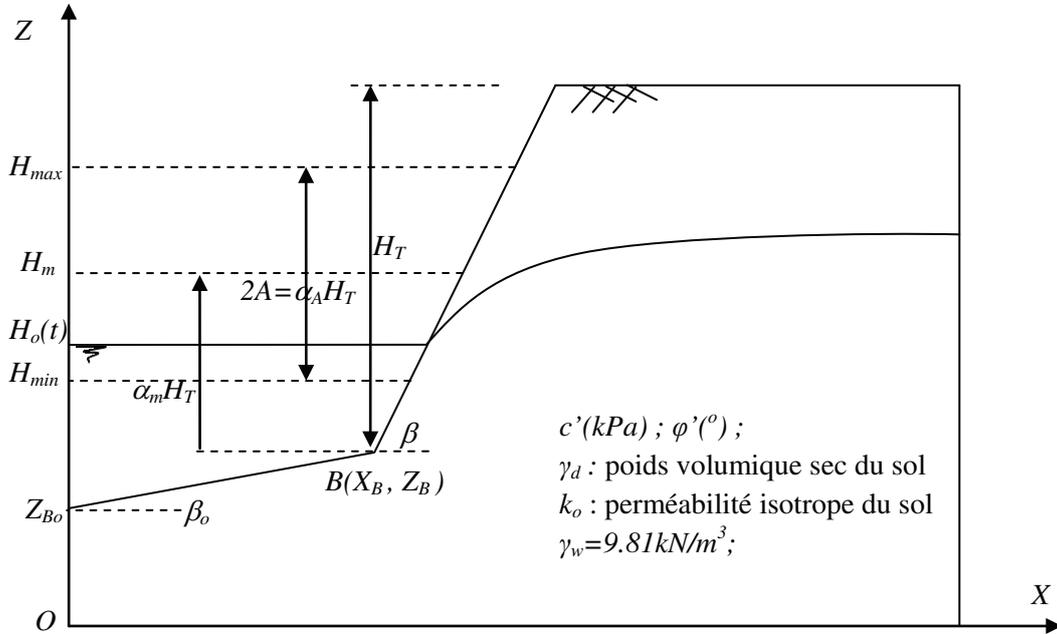


Figure 3.28 : Notations des paramètres étudiés

Par la suite on fait varier les paramètres du sol, la géométrie de la berge et le niveau d'eau et on cherche une relation entre le coefficient de sécurité Fs_{min} avec les rapports $CH=c'/(\gamma_w H_T)$ (Tableau 3.7) et $Tan=tan\varphi'/tan\beta$ (Tableau 3.8).

On note dans le Tableau 3.7-A que si on fait varier les valeurs de cohésion et les hauteurs de la berge en conservant le rapport CH et les autres paramètres constants, on obtient la même valeur du coefficient de sécurité. On voit que l'erreur relative de Fs_{min} par rapport à Fs_{moy} est en général très faible ($Err.(Fs)<1\%$), sauf quand le rapport CH est petit ($CH=0.1$) où $Err.(Fs)\approx 10\%$, mais dans ce cas le facteur de sécurité est très inférieur à 1.

On note également dans le Tableau 3.7-B que le coefficient de sécurité augmente quand le rapport CH augmente. La Figure 3.29 montre des relations linéaires de Fs_{min} en fonction du rapport CH pour les différents paramètres étudiés qui s'explique par l'expression du coefficient de sécurité.

En observant la relation du coefficient de sécurité Fs_{min} avec le rapport Tan , le Tableau 3.8 et la Figure 3.30 montrent que si on fait varier les valeurs de l'angle de frottement interne du sol et les pentes de la berge en conservant le rapport Tan constant et les autres paramètres ne changent pas, on obtient la même valeur du coefficient de sécurité dans plusieurs cas sauf dans le cas de la berge submergée ($\alpha_m=1$) où Fs_{min} est une fonction linéaire avec la

coefficient linéaire très faible (-0.011). On note également que l'erreur relative de $F_{S_{min}}$ devient grande quand la pente de la berge est plus grande que 80° .

Tableau 3.7-A : Relation du coefficient de sécurité avec le rapport $CH=c'/(γ_w H_T)$

$γ_d(kN/m^3)$	$k_o(m/s)$	$α_m$	$α_A$	$β(°)$	$φ'(°)$	$c'(kPa)$	$H_T(m)$	CH	$F_{S_{min}}$	$F_{S_{moy}}$	$Err.(Fs)$
15.9	-	-	-	45	15	20	2.86	0.7	2.90	2.90	0.0%
						30	4.29		2.91		0.1%
						40	5.71		2.90		0.0%
19.64	-	0.75	0	80	35	10	5	0.2	1.11	1.11	0.2%
						15	7.5		1.12		0.9%
						20	10		1.10		0.7%
14.1	1E-07	1	0.25	35	10	10	3.33	0.3	2.02	2.05	1.4%
						20	6.67		2.05		0.1%
						30	10		2.08		1.5%
15.9	1E-06	0.5	0.5	45	21.8	15	3.75	0.4	1.81	1.79	1.0%
						20	5		1.79		0.1%
						25	6.25		1.77		0.9%
17.09	1E-05	0.4	0.75	60	28	5	5	0.1	0.73	0.66	9.7%
						10	10		0.66		0.1%
						15	15		0.60		9.8%

Tableau 3.7-B : Relation du coefficient de sécurité avec le rapport $CH=c'/(γ_w H_T)$

Cas	$γ_d(kN/m^3)$	$k_o(m/s)$	$α_m$	$α_A$	$β(°)$	$φ'(°)$	$c'(kPa)$	$H_T(m)$	CH	$F_{S_{min}}$
A	15.9	-	-	-	45	15	30	30	0.1	0.79
							30	10	0.3	1.52
							30	6	0.5	2.22
							30	4.29	0.7	2.91
B	19.64	-	0.75	0	80	35	10	5	0.2	1.11
							15	5	0.3	1.44
							20	5	0.4	1.77
							30	5	0.6	2.29
C	14.1	1E-07	1	0.25	35	10	10	10	0.1	0.77
							10	5	0.2	1.42
							20	6.67	0.3	2.0
							20	5	0.4	2.62
D	15.9	1E-06	0.5	0.5	45	21.8	20	10	0.2	1.05
							20	6.67	0.3	1.42
							20	5	0.4	1.8
							20	4	0.5	2.15
E	17.09	1E-05	0.4	0.75	60	28	10	10	0.1	0.66
							10	5	0.2	1.07
							15	5	0.3	1.39
							15	3.75	0.4	1.72

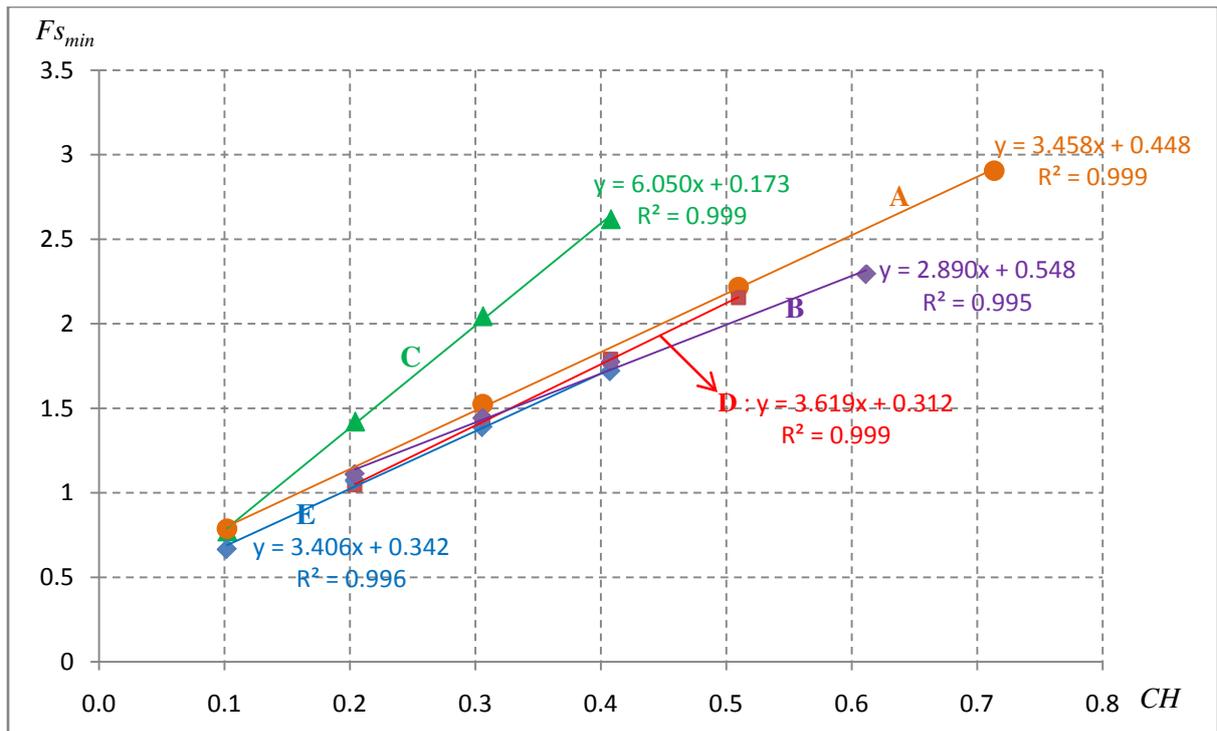


Figure 3.29 : Relation entre le coefficient de sécurité $F_{s_{min}}$ et le rapport $CH=c'/(γ_w H_T)$

Tableau 3.8 : Relation du coefficient de sécurité avec le rapport $Tan=tanφ/tanβ$

Cas	$γ_d(kN/m^3)$	$k_o(m/s)$	$α_m$	$α_A$	$c'(kPa)$	$H_T(m)$	CH	$β(^{\circ})$	$φ'(^{\circ})$	Tan	$F_{s_{min}}$	$F_{s_{moy}}$	Err.(Fs)
A	15.9	-	-	-	30	4.29	0.7	35	9.9	0.25	2.80	2.83	0.8%
								45	14.0		2.87		1.6%
								60	23.4		2.77		1.9%
								70	34.5		2.86		1.2%
B	19.64	-	0.75	0	15	7.5	0.2	50	6.8	0.1	0.88	0.87	0.5%
								60	9.8		0.86		1.8%
								70	15.4		0.89		1.3%
								80	29.6		1.02	NA	NA
C	14.1	1E-07	1	0.25	20	6.67	0.3	35	19.3	0.5	2.21	Liné	NA
								45	26.6		2.12		NA
								55	35.5		2.01		NA
								65	47.0		1.87		NA
D	15.9	1E-06	0.5	0.5	25	6.25	0.4	35	15.6	0.4	1.78	1.79	0.2%
								45	21.8		1.77		0.6%
								55	29.7		1.78		0.4%
								65	40.6		1.81		1.2%
E	17.09	1E-05	0.4	0.75	10	10	0.1	35	27.7	0.75	0.86	0.86	0.6%
								40	32.2		0.87		0.5%
								45	36.9		0.87		0.6%
								50	41.8		0.86		0.5%

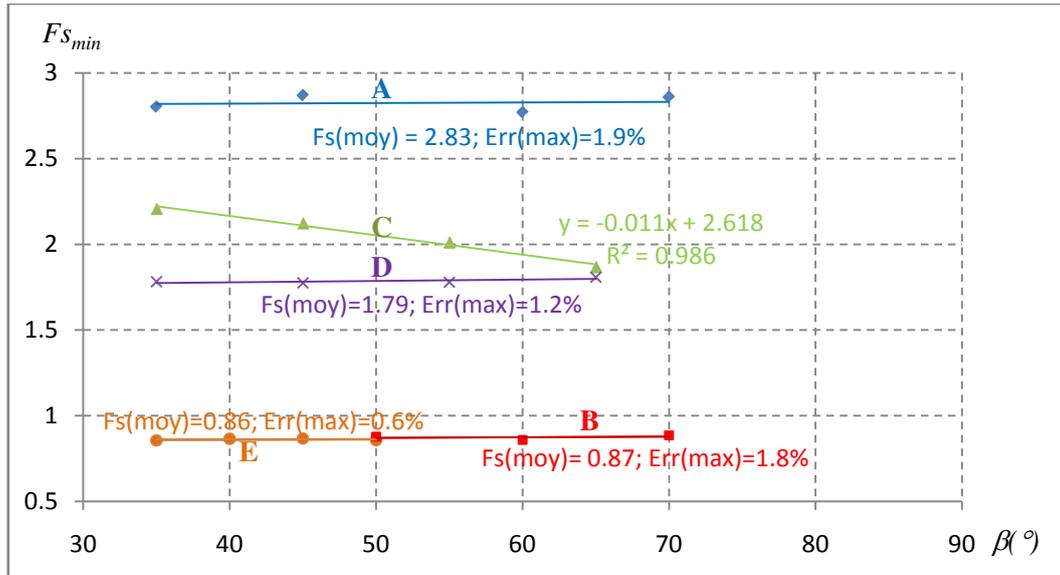


Figure 3.30 : Relation de coefficient de sécurité avec le rapport $Tan=tan\varphi'/tan\beta$

3.4.4 Abaques $Fs(CH, Tan)$

D'après les résultats précédents, le coefficient de sécurité reste invariant lorsque les nombres adimensionnels CH et Tan sont constants, et il est fonction linéaire du nombre CH . A partir de ces relations, on propose des abaques dans le plan (CH, Tan) d'iso-valeurs du coefficient de sécurité. Comme exemple on prend la valeur de référence $Fs_o=1.5$ qui est une valeur traditionnelle du coefficient de sécurité.

La Figure 3.31 montre le principe des abaques où les courbes $Fs=Fs_o$ sont paramétrées par les caractéristiques du sol, la géométrie et la marée. Le choix a été fait de fixer pour chaque abaque les valeurs du couple (k_o, γ_d) et de paramétrer les courbes par le couple (α_A, α_m) . Pour construire chaque courbe, on a fixé le couple (α_A, α_m) puis pour chaque valeur de Tan on a déterminé la valeur de CH qui donne $Fs_o=1.5$ en utilisant la relation linéaire entre Fs et CH .

En outre, la procédure suivante permet de trouver la valeur du coefficient de sécurité Fs pour des paramètres donnés quelconques :

- choix de la courbe $Fs(k_o, \gamma_d, \alpha_m, \alpha_A)=Fs_o$;
- calcul des rapports $CH=c'/(\gamma_w H_T)$ et $Tan=tan\varphi'/tan\beta$;
- calcul de la valeur de $Fs(CH)$, voir ci-dessous.

La relation linéaire $Fs(CH)$ peut se mettre sous la forme :

$$Fs(CH) = Fs_o + a_o (CH - CH_o) \quad (3.4)$$

où CH_o est la valeur correspondante à la courbe Fs_o et a_o est un facteur déterminé statistiquement à partir de l'ensemble des résultats en fonction de α_A et Tan :

$$a_o = 3.286 - 0.775\alpha_A + 2.158Tan \quad (3.5)$$

On rappelle les expressions de α_A et α_m ci-dessous :

$$\alpha_A = \frac{2A}{H_T} \quad (3.6)$$

$$\alpha_m = \frac{H_m - Z_B}{H_T} \quad (3.7)$$

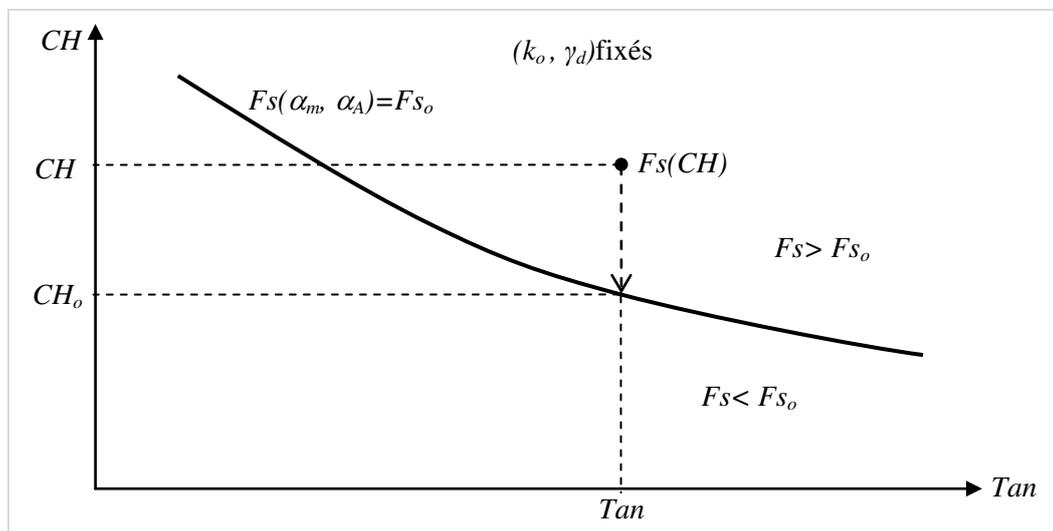


Figure 3.31 : Principe des abaques $F_s = F_{s_0}$ et du calcul de $F_s(CH)$

Afin de commenter le choix des abaques, on étudie ci-après l'influence des paramètres α_m et α_A .

3.4.4.1 Influence du niveau d'eau moyen

On étudie l'influence du niveau d'eau moyen (paramètre α_m), pour des valeurs $\alpha_A = 0$ (Figure 3.32) et $\alpha_A = 0.5$ (Figure 3.33). On note qu'il y a intersection des courbes pour la valeur $Tan = 0.5$ à 0.6 (Figure 3.32). Pour les valeurs inférieures de Tan , (c'est-à-dire berge plus inclinée et/ou angle de frottement interne du sol petit) et des valeurs fortes de CH (cohésion élevée et/ou faible la hauteur de talus) l'élévation du niveau d'eau moyen dans la rivière étend le domaine de sécurité, du fait de l'effet favorable de la pression d'eau sur la surface du talus. Par contre, lorsque le frottement devient prépondérant (valeurs supérieures de Tan), l'élévation du niveau d'eau moyen dans la rivière réduit le domaine de sécurité du fait du rôle défavorable de la pression interstitielle sur les contraintes effectives et donc sur la composante frottante de la résistance au cisaillement. Ce dernier effet est davantage marqué avec l'amplitude de la marée (Figure 3.33).

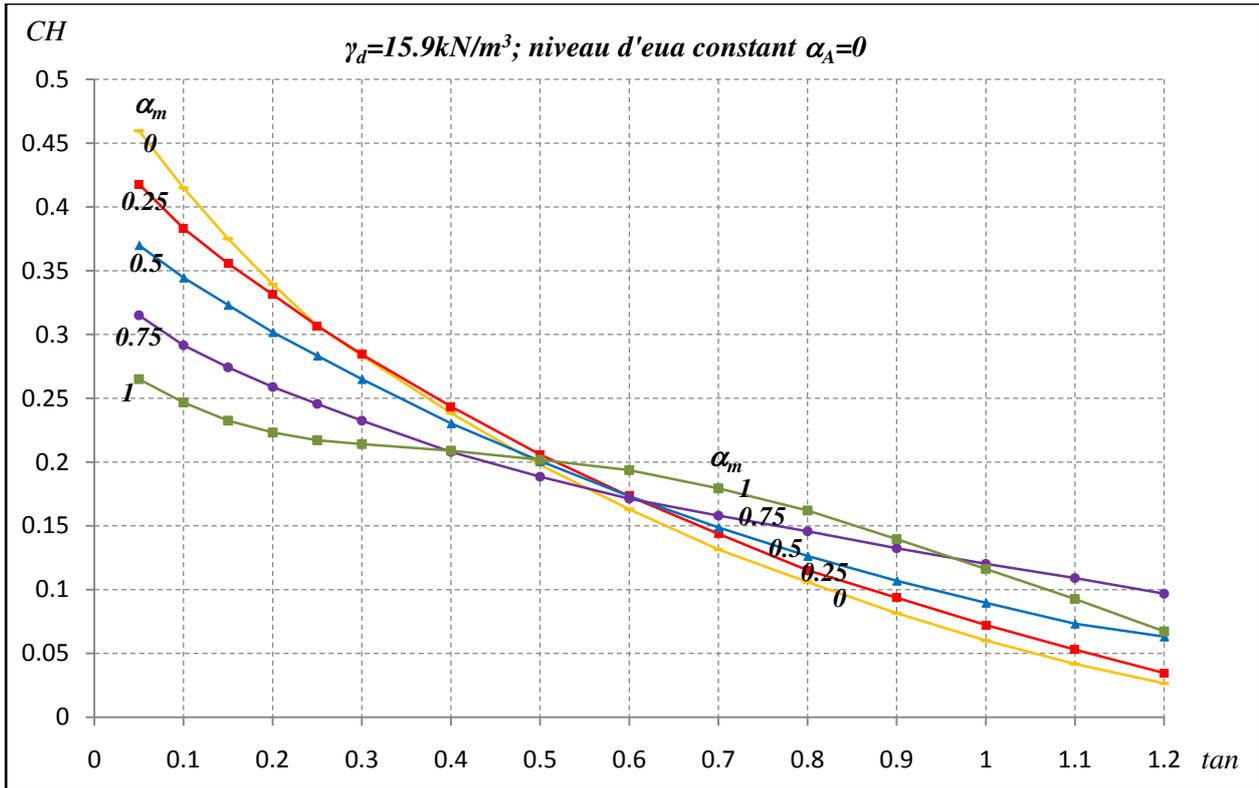


Figure 3.32 : Courbes $F_s=1.5$: influence du niveau d'eau moyen dans la rivière (cas $\alpha_A = 0$)

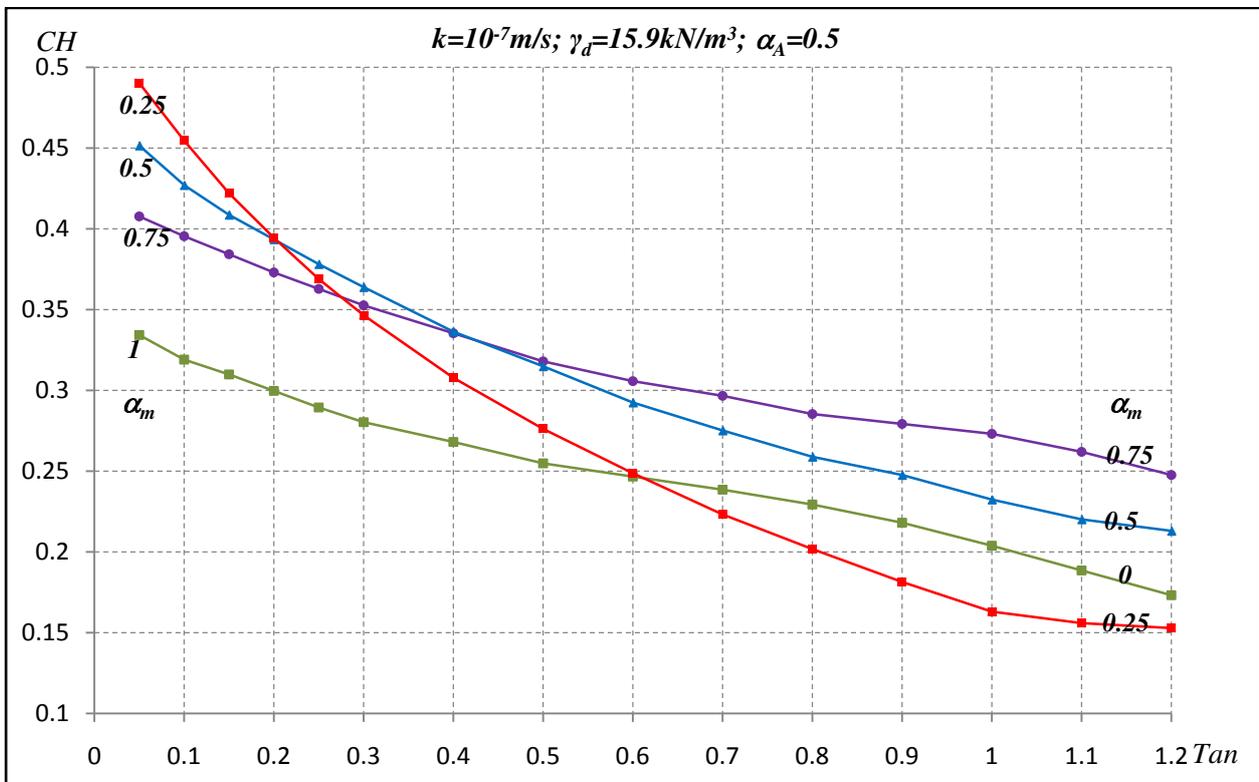


Figure 3.33 : Courbes $F_s = 1.5$: influence du niveau d'eau moyen dans la rivière (cas $\alpha_A = 0.5$)

3.4.4.2 Influence de l'amplitude de la marée

La Figure 3.34 présente l'influence du paramètre α_A sur les courbes $Fs = 1.5$ dans le cas où le niveau moyen est à mi-hauteur de la berge ($\alpha_m=0.5$). Contrairement à ce qui a été observé précédemment, on note que les courbes ne se croisent pas et lorsque l'amplitude de la marée augmente, le domaine de sécurité de la berge est réduit quelles que soient les valeurs du couple (Tan, CH). Cela s'explique par l'augmentation du niveau de la surface libre dans le sol avec l'amplitude de la marée.

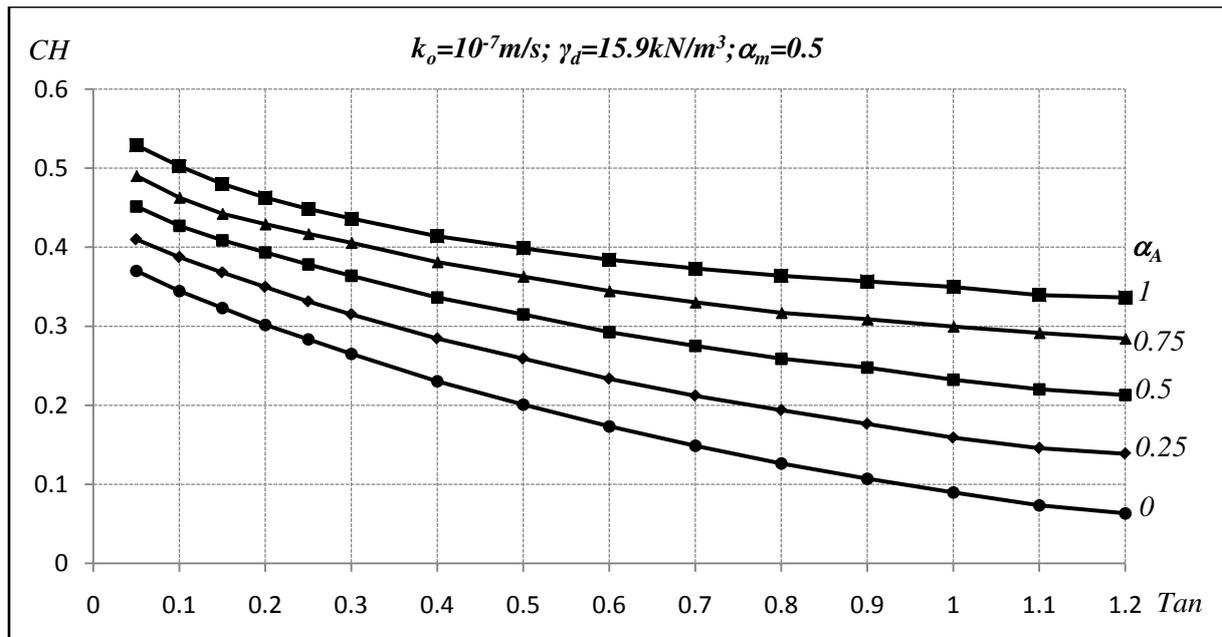


Figure 3.34 : Courbes $Fs = 1.5$: influence de l'amplitude de la marée (cas $\alpha_m=0.5$)

3.4.4.3 Abaques $Fs (CH, Tan)=Fs_o$

La Figure 3.35 montre un ensemble d'abaques $Fs = 1.5$ pour 4 valeurs de α_m dans le cas où $k_o=10^{-7}m/s$ et $\gamma_d=15.9kN/m^3$. La même méthode permet de créer des abaques pour n'importe quelles valeurs des paramètres k_o, γ_d et α_m lesquelles n'ont pas été considérées ici à cause du volume de calculs nécessaires, malgré l'utilisation des modèles simplifiés adoptés. Des exemples pour l'utilisation des abaques sont montrés dans ANNEXE 6 .

3.5 Erosion des berges

3.5.1 Hypothèses et équations

L'érosion de la berge a un effet sur la stabilité du massif, car elle change la géométrie de la rive en particulier au pied de celle-ci. Le modèle hydrodynamique de Rinaldi et al. (2008) a été utilisé pour calculer la contrainte de cisaillement τ_o exercée par un écoulement rectiligne en fonction de la vitesse moyenne V_y de celui-ci et du coefficient de rugosité de Chézy C_{Ch} :

$$\tau_o = \frac{\gamma_w V_y^2}{C_{Ch}^2} \quad (3.8)$$

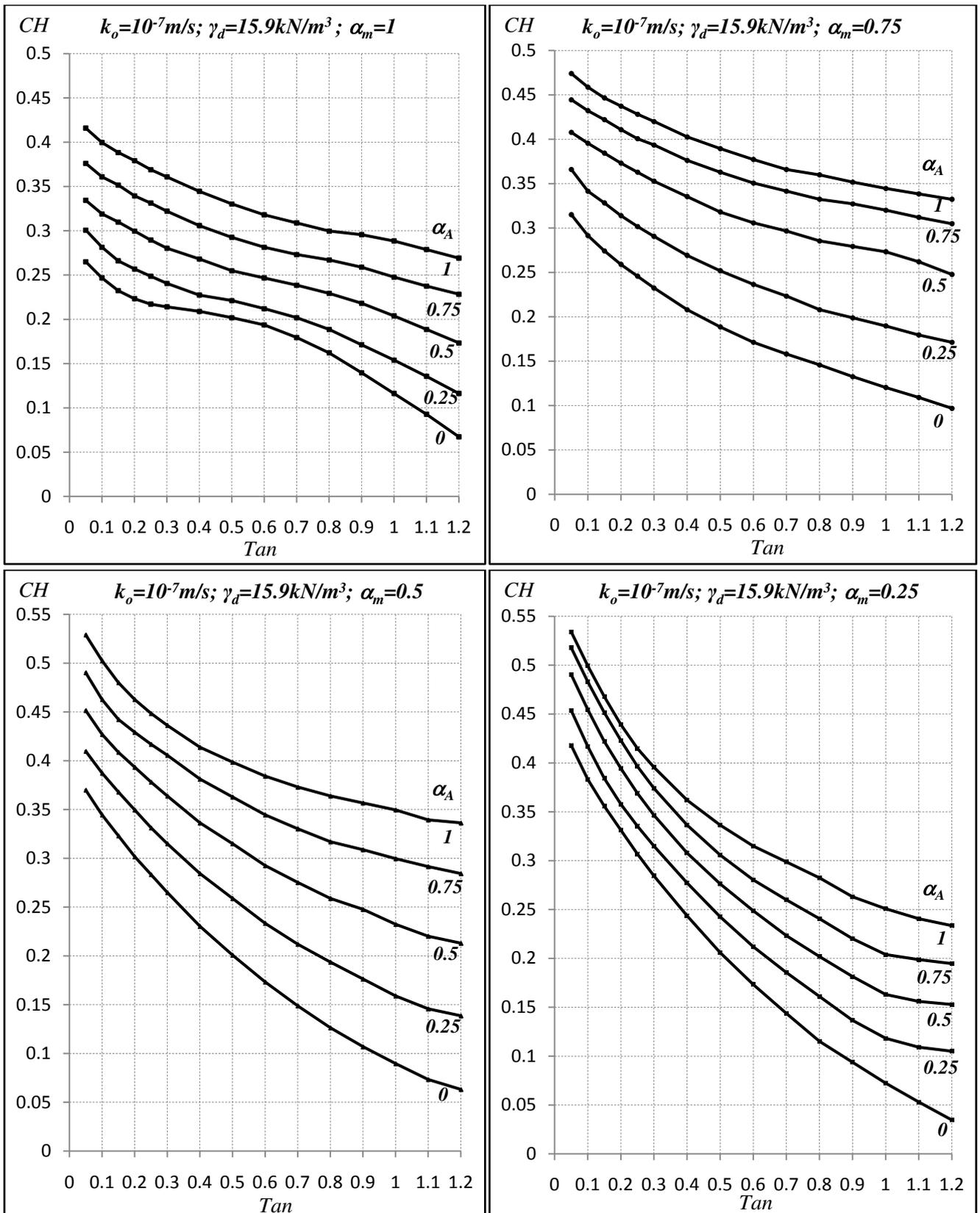


Figure 3.35 : Abaques $Fs=1.5$ pour $k_o=10^{-7}m/s$ et $\gamma_d=15.9kN/m^3$

$$C_{Ch} = 18 \log \left(\frac{12h_o}{Ks_N} \right) \quad (3.9)$$

où h_o est la profondeur d'eau dans la rivière variable avec la marée :

$$h_o = H_o(t) - Z_{Bo} \quad (3.10)$$

et Ks_N est la longueur de rugosité de Nikuradse. Pour la zone non végétale, on a supposé que $Ks_N = 3D_{50}$ où D_{50} est le diamètre de grain correspondant à un tamisage égal à 50%.

Le taux d'érosion \dot{E} [$L.T^{-1}$] s'exprime par (Simon et al., 2006 et 2010 ; Darby et al., 2007 ; Rinaldi et al., 2008) :

$$\dot{E} = K_c (\tau_o - \tau_c) \quad (3.11)$$

où, K_c est le coefficient d'érodabilité en [$m^3 N^{-1} s^{-1}$], τ_c est la résistance de cisaillement critique en [Pa]. La valeur de K_c est estimée en fonction de τ_c (Simon et al., 2010) :

$$K_c = 1.62 \tau_c^{-0.838} \times 10^{-6} \quad (3.12)$$

Dans notre cas, du fait de la marée, la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion sont fonctions du temps :

$$\dot{E}(Z, t) = K_c (\tau_o(t) - \tau_c) \text{ si } Z \leq H_o(t) \quad (3.13)$$

$$\dot{E}(Z, t) = 0 \text{ si } Z > H_o(t) \quad (3.14)$$

La profondeur d'érosion E dans un intervalle de temps [$t_1 ; t_2$] se calcule par :

$$E(Z) = \int_{t_1}^{t_2} \dot{E}(Z, t) dt \quad (3.15)$$

Si elle reste faible comparée à la géométrie initiale de la berge, la profondeur érodée est constante à chaque cycle de marée et donc la profondeur érodée cumulée est une fonction linéaire du nombre de cycles de marée. Cette propriété ne peut être valable que pendant une courte durée car au-delà d'autres phénomènes peuvent intervenir : variation de la vitesse de l'écoulement, de la géométrie de la berge.

Différences hypothèses sur la direction d'érosion de la berge ont été étudiées. Simon et al. (2006, 2010) supposent que l'érosion est perpendiculaire à la surface érodée, cependant Rinaldi et al. (2008) supposent que l'érosion est horizontale. La Figure 3.36 présente les deux modèles d'érosion utilisés dans les calculs. Il faut noter que la profondeur d'érosion n'est pas constante à chaque instant.

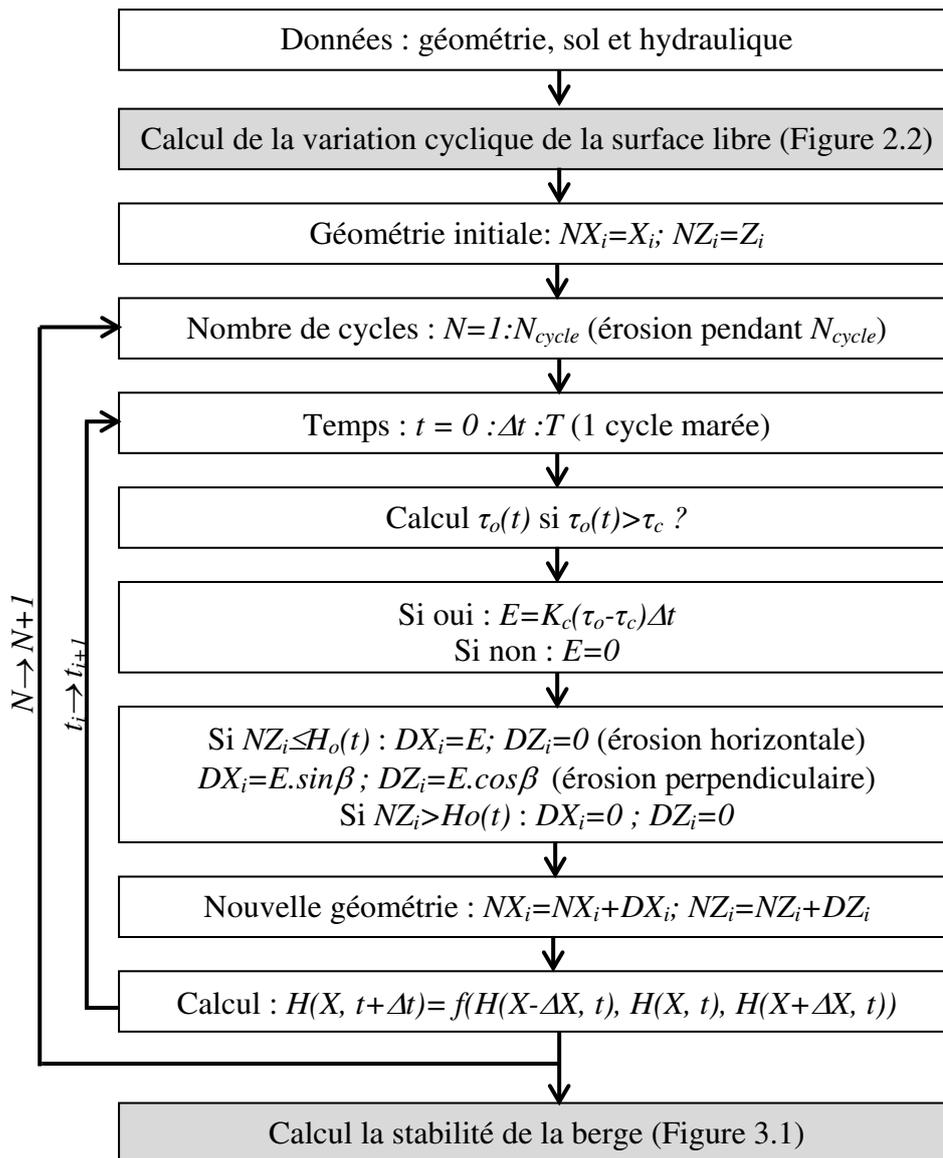


Figure 3.37 : Algorithme de calcul de l'érosion de la berge, couplé avec les calculs de surface libre et de stabilité du massif

La Figure 3.39 montre la variation de la surface libre pour différentes perméabilités après 10 jours d'érosion. On note que les surfaces libres dans le massif descendent après l'érosion parce que la berge est plus inclinée.

3.5.3.2 Couplage l'érosion et la stabilité de la berge

La Figure 3.40 montre les coefficients de sécurité aux moments critiques (période de marée basse) en fonction du temps pour les deux types d'érosion. Le caractère déstabilisant de l'érosion se traduit par la diminution des coefficients de sécurité avec la durée d'érosion. Au début, l'érosion perpendiculaire est plus défavorable que l'érosion horizontale, et à partir de 20 jours, l'érosion horizontale devient plus défavorable que la perpendiculaire à cause d'un affouillement important au pied de la berge. Le coefficient de sécurité minimal est inférieur à un à partir de 25 jours d'érosion et donc la berge devient instable (dans le cas $k_o=10^{-6}m/s$; $c'=14kPa$ et $\varphi'=28^\circ$).

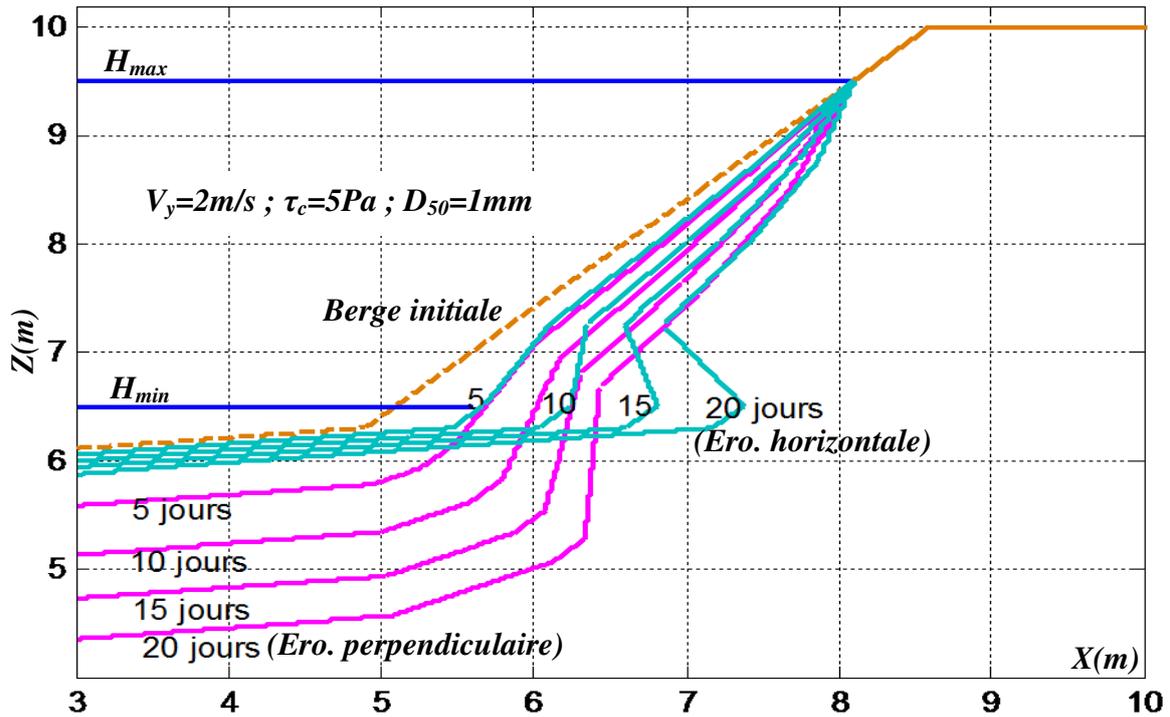


Figure 3.38 : Evolution de la géométrie de la berge après d'érosion horizontale et perpendiculaire

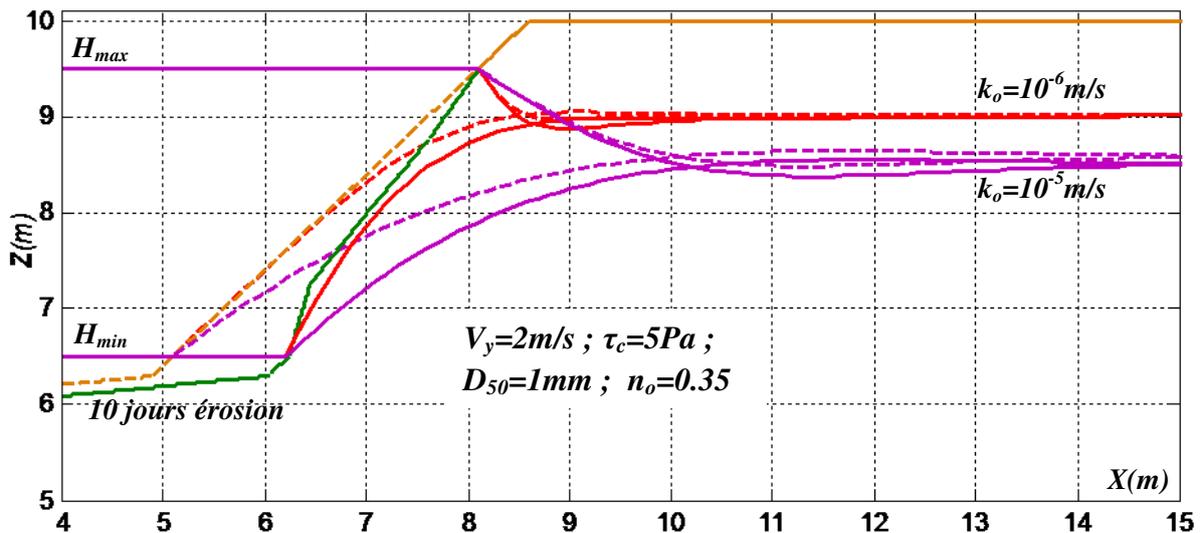


Figure 3.39 : Variation de la surface libre pour différentes perméabilités après 10 jours d'érosion horizontale

On note également que les moments critiques se situent toujours avant la basse mer ($t=9h$) pour les deux types d'érosion. Dans le cas de l'érosion horizontale, le temps critique diminue (le déphasage augmente) en fonction de la durée d'érosion à cause de l'augmentation de la pente en conservant la hauteur de la berge constante. Par contre, dans le cas de l'érosion perpendiculaire, le temps critique reste inchangé à cause de l'augmentation commune de la pente et de la hauteur de la berge.

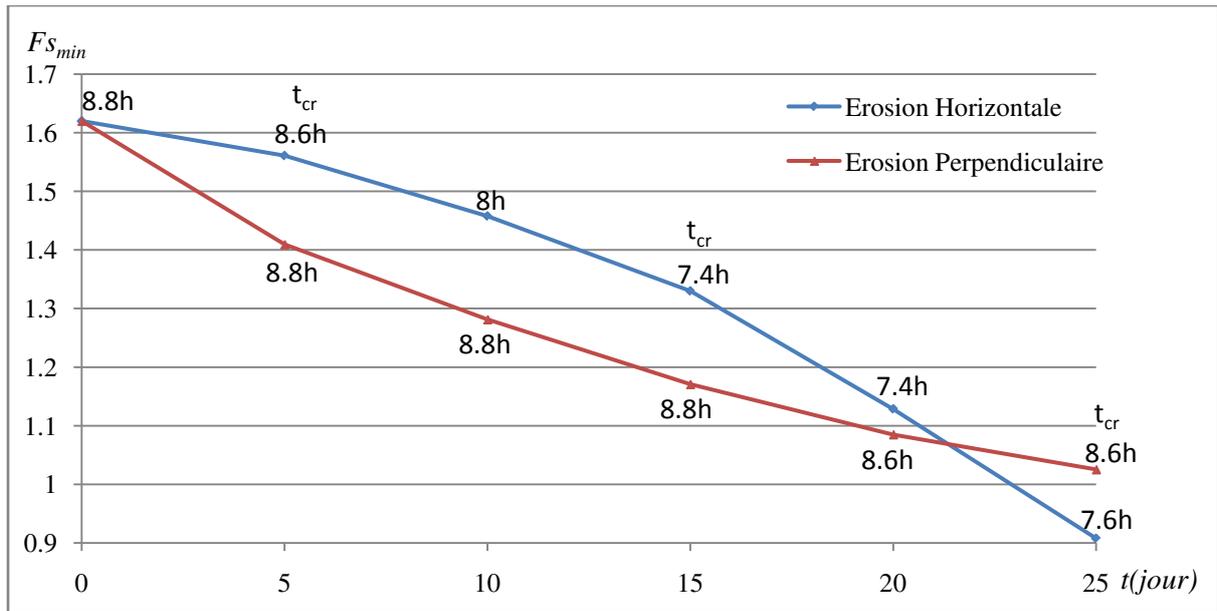


Figure 3.40 : Evolution du facteur de sécurité avec la durée d'érosion, comparaison entre érosions horizontale et perpendiculaire (cas $k_o=10^6 m/s$; $c'=14kPa$; $\phi'=28^\circ$)

La Figure 3.41 représente les surfaces de la berge érodées et les surfaces de glissement critiques après 25 jours d'érosion pour deux hypothèses différentes (érosion horizontale, érosion perpendiculaire).

