



UNIVERSITÉ DE  
**SHERBROOKE**

Faculté de génie  
Département de génie civil

ANALYSE DYNAMIQUE DES PENTES ARGILEUSES ET  
DES REMBLAIS CONSTRUITS SUR DES DÉPÔTS  
D'ARGILE SOUS L'EFFET DE LA VARIATION DE  
L'INDICE DE PLASTICITÉ ET LA ZONE SISMIQUE

Mémoire de maîtrise

Spécialité : génie civil

Mohamed Souilem

Jury : Mourad Karray (Directeur de recherche)

Mathieu Nuth

Yannic Ethier

# Table de matière

TABLE DE MATIÈRE .....	II
LISTE DES FIGURES.....	V
LISTE DES TABLEAUX.....	IX
RÉSUMÉ.....	XI
CHAPITRE 1. INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 2. LES MÉTHODES D'ANALYSE DE STABILITÉ DYNAMIQUE DES PENTES .....	3
2.1    LES MÉTHODES BASÉES SUR LE CALCUL DE DÉFORMATIONS .....	3
2.1.1    Méthode de déplacement de Newmark.....	4
2.1.2    Méthode de Makdisi et Seed .....	6
2.1.3    Méthode de Kramer et Smith.....	7
2.1.4.    Évaluation de quelques méthodes de calcul de déformations .....	10
2.2.    LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE .....	13
2.2.1    Principe.....	13
2.2.2    Critiques de la méthode pseudo-statique .....	14
2.3.    UN PETIT APERÇU SUR LA MÉTHODE DES DIFFÉRENCES FINIS .....	15
2.4.    LOGICIELS DE CALCUL DYNAMIQUE .....	16
2.4.1    FLAC (Itasca, 2010).....	16
2.4.2    Pro-Shake (EduPro Civil Systems, Inc.).....	17
2.5.    CONCLUSIONS .....	18
CHAPITRE 3. PROPRIÉTÉS DYNAMIQUES DU SOL .....	19
3.1.    INTRODUCTION.....	19
3.2.    MESURE DES PROPRIÉTÉS DYNAMIQUES DU SOL .....	19
3.2.1.    Méthodes de mesure .....	20
3.3.    DÉFORMATION DES SOLS.....	23
3.4.    PARAMÈTRES LIÉS À LA DÉFORMATION .....	25
3.4.1.    Module de cisaillement, G.....	25
3.4.2    Amortissement hystérétique, $\xi$ .....	26
3.4.3    Coefficient de Poisson, $\nu$ .....	27
3.4.4    Sensibilité des argiles .....	28
3.5    COURBE DE DÉGRADATION .....	29

CHAPITRE 4. EFFET DE LA VARIATION DE L'INDICE DE PLASTICITÉ SUR LA STABILITÉ DYNAMIQUE DES TALUS ARGILEUX.....	33
4.1 INTRODUCTION .....	33
4.2 ANALYSE DE LA STABILITÉ PAR LA MÉTHODE DES DIFFÉRENCES FINIS .....	34
4.3 MODÉLISATION SUR FLAC .....	35
4.4 CHOIX DES PARAMÈTRES.....	35
4.5 SPECTRES D'ACCÉLÉRATION ET ACCÉLÉROGRAMME .....	37
4.6 COURBES DE DÉGRADATION.....	39
4.7 MÉTHODE D'ÉVALUATION DU FACTEUR DE SÉCURITÉ.....	40
4.8 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DYNAMIQUES .....	41
4.8.1 Effet de la variation de l'indice de plasticité et l'épaisseur du dépôt.....	41
4.8.2 Effet de la variation du taux d'augmentation de la cohésion (delta).....	49
4.8.3 Effet de la variation de la pente : .....	52
4.9 CONCLUSIONS .....	55
CHAPITRE 5. EFFET DE LA ZONE SISMIQUE SUR LE FACTEUR DE SÉCURITÉ ET LE COEFFICIENT SISMIQUE.....	56
5.1 GENERALITES .....	56
5.2 SPECTRE DE SOLLICITATION SISMIQUE.....	59
5.3 PRESENTATION DES RESULTATS .....	62
5.3.1 Facteurs de sécurité .....	62
5.3.2 Coefficients sismique $K_h$ .....	62
5.3.2.1 Méthode d'analyse pseudo-spectrale .....	62
5.3.2.2 Méthodologie : .....	65
5.3.2.3 Résultats d'analyses : .....	66
5.4 CONCLUSIONS .....	70
CHAPITRE 6. EFFET DE L'AJOUT D'UNE BERME SUR LA STABILITÉ DYNAMIQUE DES PENTES ARGILEUSES.....	72
6.1 GENERALITE.....	72
6.2 CAS ANALYSES .....	72
6.3 PRESENTATION DES RESULTATS .....	73
6.3.1 Pente 1,75H :1V .....	73
6.3.2 Pente 3H :1V .....	75
6.3.3 Application de la méthode Pseudo-statique spectrale (voir 5.3.2.1) .....	76

CHAPITRE 7. CONCLUSIONS..... 83

    LISTE DES REFERENCES ..... 85

ANNEXES I..... 90

ANNEXES II..... 114

## Liste des figures

FIGURE 2.1:ANALOGIE ENTRE UNE PENTE INSTABLE ET UN BLOC RIGIDE SUR UN PLAN INCLINÉ(NEWMARK 1965) .....	4
FIGURE 2.2: DÉFINITION DE LA RÉSISTANCE DYNAMIQUE LIMITE NON-DRAINÉE (A) POUR 100 CYCLES (B) POUR 10 CYCLES (MAKDISI-SEED, 1978).....	5
FIGURE 2.3:(A)VARIATION DU TAUX DE L'ACCÉLÉRATION MAXIMALE AVEC LA PROFONDEUR DE LA MASSE GLISSANTE. (B) VARIATION DES DÉPLACEMENTS PERMANENTS AVEC L'ACCÉLÉRATION INDUITE. (DAMENGINEER.COM).....	7
FIGURE 2.4: MODÈLE DE NEWMARK: (A) ILLUSTRATION SCHÉMATIQUE; (B) NOTATION UTILISÉE POUR DÉCRIRE LES DÉPLACEMENTS DU MODÈLE MODIFIÉ DE NEWMARK. (KRAMER-SMITH, 1997).....	8
FIGURE 2.5: FORCES AGISSANT SUR LE BLOC INFÉRIEUR DU MODÈLE MODIFIÉ DE NEWMARK (KRAMER-SMITH, 1997).....	9
FIGURE 2.6: EXEMPLE DE LA VARIATION DU COEFFICIENT DE SÉCURITÉ AVEC LE COEFFICIENT SISMIQUE HORIZONTAL [ABRAMSON ET COLL., 2002]. .....	13
FIGURE 3.1: SCHÉMA REPRÉSENTATIF DU TEST DE LA PÉNÉTRATION DU CÔNE SISMIQUE (SCPT) (LUNA AND AL., 2000) .....	21
FIGURE 3.2: BOUCLE D'HYSTÉRÉSIS MONTRANT LE MODULE TANGENT ET SÉCANT DE CISAILLEMENT .....	22
FIGURE 3.3: DÉFINITION DE L'AMORTISSEMENT HYSTÉRIQUE (BRATOSIN ET AL. 2002).....	27
FIGURE 3.4: (A) COURBE DE DÉGRADATION DU MODULE SÉCANT (B) COURBE DE DÉGRADATION DE L'AMORTISSEMENT. (VUCETIC, M. & DOBRY, R. (1991)) .....	31
FIGURE 3.5: COMPARAISON DES COURBES DE DÉGRADATION EXPÉRIMENTALES ET ANALYTIQUES POUR LE PREMIER CYCLE DE CHARGEMENT D'APRÈS P. SUBRAMANIAM ET AL. [2013] POUR IP =30, 50 ET 100. ....	32
FIGURE 3.6: COMPARAISON ENTRE L'AMORTISSEMENT EXPÉRIMENTAL ET ANALYTIQUE (P. SUBRAMANIAM ET AL. [2013]).....	32
FIGURE 4.1: SCHÉMA DU MODÈLE UTILISÉ POUR L'ENSEMBLE DES ANALYSES. ....	35
FIGURE 4.2: LES SPECTRES DE CLASSE A ET C OBTENUES AVEC LE SPECTRE DU SÉISME. ....	38
FIGURE 4.3: ACCÉLÉROGRAMME DU SÉISME .....	38

FIGURE 4.4: (A) COURBES SIGMOÏDALES 4 UTILISÉES POUR LES DIFFÉRENTS I.P. ET (B) LES BOUCLES HYSTÉRÉSIS POUR LE SIGMOÏDAL 4 [FLAC MANUAL] .....	39
FIGURE 4.5: EXEMPLE DE DÉTERMINATION DU FACTEUR DE SÉCURITÉ.....	40
FIGURE 4.6: DÉPLACEMENT VS. FACTEUR DE RÉDUCTION DE LA PENTE 1,75H :1V, HP=10 M ET HD=10 M POUR DES INDICES DE PLASTICITÉ DE 10, 20, 30 ET 40, SÉISME SIMQUICK, DELTA 2,5.....	43
FIGURE 4.7: DÉPLACEMENT VS. FACTEUR DE RÉDUCTION DE LA PENTE 1,75H :1V, HP=10 M ET HD=10 M POUR DES INDICES DE PLASTICITÉ DE 10, 20, 30 ET 40, SÉISME SIMQUICK, DELTA 2.....	43
FIGURE 4.8: DÉPLACEMENT VS. FACTEUR DE RÉDUCTION DE LA PENTE 1,75H : 1V, HP=10 M ET HD=10 M POUR DES INDICES DE PLASTICITÉ DE 10, 20, 30 ET 40, SÉISME SIMQKE, DELTA 1,5. ....	44
FIGURE 4.9: DÉPLACEMENT VS. FACTEUR DE RÉDUCTION DE LA PENTE 1,75H : 1V, HP=10 M ET HD=20 M POUR DES INDICES DE PLASTICITÉ DE 10, 20, 30 ET 40, SÉISME SIMQKE, DELTA 2,5. ....	44
FIGURE 4.10: SURFACES DE RUPTURE POUR LA PENTE 1,75H :1V, HP=10 M ET HD=10 M POUR DES INDICES DE PLASTICITÉ DE A)10, B)20, C)30 ET D)40(SÉISME SIMQKE, DELTA 2,5).....	45
FIGURE 4.11: SURFACES DE RUPTURE POUR LA PENTE 1,75H :1V, HP=10 M ET HD=20 M POUR DES INDICES DE PLASTICITÉ DE A)10, B)20, C)30 ET D)40(SÉISME SIMQKE, DELTA 2,5).....	47
FIGURE 4.12: VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE DU TALUS DE 1,75H :1V, DE 10 M DE HAUTEUR EN FONCTION DE L'INDICE DE PLASTICITE POUR UNE EPAISSEUR DU DEPOT DE 10 ET DES VARIATION DE COHESION DE 1,5, 2 ET 2,5.....	51
FIGURE 4.13: VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE DU TALUS DE 1,75H :1V, EN FONCTION DE L'INDICE DE PLASTICITE POUR DES EPAISSEURS DU DEPOT DE 10 ET DE 20 M POUR UN DELTA DE 2,5.....	51
FIGURE 4.14: VARIATION DU COEFFICIENT DE SÉCURITÉ NORMALISÉ PAR CELUI OBTENU POUR UN INDICE DE PLASTICITÉ DE 30 DU TALUS DE 1,75H :1V ET DE 10 ET 20 M DE HAUTEUR EN FONCTION DE L'INDICE DE PLASTICITÉ, DELTA 2,5, PENTE 1,75H :1V, VILLE DE QUÉBEC. ....	52
FIGURE 4.15: DEPLACEMENT VS. FACTEUR DE REDUCTION DE LA PENTE 3,00H :1V, Hp=10 M ET Hp=10 M POUR DES INDICES DE PLASTICITE DE 10, 20, 30 ET 40, SEISME SIMQKE, DELTA 2,5. ....	53