Ces résultats sont basés sur des hypothèses hydrauliques simples (niveau moyen de la rivière constant, marée strictement périodique). Quand la durée d'érosion est longue, d'autres phénomènes peuvent intervenir (variation de la vitesse de l'écoulement, du niveau d'eau,...), lesquels peuvent également pris en considération par la méthode de calcul pas à pas adoptée.

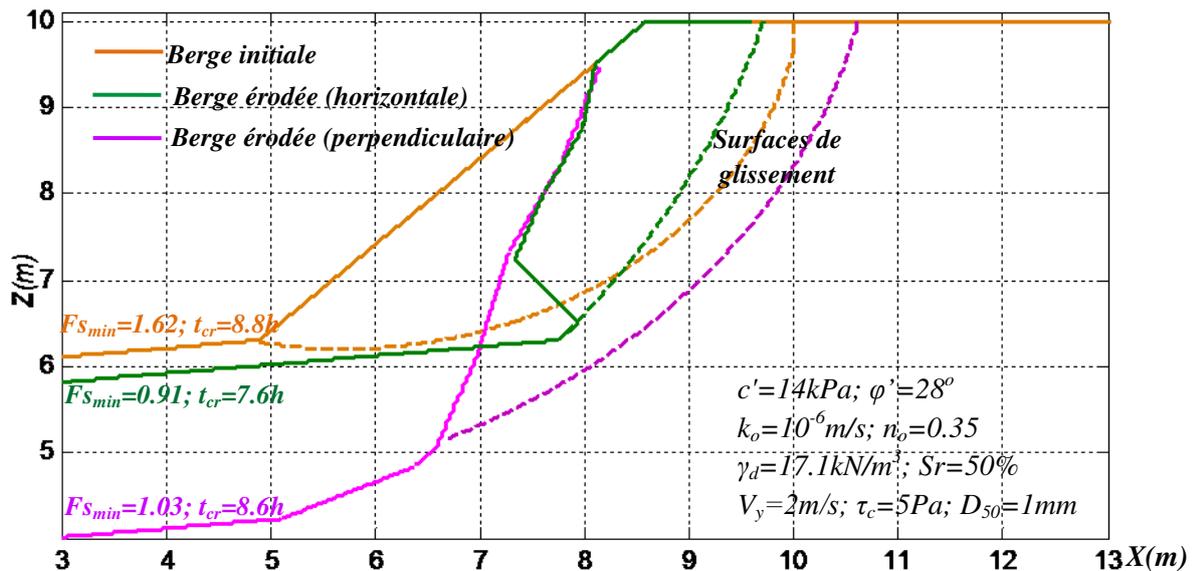


Figure 3.41 : Cinématiques de glissement après 25 jours d'érosion horizontale et perpendiculaire (cas $k_o=10^6 m/s$; $c'=14kPa$; $\phi'=28^\circ$)

Pour les mêmes paramètres hydrauliques, mais une résistance au cisaillement du sol sensiblement différente ($c'=10kPa$ et $\phi'=30^\circ$) la Figure 3.42 représente les surfaces de la berge érodées et les surfaces de glissement correspondantes pour les deux types d'érosion après 15 jours. On note que les moments critiques se situent toujours avant la basse mer et que l'érosion perpendiculaire reste plus défavorable que l'érosion horizontale. Cependant, la berge devient instable après 15 jours d'érosion ce qui démontre une forte sensibilité aux paramètres de résistance du sol.

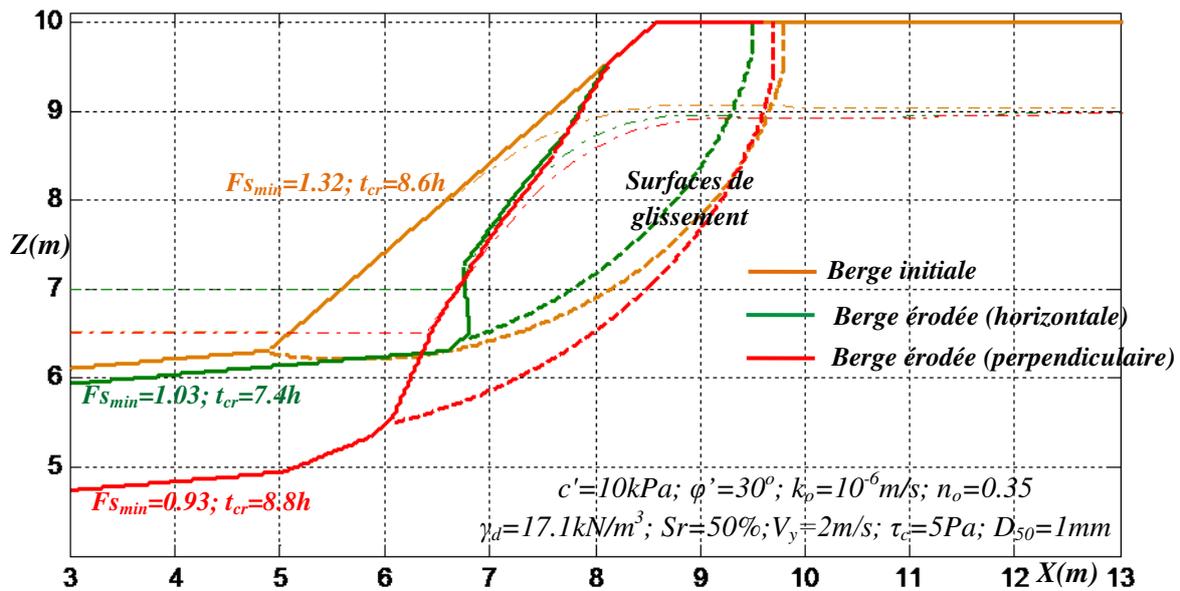


Figure 3.42 : Cinématiques de glissement après 15 jours d'érosion horizontale et perpendiculaire

3.6 Conclusions du chapitre 3

Dans ce chapitre, l'analyse de la stabilité au glissement de berges homogènes à géométrie variable a été programmée à l'aide de la méthode des tranches (hypothèse de Fellenius) avec une recherche automatique de la surface de rupture en fonction de la marée et la variation temporelle de la surface libre correspondante.

Les résultats de stabilité obtenus par le programme développé (MEStab) sont comparés avec d'autres codes utilisant la méthode des tranches (code Autoslope) ou la méthode des éléments finis (code Plaxis). Cela a permis de valider nos valeurs des coefficients de sécurité et les formes de surface de glissement correspondantes pour différents paramètres du sol.

Les méthodes de simulation simplifiées adoptées, couplant l'écoulement de type Dupuit avec la stabilité des berges par la méthode des tranches de Fellenius, ont permis d'étudier l'influence des différents paramètres du sol, de la géométrie de la berge et de la marée qui affectent la stabilité des berges. Les principaux résultats de simulations sont rappelés ci-après.

Les facteurs de sécurité au glissement varient en fonction de la marée et ils sont minimaux pendant le reflux avant la basse mer à cause du retard de la surface libre dans le sol et de la décélération de la vitesse descendante de la marée avant la basse mer.

Les valeurs des coefficients de sécurité et leurs déphasages par rapport à la marée diminuent quand la perméabilité du sol diminue, en raison de la moindre variation de la surface libre dans le sol ; la pression interstitielle reste élevée à marée basse et la stabilité de la berge est liée fortement à l'action directe de la marée (pression de l'eau sur la surface de la berge). Les surfaces de rupture ne sont pas très influencées par la perméabilité.

La cohésion et l'angle de frottement interne du sol affectent non seulement la stabilité mais aussi le temps critique de glissement de la berge. L'avance de celui-ci par rapport à la basse mer augmente quand la cohésion diminue et l'angle de frottement interne augmente. En outre, lorsque l'importance relative de la cohésion augmente par rapport à l'angle de frottement interne, les surfaces de glissement sont plus étendues.

Lorsque la pente de la berge augmente, le moment critique se produit plus tôt avant la basse mer (le déphasage augmente), et la ligne de glissement devient plus verticale, et le bloc en glissement plus réduit.

Des abaques ont été proposées donnant les domaines de sécurité en fonction de différents paramètres adimensionnels caractérisant le sol et la géométrie de la berge ($c'/(\gamma_w H_T)$, $\tan\phi'/\tan\beta$), ainsi que le niveau moyen et l'amplitude de la marée (α_A , α_m). Ces abaques permettent également le calcul du coefficient de sécurité par interpolation linéaire.

Elles mettent également en évidence l'influence de la marée sur la stabilité au glissement de la berge. A amplitude donnée, l'augmentation du niveau moyen de la marée s'avère favorable lorsque le facteur de cohésion est prépondérant et défavorable lorsque le facteur de frottement est dominant. A niveau moyen donné, l'amplitude de la marée s'avère défavorable vis-à-vis du glissement quelque soient l'importance relative des facteurs de cohésion et de frottement.

Deux types d'érosion ont été étudiés, érosion horizontale et perpendiculaire à la surface du sol, dont la simulation a été couplée à la variation temporelle de la surface libre dans le sol et à la stabilité au glissement de la berge. L'évolution temporelle du facteur de sécurité avec l'érosion a été calculée jusqu'à environ une durée de un mois. L'effet défavorable de l'érosion sur la stabilité au glissement a été montré. L'érosion perpendiculaire s'avère plus défavorable que l'érosion horizontale. Cependant pour une période d'étude plus étendue l'érosion perpendiculaire, semble trop sévère car elle néglige des effets tels que le dépôt par sédimentation.

CHAPITRE 4 : ETUDE DE CAS DU MONT-SAINT-MICHEL

4.1 Introduction du site Mont-Saint-Michel

L'étude a été menée dans la baie du Mont-Saint-Michel qui est un célèbre patrimoine mondial situé en Normandie, France. La baie du Mont-Saint-Michel se caractérise par une grande étendue (500km^2) de sable d'estran (Migniot, 1998 ; Desguée, et al. 2011 ; Bonnot-Courtois et al, 2008 ; Bonnot-Courtois, 2012) coupée par trois petites rivières (la Sée, la Sélune et le Couesnon). La marée est du type semi-diurne (période d'environ 12h) avec deux pleines mers et deux basses mers par jour. Cette baie subit d'un phénomène d'envasement général qui fait objet d'un projet d'aménagement à fin de le limiter (<http://www.projetmontsaintmichel.fr/index.html>). Plus localement, on observe des phénomènes d'instabilité des berges en particulier au moment des grandes marées. Dans le cas présent, deux sites sujets à instabilités ont été étudiés (Figure 4.1).

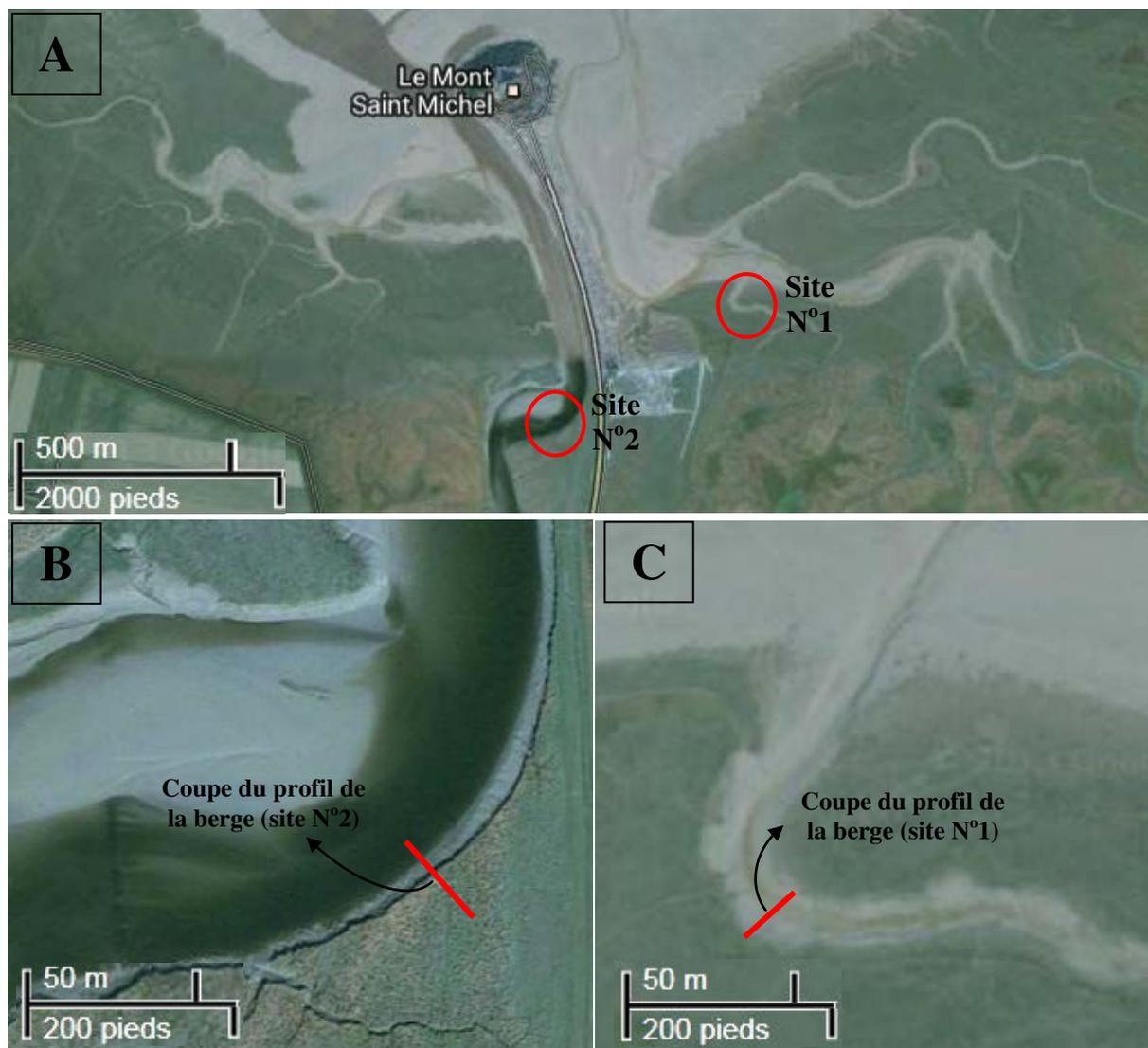


Figure 4.1 : A. Zone étudiée à côté du site Mont-Saint-Michel ; B. Zoom sur le site N°2 ; C. Zoom sur le site N°1 (images récupérées par Google Maps - ©2013 Google)

4.2 Etude du site N°1

4.2.1 Essais *in situ*

Le travail sur le site N°1 (berge d'un petit ru ayant subi un glissement) a été fait en coopération avec l'équipe de Géosciences, de l'Université de Rennes1, qui est en train d'étudier le rôle des couplages bio-géomorphologiques dans la dynamique des estuaires (thèse en cours de J. Leroux).

Les photos de la Figure 4.2 présentent une zone de glissement récent sur laquelle les mesures suivantes ont été effectuées pendant et après la grande marée de printemps 2013 (coefficient maximum 105) :

- suivi des hauteurs d'eau à l'aide de trois piézomètres,
- relevé topographique au scanner laser,
- prélèvement de sol pour analyse en laboratoire



Figure 4.2 : Photos du site N°1

Le profil de la berge à côté du site Mont-Saint-Michel a été récupéré par D. Lague et J. Leroux avec le Scanner Laser Terrestre (TLS) du laboratoire de Géosciences. Les coordonnées des points (x_i, y_i, z_i) sont traitées et transformées à l'aide de formules statistiques et du logiciel Matlab. Dans le plan (xoy) , tous les points sont assemblés et transformés sur la droite de régression notée (D_o) . Ensuite, les moyennes de toutes les côtes sont faites à chaque intervalle de $0.1m$ dans la direction de la droite (D_o) . Le profil moyen de la berge représenté sur la Figure 4.3 correspond aux mesures du 29 Mars 2013. Trois tubes piézométriques (P_0 , P_1 et P_2) ont été installés pour mesurer la variation de la surface libre dans le sol.

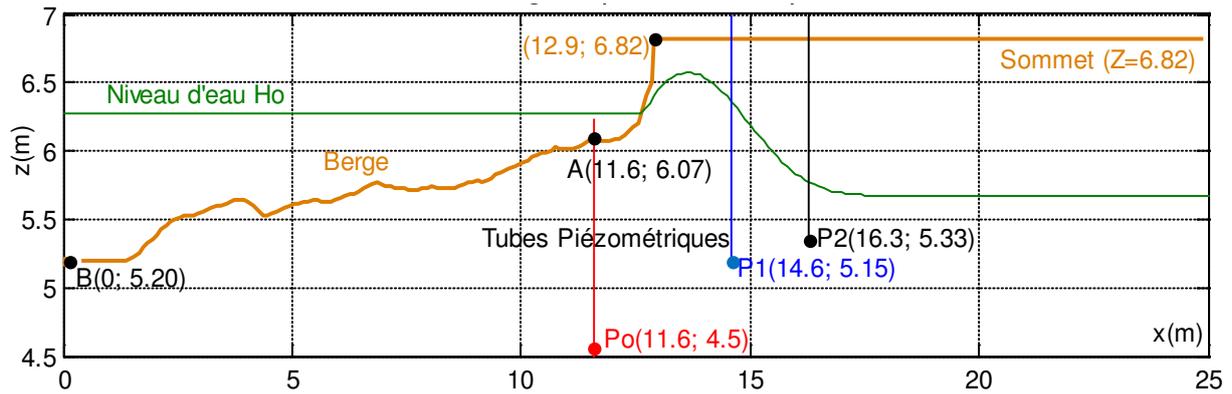


Figure 4.3 : Profil de la berge et positions des tubes piézométriques Po, P1 et P2 (d'après D. Lague et J. Leroux)

4.2.1.1 Hauteurs d'eau

Les mesures des pressions d'eau dans les piézomètres ont été effectuées du 26-03-2013 au 28-04-2013 à chaque minute à l'aide des capteurs de pression DIVER[®]. La mesure est exprimée en mètre d'eau pure (Leroux, 2010) en tenant compte de la valeur de pression atmosphérique et de la densité relative de l'eau de mer (1.025). Les erreurs de chaque capteur sont au maximum de 3cm d'eau. La Figure 4.4 et la Figure 4.5 montrent les hauteurs de la surface libre mesurées dans des tubes Po, P1 et P2. Les lignes horizontales basses de la surface libre dans les tubes P1 et P2 correspondent au niveau bas des piézomètres P1 et P2. Le 29 mars 2013, le coefficient de la marée est de 105 à la station de Granville à côté de Mont-Saint-Michel (<http://maree.info/45/coefficients>). On observe en particulier des périodes où la marée dépasse le sommet de la berge. Le pic ponctuel au centre de la Figure 4.5 correspond au remplissage manuel instantané des tubes piézométriques pour une mesure de perméabilité en place.

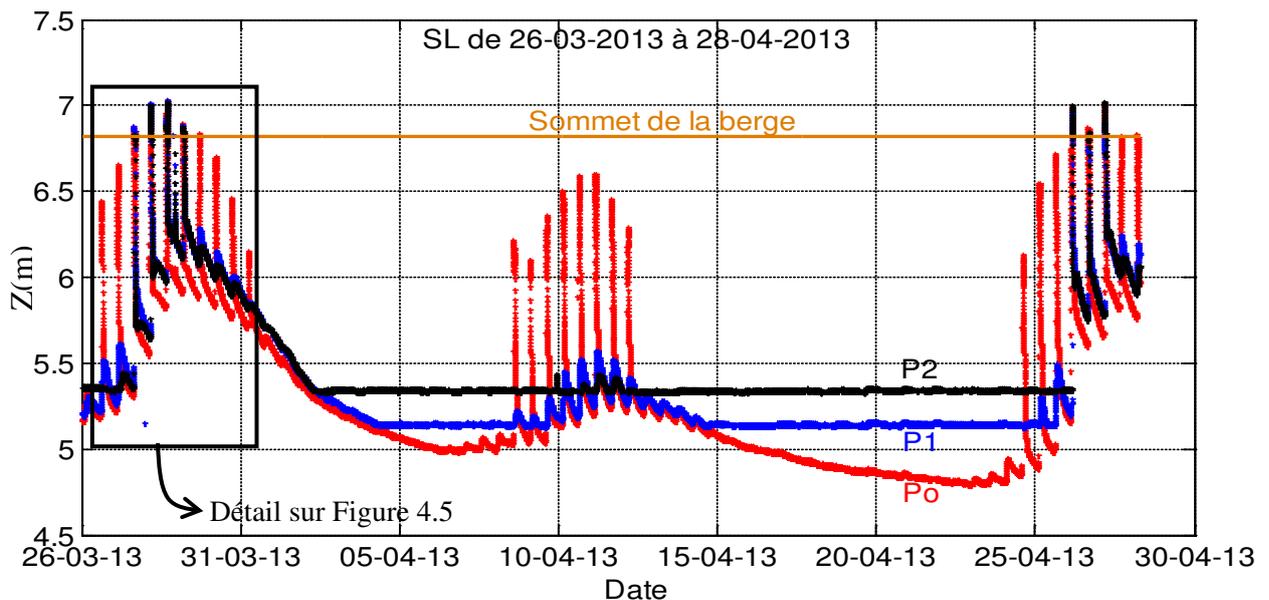


Figure 4.4 : Surface libre (SL) dans les tubes piézométriques d'après D. Lague et J. Leroux

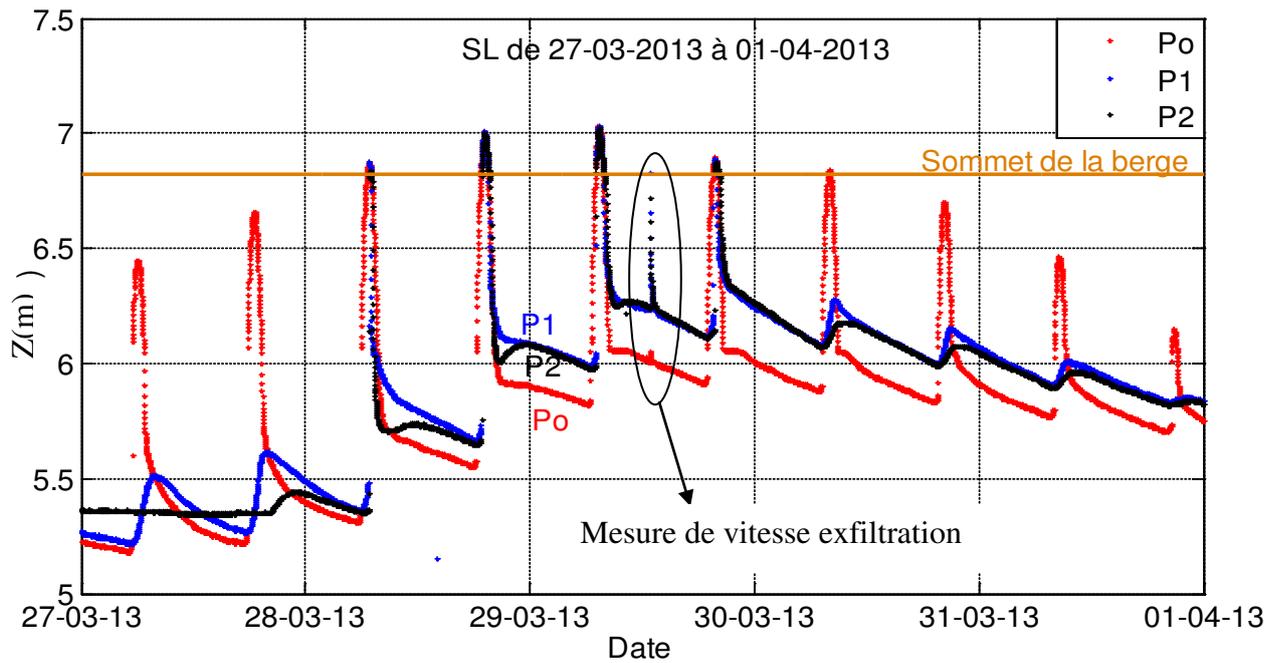


Figure 4.5 : Surface libre (SL) dans les tubes piézométriques, détail de la Figure 4.4

4.2.1.2 Perméabilité du sol

Le 29-03-2013, on a rempli d'eau dans les tubes des piézomètres pour estimer la perméabilité en place du massif. La Figure 4.6 représente la variation du niveau d'eau dans le tube piézométrique *P2* après remplissage. La variation est élevée au début à cause de la grande surface d'exfiltration et de l'état initial du sol humide. A l'aide du logiciel *EXCEL* (Trendline option), on obtient l'équation de variation du niveau d'eau $h(t)$ pour $t \in [5mn ; 25mn]$ comme indiqué sur la Figure 4.6.

La variation de débit d'exfiltration (Q_f) est exprimée par :

$$Q_f = \frac{dh(t)}{dt} \cdot \frac{\pi D_{tube}^2}{4} \quad (4.1)$$

où $h(t)$ est la hauteur d'eau dans le tube en fonction du temps t , D_{tube} est le diamètre moyen du tube ($D_{tube}=55mm$). La vitesse d'exfiltration (V_f) est ensuite exprimée par :

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f} \quad (4.2)$$

où A_f est la surface d'exfiltration qui est fonction de la variation du niveau d'eau dans le tube. On suppose que le niveau de la surface libre initiale autour du tube (h_o) n'est pas modifié par le remplissage du tube.

$$A_f = [h(t) - h_o] \cdot \pi D_{tube} \quad (4.3)$$

D'après les relations (4.1), (4.2) et (4.3), on a :

$$V_f = \frac{D_{tube}}{4[h(t) - h_o]} \cdot \frac{dh(t)}{dt} \quad (4.4)$$

avec le niveau de surface libre initial $h_o = 6.24m$.

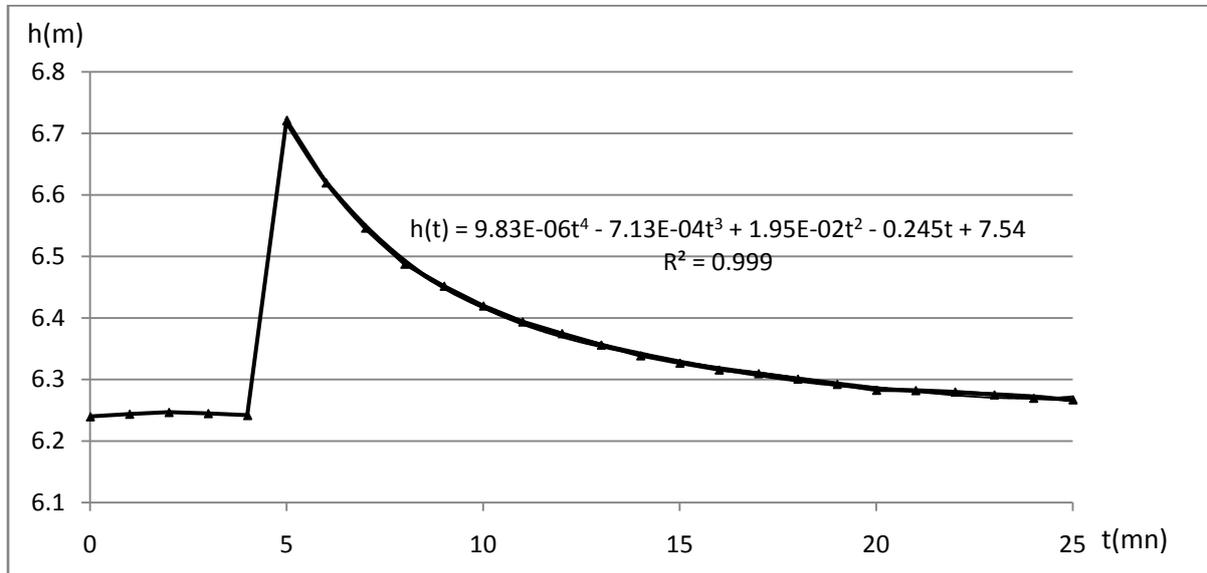


Figure 4.6 : Variations du niveau d'eau dans le piézomètre P2 après remplissage

La Figure 4.7 représente la variation de vitesse d'exfiltration du tube après remplissage avec de l'eau. Au début du remplissage de l'eau, la vitesse d'exfiltration est plus grande car le sol au-dessous de la nappe est non saturé. On prendra la valeur moyenne de la vitesse d'exfiltration dans la Figure 4.7 qui est environ $2.7 \times 10^{-5} m/s$.

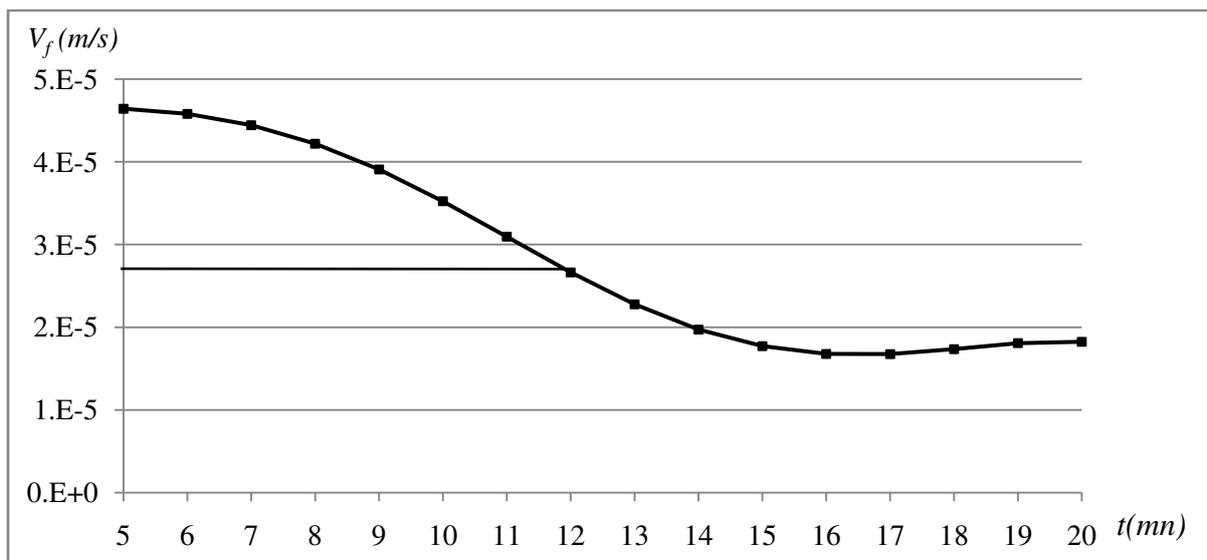


Figure 4.7 : Variation des vitesses d'exfiltration dans le piézomètre P2

4.2.2 Essais en laboratoire

Des essais en laboratoire sur des prélèvements de sol remanié et non remanié ont été effectués pour obtenir les caractéristiques physiques et mécaniques du sol. Les échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs aux positions des piézomètres par prélèvements à la tarière (« remaniés ») et à côté de ceux-ci par carottages considérés « non remaniés ».

4.2.2.1 Paramètres physiques

Les courbes granulométriques du sol à différentes positions et profondeurs ont été obtenues par analyse granulométrie laser (Figure 4.8 et Tableau 4.1). On distingue deux types de sol suivant la profondeur : silt en surface, ($0 < Z < 0.5m$) et sable fin en profondeur ($1.7m < Z < 2.2m$), sans que l'on ait pu déterminer la limite précise entre les deux couches.

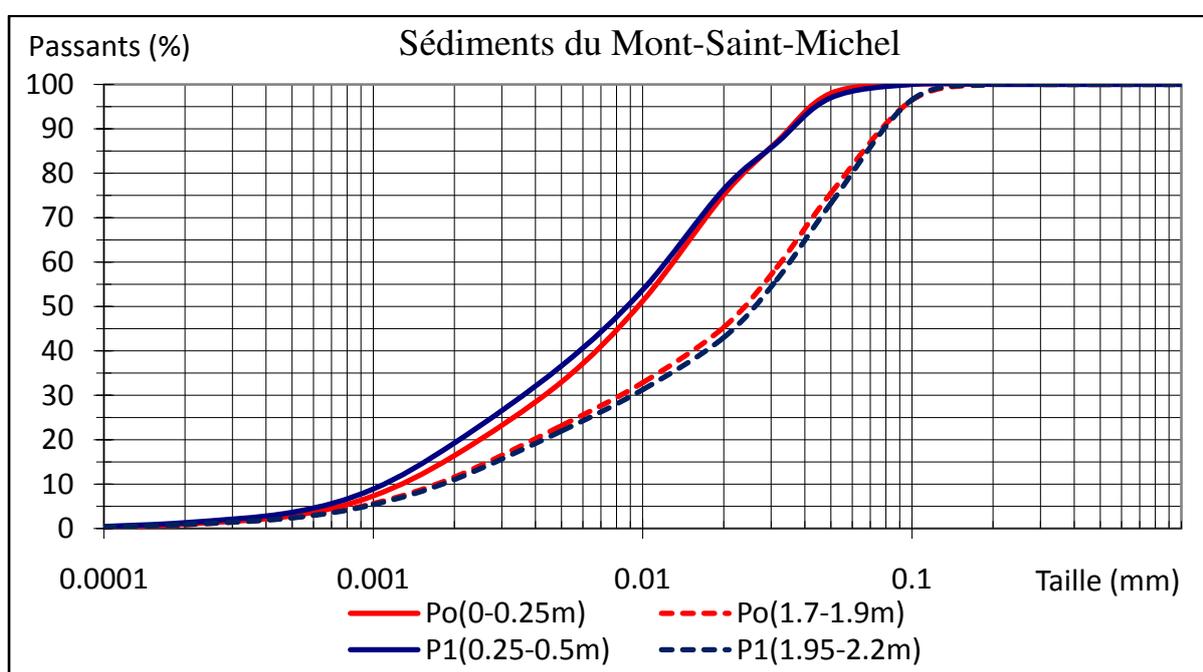


Figure 4.8 : Courbes granulométriques du sol à différentes positions et profondeurs

Tableau 4.1 : Compositions et types du sol

Analyse Granulométrie Laser						
Echantillon	%	Argile	Limons	Sables fins	D ₅₀ en μm	Type du sol
		0 - 2 μm	2 - 20 μm	20 - 200 μm		
Po(0-0.25m)	Partiels	16.42	58.71	24.87	9.61	Silts sableux et argileux
	Cumulés	16.42	75.13	100.00		
Po(1.7-1.9m)	Partiels	11.58	33.72	54.70	23.98	Sable fin silteux et argileux
	Cumulés	11.58	45.30	100.00		
P1(0.25-0.5m)	Partiels	19.25	57.14	23.61	8.74	Silts sableux et argileux
	Cumulés	19.25	76.39	100.00		
P1(1.95-2.2m)	Partiels	11.02	31.99	56.99	26.16	Sable fin silteux et argileux
	Cumulés	11.02	43.01	100.00		

La masse volumique des grains solides du sol a été mesurée à l'aide du pycnomètre ($\rho_s=2631\text{kg/m}^3$). Sur les échantillons non remaniés, les masses volumiques humide (ρ_h) et sèche (ρ_d) ont été déterminées, puis d'autres paramètres par les relations suivantes :

$$\text{Porosité : } n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (4.5)$$

$$\text{Poids volumique saturé : } \gamma_{sat} = \gamma_d + n \cdot \gamma_w \quad (4.6)$$

$$\text{Degré de saturation : } Sr = \frac{\gamma_h - \gamma_d}{n \cdot \gamma_w} \quad (4.7)$$

où γ_w (9.81kN/m^3) est le poids volumique de l'eau.

Le Tableau 4.2 représente les caractéristiques mesurées et calculées avec les valeurs moyennes utilisées dans les calculs.

Tableau 4.2 : Caractéristiques physiques du sol

Echantillon	$\rho_d(\text{kg/m}^3)$	$\rho_s(\text{kg/m}^3)$	$Sr(\%)$	n	$k(\text{m/s})$
P0(0-0.42m)	1099	2631	83	0.58	-
P1(0.16-0.5m)	1355	2631	85	0.48	2.92×10^{-5}
P1(0.5-0.8m)	1232	2631	100	0.53	
P2(0.1-0.2m)	1117	2631	95	0.58	2.47×10^{-5}
P2(0.2-0.5m)	1221	2631	88	0.54	
Moyen	1201	2631	88	0.54	2.7×10^{-5}

4.2.2.2 Paramètres mécaniques

Essais de cisaillement direct (sur sol «non remanié»)

Des essais de cisaillement direct ont été faits pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne du sol non remanié prélevé en surface ($0.1\text{m} < Z < 0.2\text{m}$). La boîte de cisaillement est cylindrique de diamètre 67mm . L'essai se fait avec une vitesse constante de $V=1.212\text{mm/mn}$. L'effort horizontal T est mesuré sur la demi-boîte supérieure. La variation d'épaisseur δ_v de l'échantillon est également mesurée. Elle peut correspondre à une contractance (signe -) ou à une dilatance (signe +).

Les essais sont réalisés sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes. Les différentes contraintes verticales imposées et les caractéristiques des échantillons sont présentées dans le

Tableau 4.3.

La forme des courbes (τ , δ_h) et (δ_v , δ_h) montrent une absence de pic et de dilatance (Figure 4.9 et Figure 4.10), signifiant un état « lâche » correspondant à l'histoire du matériau en place (dépôt récent).

Tableau 4.3 : Caractéristiques des échantillons et charges verticales imposées sur chaque essai

No essai	σ (kPa)	ϕ (mm)	h_o (mm)	ρ_h (kg/m ³)	w(%)	ρ_d (kg/m ³)
1	25	67	31	1568	41	1117
2	48	67	34	1608	45	1111
3	68	67	33	1743	42	1228
4	25	67	31	1730	39	1175

On obtient la courbe limite dans le plan de Mohr présentée sur la Figure 4.11. Compte tenu de la vitesse rapide de cisaillement ($V=1.212$ mm/mn) les valeurs de cohésion ($c=25$ kPa) et d'angle de frottement interne ($\phi=12.8^\circ$) peuvent être considérées comme des caractéristiques non drainées (c_u, ϕ_u). On observe néanmoins un angle de frottement non nul dû à l'état non saturé du sol et à sa perméabilité moyenne qui permet un certain drainage. En outre, la valeur de la cohésion est probablement influencée par la présence de nombreuses racines de végétation.

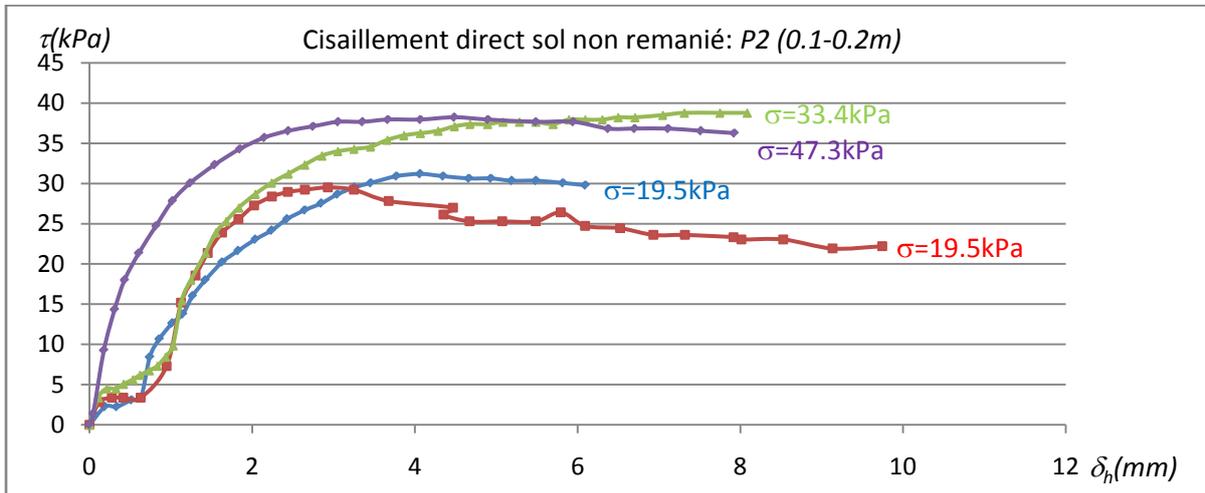


Figure 4.9 : Cisaillement direct : contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal

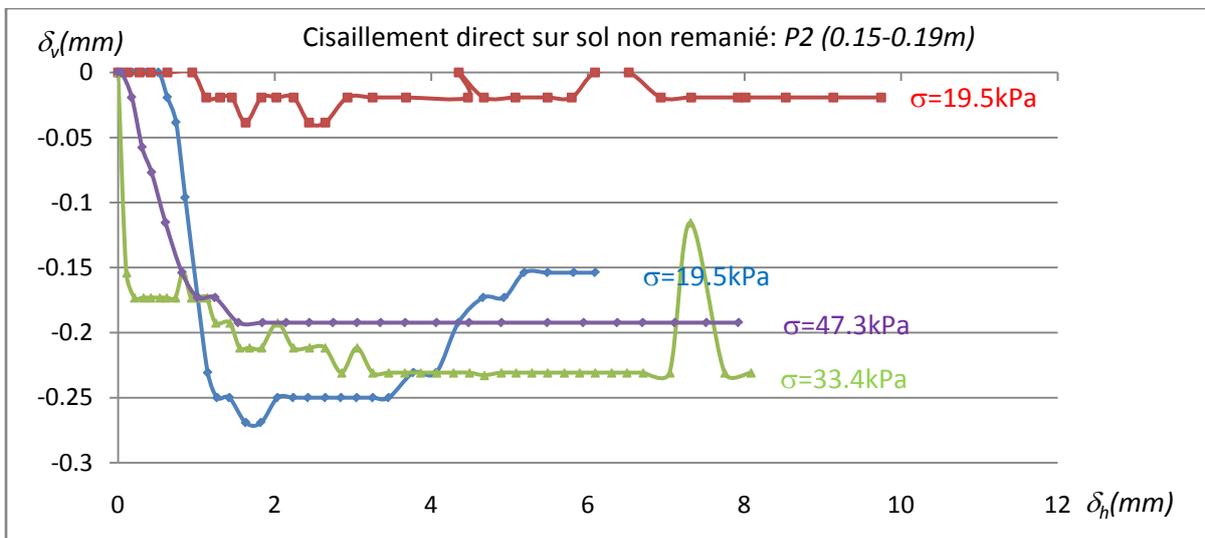


Figure 4.10 : Cisaillement direct : déplacement vertical en fonction de déplacement horizontal

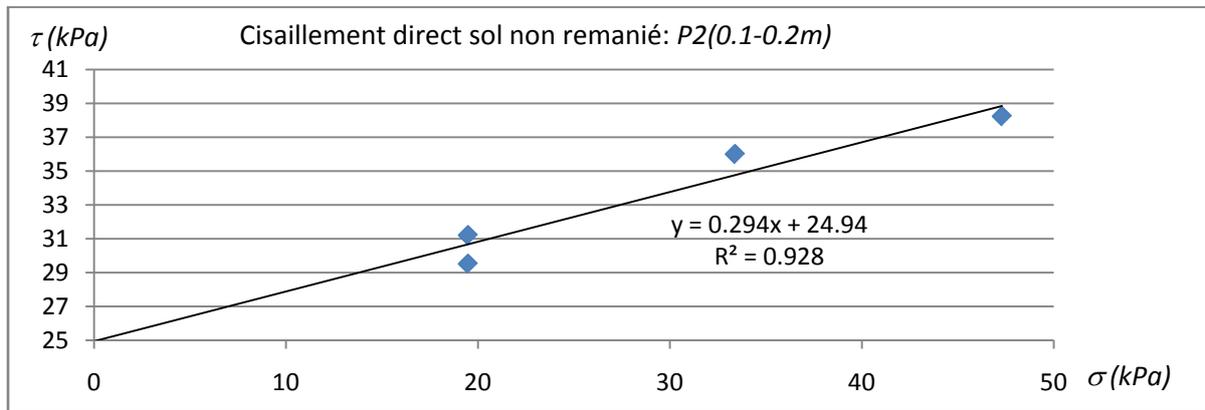


Figure 4.11 : Cisaillement direct : courbe limite dans le plan de Mohr

Essais triaxiaux

Dans l'appareil de compression triaxiale (Figure 4.12), l'éprouvette est soumise à une pression isotrope constante imposée à l'intérieur de la cellule triaxiale (*cell-pressure*) et à une déformation axiale à vitesse constante ($V=1\text{mm/mn}$).

La Figure 4.13 montre le système GDS d'acquisition et de pilotage de l'essai triaxial.

Au cours de l'essai et selon le type d'essai, les valeurs suivantes sont mesurées :

- la pression latérale hydrostatique imposée dans l'enceinte (σ_c),
- la force axiale à laquelle est soumise l'éprouvette (F),
- la variation de hauteur de l'éprouvette (ΔH),
- le volume d'eau absorbé ou expulsé par l'éprouvette (ΔV),
- et la pression interstitielle (u).

Deux types d'essais ont été réalisés; l'essai CU (Consolidé non Drainé) sur le matériau non remanié et l'essai CD (Consolidé Drainé) sur le matériau sec remanié.

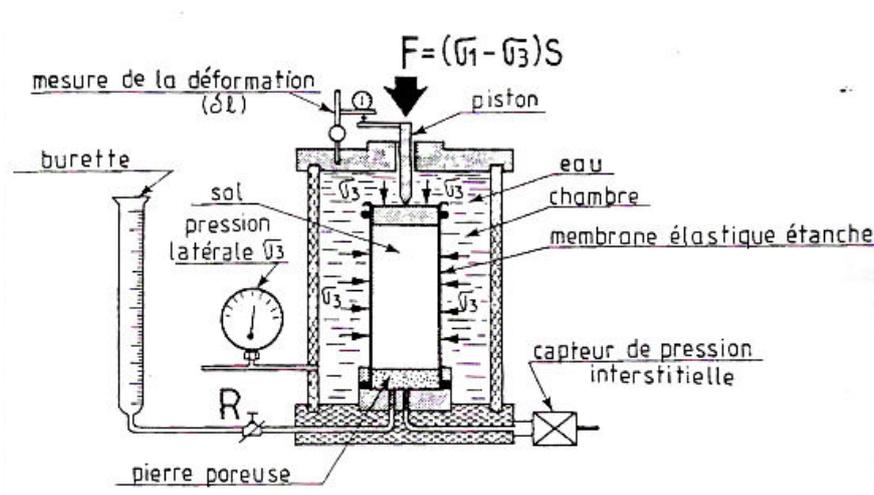


Figure 4.12 : Appareil de compression triaxiale

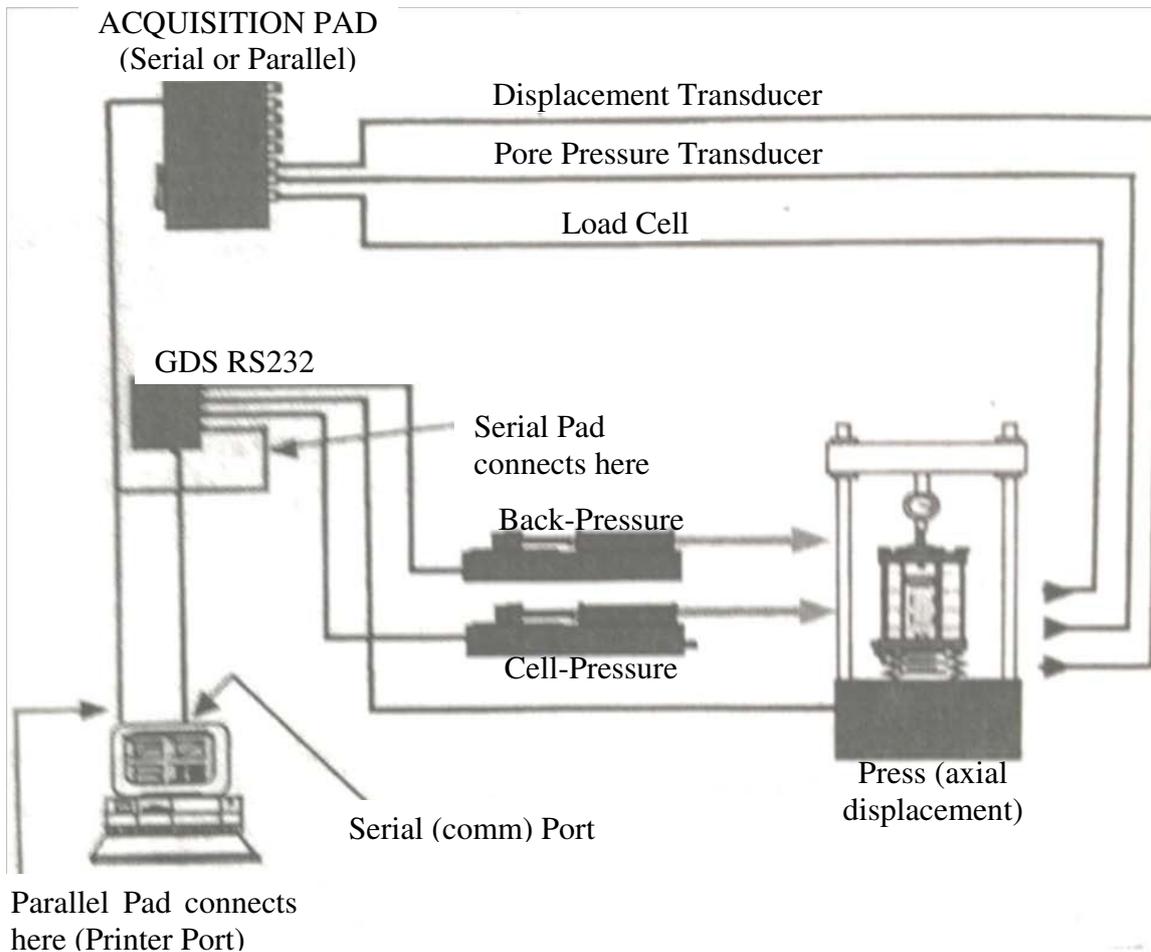


Figure 4.13 : Essai triaxial : système GDS d'acquisition et de pilotage

- **Essais triaxiaux de type CU+U sur le sol « non remanié » :**

La réalisation d'un essai consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (essai CU+U) comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes provenant du même type du sol avec différentes contraintes latérales (σ_3) imposées faibles car le sol est peu profond ($0.2m < z < 0.3m$). Chaque éprouvette a les caractéristiques présentées dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4 : Caractéristiques des éprouvettes pour l'essai CU+U du sol non remanié

No essai	ϕ (mm)	h (mm)	$\rho_h(kg/m^3)$	$w(\%)$	$\rho_d(kg/m^3)$
1	42	74	1819	38	1316
2	42	84	1793	38	1301
3	42	80	1823	38	1319
4	42	81	1799	38	1305

On note que les masses volumiques des éprouvettes sont plus élevées que la masse volumique initiale du sol dans le tube de carottage $P2$ qui est en moyenne $\rho_d=1221kg/m^3$ (Tableau 4.2).

Ces augmentations se produisent pendant la phase d'extrusion des matériaux (mise en compression).

Les courbes du déviateur ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$) en fonction de la déformation axiale (ϵ_l) sont présentées sur la Figure 4.14. Comme pour les essais de cisaillement direct, les courbes sont caractéristiques d'un matériau « lâche ». Le déviateur de rupture est pris arbitrairement à la déformation axiale d'environ 35%.

Les caractéristiques effectives c' et φ' du sol sont déterminées à partir de la relation suivante :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2.c'.\cos \varphi' + \sin \varphi'(\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad (4.8)$$

ou σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes normale et radiale effectives à la rupture.

La Figure 4.15 représente la courbe limite dans le plan ($\sigma'_1 + \sigma'_3$; $\sigma'_1 - \sigma'_3$). Les caractéristiques de rupture correspondantes sont : $c' = 14 \text{ kPa}$; $\varphi' = 32^\circ$.

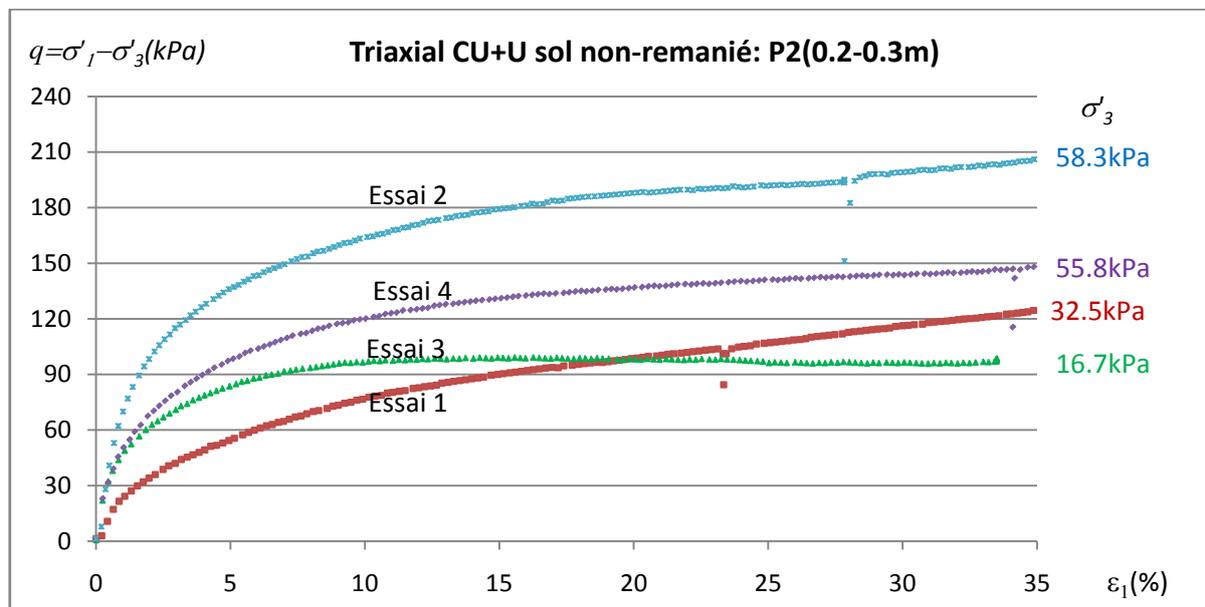


Figure 4.14 : Essai triaxial CU+U : déviateur en fonction de la déformation axiale

Tableau 4.5 : Essai triaxial CU+U : contraintes et déformations à la rupture

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
σ_1 (kPa)	186.0	292.2	190.3	209.1
σ_3 (kPa)	61.1	86.0	91.1	60.9
Δu (kPa)	28.6	27.7	74.4	5.1
σ'_1 (kPa)	157.4	264.5	115.9	204.0
σ'_3 (kPa)	32.5	58.3	16.7	55.8
$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ (kPa)	124.9	206.2	99.2	148.2
$\sigma'_1 + \sigma'_3$ (kPa)	189.9	322.8	132.6	259.8

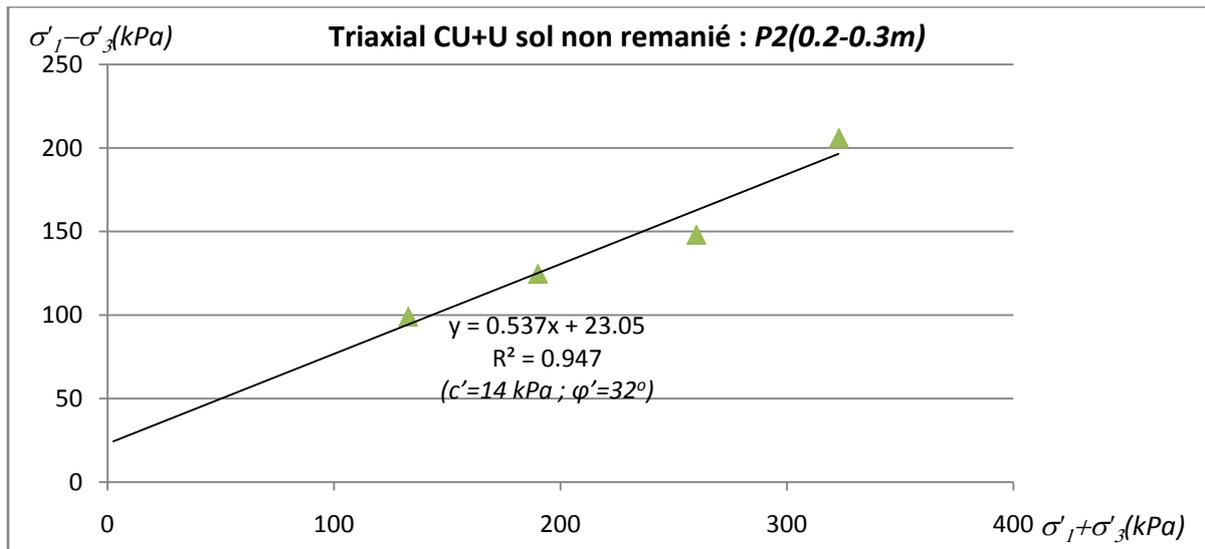


Figure 4.15 : Essai triaxial CU+U : courbe limite dans le plan $(\sigma'_1 + \sigma'_3; \sigma'_1 - \sigma'_3)$

- **Essais triaxiaux de type CD sur le sol sec remanié :**

La reconstitution des éprouvettes de sol sec a été faite par séchage, broyage, et compactage à la densité moyenne du sol non remanié à la profondeur de 0.2m à 0.3m. Les caractéristiques de chaque éprouvette reconstituée sont présentées dans le Tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Caractéristiques des éprouvettes pour l'essai CD du sol sec remanié

No essai	ϕ (mm)	h (mm)	ρ_d (kg/m ³)
1	50	83	1211
2	50	85	1182
3	50	84	1196
4	50	83	1211

On obtient les courbes caractéristiques de cisaillement présentées dans la Figure 4.16 et la Figure 4.17. Ces courbes présentent un léger pic et une résistance résiduelle malgré une densité sèche initiale inférieure à celle des essais CU sur matériaux non remaniés. Cette différence de comportement s'explique par le remaniement du sol qui modifie la structure initiale résultant de la déposition.

Les caractéristiques de rupture du sol remanié sont précisées sur le Tableau 4.9 lequel récapitule l'ensemble des essais de cisaillement. On constate que le remaniement du sol conduit à une augmentation de l'angle de frottement interne de celui-ci. Néanmoins, la cohésion mesurée à partir des contraintes maximales ne paraît pas significative.

Une synthèse des caractéristiques physiques et mécaniques des sols étudiés est présentée sur le profil géotechnique de la Figure 4.18.

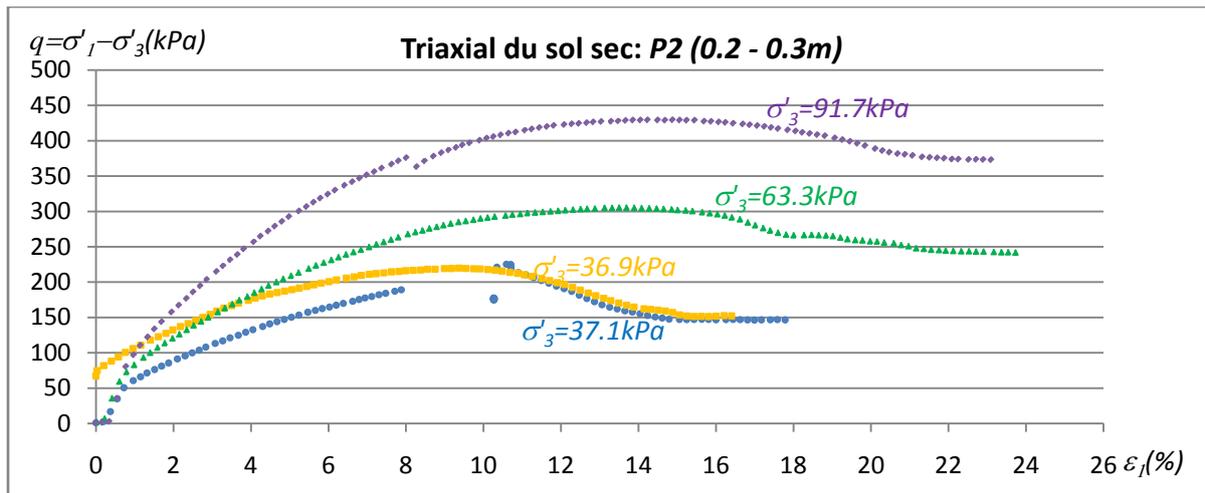


Figure 4.16 : Essai triaxial CD : déviateur en fonction de la déformation axiale

Tableau 4.7 : Essai triaxial CD : contraintes de rupture maximales

No	$\sigma'_3(kPa)$	$\sigma'_1(kPa)_{max}$	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{max}$	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)_{max}$
1	37.1	261.9	224.8	299.0
2	36.9	256.7	219.8	293.6
3	63.3	369.0	305.7	432.3
4	91.7	520.9	429.2	612.6

Tableau 4.8 : Essai triaxial CD : contraintes de rupture résiduelles

No	$\sigma'_3(kPa)$	$\sigma'_1(kPa)_{res}$	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{res}$	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)_{res}$
1	31.1	171.7	134.6	208.8
2	30	180.1	143.2	217.0
3	59	294.6	231.3	357.9
4	89.1	450.1	358.4	541.8

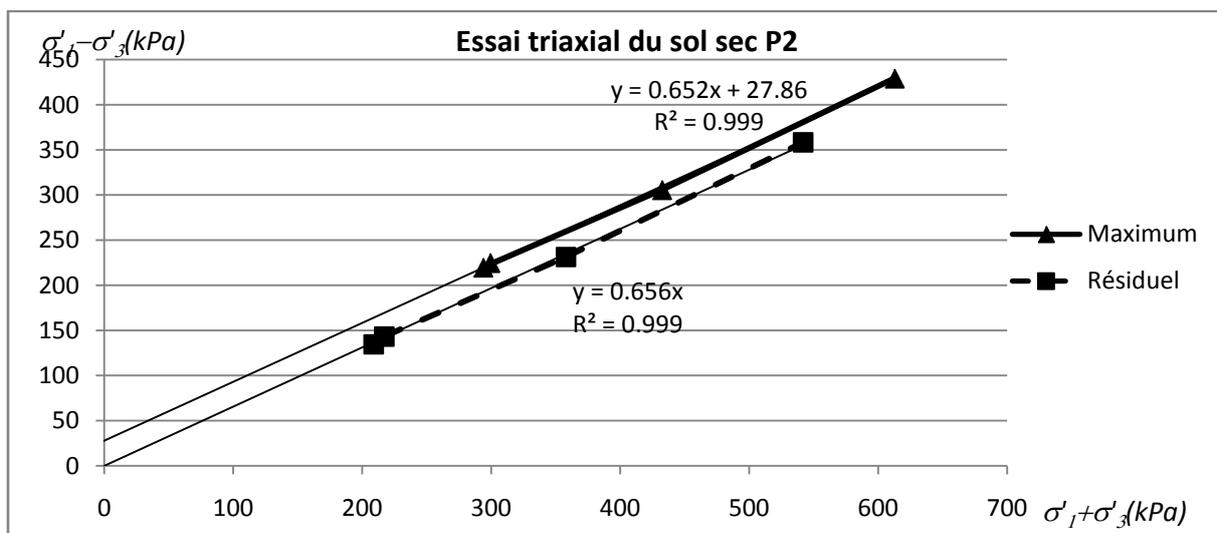


Figure 4.17 : Essai triaxial CD : courbe limite dans le plan $(\sigma'_1 + \sigma'_3 ; \sigma'_1 - \sigma'_3)$

Tableau 4.9 : Essais de cisaillement et triaxiaux : tableau récapitulatif

Essai	Cisaillement direct	Triaxial type CU+U	Triaxial type CD	
Sol	Non remanié	Non remanié	Remanié, sec	
Profondeur (m)	P2 (0.1-0.2)	P2 (0.2-0.3)	P2 (0.2-0.3)	
Caractéristiques	Non drainées	Drainées	Maximales	Résiduelles
c (kPa)	$C_u = 25$	$C' = 13.7$	$C' = 18$	$C' = 0$
φ (°)	$\varphi_u = 12.8$	$\varphi' = 32$	$\varphi' = 41$	$\varphi' = 41$

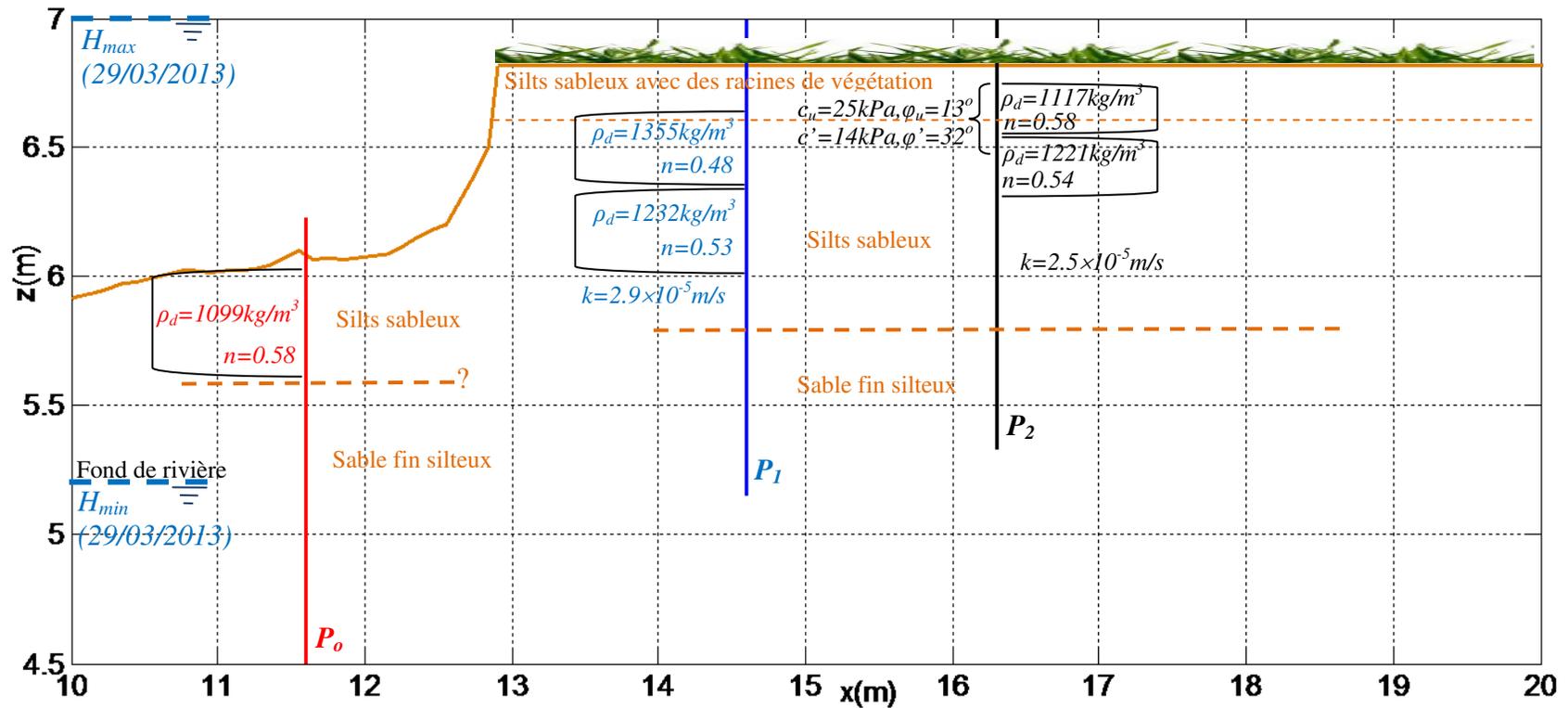


Figure 4.18 : Coupe géotechnique sommaire du site étudié

4.2.3 Surface libre et stabilité de la berge du site N°1

La variation de la surface libre dans le sol est calculée par la méthode numérique présentée dans le chapitre 2. Sur la Figure 4.19, le niveau d'eau dans la rivière $H_o(t)$ est déterminé d'après le mesure du capteur P_o tant que $H_o(t)$ est au dessus du point A ($Z_A=6.07m$) (Figure 4.3). Lorsque $H_o(t)$ est en dessous du point A, on procède par extrapolation linéaire dans la direction de la tangente à la courbe précédente jusqu'au fond de la rivière (point B ; $Z_B=5.20m$). Au-delà à cause du ruissellement, on considère que le niveau de l'eau dans la rivière reste constant à la côte Z_B .

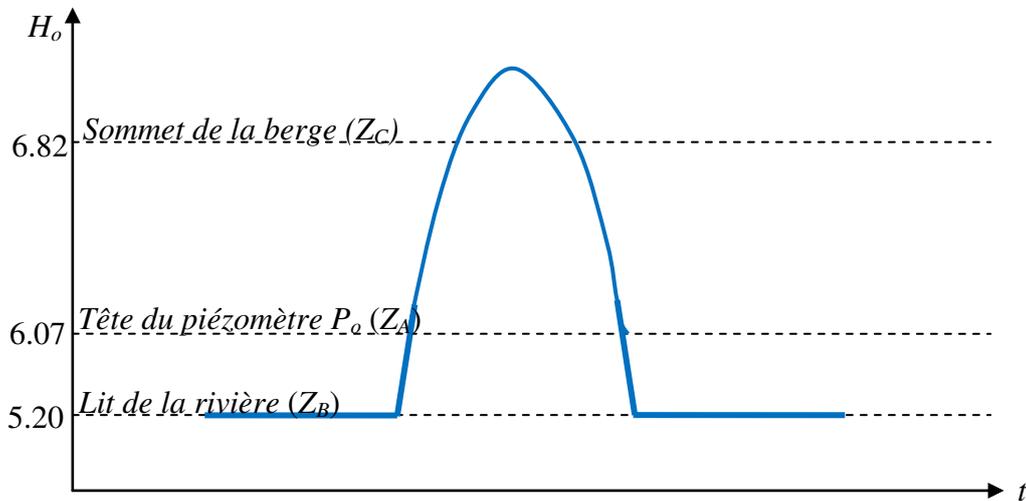


Figure 4.19 : Condition aux limites sur le versant de la berge : fonction $H_o(t)$

La condition initiale de la surface libre $H(X, t=0)$ est choisie à partir des mesures piézométriques à des instants arbitraires. A partir des trois valeurs $H(X_{P_o}), H(X_{P1}), H(X_{P2})$, données par les piézomètres et de la valeur du niveau d'eau dans la rivière $H_o(t=0)$, on considère le niveau d'eau sous le versant de la berge, entre le piézomètre P_2 et le versant de la berge, par interpolation parabolique dans l'espace. Au-delà de P_2 ($X > 16.3m$), on considère la surface libre horizontale. La Figure 4.20 illustre la procédure dans le cas où le niveau H_o est inférieur au point A (C.I.1) et dans le cas où il est supérieur (C.I.2).

Les résultats de la simulation sont ensuite comparés aux mesures à différents instants. La stabilité de la berge à différents instants est calculée par la méthode des tranches développée dans le chapitre 3 du mémoire.

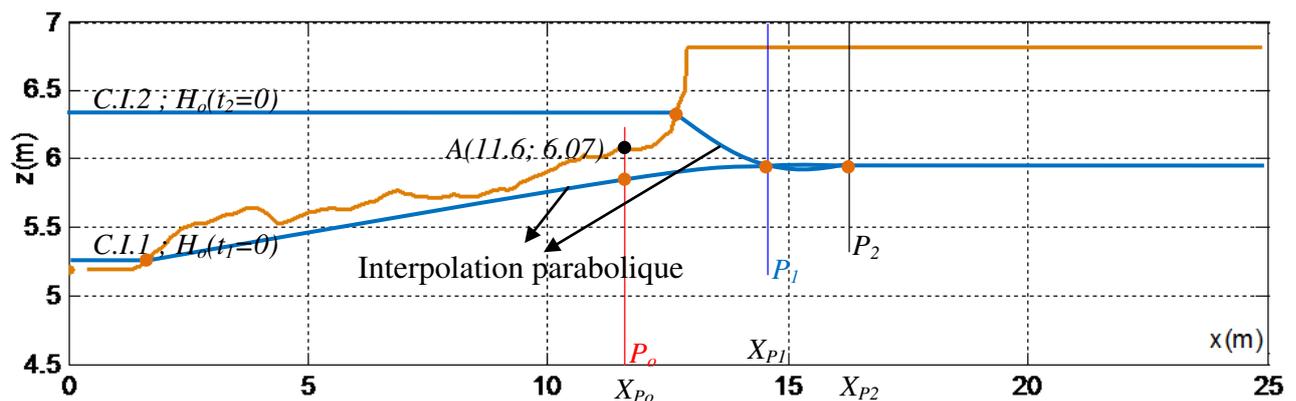


Figure 4.20 : Conditions initiales : interpolation

Pour la première étude de la variation de la surface libre et de la stabilité de la berge, on adopte les caractéristiques du sol suivantes déterminées au paragraphe 4.2 :

- $k=2.7 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ et $n=0.54$
- $\rho_d=1201 \text{ kg/m}^3$; $Sr=88\%$
- $c'=13.7 \text{ kPa}$ et $\varphi'=32^\circ$

4.2.3.1 Cas de la berge nonsubmergée

Etude de la surface libre

- Influence des conditions initiales

Afin d'étudier l'influence des conditions initiales sur les résultats des simulations, trois instants différents ont été choisis comme temps initial par rapport à la pleine mer : environ 6h ; 3h et 1 h avant celle-ci. A partir de ces différents instants, les simulations ont été conduites pendant des durées de marée de 15h, 12h et 10h respectivement, soit jusqu'à environ 9h après la pleine mer. Les résultats présentés sur la Figure 4.21 montrent une relative indépendance du choix des conditions initiales sur la forme de la surface libre au temps $t=9\text{h}$ après la pleine mer. On observe également que dans la partie inférieure de la berge, de pente très faible, la surface libre est très proche de la surface du sol.

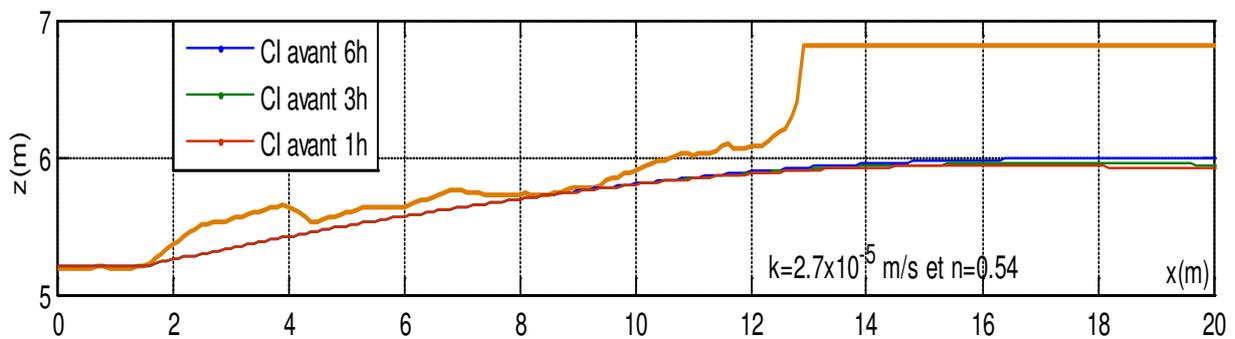


Figure 4.21 : Surface libre à l'instant final dans le sol par les simulations avec différentes conditions initiales CI

- Comparaison des surfaces libres simulée et mesurée

La période d'étude choisie se situe le 31/03/2013 depuis 06h:00 jusqu'à 18h:00. La Figure 4.22 montre les variations de la surface libre dans les piézomètres (P_0 , P_1 et P_2) par la simulation et d'après les mesures. On observe l'augmentation brutale de la surface libre dans le tube P_0 quand le niveau d'eau dans la rivière (H_0) passe le niveau supérieur ($Z=6.07\text{m}$) du tube. La surface libre mesurée dans le tube P_0 suit le niveau de la marée parce que l'eau rentre librement dans le tube, par contre dans la simulation, il faut le temps d'infiltration de l'eau dans le sol. On note également (mesures et simulations) un déphasage de la surface libre dans les positions P_1 et P_2 par rapport à la variation du niveau d'eau dans la rivière à cause du retard de l'infiltration latérale de la berge. La variation temporelle mesurée de la surface libre dans le sol apparaît plus rapide que celle résultant des simulations. Cela peut s'expliquer par la valeur adoptée de la perméabilité mesurée aux piézomètres P_1 et P_2 , c'est-à-dire sur un sol relativement compact comparé à celui du lit de la rivière déposé plus récemment et donc

plus perméable. L'hypothèse défavorable faite sur $H_o(t)=5.2m$ pour $t>4h$ peut également expliquer cette différence.

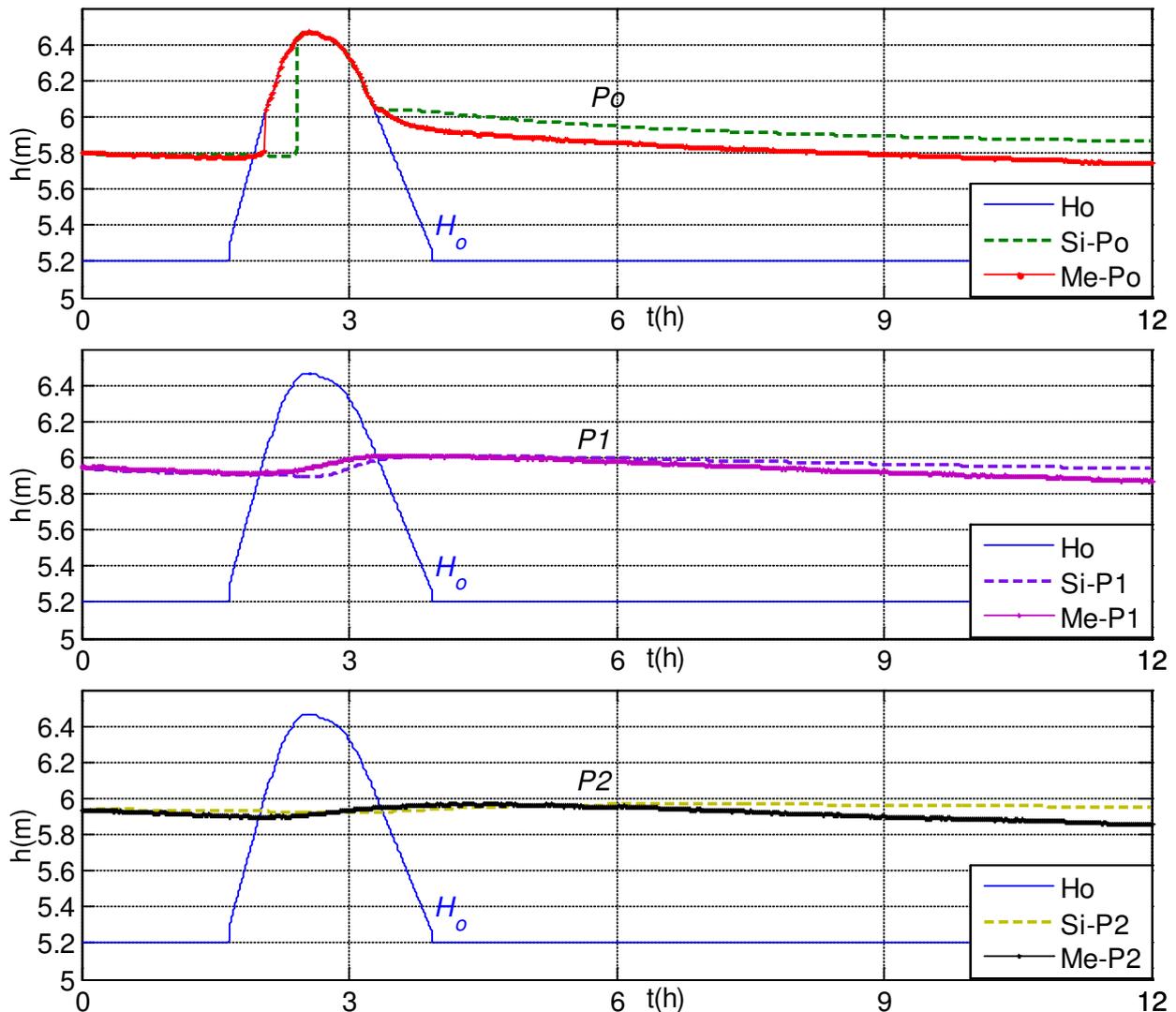


Figure 4.22 : Surface libre dans les positions P_0 , P_1 et P_2 par simulation et mesure

Stabilité de la berge

Les calculs de stabilité ont été effectués dans l'intervalle de temps entre $2.5h$ avant et $4.5h$ après la pleine mer avec des pas de temps égaux à $0.5h$ ou $0.1h$, soit au total 29 calculs.

Sur la Figure 4.23, on note une diminution du coefficient de sécurité pendant le reflux.

- $t < 2.5h$ (flux) : F_s augmente parce que la pression d'eau sur la berge augmente (forces stabilisatrices) mais la surface libre (pression interstitielle) dans le sol reste basse (Figure 4.22).
- $t \in [2.5h ; 3.7h]$ la chute importante de F_s s'explique par la diminution rapide de la pression d'eau sur la berge et la persistance du niveau élevé de la surface libre dans le sol. La valeur de $F_{s_{min}}$ diminue de 9.7 à 6.6 ($\Delta F_s = 3.1$).

- $t > 3.7h$: F_s augmente légèrement. En absence de pression d'eau sur la surface de la berge, la surface libre dans le sol descend doucement avec le temps (Figure 4.22) et donc produit la diminution de la pression interstitielle dans le sol.

Le moment le plus critique ($F_{s_{min}}=6.61 > 1$) est situé pendant le reflux ($t_{cr}=3.7h$) bien que il n'y ait pas de glissement dans ce cas, le facteur de sécurité restant très élevé.

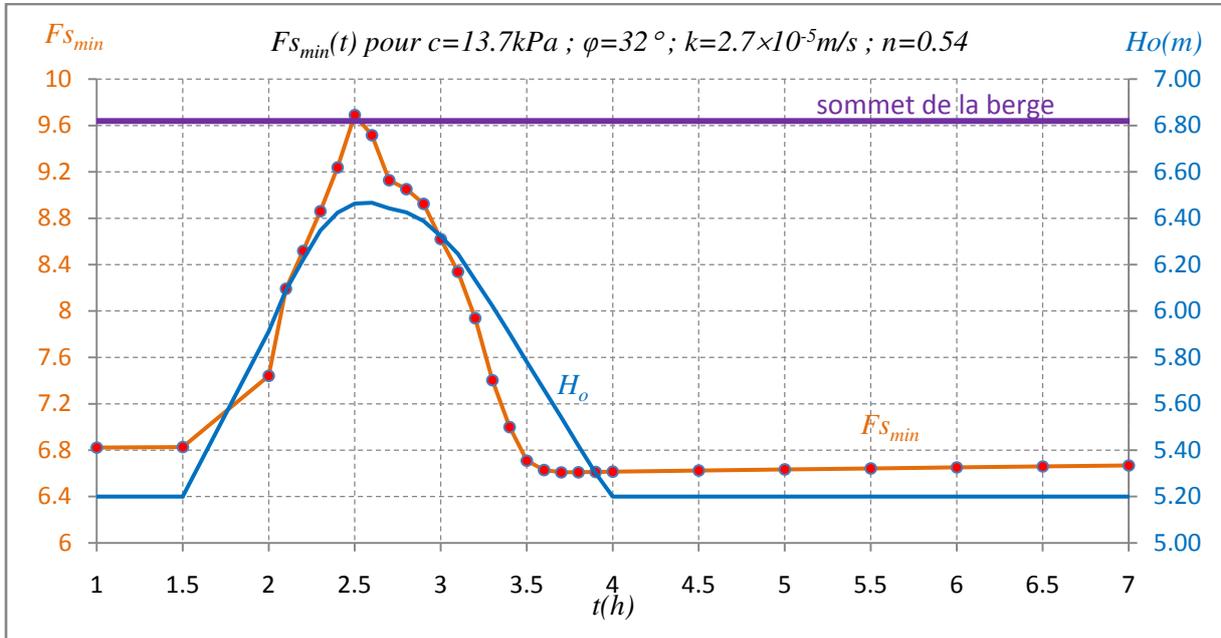


Figure 4.23 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée (berge non submergée)

4.2.3.2 Cas de la berge submergée

Détermination de la surface libre

- Conditions aux limites lorsque $H_o(t) > Z_C$:

La période d'étude choisie se situe entre le 29/03/2013 à 17:00 et le 30/03/2013 à 5:00 (période de vives eaux).

Quand l'eau passe le sommet de la berge, on suppose que l'infiltration se produit dans deux directions (Figure 4.24) : latéralement depuis la berge en suivant le modèle de de Dupuit, et dans la direction verticale à partir de la surface supérieure du sol avec la vitesse macroscopique globale V_{Darcy} égale à la perméabilité du sol (Abramson et al., 2002). Dans un milieu de porosité (n_o) afin de calculer l'avancée du front de saturation, on définit la vitesse microscopique de l'infiltration (V_f) par :

$$V_f = \frac{V_{Darcy}}{n_o} = \frac{k_o}{n_o} \quad (4.9)$$

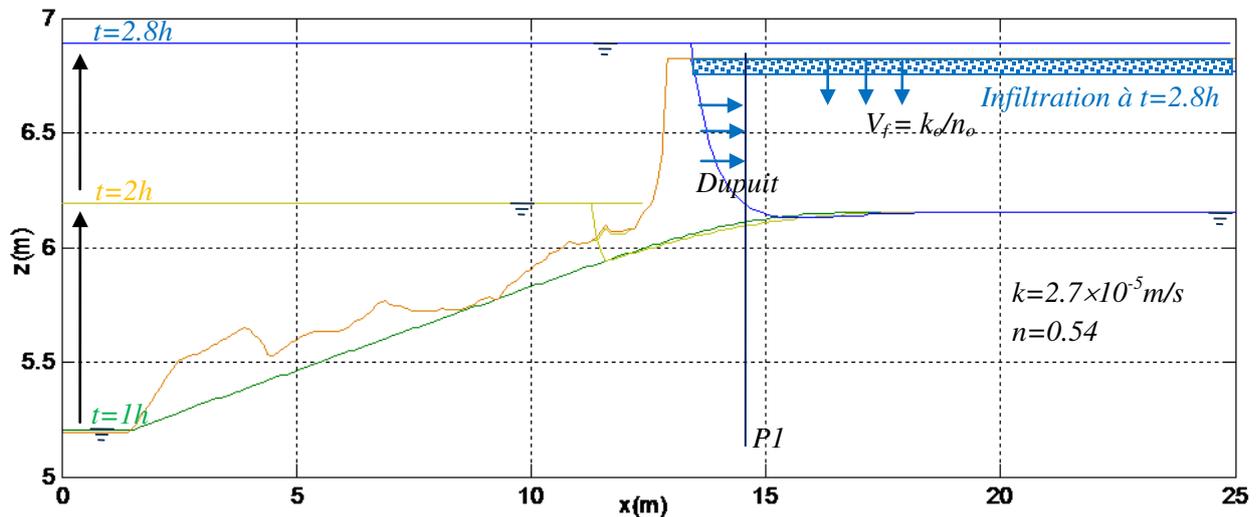


Figure 4.24 : Infiltration de l'eau dans le cas d'une berge submergée (période de flux)

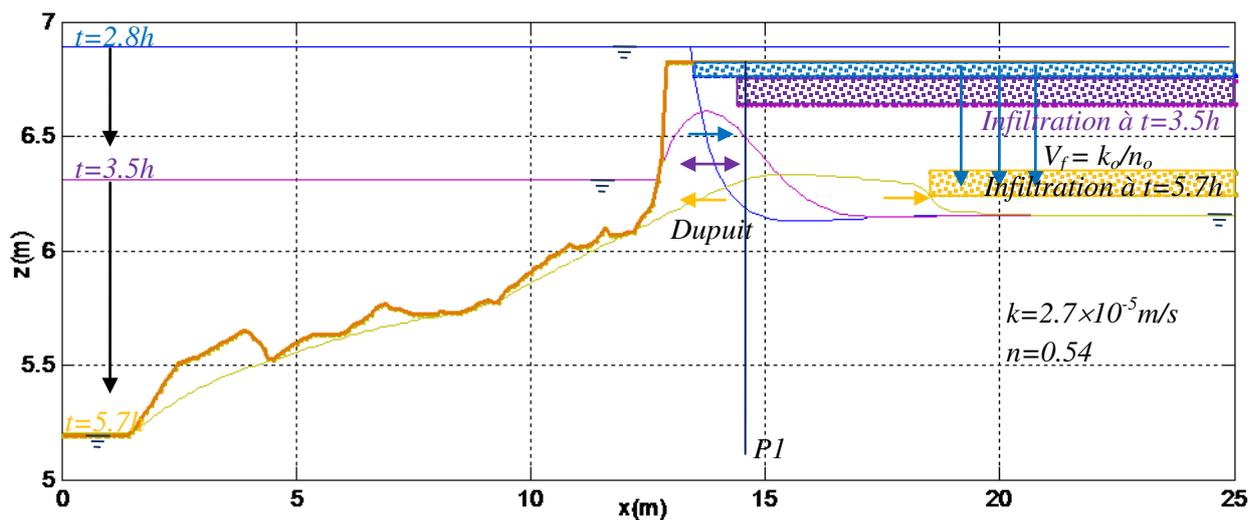


Figure 4.25 : Infiltration de l'eau dans le cas d'une berge submergée (période de reflux)

Pendant le reflux l'eau infiltrée par la surface supérieure du sol continue à descendre, tandis que dans la partie latérale de la berge, l'eau s'exfiltre suite le modèle de Dupuit (Figure 4.25). A l'instant $t=5.7h$ sur la Figure 4.25, l'eau qui s'infiltré par la surface supérieure du sol atteint la surface libre dans le sol, et donc augmente spontanément le niveau de la surface libre de l'épaisseur de l'eau infiltré.

- Comparaison des surfaces libres simulée et mesurée

La Figure 4.26 montre les variations de la surface libre dans la position du piézomètre *PI* par la simulation et par les mesures. Comme précédemment, lors de la submersion de la tête du tube piézométrique ($t \approx 2.5 h$), on observe un déphasage, déjà expliqué, de la surface libre simulée par rapport à la montée de l'eau dans le tube lequel explique aussi la différence d'amplitude entre mesures et simulation. Par ailleurs, à l'instant $t \approx 5.5h$ la petite élévation soudaine de la surface libre simulée (environ $0.1m$) produite par l'arrivée de l'eau infiltrée par la surface supérieure du sol n'est pas observée sur les mesures.

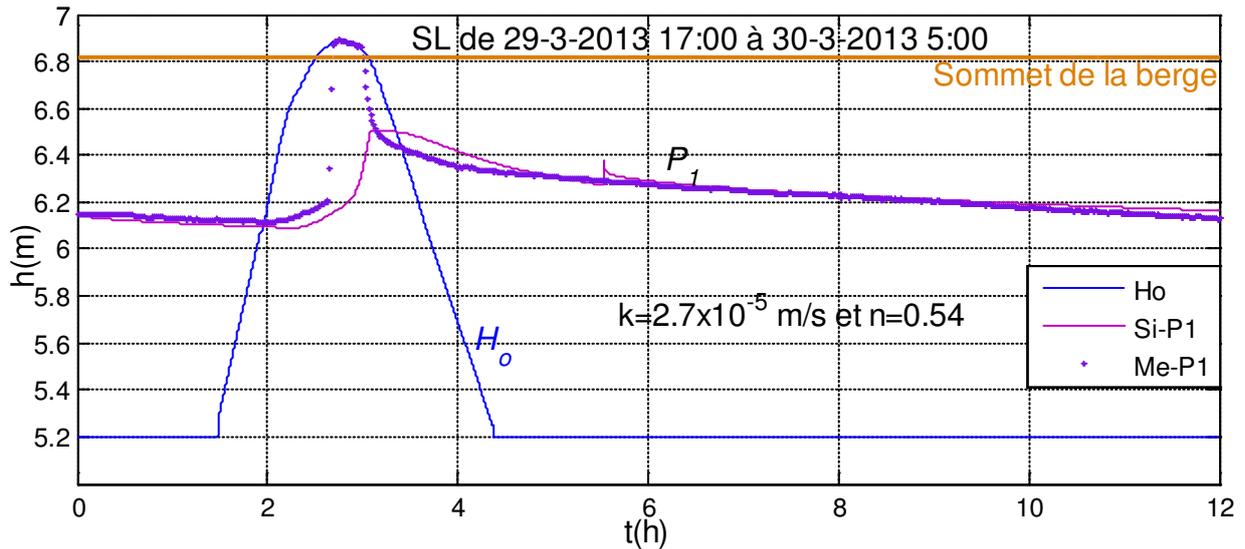


Figure 4.26 : Surface libre dans la position P_1 d'après les simulations et les mesures

Stabilité de la berge, cas $c=13.7kPa$, $\varphi=32^\circ$:

Sur la Figure 4.27 qui représente l'évolution du coefficient de sécurité au glissement, on note une évolution semblable au cas non submergé avec un minimum qui se produit au reflux, peu avant que la marée n'atteigne le pied de la berge avec une valeur légèrement inférieure au cas non submergé. On observe également une légère décroissance locale du coefficient Fs lors de la submersion du fait de la surcharge induite par l'eau.

Le moment le plus critique qui donne le coefficient de sécurité minimal ($Fs_{min}=6.25$), a lieu pendant le reflux ($t_{cr}=4h$) sans qu'il y ait glissement.

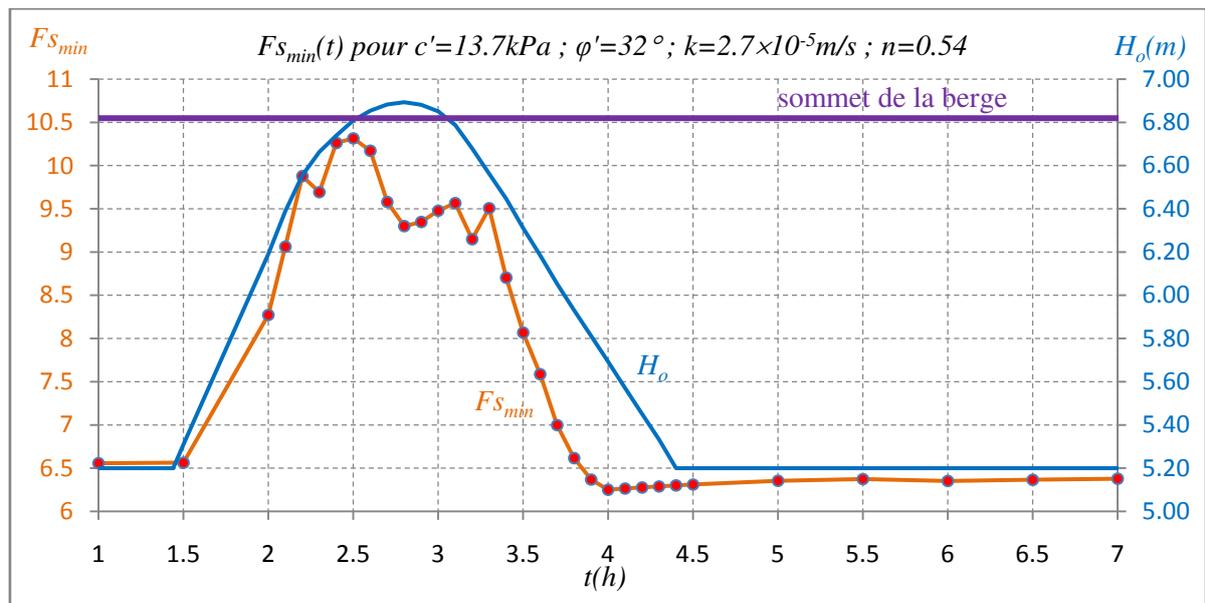


Figure 4.27 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée (berge submergée)

4.2.4 Influence des paramètres du sol et de la marée

4.2.4.1 Influence des paramètres du sol, cas du sol remanié : $c'=0kPa$ et $\varphi'=41^\circ$

Les paramètres c' et φ' du sol adoptés dans le calcul précédent correspondent à ceux mesurés à la surface du sol « non remanié » (dépôt ancien et présence de végétation). Cependant au pied du talus, du fait des glissements et des dépôts plus récents, le sol se trouve relativement déstructuré. On considère dans ce paragraphe les caractéristiques de rupture « remaniées » ($c'=0$; $\varphi'=41^\circ$) dans le cas de la berge submergée pendant la période du 29/03/2013 à 17h:00 au 30/03/2013 à 5h:00.