FIGURE 4.16: DEPLACEMENT VS. FACTEUR DE REDUCTION DE LA PENTE 3,00H :1V, H <sub>p</sub> =10 M ET H <sub>p</sub> =10 M POUR DES INDICES DE PLASTICITE DE 10, 20, 30 ET 40, SEISME SIMQUICK, DELTA 2.	54
FIGURE 4.17: DEPLACEMENT VS. FACTEUR DE REDUCTION DE LA PENTE 3,00H :1V, H <sub>p</sub> =10 M ET H <sub>p</sub> =10 M POUR DES INDICES DE PLASTICITE DE 10, 20, 30 ET 40, SEISME SIMQUICK, DELTA 1,5.	54
FIGURE 5.1: CARTE DE DETERMINATION DE LA ZONE SISMIQUE PRODUITE PAR LE CENTRE D'EXPERTISE HYDRIQUE DU QUEBEC	57
FIGURE 5.2: SPECTRES D'ACCELERATION AU ROCHER POUR LA VILLE DE CHICOUTIMI ET CELUI DE L'ACCELEROGRAMME UTILISE DU SEISME HISTORIQUE SAG-QUEBEC MULTIPLIE PAR 3,5 (ZONE 3).	60
FIGURE 5.3: SPECTRES D'ACCELERATION AU ROCHER POUR LA VILLE DE QUEBEC ET CELUI DE L'ACCELEROGRAMME UTILISE DU SEISME SYNTHETIQUE SIMQUICK MULTIPLIE PAR 0,8 (ZONE 4).	60
FIGURE 5.4: SPECTRES D'ACCELERATION AU ROCHER POUR LA VILLE DE TROIS-RIVIERES ET CELUI DE L'ACCELEROGRAMME UTILISE DU SEISME SYNTHETIQUE ATKINSON-1 MULTIPLIE PAR 1 (ZONE 3)	61
FIGURE 5.5: SPECTRES D'ACCELERATION AU ROCHER POUR LA VILLE DE TADOUSAC ET CELUI DE L'ACCELEROGRAMME UTILISE DU SEISME SYNTHETIQUE ATKINSON1 MULTIPLIE PAR 1,5 (ZONE 5)	61
FIGURE 5.6: DEPLACEMENT VS. FACTEUR DE REDUCTION DE LA PENTE 1,75H :1V, H <sub>p</sub> =10 M ET H <sub>p</sub> =10 M POUR UN INDICE DE PLASTICITE DE 10, SEISME SIMQUICK ET DELTA 2,5.	63
FIGURE 5.7: DEPLACEMENT VS. FACTEUR DE REDUCTION DE LA PENTE 1,75H :1V, H <sub>p</sub> =10 M ET H <sub>p</sub> =10 M POUR UN INDICE DE PLASTICITE DE 20, SEISME SIMQUICK ET DELTA 2,5.	63
FIGURE 5.8: DEPLACEMENT VS. FACTEUR DE REDUCTION DE LA PENTE 1,75H :1V, H <sub>p</sub> =10 M ET H <sub>p</sub> =10 M POUR UN INDICE DE PLASTICITE DE 30, SEISME SIMQUICK ET DELTA 2,5.	64
FIGURE 5.9: DEPLACEMENT VS. FACTEUR DE REDUCTION DE LA PENTE 1,75H :1V, H <sub>p</sub> =10 M ET H <sub>p</sub> =10 M POUR UN INDICE DE PLASTICITE DE 40, SEISME SIMQUICK ET DELTA 2,5.	64
FIGURE 5.10: VARIATION DU COEFFICIENT DE SÉCURITÉ EN FONCTION DU COEFFICIENT SISMIQUE COMME SUGGÉRÉ PAR LA CARTE DU CENTRE HYDRIQUE DU QUÉBEC PENTE 1,75H :1V.	66

FIGURE 5.11: VARIATION DU COEFFICIENT DE SÉCURITÉ EN FONCTION DU COEFFICIENT SISMIQUE À LA BASE DÉTERMINÉ PAR LA MÉTHODE PSEUDO-SPECTRALE 1,75H :1V.....	70
FIGURE 5.12 : COMPARAISON ENTRE LES SURFACES DE RUPTURE DYNAMIQUE ET PSEUDO-SPECTRALE POUR LA PENTE 1,75H/1V, $H_D = H_P = 10$ M, $\Delta = 2,5$ , $I_P = 30$ ; (A) ZONE 3, (B) ZONE 4 ET (C) ZONE 5. ....	71
FIGURE 6.1 : DEPLACEMENT RESIDUEL POUR LA PENTE 1,75H:1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 10$ M EN FONCTION DU FACTEUR DE REDUCTION AVEC ET SANS BERME ( $I_P = 30$ ).....	74
FIGURE 6.2 : DEPLACEMENT RESIDUEL POUR LA PENTE 1,75H:1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 20$ M EN FONCTION DU FACTEUR DE REDUCTION AVEC ET SANS BERME ( $I_P = 30$ ).....	74
FIGURE 6.3 : COMPARAISON ENTRE LA SURFACE DE RUPTURE OBTENUE A PARTIR DES ANALYSES DYNAMIQUES AVEC (A) ET SANS BERME (B) POUR UNE PENTE DE 1,75H:1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 10$ .....	75
FIGURE 6.4 : COMPARAISON ENTRE LA SURFACE DE RUPTURE OBTENUE A PARTIR DES ANALYSES DYNAMIQUES AVEC (B) ET SANS BERME (A) POUR UNE PENTE DE 1,75H:1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 20$ .....	76
FIGURE 6.5: DEPLACEMENT RESIDUEL POUR LA PENTE 3,00H:1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 10$ M EN FONCTION DU FACTEUR DE REDUCTION AVEC ET SANS BERME ( $I_P = 30$ ).....	77
FIGURE 6.6 : DEPLACEMENT RESIDUEL POUR LA PENTE 3,00H :1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 20$ M EN FONCTION DU FACTEUR DE REDUCTION AVEC ET SANS BERME ( $I_P = 30$ ).....	77
FIGURE 6.7 : COMPARAISON ENTRE LA SURFACE DE RUPTURE OBTENUE A PARTIR DES ANALYSES DYNAMIQUES AVEC (A) ET SANS BERME (B) POUR UNE PENTE DE 3,00H:1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 10$ .....	78
FIGURE 6.8 : COMPARAISON ENTRE LA SURFACE DE RUPTURE OBTENUE A PARTIR DES ANALYSES DYNAMIQUES AVEC (A) ET SANS BERME (B) POUR UNE PENTE DE 3,00H:1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 20$ .....	79
FIGURE 6.9 : COMPARAISON ENTRE LES SURFACES DE RUPTURE OBTENUES A PARTIR DES ANALYSES AVEC SOILVISION ET FLAC D'UNE PENTE 1,75H:1V, $H_P = 10$ M ET $H_D = 10$ (A) ET $H_D = 20$ (B). 79	79
FIGURE 6.10 : COMPARAISON ENTRE LES SURFACES DE RUPTURE OBTENUES A PARTIR DES ANALYSES AVEC SOILVISION ET FLAC D'UNE PENTE 3,00H:1V, $H_P = 10$ M, $H_D = 10$ (A) ET $H_D = 20$ (B). ....	80



## Liste des tableaux

TABLEAU 2.1: VALEURS TYPQUES DU COEFFICIENT SISMIQUE ET DU FACTEUR DE SÉCURITÉ UTILISÉS EN PRATIQUE [ABRAMSON ET COLL., 2002].	12
TABLEAU 3.1 : LES ESSAIS IN-SITU ET AU LABORATOIRE UTILISÉS POUR DÉTERMINER LES PROPRIÉTÉS DYNAMIQUES DU SOL.	20
TABLEAU 3.2: RELATIONS RELIANT $V_s$ OU $G_{MAX}$ AUX PARAMÈTRES $E$ ET $\Sigma'_m$ , À FAIBLES DÉFORMATIONS POUR LES SOLS GRANULAIRES.	24
TABLEAU 3.3: RELATIONS RELIANT $V_s$ OU $G_{MAX}$ AUX PARAMÈTRES $OCR$ ET $\Sigma_m$ POUR LES SOLS COHÉRENTS	26
TABLEAU 3.4: COEFFICIENT DE POISSON POUR DIFFÉRENTS TYPES DE SOL (D'APRÈS SHARMA ET COLL., 1990)	28
TABLEAU 3.5: CLASSIFICATION DES ARGILES SENSIBLES SELON QUELQUES CHERCHEURS.	30
TABLEAU 4.1 : EXEMPLES DES PROPRIÉTÉS DE QUELQUES COUCHES D'ARGILE À DIFFÉRENTES PROFONDEURS POUR UN $C_{UNITSIAL} = 25$ KPA.	36
TABLEAU 4.2: VALEURS FOURNIES PAR LE CNB POUR LE SPECTRE DE CLASSE C ET LES VALEURS DÉTERMINÉES POUR LE SOL DE CLASSE A POUR LA VILLE DE TADOUSAC	38
TABLEAU 4.3: CAS ÉTUDIÉS SUR FLAC	42
TABLEAU 4.4 : ATKINSON ZONE 3, TROIS-RIVIÈRES PENTE 1,75H:1V	48
TABLEAU 4.5 : SIMQUICK ZONE 4, QUÉBEC PENTE 1,75H:1V	48
TABLEAU 4.6: SAGQC ZONE 3, CHICOUTIMI PENTE 1,75H:1V	48
TABLEAU 4.7 : ATKINSON ZONE 5, TADOUSAC PENTE 1,75H:1V	48
TABLEAU 4.8 : ATKINSON ZONE 3, TROIS-RIVIÈRES PENTE 3,00H:1V	48
TABLEAU 4.9 : SIMQUICK ZONE 4, QUÉBEC PENTE 3,00H:1V	49
TABLEAU 4.10 : SAGQC ZONE 3, CHICOUTIMI PENTE 3,00H:1V	49
TABLEAU 4.11: ATKINSON ZONE 5, TADOUSAC PENTE 3,00H:1V	49
TABLEAU 5.1: COEFFICIENT SISMIQUE ADOPTÉ PAR HYDRO-QUEBEC (1998)	58
TABLEAU 5.2: SPECTRE D'ACCELERATION ET PGA A LA SURFACE POUR UN SOL DE CLASSE C ET AU ROCHER POUR LES REGIONS CONSIDÉREES, SELON LA COMMISSION GEOLOGIQUE DU CANADA (2005)	58
TABLEAU 5.3: RÉSULTATS DE $K_H$ À LA BASE POUR LA PENTE 1,75H : 1V ET $HD = 10$ M ET 20 M	67
TABLEAU 5.4: RÉSULTATS DE $K_H$ À LA BASE POUR LA PENTE 3,00H : 1V ET $HD = 10$ M ET 20 M	67