La Figure 4.28, montre qu'avec les caractéristiques remaniées, les coefficients de sécurité ont des valeurs bien inférieures à celles du cas « non remanié » et que le minimum se produit pendant la phase de submersion. L'allure de la courbe s'explique par la position de la surface de rupture qui est proche du sommet de la berge (Figure 4.29) et n'est pas influencée par la marée au voisinage de la pleine mer.

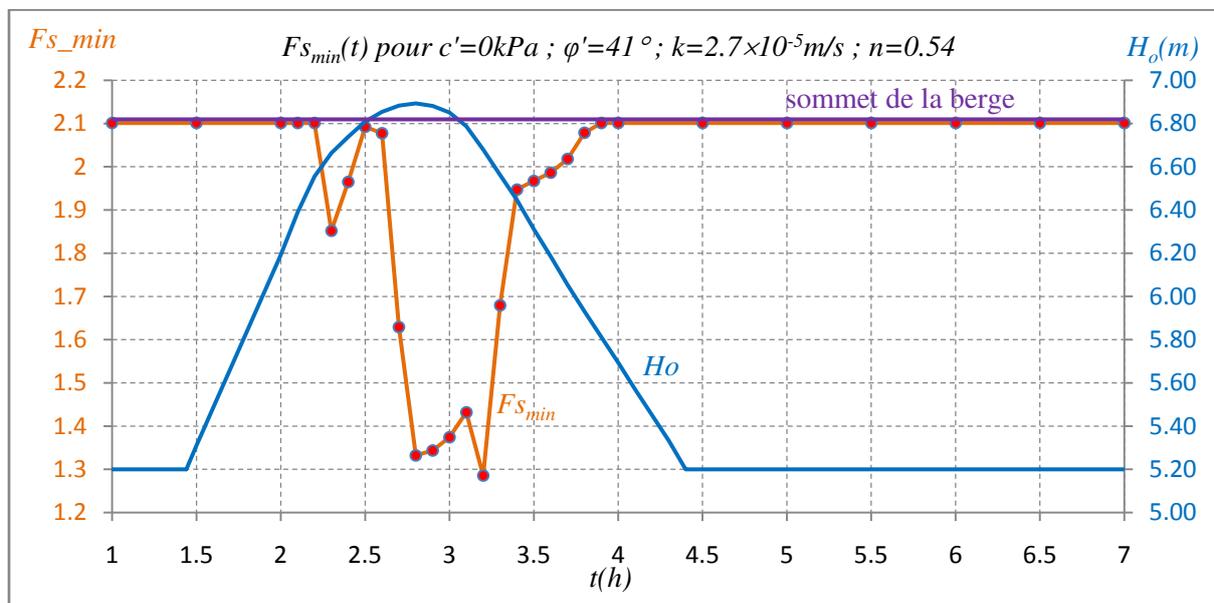


Figure 4.28 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée (sol remanié)

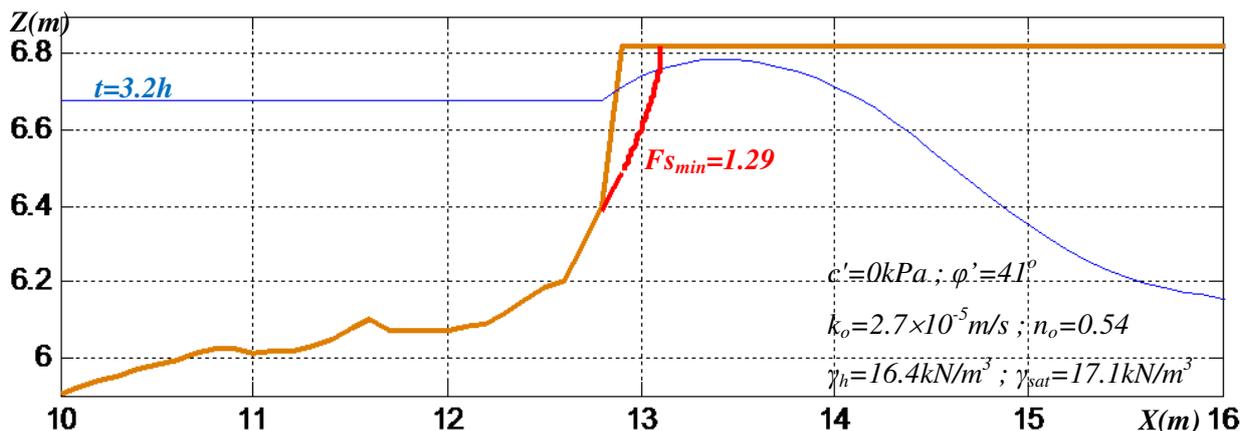


Figure 4.29 : Surface de rupture critique au temps $t=3.2h$ (sol remanié)

Cette cinématique de rupture se rapproche des ruptures passées observées (Figure 4.2) où la présence des végétations montre l'existence de petits glissements au sommet de la berge.

4.2.4.2 Influence des paramètres du sol, calcul en « non drainé » ($c_u=25kPa$; $\varphi_u=12.8^\circ$)

L'essai de cisaillement direct, dans lequel seules les contraintes totales ont été mesurées, nous a fourni des paramètres « non drainés » du sol ($c_u=25kPa$; $\varphi_u=12.8^\circ$) avec les commentaires déjà faits (Paragraphe 4.2.2.2) sur ces valeurs. On effectue un calcul de la stabilité avec ces paramètres, en contraintes totales sans considérer la pression interstitielle.

La Figure 4.30 montre que la variation de coefficient de sécurité suit sensiblement la marée avec des valeurs particulièrement élevées des coefficients de sécurité et une cinématique de rupture profonde (Figure 4.31) totalement différente du calcul précédent. Cette hypothèse « non drainée » ne semble donc pas la plus défavorable vis-à-vis d'un risque de rupture.

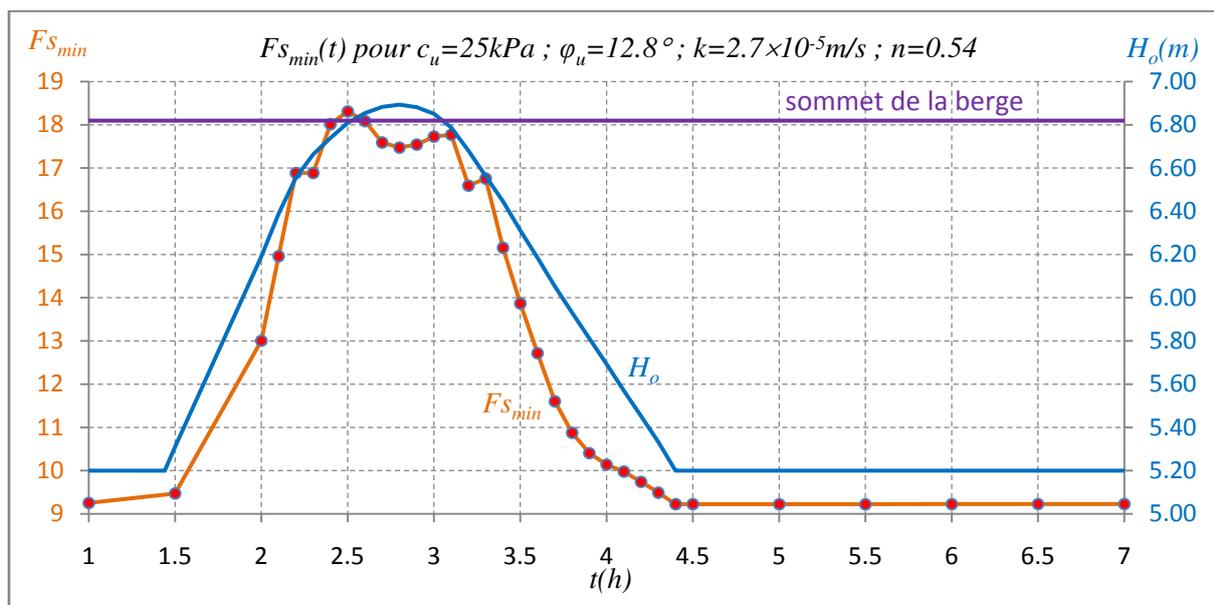


Figure 4.30 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée, cas $c_u=25kPa$ et $\varphi_u=12.8^\circ$

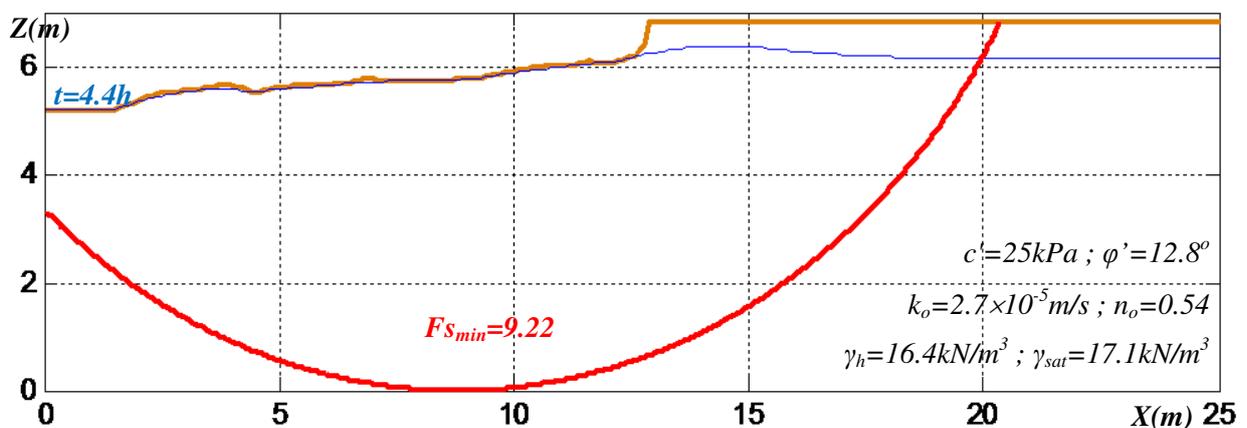


Figure 4.31 : Surface de rupture critique au temps $t=4h$, cas $c_u=25kPa$ et $\varphi_u=12.8^\circ$

4.2.4.3 Etude des paramètres de la marée, cas $c'=13.7kPa$ et $\varphi'=32^\circ$

Les calculs de stabilité précédents, avec la grande marée de Mars 2013, ont montré que dans toutes les hypothèses les coefficients de sécurité sont supérieurs à un ce qui correspond à l'absence de rupture comme observé sur le site. Cependant, on observe sur place que la berge étudiée a subi des glissements lors de marées précédentes.

Dans ce paragraphe on se propose de simuler le comportement de la berge lors de marées antérieures de coefficient plus élevé. En se basant sur la grande marée de printemps 2011 à Granville (coefficient 118, niveau de pleine mer $7.85m$), on considère des niveaux de la pleine mer jusqu'à $8m$ maximum. Comme précédemment, on conserve le niveau minimal est égale à la côte du lit de la rivière $Z_B=5.2m$.

La Figure 4.32 montre l'évolution du coefficient de sécurité au glissement sur un cycle de marée. On observe que lorsque la berge n'est pas submergée, le coefficient de sécurité est important ($Fs > 5$). Cependant, suite à la submersion de la berge, le coefficient de sécurité diminue très fortement jusqu'à une valeur minimale égale à 1.28.

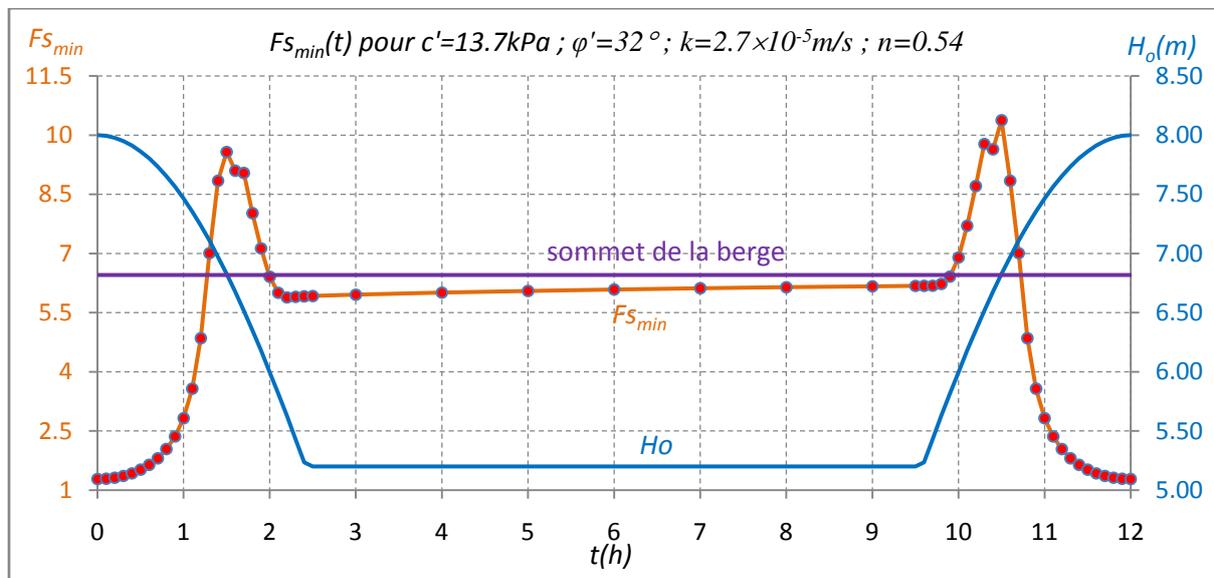


Figure 4.32 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée, cas $c'=13.7kPa$ et $\varphi'=32^\circ$

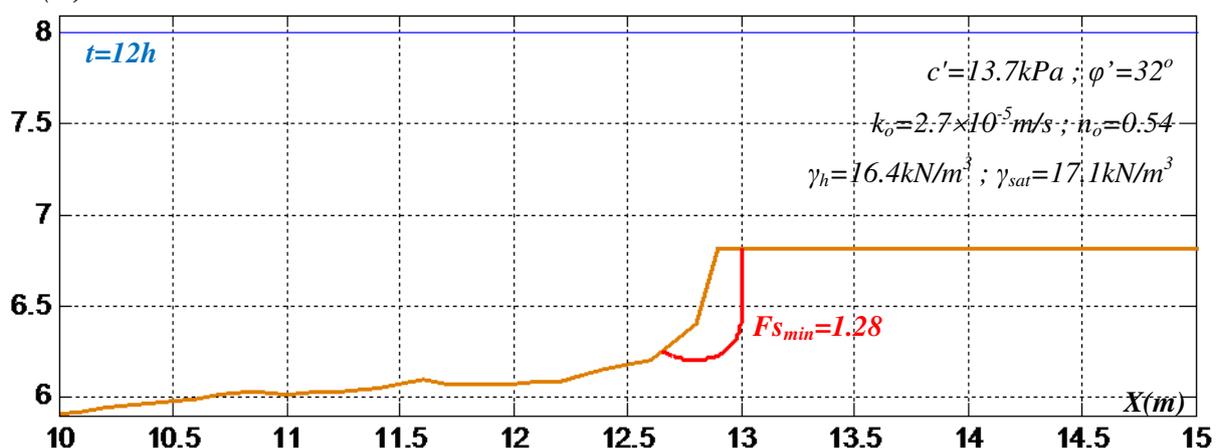


Figure 4.33 : Surface de rupture à la pleine mer ($H_o=8m$)

La Figure 4.33 présente la surface de rupture correspondante laquelle présente une partie verticale également observée sur le terrain.

Pour différents coefficients de marée, la berge restant submergée, la Figure 4.34 montre que le coefficient de sécurité au glissement diminue très fortement lorsque le niveau de la pleine mer augmente.

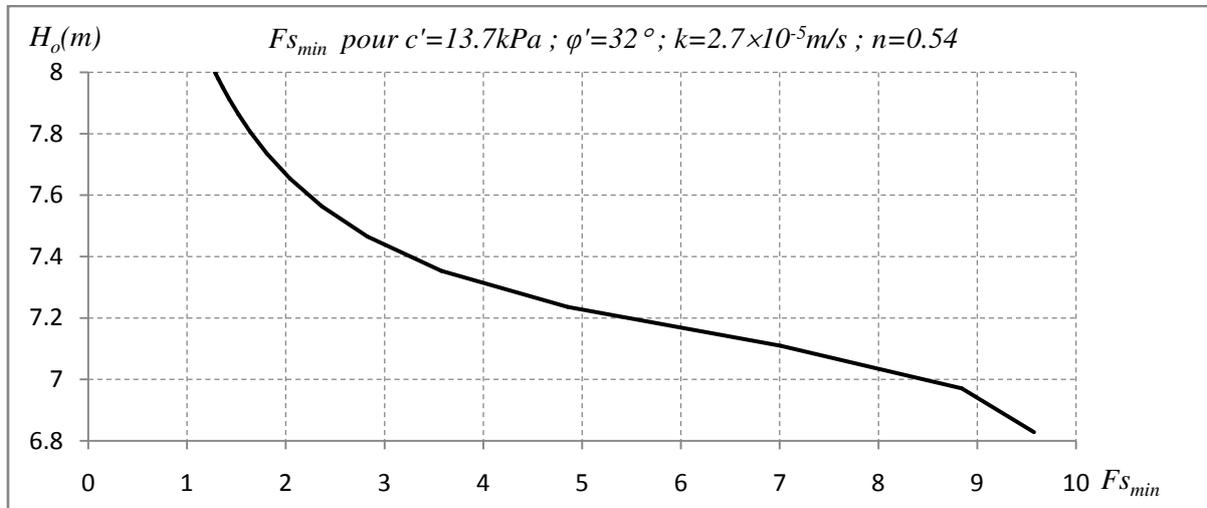


Figure 4.34 : Variation des coefficients de sécurité de la berge submergée en fonction du niveau d'eau dans la rivière

4.3 Etude de cas du site N°2

4.3.1 Histoires et sondées du site N°2

Le site N°2 situé sur la rivière le Couesnon a été étudié en particulier par l'équipe de l'Equipe de Géomorphologie quantitative du laboratoire Géosciences de l'Université de Rennes 1 (Leroux, 2010) pour observer les phénomènes de transport solide (érosion et sédimentation).

Les données topographiques enregistrées par le Scanner Laser Terrestre (TLS), et piézométriques fournies par cette équipe sont ici utilisées pour l'étude de la stabilité des berges. Le profil moyen représenté sur la Figure 4.35 a été mesuré le 03 Mars 2010. Deux couches de perméabilité différentes ont été distinguées : une couche en surface de 1.5m d'épaisseur et une couche inférieure.

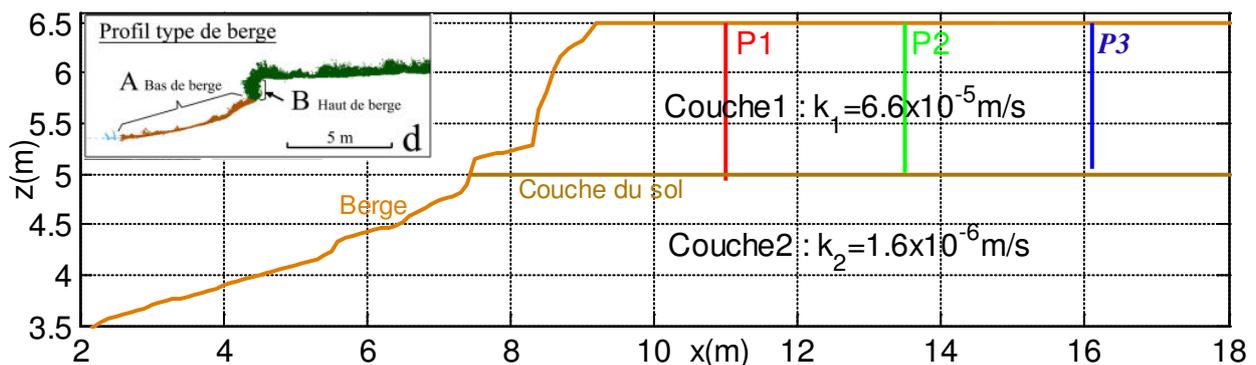


Figure 4.35 : Profil de la berge et positions des tubes piézométriques installés, d'après D. Lague et J. Leroux

Trois tubes piézométriques ($P1$, $P2$ et $P3$) ont été installés pour mesurer la variation de la surface libre dans le sol et un autre capteur de pression (Po) a été mis sur le fond de la rivière ($Z=3.5m$) pour suivre la marée. Les mesures ont été enregistrées du 01 Mars 2010 au 23 Mars 2010 avec un pas de 2 minutes.

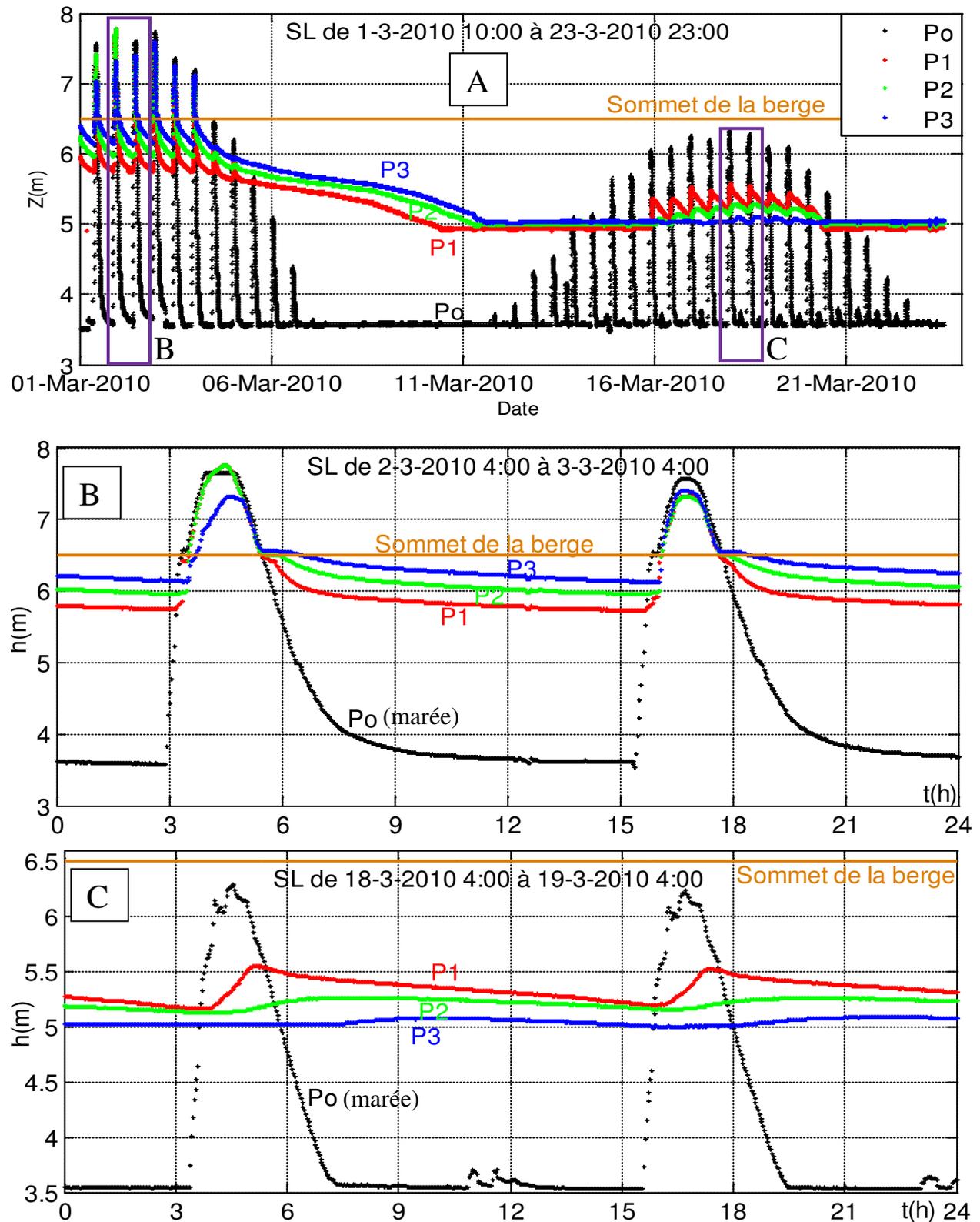


Figure 4.36 : Surface libre (SL) dans le sol et marée en mars 2010. A : pour toute la durée des mesures ; B : détail de la berge submergée ; C : détail de la berge non submergée

La Figure 4.36 montre les hauteurs des surfaces libres mesurées dans les positions P_0 à P_3 . On étudie en particulier deux périodes de vives eaux (B et C) dont une où la berge est submergée (B). Les valeurs basses constantes de P_0 correspondent à des niveaux de marée inférieure à la cote du capteur ($Z=3.5m$). Le signal fourni par le capteur P_0 autour de la pleine mer n'est pas symétrique car il intègre l'écoulement de l'eau stockée dans le lit amont du Couesnon pendant le reflux.

Dans le cas de la berge non submergée (Figure 4.36 C), on observe un retard et un amortissement de la surface libre dans le sol (piézomètres P_1 , P_2 et P_3) par rapport à la marée (piézomètre P_0) croissant avec la distance à la berge.

L'évolution de profil de la berge a été suivie pendant les mesures. La Figure 4.37 montre une érosion de la berge après 20 jours de type horizontal pouvant atteindre $0.5m$.

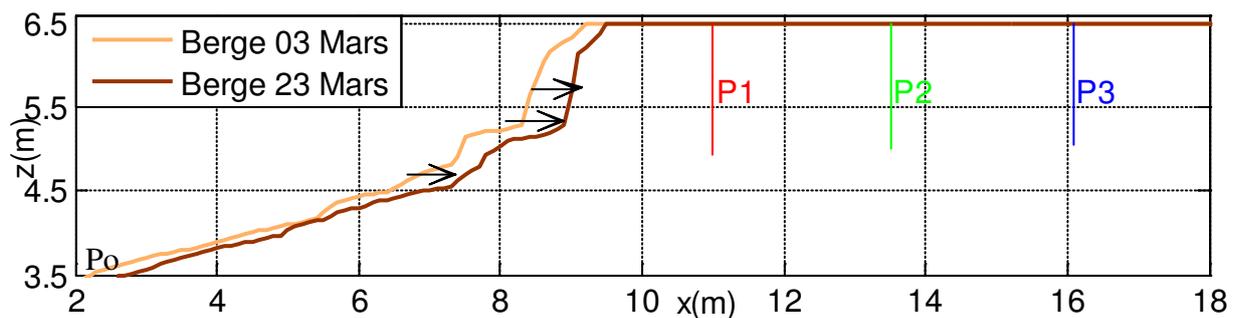


Figure 4.37 : Profils mesurés montrant une érosion de la berge

4.3.2 Simulation de la surface libre

La variation de la surface libre dans le sol est calculée par la méthode numérique présentée dans le chapitre 2 du mémoire. La condition initiale de la surface libre est choisie à partir des mesures à l'instant $t=0$ de chaque intervalle d'étude en utilisant une interpolation parabolique entre les points de mesure. Ensuite, les résultats de simulation sont comparés avec les résultats des mesures.

4.3.2.1 Perméabilité équivalente

Les valeurs de la perméabilité de chaque couche du sol (Figure 4.35) ont été identifiées par calcul inverse (Leroux, 2010).

Pour appliquer le modèle de Dupuit qui suppose un écoulement horizontal dans un milieu homogène, une perméabilité équivalente est calculée. Dans le cas où l'écoulement est parallèle aux couches, la perméabilité équivalente s'exprime :

$$k_{eqll} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i e_i}{\sum_{i=1}^n e_i} \quad (4.10)$$

Dans le cas présent, on suppose que l'eau s'écoule principalement dans la 1^{ère} couche avec une épaisseur e_1 de $1.5m$ et la 2^{ème} couche sur une épaisseur e_2 de $1.5m$. On a :

$$k_{eq} = \frac{k_1 e_1 + k_2 e_2}{e_1 + e_2} = \frac{6.6 \times 10^{-5} \times 1.5 + 1.6 \times 10^{-6} \times 1.5}{1.5 + 1.5} = 3.38 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

4.3.2.2 Cas de la berge non submergée

La période d'étude est comprise entre le 18/03/2010 à 8h30 et le 19/03/2010 à 10h30. La Figure 4.38 montre les surfaces libres calculées pour différents niveaux de la marée. La Figure 4.39 montre les variations de la surface dans les positions des piézomètres (*P1*, *P2* et *P3*) par la simulation et par les mesures pour $k_{eq}=3.38 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Comparé aux mesures, le déphasage de la surface libre simulée dans le sol (*P1*, *P2* et *P3*) par rapport à la marée (*Po*) est amplifié à cause de retard de l'infiltration latérale à travers la berge.

Par ailleurs pendant le reflux, la surface libre simulée descend plus rapidement que la surface libre mesurée. Ces différences sont probablement dues à au choix trop simpliste d'une perméabilité équivalente homogène et isotrope.

4.3.2.3 Cas de la berge submergée

La période d'étude se situe entre le 02/03/2010 à 18h00 et le 03/03/2010 à 9h00. La Figure 4.40 montre les surfaces libres dans le sol calculées correspondant à différents niveaux de la marée. La Figure 4.41 représente les variations de la surface libre dans les positions *P1*, *P2* et *P3* par la simulation et d'après les mesures.

Les différences entre simulation et mesures sont ici marquées pendant le reflux où la vitesse d'infiltration mesurée apparaît supérieure à celle de la simulation ce qui peut être dû à la perméabilité de la couche de surface, supérieure à la perméabilité équivalente choisie dans la simulation.

4.3.3 Stabilité de la berge du site N°2

La stabilité de la berge est calculée par la méthode des tranches avec des caractéristiques du sol identiques à celles du site N°1 en l'absence de reconnaissance géotechnique. On se limite à la situation de la berge submergée qui d'après l'étude précédente, apparaît la plus défavorable.

La Figure 4.42 montre la variation du coefficient de sécurité en fonction de la marée. Comme précédemment (site N°1), la submersion de la berge produit la diminution des valeurs du facteur de sécurité au glissement. Le moment critique se situe à la pleine mer avec un coefficient de sécurité $F_{S_{min}}=2.23$ qui ne produit pas de glissement. La surface de rupture dans ce cas se situe dans la partie supérieure de la berge (zone de pente plus élevée) et présente une partie verticale (Figure 4.43).

On retrouve des valeurs faibles des coefficients de sécurité au moment de la basse mer à cause des pressions interstitielles résiduelles élevées (surface libre en position haute). La surface de glissement correspond alors à une rupture de type profonde (Figure 4.44).

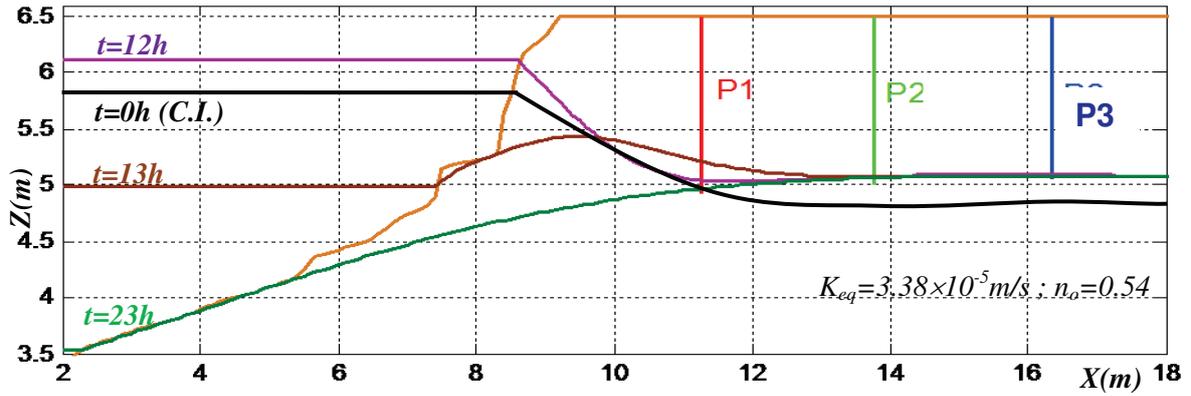
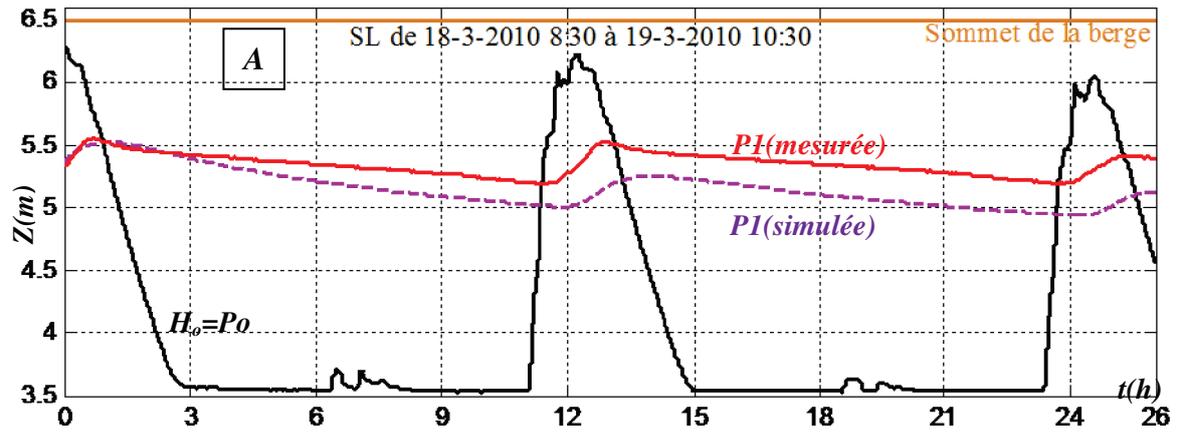


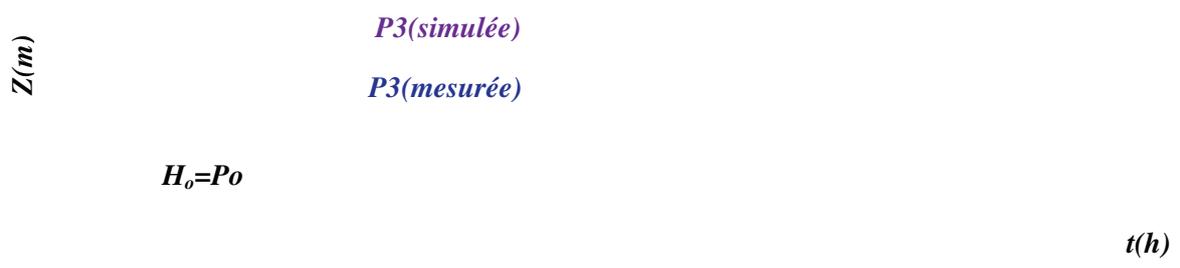
Figure 4.38 : Surfaces libres simulées avec la condition initiale (CI) et piézomètres installés



A



B



C

Figure 4.39 : Surface libre (SL) simulée et mesurée, cas de la berge non submergée (A : position P1, B : position P2, C : position P3)

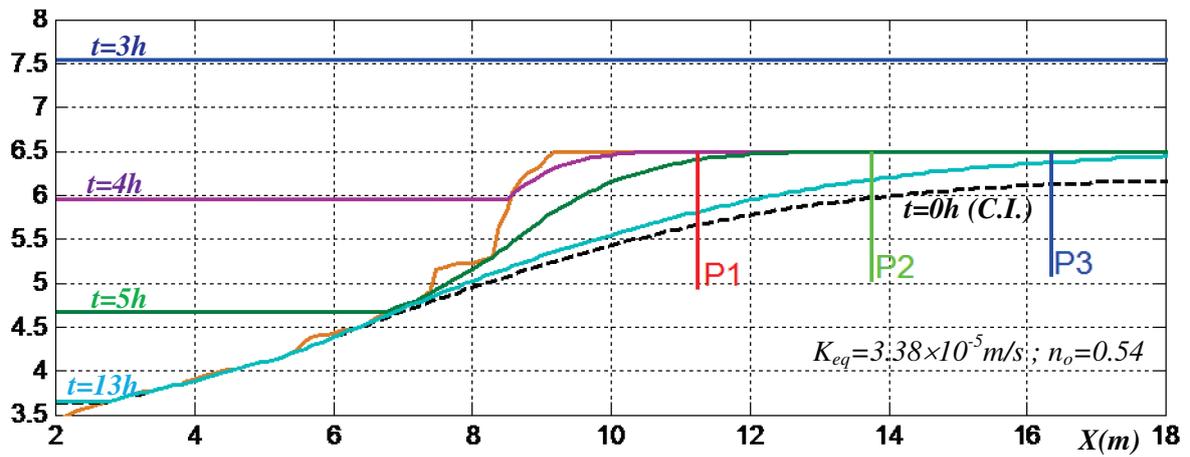


Figure 4.40 : Surfaces libres simulées avec la condition initiale (CI) et piézomètres installés

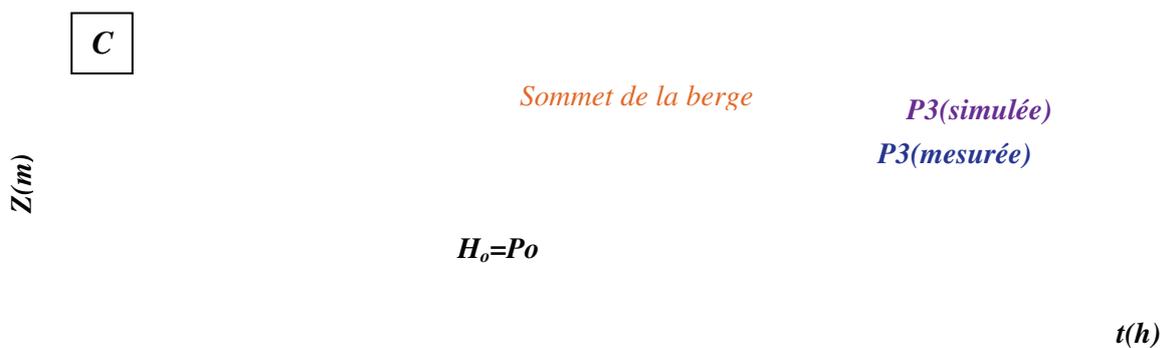
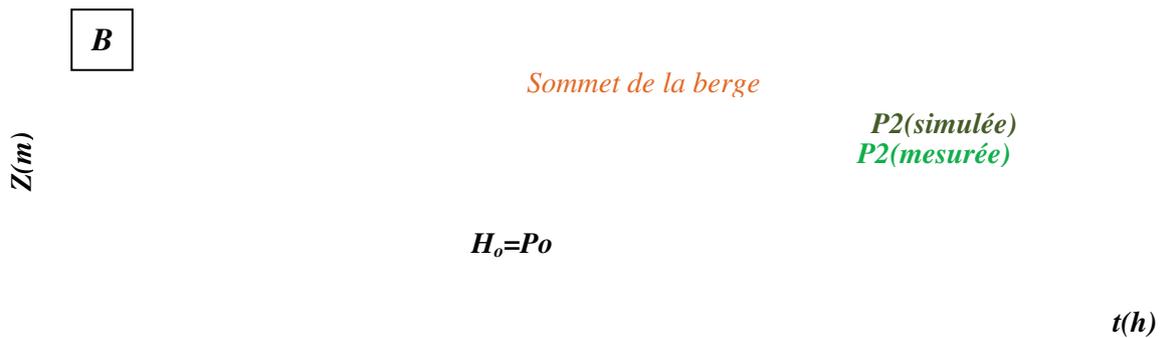
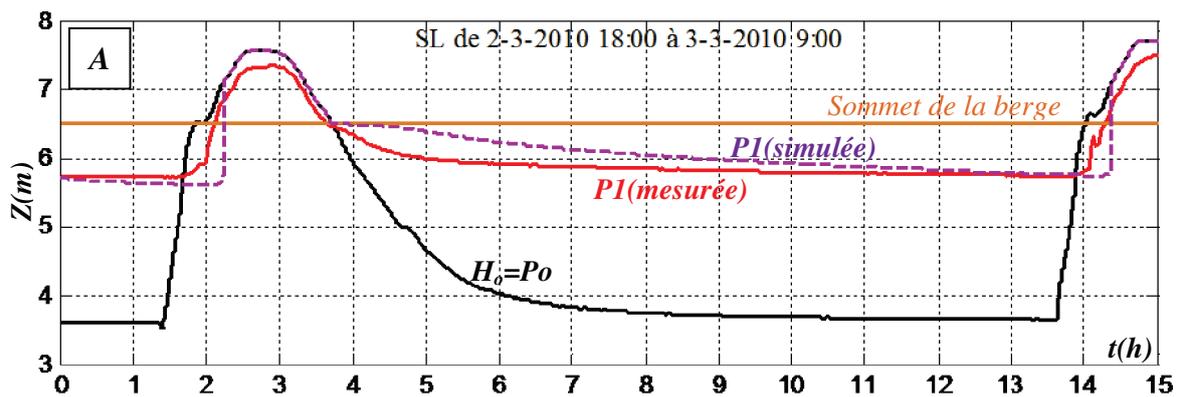


Figure 4.41 : Surfaces libres (SL) simulée et mesurées, cas de la berge submergée

(A : comparaison avec $P1$, B : comparaison avec $P2$, C : comparaison $P3$)

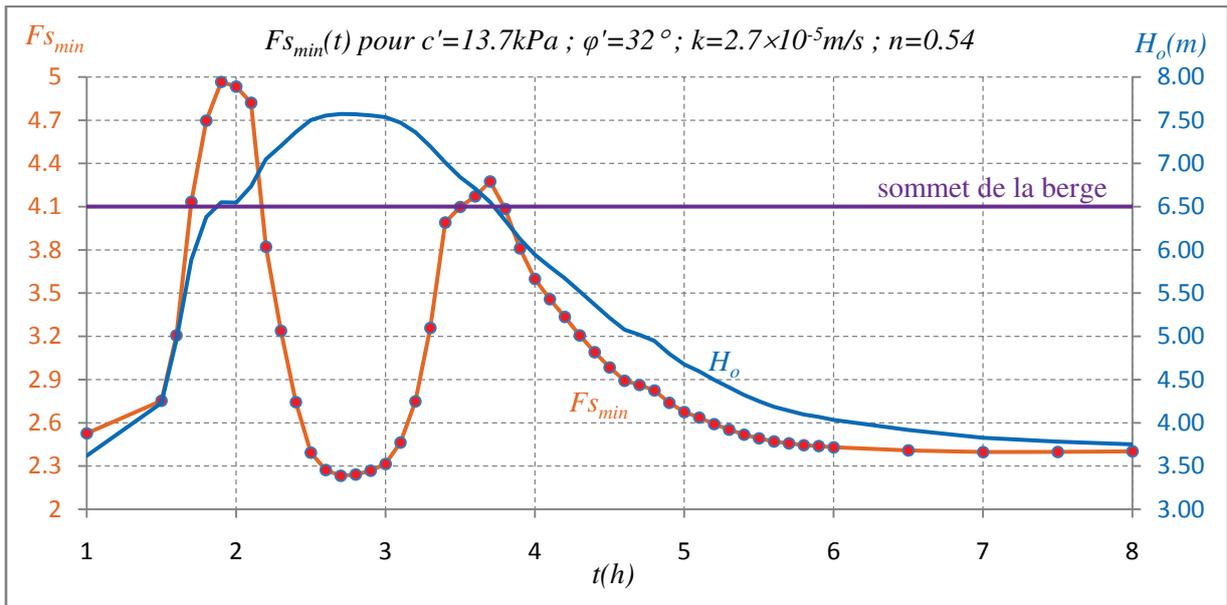


Figure 4.42 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée ($c'=13.7kPa$ et $\varphi'=32^\circ$)

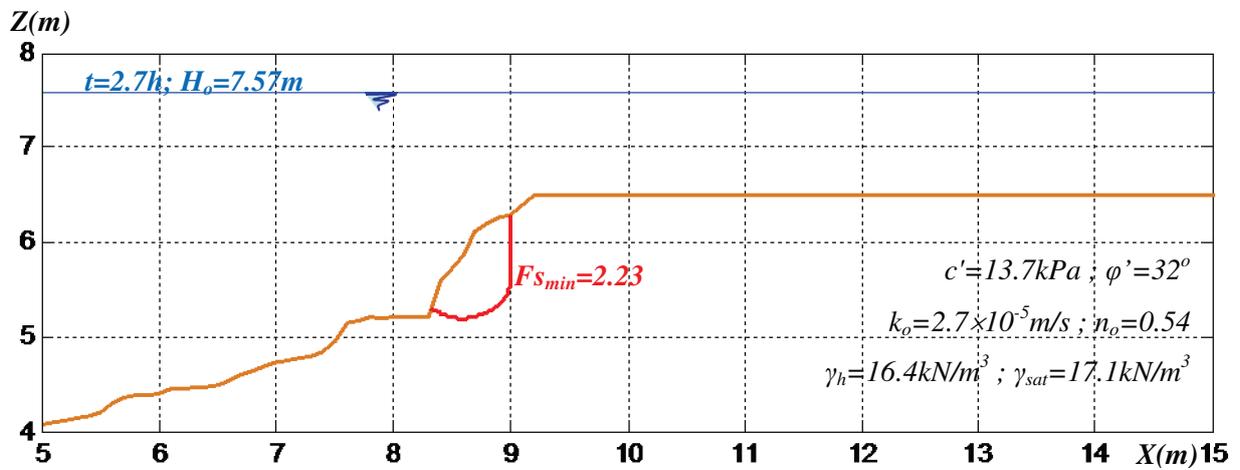


Figure 4.43 : Surface de rupture au temps $t=2.7h$

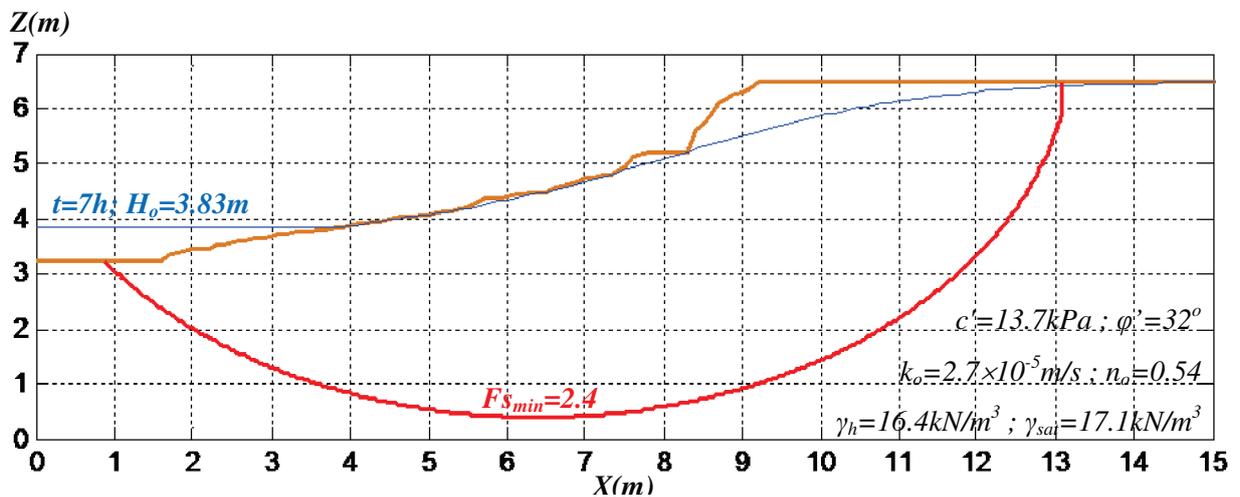


Figure 4.44 : Surface de rupture au temps $t=7h$

4.3.4 Etude d'érosion de la berge

L'érosion mesurée de la berge (Figure 4.37) qui paraît de type horizontal nous conduit à simuler le phénomène par la méthode présentée dans le paragraphe 3.4. On ne considère pas l'effet de dépôt dans le calcul. En plus, on suppose que l'érosion se produit pendant le reflux seulement. A partir du profil initial (Figure 4.37) et de la marée mesurée (piézomètre P_0), l'érosion est calculée lorsque :

$$\frac{dH_o(t)}{dt} < 0 \text{ et } H_o(t) > 3.5m \quad (4.11)$$

La vitesse d'écoulement V_y pendant le reflux est constante et égale à $1.5m/s$ (Desguée et al 2011) et la résistance de cisaillement critique τ_c à la surface de la berge est égale à $1Pa$ (Migniot, 1998).

La Figure 4.45 montre les évolutions simulée et mesurée du profil de la berge après 20 jours d'érosion. Dans la partie inférieure de la berge, le résultat de simulation est proche des mesures. Dans la partie supérieure, l'érosion simulée est faible comparée aux mesures qui peut être exprimé par des glissements dans cette partie verticale de la berge.

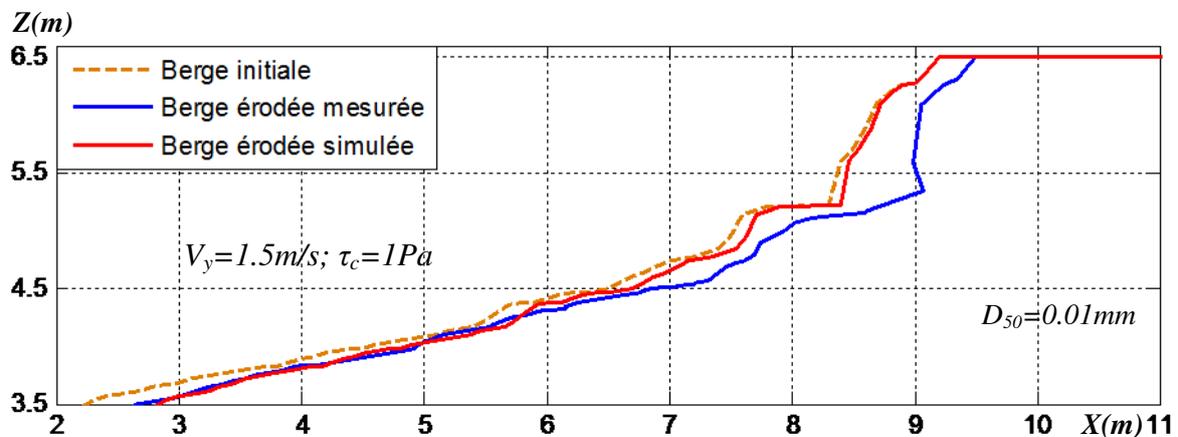


Figure 4.45 : Erosion de la berge pendant 20 jours, comparaison entre la mesure et la simulation

4.3.4.1 Couplage glissement et érosion

La Figure 4.46 montre la surface de glissement et l'érosion de la berge pendant 20 jours.

La valeur du facteur de sécurité F_s est très sensible à la valeur de cohésion du sol. Pour un angle de frottement du sol de valeur $\varphi' = 32^\circ$, on obtient :

- $F_s=2$ pour $c'=13.7kPa$ (valeur mesurée sur le site N°1),
- $F_s=1.09$ pour $c'=10kPa$ (identification par calcul inverse).

Or la cohésion en place peut être très variable suivant les conditions : fissuration en surface, enracinement!

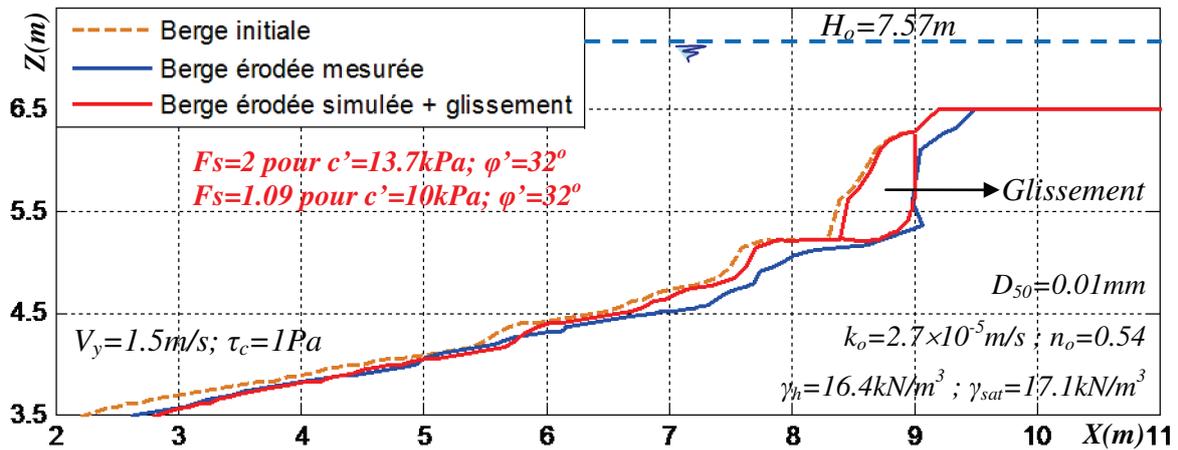


Figure 4.46 : Erosion et glissement de la berge, comparaison entre la mesure et la simulation

4.4 Conclusions du chapitre 4

Dans ce chapitre, on a réalisé ou utilisé des études expérimentales *in situ* et en laboratoire sur deux sites du Mont-Saint-Michel pendant des périodes de grande marée, concernant le régime hydraulique à l'intérieur des berges de rivière ou de chenaux, ainsi que des caractéristiques physiques ou mécaniques du sol. Ensuite on a comparé les modèles hydrauliques et mécaniques développés avec les résultats expérimentaux afin d'expliquer la dynamique des berges dans cette zone.

Les expériences *in situ* ont permis de relever la topographie des berges ainsi que les niveaux de la nappe phréatique dans le sol lors de périodes de grande marée pendant lesquelles les berges peuvent se trouver submergées.

Les études expérimentales en laboratoire ont montré que le sol est constitué de silts sableux en surface et de sables fin silteux en profondeur dans un état lâche. Des essais de cisaillement directs et triaxiaux ont permis de déterminer la cohésion et l'angle de frottement dans différentes conditions de drainage et de remaniement.

La comparaison entre les simulations et les mesures de surface libre pendant les marées nous permet de conclure quant à la pertinence du modèle simple d'écoulement de Dupuit dans le cas de milieux relativement homogènes et isotropes mais celui-ci s'avère moins précis pour des milieux plus complexes, tels que multicouches.

Les études de la stabilité des berges par la méthode des tranches sur les deux sites considérés montrent que les résultats sont très sensibles aux conditions du sol considérées : remaniement, drainage. Globalement, deux moments critiques de glissement peuvent être observés correspondant à deux mécanismes différents.

Quand la berge est submergée pendant un temps suffisamment long, la zone de rupture du massif se localise dans la partie supérieure et le moment critique correspond à la pleine mer. Ce mode de rupture est observé aussi sur les sites étudiés. Au reflux, on met évidence un deuxième mode de rupture correspondant à des surfaces de glissement plus profondes liées à des pressions interstitielles résiduelles élevées.

CHAPITRE 5 : ETUDE DE CAS DU MEKONG

5.1 Données hydro-morphologiques sur le bas Mékong

5.1.1 Introduction du site du delta du Mékong

Le Mékong coule sur 4.800 km depuis sa source sur le plateau Qinghai-Tibet, à une altitude de plus de 4 500 m au dessus du niveau moyen de la mer de Chine méridionale (Figure 5.1) (MRC, 2005). Il passe à travers six pays : la Chine, le Myanmar, le Laos, la Thaïlande, le Cambodge et le Vietnam. La région du Mékong peut être divisée en deux parties: le bassin supérieur au Tibet et en Chine où la variation d'altitude est importante, et le bassin inférieur avec une pente beaucoup plus faible. Le delta, situé au Vietnam, est la partie la plus basse, soumise au régime des marées. Aujourd'hui, plus de 60 millions de personnes vivent dans le bassin inférieur du Mékong dont ils dépendent directement pour l'eau potable, l'alimentation, les transports et l'énergie.

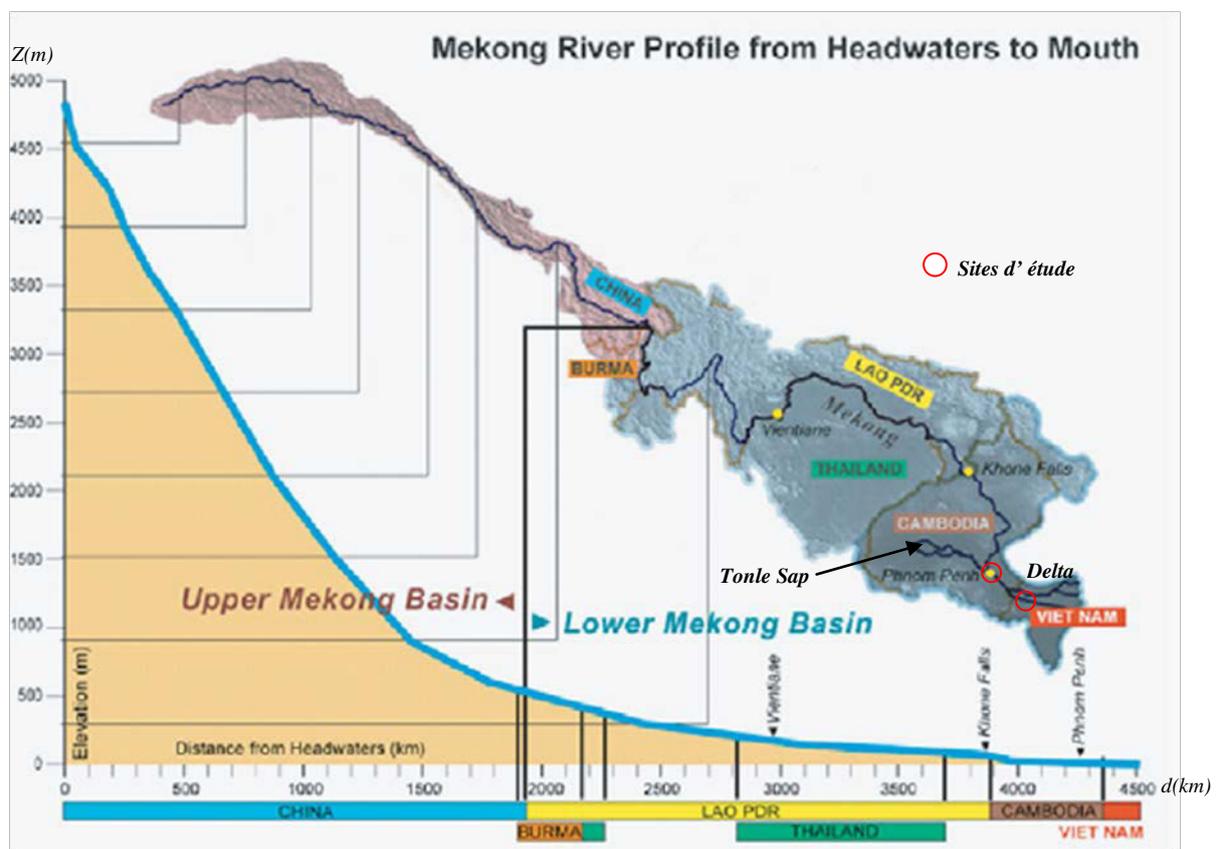


Figure 5.1 : Profil longitudinal de la rivière Mékong, de la source au delta (MRC, 2005)

Le débit annuel du Mékong est d'environ $470 \times 10^9 \text{ m}^3$ et le flux de sédiments annuel est estimée à 160 millions de tonnes (Milliman et Syvitski, 1992). L'érosion du sol a été un problème majeur et environ 50 pourcents des sédiments dans la rivière viennent du bassin supérieur (MRC, 2005).

Avec une superficie de 49500 km² (Le et al., 2007) le delta du Mékong est la troisième plus grande plaine dans le monde.

Le système de la mousson en Asie du sud-est et de l'est identifie les systèmes climatiques en deux saisons, la saison sèche et la saison des pluies. La variation saisonnière de la quantité d'eau stockée dans le lac Tonlé Sap au Cambodge change la direction de l'écoulement de l'eau entre la saison des pluies et la saison sèche. Pendant la saison des pluies l'eau s'écoule du Mékong inférieur vers le lac Tonlé Sap. Par contre l'écoulement de l'eau du lac Tonlé Sap vers le delta du Mékong pendant la saison sèche et l'écoulement de l'eau du Mékong supérieur converse à Chaktomuk, Phnom Penh. Ce changement d'écoulement peut contribuer à l'érosion des berges à partir de cette région.

La croissance économique rapide dans le bassin inférieur du Mékong et principalement le développement des infrastructures (tel que les barrages, les réservoirs en amont et les digues artificielles dans la plaine du delta), et la déforestation changent considérablement les caractéristiques hydrauliques de la rivière et libèrent davantage de sédiments (Zuo et al., 2009).

Le delta du Mékong au Viet Nam est cultivé de manière intensive et a peu de végétation naturelle. Le couvert forestier est inférieur à 10 pourcents (MRC, 2005). La suppression de la couverture forestière dans le bassin du Mékong affecte la quantité d'eau stockée en diminuant les apports d'eau pendant la saison sèche (Décembre à Avril) et en augmentant les pluies pendant la saison humide (mai à novembre) provoquant l'érosion des berges par ruissellement.

5.1.2 Exemples d'érosion des berges du Mékong

Les zones où l'érosion des berges est la plus intense sont la partie serpentant entre Vientiane et Nong Khai (JICA, 2004), la confluence Chaktomuk, Phnom Penh (MRC, 2002), et le delta du Mékong (Viet et al. 2004).

La rivière serpente activement dans la plaine de Vientiane. Elle a provoqué l'affouillement du lit de la rivière, l'érosion de la rive extérieure et le dépôt sur les bords intérieurs des coudes. La recherche du JICA (2004) a indiqué que la longueur de l'érosion des berges entre Sangthong et Namghum à Vientiane est de *29.1km* et que le taux d'érosion est de *10 à 30m/an*.

Le débit et le rejet des sédiments jouent un rôle dominant dans la morphologie à la confluence Chaktomuk où le Mékong supérieur, le Tonlé Sap et le Bassac fusionnent. L'allongement de la péninsule Chroy Chang Var entre le Mékong et la rivière Tonlé Sap a progressé à un taux d'environ *10m* par an depuis 1876 (MRC, 2002). Cette zone a connu une grave érosion des berges.

L'érosion des berges dans le delta du Mékong, est particulièrement intense dans la partie de Tan Chau, où le chenal présente une courbure importante. Une analyse des images satellitaires par Viet et al. (2004) a révélé que la longueur de l'érosion de 1966 à 2002 à Thoung Phuoc, sur la rive gauche du Mékong, s'étend sur une longueur de *6km* et une largeur de *1250m*, avec un taux d'érosion de *34.7m/an*. La longueur de l'érosion à Sa Dec, sur la rive droite a été de *10km* et la largeur de *1200m*, avec un taux d'érosion a été de *33.3m/an*.

5.1.3 Causes de l'érosion des berges du Mékong

Le lit du fleuve dans la partie aval du Mékong est composé principalement de sable, tandis que la rive est principalement composée de limon et d'argile (Naoki et al. 2008). Le sable du lit a une faible cohésion et seule la force de gravité peut contrer les forces d'écoulement ; l'érosion du lit de la rivière se produit donc quand la vitesse d'écoulement est importante. Sur la rive, les particules cohésives du sol peuvent s'opposer davantage à la force d'écoulement mais l'érosion du lit conduit à des pentes des berges plus inclinées sujettes alors au glissement de la masse du sol sur la rive. Les sols déposés n'ont plus de cohésion et ensuite ils sont rincés par les forces d'écoulement.

La différence de niveau d'eau dans le Mékong entre la saison humide (inondation) et la saison sèche est de 10 m ou plus (Naoki et al. 2008). L'eau du fleuve diminue rapidement lorsque la saison des crues se termine, mais la nappe phréatique est réduite plus progressivement et reste élevée. La différence entre niveau d'eau dans la rivière et la nappe phréatique dans le massif de la berge produit un écoulement et une pression interstitielle qui diminuent la résistance effective du sol et donc le coefficient de sécurité.

L'érosion dans le plateau tibétain et dans le bassin du Mékong est fortement liée à l'effet de la mousson (Zhifei et al. 2004). Au cours de la saison des pluies, la forte densité de la pluie érode la surface supérieure du sol et élève également le degré de saturation du sol. Le sol saturé augmente son poids volumique et peut produire des glissements potentiels. Et la résistance de cisaillement sur la surface de la rupture est réduite en raison de l'augmentation de pression interstitielle dans la zone saturée.

Les pays le long du Mékong, en voie de développement, ont des besoins importants en sable pour les constructions des infrastructures ou des bâtiments. Le développement des carrières de sable creusent le fond du fleuve ce qui peut provoquer d'érosion des berges. C'est par exemple, le cas de l'extension urbaine autour du Phnom Penh qui a extrait beaucoup de sable du fleuve pendant ces dernières années.

Enfin, le Mékong souffre d'un faible ratio de protection des berges, principalement en raison d'un manque de financement. Il est estimé que moins de 8% des berges du Mékong sont protégées par des structures artificielles (Naoki et al. 2008).

5.1.4 Caractéristiques générales du Mékong inférieur

La nature des dépôts sédimentaires rencontrés est très variable et dépend de la vitesse du courant et de la dimension des particules des zones érodées. La Figure 5.2 présente les deux sites étudiés.

Dans le bassin inférieur du Mékong, le site de Kaoh Choram à Phnom Penh, plus en amont, reçoit un matériau de dépôt fin roulé très bien calibré. Il y a dépôt d'une épaisse couche de matériau à granulométrie uniforme classé dans la catégorie des sables et graviers. Ce matériau très meuble est très perméable mis en place par dépôts est un matériau plutôt lâche et à faible cohésion et frottement interne (AUF, 2006).

Ensuite le site dans la province de An Giang au Viet Nam, le matériau de dépôt est très fin et comporte des argiles de trois types : kaolinite, illite, et montmorillonite. Enfin, les matériaux

extraits sur le site de Binh Duc à la tarière à main montrent une texture beaucoup plus fine avec une forte proportion d'argile (AUF, 2006).



Figure 5.2: Sites étudiés sur le Mékong inférieur (images récupérées par Google Maps-©2013Google)

Pour la partie de rivière près de la mer, la variation de niveau d'eau est journalière sous l'effet de la marée qui conjointe avec les variations saisonnières provoque des régimes plus compliqués. Le delta du Mékong au Viet Nam, bas en altitude, est soumis au régime des marées. Par exemple à Can Tho (Viet Nam) à 80Km de la mer, la variation du niveau d'eau dans la rivière est très compliquée avec un type de marée mixte à inégalités mensuelles (Figure 5.3) où deux cas se présentent :

- soit la Lune est à l'équateur, et on constate alors deux pleines mers et deux basses mers par jour,
- soit la déclinaison de la Lune est à son maximum. Dans ce cas, on observe une pleine mer et une basse mer par jour.

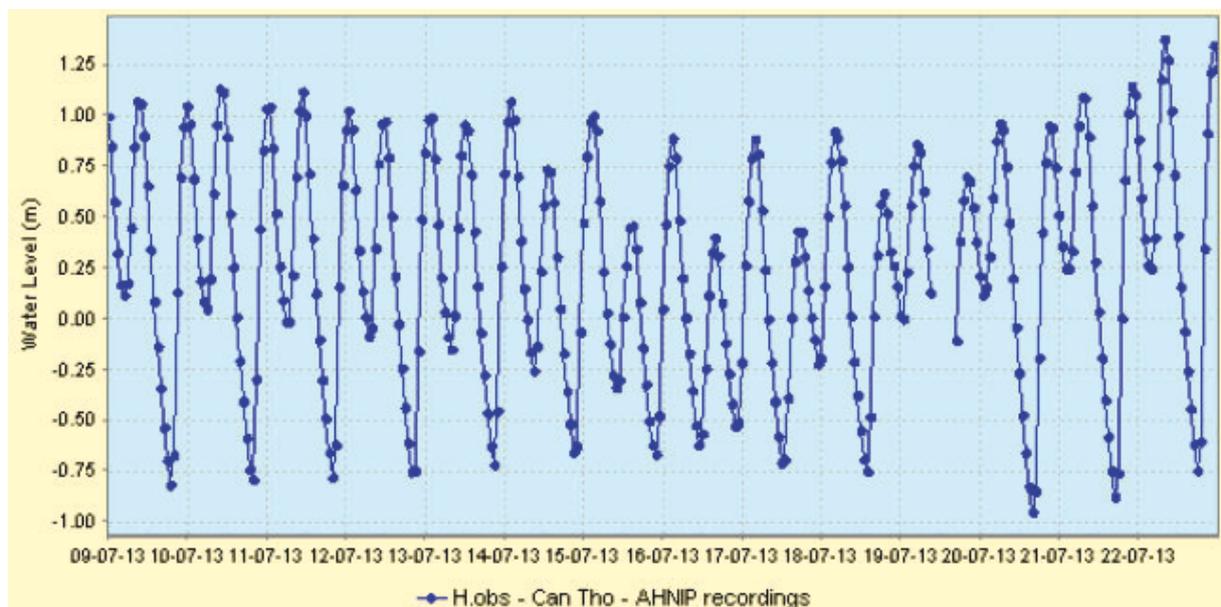


Figure 5.3 : Variation du niveau d'eau dans la rivière mesuré du site Can Tho, Viet Nam, données récupérées sur le site MRC le 27/07/2013 (<http://www.mrcmekong.org/>)

5.2 Etude de cas de la berge à Kaoh Chorrarm

5.2.1 Situation du site Kaoh Chorrarm

Le site de Kaoh Chorrarm à Phnom Penh se situe dans le Mékong inférieur mais plus loin de la mer et donc il est peu soumis à l'effet de la marée pendant la saison sèche seulement avec une amplitude journalière environ 0.2m de niveau d'eau. Pendant la saison des pluies, quand le niveau d'eau est plus élevé, l'effet de la marée a disparu. Le niveau d'eau dans la rivière change rapidement durant quelques jours pendant la crue. Une étude de stabilité de la berge à Kaoh Chorrarm a été faite dans le rapport (AUF, 2006) et poursuivie dans un stage de master (Ho, 2008) en simulant la descente instantanée du niveau d'eau dans la rivière et en faisant varier la surface libre dans le sol en fonction du temps. Ici nous considérons que le niveau d'eau dans la rivière et la surface libre dans le sol varient tous deux en fonctions du temps, et on étudie la stabilité des berges après une crue ayant submergé entièrement la berge.

La berge se compose de deux couches de sol dont les caractéristiques et la géométrie sont présentées sur la Figure 5.4.

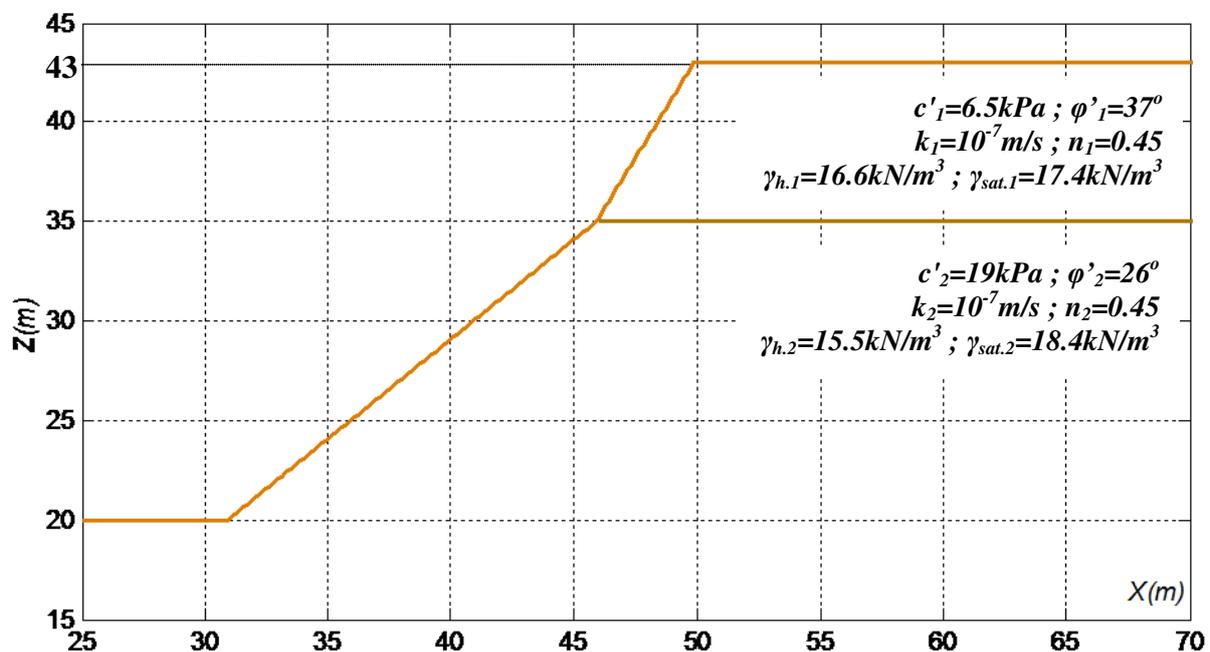


Figure 5.4 : Géométrie de la berge à Kaoh Chorrarm et caractéristiques des sols (AUF, 2006)

5.2.2 Surface libre et stabilité de la berge

5.2.2.1 Surface libre

On suppose qu'après la crue, le niveau d'eau dans la rivière diminue linéairement en fonction du temps avec une vitesse de décrue V_d constante ($V_d = 1m/j$). On simule un niveau d'eau qui descend pendant 6 jours, de l'état initial, berge submergée ($H_o(t=0)=43.5m$), jusqu'au niveau $H_o(t=6j)=37.5m$.

Le calcul de la surface libre a été fait en appliquant le modèle de Dupuit (chapitre 2). La condition initiale est considérée horizontale et égale au niveau d'eau initial dans la rivière au-dessus de la berge submergée ($H(t=0, X) = 43.5m$).

Le calcul de la stabilité de la berge a été suivie le modèle développé dans le chapitre 3.

La Figure 5.5 montre l'évolution de la surface libre dans le sol. A cause de la perméabilité faible, la surface libre et donc la pression interstitielle restent élevées même après quelques jours.

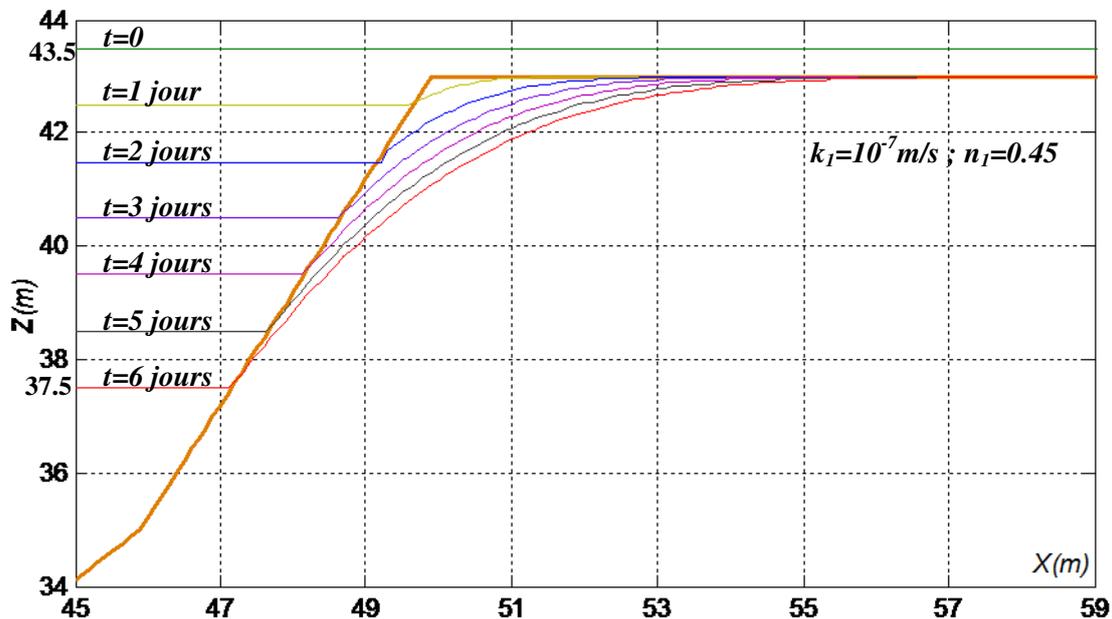


Figure 5.5 : Evolution de la surface libre dans la rivière et dans le sol, pour $V_d = 1m/jour$

5.2.2.2 Stabilité

La Figure 5.6 met en évidence l'effet de l'eau sur la stabilité de la berge. Dans un premier temps on considère des situations d'équilibre avec les niveaux constants dans la rivière ($H_o = 35m$; $H_o = 40 m$). Lorsqu'on augmente ces niveaux on constate que le coefficient de sécurité diminue du fait de l'élévation des pressions interstitielles.

Dans un deuxième temps on considère la vitesse de décrue $V_d = 1m/j$ et on analyse l'évolution du facteur de sécurité pendant six jours. Pendant la période de submersion (Figure 5.6, segment AB) la descente du niveau d'eau diminue la pression interstitielle dans le sol et donc le coefficient de sécurité augmente comme déjà observé pour les sites du Mont-Saint-Michel.

Après émergence de la berge (point B au point C), la descente du niveau d'eau dans la rivière, plus rapide que celle de la surface libre dans le sol, provoque une diminution du coefficient de sécurité du fait de la diminution de l'effet stabilisateur de la pression extérieure de l'eau sur la surface de la berge.

Par contre à partir du point C, on note que le coefficient de sécurité augmente légèrement lorsque le niveau d'eau continue à descendre. Ce résultat est probablement dû à la diminution de la pression interstitielle interne dans le sol qui dévient prépondérante par rapport à la pression extérieure de l'eau sur la surface de la berge. Ce résultat est analogue à celui mis en évidence dans le chapitre 3 (§3.3) où le minimum de du facteur de sécurité se situe avant la basse mer.

Même si dans le cas présent, on se trouve toujours en situation de rupture, le comportement de la berge est différent sous un niveau d'eau constant ou variable. A même niveau H_o , le facteur de sécurité est inférieur dans le cas de la décrue comparé à la situation d'équilibre. Par exemple pour $H_o=40m$ on trouve respectivement $Fs = 0.8$ pour H_o à l'équilibre et $Fs = 0.68$ pour H_o à la décrue (Figure 5.6).

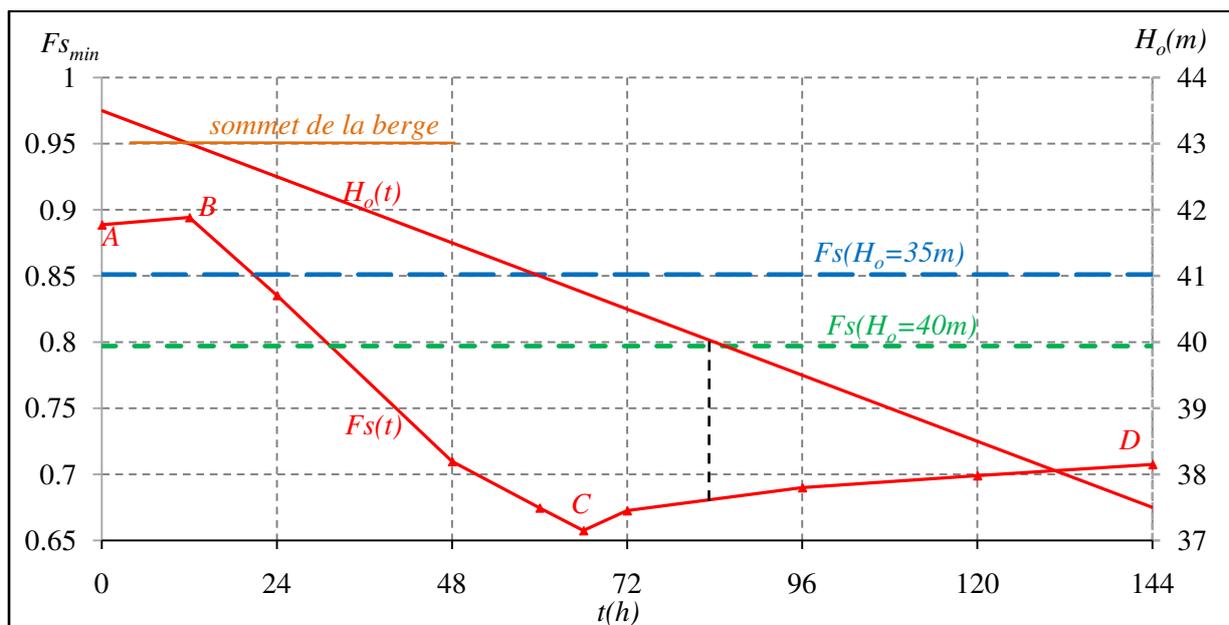


Figure 5.6 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de temps

La Figure 5.7 représente les différentes surfaces de rupture qui correspondent aux différents niveaux d'eau dans la rivière. Ces différences peuvent s'expliquer par les différentes pressions interstitielles dans le sol qui changent les contraintes effectives et la résistance au cisaillement du sol.

On note que dans le cas des niveaux d'eau constants on a des glissements importants le long de cercles de pied de talus avec une partie supérieure verticale. Par contre en régime de décrue, on observe que le glissement se produit toujours dans la partie supérieure de la berge, ce qui peut s'expliquer par la géométrie plus inclinée, les différences entre le niveau d'eau dans la rivière et dans le sol, et la faible cohésion du sol dans cette couche.

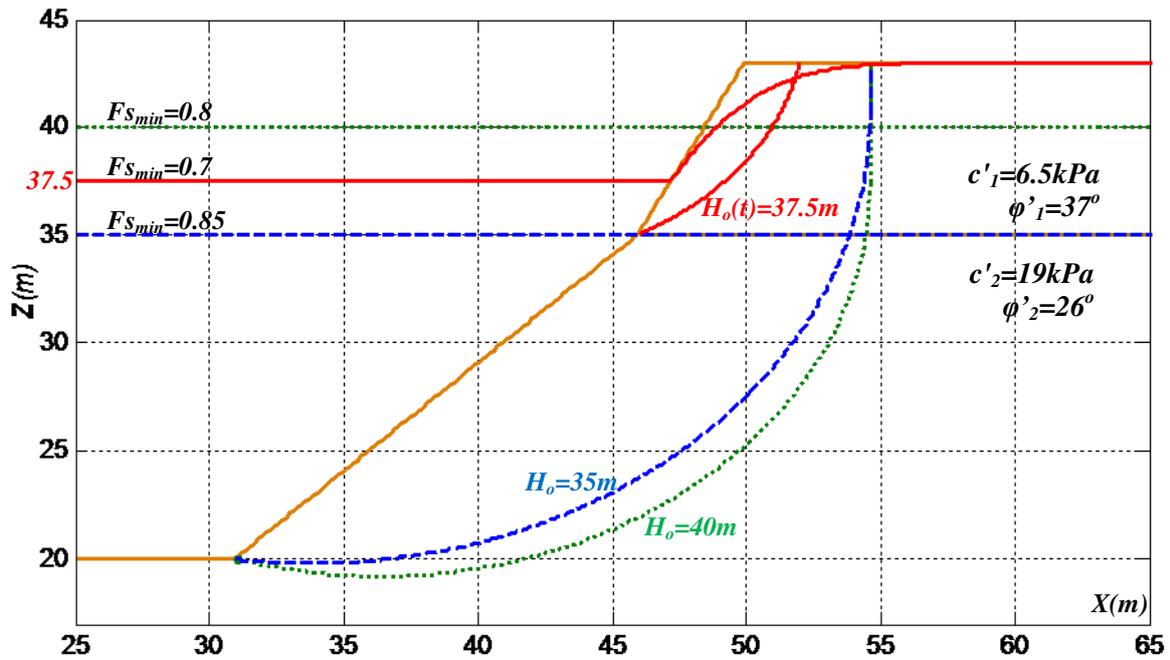


Figure 5.7 : Surfaces de rupture critiques pour différents niveaux d'eau dans la rivière

Si on diminue la vitesse de décrue $V_d=1m/jour$ à $V_d=0.5m/jour$, on note qu'aux mêmes niveaux H_o de la rivière, les coefficients de sécurité sont supérieurs pour la vitesse V_d plus lente à cause de la diminution du déphasage de la surface libre et de la pression interstitielle par rapport au niveau de la rivière (Figure 5.8).

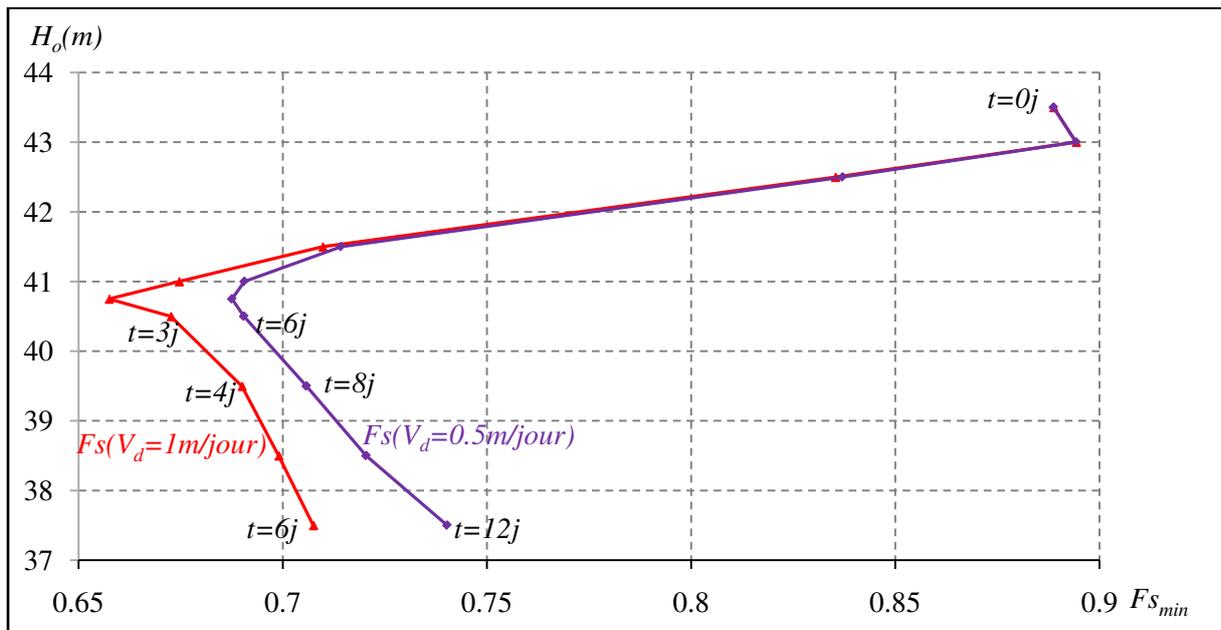


Figure 5.8 : Coefficient de sécurité en fonction du niveau d'eau pour différentes vitesses de décrue

5.3 Etude de cas de la berge à Binh Duc

5.3.1 Variation de la surface libre

5.3.1.1 Données des mesures

Le niveau d'eau dans la rivière au site de Binh Duc (Viet Nam), est soumis à une marée mixte en régime semi-diurne. Le sol est constitué de deux couches horizontales (sable + argile ; argile) de caractéristiques différentes dont la couche supérieure contient un système racineux assez développé (Figure 5.9 et Figure 5.10).



Figure 5.9 : Berge au site de Binh Duc

Pour étudier la variation de la surface libre dans le sol, on a fait des mesures du niveau d'eau à l'extérieur et à l'intérieur du massif avec des tubes piézomètres installés à différentes distances de la berge comme présenté sur la Figure 5.10. La Figure 5.11 présente les variations du niveau d'eau mesurées dans la rivière et dans la berge aux différentes positions pendant un jour (PCSIU, 2005). On note que les amplitudes des surfaces libres diminuent lorsqu'on s'éloigne de la berge. La surface libre est plus élevée au loin de la berge parce que les mesures ont été faites pendant la période d'étiage (mois de décembre).

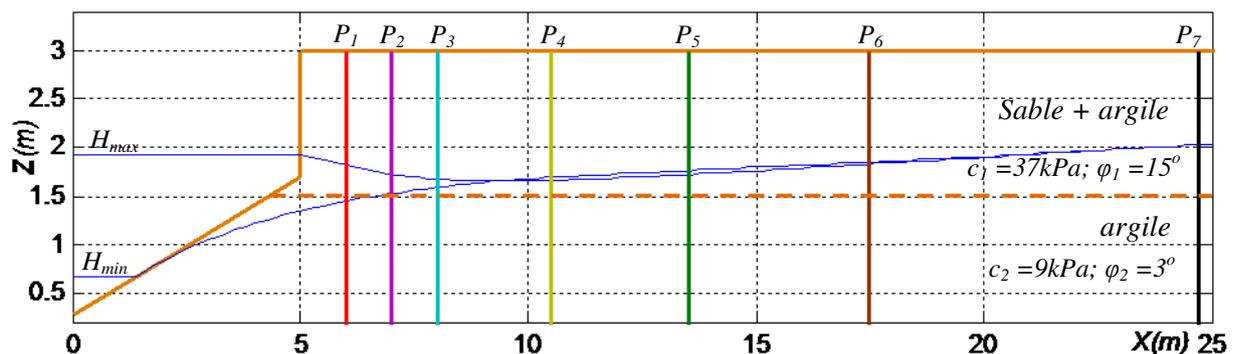


Figure 5.10 : Géométrie de la berge et piézomètres installés

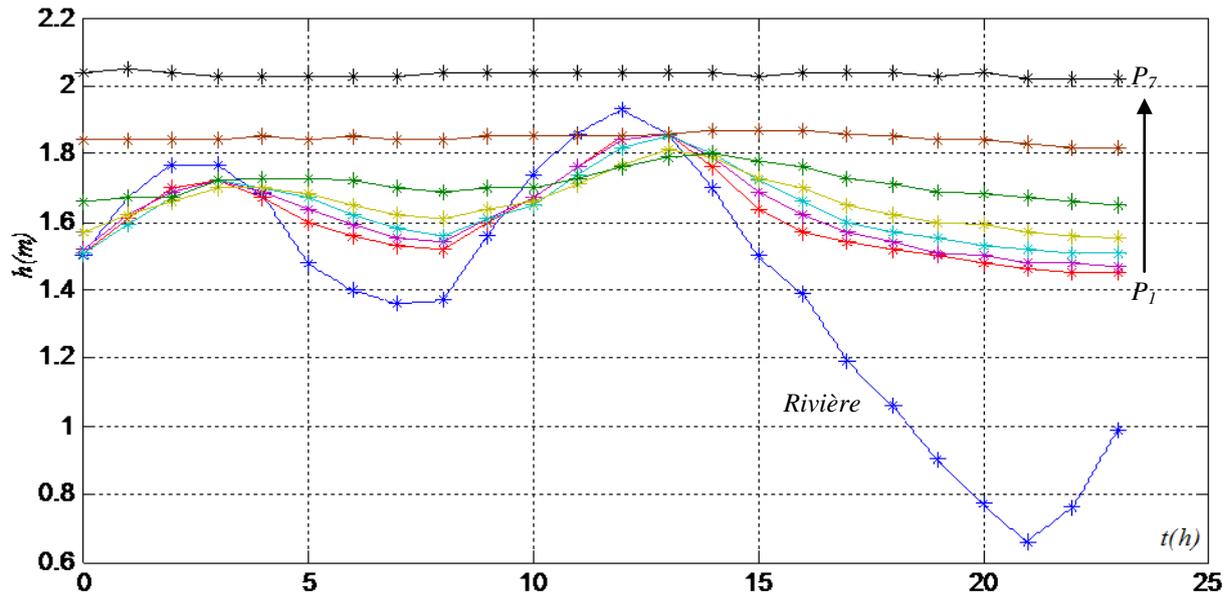


Figure 5.11 : Niveaux d'eau mesurés à l'extérieur et à l'intérieur de la berge

5.3.1.2 Simulation de la surface libre

Comme précédemment, le calcul de la surface libre a été fait en appliquant le modèle de Dupuit (chapitre 2). La condition initiale de la surface libre $H(X, t=0)$ est choisie à partir des mesures piézométriques au temps $t=0$. On considère la surface libre initiale par interpolation linéaire dans l'espace des valeurs données par les piézomètres, Au-delà de P_7 ($X > 24.5m$), on considère la surface libre horizontale.

Le premier calcul de la surface libre est fait avec une valeur très faible de perméabilité ($k_x = k_z = 5.6 \times 10^{-8} m/s$) donnée par une étude précédente (PCSIU, 2005). Ce calcul montre qu'il n'y pas de variation de surface libre avec cette valeur de perméabilité, contrairement aux mesures où la surface libre près de la berge varie assez sensiblement avec la marée. Ce résultat met en cause la valeur de perméabilité considérée qui apparait très faible et nous conduit à faire de nouvelles hypothèses sur cette valeur.

- Détermination de la perméabilité par calcul inverse : cas isotrope

Une série de calculs de la surface libre a été faite avec des valeurs supérieures de la perméabilité : on a retenu ici la valeur $k_x = k_z = 5 \times 10^{-5} m/s$ qui correspond au résultat le plus proche entre la simulation et les mesures (Figure 5.12). Cependant, malgré des variations assez importantes de la surface libre simulée aux positions P_1 et P_2 , on note qu'au flux, le niveau de celle-ci reste inférieur à celui de la surface libre mesurée. De même le déphasage de la surface libre simulée par rapport à la marée est supérieur à celui des mesures.

- Détermination de la perméabilité par calcul inverse : cas anisotrope :

Afin d'étudier l'influence d'une éventuelle anisotropie on considère des valeurs différentes de la perméabilité dans les directions X et Z ($k_x > k_z$). Pour simuler la variation de la surface

libre dans le sol avec le modèle isotrope de Dupuit, on fait la transformation suivante le long de l'axe des abscisses (Schneebeli, 1996) :

$$X' = \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} X \quad (5.1)$$

avec le coefficient de perméabilité d'équivalent : $k_{eq}=k_z$

En conservant la valeur de $k_z=5.6 \times 10^{-8} m/s$ (valeur initiale), on choisit après différents essais $k_x=1.27 \times 10^{-4} m/s$. Alors on obtient : $X'=0.021X$ et $k_{eq}=5.6 \times 10^{-8} m/s$.

Bien qu'il subsiste des différences entre simulations et mesures (Figure 5.13), l'hypothèse d'anisotropie conduit à un meilleur ajustement des courbes simulées et expérimentales.