TABLEAU 5.5: RÉSULTATS DE $K_H$ À LA SURFACE POUR LA PENTE 1,75H :1V ET $H_D = 10M$ ET 20 M	68
TABLEAU 5.6: RÉSULTATS DE $K_H$ À LA SURFACE POUR LA PENTE 3,00H :1V ET $H_D = 10M$ ET 20 M	.68
TABLEAU 6.1 : RESUME DES CAS ETUDIES.....	73
TABLEAU 6.2: RÉSUMÉ DES RÉSULTATS D'ANALYSE SUR SOILVISION .....	78
TABLEAU 6.3 : RESULTATS DE L'ANALYSE PARAMETRIQUE .....	81

## Résumé

Les pentes ont toujours été un sujet de discussion pour les ingénieurs en géotechnique. Leurs stabilités étant d'une importance majeure, puisque leur effondrement peut causer la perte d'incalculables et précieuses vies humaines. C'est l'une des raisons qui nous a poussé à étudier la sécurité des pentes.

Dans ce projet, on a essayé de se concentrer sur les sols fins et plus précisément les argiles, pour voir l'effet de la variation de l'indice de plasticité sur la stabilité dynamique des pentes et des remblais construits sur des dépôts d'argile. On a aussi essayé d'étudier l'effet de la variation des zones sismiques au Québec (zone 3, 4 et 5) sur la stabilité des pentes face à des séismes de différentes caractéristiques. Alors, pour ce faire, plus que 2000 simulations numériques ont été réalisées sur un logiciel de calcul dynamique, FLAC, afin d'étudier le comportement de différentes pentes de 10 et 20 m d'épaisseur de dépôt (avec une hauteur de pente constante de 10 m) qui présentent une augmentation de cohésion de couche en sous-couche ( $\Delta$ ) de 1,5, 2 et 2,5.

La méthode pseudo-spectrale (récemment développée à l'université de Sherbrooke), qui se présente comme remplaçante à la méthode pseudostatique, a été utilisée pour comparer ses résultats avec ceux de la littérature et ensuite pouvoir la valider. L'effet de l'ajout d'une berme sur la stabilité dynamique a été également étudié.

**Mots clés :** stabilité de pente, dynamique, indice de plasticité, zone sismique, argile, pseudo-spectrale, berme.

# CHAPITRE 1. INTRODUCTION

---

Les sols argileux au Québec se trouvent dans les parties les plus habitées du territoire, notamment dans la vallée du Saint-Laurent, la vallée de l'Outaouais et la région du Saguenay-Lac-Saint-Jean. Le glissement de terrain important qui s'est produit à Saint-Adelphe lors du séisme de Saguenay en novembre 1988 a marqué l'histoire du Québec. Un talus de 8 m de haut, s'est trouvé en bordure d'un petit ruisseau et situé à environ 175 km de l'épicentre du séisme de Saguenay, avait subi un glissement de terrain. L'étude de la stabilité de pente étant importante, donc il faut bien choisir la méthode à utiliser pour avoir les meilleurs résultats et pas avoir ce genre de situation [BUSTAMANTE M, 2010].

D'une part, l'analyse de stabilité par la méthode pseudostatique peut être utilisée de manière directe et, par conséquent, son utilisation dans la pratique de l'ingénierie est attrayante. L'ampleur du coefficient sismique appliqué à la masse glissante pour représenter l'effet déstabilisant du tremblement de terre est un élément essentiel de la procédure [Es-sanhajy et al 2014]. Cependant, le choix des coefficients sismiques utilisés dans l'analyse semble être arbitraire et, en général, manque de justification. Le facteur de sécurité qui aboutit de cette méthode n'est pas défini clairement non plus. La sélection de la valeur du coefficient sismique utilisé dans l'analyse de la stabilité de la pente pseudostatique devrait être basée sur le risque sismique et la quantité de

déplacement sismique qui constitue une performance satisfaisante pour le projet. Le coefficient sismique devrait avoir une base rationnelle qui dépend du danger sismique et de la quantité admissible de déplacement permanent calculé par séisme avec les dimensions de la pente ou la structure étudiée.

Pour ces raisons, une nouvelle méthode d'analyse, appelée méthode pseudo-spectrale, a été développée qui va prendre en compte les variations du coefficient sismique avec la variation de la profondeur, tout en gardant les points positifs de la méthode pseudostatique. FLAC, un programme bidimensionnel de différences finies explicites développé par le groupe Itasca pour les calculs de mécanique d'ingénierie, a été utilisé pour effectuer les analyses dynamiques. Le comportement du sol a été modélisé par la relation constitutive de Mohr-Coulomb.

D'autre part, connaître l'indice de plasticité du sol pour une pente est très important d'un point de vue de stabilité parce que cet indice est relié à la consistance et est en relation avec la résistance du sol en question. Cela est particulièrement important pour les sols argileux puisque le module de cisaillement et la résistance au cisaillement changent considérablement avec le changement de la teneur en eau. Un changement de la teneur en eau implique un changement de l'indice de plasticité (puisque l'indice de plasticité mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique). Par exemple, un incrément de 1% de la teneur en eau d'une argile plastique de Néogène, produit une diminution de 15% de la résistance au cisaillement (Zaruba et Mencl, 1982). Et donc, l'étude des effets de l'indice de plasticité sur la stabilité est d'une importance majeure.

Dans ce mémoire, on passera en revue des méthodes utilisées pour les analyses dynamiques des pentes (dont l'analyse pseudostatique) et les propriétés qui interviennent dans la dynamique des sols. L'effet de l'indice de plasticité sur la stabilité sera mis en valeur ainsi que l'effet de la zone sismique et les paramètres de la pente. Un examen de l'effet de l'ajout d'une berme sur la stabilité sera aussi illustré.

Cette étude est réalisée avec la coopération et sous la direction du laboratoire des chaussées, service de la géotechnique et de la géologie du ministère des transports du Québec.

# CHAPITRE 2. LES MÉTHODES D'ANALYSE DE STABILITÉ DYNAMIQUE DES PENTES

---

Ce chapitre, passe en revue les principales méthodes proposées dans la littérature pour l'analyse de stabilité dynamique des pentes. Cette revue présentera quelques méthodes développées impliquant la stabilité sismique et les calculs de déformations pour déterminer les facteurs de sécurité. Une comparaison de quelques méthode d'analyse faites par plusieurs chercheurs aura lieu, ainsi qu'un résumé de quelques méthodes d'analyse de stabilité des pentes existantes. Une description des différentes méthodes et outils utilisés dans ces analyses sera illustrée.

## **2.1 Les méthodes basées sur le calcul de déformations**

L'analyse de stabilité d'une pente dépend de plusieurs facteurs et nécessite la détermination d'un ensemble de données. Des informations sur les caractéristiques géologiques, géométriques et sur les propriétés des matériaux sont nécessaires pour pouvoir réaliser une évaluation complète et rigoureuse. Les analyses peuvent être réalisées en condition statique ou dynamique selon le type de sollicitation auquel la pente est soumise.

Les principales procédures d'analyses de stabilité dynamique des pentes seront passés en revue dans la suite de ce chapitre.

### 2.1.1 Méthode de déplacement de Newmark

Newmark (1965) a développé une méthode basée sur les déplacements pour prévoir sismiquement les déformations permanentes induites dans les pentes. Newmark a fait une analogie entre le sol dans une pente potentiellement instable et un bloc rigide reposant sur un plan incliné, comme illustré à la figure 2.1.

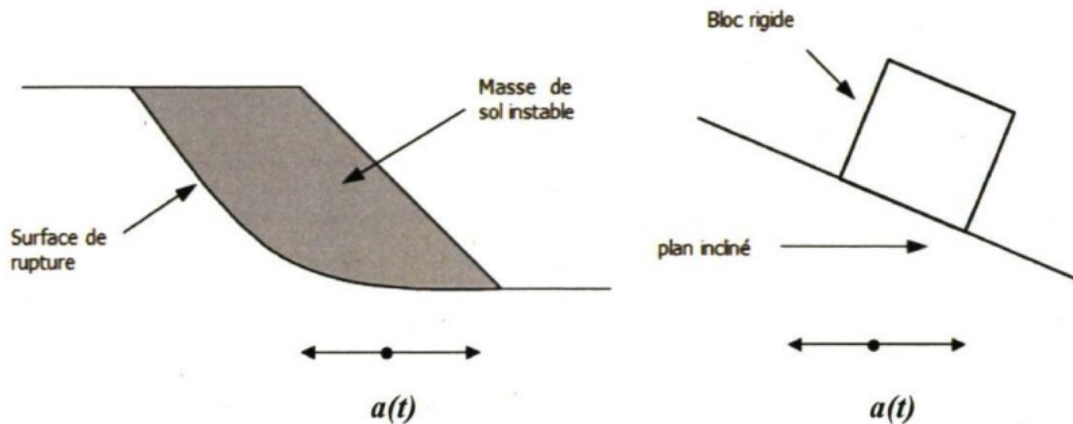


Figure 2.1: Analogie entre une pente instable et un bloc rigide sur un plan incliné (Newmark 1965)

La méthode est une extension de la méthode d'intégration directe de Newmark proposée à l'origine par Nathan M. Newmark en 1943. Elle a été appliquée au problème du bloc coulissant dans une conférence qu'il a prononcée en 1965 lors de la 5ème Conférence Rankine de British Geotechnical Association à Londres et publiée plus tard dans la revue scientifique Géotechnique de l'Association (Newmark 1965). L'extension doit beaucoup à Nicolas Ambraseys dont la thèse de doctorat (Ambraseys, 1958) sur la stabilité sismique des barrages terrestres à l'Imperial College de Londres en 1958 a servi de base à la méthode.