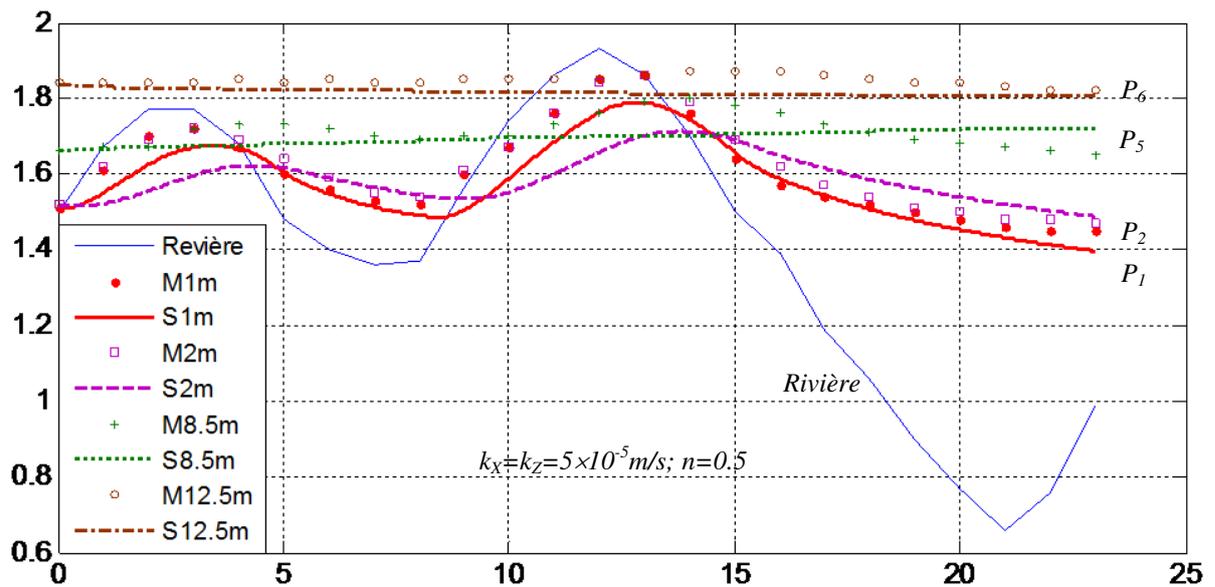


Figure 5.12 : Variations des surfaces libres par simulations et mesures, cas isotrope : $k_o=5 \times 10^{-5} m/s$

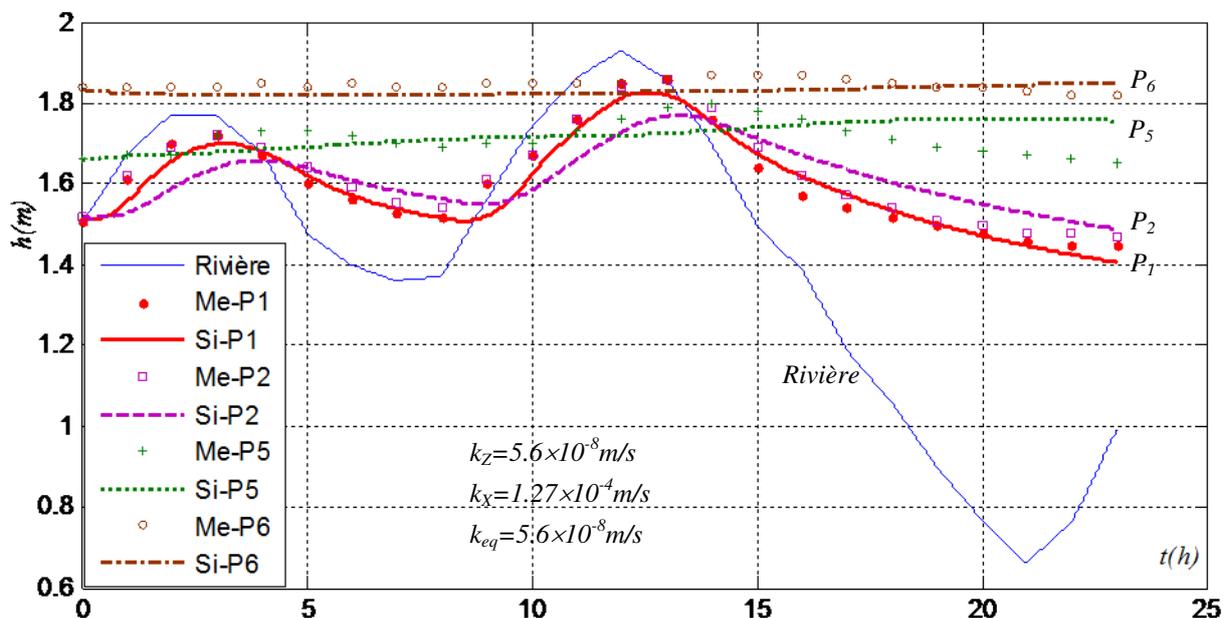


Figure 5.13 Variations des surfaces libres par simulations et mesures, cas anisotrope : $k_{eq}=5.6 \times 10^{-8} m/s$

5.3.2 Stabilité de la berge soumise à la marée

Avec les données des caractéristiques des sols du rapport PCSIU (2005), la Figure 5.14 montre que le coefficient de sécurité suit de très près l'évolution et est en phase avec celle-ci de la marée. Comme démontré au chapitre 3, cette variation du coefficient de sécurité s'explique par la prépondérance de la cohésion vis-à-vis du frottement et donc par une dépendance forte de la pression d'eau extérieure sur la surface de la berge. Il n'y a cependant pas de glissement observé car la hauteur de la berge est faible et la couche supérieure a une cohésion assez forte.

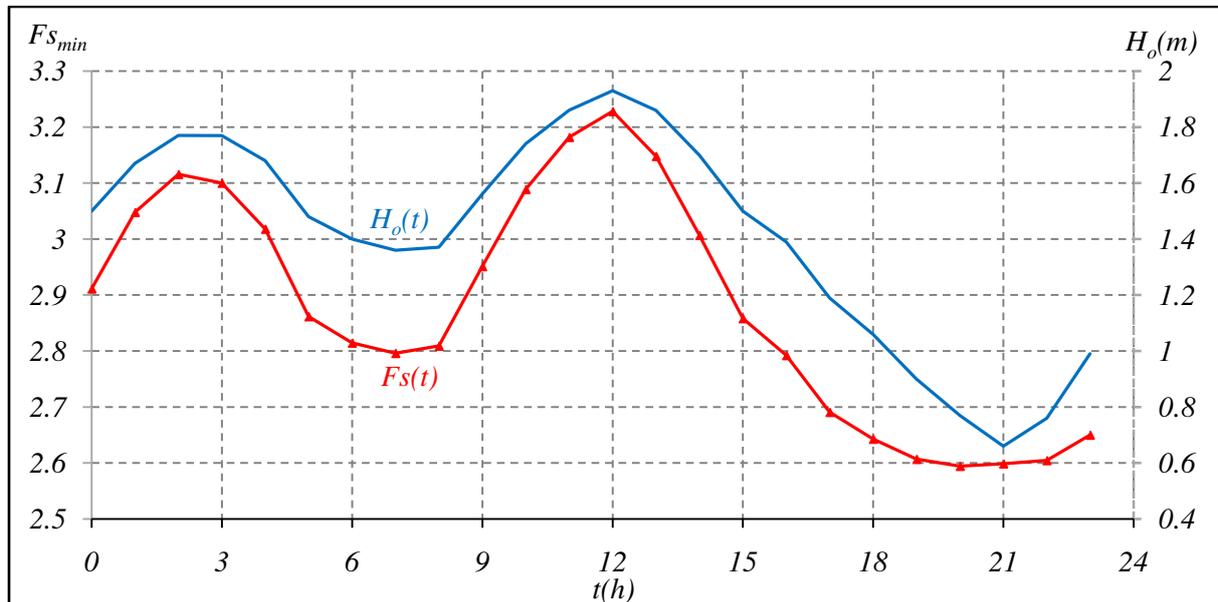


Figure 5.14 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la marée

La Figure 5.15 montre la stabilité de la berge au niveau minimum de la marée ($t=21h$). La surface de rupture est plus profonde parce que la couche inférieure de la berge a les propriétés mécaniques très faibles.

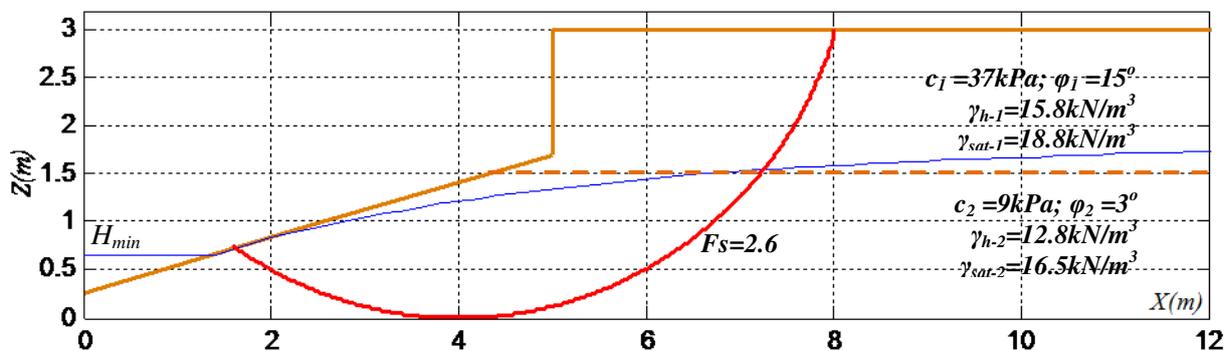


Figure 5.15 Géométrie de la berge et caractéristiques du sol

5.4 Conclusion du chapitre 5

Dans ce chapitre, les études des stabilités des berges du Mékong inférieur ont été présentées sur deux sites différents.

Sur le premier site à Kaoh Choram (Cambodge), on a étudié la stabilité de berge dans la période de décrue où le niveau de la rivière descend rapidement après submersion de la berge. Le coefficient de sécurité diminue avec la descente de l'eau sous le sommet de la berge, et il augmente un peu lorsque le niveau d'eau continue à descendre. A même niveau d'eau dans la rivière, le coefficient de sécurité à la décrue est inférieur à celui résultant d'un état d'équilibre, du fait des pressions interstitielles. Des différences importantes s'observent aussi sur les surfaces de glissement entre les deux régimes.

Sur le site de Binh Duc (Vietnam), la stabilité de berge soumise à la marée a été étudiée pendant 24h. La comparaison des surfaces libres simulées et mesurées met en cause les valeurs initiales mesurées de la perméabilité. Des calculs inverses avec des hypothèses d'isotropie et d'anisotropie permettent alors une identification plus satisfaisante de ce paramètre important. Enfin, l'étude de la stabilité montre toujours que la variation du coefficient de sécurité avec la marée est régie par le rôle prépondérant de la cohésion du sol.

CONCLUSION GENERALE

L'analyse de la stabilité des berges de rivière soumises à la marée a été menée en adoptant la démarche suivante :

- analyse de la variation de la surface libre à l'intérieur du sol,
- analyse la stabilité de berge, et
- étude de cas réels.

L'objectif de ce travail a été de proposer un outil pratique d'évaluation du risque de glissement avec couplage entre hydraulique, stabilité mécanique et érosion superficielle de la berge avec des validations par rapport à des modèles plus complexes et à des mesures de terrain.

Les résultats obtenus les plus importants sont rappelés ci-après

Le modèle d'écoulement simplifié de Dupuit a été programmé en différences finies par rapport au temps et à l'espace. On montre qu'il s'adapte à des cas de géométrie de berge quelconque, et à des sollicitations complexes comme la marée. On met également en évidence que la variation de la surface libre dans le sol et celle de la pression interstitielle subissent des phénomènes d'amortissement et de retard.

La stabilité au glissement des berges a été analysée avec la méthode des tranches couplée au modèle hydraulique de Dupuit et validée par comparaison avec des calculs aux éléments finis.

On montre que pendant son cycle, la marée produit une variation temporelle du coefficient de sécurité et on met en évidence l'existence d'instantanés critiques correspondant à des valeurs minimales des coefficients de sécurité qui peuvent avoir lieu à marée haute dans le cas de la berge submergé et à marée basse pendant le reflux.

Les résultats mettent en évidence qu'instantanés critiques, les coefficients de sécurité correspondants et les surfaces de rupture associées sont influencés par l'amplitude de la marée, par l'éventuelle submersion des berges, par la perméabilité du sol et par l'importance relative de la cohésion par rapport à l'angle de frottement.

Des abaques d'iso-valeurs des coefficients de sécurité sont proposés, construites avec des grandeurs adimensionnelles caractérisant la marée, la géométrie de la berge et les propriétés du sol. Elles permettent également d'évaluer les coefficients de sécurité par interpolation.

Des modèles d'érosion ont été couplés au glissement des berges. Ils montrent que l'érosion perpendiculaire est plus défavorable que l'érosion horizontale. Cependant les modèles ne prennent pas en considération les phénomènes de sédimentation.

Les études expérimentales *in situ* et en laboratoire sur les sites du Mont-Saint-Michel nous ont permis de caractériser les matériaux, de conduire des simulations et de comparer les résultats aux mesures. Des mécanismes de glissement différents ont été mis en évidence selon

le niveau de la marée. On montre qu'en cas de submersion de la berge, il existe deux moments critiques de glissement : à la pleine mer et peu avant la basse mer. Ces mécanismes sous-jacents sont liés à l'influence relative de la pression extérieure sur la surface de la berge par rapport aux pressions interstitielles développées à l'intérieur du massif.

Les études de cas sur le lit inférieur du Mékong, ont mis en évidence le rôle de la vitesse de décrue de la rivière sur le coefficient de sécurité au glissement de la berge. Des calculs inverses ont permis d'identifier des perméabilités du sol plus conformes avec les mesures sur le terrain.

Les résultats obtenus permettent d'envisager plusieurs prolongements au présent travail.

Sur le plan des modèles, il serait souhaitable que tout en restant simples, ceux-ci soient développés afin de mieux intégrer l'hétérogénéité des sols au voisinage des berges. S'il est très facile d'introduire des forces inter-tranches dans la méthode des tranches, il est plus complexe de prendre en compte l'érosion interne et le dépôt sédimentaire.

Des calculs paramétriques supplémentaires pourraient produire des abaques élargis à des géométries de berges plus complexes tels que des profils bilinéaires souvent rencontrés sur le terrain et à des sols de différentes propriétés.

Sur le plan expérimental, des inspections visuelles et le suivi des sites à problème, en particulier dans le delta du Mékong seraient souhaitables ainsi qu'une caractérisation plus approfondie des matériaux constitutifs des berges : granulométrie, densité, perméabilité et résistance en place.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abramson L.W., Thomas S.L., Sunil S., and Glenn M.B. (2002). Slope stability and stabilization method. 2nd edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, USA.
- AIPCR (2012). Vulnérabilité des infrastructures géotechniques au changement climatique et mesures d'adaptation selon le contexte géographique. Comité technique D.4 Géotechnique et routes non revêtues, Association mondiale de la Route (AIPCR), France. réf. 2012R04FR. Site : www.piarc.org
- Alexis A. (1987). Etude géotechnique et sédimentologique de souilles et chenaux de la rade de Lorient. Contribution à la stabilité des sols immergés. Thèse de Docteur Ingénieur. E.N.S.M. Nantes, France.
- Areas (30/06/2008). Calcul du Risque d'Erosion Linéaire - Théorie générale. Formation technique.
- AUF (Agence Universitaire de la Francophonie) (2006). Etude de la stabilité des berges du fleuve Mékong. PCSIU réf. Juin 2006.
- Bendahmane F. (2005) Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. Thèse de doctorat, Université de Nantes, France. tel-00355072, version 1 - 29 Jan 2009.
- Bendahmane F., Marot D., Alexis A. et Thomas P. (2004). Etude expérimentale de l'évolution par érosion interne des matériaux d'ouvrage hydraulique en terre. 12^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil 2004 - VILLE & GENIE CIVIL. hal-00354855, version 1 - 21 Jan 2009.
- Bonnot-Courtois C. (2012). Dynamique sédimentaire intertidale en baie du Mont-Saint-Michel entre évolution naturelle et aménagements. 12^{èmes} Journées Nationales Génie Côtier - Génie Civil, Cherbourg.
- Bonnot-Courtois C., Bassoullet P., Tessier B., Cayocca F., Le Hir P., Baltzer A. (2008). Remaniements sédimentaires superficiels sur l'estran occidental de la baie du Mont-Saint-Michel. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 978-2-7462-1971-7, vol. 12, n°1-2, pp 51-65. doi:10.3166/ejece.12.51
- Brinkgreve R.B.J. (2002). PLAXIS[®] 2D version 8. A.A. Balkema publishers, Netherlands.
- Buffington J.M. (1999). The Legend of A.F. Shields. Journal of Hydraulic Engineering. Vol.125, No 4. p376-387.
- Courant R., Friedrichs K. and Lewy H. (1928). On the partial difference equations of mathematical physics. Originally appeared in Mathematische Annalen 100, 32-74 (1928). Republish by AEC Research and Development Report, NYO-7689, New York. Translated from the German by Phyllis Fox.

- Darby S.E., Rinaldi M. and Dapporto S. (2007). Coupled simulations of fluvial erosion and mass wasting for cohesive river banks, *J. Geophys. Res.*, 112, F03022, doi:10.1029/2006JF000722.
- Delphine D. (2005). *Stabilité et Dynamique de Pentes Granulaires Sous-marines*, Thèse de doctorat, l'université paris XI.
- Desguée R., Robin N., Gluard L., Monfort O., Anthony E.J. and Levoy F. (2011). Contribution of hydrodynamic conditions during shallow water stages to the sediment balance on a tidal flat: Mont Saint-Michel Bay, Normandy, France. *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 94 (2011) p343-354.
- Dupuit, J. (1863). *Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables (Second Edition ed.)*. Paris: Dunod
- Flageollet J.C. (1988). *Les Mouvements de Terrain et Leur Prévention*. Masson, Paris, France.
- Fredlund D.G and Rahardjo H. (1993) *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, New York.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. and Widger R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3):312-321.
- GEO-SLOPE® (2012). *Stability Modeling with SLOPE/W*. Canada.
- Gilles S. et Pierre P. (1998). *Stabilisation des Glissements de Terrain : Guide Technique*, LCPC, IST-Diffusion des Éditions, Paris, France.
- Goncalvès E. (2005). *Méthodes, analyse et calculs numériques*. Institut Polytechnique de Grenoble, France.
- Ho T.D. (2008). *Stabilité des berges sous sollicitation hydrodynamique*. Mémoire de stage du master, LGCGM, INSA de Rennes, France.
- JICA (Japan International Cooperation Agency) (2004). *The Study on Mekong Riverbank Protection around Vientiane Municipality in the Lao People's Democratic Republic, Final Report, Volume 4, Supporting Report*.
- Lam L. and Fredlund D.G. (1993). A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis. *Can. Geotech. J.* 30, 905-919
- Le T.V.H., Nguyen H.N., Wolanski E., Tran T.C. and Haruyama S. (2007). The Combined Impact on the Flooding in Vietnam's Mekong River Delta of Local Man-made Structures, Sea Level Rise, and Dams Upstream in the River Catchment. *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 71 (1-2), p.110-116.

- Leroux J. (2010). Rôle des écoulements de sub-surface sur l'érosion des berges du Couesnon dans sa partie tidale, Rapport de stage Master 2, laboratoire Géosciences de l'Université de Rennes 1, Rennes, France.
- Marot D., Alexis A. and Thomas P. (2003). Towards a better forecast for reservoir slope sliding. *International Journal of Sediment Research*, Vol. 18, No. 4, 2003, p. 278-289.
- Marot D., Bouchard J.P. and Alexis A. (2005). Reservoir bank deformation modeling: application to Grangent Reservoir. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 131, No. 7, July 1, 2005. ©ASCE, ISSN 0733-9429/2005/7-586-595.
- Marot D., Regazzoni P.L. and Wahl T. (2011). An energy based method for providing soil surface erodibility rankings. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000538
- Marot D., Sail Y. and Alexis A. (2010). Experimental bench for study of internal erosion in cohesionless soils. *International Conference on Scour and Erosion 2010 (ICSE-5)*. ASCE 2010, 418-427.
- Migniot C. (1998). Mission Mont-Saint-Michel - Synthèse des connaissances hydro-sédimentaires en baie du Mont-Saint-Michel. Direction Départementale de l'Équipement de la Manche, France.
- Milliman J.D. and Syvitski J.P.M. (1992). Geomorphic/Tectonic Control of Sediment Discharge to the Ocean: The Importance of Small Mountainous Rivers. *Journal of Geology* 100 (5), p.525-544.
- MRC (Mekong River Commission) (2002). Chaktomuk Area, Environment, Hydraulics and Morphology, Phase 1, Mekong River Commission Secretariat, p.2(1)- 2(11), et p.3(1)-3(26). Site : <http://www.mrcmekong.org/>
- MRC (Mekong River Commission) (2005). Over View of the Hydrology of the Mekong Basin, Mekong River Commission, Vietnam, November 2005.
- Naoki M., Sunada K. and Sokhem P. (2008). Bank Erosion in the Mekong River Basin, Water & Development Publications, Helsinki University of Technology, Japan.
- Nascimento U. (1981). The mechanism of erosion in noncohesive soils. Laboratory National of Civil Engineering, Lisbonne, Portugal.
- Palhol H., Rojat F., Rucquoi S., Gasc-Barbier M. (2010). Evaluation de l'impact du changement climatique sur l'alea « mouvement de terrain ». Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010 -Grenoble 7-9 juillet 2010
- Partheniades E. (1965). Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of the Hydraulics Division of the ASCE* 91: 105-139.

- PCSIU (Projet de Coopération Scientifique Inter-Universitaire) (2005). Etude de la stabilité des berges du fleuve Mékong : Mécanisme d'érosion – stabilité des terres, effet des variations de niveau d'eau du fleuve. Université Nationale du Viet Nam, Ecole Polytechnique, Ho Chi Minh Ville, Viet Nam.
- Pham T.L. (2008). Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Pierre H. (1986). Rapport de Recherche LPC No138, L'érosion Externe des Sols par l'Eau : Approche Quantitative et Mécanismes, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Pilot G. (1966). Calcul de la stabilité des pentes : utilisation de l'ordinateur CAE510 du L.C.P.C., Bull. Liaison Labo Routiers P. et Ch. N°22 Réf. 343, Paris, France.
- Pilot G. (1967). Abaques pour le calcul de la stabilité des talus de remblais sur sols mous : matériau de remblai pulvérulent. Bull. Liaison Labo Routiers P. et Ch. N°25 Réf. 374, L.C.P.C., Paris, France.
- Rezzoug A. (1994). Influence de la marée sur un sol semi-immersé. Thèse de doctorat, Université de Nantes, France.
- Rezzoug A., Alexis A. et Kismi M. (1994). Influence de la Marée sur la Stabilité des Pentés. Actes des 3èmes Journées Nationales Génie Civil, Génie Côtier, Sète, 2-4 mars 1994, thème V. Laboratoire de Génie Civil E.C.N., I.U.T. Saint-Nazaire, France, p.279-281
- Rezzoug A., Alexis A. et Thomas P. (1999). Écoulement à Surface Libre dans un Massif de Sol Soumis à la Marée : Comparaison théorie et expérimentation. Can. Geotech. J. Vol. 36, 1999 NRC Canada, p.13-20.
- Rinaldi, M., Mengoni B., Luppi L., Darby S. E. and Mosselman E. (2008). Numerical simulation of hydrodynamics and bank erosion in a river bend, Water Resour. Res., 44, W09428, doi:10.1029/2008WR007008.
- S.S.H.N.A. (1982). Analyse de stabilité de Thomann et Szlewszyck. Polycopié de méthodes numériques. E.N.S.M. p42.
- Schlosser F. (1997). Eléments de mécanique des sols. 2^{ème} édition, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Schneebeli G. (1996). Hydraulique Souterraine, Eyrolles, Paris, France.
- Shields A.F. (1936). Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. Hydrodynamic Laboratory Publ. No 167, W. P. Ott and J. C. Van Uchelen, trans., U.S. Dept. of Agr., Soil Conservation Service Cooperative Laboratory, California Institute of Technology, California.

- Sigala F., Fies J.C. et Guennelon R. (1989). Influence du sodium sur les propriétés physiques d'un sol aux niveaux textural et structural. In Bouchet R. (ed.). Reuse of low quality water for irrigation. Bari : CIHEAM (Options Méditerranéennes, série A. Séminaires Méditerranéens, n. 1) p159-168.
- Simon A. and Pollen N. (2006). A model of stream bank stability incorporating hydraulic erosion and the effects of riparian vegetation, the Eighth Federal Interagency Sedimentation Conference (8thFISC), April2-6, 2006, Reno, NV, USA, p870-877
- Simon, A., Bankhead N. and Thomas R. (2010). Iterative bank-stability and toe-erosion modeling for predicting stream bank loading rates and potential load reductions. 2nd Joint Federal Interagency Conference, Las Vegas, NV, June 27 - July 1, 2010. 11pages.
- Taghavi M., Dovoudi M.H., Amiri-Tokaldany E. and Darby S.E. (2010). An analytical method to estimate failure plane angle and tension crack depth for use in riverbank stability analyses. Elsevier, Geomorphology 123, p74-83.
- TERRASOL (2005). Manuel d'utilisation de TALREN 4. Partie C : Notice technique. http://www.terrasol.fr/sites/default/files/logiciels/fichiers_associes/talren4C.pdf
- Vanoni V.A. and Brooks N.H. (1957). Laboratory Studies of the Roughness and Suspended Load of Alluvial Streams, Report No. E-68, Sedimentation Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Viet P.B., Nguyen L.D. and Duan H.D. (2004). Using Remotely Sensed Data to Detect Changes of Riverbank in Mekong River, GIS Development.
- Vietnam News, 2011. Mekong Provinces Propose Anti-landslide Measures, sur le site : <http://myvietnamnews.com/tag/mekong/> on January 8, 2011.
- Walter H. Graf et Altinakar M. S. (1998). Traité de Génie Civil, Volume 14, Hydrodynamique : Une Introduction, Deuxième édition réimpression corrigée, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, CH-1015 Lausanne.
- Walter H.G. et Altinakar M.S. (2000). Traité de Génie Civil, Volume 16, Hydraulique Fluviale : Ecoulement et Phénomènes de Transport dans les Canaux à Géométrie Simple, Deuxième édition corrigée, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, CH-1015 Lausanne, imprimé en Suisse
- Wan C.F. and Fell R. (2004). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 4, ©ASCE, ISSN 1090-0241/2004/4-373-380
- Zhifei L., Christophe C., Alain T., Dominique B., Franck B., Giuseppe S. and Marie A.S. (2004). Erosional history of the eastern Tibetan Plateau since 190 kyr ago: clay mineralogical and geochemical investigations from the southwestern South China Sea. Elsevier B.V. Marine Geology 209 (2004) 1- 18.

- Zuo X., Paul L.J., Dave D.M., Lap V.N. and Thi K.O.T. (2009). Late Holocene Evolution of the Mekong Subaqueous Delta, Southern Vietnam, Elsevier Science B.V., Contents lists available at Science Direct. *Marine Geology* 269 (2010) p46-60, journal homepage: www.elsevier.com/locate/margeo.

LISTE DES FIGURES

Figure 0.1 : Problématique étudiée et simplifications	2
Figure 1.1 : Vitesse de sédimentation et d'érosion, V_D et V_{cr} , pour des grains uniformes, selon Hjulstrom (Walter, 2000)	3
Figure 1.2 : Vitesse moyenne (Walter, 2000)	4
Figure 1.3 : Caractéristiques d'écoulement	5
Figure 1.4 : Changement du repère, XOZ (repère fixe), xoz (repère relatif en fonction du temps)	11
Figure 1.5 Perméabilité d'un dépôt stratifié	12
Figure 1.6 : Réseau d'écoulement et pression interstitielle	15
Figure 1.7 : Modes de rupture : (a) rotation ; (b) plan incliné ; (c) plan vertical ; (d) blocks..	18
Figure 1.8 : Surface de rupture mixte	19
Figure 1.9 : Notations pour une tranche (Marot et al. 2005)	20
Figure 1.10 : Forces autour d'une colonne (Lam et Fredlund 1993)	20
Figure 1.11 : Couplage de l'érosion, de l'écoulement et de la stabilité de la berge (Darby et al. 2007)	22
Figure 2.1 : Surface libre et notations	23
Figure 2.2 : Algorithme de calcul la surface libre dans le massif (marée périodique)	26
Figure 2.3 : Convergence de $H(X_{max})$, comparaison entre la perméabilité $10^{-5}m/s$ et $10^{-6}m/s$.	29
Figure 2.4 : Surface libre du massif vertical à marée bar par les solutions numériques et analytique	29
Figure 2.5 : Surface libre de la berge par les résolutions numériques de l'équation originale de Dupuit et par celle de Rezzoug (1994)	30
Figure 2.6 : Variation de la surface libre en fonction du temps (sections parallèles au talus)	31
Figure 2.7 : Variation de la vitesse d'écoulement à la surface libre en fonction du temps	31
Figure 2.8 : Surfaces libres aux niveaux extrêmes de la marée pour différents pentes	32
Figure 2.9 : Surfaces libres à différents instants de la marée pour différentes perméabilités..	33
Figure 2.10 : Approximation des lignes équipotentielles (EP)	34
Figure 2.11 : Variation de la surface libre pendant la marée descendante, pour $k_o=10^{-6}m/s$ et $k_o=10^{-5}m/s$	35
Figure 2.12 : Pressions interstitielles aux points P_1 et P_2 en fonction de la marée	35
Figure 2.13 : Gradient hydraulique à basse mer (t=9h) pour $k_o=10^{-6}m/s$ et $k_o=10^{-5}m/s$	35
Figure 3.1 : Algorithme de recherche de la surface de rupture critique et du coefficient de sécurité	38
Figure 3.2 : Recherche du cercle critique	38
Figure 3.3 : Supposition de calcul dans la première et dernière tranche	39
Figure 3.4 : Géométrie de la berge et variation de la surface libre dans le massif	40
Figure 3.5 : Maillage et conditions aux limites	40
Figure 3.6 : Variations des surpressions interstitielles extrêmes (Δu) en fonction de la marée H_o et aux différentes phases des calculs	42
Figure 3.7 : Surpression interstitielle après $1h$ de consolidation au niveau $H_o=8.75m$ (marée montante)	42

Figure 3.8 : Pression interstitielle totale après $1h$ de consolidation (marée montante)	42
Figure 3.9 Surpression interstitielle après $1h$ de consolidation (marée descendante)	43
Figure 3.10 : Pression interstitielle totale après $1h$ de consolidation (marée descendante).....	43
Figure 3.11 Pression interstitielle (coupe AA), comparaison entre MESTab et Plaxis à basse mer ($t=9h$).....	44
Figure 3.12 Pression interstitielle (coupe BB), comparaison entre MESTab et Plaxis à basse mer ($t=9h$).....	44
Figure 3.13 : Coefficient de sécurité en fonction de la marée pour différentes conditions de drainage.....	45
Figure 3.14 : Contours de déformation de cisaillement pour différentes conditions de drainage et facteurs de sécurité associés (ϕ/c réduction).....	46
Figure 3.15 : Surpression interstitielle après la déformation (ϕ/c réduction)	47
Figure 3.16 : Surface de glissement, A: méthode des éléments finis ; B: méthode des tranches	48
Figure 3.17 : Coefficients de sécurité pendant la période de basse mer pour différents paramètres du sol	49
Figure 3.18 : Variation de coefficient de sécurité pour un période de marée	50
Figure 3.19 : Surfaces de glissement critique à différents instants de la marée	50
Figure 3.20 : Coefficient de sécurité pour différents niveaux d'eau à marée descendante pour la même surface de glissement	51
Figure 3.21 : Coefficient de sécurité pour différents niveaux d'eau à marée montante pour la même surface de glissement	51
Figure 3.22 : Forces le long la surface critique à différents instants de la marée	52
Figure 3.23 : Effet de la perméabilité sur la variation de F_s en fonction de la marée	54
Figure 3.24 : Surfaces libres et cercle de glissement pour différentes perméabilités du sol ...	54
Figure 3.25 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité pour les différentes valeurs de cohésion	55
Figure 3.26 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité pour les différentes valeurs d'angle de frottement interne	55
Figure 3.27 : Surfaces de glissement pour différentes pentes de la berge	57
Figure 3.28 : Notations des paramètres étudiés	58
Figure 3.29 : Relation entre le coefficient de sécurité F_{smin} et le rapport $CH=c'/(\gamma_w H_T)$	60
Figure 3.30 : Relation de coefficient de sécurité avec le rapport $Tan=tan\phi'/tan\beta$	61
Figure 3.31 : Principe des abaques $F_s = F_{s0}$ et du calcul de $F_s(CH)$	62
Figure 3.32 : Courbes $F_s=1.5$: influence du niveau d'eau moyen dans la rivière ($\alpha_A = 0$) ...	63
Figure 3.33 : Courbes $F_s = 1.5$: influence du niveau d'eau moyen dans la rivière ($\alpha_A = 0.5$)	63
Figure 3.34 : Courbes $F_s = 1.5$: influence de l'amplitude de la marée ($\alpha_m=0.5$)	64
Figure 3.35 : Abaques $F_s=1.5$ pour $k_o=10^{-7}m/s$ et $\gamma_d=15.9kN/m^3$	65
Figure 3.36 : Modèles d'érosion de la berge avec la variation du niveau d'eau.....	67
Figure 3.37 : Algorithme de calcul de l'érosion de la berge, couplé avec les calculs de surface libre et de stabilité du massif	68

Figure 3.38 : Evolution de la géométrie de la berge après d'érosion horizontale et perpendiculaire.....	69
Figure 3.39 : Variation de la surface libre pour différentes perméabilités après 10 jours d'érosion horizontale	69
Figure 3.40 : Evolution du facteur de sécurité avec la durée d'érosion, comparaison entre érosions horizontale et perpendiculaire (cas $k_o=10^{-6}m/s$; $c'=14kPa$; $\varphi'=28^\circ$).....	70
Figure 3.41 : Cinématiques de glissement après 25 jours d'érosion horizontale et perpendiculaire (cas $k_o=10^{-6}m/s$; $c'=14kPa$; $\varphi'=28^\circ$).....	70
Figure 3.42 : Cinématiques de glissement après 15 jours d'érosion horizontale et perpendiculaire.....	71
Figure 4.1 : A. Zone étudiée à côté du site Mont-Saint-Michel ; B. Zoom sur le site N°2 ; C. Zoom sur le site N°1 (images récupérées par Google Maps - ©2013 Google).....	73
Figure 4.2 : Photos du site N°1	74
Figure 4.3 : Profil de la berge et positions des tubes piézométriques Po, P1 et P2 (d'après D. Lague et J. Leroux)	75
Figure 4.4 : Surface libre (SL) dans les tubes piézométriques d'après D. Lague et J. Leroux	75
Figure 4.5 : Surface libre (SL) dans les tubes piézométriques, détail de la Figure 4.4	76
Figure 4.6 : Variations du niveau d'eau dans le piézomètre P2 après remplissage.....	77
Figure 4.7 : Variation des vitesses d'exfiltration dans le piézomètre P2.....	77
Figure 4.8 : Courbes granulométriques du sol à différentes positions et profondeurs	78
Figure 4.9 : Cisaillement direct : contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal	80
Figure 4.10 : Cisaillement direct : déplacement vertical en fonction de déplacement horizontal	81
Figure 4.11 : Cisaillement direct : courbe limite dans le plan de Mohr.....	81
Figure 4.12 : Appareil de compression triaxiale.....	82
Figure 4.13 : Essai triaxial : système GDS d'acquisition et de pilotage.....	82
Figure 4.14 : Essai triaxial CU+U : déviateur en fonction de la déformation axiale.....	83
Figure 4.15 : Essai triaxial CU+U : courbe limite dans le plan ($\sigma'_1+\sigma'_3$; $\sigma'_1-\sigma'_3$).....	84
Figure 4.16 : Essai triaxial CD : déviateur en fonction de la déformation axiale.....	85
Figure 4.17 : Essai triaxial CD : courbe limite dans le plan ($\sigma'_1+\sigma'_3$; $\sigma'_1-\sigma'_3$).....	85
Figure 4.18 : Coupe géotechnique sommaire du site étudié	86
Figure 4.19 : Condition aux limites sur le versant de la berge : fonction $H_o(t)$	87
Figure 4.20 : Conditions initiales : interpolation	87
Figure 4.21 : Surface libre à l'instant final dans le sol par les simulations avec différentes conditions initiales CI	88
Figure 4.22 : Surface libre dans les positions Po, P1 et P2 par simulation et mesure.....	89
Figure 4.23 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée (berge non submergée).....	90
Figure 4.24 : Infiltration de l'eau dans le cas d'une berge submergée (période de flux)	91
Figure 4.25 : Infiltration de l'eau dans le cas d'une berge submergée (période de reflux)	91
Figure 4.26 : Surface libre dans la position P1 d'après les simulations et les mesures	92

Figure 4.27 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée (berge submergée)	92
Figure 4.28 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée (sol remanié)	93
Figure 4.29 : Surface de rupture critique au temps $t=3.2h$ (sol remanié)	93
Figure 4.30 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée, cas $c_u=25kPa$ et $\varphi_u=12.8^\circ$	94
Figure 4.31 : Surface de rupture critique au temps $t=4h$, cas $c_u=25kPa$ et $\varphi_u=12.8^\circ$	94
Figure 4.32 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée, cas $c'=13.7kPa$ et $\varphi'=32^\circ$	95
Figure 4.33 : Surface de rupture à la pleine mer ($H_o=8m$)	95
Figure 4.34 : Variation des coefficients de sécurité de la berge submergée en fonction du niveau d'eau dans la rivière	96
Figure 4.35 : Profil de la berge et positions des tubes piézométriques installés	96
Figure 4.36 : Surface libre (SL) dans le sol et marée en mars 2010. A : pour toute la durée des mesures ; B : détail de la berge submergée ; C : détail de la berge non submergée	97
Figure 4.37 : Profils mesurés montrant une érosion de la berge	98
Figure 4.38 : Surfaces libres simulées avec la condition initiale et piézomètres installés	100
Figure 4.39 : Surface libre (SL) simulée et mesurée, cas de la berge non submergée	100
Figure 4.40 : Surfaces libres simulées avec la condition initiale et piézomètres installés	101
Figure 4.41 : Surfaces libres (SL) simulée et mesurées, cas de la berge submergée	101
Figure 4.42 : Variation des coefficients de sécurité en fonction de la marée	102
Figure 4.43 : Surface de rupture au temps $t=2.7h$	102
Figure 4.44 : Surface de rupture au temps $t=7h$	102
Figure 4.45 : Erosion de la berge pendant 20 jours, comparaison entre la mesure et la simulation	103
Figure 4.46 : Erosion et glissement de la berge, comparaison entre mesure et simulation	104
Figure 5.1 : Profil longitudinal de la rivière Mékong, de la source au delta (MRC, 2005)	105
Figure 5.2: Sites étudiés sur le Mékong inférieur	108
Figure 5.3 : Variation du niveau d'eau dans la rivière mesuré du site Can Tho, Viet Nam	108
Figure 5.4 : Géométrie de la berge à Kaoh Choram et caractéristiques des sols	109
Figure 5.5 : Evolution de la surface libre dans la rivière et dans le sol, pour $V_d=1m/jour$	110
Figure 5.6 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de temps	111
Figure 5.7 : Surfaces de rupture critiques pour différents niveaux d'eau dans la rivière	112
Figure 5.8 : Coefficient de sécurité en fonction du niveau d'eau pour différentes vitesses de décrue	112
Figure 5.9 : Berge au site de Binh Duc	113
Figure 5.10 : Géométrie de la berge et piézomètres installés	113
Figure 5.11 : Niveaux d'eau mesurés à l'extérieur et à l'intérieur de la berge	114
Figure 5.12 : Variations des surfaces libres par simulations et mesures, cas isotrope	115
Figure 5.13 Variations des surfaces libres par simulations et mesures, cas anisotrope	115
Figure 5.14 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la marée	116
Figure 5.15 Géométrie de la berge et caractéristiques du sol	116

Figure A 1.1 : Infiltration latérale lors de l'augmentation du niveau d'eau	134
Figure A 2.1 : Condition à la limite pour la variation rapide du niveau d'eau sur la berge peu inclinée.....	137
Figure A 3.1 : Surface de rupture cylindrique divisée en tranches.....	139
Figure A 3.2 : Notations pour la tranche i	140
Figure A 4.1 : Paramètres des données.....	144
Figure A 5.1 : Modèle du massif construit avec le logiciel Autoslope.....	160
Figure A 5.2 : Surfaces de rupture et coefficients de sécurité par différentes méthodes, pendant la marée haute.....	161
Figure A 5.3 : Surfaces de ruptures et coefficients de sécurité par différentes méthodes, pendant la marée basse.....	161
Figure A 6.1 : Notations utilisées	162
Figure A 6.2 : Abaque $Fs=1.5$ pour $k_o=10^{-7}m/s$; $\gamma_d=15.9kN/m^3$ et $\alpha_m=0.5$	163
Figure A 6.3 : Surface de glissement et coefficient de sécurité (méthode des tranches).....	164

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Valeurs critiques K_{max} pour différents paramètres physiques et numériques	27
Tableau 2.2 : Différents critères de convergence testés.....	28
Tableau 2.3 : Niveau d'eau d'équilibre et nombre de cycles de marée pour différents conditions de calcul numérique (paroi verticale).....	28
Tableau 2.4 : Paramètres de calculs et niveau d'équilibre pour différentes perméabilités.....	33
Tableau 3.1 : Caractéristiques du sol (Ho, 2008).....	40
Tableau 3.2 : Etapes de calcul dans le logiciel de Plaxis pour la condition non drainée.....	41
Tableau 3.3 : Conditions de drainage étudiées dans la méthode des éléments finis.....	45
Tableau 3.4 : Comparaison $F_{S_{min}}$ par la méthode des tranches et élément finies	49
Tableau 3.5 : $F_{S_{min}}$ et T_{cr} pour différentes valeurs de k_o , c' et φ'	56
Tableau 3.6 : Moments critiques et coefficients de sécurité pour différentes pentes	57
Tableau 3.7 : Relation du coefficient de sécurité avec le rapport $CH=c'/(γ_w H_T)$	59
Tableau 3.8 : Relation du coefficient de sécurité avec le rapport $Tan=tanφ/tanβ$	60
Tableau 4.1 : Compositions et types du sol	78
Tableau 4.2 : Caractéristiques physiques du sol	79
Tableau 4.3 : Caractéristiques des échantillons et charges verticales imposées sur chaque essai.....	80
Tableau 4.4 : Caractéristiques des éprouvettes pour l'essai CU du sol non remanié	82
Tableau 4.5 : Essai triaxial CU : contraintes et déformations à la rupture	83
Tableau 4.6 : Caractéristiques des éprouvettes pour l'essai CD du sol sec remanié	84
Tableau 4.7 : Essai triaxial CD : contraintes de rupture maximales	85
Tableau 4.8 : Essai triaxial CD : contraintes de rupture résiduelles	85
Tableau 4.9 : Essais de cisaillement et triaxiaux : tableau récapitulatif	86
Tableau A 5.1 : Cercles critiques et Coefficients de sécurités pour différentes méthodes de calculs	161

LISTE DES ABREVIATIONS

- $a(t)$: décalage spatial lié à la pente [m]
- $2A$: amplitude de la marée [m]
- b : largeur de tranche [m] ($b=0.1m$)
- c' : cohésion effective du sol [Pa]
- C'_i : force de cohésion sur la base de la tranche i [kN]
- $C(X_C, Z_C)$: centre du cercle de la surface de rupture [m]
- C_{Ch} : coefficient de la rugosité de profondeur moyenne de Chézy [$m^{1/2}s^{-1}$]
- CH : facteur adimensionnel $c'/(\gamma_w H_T)$
- D_{50} : diamètre de grain à 50% en [m]
- E : profondeur d'érosion [m]
- \dot{E} : taux d'érosion [m/s]
- F_s : coefficient de sécurité
- h_i : hauteur de la tranche i [m]
- $H(X, t)$: hauteur de surface libre en position X dans le massif à l'instante t [m]
- $H_{i, j+1}$: hauteur de surface libre en position X_i dans le massif à l'instante $t_j + \Delta t$ [m]
- H_e : niveau d'équilibre de la surface libre dans le sol [m]
- H_m : niveau d'eau moyenne dans la rivière [m]
- H_o : niveau d'eau dans la rivière [m]
- H_{max} : niveau d'eau maximum dans la rivière [m]
- H_{min} : niveau d'eau minimum dans la rivière [m]
- h_{wi} : hauteur d'eau dans la tranche i [m]
- i : index d'espace
- j : index de temps
- \vec{j} : gradient hydraulique
- j_A : gradient hydraulique au point A dans le plan (xoz)
- k_o : perméabilité du sol isotrope [m/s]
- k_X : perméabilité dans la direction (OX) [m/s]
- k_Z : perméabilité dans la direction (OZ) [m/s]
- K_c : coefficient d'érodabilité en [$m^3 N^{-1} s^{-1}$]
- K_{SN} : longueur de rugosité de Nikuradse [m]
- N'_i : force normale effective sur la base de la tranche i [kN]
- n_o : porosité du massif
- P : pression [kPa]
- P_i : force de pression d'eau sur la surface supérieure de la tranche i [kN]
- Q : force de pression d'eau exercée sur la surface de rupture verticale [kN]
- R : rayon du cercle [m]
- ΔR : incréments de rayon du cercle [m]
- S_r : degré de saturation du sol [%]
- t : temps [s]

- Δt : incrément de temps [s] ($\Delta t=18s$)
- T : période de la marée [h] ($T=12h$)
- ΔT : incrément de temps [h] ($\Delta T=0.2h$)
- Tm_i : force de cisaillement mobilisée sur la base de la tranche i [kN]
- Tr_i : force de résistance au cisaillement disponible sur la base de la tranche i [kN]
- Tan : rapport $\tan\phi/\tan\beta$
- u : pression interstitielle [kPa]
- Δu^+ : dépression [kPa]
- Δu^- : surpression [kPa]
- U_i : force de pression interstitielle sur la base de la tranche i [kN]
- V : vitesse de l'écoulement [m/s]
- V_Y : vitesse moyenne d'écoulement la rivière [m/s]
- V_f : vitesse de l'infiltration [m/s]
- W_i : poids de la tranche i [kN]
- X : abscisse [m]
- ΔX : incrément dans l'espace [m] ($\Delta X=0.1m$)
- Z : cote du point considéré [m]
- α_i : angles de la base de la tranche i avec l'horizontale [degré]
- β : pente de la berge supérieure [degré]
- β_i : angles de la surface de la tranche i avec l'horizontale [degré]
- γ_d : poids volumique du sol sec [kN/m^3]
- γ_h : poids volumique du sol humide [kN/m^3]
- γ_{sat} : poids volumique du sol saturé [kN/m^3]
- γ_w : poids volumique de l'eau [$\gamma_w=9.81kN/m^3$]
- ρ_s : masse volumique du grain solide en [kg/m^3]
- σ' : contrainte normale effective [Pa]
- τ_c : résistance de cisaillement critique en [Pa]
- τ_o : contrainte de cisaillement appliqué en [Pa]
- ϕ' : angle de frottement interne effectif [degré]
- ω : pulsation de la marée [m/s]

ANNEXE 1

FORME DE LA SURFACE LIBRE AU VOISINAGE DE LA BERGE LORS DE L'AUGMENTATION DU NIVEAU D'EAU

Lors d'une augmentation du niveau d'eau dans la rivière, la surface libre dans le sol s'élève en retard et peut présenter une forme de lentille au voisinage de la berge (Figure A 1.1). En supposant l'écoulement quasi-horizontale (Dupuit), avec la loi de Darcy, on peut exprimer la longueur d'infiltration ΔL pendant une durée Δt lors de l'augmentation du niveau d'eau $H_o(t)$, par :

$$\Delta L = \frac{k_o}{n_o} i \Delta t \quad (\text{A 1.1})$$

où k_o est la perméabilité du sol, n_o est la porosité et i est le gradient hydraulique au point M qui est égal à :

$$i = \frac{\Delta H_w}{\Delta L} \quad (\text{A 1.2})$$

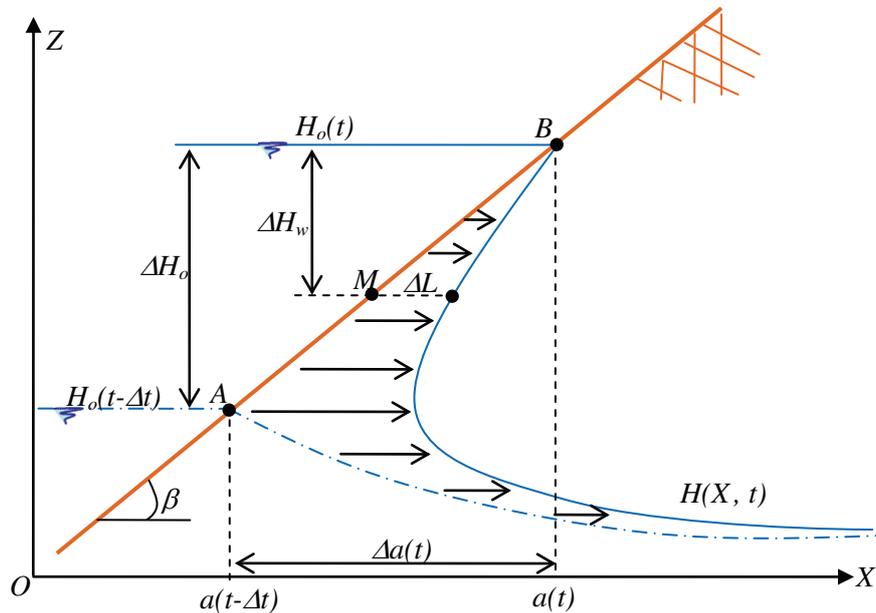


Figure A 1.1 : Infiltration latérale lors de l'augmentation du niveau d'eau

Par les relations (A 1.1) et (A 1.2) on a :

$$\Delta L = \sqrt{\frac{k_o}{n_o} \Delta H_w \Delta t} \quad (\text{A 1.3})$$

où ΔH_w s'exprime par :

$$\Delta H_w = \Delta H_o - [X - a(t - \Delta t)] \tan \beta \quad (\text{A 1.4})$$

Donc ΔL devient :

$$\Delta L = \sqrt{\frac{k_o}{n_o} \Delta t [\Delta H_o - [X - a(t - \Delta t)] \tan \beta]} \quad (\text{A 1.5})$$

A partir de la relation (A 1.5), ΔL est maximum quand $X = a(t - \Delta t)$, donc :

$$\Delta L_{\max} = \sqrt{\frac{k_o}{n_o} \Delta t \Delta H_o} \quad (\text{A 1.6})$$

La lentille de surface libre se produit lorsque :

$$\Delta L_{\max} < \Delta a(t) \quad (\text{A 1.7})$$

où $\Delta a(t)$ est la distance horizontale parcourue par le niveau d'eau le long de la berge pendant l'intervalle de temps Δt . On a :

$$\Delta a(t) = \frac{\Delta H_o(t)}{\tan \beta} \quad (\text{A 1.8})$$

Par les relations (A 1.6), (A 1.7), et (A 1.8), on a :

$$\tan \beta < \sqrt{\frac{n_o \Delta H_o(t)}{k_o \Delta t}} \quad (\text{A 1.9})$$

Par exemple pour une variation sinusoïdale de la marée d'amplitude $2A$ et de période T , on a :

$$H_o(t) = H_m + A \sin\left(\frac{2\pi}{T} t\right) \quad (\text{A 1.10})$$

Par dérivation de $H_o(t)$, on a :

$$\Delta H_o(t) = \frac{2\pi A}{T} \cos\left(\frac{2\pi}{T} t\right) \Delta t \quad (\text{A 1.11})$$

Par les relations (A 1.9) et (A 1.11), et en considérant la vitesse maximale de la marée $\cos\left(\frac{2\pi}{T} t\right) = 1$, on obtient la pente en dessous de laquelle une lentille peut se former momentanément :

$$\tan \beta_o < \sqrt{\frac{2\pi n_o A}{k_o T}} \quad (\text{A 1.12})$$

A titre d'exemple, pour $k_o=10^{-5}m/s$, $n_o=0.35$, $2A=5m$, $T=12h$, on obtient la pente $\beta_o < 74^\circ$.