Selon Kramer (Kramer 1996), la méthode de Newmark est une amélioration par rapport à la méthode pseudo-statique traditionnelle qui a considéré l'échec de la pente sismique uniquement dans des conditions limites et fournit des informations sur l'état d'effondrement mais aucune information sur les déformations induites. La nouvelle méthode souligne que lorsque le FOS devient inférieur à 1, la rupture ne se produit pas nécessairement car le temps pour lequel cela se produit est très court. Cependant, chaque fois que le FOS tombe au-dessous de l'unité, des déformations permanentes se produisent qui s'accumulent chaque fois que le FOS reste inférieur à 1. La méthode suggère en outre qu'une masse défaillante de la pente peut être considérée

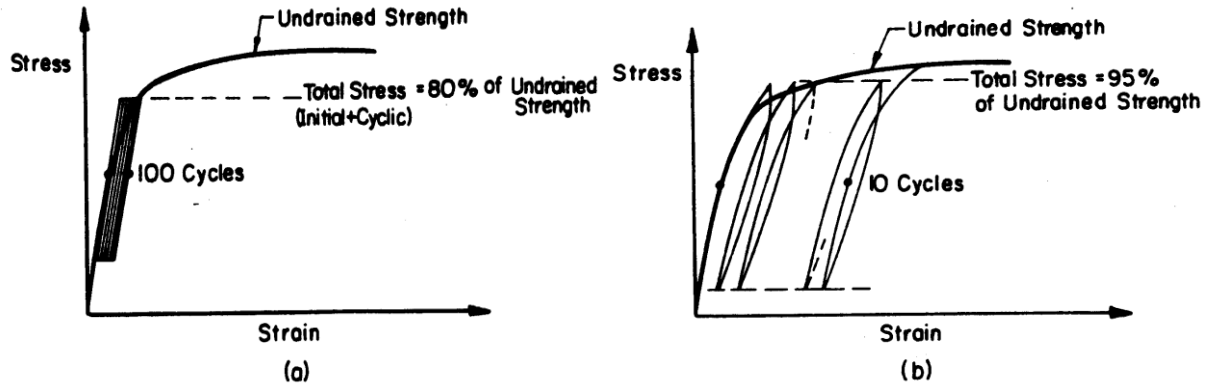


Figure 2.2: Définition de la résistance dynamique limite non-drainée (a) pour 100 cycles (b) pour 10 cycles (Makdisi-Seed, 1978).

comme un bloc de glissement de masse (et donc bloc coulissant ou glissant) sur une surface inclinée uniquement lorsque la force inertielle (accélération x masse) agissant sur elle est égale ou supérieure à la force requise pour provoquer un glissement.

À la suite de ces hypothèses, la méthode suggère que chaque fois que l'accélération (c.-à-d. la charge sismique) est supérieure à l'accélération critique requise pour provoquer la rupture, qui peut être obtenue à partir de la méthode pseudo-statique traditionnelle, des déplacements permanents se produiront. La grandeur de ces déplacements est obtenue en intégrant deux fois (l'accélération est la deuxième dérivée de la position), la différence de l'accélération appliquée et l'accélération critique par rapport au temps.

En représentant la masse potentiellement instable de sol comme un bloc rigide, on suppose que le sol au-dessus de la surface de rupture n'a pas de déformations internes. Cette condition du matériel rigide implique que la résistance au cisaillement du sol est mobilisée uniquement le long du plan de rupture critique.

En analysant les conditions dans lesquelles le bloc serait à l'équilibre, Newark, a prouvé que les déplacements permanents se produiraient quand un certain niveau de l'accélération est dépassé. Il calcule l'accélération critique,  $a_y$ , qui est l'accélération pseudo-statique minimale exigée pour rendre le bloc instable suivant l'équation (3.1).

$$a_y = k_y g \quad (3.1)$$



Où  $k_y$ , est le coefficient sismique critique et  $g$  est l'accélération gravitationnelle. Le coefficient sismique critique,  $k_y$ , dépend du coefficient sismique horizontal donnant un coefficient de sécurité égal à 1.0 pendant une analyse pseudo-statique. Le coefficient sismique vertical est négligé parce que la force pseudo-statique verticale n'influence pas de manière significative le coefficient de sécurité.

### **2.1.2 Méthode de Makdisi et Seed**

Cette méthode (Makdisi-Seed 1978) se base sur la méthode des déplacements de Newmark pour le calcul des déformations permanentes mais elle est basée sur la réponse dynamique d'une pente au lieu d'un comportement de corps rigide comme proposé par Seed et Martin (1966). Elle considère que la rupture se fait sur une surface bien définie et que le matériau se comporte élastiquement à des niveaux de contraintes proche de la rupture mais présente un comportement parfaitement plastique après la limite de rupture. La méthode comprend les étapes suivantes :

1. Évaluation d'une accélération limite,  $k_y$ , i.e. une accélération à laquelle une surface de glissement potentielle développera un facteur de sécurité égale à l'unité. Les valeurs de l'accélération limite sont fonction de la géométrie du remblai, les propriétés non-drainée du matériau (ou la valeur diminuée durant la sollicitation) et la position de la masse potentiellement instable. Le matériau dans ce cas a une résistance cyclique limite de 90% de sa résistance non-drainée statique et comme le montre la figure 2.2.a, l'application de 100 cycles de contraintes au-delà de 80% de la résistance non-drainée résulte essentiellement en un comportement élastique avec des faibles déformations permanentes. L'application de 10 cycles de contraintes égale à 95% de la résistance non-drainée statique a mené à des déformations permanente substantielle.
2. Utilisation du graphe de la figure 2.3.a qui présente la variation de l'accélération maximale avec la profondeur pour avoir le rapport  $k_{max}/u_{max}$  pour un  $y/h$  connu, où  $k_{max}$  est l'accélération moyenne maximale pour une masse potentielle de glisser s'étendant jusqu'à la profondeur  $y$  et dont la hauteur est  $h$  et  $u_{max}$  est l'accélération maximale à la crête.
3. Évaluation de  $k_{max}$  à partir des accélérations induites dans le remblai en utilisant des analyses de réponse dynamique. Des méthodes par éléments finies en utilisant les

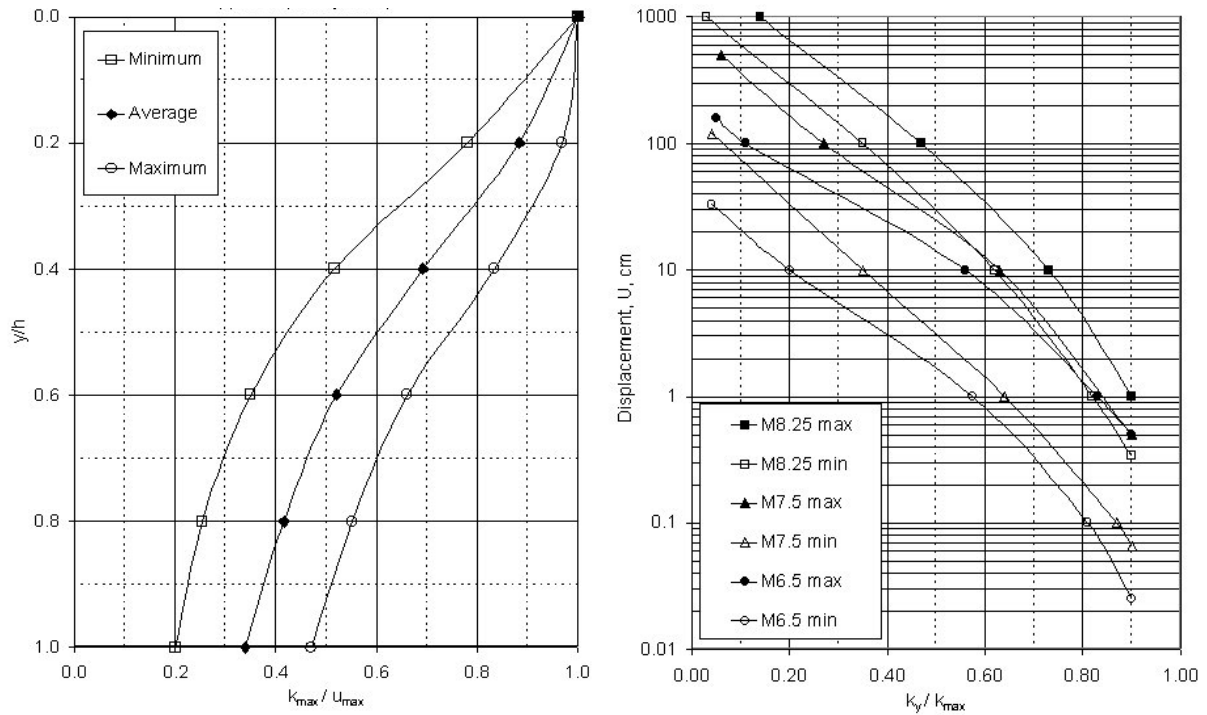


Figure 2.3:(a)variation du taux de l'accélération maximale avec la profondeur de la masse glissante. (b) variation des déplacements permanents avec l'accélération induite.

(Damengineer.com)

propriétés du sol peuvent être utilisées pour le calcul des accélérations en fonction du temps. Pour une masse de sol donnée potentielle de glisser, quand l'accélération induite dépasse l'accélération limite calculée,  $k_y$ , les mouvements sont supposés de prendre lieu le long de la direction de rupture plane et la magnitude de déplacement est évaluée par une procédure de simple ou double intégration.

4. Évaluation des déplacements grâce à la figure 2.3.b qui présente la variation des déplacements permanents avec l'accélération induite (Makdisi-Seed 1978).

### 2.1.3 Méthode de Kramer et Smith

Pour développer une méthode d'analyse de stabilité sismique des pentes simple et pratique qui tient compte de la réponse dynamique de la pente et des effets de déplacement permanent, une version modifiée de l'analyse Newmark a été développée par Kramer et Smith (Kramer-Smith, 1997). Dans la méthode modifiée de Newmark, le bloc rigide unique classique de Newmark est remplacé par deux ou plusieurs blocs reliés entre eux par des ressorts et amortisseurs. Les

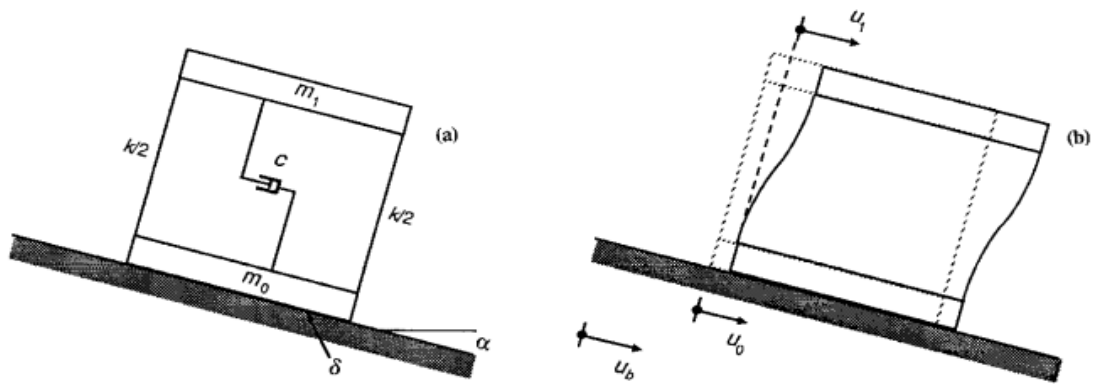


Figure 2.4: Modèle de Newmark: (a) Illustration schématique; (B) Notation utilisée pour décrire les déplacements du modèle modifié de Newmark. (Kramer-Smith, 1997)

masses, les constantes de ressort, et les coefficients d'amortissement peuvent être choisis pour se rapprocher des caractéristiques dynamiques d'une masse de rupture potentielle.

La méthode modifiée de Newmark est le plus facilement illustrée dans sa forme à deux masses ; l'extension des masses supplémentaires étant simple. Dans la forme à deux masses, la masse totale du matériau au-dessus d'une surface de rupture potentielle,  $m$ , "est divisé en deux masses distinctes (figure 2.4). La masse inférieure repose sur un plan incliné avec un angle d'interface de friction  $\delta$ . La partie supérieure de la masse est reliée à la masse inférieure par un ressort de raideur  $k$  et un amortisseur de coefficient  $c$ . La répartition de la masse totale entre les masses supérieures et inférieures est décrite par le rapport de masse (3.2).

$$M_r = \frac{m_1}{m_t} = \frac{m_1}{m_0 + m_1} \quad (3.2)$$

La figure 2.4.b (b) illustre la notation utilisée pour décrire l'important déplacement du modèle Newmark modifié. Le déplacement du plan de base est  $U_b$ , le déplacement de la tige masse par rapport à la masse inférieure est notée  $U_b$  et le déplacement permanent de la masse inférieure par rapport à la base avion est  $U_0$ .

La partie supérieure du bloc, le ressort et l'amortisseur représentent un système à un seul degré de liberté avec le bloc inférieur comme base. Sa réponse dépend donc du déplacement absolu du bloc inférieur. L'équation du mouvement pour le bloc supérieur est

$$m_1 \ddot{u}_1 + c \dot{u}_1 + k u_1 = -m_1 (\ddot{u}_b + \ddot{u}_0) \quad (3.3)$$

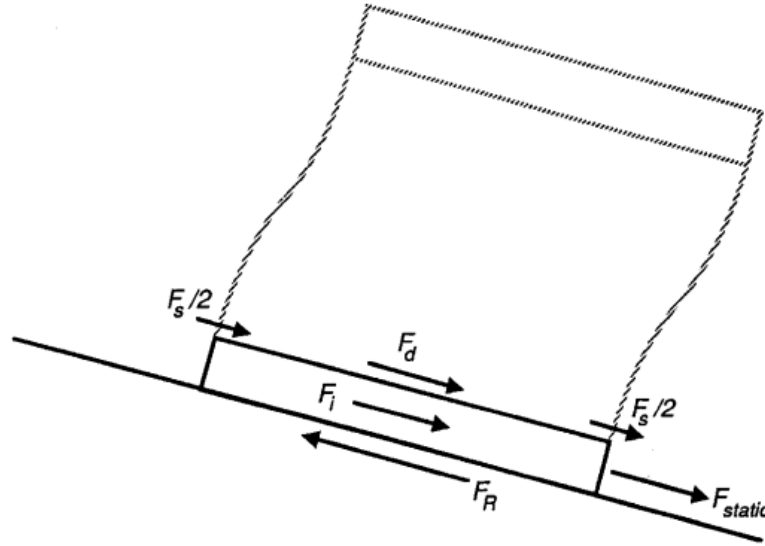


Figure 2.5: Forces agissant sur le bloc inférieur du modèle modifié de Newmark (Kramer-Smith, 1997).

Comme cela est illustré sur la figure 2,5, le bloc inférieur est sollicité par une force statique  $F_{statique}$ , une force de ressort  $F_S$ , une force d'amortissement  $F_d$ , une force inertielle  $F_i$ , et une force de résistance. Ces forces peuvent être regroupées en une force motrice  $F_D$  et une force résistante  $F_R$ . L'entraînement la force peut être exprimé sous la forme

$$F_D = F_S + F_d + F_i = (m_0 + m_1)g \sin \alpha + ku_1 + cu_1 - m_0(\ddot{u}_b + \ddot{u}_0) \quad (3.4)$$

La force de résistance disponible dépend de la force normale entre le bloc inférieur et le plan, c.à.d.

$$F_R = N \tan \delta \quad (3.5)$$

La force normale peut varier avec le temps due aux composantes du mouvement sismique du sol qui agissent perpendiculairement au plan incliné. Le déplacement permanent commence lorsque la force motrice dépasse la force de résistance disponible ( $F_D > F_R$ ). Le déplacement permanent va continuer à augmenter jusqu'à ce que la force motrice chute en dessous de la force de résistance assez longtemps pour que la vitesse absolue du bloc inférieur corresponde à celle du plan (ou jusqu'à ce que la vitesse relative,  $U_o = 0$ ). Ces déplacements peuvent être calculés en intégrant le double de l'accélération de la masse inférieure produite par la conduite déséquilibrée et les forces de résistance par la même manière utilisée dans l'analyse conventionnelle de Newmark.

Concernant l'applicabilité de la méthode modifiée de Newmark, cette dernière fournit un outil d'évaluation des déplacements permanents de pente dans les tremblements de terre qui est assez utile et pratique. Elle produit des déplacements permanents qui sont compatibles avec ceux produits par des analyses de réponse dynamique non linéaire qui sont plus compliquées et qui prennent plus de temps sur une large gamme de conditions de pente et de tremblements de terre.

La méthode modifiée de Newmark calcule rigoureusement, mais elle fait une approximation de la masse glissante comme étant un système discret. De telles approximations sont courantes dans le sol et la dynamique des structures et, lorsqu'elles sont effectuées en tenant dûment compte du comportement de la pente, elles sont acceptables pour l'estimation de déplacements permanents de pente. Pourtant, les exceptions possibles comprennent les pentes avec une géométrie particulièrement complexe et les pentes avec des variations spatiales extrêmes de masse et de rigidité. Ces pistes sont mieux analysées par des analyses de réponse dynamique non linéaire.

Comme l'analyse de Newmark, la méthode modifiée présentée ici suppose que les déplacements permanents de la pente se produisent sur une surface de rupture localisée. Ces hypothèses sont tout à fait raisonnables pour les talus et de nombreux types de pentes, mais peuvent ne pas être valables pour certaines pentes. Dans de tels cas, l'ampleur et la structure des déplacements permanents devraient être estimées par la réponse dynamique non linéaire des analyses.

#### **2.1.4. Évaluation de quelques méthodes de calcul de déformations**

Farshid (Farshid et al. 2013) a essayé de faire une comparaison entre quelques méthodes utilisées pour le calcul des déformations dans les pentes. Les méthodes comparées sont les suivantes :

Newmark (1965); Sarma (1975); Franklin and Chang (1977); Makdisi and Seed (1978); Hynes-Griffin and Franklin (1984); Ambraseys and Menu (1988); Yegian et al. (1991); Watson-Lamprey and Abrahamson (2006); Bray and Travararou (2007); Jibson (2007) et Saygili and Rathje (2008).

La méthode qui a été utilisée pour l'évaluation de la méthode simplifiée de la masse glissante se base sur une comparaison des valeurs prédites avec les valeurs réelles qui ont été observées lors

d'événements sismiques. Par conséquent, des comparaisons séparées doivent être faites pour les modèles qui ont été développés sur la base de prédiction de valeur moyenne avec ceux qui ont été développés sur la base de prévisions de limite supérieure. Dans les analyses qui ont été effectuées, les modèles suivants ont été caractérisés comme limite supérieure parmi les modèles de prédiction: Newmark (1965), Franklin et Chang (1977), et Hynes-Griffin et Franklin (1984). Les autres modèles qui ont été évalués ont été caractérisés comme modèles de prédiction de valeur moyenne.

Depuis l'introduction de la méthode de Newmark (1965) du bloc coulissant, de nombreux modèles de blocs coulissants simplifiés ont été proposés. Farshid a essayé de faire un examen approfondi de la littérature existante qui rassemble et organise un grand nombre de modèles de blocs coulissants simplifiés, afin de rendre ces équations empiriques plus accessibles pour les ingénieurs. Des analyses ont également été effectuées pour évaluer la précision relative d'un certain nombre de modèles de blocs coulissants simplifiés existants pour prédire les déplacements induits par les tremblements de terre dans les barrages et les digues dans le milieu d'étude.

Pour accomplir cette tâche, quinze modèles de blocs coulissants simplifiés ont été évalués en comparant les prédictions du modèle avec les déplacements réels qui ont été observés après un tremblement de terre dans 122 cas d'antécédents de barrages et de remblais. Les résultats de ces comparaisons indiquent que, pour tous les modèles de blocs coulissants simplifiés, les prédictions modulaires du déplacement étaient **inférieures** au déplacement observé pour une grande majorité des cas analysés. Cette observation était vraie pour les modèles de prédiction de la valeur moyenne et les modèles de prédiction de la limite supérieure.

La différence entre les déplacements observés et prédits était relativement grande (supérieure à 1 m) pour un pourcentage significatif de la totalité des cas examinés (environ 70%). Les erreurs de prédiction de la magnitude du séisme ont aussi une conséquence significative par rapport à la performance après le tremblement des barrages et les concepteurs utilisant ces méthodes doivent être conscients du potentiel relatif des différents modèles simplifiés pour la définition des déplacements. Les formes et les positions de la distribution de l'erreur relative, pour toutes les histoires de cas analysées, étaient généralement similaires aux formes et aux positions des répartitions d'erreur relative pour les cas où les déplacements observés étaient dans la gamme intermédiaire (c'est-à-dire le déplacement observé était entre 0.01 m et 1 m). Par conséquent, les

Tableau 2.1: Valeurs typiques du coefficient sismique et du facteur de sécurité utilisés en pratique  
[Abramson et coll., 2002].

Coefficient sismique	Remarques
0,10	Séisme majeur, F.S.>1,0
0,15	Grand séisme, F.S.>1,0
0,15-0,25	Japon, F.S.>1,0
0,05-0,15	État de la Californie
0,15	Seed (1979), F.S.>1,15 et une réduction en résistance de 20%
1/3-1/2 PGA	Marcuson et Franklin (1983), F.S.>1,0

Tableau 2.2 : classification des méthodes selon leurs précisions

Méthodes	Classement
Bray and Travasarou (2007)	1
Newmark (1965)	2
Hynes-Griffin and Franklin (1984)	3
Franklin and Chang (1977)	4
Makdisi and Seed (1978)	5
Sarma (1975)	6
Yegian et al. (1991)	7
Saygili and Rathje (2008)	8
Jibson (2007)	9
Ambraseys and Menu (1988)	10
Watson-Lamprey and Abrahamson (2006)	11

modèles peuvent présenter le même comportement pour les cas de petites et grandes déformations que pour les cas dans la gamme intermédiaire de déformation, à condition qu'une approche basée sur le pourcentage telle que l'erreur relative soit utilisée pour comparer les résultats de différents modèles.