On notera que la valeur ci-dessus correspond au cas défavorable de vitesse maximale de la marée au cours d'une période.

En outre le calcul ci-dessus reste très approché car la vitesse réelle d'infiltration au voisinage de la berge est perpendiculaire à celle-ci. Par ailleurs, on est dans le cas où $\Delta a(t) < \Delta X$ et donc l'erreur sur la position de la surface libre au voisinage de la berge est de l'ordre de ΔX .

ANNEXE 2

CALCUL HYDRAULIQUE DANS LE CAS D'UNE BERGE PEU INCLINEE OU D'UNE SURFACE HORIZONTALE

Dans le cas de la variation rapide du niveau d'eau $H_o(t)$ sur une berge de pente (β) très faible, on considère la distance horizontale $\Delta a(t)$ parcourue par la marée le long de la berge pendant l'intervalle de temps Δt :

$$\Delta a(t) = a(t) - a(t - \Delta t) \quad (\text{A 2.1})$$

On considère le cas (Figure A 2.1) :

$$\Delta a(t) > \Delta X \quad (\text{A 2.2})$$

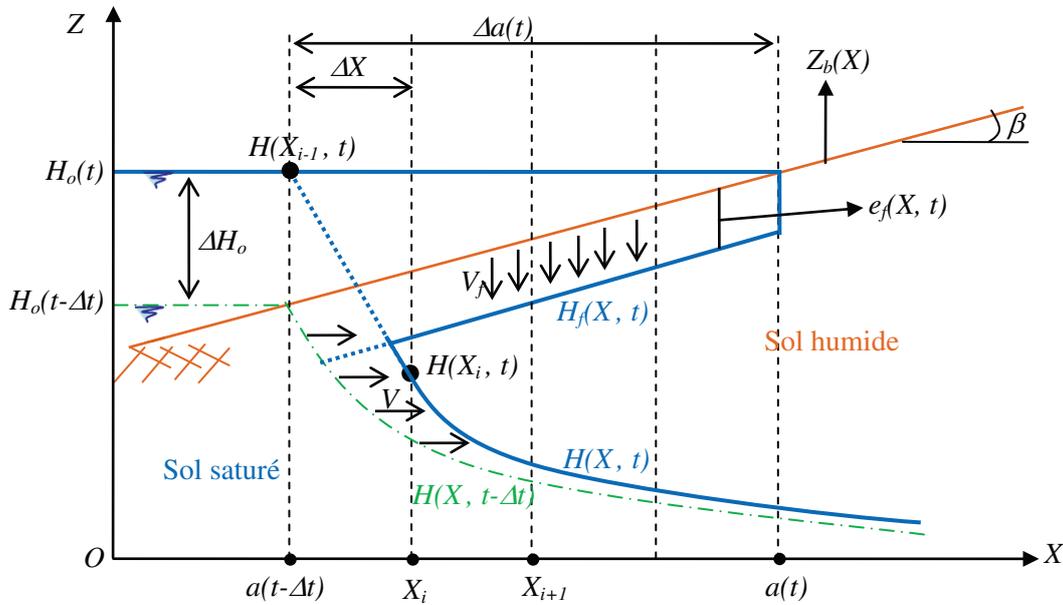


Figure A 2.1 : Condition à la limite pour la variation rapide du niveau d'eau sur la berge peu inclinée
On a :

$$\Delta a(t) = \frac{\Delta H_o(t)}{\tan \beta} = \frac{dH_o(t)}{dt} \frac{\Delta t}{\tan \beta} \quad (\text{A 2.3})$$

Pour une variation sinusoïdale de la marée d'amplitude A et de période T , on a :

$$H_o(t) = H_m + A \sin\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad (\text{A 2.4})$$

La dérivée de $H_o(t)$ est :

$$\frac{dH_o(t)}{dt} = \frac{2\pi A}{T} \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad (\text{A 2.5})$$

A partir des relations (A 2.2), (A 2.3) et (A 2.5) on obtient :

$$\tan \beta < \frac{2\pi A}{T} \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \frac{\Delta t}{\Delta X} \quad (\text{A 2.6})$$

Donc la pente critique de la berge telle que $\Delta a(t) = \Delta X$ est :

$$\tan \beta_{cr} = \frac{2\pi A}{T} \frac{\Delta t}{\Delta X} \quad (\text{A 2.7})$$

Par exemple si l'amplitude de la marée égale à $2A=10m$ avec une période $T=12h$, et la discrétisation dans l'espace $\Delta X=0.1m$ et dans le temps $\Delta t=18s$, par l'équation (A 2.7) on a la pente critique :

$$\beta_{cr} = 7.5^\circ \quad (\text{A 2.8})$$

Dans le cas où la pente de la berge est inférieure de la pente critique β_{cr} , on suppose que pendant l'intervalle de temps Δt l'augmentation du niveau d'eau dans la rivière produit deux types d'écoulement au voisinage de la berge (en toute rigueur l'écoulement résultant devrait être perpendiculaire à la surface de la berge) :

- un écoulement horizontal suivant l'hypothèse de Dupuit,
- et un écoulement vertical descendant depuis la partie supérieure de la berge suivant la loi de Darcy avec une vitesse V_{Darcy} égale à la perméabilité du sol (Abramson et al., 2002).

Dans le milieu poreux, la vitesse réelle de l'infiltration (V_f) est donc :

$$V_f = \frac{V_{Darcy}}{n_o} = \frac{k_o}{n_o} \quad (\text{A 2.9})$$

L'épaisseur d'infiltration verticale d'eau dans le sol à travers la portion de berge $X \in [a(t-\Delta t); a(t)]$ pendant l'intervalle Δt à l'instant t est supposé constante et égale à :

$$e_f(X, t) = \frac{k_o}{n_o} \Delta t \quad (\text{A 2.10})$$

Plus généralement entre deux instants t_1 et $t_1 + \Delta t$, l'épaisseur saturée est égale à :

$$e_f(X, t_1 + \Delta t) = e_f(X, t_1) + \frac{k_o}{n_o} \Delta t \quad (\text{A 2.11})$$

Si $H_f(X, t)$ est le front d'infiltration verticale de l'eau dans le sol en position X à l'instant t , donc on a la relation suivante avec la côte de la berge $Z_b(X)$:

$$H_f(X, t) = Z_b(X) - e_f(X, t) \quad (\text{A 2.12})$$

Quand le front $H_f(X, t)$ atteint la surface libre $H(X, t)$ dans le sol, celle-ci augmente soudainement de l'épaisseur du front.

ANNEXE 3

METHODE SIMPLIFIEE DES TRANCHES

Hypothèses et mise en équations

On considère une surface de rupture cylindrique surmontée éventuellement par un plan vertical (surplomb) représentés sur la Figure A 3.1.

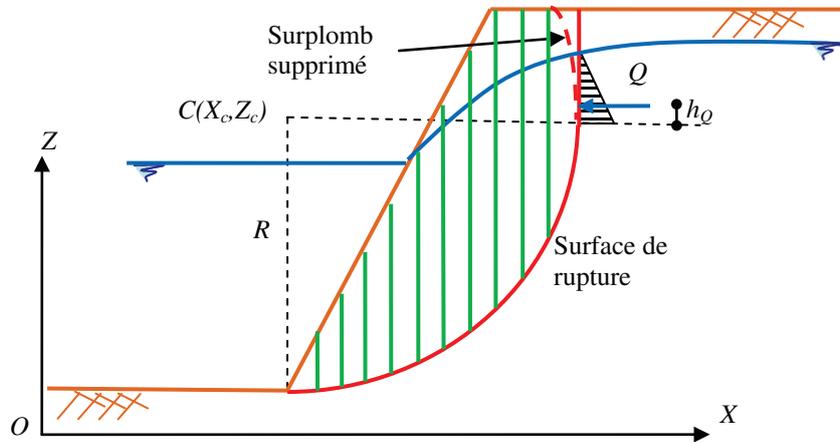


Figure A 3.1 : Surface de rupture cylindrique divisée en tranches

Nous adopterons l'hypothèse simplifiée de forces inter-tranches nulles et le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau_R = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (\text{A } 3.1)$$

où τ_R est la résistance de cisaillement disponible, σ' est la contrainte normale effective sur la surface de rupture, c' est la cohésion effective du sol et φ' est l'angle de frottement interne effectif.

L'équilibre des forces dans la direction perpendiculaire à la base de la tranche i pour une surface de rupture supposée cylindrique s'écrit (Figure A 3.2) :

$$N'_i + U_i - W_i \cos \alpha_i - P_i \cos(\beta_i - \alpha_i) = 0 \quad (\text{A } 3.2)$$

où N'_i est la force normale effective sur la base de la tranche i , U_i est la force de pression interstitielle pour la tranche i , W_i est le poids de la tranche i , P_i est la force de pression d'eau sur la surface supérieure de la tranche i , α_i et β_i sont les angles respectifs de la base et de la surface de la tranche i avec l'horizontale. Donc la force normale effective N'_i est :

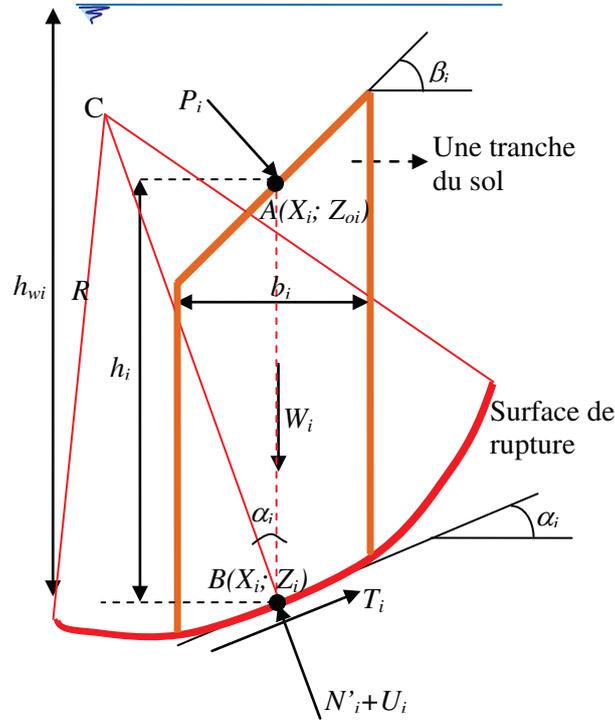


Figure A 3.2 : Notations pour la tranche i

$$N'_i = W_i \cos \alpha_i + P_i \cos(\beta_i - \alpha_i) - U_i \quad (\text{A } 3.3)$$

Le coefficient de sécurité F_s pour chaque tranche par définition est:

$$F_s = \frac{\tau_R}{\tau} \quad (\text{A } 3.4)$$

où τ est la contrainte de cisaillement appliquée. Par l'équation (A 3.4) on a :

$$\tau = \frac{\tau_R}{F_s} \quad (\text{A } 3.5)$$

On intègre les équations (A 3.1) et (A 3.5) sur la base des tranches et on remplace l'équation (A 3.1) dans (A 3.5). On obtient la force de cisaillement totale T_i sur le plan tangent à la base de la tranche :

$$T_i = \frac{C'_i + N'_i \tan \varphi'_i}{F_{s_i}} \quad (\text{A } 3.6)$$

L'équilibre des moments de l'ensemble des forces pour toutes les tranches par rapport au centre du cercle de rupture s'écrit :

$$\sum_{i=1}^n (W_i + P_i \cos \beta_i) R \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n P_i \sin \beta_i (R \cos \alpha_i - h_i) - \sum_{i=1}^n T_i R = 0 \quad (\text{A } 3.7)$$

où n est le nombre total de tranches, R est le rayon de cercle, et h_i est la hauteur de tranche. On divise l'équation (A 3.7) par le rayon du cercle R , et remplace l'équation (A 3.6) dans (A 3.7).

$$\sum_{i=1}^n \left[(W_i + P_i \cos \beta_i) \sin \alpha_i - P_i \sin \beta_i \left(\cos \alpha_i - \frac{h_i}{R} \right) \right] - \sum_{i=1}^n \frac{C'_i + N'_i \tan \varphi'_i}{F_{S_i}} = 0 \quad (\text{A 3.8})$$

Alors, en admettant que les valeurs de F_{S_i} sont constantes pour toutes les tranches, le coefficient de sécurité global F_S du massif s'écrit :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n C'_i + N'_i \tan \varphi'_i}{\sum_{i=1}^n \left[(W_i + P_i \cos \beta_i) \sin \alpha_i - P_i \sin \beta_i \left(\cos \alpha_i - \frac{h_i}{R} \right) \right]} = \frac{\sum_{i=1}^n T_{r_i}}{\sum_{i=1}^n T_{m_i}} \quad (\text{A 3.9})$$

où T_{r_i} est la force de résistance au cisaillement disponible sur la base de la tranche i , et T_{m_i} est la force de cisaillement mobilisée sur la base de la tranche i .

Dans le cas où le centre du cercle du glissement est en dessous du sommet de la berge, on considère un segment vertical dans la partie supérieure, soumis à la résultante Q de la pression de l'eau. On ajoute le moment $(-Q \cdot h_Q)$ à l'équilibre global des moments. Donc le coefficient de sécurité global devient :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n C'_i + N'_i \tan \varphi'_i}{\sum_{i=1}^n \left[(W_i + P_i \cos \beta_i) \sin \alpha_i - P_i \sin \beta_i \left(\cos \alpha_i - \frac{h_i}{R} \right) \right] - Q \frac{h_Q}{R}} = \frac{\sum_{i=1}^n T_{r_i}}{\sum_{i=1}^n T_{m_i}} \quad (\text{A 3.10})$$

Forces exercées sur une tranche

La force de cohésion sur la base de la tranche i est calculée en caractéristiques effectives du sol :

$$C'_i = \frac{c'}{b_i \cdot \cos \alpha_i} \quad (\text{A 3.11})$$

où b_i est la largeur de la tranche i , α_i est l'angle en bas de la tranche i tangentiel à la surface de rupture circulaire avec le plan horizontal et varie en fonction de la position de la surface de glissement. Soit $C(X_C, Z_C)$ le centre du cercle de la surface de rupture, R le rayon du cercle, on a l'équation du cercle dans le plan (XOZ) , pour le demi-cercle inférieur :

$$(C): Z = Z_C - \sqrt{R^2 - (X - X_C)^2} \quad (\text{A 3.12})$$

La dérivée de Z est la pente du plan tangentiel à la surface de rupture avec le plan horizontal :

$$\frac{dZ}{dX} = \frac{(X - X_C)}{\sqrt{R^2 - (X - X_C)^2}} = \tan \alpha \quad (\text{A 3.13})$$

Donc au centre (point B) de la base de la tranche i de coordonnées $(X_i; Z_i)$, on a :

$$\alpha_i = \text{atan} \left[\frac{X_i - X_C}{\sqrt{R^2 - (X_i - X_C)^2}} \right] \quad (\text{A 3.14})$$

Pour les tranches que sont en contact avec l'eau dans la rivière, la pression hydrostatique de l'eau sur la surface de la tranche est :

$$P_i = \gamma_w (h_{wi} - h_i) \frac{b_i}{\cos \beta_i} \quad (\text{A 3.15})$$

où h_{wi} est la hauteur d'eau au-dessus du point B .

La résultante de la pression interstitielle sur la base de la tranche est supposée hydrostatique :

$$U_i = \gamma_w h_{wi} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (\text{A 3.16})$$

Si la tranche i est totalement saturée avec un poids volumique γ_{sat} , son poids est :

$$W_i = \gamma_{sat} h_i b_i \quad (\text{A 3.17a})$$

Si la tranche i est partiellement saturée, son poids est égal à :

$$W_i = [\gamma_{sat} h_{wi} + \gamma_h (h_i - h_{wi})] b_i \quad (\text{A 3.17b})$$

avec γ_h : poids volumique du sol non saturé.

ANNEXE 4

Utilisation du programme de calcul (MEStab)

Les pages suivantes présentent le programme de calcul MEStab écrit en langage Matlab pour trouver la variation de la surface libre, l'érosion superficielle et les coefficients de sécurité au glissement de la berge soumise à la marée.

Les données de calcul sont entrées à l'aide logiciel Microsoft Excel. Les paramètres de rentrer dans les tableaux sont les suivants :

Géométrie de la berge (Figure A 4.1), entrer les points $P(X_p, Z_p) : P_1, \dots, P_i, \dots, P_j, \dots, P_n$

Niveau d'eau dans la rivière : $H_o(t)$, avec des options de la variation périodique ou non.

Condition initial de la surface libre : $H(X_i ; t=0)$

Couches du sol, entrer les positions et pentes du couche : $X_{couche} ; Z_{couche} ; \beta_{couche}$

Paramètres du sol :

- calcul la surface libre : $k_o ; n_o$
- calcul l'érosion : $D_{50} ; \tau_c ; V_y ; T_{éro}$
 - o $Type = 0$: absence d'érosion
 - o $Type = 1$: érosion horizontale
 - o $Type = 2$: érosion perpendiculaire
- calcul du coefficient de sécurité : $\gamma_h ; \gamma_{sat} ; \gamma_w ; \varphi ; c$.
 - o $Type = 1$: calcul drainé
 - o $Type = 2$: calcul non drainé

Recherche du cercle critique :

- intervalle et incrément de temps pour le calcul de la stabilité : $T1 ; T2 ; \Delta T ; (T1 \leq T2)$
- option 1 : recherche automatique du cercle critique : $X_{C1} ; X_{C2} ; Z_{C1} ; Z_{C2} ; \Delta X_C ; \Delta Z_C ; \Delta R_C$
- option 2 : donnée manuelle du cercle de glissement : $X_{Co} ; Z_{Co} ; R_{Co}$

Après entrer les données, fermer le fichier Excel « Data.xlsx ». Ensuite, ouvrir le code de calcul « MEStab.m » dans le langage Matlab et taper "run MEStab" dans le Commande Windows de langage Matlab. Enfin, les résultats fournis par le programme sont les suivants :

- tableaux des valeurs de la surface libre : $H(X_i, t_j)$
- si érosion : nouvelle géométrie de la berge : $(NX_i ; NZ_i)$
- paramètres du cercle de rupture : $X_C ; Z_C ; R$
- coefficient de sécurité : F_s
- tableaux des valeurs des forces et des pressions interstitielles le long de la surface de rupture ;
- tracé de la berge initiale et érodée, de la surface libre et du cercle de rupture
- tracé des forces et des pressions interstitielles le long de la surface de rupture.

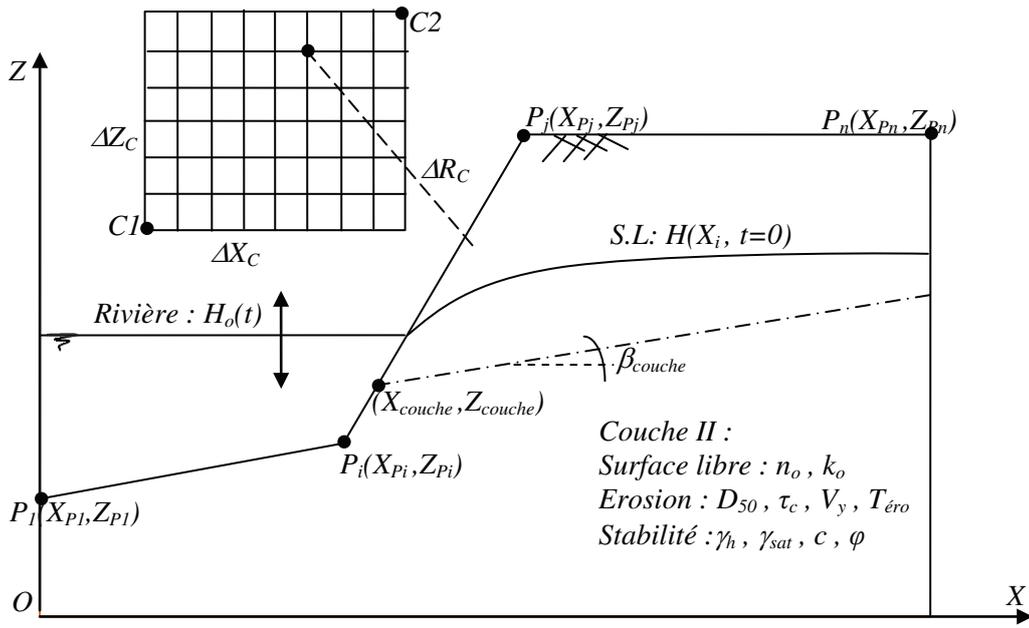


Figure A 4.1 : Paramètres des données

Données dans le fichier « Data.xlsx »

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Géométrie de la berge		Niveau d'eau extérieur		Condition initiale de la surface libre		Positions et pentes des couches du sol			
2			Type :	1						
3	1		1		1		1			
4	$X_o(m)$	$Z_o(m)$	$t(h)$	$H_o(h)$	$X(m)$	$H(m)$	No Couche	$X(m)$	$Z(m)$	$\beta(degrees)$
5	0	5	0	8.00	0.00	8.00	1	5	6	0
6	5	6	0.5	8.39	7.00	8.00	2	0	0	0
7	9	10	1	8.75	30.00	8.00	3			
8	30	10	1.5	9.06			4			
9			2	9.30			5			
10			2.5	9.45			6			
11			3	9.50			7			
12			3.5	9.45			8			
13			4	9.30			9			
14			4.5	9.06			10			
1	Paramètres du sol									
2	Surface libre		Erosion				Stabilité de la berge			
3	1		0		Type :	0	0			
4	$k_o(m/s)$	$n_o(-)$	$D_{50}(m)$	$\tau_c(Pa)$	$V_Y(m/s)$	$T_{éro}(h)$	$\gamma_h(kN/m^3)$	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$c(kPa)$	$\varphi(degrees)$
5	5E-05	0.4	1E-03	1	1.5	48	16	18	5	30
6	8E-06	0.4	5E-04	0.8			18	20	20	10

	U	V	W	X	Y		U	V	W	X	Y
1	Instants de calcul la stabilité					16	Après entrée des données				
2	$T1(h)$		$T2(h)$		$\Delta T(h)$	17	Fermer le logiciel Ms. Excel (Data.xlsx)				
3	0		12		1	18	Tapper "run MESTab" dans le Commande Windows de langage Matlab				
4	Recherche du cercle de glissement					19	Résultats :				
5	Type :	1				20	Surface libre : Fichier "Surface_Libre.mat" + Figure à chaque heure				
6	1 : Recherche automatique					21	Stabilité : Onglet "Résultats" + tracé de la surface de glissement & des forces à chaque instant T_i				
7	$X_{C1}(m)$	$X_{C2}(m)$	$Z_{C1}(m)$	$Z_{C2}(m)$	$\Delta R_C(m)$	22	Erosion : Onglet "Résultats" + Figure				
8	2	8	8	14	0.2	23	Tableau tous des résultats dans la fichier "Result.mat"				
9	$\Delta X_C(m)$		$\Delta Z_C(m)$			24					
10	0.5		0.5			25					
11	2: Recherche manuelle					26					
12	$X_{Co}(m)$		$Z_{Co}(m)$		$R_{Co}(m)$	27					
13	4		12		7						

Instructions du code du calcul dans le fichier « MESTab.m »

```

1. clear all; close all
2. % 1. Lire les données
3. filename = 'Data.xlsx';
4. Data1 = xlsread(filename, 2, 'A2:Q3');
5. Berge=Data1(2,1); Eau=Data1(2,3); Type_Eau=Data1(1,4); CI=Data1(2,5);
   Couche=Data1(2,7); SL=Data1(2,11); Erosion=Data1(2,13);
   Type_Erosion=Data1(2,16); Stab=Data1(2,17);
6. Data2 = xlsread(filename, 2, 'U3:Y13');
7. T1=Data2(1,1); T2=Data2(1,3); dT=Data2(1,5); Cercle=Data2(3,2);
8. XC1=Data2(6,1); XC2=Data2(6,2); ZC1=Data2(6,3); ZC2=Data2(6,4);
   dR=Data2(6,5); dXC=Data2(8,1); dZC=Data2(8,3); XCo=Data2(11,1);
   ZCo=Data2(11,3); RCo=Data2(11,5);
9. Data3 = xlsread(filename, 2, 'H5:T14'); N_couche = length(Data3(:,1));
10. for i=1:N_couche
11.   Xo_couche(i)=Data3(i,1);Zo_couche(i)=Data3(i,2);
12.   Pcouche(i)=tan(Data3(i,3)*pi()/180);
13.   ko(i)=Data3(i,4); no(i)=Data3(i,5);
14.   D50(i)=Data3(i,6); Tc(i)=Data3(i,7);
15.   v_h(i)=Data3(i,10);v_sat(i)=Data3(i,11);
16.   c(i)=Data3(i,12); phi(i)=Data3(i,13);
17. end; Vy=Data3(1,8); T_ero=Data3(1,9); v_w=9.81;
18. % Géométrie de la berge-----
19. dX = 0.1 ;
20. if Berge==1;
21.   Xb = xlsread(filename, 2, 'A5:A104'); nxo = length(Xb);
22.   Zb = xlsread(filename, 2, 'B5:B104');
23.   Xmax = round(max(Xb(nxo), Xb(nxo-1)+10));
24.   if Cercle==1
25.     Xmax = round(max(Xmax, XC2+ZC2+1));
26.   end
27.   Xb(nxo) = Xmax;
28.   Xo=(0:1:Xmax/dX)*dX;
29.   nx=length(Xo);
30.   for i=1:nx
31.     X = (i-1)*dX;
32.     for q=2:nxo

```

```

33.         if Xb(q)>= X
34.             Zo(i)=Zb(q-1)+(Zb(q)-Zb(q-1))*(X-Xb(q-1))/(Xb(q)-Xb(q-1));
35.             break
36.         end
37.     end
38. end;
39. save XoZo.mat Xo Zo nx Xb Zb nxo Xmax
40. else load XoZo.mat; end
41. % Couches du sol-----
42. if Couche==1;
43.     for i=1:N_couche
44.         for j=1:nx
45.             X = (j-1)*dX;
46.             Zcouche(i,j)=Zo_couche(i)+(X-Xo_couche(i))*Pcouche(i);
47.             if Zcouche(i,j)>Zo(j);
48.                 Zcouche(i,j)=Zo(j);
49.             end;
50.         end
51.     end
52.     save Couche.mat Zcouche
53. else load Couche.mat; end
54. if Couche==1 || SL==1
55.     k_eq= ko(1)*(Zo(nx)-Zo_couche(1)); n_eq=no(1)*(Zo(nx)-Zo_couche(1));
56.     if N_couche>1
57.         for i=1:N_couche-1
58.             k_eq = k_eq + ko(i+1)*(Zo_couche(i)-Zo_couche(i+1));
59.             n_eq = n_eq + no(i+1)*(Zo_couche(i)-Zo_couche(i+1));
60.         end
61.     end
62.     k_eq = k_eq/Zo(nx); n_eq = n_eq/Zo(nx);
63.     save k_n_eq.mat k_eq n_eq
64. else load k_n_eq.mat; end
65. % Niveau d'eau dans la rivière-----
66. if Eau==1 || SL==1
67.     to = xlsread(filename, 2, 'C5:C1004')*3600 ;nto = length(to);
68.     ho = xlsread(filename, 2, 'D5:D1004');
69.     T = to(nto)-to(1);
70.     dt = min(fix(0.0275*n_eq/k_eq*dX^2), 30); % pas de temps [s]
71.     if dt<0; dt=1; end;
72.     tv=(0:1:round(T/dt))*dt ; nt=length(tv);
73.     H(1,1)=ho(1);
74.     for j=1:nt-1
75.         t = (j-1)*dt;
76.         for q=2:nto
77.             if to(q)>= t
78.                 H(1,j)=ho(q-1,1)+(ho(q,1)-ho(q-1,1))*(t-to(q-1))/(to(q)-to(q-1));
79.                 break
80.             end
81.         end
82.     end;
83.     H(1,nt)=ho(nto);
84.     save Ho.mat dt tv H nt T
85. else load Ho.mat; end

```

```

86. % 2. Calcul la varaition de la surface libre-----
87. K = k_eq/(2*n_eq)*dt/((dX)^2);
88. if CI==1 || SL==1 || Couche==1
89. if CI==1
90.   xh = xlsread(filename, 2, 'E5:E104');nxh=length(xh);
91.   h = xlsread(filename, 2, 'F5:F104'); % C.I.
92.   xh(nxh)=Xmax; %h(nxh+1)=h(nxh);
93.   for i=1:nx
94.     X = (i-1)*dX;
95.     for q=2:nxh
96.       if xh(q)>= X
97.         H(i,1)=h(q-1,1)+(h(q,1)-h(q-1,1))*(X-xh(q-1))/(xh(q)-xh(q-1));
98.         break
99.       end
100.    end
101. end;
102. save Hto.mat H
103. else load Hto.mat; end;
104. for j=1:nt;
105.   if H(1,j)<Zo(1)
106.     a(j)= 0;
107.   elseif H(1,j)>=Zo(nx)
108.     a(j)=Xo(nx);
109.   else
110.     for i=1:round(Xb(nxo-1)/dX)
111.       if H(1,j)>=Zo(i) && H(1,j)< Zo(i+1)
112.         a(j)= Xo(i)+(H(1,j)-Zo(i))/((Zo(i+1)-Zo(i))/(Xo(i+1)-Xo(i)));
113.       end;
114.     end;
115. end;
116. end;
117. for j=1:nt-1 ;
118.   H(nx+1,j) = H(nx,j);% Condition au loin
119.   for i=2:nx
120.     X=(i-1)*dX;
121.     if X <= round(a(j+1)*10)/10
122.       H(i,j+1)= H(1,j+1);
123.     else
124.       H(i,j+1)= H(i,j) + K*((H(i+1,j))^2-2*((H(i,j))^2)+(H(i-1,j))^2);
125.       if H(i,j+1)>Zo(i) && H(i,j+1)<Zo(nx)
126.         H(i,j+1) = Zo(i)-0.001;
127.       end;
128.     end;
129.   end ;
130. end;
131. if Type_Eau==1 % calcul périodique
132.   H(1,nt:2*nt-1) = H(1,1:nt);
133.   a(nt:2*nt-2) = a(1:nt-1);
134.   a(2*nt-1) = a(1);
135.   for inm=1:5000 % calcul cyclique de marée
136.     for j=nt:2*nt-2
137.       H(nx+1,j) = H(nx,j) ;% Condition latérale au loin
138.       for i=2:nx

```

```

139.         X=(i-1)*dX;
140.         if X <= round(a(j+1)*10)/10
141.             H(i,j+1)= H(1,j+1);
142.         else
143.             H(i,j+1)= H(i,j) + K*((H(i+1,j))^2-2*((H(i,j))^2)+(H(i-1,j))^2);
144.             if H(i,j+1)>Zo(i) && H(i,j+1)<Zo(nx)
145.                 H(i,j+1) = Zo(i)-0.0001;
146.             end;
147.         end;
148.     end ;
149. end;
150.     if inm>10 % Vérifier la précision à partir de 10 cycles de calcul
151.         if max(sum((abs(H(2:nx,nt:2*nt-2)-H(2:nx,1:nt-1)))) < 0.01 ;
152. % Précision 10cm par le décalage différentiel de deux profils
153.         calculés au % même instant sur deux cycles successifs.
154.             break
155.         end;
156.     end;
157.     H(2:nx,1:nt)= H(2:nx,nt:2*nt-1); % Reinitialisation au lere cycle
158. end;
159. save H.mat H a
160. else load H.mat; end
161. % 3. Calcul l'érosion de la berge-----
162. NXi=Xo; NZi =Zo; NZo=Zo;
163. Wo=0;Fso=100;nX1=1; XX1=0; XX3=1; ZZ1=0; ZZ3=1;
164. if Erosion==1 || Berge==1 || Eau==1 || SL==1 || Type_Erosion==0
165.     if Type_Erosion>0 % Type_Erosion=0 absent érosion
166.         for i=1:N_couche
167.             KsN(i) = 3*D50(i); % Longueur de rugosité de Nikuradseoo
168.             Kc(i) = 1.62*Tc(i)^(-0.838)*10^(-6);% coefficient
169.             d'érodabilité(Simom et al. 2010) [m3N-1s-1]
170.         end
171.         Xsb = Xb(nxo-1); Zsb = Zb(nxo-1); %
172.         if Type_Eau==0 % absent périodicité
173.             for j=1:fix(T_ero*3600/dt)+1
174.                 for i=1:N_couche
175.                     Cch(i) = 18*log10(12*(H(1,j)-NZi(1))/KsN(i));
176.                     To(i) = v_w*Vy^2/Cch(i)^2*1000;
177.                     if To(i) > Tc(i);
178.                         E(i) = Kc(i)*(To(i)-Tc(i))*dt;
179.                     else E(i) = 0; end;
180.                 end;
181.             if Zsb<=H(1,j)
182.                 if Type_Erosion==1 % Erosion horizontale
183.                     Xsb=Xsb+E(1);
184.                 elseif Type_Erosion==2 % Erosion perpendiculaire
185.                     Pi = (Zsb-NZi(fix(Zsb/dX)))/(Xsb-NXi(fix(Zsb/dX)));
186.                     Xsb=Xsb+E(1)*sin(atan(Pi));
187.                     Zsb=Zsb-E(1)*cos(atan(Pi));
188.                 end;
189.             end
190.         end
191.     end
192.     for i=2:(round(Xsb/dX)+1)

```

```

190.         if NZi(i) <= H(1, j)
191.             Eo = E(1);
192.             if N_couche > 1
193.                 for q = 1:N_couche-1
194.                     i_couche = round(NXi(i)/dX) + 1;
195.                     if NZi(i) < Zcouche(q, i_couche);
196.                         Eo = E(q+1);
197.                     end
198.                 end
199.             end;
200.             if Type_Erosion == 1 % Erosion horizontale
201.                 NXi(i) = NXi(i) + Eo;
202.             elseif Type_Erosion == 2 % Erosion perpendiculaire
203.                 Pi = (NZi(i+1) - NZi(i)) / (NXi(i+1) - NXi(i));
204.                 NXi(i) = NXi(i) + Eo * sin(atan(Pi));
205.                 NZi(i) = NZi(i) - Eo * cos(atan(Pi));
206.             end;
207.         end;
208.     end;
209. end
210. for i = 2:nx;
211.     X = (i-1)*dX;
212.     if X < NXi(1)
213.         NZo(i) = NZi(1);
214.     elseif X <= Xsb + 3
215.         for q = 2:round(Xsb/dX)
216.             if NXi(q) > X
217.                 NZo(i) = NZi(q-1) + (NZi(q) - NZi(q-1)) * (X - NXi(q-1)) / (NXi(q) - NXi(q-1));
218.                 break
219.             end
220.         end
221.     else
222.         NZo(i) = NZi(round(Xsb/dX) + 1);
223.     end
224. end;
225. for j = 1:fix(T_ero*3600/dt) + 1
226.     if H(1, j) < NZo(1)
227.         a(j) = 0;
228.     elseif H(1, j) >= NZo(nx)
229.         a(j) = Xmax;
230.     else
231.         for i = 1:round(Xsb/dX)
232.             if H(1, j) >= NZi(i) && H(1, j) < NZi(i+1)
233.                 a(j) = NXi(i) + (H(1, j) - NZi(i)) / ((NZi(i+1) - NZi(i)) / (NXi(i+1) - NXi(i)));
234.             end;
235.         end;
236.     end
237. end;
238. % Re calcul la surface libre
239. for j = 1:fix(T_ero*3600/dt)
240.     H(nx+1, j) = H(nx, j);
241.     for i = 2:nx
242.         X = (i-1)*dX;

```

```

243.         if X <= round(a(j+1)*10)/10
244.             H(i,j+1) = H(1,j+1);
245.         else
246.             H(i,j+1)= H(i,j) + K*((H(i+1,j))^2-2*((H(i,j))^2)+(H(i-1,j))^2);
247.         end;
248.     end
249. end
250. else % Type_Eau==1; périodique
251.     for inj=1:round(T_ero*3600/T)
252.         for j=1:nt-1;
253.             for i=1:N_couche
254.                 Cch(i) = 18*log10(12*(H(1,j)-NZi(1))/KsN(i));
255.                 To(i) = v_w*VY^2/Cch(i)^2*1000;
256.                 if To(i) > Tc(i);
257.                     E(i) = Kc(i)*(To(i)-Tc(i))*dt;
258.                 else E(i) = 0; end;
259.             end;
260.             If Zsb<=H(1,j)
261.                 if Type_Erosion==1 % Erosion horizontale
262.                     Xsb=Xsb+E(1);
263.                 elseif Type_Erosion==2 % Erosion perpendiculaire
264.                     Pi = (Zsb-NZi(fix(Zsb/dX)))/(Xsb-NXi(fix(Zsb/dX)));
265.                     Xsb=Xsb+E(1)*sin(atan(Pi));
266.                     Zsb=Zsb-E(1)*cos(atan(Pi));
267.                 end;
268.             end
269.             for i=2:(round(Xsb/dX)+1)
270.                 if NZi(i)<=H(1,j)
271.                     Eo=E(1);
272.                     if N_couche>1
273.                         for q=1:N_couche-1
274.                             i_couche = round(NXi(i)/dX)+1;
275.                             if NZi(i)<Zcouche(q,i_couche);
276.                                 Eo=E(q+1);
277.                             end
278.                         end
279.                     end;
280.                     if Type_Erosion==1 % Erosion horizontale
281.                         NXi(i)=NXi(i)+Eo;
282.                     elseif Type_Erosion==2 % Erosion perpendiculaire
283.                         Pi = (NZi(i+1)-NZi(i))/(NXi(i+1)-NXi(i));
284.                         NXi(i)=NXi(i)+Eo*sin(atan(Pi));
285.                         NZi(i)=NZi(i)-Eo*cos(atan(Pi));
286.                     end;
287.                 end;
288.             end;
289.         end
290.         for i=2:nx;%(round(Xsb/dX)+1)
291.             X = (i-1)*dX;
292.             if X<NXi(1)
293.                 NZo(i) = NZi(1);
294.             elseif X<=Xsb+3
295.                 for q=2:round(Xsb/dX)

```

```

296.         if NXi(q) > X
297.     NZo(i) = NZi(q-1) + (NZi(q) - NZi(q-1)) * (X - NXi(q-1)) / (NXi(q) - NXi(q-1));
298.         break
299.     end
300.     end
301.     else
302.         NZo(i) = NZi(round(Xsb/dX) + 1);
303.     end
304. end;
305. for j=1:nt-1;
306.     if H(1,j) < NZo(1)
307.         a(j) = 0;
308.     elseif H(1,j) >= NZo(nx)
309.         a(j) = Xmax;
310.     else
311.         for i=1:round(Xsb/dX)
312.             if H(1,j) >= NZi(i) && H(1,j) < NZi(i+1)
313. a(j) = NXi(i) + (H(1,j) - NZi(i)) / ((NZi(i+1) - NZi(i)) / (NXi(i+1) - NXi(i)));
314.             end;
315.         end;
316.     end;
317. end;
318. a(nt:2*nt-2) = a(1:nt-1);
319. a(2*nt-1) = a(1);
320. % Re calcul la surface libre
321. for j=nt:2*nt-2;
322.     H(nx+1,j) = H(nx,j);
323.     for i=2:nx
324.         X = (i-1)*dX;
325.         if X <= round(a(j+1)*10)/10
326.             H(i,j+1) = H(1,j+1);
327.         else
328. H(i,j+1) = H(i,j) + K * ((H(i+1,j))^2 - 2 * ((H(i,j))^2) + (H(i-1,j))^2);
329.             end;
330.         end
331.     end
332.     H(2:nx,1:nt) = H(2:nx,nt:2*nt-1); % Reinitialisation au lere cycle
333. end;
334. end
335. io=1; X1(2)=0; Z1(2)=0; X2=0; Z2=0; iio=0;
336. for i=1:fix(Xsb/dX)+1
337.     if NXi(i) > NXi(i+1)
338.         iio=i; io=io+1;
339.         X1(io)=NXi(i); Z1(io)=NZi(i);
340.         X2(io)=NXi(i+1); Z2(io)=NZi(i+1);
341.         if X2(io) < NXi(i+2)
342.             break;
343.         end;
344.     end;
345. end
346. XX1=X1(2); ZZ1=Z1(2); XX2=X2(io); ZZ2=Z2(io);
347. XX3 = XX1;

```

```

348.    ZZ3 = NZo(round(X1(2)/dX)+2) + (XX3 - Xo(round(X1(2)/dX)+2)) *
      (NZo(round(X1(2)/dX)+3) - NZo(round(X1(2)/dX)+2)) / dX;
349.    b13 = (ZZ3 - ZZ1);
350.    S123 = 1/2 * abs(XX1 * ZZ3 - XX1 * ZZ2 + XX2 * ZZ1 - XX2 * ZZ3 + XX3 * ZZ2 - XX3 * ZZ1);
351.    j = round(XX1/dX) + 1; v_ho = v_h(N_couche); co = c(N_couche);
352.    for i = 1:N_couche
353.        if Zcouche(i, j) < ZZ2
354.            v_ho = v_h(i); co = c(i); break
355.        end
356.    end;
357.    Wo = S123 * v_ho;
358.    Fso = co * b13 / (Wo + 0.00001);
359.    nX1 = round(XX1/dX) + 1;
360. end
361. save Ero.mat NXi NZi NZo H a Wo Fso nX1 XX1 XX3 ZZ1 ZZ3
362. else load Ero.mat; end
363. %-----
364. for i = 2:nx;
365.     for q = 1:N_couche
366.         if NZo(i) < Zcouche(q, i)
367.             Zcouche(q, i) = NZo(i);
368.         end
369.     end
370. end
371. % 4. Calcul le coefficient de sécurité-----
372. qq = 0;
373. if Stab > 0; % 0:Non; 1:Oui calcul type drainé, 2 : non drainé
374. if Cercle == 2
375.     XC1 = XCo; ZC1 = ZCo;
376.     dXC = abs(XC2 - XC1) + 1; dZC = abs(ZC2 - ZC1) + 1; dR = ZC2;
377. end
378. Po = (Zb(nxo-1) - Zb(nxo-2)) / (Xb(nxo-1) - Xb(nxo-2));
379. phi = phi * pi / 180 ;
380. b = dX; AA = 0; Fs2 = 100;
381. % 4.1. Trouver le temps critique de marée
382. for t = (T1:dT:T2) * 3600;
383.     Fs_min = 99; % % Fs_min en fonction de temps de la marée
384.     Ho = H(1, round(t/dt) + 1); % Niveau d'eau dans la rivière
385.     xHo = a(round(t/dt) + 1);
386. % 4.2. Trouver la surface critique de rupture (x0, z0, et R)
387.     for XC = XC1:dXC:XC2
388.         for ZC = ZC1:dZC:ZC2
389.             if Cercle == 2
390.                 Ro = RCo;
391.             else
392.                 z_d1 = (Xb(nxo-1) - XC) / Po + Zb(nxo-1); % Distance de sommet
393.                 if z_d1 > ZC
394.                     Ro = abs(Po * XC - ZC + Zb(nxo-1) - Po * Xb(nxo-1)) / sqrt(Po * Po + 1) + dR;
395.                 else
396.                     Ro = sqrt((Xb(nxo-1) - XC)^2 + (Zb(nxo-1) - ZC)^2) + dR;
397.                 end;
398.             end
399.         end