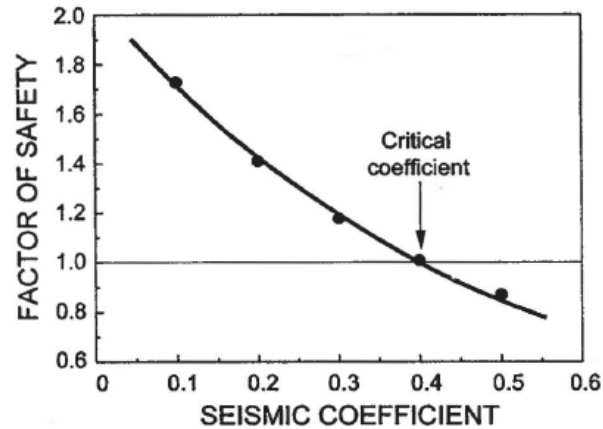


Figure 2.6: Exemple de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique horizontal [Abramson et coll., 2002].

Le tableau 2.2 donne une classification des méthodes étudiées par Farshid, selon les résultats qu'il a établi, en se basant sur les précisions des méthodes à retrouver les mêmes déplacements observés en réalité. On peut voir que la méthode de Bray (2007) se trouve être la plus précise pendant que celle de Watson et al (2006) se trouve être la moins précise. C'est résultats restent vrais pour les cas qu'il a étudié et peut donner des résultats différents pour d'autres cas.

## 2.2. La méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique a été utilisée pour évaluer la stabilité sismique de barrages en remblai et en enrochement et les pentes depuis plus de 60 ans. Malgré ses limites et imprécisions (voir la partie 2.2.2), cette méthode reste largement utilisée dans la pratique du génie.

### 2.2.1 Principe

Depuis les années vingt, la méthode pseudo-statique a été considérée comme le moyen le plus simple pour évaluer la stabilité sismique des structures en terre, mais c'est bien Terzaghi qui l'a explicitement utilisée pour la première fois pour analyser une pente sous un chargement sismique en 1950 [Kramer, 1996]. La mise en œuvre de la méthode est simple et elle se résume dans l'application des forces sismiques « statiques » verticales et horizontales. Ces forces simulent les forces d'inertie potentielles dues au mouvement sismique. Elles sont supposées proportionnelles au poids de la masse de la partie instable ; on multiplie le poids de la masse par un coefficient sismique vertical et horizontal,  $k_v$  et  $k_h$ , pour obtenir la force verticale et horizontale, respectivement [Abramson et al., 2002].



Dans la plupart des cas, la force sismique verticale est supposée égale à zéro ( $k_v=0$ ) et seulement la force horizontale est considérée dans l'analyse. Quant à la surface de glissement critique : l'analyse statique est faite (à l'aide des méthodes conventionnelles) en déterminant la surface la plus critique (puisque c'est la surface la plus sollicitée) puis l'analyse est refaite en utilisant les forces sismiques. Toutefois, plusieurs surfaces de rupture d'essai peuvent être investiguées pour déterminer le facteur de sécurité minimal.

De ce qui précède, la méthode est assez simple et directe. Par contre, la difficulté de cette méthode provient de la sélection du coefficient sismique utilisé. Le coefficient sismique dépend de : l'intensité du séisme, la durée du tremblement et le contenu fréquentiel. Le tableau ci-dessus montre des valeurs typiques du coefficient sismique ainsi que du facteur de sécurité utilisées en pratique.

Comme le montre le tableau 2.1, jusqu'à maintenant il n'y a pas de règles spécifiques pour la sélection d'un coefficient sismique approprié pour la conception. Cependant, les différents critères de sélection indiquent que le coefficient sismique devrait se baser sur le niveau prévu d'accélération dans la masse de défaillance et doit correspondre à une fraction du pic anticipé d'accélération.

Les résultats de l'analyse pseudo-statique sont préférablement présentés dans un graphique liant le coefficient sismique horizontal et le facteur de sécurité comme celui montré à la figure 2.6. De ce graphe on peut déterminer le coefficient critique (l'accélération à la limite élastique)  $k_y$  qui correspond à un facteur de sécurité égale à l'unité. Ce graphe est tracé pour la surface critique de glissement déterminé de la condition statique [Abramson et al., 2002].

### **2.2.2 Critiques de la méthode pseudo-statique**

Ces critiques peuvent être résumées comme suit :

- La méthode Pseudo-statique ne tient pas compte de l'effet de fatigue ou de perte de résistance dû à l'accumulation des cycles.
- Le choix du coefficient pseudo-statique  $k_h$  ne se conforme pas à une règle générale bien définie et demeure relativement complexe si on veut qu'il tienne compte des paramètres sismiques.

- Le facteur de sécurité pseudo-statique, à partir duquel il est possible de conclure que l'ouvrage est sécuritaire ou non, n'est également pas défini de manière claire.
- Dans la méthode pseudo-statique, le mouvement sismique est remplacé par une force d'inertie en rapport avec la séismicité de la région où se trouve l'ouvrage mais sans référence à l'ouvrage même et à ses conditions de fondation. La méthode pseudo-statique ne tient pas compte de la réponse dynamique de la fondation et de l'ouvrage, à savoir si le tremblement de terre transporte beaucoup ou peu d'énergie dans la bande de fréquence proche de la fréquence naturelle de la fondation ou de l'ouvrage.

### **2.3. Un petit aperçu sur la méthode des différences finis**

La méthode de différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites. La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement.

Le développement de la méthode de différence ou éléments finis a commencé au début du vingtième siècle. Mais, Jonathan Turner à Boeing au cours de la période 1952-1964 est la première personne qui a commencé à utiliser la méthode en usage quotidien. Il a généralisé et perfectionné la méthode Direct Stiffness (DSM), et Boeing y a engagé des ressources. Il a supervisé le développement des premiers éléments finis basés sur le continuum, la création conséquente et l'expansion du DSM, et sa première application aux problèmes non linéaires. En plus de Turner, les principaux contributeurs à la pratique actuelle sont : B. M. Irons; R. J. Melosh, qui a reconnu le lien de Rayleigh-Ritz et systématisé la dérivation variationnelle des éléments de rigidité; et E. L. Wilson, qui a développé le premier logiciel FEM et logiciel matriciel open source.

L'approche en différences finies utilisée dans FLAC (voir 2.4.1) est basée sur la méthode de Wilkins [1964] et permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments de forme quelconque. On peut donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis, avec des éléments triangulaires à 3 nœuds.

Dans la méthode des différences finies, toute dérivée présente dans le système d'équations est directement remplacée par une expression algébrique écrite en termes de variations en des lieux

discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement aux éléments finis pour lesquels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif.

L'utilisation de la méthode des éléments finis comme approche d'analyse dans les problèmes de stabilité de pente possède de nombreux avantages comparativement aux méthodes d'équilibre limite traditionnelles (méthode des tranches, méthode de Bishop modifiée, etc.).

Ces avantages peuvent se résumer dans le fait qu'il n'y a aucune hypothèse effectuée par rapport à la forme et à la position de la surface de rupture et aucune hypothèse omise quant à la direction des forces. En plus, la méthode des éléments finis permet d'avoir des informations précises sur le niveau de déchargement si les paramètres du sol sont définis avec précision et permet également de voir la progression de la rupture de l'ouvrage ou de la fondation. Beaucoup de logiciels utilisent la méthode des différences finies pour la résolution des problèmes tel que Slope, Plaxis, etc.

## **2.4. Logiciels de calcul dynamique**

Quelques programmes d'éléments finis ou de différences finies peuvent être utilisés pour évaluer la réponse dynamique des ouvrages en remblai. Parmi ces programmes, on peut citer FLAC (Itasca, 2010) et Pro-Shake (EduPro Civil Systems, 2017). Une petite description est donnée ci-après.

### **2.4.1 FLAC (Itasca, 2010)**

FLAC est un programme de différences finies qui sera utilisé dans cette étude afin de réaliser les différentes simulations, statique, pseudo-statique et dynamique. FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel de modélisation numérique pour l'analyse géotechnique avancée du sol, les roches, les eaux souterraines, et l'appui au sol en deux dimensions. FLAC est utilisé pour l'analyse, le test et la conception par des ingénieurs civils et géotechniques plus précisément. Il est conçu pour accueillir tout type de projet d'ingénierie géotechnique qui nécessite une analyse de continuum.

FLAC utilise une formulation de différence finie explicite qui peut modéliser des comportements complexes, tels que les problèmes qui se composent de plusieurs étapes, les grands déplacements et déformations, le comportement des matériaux non-linéaires, ou des systèmes instables (même cas de rendement / échec sur de grandes surfaces, ou l'effondrement total).

FLAC est l'un des logiciels les plus performants en analyse dynamique. D'ailleurs, le logiciel est utilisé par les ingénieurs-conseils et des scientifiques à travers le monde entier (des milliers de licences utilisées par l'industrie dans le monde entier, les universités et les organismes gouvernementaux), il contient un grand dépôt d'exemples et validations, avec plus que 1000 d'articles de publiés et des documents de conférence et donne des solutions physiques réalistes. Pour ces raisons, Flac a été jugé le meilleur logiciel à utiliser pour mes analyses au laboratoire de géotechnique de l'université de Sherbrooke.

### **2.4.2 Pro-Shake (EduPro Civil Systems, Inc.)**

Proshake est un logiciel qui permet de réaliser l'analyse unidimensionnelle de la réponse linéaire équivalente du sol. Le modèle linéaire équivalent de Seed et Idriss (1970) est intégré dans ce logiciel pour effectuer les calculs. Le modèle proposé par Dobry et Vucetic (1987) est utilisé pour l'analyse des couches argileuses.

### **2.4.3 SVSLOPE (Soilvision, 2009) (SVSLOPE Manual)**

SVSLOPE est un programme d'analyse de la stabilité des pentes développé par SoilVision Systems. Le logiciel est conçu pour analyser les pentes en utilisant à la fois « la méthode des tranches » classique ainsi que les nouvelles méthodes basées sur les contraintes. Le programme est utilisé dans le domaine du génie civil pour analyser les digues, les barrages en terre, les pentes naturelles et les bassins de résidus. Le logiciel utilise des méthodes de recherche avancées pour déterminer la surface de rupture critique

Les problèmes de stabilité des pentes en ingénierie géotechnique et géo-environnementale impliquent la résolution d'équations d'équilibre de la force et du moment. Ceci est traditionnellement accompli par la méthode traditionnelle des techniques de tranches ou des méthodes plus progressives basées sur les contraintes. SVSLOPE met en œuvre une grande variété de méthodes d'équilibre limite ainsi que des méthodes plus récentes basées sur les contraintes. Les méthodes classiques de Bishops, Sarma, Spencers, Morgenstern-Price et GLE sont implémentées.

La méthode des tranches consiste à calculer les forces à la base de chaque tranche par le poids de la tranche et sa hauteur. Les techniques les plus récentes basées sur les contraintes utilisent la méthode des éléments finis afin de calculer des informations plus détaillées relatives aux

contraintes dans la pente. Avec l'approche par éléments finis, il est possible de représenter des conditions de contraintes plus complexes dans la pente.