```

```

400.     Rn = ceil(ZC*10)/10;
401.     for R = Ro:dR:Rn
402.         Xcy = (XC-R):b:(XC+R);
403.         Zcy = ZC-sqrt(abs(R^2-(Xcy-XC).^2));
404.         nXcy = length(Xcy);
405. Hw=0; j=0; X=0; Z=0; Zo1=0; Hw1=0; alpha=0; U=0; C=0; W=0; P=0; N=0;
Tr=0; Tm=0; Q=0; jFso=1;
406.         for i = 1:nXcy;
407.             nxXcy = round(Xcy(i)/dX)+1;
408.             if nxXcy <=0
409.                 nxXcy=1;
410.             end;
411.             Hw(i) = H(nxXcy, round(t/dt)+1);
412.             if Zcy(i) <= NZo(nxXcy)
413.                 j = j+1;
414.                 X(j) = Xcy(i);
415.                 Z(j) = Zcy(i);
416.                 Zo1(j) = NZo(nxXcy);
417.                 alpha(j) = atan((Xcy(i)-XC)/sqrt(abs(R^2-(Xcy(i)-XC)^2)));
418.                 Hw1(j) = Hw(i);
419.                 U(j) = (v_w*(abs(Hw(i)-Zcy(i))+(Hw(i)-Zcy(i)))/2)*b/cos(alpha(j));
420.                 if Stab==2; U(j)=0; end;
421.                 for k=1:N_couche
422.                     if Zcouche(k, nxXcy) <= Z(j)
423.                         co=c(k); phio=phi(k); break
424.                     end
425.                 end;
426.                 C(j) = co*b/cos(alpha(j));
427.                 % Calcul poids du sol W(j)
428.                 if X(j) <= xHo
429.                     k=1;
430.                     W(j) = v_sat(k)*(Zo1(j)-Zcouche(k, nxXcy));
431.                     if N_couche>1
432.                         while Zcouche(k, nxXcy)>abs(Z(j))
433.                             W(j) = W(j) + v_sat(k+1)*(Zcouche(k, nxXcy)-Zcouche(k+1, nxXcy));
434.                             k=k+1;
435.                         end
436.                     end
437.                     W(j)=(W(j)-v_sat(k)*(Z(j)-Zcouche(k, nxXcy)))*b;
438.                 elseif X(j) > xHo && Z(j) < Hw1(j)
439.                     k=1;
440.                     W(j) = v_sat(k)*(Zo1(j)-Zcouche(k, nxXcy));
441.                     if N_couche>1
442.                         while Zcouche(k, nxXcy)>abs(Z(j))
443.                             W(j) = W(j) + v_sat(k+1)*(Zcouche(k, nxXcy)-Zcouche(k+1, nxXcy));
444.                             k=k+1;
445.                         end
446.                     end;
447.                     W(j)=(W(j)-v_sat(k)*(Z(j)-Zcouche(k, nxXcy)))*b;
448.                     if Zcouche(1, nxXcy)<Hw1(j)
449.                         W(j)=W(j)-(v_sat(1)-v_h(1))*(Zo1(j)-Hw1(j))*b;
450.                     else
451.                         for k=2:N_couche

```

```

452.         if Zcouche(k,nxXcy) < Hw1(j)
453.             break
454.         end
455.     end
456.     W(j) = W(j) - (v_sat(1) - v_h(1)) * (Zol(j) - Zcouche(1, nxXcy)) * b;
457.     for kk=2:k
458.         W(j) = W(j) - (v_sat(kk) - v_h(kk)) * (Zcouche(kk-1, nxXcy) -
                Zcouche(kk, nxXcy)) * b;
459.     end
460.     W(j) = W(j) + (v_sat(kk) - v_h(kk)) * (Hw1(j) - Zcouche(kk, nxXcy)) * b;
461.     end
462.     else
463.         k=1;
464.         W(j) = v_h(k) * (Zol(j) - Zcouche(k, nxXcy));
465.         if N_couche > 1
466.             while Zcouche(k, nxXcy) > abs(Z(j))
467.                 W(j) = W(j) + v_h(k+1) * (Zcouche(k, nxXcy) - Zcouche(k+1, nxXcy));
468.                 k=k+1;
469.             end
470.         end;
471.         W(j) = (W(j) - v_h(k) * (Z(j) - Zcouche(k, nxXcy))) * b;
472.     end;
473.     % if Fso > 1 && nX1+1 == nxXcy && ZZ1 > Z(j) - 0.1
474.     if Fso > 1 && nX1 == nxXcy && ZZ1 > Z(j) - 0.1
475.         W(j) = W(j) + Wo;
476.     end;
477.     % Calcul Pression, Force normal et Force mobilisé
478.     Pi = (NZo(nxXcy+1) - NZo(nxXcy)) / b; % Pente de la berge
479.     if Xcy(i) < xHo
480.         P(j) = v_w * (Ho - Zol(j)) * b / cos(atan(Pi)); if P(j) < 0, P(j) = 0; end;
481.         N(j) = -U(j) + W(j) * cos(alpha(j)) + P(j) * cos(atan(Pi) - alpha(j));
482.         Tm(j) = (W(j) + P(j) * cos(atan(Pi))) * sin(alpha(j)) -
                P(j) * sin(atan(Pi)) * (cos(alpha(j)) - (Zol(j) - Zcy(i)) / R);
483.     else
484.         P(j) = 0;
485.         N(j) = -U(j) + W(j) * cos(alpha(j));
486.         Tm(j) = W(j) * sin(alpha(j));
487.     end;
488.     % Calcul Force de Résistance
489.     Tr(j) = C(j) + N(j) * tan(phio); if Tr(j) < 0; Tr(j) = 0; end;
490. end;
491. end;
492. % Recalculer la première et la dernière tranche + rupture mixte
493. if j > 1
494.     % Recalculer la première tranche
495.     if round(X(1)/dX) <= 1; nXX1 = 1; else nXX1 = round(X(1)/dX); end;
496.     a1 = (NZo(nXX1+1) - NZo(nXX1)) / b; b1 = Zol(1) - a1 * X(1);
497.     b1 = Zol(1) - a1 * X(1);
498.     a2 = tan(alpha(1)); b2 = Z(1) - a2 * X(1);
499.     Xj1 = (b2 - b1) / (a1 - a2); Zj1 = (a1 * b2 - a2 * b1) / (a1 - a2);
500.     for k=1:N_couche
501.         if Zcouche(k, nxXcy) <= Z(1)
502.             co = c(k); phio = phi(k); v_sato = v_sat(k); v_ho = v_h(k);

```

```

503.             break
504.             end
505.         end;
506.         C(1) = co*(X(1)+b/2-Xj1)/cos(alpha(1));
507.         if X(1) <= xHo
508.             W(1) = v_sato*(X(1)+b/2-Xj1)*(Zo1(1)+a1*b/2-(Z(1)+a2*b/2))/2;
509.         else
510.             W(1) = v_ho*(X(1)+b/2-Xj1)*(Zo1(1)+a1*b/2-(Z(1)+a2*b/2))/2;
511.         end;
512. U(1) = v_w*(abs((Hw1(1)-Zj1)+(Hw1(1)-(Z(1)+a2*b/2)))+(Hw1(1)-Zj1)+
          (Hw1(1)-(Z(1)+a2*b/2)))/2*(X(1)+b/2-Xj1)/cos(alpha(1))/2;
513.         if Stab==2; U(1)=0; end;
514. P(1) = v_w*((Hw1(1)-Zj1)+(Hw1(1)-(Zo1(1)+a1*b/2)))*(X(1)+b/2-
          Xj1)/cos(atan(a1))/2; if P(1)<0, P(1)=0; end;
515. N(1) = -U(1)+ W(1)*cos(alpha(1))+P(1)*cos(atan(a1)-alpha(1));
516. Tm(1) = (W(1)+P(1)*cos(atan(a1)))*sin(alpha(1)) -
          P(1)*sin(atan(a1))*(cos(alpha(1))-(Zo1(1)-Z(1))/R);
517. Tr(1) = C(1)+N(1)*tan(phio); if Tr(1)<0; Tr(1)=0; end;
518.         % Recalculer la dernière tranche + rupture verticale
519.         Xj2 = X(j)-b/2; Zj2 = ZC-sqrt(abs(R^2-(Xj2-XC)^2));
520.         alpha(j) = atan((Z(j)-Zj2)/(X(j)-Xj2));
521.         if Zcouche(1,nxXcy)<=Z(j)
522.             C(j) = c(1)/cos(alpha(j))*b/2 + c(1)*(Zo1(j)-Z(j));
523.             if X(j) <= xHo
524.                 W(j) = v_sat(1)*((Zo1(j)-Z(j))+(Z(j)-Z(j-1))/4)*b/2;
525.             elseif X(j) > xHo && Z(j) < Hw1(j)
526.                 W(j) = v_sat(1)*(Hw1(j)-Z(j)+(Z(j)-Z(j-1))/4)*b/2+v_h(1)*
                    (Zo1(j)-Hw1(j))*b/2;
527.             else
528.                 W(j) = v_h(1)*(Zo1(j)-Z(j)+(Z(j)-Z(j-1))/4)*b/2;
529.             end;
530.         elseif Zcouche(2,nxXcy)<=Z(j)
531.             C(j) = c(2)/cos(alpha(j))*b/2 + c(2)*(Zo1(j)-Z(j)) -
                    (c(2)-c(1))*(Zo1(j)-Zcouche(1,nxXcy));
532.             if X(j) <= xHo
533.                 W(j) = v_sat(2)*((Zcouche(1,nxXcy)-Z(j))+(Z(j)-Z(j-1))/4)*b/2 +
                    v_sat(1)*(Zo1(j)-Zcouche(1,nxXcy))*b/2;
534.             elseif X(j) > xHo && Z(j) < Hw1(j)
535.                 if Zcouche(1,nxXcy)<Hw1(j)
536.                     W(j) = v_sat(2)*(Zcouche(1,nxXcy)-Z(j)+(Z(j)-Z(j-1))/4)*b/2+
                        v_sat(1)*(Hw1(j)-Zcouche(1,nxXcy))*b/2 + v_h(1)*(Zo1(j)-Hw1(j))*b/2;
537.                 else
538.                     W(j) = v_sat(2)*(Hw1(j)-Z(j)+(Z(j)-Z(j-1))/4)*b/2+ v_h(2)*
                        (Zcouche(1,nxXcy)-Hw1(j))*b/2 + v_h(1)*(Zo1(j)-Zcouche(1,nxXcy))*b/2;
539.                 end
540.             else
541.                 W(j) = v_h(2)*((Zcouche(1,nxXcy)-Z(j))+(Z(j)-Z(j-1))/4)*b/2 +
                    v_h(1)*(Zo1(j)-Zcouche(1,nxXcy))*b/2;
542.             end;
543.         end;
544.         if Z(j) < Hw1(j) % Pression dans la surface de rupture verticale
545.             U(j) = v_w*(abs(Hw1(j)-Z(j)+(Z(j)-Z(j-1))/4)+(Hw1(j)-Z(j)+(Z(j)-Z(j-
                    1))/4))/2/cos(alpha(j))*b/2;
546.             if Stab==2; U(j)=0; end;

```

```

547.         if Zo1(j)<Hw1(j)
548.             Q = v_w*(2*Hw1(j)-Zo1(j)-Z(j))/2*(Zo1(j)-Z(j));
549.         else
550.             Q = (v_w*(Hw1(j)-Z(j))*(Hw1(j)-Z(j)))/2;
551.         end;
552.     end;
553.     if X(j) < xHo
554.         P(j) = v_w*(Ho-Zo1(j)+(Zo1(j)-Zo1(j-1))/4)/cos(atan(Pi))*b/2;
555.         N(j) = -U(j)+ W(j)*cos(alpha(j))+P(j)*cos(atan(Pi)-alpha(j))-
                    Q*sin(alpha(j));
556.         Tm(j) = (W(j)+P(j)*cos(atan(Pi)))*sin(alpha(j)) -
                    P(j)*sin(atan(Pi))*(cos(alpha(j))-(Zo1(j)-Z(j))/R);
557.     else
558.         P(j) = 0;
559.         N(j) = -U(j)+ W(j)*cos(alpha(j))- Q*sin(alpha(j));
560.         Tm(j) = W(j)*sin(alpha(j));
561.     end;
562.     if ZC < Hw1(j)
563.         if Hw1(j)< Zo1(j); %Zb(nxo-1);
564.             Tm(j) = Tm(j)- Q*(Hw1(j)-ZC)/3/R;
565.         else
566.             Tm(j) = Tm(j)- Q*(Zo1(j)-ZC)/3/R;
567.         end;
568.     end;
569.     if Zcouche(1,nxXcy)<=Z(j)
570.         Tr(j) = C(j)+N(j)*tan(phi(1)); if Tr(j)<0; Tr(j)=0; end;
571.     else % en deuxième couche!
572.         Tr(j) = C(j)+N(j)*tan(phi(2)); if Tr(j)<0; Tr(j)=0; end;
573.     end
574.     if X(1)<Xb(nxo-2)
575.         for jFs=1:j-1
576.             if X(jFs+1)-X(jFs)>2*b
577.                 for jFso=1:jFs
578.                     Tr(jFso)=0; Tm(jFso)=0;
579.                 end
580.                 jFso = jFso+1;
581.             end
582.         end
583.     end
584.     % Le coefficient de sécurité
585.     Fs2 = sum(Tr)/sum(Tm);
586.     if Fs2<0; Fs2=100; end; % Totalement stable parce que
Sum(Tm)<0 déplacement vers interieur du massif
587.     end;
588. % Trouver le coefficient de sécurité minimal, la surface de rupture
et les forces correspondantes.
589.     if j<=1; Fs2 = 100; end;
590.     Fs_min = min(Fs_min, Fs2);
591.     if Fs_min == Fs2
592.         t_Fs = t;
593.         xH1o = xHo; H1o = Ho;
594.         XC_Fs = XC; ZC_Fs = ZC; R_Fs = R;
595.         X_Fs = X; Z_Fs = Z;
596.         Xj1_Fs = Xj1; Zj1_Fs = Zj1; a2_Fs = a2; b2_Fs = b2;

```

```

597.         C1 = C; N1 = N; U1 = U; W1 = W; PP1 = P; Q1 = Q;
598.         T1m = Tm; Tr1 = Tr;
599.         j1 = j; j1Fso=jFso;
600.         ZZo1 = Zo1;
601.         HHw1 = Hw1;
602.         alpha1 = alpha;
603.     end;
604.     end; %Pour chercher la surface critique
605. end;
606. end;
607. AA = AA+1; Fs(AA) = Fs_min;
608. TTm(AA, j1Fso:j1)=T1m(j1Fso:j1); TTr(AA, j1Fso:j1)=Tr1(j1Fso:j1);
609. CC(AA, j1Fso:j1)=C1(j1Fso:j1); NN(AA, j1Fso:j1)=N1(j1Fso:j1);
    UU(AA, j1Fso:j1)=U1(j1Fso:j1);
610. PP(AA, j1Fso:j1)=PP1(j1Fso:j1); WW(AA, j1Fso:j1)=W1(j1Fso:j1);
    QQ(AA)=Q1;
611. XX_Fs(AA, j1Fso:j1)=X_Fs(j1Fso:j1); ZZ_Fs(AA, j1Fso:j1)=Z_Fs(j1Fso:j1);
    jn_Fs(AA)=j1; jo_Fs(AA)=j1Fso;
612. XXC(AA)=XC_Fs; ZYC(AA)=ZC_Fs; RR(AA)=R_Fs;
613. ZZo(AA) = ZZo1(j1); XXj1_Fs(AA) = Xj1_Fs; aa2_Fs(AA) = a2_Fs;
    bb2_Fs(AA) = b2_Fs;
614. t1 = t_Fs/3600;
615. sumC = sum(C1);
616. sumNU = sum(N1+U1);
617. sumN = sum(N1);
618. sumU = sum(U1);
619. sumP = sum(PP1);
620. sumW = sum(W1);
621. sumT1m = sum(T1m);
622. sumTr1 = sum(Tr1);
623. Table1(AA,:) = [t1 Ho XC_Fs ZC_Fs R_Fs sumC sumN sumU sumP sumW Q1
    sumT1m sumTr1 Fs_min];
624. Table2(AA,:) = [t1 XC1 XC_Fs XC2 0 ZC1 ZC_Fs ZC2 0 R_Fs 0 Fs_min];
625. % Figure-----
626. qq = qq+1;
627. figure(qq); % Surface de rupture-----
628. plot(Xo,Zo,'y','LineWidth',2) % Berge initiale
629. hold all
630. for i=1:N_couche
631.     plot(Xo,Zcouche(i,1:nx),'y--','LineWidth',2) % Couche du sol
632. end
633. plot(NXi,NZi,'cyan','LineWidth',2) % Berge érodée
634. plot(Xo,H(1:nx,fix(t_Fs/dt)+1),'-') % surface libre
635. if ZC_Fs<=ZZo1(j1) % Surfae de rupture
636.     Xcy_Fs = X_Fs(j1Fso):(XC_Fs+R_Fs-X_Fs(j1Fso))/1000:XC_Fs+R_Fs;
637.     plot(Xcy_Fs,ZC_Fs-sqrt(abs(R_Fs^2-(Xcy_Fs-XC_Fs).^2)), 'red')
638.     Zcy_Fs = ZC_Fs:(ZZo1(j1)-ZC_Fs)/2:ZZo1(j1);
639.     plot(XC_Fs+R_Fs+Zcy_Fs*0,Zcy_Fs, 'red')
640. else
641.     Xcy_Fs = X_Fs(j1Fso):(X_Fs(j1)-X_Fs(j1Fso))/1000:X_Fs(j1);
642.     plot(Xcy_Fs,ZC_Fs-(R_Fs^2-(Xcy_Fs-XC_Fs).^2).^(1/2), 'red')
643.     Zcy_Fs = Z_Fs(j1):(ZZo1(j1)-Z_Fs(j1))/2:ZZo1(j1);
644.     plot(X_Fs(j1)+Zcy_Fs*0,Zcy_Fs, 'red')
645. end;

```

```

646. if j1Fso==1;
647.     XJ1X1 = Xj1_Fs:(X_Fs(1)-Xj1_Fs)/2:X_Fs(1);
648.     plot(XJ1X1,a2_Fs*XJ1X1+b2_Fs,'red')
649. end
650. if Type_Erosion>0 && nX1>1 && Fso<Fs_min || Fso<1
651.     ZZX1=ZZ1:(ZZ3-ZZ1)/2:ZZ3;
652.     plot(XX1+ZZX1*0,ZZX1,'r','LineWidth',2) % Rupture verticale
653.     text(XX1+0.05,ZZ1+(ZZ3-ZZ1)/2,['Fs_o=',num2str(round(Fso*100)/100)],
        'FontSize',10,'Color','r')
654. end
655. if Cercle==1
656.     XG = XC1:(XC2-XC1)/2:XC2;
657.     ZG = ZC1:(ZC2-ZC1)/2:ZC2;
658.     plot(XG,XG*0+ZC1,'y', XG,XG*0+ZC2,'y', ZG*0+XC1,ZG,'y',
        ZG*0+XC2,ZG,'y', XC_Fs,ZC_Fs,'*') % Centre du cercle
659. end
660. text(Xb(nxo-2)-
        2,H1o+0.2,['t=',num2str(t/3600),'h'],'FontSize',10,'Color','blue')
661. text(X_Fs(j1-1),Zb(nxo-1)-
        1,['Fs=',num2str(round(Fs_min*100)/100)],'FontSize',10,'Color','red')
662. set(gca,'XLim',[fix(min(X_Fs(1),Xb(nxo-2)-2))
        fix(X_Fs(j1)+3)],'YLim',[fix(min(min(Z_Fs(:))-1,Zb(nxo-2)-1))
        fix(max(max(H(1,:)+1),Zb(nxo-1)+1))]);
663. xlabel('X(m)','FontSize',10)
664. ylabel('Z(m)','FontSize',10)
665. title('Stabilité de la berge')
666. grid on
667. hold off
668. qq = qq+1;
669. figure(qq)% Les forces sur la surface de rupture X_Fs-----
670. plot(X_Fs(j1Fso:j1), U1(j1Fso:j1))
671. hold all
672. plot(X_Fs(j1Fso:j1), N1(j1Fso:j1), X_Fs(j1Fso:j1),C1(j1Fso:j1),
        X_Fs(j1Fso:j1), T1m(j1Fso:j1), X_Fs(j1Fso:j1), Tr1(j1Fso:j1))
673. plot(X_Fs(j1Fso:j1), W1(j1Fso:j1), X_Fs(j1Fso:j1), PP1(j1Fso:j1),
        X_Fs(j1), Q1, '*')
674. xlabel('X(m)')
675. ylabel('Force(kN)')
676. title('Forces le long la surface de glissement')
677. text(X_Fs(fix(j1/3)),U1(fix(j1/3)),'U')
678. text(X_Fs(fix(j1/3)),N1(fix(j1/3)),'N')
679. text(X_Fs(fix(j1/2)),C1(fix(j1/2)),'C')
680. text(X_Fs(fix(2*j1/3)),T1m(fix(2*j1/3)),'Tm')
681. text(X_Fs(fix(2*j1/3)),Tr1(fix(2*j1/3)),'Tr')
682. text(Xb(nxo-1),max(W1),'W')
683. text(X_Fs(2),PP1(2),'P')
684. text(X_Fs(j1),Q1,'Q')
685. grid on
686. hold off
687. end; % Temps de la marée-----
688. Table2
689. end;
690. % Figure-----
691. qq = qq+1;

```

```

692. figure(qq) % Surface libre
693. plot(Xo,Zo,'y','LineWidth',2) % Berge initiale
694. hold all
695. for i=1:N_couche
696.     plot(Xo,Zcouche(i,1:nx),'y--','LineWidth',2) % Couche du sol
697. end
698. plot(NXi,NZi,'cyan','LineWidth',2) % Berge erodée
699. for it=(0:1*3600:T);
700.     plot(Xo,H(1:nx,round(it/dt)+1),'-') % Surface libre
701. end
702. if N_couche>1
703. text(Xb(nxo-1)+1,Zo(nx)-4,['k_e_q=',num2str(k_eq),' m/s et
', 'n_e_q=',num2str(n_eq)]);
704. end;
705. text(Xb(nxo-1)+7,H(nx,1)+0.1,['H_e=',num2str(H(nx,1)),'m'])
706. set(gca,'XLim',[fix(min(min(a)-1,Xb(2)-1)) fix(Xb(nxo-
1)+8)],'YLim',[fix(min(min(H(1,:)-1),Zb(2)-1))
(max(max(H(1,:)+0.5),Zb(nxo-1)+0.5))] );
707. xlabel('X(m)','FontSize',10)
708. ylabel('Z(m)','FontSize',10)
709. title('Surface libre de la berge à chaque une heure')
710. grid on
711. hold off
712. %-----
713. if Type_Erosion>0
714.     NXXi=NXi; NXXi(100/dX)=0; NZZi=NZi; NZZi(100/dX)=0;
715.     xlswrite('Data.xlsx',NXXi',3,'A3')
716.     xlswrite('Data.xlsx',NZZi',3,'B3')
717.     Initial_X = Xo; Initial_Z = Zo;
718.     Erosion_X = NXi; Erosion_Z = NZi;
719.     save Berge_Initial_Erosion.mat Initial_X Initial_Z Erosion_X
Erosion_Z
720. end
721. if Stab>1
722.     Table=Table1; Table(25,:)=0;
723.     xlswrite('Data.xlsx',Table,3,'D3')
724.     save Result.mat Fs Ttm TTr CC NN UU PP WW QQ XXC ZZC RR Xo Zo
XX_Fs ZZ_Fs jo_Fs jn_Fs NZo NXi NZi H Fso T_ero Type_Erosion ko no
D50 Tc Vy v_h v_sat c phi;
725. end
726. XH=Xo'; tH=tv;
727. SL_XH_tH = H(1:nx,1:nt);
728. save Surface_Libre.mat SL_XH_tH XH tH

```

ANNEXE 5

COMPARAISON ENTRE DIFFERENTES METHODE DES TRANCHES

Autoslope est un logiciel de calcul du coefficient de sécurité par la méthode de tranches qui considère différentes méthodes : Fellenius, Bishop, Spencer, Morgenstern et Price lesquelles diffèrent en particulier par les hypothèses sur les forces inter-tranches (GEO-SLOPE, 2012). Le logiciel nous permet de rentrer des différentes couches du sol, un niveau piézométrique et la force extérieure exercée sur la berge. Dans la recherche de la surface critique de glissement, il y a des options de recherche automatique ou manuelle avec des formes circulaires, non circulaires ou planes.

La Figure A 5.1 représente un modèle de massif homogène construit avec le logiciel Autoslope. On a la berge de pente 45° avec les propriétés mécaniques du sol : cohésion effective $c'=14kPa$ et angle de frottement interne effectif $\varphi'=28^\circ$. Les données du niveau piézométrique correspondent aux calculs de surface libre soumise à la marée sinusoïdale ($H_m=8m$, $A=1.5m$, $T=12h$) effectués au chapitre 2.

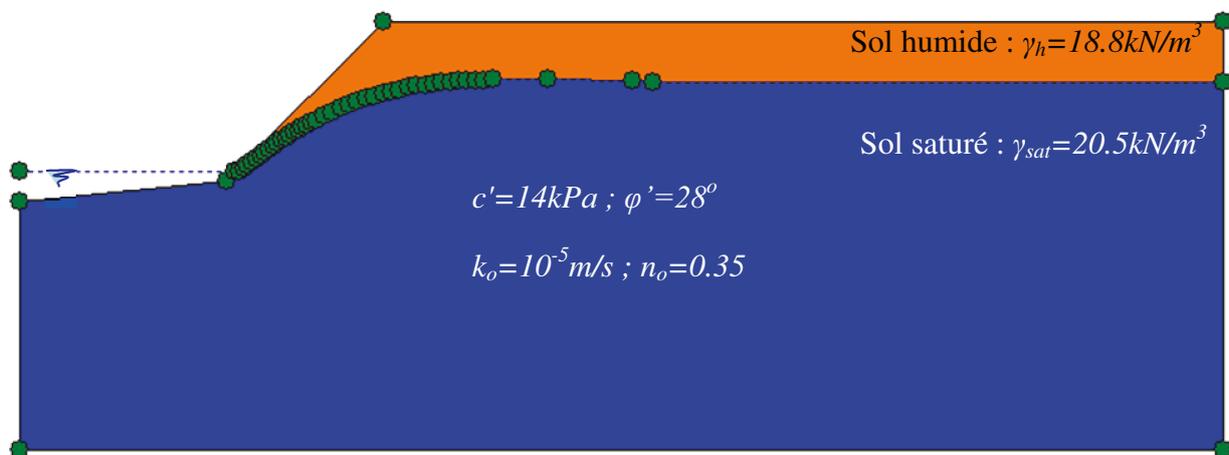


Figure A 5.1 : Modèle du massif construit avec le logiciel Autoslope

Le Tableau A 5.1 montre les différentes valeurs de coefficients de sécurité et les cercles critiques correspondant aux différences niveaux d'eau dans la rivière. On note que les résultats de Fs_{min} calculés par MEstab et Autoslope avec la méthode de Fellenius sont pratiquement égaux et sont les plus petits comparés avec les autres méthodes pour le niveau maximum, minimum et moyen descendant de la marée.

A marée haute, la Figure A 5.2 montre que tous les cercles de glissement cherchés par les différentes méthodes sont très proches. On note que pour la même méthode (Fellenius), le coefficient de sécurité calculé par MEstab est pratiquement égal à celui calculé par le logiciel Autoslope. On observe également que la méthode de Fellenius donne le facteur de sécurité minimum comparée aux autres méthodes.

A marée basse, la Figure A 5.3 montre un écart plus important entre cercles de glissement qu'à marée haute. Cependant, les valeurs des coefficients de sécurité restent assez proches même pour des surfaces de glissement sensiblement différentes.

Tableau A 5.1 : Cercles critiques et Coefficients de sécurités pour différentes méthodes de calculs

Méthodes	Marée		Surface de rupture			$F_{S_{min}}$
	$t(h)$	$H_o(m)$	$X_C(m)$	$Z_C(m)$	$R(m)$	
MESTab (Fellenius)	3	9.5	5.7	10.6	4.4	2.75
Autoslope (Fellenius)			5.80	10.44	4.24	2.76
Autoslope (Bishop)			5.27	11.51	5.22	3.09
Autoslope (Spencer)			5.27	11.51	5.22	3.09
Autoslope (M.P.)			5.27	11.51	5.22	3.09
MESTab (Fellenius)	6	8	5.7	10.6	4.4	1.99
Autoslope (Fellenius)			5.80	10.81	4.60	1.99
Autoslope (Bishop)			5.43	11.35	5.08	2.13
Autoslope (Spencer)			5.43	11.35	5.08	2.13
Autoslope (M.P.)			5.43	11.35	5.08	2.12
MESTab (Fellenius)	9	6.5	5.7	10.6	4.4	1.82
Autoslope (Fellenius)			5.72	10.25	4.96	1.83
Autoslope (Bishop)			5.64	10.54	4.31	1.90
Autoslope (Spencer)			5.59	10.81	4.57	1.91
Autoslope (M.P.)			5.80	10.22	4.03	1.90

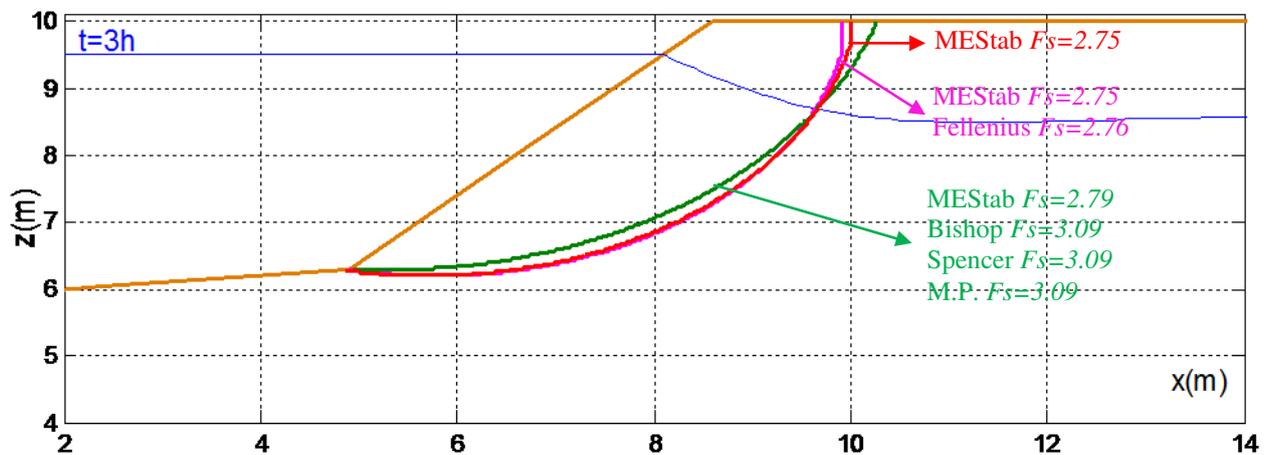


Figure A 5.2 : Surfaces de rupture et coefficients de sécurité par différentes méthodes, pendant la marée haute

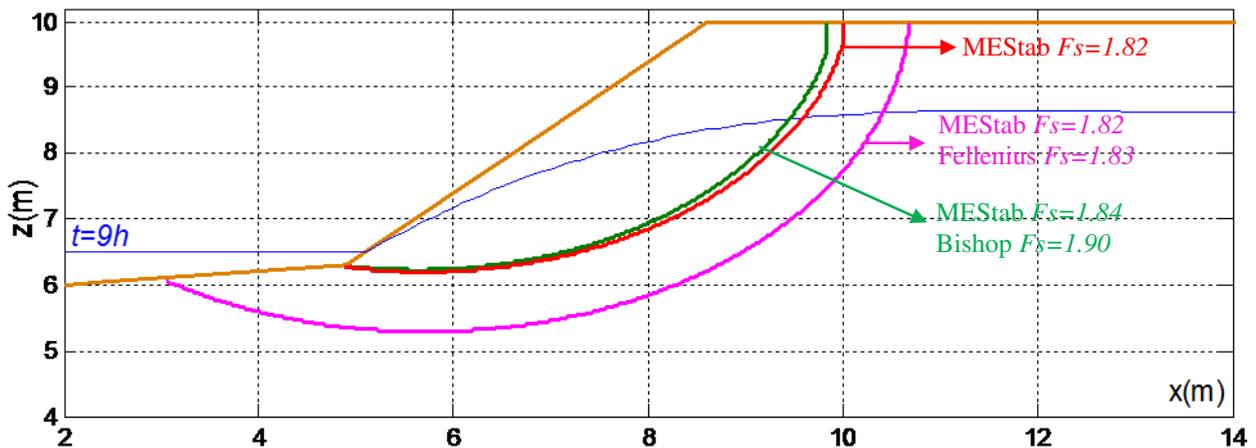


Figure A 5.3 : Surfaces de ruptures et coefficients de sécurité par différentes méthodes, pendant la marée basse

ANNEXE 6

Application des abaques

La procédure suivante permet de trouver la valeur du coefficient de sécurité Fs pour des paramètres donnés quelconques (Figure A 6.1) :

- choix de la courbe $Fs(k_o, \gamma_d, \alpha_m, \alpha_A) = Fs_o$
- calcul des rapports $CH = c' / (\gamma_w H_T)$ et $Tan = \tan \varphi' / \tan \beta$
- calcul de la valeur de $Fs(CH) = Fs_o + a_o(CH - CH_o)$

où CH_o est la valeur correspondante à la courbe Fs_o et $a_o = 3.286 - 0.775\alpha_A + 2.158Tan$

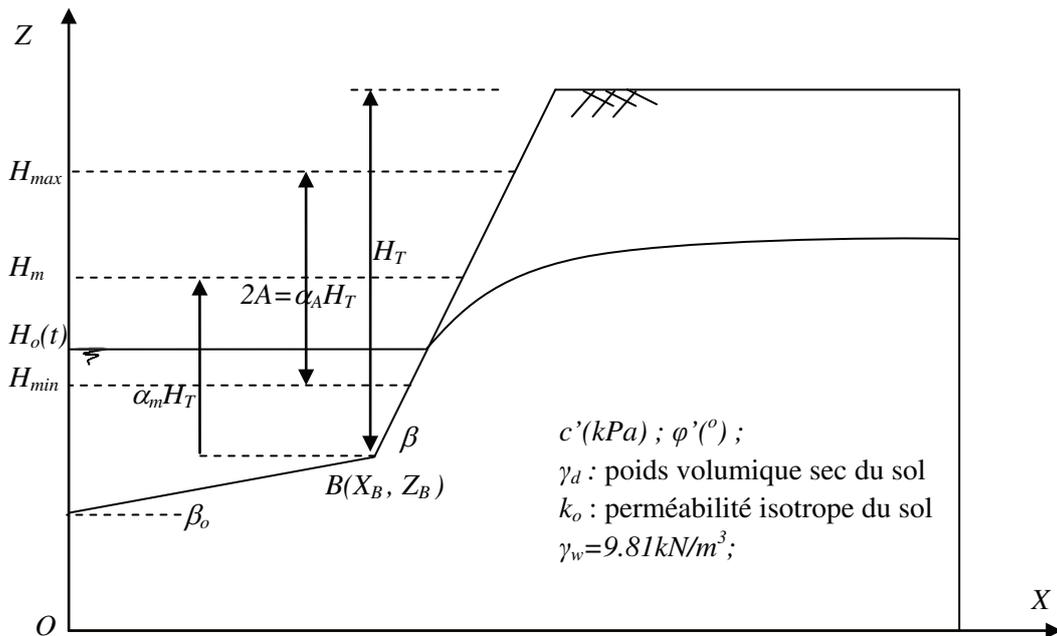


Figure A 6.1 : Notations utilisées

A titre d'exemple, on a les valeurs de paramètres suivants :

- caractéristiques du sol : $c' = 15 \text{ kPa}$; $\varphi' = 30^\circ$; $\gamma_d = 15.9 \text{ kN/m}^3$; $Sr = 50\%$; $k_o = 10^{-7} \text{ m/s}$; $n_o = 0.35$;
- géométrie de la berge : $\beta_o = 5^\circ$; $\beta = 60^\circ$; $X_B = 5 \text{ m}$; $Z_B = 6 \text{ m}$; $H_T = 8 \text{ m}$
- paramètres de la marée : $H_m = 10 \text{ m}$; $2A = 3 \text{ m}$ et $T = 12 \text{ h}$:

La Figure A 6.2 montre un abaque correspondant aux paramètres étudiés ($k_o = 10^{-7} \text{ m/s}$; $\gamma_d = 15.9 \text{ kN/m}^3$; $\alpha_m = 0.5$). Les étapes de calcul le coefficient de sécurité sont ci-dessous :

- On calcule : $\alpha_m = (H_m - Z_B) / H_T = 0.5$
- On se situe sur l'abaque : $k_o = 10^{-7} \text{ m/s}$; $\gamma_d = 15.9 \text{ kN/m}^3$; $\alpha_m = 0.5$;
- On calcule : $\alpha_A = 2A / H_T = 0.375$; et on positionne la courbe α_A ;
- On calcule : $CH = c' / (\gamma_w H_T) = 0.19$ et $Tan = \tan \varphi' / \tan \beta = 0.33$ et on positionne le point M

Vérification de la sécurité :

- On trouve M sous la courbe $\alpha_A \Rightarrow$ on conclue que le facteur de sécurité $F_s < F_{s_o} = 1.5$

Calcul de F_s (interpolation):

- $0.25 < \alpha_A = 0.375 < 0.5$;
- On lit : $CH_o(Tan=0.33 ; \alpha_A=0.25) = 0.305$ et $CH_o(Tan=0.33 ; \alpha_A=0.5) = 0.355$
- Par interpolation, on obtient $CH_o(Tan=0.33 ; \alpha_A=0.375) = 0.33$ (point N)
- On calcule : $a_o = 3.286 - 0.775 \times 0.375 + 2.158 \times 0.33 = 3.71$
- Et finalement : $F_s = 1.5 + 3.71 \times (0.19 - 0.33) = 0.98$

La Figure A 6.3 montre que le coefficient de sécurité ($F_s=0.99$) calculé par la méthode des tranches est pratiquement égal à celui trouvé sur l'abaque.

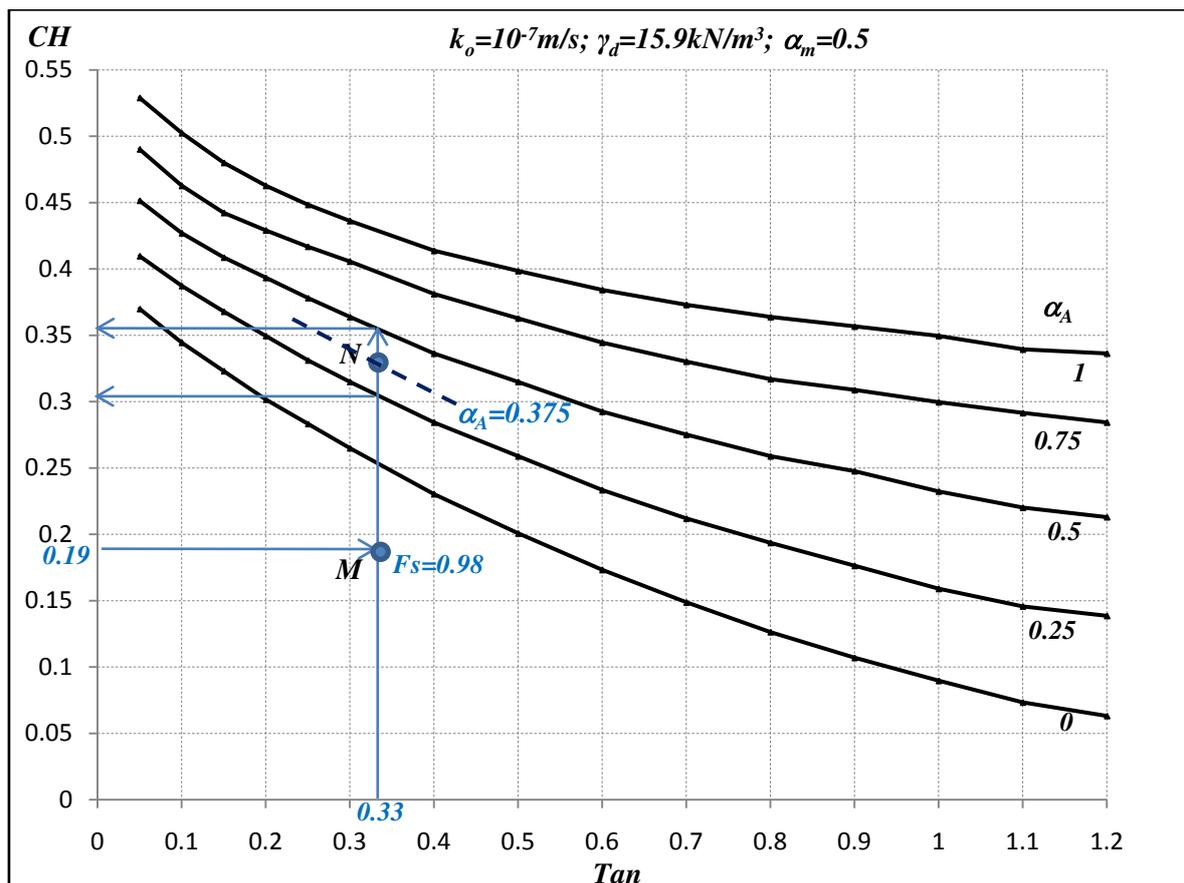


Figure A 6.2 : Abaque $F_s=1.5$ pour $k_o=10^{-7}m/s ; \gamma_d=15.9kN/m^3$ et $\alpha_m=0.5$

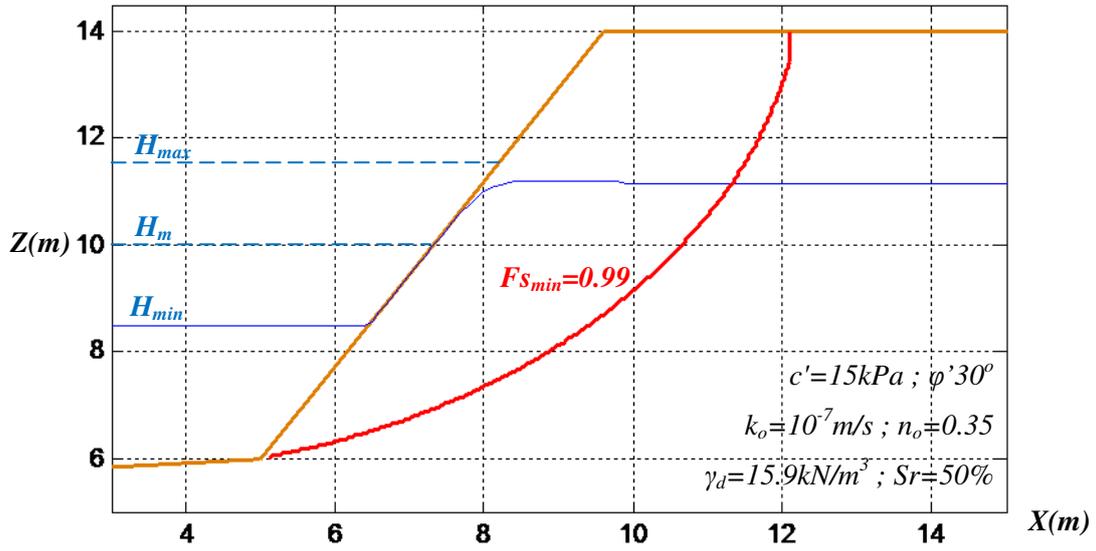


Figure A 6.3 : Surface de glissement et coefficient de sécurité (méthode des tranches)

AVIS DU JURY SUR LA REPRODUCTION DE LA THESE SOUTENUE

Titre de la thèse:

Etude de la stabilité des berges de rivière soumises à la marée

Nom Prénom de l'auteur : CHHUN SOKSAN

Membres du jury :

- Monsieur GRATIOT Nicolas
- Monsieur HUYNH Thanh Son
- Monsieur MARTINEZ JUAN
- Monsieur HELLOU Mustapha
- Monsieur MAROT Didier
- Monsieur LEVACHER Daniel

Président du jury :

Mustapha HELLOU

Date de la soutenance : 10 Décembre 2013

Reproduction de la these soutenue

- Thèse pouvant être reproduite en l'état
 Thèse pouvant être reproduite après corrections suggérées

Fait à Rennes, le 10 Décembre 2013

Signature du président de jury

Le Directeur,

M'hamed DRISSI



M. HELLOU

Les berges des grands fleuves soumis à des crues saisonnières et aux effets de la marée sont l'objet de glissements et d'éboulements causant des dégâts matériels et parfois des victimes humaines. Le présent travail consiste à étudier la stabilité des berges de rivière soumises à la marée en considérant l'influence des écoulements externe et interne de l'eau sur le massif du sol. On considère en particulier l'effet de la fluctuation du niveau d'eau à l'extérieur et à l'intérieur du massif sur la pression interstitielle dans le sol. Le modèle d'écoulement de Dupuit est adopté pour trouver la variation de la surface libre dans le massif. Une méthode des tranches est programmée pour calculer les coefficients de sécurité au glissement des berges soumises à la marée. Des études paramétriques sur la géométrie de la berge, sur les caractéristiques hydromécaniques du sol et sur celles de la marée sont ensuite présentées. L'érosion superficielle de la berge est simulée par différentes méthodes et couplée avec le calcul de stabilité. Enfin, des études des cas sur la baie du Mont-Saint-Michel et sur les rives du Mékong inférieur sont présentées.

La comparaison entre les simulations et les mesures de surface libre pendant les marées nous permet de conclure quant à la pertinence du modèle d'écoulement de Dupuit dans le cas de milieux relativement homogènes et isotropes. Mais celui-ci s'avère moins précis pour des milieux plus complexes, tels que les milieux multicouches. La marée a un effet important sur les pressions interstitielles dans le sol, lesquelles subissent des phénomènes d'amortissement et de retard.

Les facteurs de sécurité au glissement varient en fonction de la marée et ils sont minimaux pendant le reflux avant la basse mer à cause du retard de la surface libre dans le sol et de la décélération de la vitesse descendante de la marée avant la basse mer. Des abaques sont proposés donnant les domaines de sécurité en fonction de différents paramètres du sol, de la géométrie de la berge et de la marée. Ces abaques permettent également le calcul du coefficient de sécurité par interpolation linéaire.

Quand la berge est submergée pendant un temps suffisamment long, la zone de rupture du massif se localise dans la partie supérieure de la berge et se produit à la pleine mer. Ce mode de rupture est observé aussi sur les sites étudiés (Mont-Saint-Michel). Au reflux, on met évidence un deuxième mode de rupture correspondant à des surfaces de glissement plus profondes liées à des pressions interstitielles résiduelles élevées.

Dans la période de décrue (site de Kaoh Choram), le coefficient de sécurité diminue avec la baisse du niveau de l'eau sous le sommet de la berge. A même niveau d'eau dans la rivière, le coefficient de sécurité à la décrue est inférieur à celui résultant d'un état d'équilibre. Des différences importantes s'observent aussi sur les surfaces de glissement entre les deux régimes.

MOTS-CLES : surface libre, marée, glissement, méthode des tranches, coefficient de sécurité, érosion, abaques.

The riverbanks, subjected to seasonal flooding and tidal variation, are submitted to landslides causing property damage and sometimes human victims. The presented work is conducted to analyze the riverbank stability subjected to the tide variation by considering the influence of external and internal water flows on the bank soil. More particularly, we consider the effect of ground water variation on the soil pore pressure. The Dupuit's flow model is adopted to find the variation of the ground water table. A method of slices is developed to calculate the safety factor of riverbank slides as a function of tide. Parametric studies of the effect of bank geometry, hydro-mechanical soil properties and the characteristics of tide variation are then presented. Then the bank surface erosion is simulated by different methods and coupled with the calculation of landslide. Finally, case studies at Mont-Saint-Michel bay and on the lower Mekong riverbank are conducted.

The comparison between simulations and field measurements of ground water table during the tide variation let us conclude that the Dupuit's flow model can be adopted for homogeneous and isotropic soils. However, the mode is less accurate for more complex media, such as multilayered soils. The tide has a significant effect on the pore pressure in the soil, which creates damping and delayed phase phenomena with respect to the tide.

Slide safety factors vary as a function of tide and they are minimal during the falling of water level before low tide due to the delay of the ground water table and the slowing down of the speed of the tide. Charts of safety factor have been proposed providing the security domains based on various soil parameters, bank geometry and tide variation. These charts also allow calculation of the safety factor by linear interpolation.

When the bank is submerged for a time period long enough, the failure surface is located in the upper part of the bank and occurs at high tide. This failure mode is also observed in the field study (Mont-Saint-Michel). During the falling of tide from the bank surface, the second mode of failure is observed corresponding to deeper slip surfaces associated with high residual pore pressures.

In the period of decline after flooding of the bank (Kaoh Choram site), the bank safety factor decreases with the falling of water level below the top of the bank. At the same water level in the river, the safety factor during decreasing water level is smaller than that during the steady state. Significant different failure surfaces are observed between the two regimes.

KEYWORDS : ground water table, tide, landslide, method of slices, safety factor, erosion, charts.