L'utilisateur entre la géométrie, les propriétés du matériau et les contraintes d'analyse (telles que les méthodologies de recherche) via une interface utilisateur graphique. Les résultats peuvent également être visualisés dans le contexte d'une interface utilisateur graphique. Le facteur de sécurité pour une surface de rupture spécifique est calculé comme les forces entraînant une défaillance le long de la surface divisée par la résistance au cisaillement des sols le long de la surface.

SVSLOPE implémente un certain nombre d'algorithmes de recherche différents pour identifier la surface de glissement critique. Des algorithmes permettant de déterminer à la fois des surfaces de glissement critiques circulaires et non circulaires sont mis en œuvre. Des surfaces de glissement spécifiées peuvent également être utilisées. Ce logiciel implémente la méthode pseudo spectrale récemment développée (voir 5.3.2.1) et sera utilisé pour la validation de cette dernière (en la comparant avec les résultats des analyses dynamiques).

## **2.5. Conclusions**

Les méthodes de calcul de déplacements et de déformations dans les pentes suite à des mouvements sismiques sont nombreuses, mais peu d'entre elles sont faciles à utiliser et donnent des résultats fiables. Dans nos analyses, on a opté pour le logiciel FLAC qui se base sur la méthode des différences finies pour l'estimation des déplacements dans les pentes étudiées.

# CHAPITRE 3. PROPRIÉTÉS DYNAMIQUES DU SOL

---

## **3.1. Introduction**

La nature et la distribution des dégâts suite à un séisme sont essentiellement influencées par la réponse du dépôt de sol aux chargements cycliques. Cette réponse est contrôlée en grande partie par les propriétés mécaniques et dynamiques du sol [Kramer, 1996].

Les propriétés du sol les plus importantes pour une analyse dynamique sont : la résistance au cisaillement ( $G$ ), l'amortissement et le poids volumique. D'autres paramètres peuvent aussi être importants comme le niveau de la nappe phréatique, le degré de saturation et la granulométrie.

Les propriétés dynamiques du sol sont dépendantes de la déformation et leurs meilleures estimations et gammes de variation ne peuvent être obtenues que par la réalisation de divers types d'essais sur le terrain et en laboratoire.

Ce chapitre considère principalement les propriétés dynamiques des sols cohérents (les argiles) et la résistance au cisaillement.

## **3.2. Mesure des propriétés dynamiques du sol**

La mesure des propriétés dynamiques du sol est une tâche délicate. Il existe un grand nombre d'essais, in situ et au laboratoire, pour les déterminer. Certains essais permettent de mesurer les propriétés à faibles déformations et d'autres ceux à grandes déformations. Un aperçu général de ces méthodes de mesure sera donné dans la suite de ce chapitre.

L'évaluation des propriétés dynamiques englobe plusieurs sources d'incertitudes. Ces sources comprennent la variabilité inhérente des sols, l'anisotropie inhérente, l'anisotropie induite, le

Tableau 3.1 : Les essais in-situ et au laboratoire utilisés pour déterminer les propriétés dynamiques du sol.

	In-situ	Laboratoire
Essais à faible déformation	Essai de diaggraphie en suspension (Suspension logging test)(*) Essai d'analyse spectrale des ondes de surface, SASW (Spectral analysis of surface waves test)(***) Essai d'analyse modale des ondes de Rayleigh (MMASW) Essai de down-hole sismique (Seismic down-hole (up-hole) test)(***) Essai de cône sismique (Seismic cone test)(**)	Essai à la colonne de résonance (Resonant column test)(**) Essai d'impulsion ultrasonique (Ultrasonic pulse test)(**) Essai d'anneau piézoélectrique (Piezoelectric bender element test) (***)
Essais à grande déformation	Essai de pénétration standard, SPT (Standard penetration test)(***) Essai de pénétration au cône, CPT (Cone penetration test)(**) Essai au dilatomètre, DMT (Dilatometer test)(*) Essai pressiométrique, PMT (Pressuremeter test)(**)	Essai triaxial cyclique (Tx)(***) Essai de cisaillement simple cyclique (DSS)(*) Essai de cisaillement en torsion cyclique(**) Essai de cisaillement simple triaxial cyclique (TxSS)(***)

(\*) précision moyenne, (\*\*) haute précision et (\*\*\*) très haute précision.

remaniement dû à l'échantillonnage et au forage, les limitations des essais eux-mêmes, les erreurs des essais et les erreurs d'interprétation.

### 3.2.1. Méthodes de mesure

Le tableau 3.1 résume les principaux essais utilisés pour déterminer les propriétés dynamiques du sol. Les essais de laboratoire mentionnés dans le tableau sont des essais sur un élément de sol. En revanche, il existe des essais de laboratoire qui peuvent être effectués sur un modèle plus important comme par exemple l'utilisation de la table vibrante ou les essais en centrifuge.

Dans la suite on expliquera deux des méthodes couramment utilisées pour l'évaluation des paramètres dynamiques du sol, soit l'essai **MMASW** (Multi-Modal-Analysis-of-Surface-Waves) qui permet de mesurer le  $G_{max}$  in-situ et l'essai **SCPT** qui permet de mesurer la vitesse et la résistance en pointe.

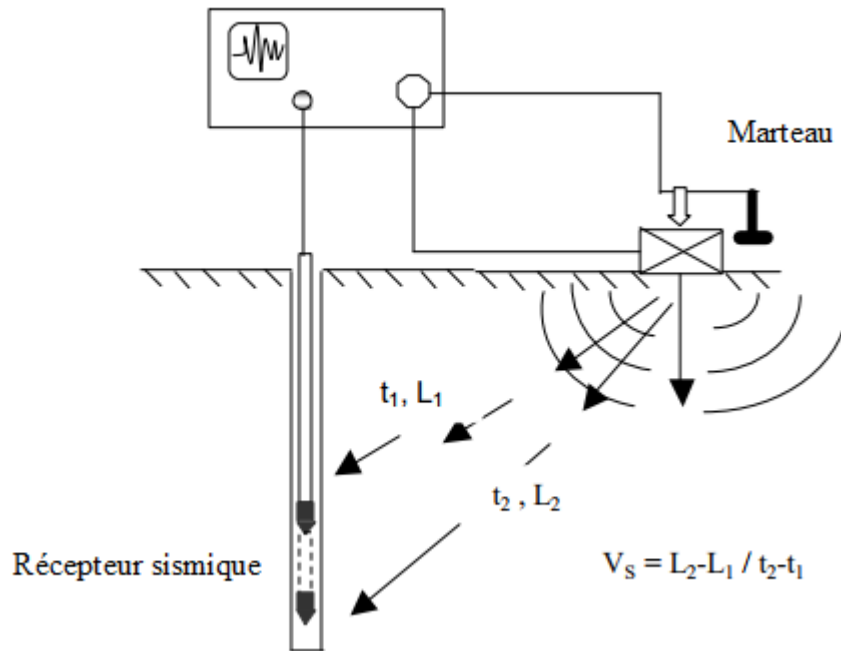


Figure 3.1: Schéma représentatif du test de la pénétration du cône sismique (SCPT) (Luna and al., 2000)

La **MMASW** a été développé dans le département de génie civil de l'Université de Sherbrooke dans les années 1990 (Karray, 1999), en particulier pour répondre aux besoins d'exactitude et de fiabilité dans les analyses d'ingénierie afin de surmonter les difficultés avec l'utilisation de la méthode SASW. La méthode MMASW se distingue par une identification et une séparation de tous les modes d'onde de surface participant aux signaux enregistrés.

Les profils de  $V_s$  sont déterminés par l'interprétation de la propagation des ondes de Rayleigh générées par une source d'impact placée au sol. Cette configuration a été validée à l'aide d'un certain nombre de simulations numériques ainsi que des études sur le terrain où les cavités ont été créées et identifiées avec succès (Karray et Lefebvre, 2009). La méthode MMASW se caractérise par le traitement simultané de seize signaux, utilisés pour définir les courbes de dispersion pour chaque mode de l'onde Rayleigh. Ces courbes de dispersion sont ensuite transformées, par un processus d'inversion, à un profil  $V_s$  au centre de ces seize signaux. Ces signaux peuvent être enregistrés par un certain nombre de capteurs inférieurs à 16 aussi longtemps que ceux-ci sont ensuite combinés dans des ensembles de 16 à des fins d'interprétation.



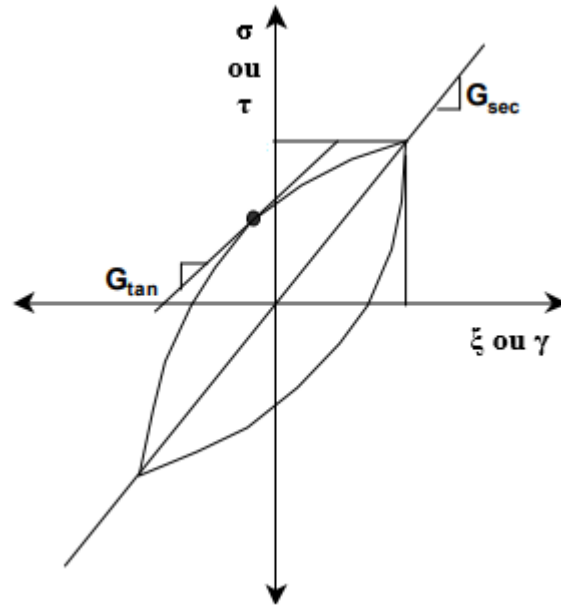


Figure 3.2: Boucle d'hystérésis montrant le module tangent et sécant de cisaillement

La réalisation des tests MMASW l'un après l'autre permet plusieurs combinaisons de seize signaux et la détermination des profils  $V_s$  suffisamment proches l'un de l'autre pour présenter les résultats sous forme tomographique qui peuvent être utilisés directement pour détecter les anomalies dans un talus.

Le test de la pénétration du cône sismique (**SCPT**) fournit une méthode rapide et rentable pour mesurer directement la vitesse des ondes de cisaillement des sols in situ. C'est un test récemment développé il y a presque 30 ans (Campanella and Robertson 1986). Les mesures de vitesse de l'onde de cisaillement avec l'essai SCPT sont utilisées dans ces cas :

- Risque de liquéfaction
- Le tremblement de terre a généré des mouvements de surface
- Fondations pour l'équipement vibratoire
- Comportement des structures près de la mer en raison du chargement des vagues.

La sonde SCPT se compose d'un adaptateur sismique enfilé sur une sonde CPT standard. La sonde CPT enregistre la résistance en pointe, la pression interstitielle et l'angle d'inclinaison, et l'adaptateur sismique sert à mesurer les vitesses de l'onde de cisaillement. La quantité de données mesurée est trop grande pour une transmission sans fil, de sorte que la sonde SCPT fonctionne avec un câble de données à travers les tiges.

À la surface, une force de cisaillement est induite pendant que la pénétration est interrompue momentanément. Afin de comparer l'intensité des signaux arrivant au récepteur à différentes profondeurs, une source capable de générer des signaux répétables est utilisée. Ceci est assuré par l'utilisation d'un marteau qui tombe d'une hauteur connue. La configuration de test typique du SCPT est présentée sur la figure 3.1. La vitesse de l'onde de cisaillement,  $V_s$ , est calculée en divisant la différence de trajet entre deux profondeurs par la différence de temps entre les deux signaux enregistrés.

Les avantages du SCPT par rapport aux autres essais sismiques classiques résident dans sa vitesse, le fait qu'il fournit également des propriétés statiques du sol telles que la résistance en pointe ( $q_c$ ) ainsi que la perméabilité et la stratigraphie du site. Les déformations induites immédiatement autour de la sonde lors de la pénétration sont très grandes, ce qui permet d'obtenir les paramètres à grandes et faibles déformations. En outre, le SCPT peut être considérablement moins cher que les autres techniques sismiques conventionnelles.

### **3.3. Déformation des sols**

De nombreuses études ont utilisé des essais cycliques triaxiaux ou de colonne de résonance pour déterminer ces paramètres en tant que fonctions de la déformation pour divers matériaux, par exemple les argiles (Idriss et al, 1978, Kokusho et coll., 1982, Vucetic & Dobry, 1991). Ces paramètres peuvent se résumer dans le module de cisaillement ( $G$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et le degré d'amortissement ( $\xi$ ). Des études sur le terrain ont également été menées pour étudier la non-linéarité de la rigidité, basée sur des mouvements sismiques (Chang et al, 1989, Zeghal & Elgamel, 1994, Zeghal et al, 1995).

A faible niveau de déformation ( $\gamma < 10^{-3} \%$ ), on peut utiliser la théorie élastique pour associer les mesures des propriétés mécaniques et, pour la plupart, la réponse est linéaire. À niveaux intermédiaires de déformation ( $\sim 10^{-2} \%$ ), cette réponse commence à devenir non linéaire. À grandes déformation ( $\sim 10^{-1}$  à  $5\%$ ), le comportement dynamique des sols reste non linéaire et commencera à subir une déformation permanente (plastique) et finira par atteindre un état instable. Pour les déformations intermédiaires et grossières, les propriétés géotechniques ne sont plus applicables et des essais de laboratoire spécialisés sur le sol, tels que des essais cycliques de

Tableau 3.2: Relations reliant  $V_s$  ou  $G_{max}$  aux paramètres  $e$  et  $\sigma'_m$ , à faibles déformations pour les sols granulaires.

Auteurs	Type de sol	$V_s$ (m/s)( $\sigma'$ (kPa) et $\rho$ (kg))	$e$
Hardin and Richard (1963) (essai triaxial)	Sable à grains arrondis	$2626 \sqrt{\frac{(2.17-e)^2}{\rho(1+e)}} \sigma'_m{}^{\frac{1}{4}}$	$0,35 \leq e \leq 0,85$
	Sable à grains anguleux	$1797 \sqrt{\frac{(2.97-e)^2}{\rho(1+e)}} \sigma'_m{}^{\frac{1}{4}}$	$0,6 \leq e \leq 1,30$
	Till	$(111-51 e) \sigma'_m{}^{\frac{1}{4}}$	$0,3 \leq e \leq 0,8$
Seed and Idriss (1970)(essai triaxial)	sable	$365.5 \sqrt{\frac{(Id + 25)^2}{\rho}} \sigma'_m{}^{\frac{1}{4}}$	Pas précisé
Kim et Novak (1981) (cisaillement direct)	Sols granulaires	$1255 \sqrt{\frac{(2.97-e)^2}{\rho(1+e)}} \sigma'_m{}^{\frac{1}{4}}$	Pas précisé
Roberston et al. (1995) (essai triaxial)	Sable d'Ottawa	$(115 - 78.2 e) \sigma'_m{}^{0.26}$	$0,56 \leq e \leq 0,9.$

cisaillement triaxial, sont utilisés. En résumé, les propriétés dynamiques des sols dépendent de la déformation et l'un des défis est d'avoir une compatibilité dans les résultats des différentes méthodes lorsque le niveau de déformation augmente.

La boucle d'hystérésis produite à partir du chargement cyclique d'un sol typique peut être décrite par le chemin de la boucle elle-même ou par deux paramètres qui décrivent sa forme générale. Ces paramètres sont le module de cisaillement  $G$  et l'amortissement  $\xi$ . La figure 3.2 présente un schéma simplifié montrant une boucle de chargement cyclique symétrique et ses paramètres correspondants.

À mesure que l'amplitude de la contrainte est variée, des boucles de différentes tailles seront développées. Au fur et à mesure que les déformations augmentent, le module de cisaillement sécant diminuera. Par conséquent, le module de cisaillement maximal est développé à une faible contrainte de cisaillement, où des tests géotechniques sont utilisés. Une autre façon de représenter cette dégradation du module de cisaillement avec une contrainte cyclique est au moyen de la courbe de réduction du module. La courbe de réduction de module normalise le module de cisaillement ( $G$ ) par rapport au module de cisaillement maximal ( $G_{max}$ ) et est communément

appelé le rapport de module de cisaillement afin d'éliminer certains paramètres intrinsèques du sol dont l'influence est déjà considérée par  $G_{max}$ . Le module d'élasticité  $E$  est lié au module de cisaillement  $G$  et au coefficient de Poisson par la relation suivante :

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (3-1)$$

Donc, il est possible d'utiliser l'un des deux couples de paramètres.

### **3.4. Paramètres liés à la déformation**

#### **3.4.1. Module de cisaillement, $G$**

L'importance relative des paramètres affectant le module de cisaillement et l'amortissement a été résumée par Hardin & Drnevich (1972). Pour les sols granulaires, l'amplitude de la contrainte de cisaillement, le niveau des contraintes effectives et l'indice des vides sont les principaux paramètres qui affectent le module de cisaillement le plus dans les sables propres. Dans le cas des argiles, il faut rajouter le rapport de sur-consolidation (effet de chargement antérieur) et l'indice de plasticité qui semblent avoir une certaine influence sur les paramètres dynamiques. Il faut noter que ces facteurs sont des paramètres intrinsèques du milieu ( $s'$ ,  $I_d$ ,  $OCR$ , etc) et que d'autres facteurs tels que la température, la fréquence et l'amplitude des vibrations et le degré de saturation peuvent avoir des effets sur le module de cisaillement  $G$ .

Le module de cisaillement,  $G$ , est un paramètre calculé basé sur la vitesse de cisaillement ( $V_s$ ) en utilisant la formule suivante :

$$G = \rho * V_s^2 \quad (3-1)$$

Où  $\rho$  est la masse volumique du sol.

Le module de cisaillement est utilisé pour effectuer une modélisation plus poussée des sols et une réponse dynamique des interactions sol-structure. Le module de cisaillement aux faibles déformations fournira les paramètres élastiques du sol. Ce paramètre est utilisé pour définir les matrices de rigidité pour l'analyse des éléments finis des structures terrestres et des sols de fondation.

Tableau 3.3: Relations reliant  $V_s$  ou  $G_{max}$  aux paramètres OCR et  $\sigma_m$  pour les sols cohérents

Auteurs	Type de sol	$V_s$ (m/s)	$e$
Hardin and Black(1969) (colonne de resonance)	argile	$(103.6 - 34.93e)OCR^{\frac{k}{2}}\sigma_m^{\frac{1}{4}}$	?
Anderson (1974) (cross-hole sismique)	argile	$(76.24 - 31.28e)OCR^{\frac{k}{2}}\sigma_m^{\frac{1}{4}}$	$? \leq e \leq 1.3$
Kim and Novak (1981) (essai triaxial)	Argile et silt	$(73.03 - 33.86e)OCR^{\frac{k}{2}}\sigma_m^{\frac{1}{4}}$	$0.4 \leq e \leq 1.4$

Le module de cisaillement maximal ( $G_{max}$ ) est utilisé pour normaliser le module de cisaillement ( $G$ ) par rapport aux relations de contrainte de cisaillement. Ces relations normalisées permettent à l'ingénieur d'utiliser des courbes de dégradation bien établies et de les étaler à la valeur in situ de  $G_{max}$ . En l'absence d'un test étendu sur les sols dynamiquement sollicités dans toutes les gammes de contraintes de cisaillement, ces courbes sont utilisées et  $G_{max}$  est utilisé comme paramètre de mise à l'échelle.

Quelques relations de la littérature reliant  $V_s$  ou  $G_{max}$  (en prenant en compte la relation (3-1)) aux paramètres  $e$  et  $\sigma'_m$ , à faible niveau de déformation pour les sols granulaires, sont présentées dans le tableau 3-1.

On peut considérer par exemple la relation suivante de Hardin et Drnevich (1970) à moyennes et grandes déformations pour déterminer  $G$  :

$$G = \left[ \frac{G_{max}}{1 + \gamma \frac{G_{max}}{\tau_{max}}} \right] \quad \text{Où } \tau_{max} = \sqrt{\left\{ \left( \frac{1+k_0}{2} \sigma'v \sin(\varphi') + c' \cos(\varphi') \right)^2 - \left( \frac{1-k_0}{2} \sigma'v \right)^2 \right\}} \quad (3-3)$$

Pour les sols cohérents, le tableau 3-2 résume quelques relations pouvant être utilisées pour déterminer  $V_s$  ou  $G$ .

### 3.4.2 Amortissement hystérétique, $\xi$

L'amortissement peut être défini comme la perte d'énergie dans un système vibrant ou cycliquement chargé. Le coefficient d'amortissement est couramment utilisé en géotechnique comme mesure de la dissipation d'énergie en charge dynamique ou cyclique. Le terme « rapport d'amortissement » est utilisé dans ce contexte comme un paramètre équivalent.

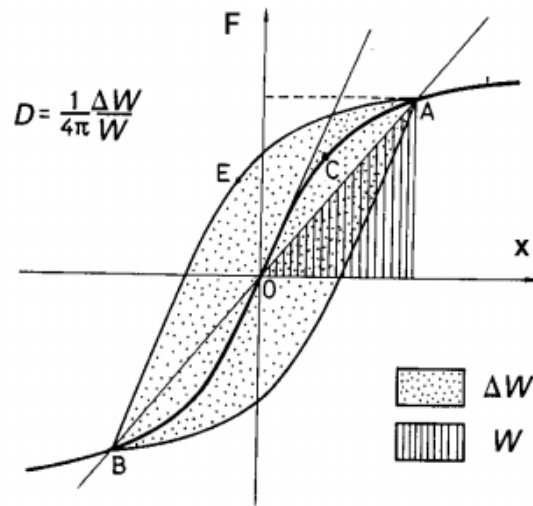


Figure 3.3: Définition de l'amortissement hystérique (Bratosin et al. 2002).

Plusieurs méthodes sont utilisées pour l'évaluation de l'amortissement hystériques. Ce paramètre est évalué comme suit :

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

Où  $W$  est l'énergie potentielle et  $\Delta W$  l'énergie dissipée par un cycle représenté par la zone à l'intérieur de la boucle d'hystérésis (figure 3.3). Par une autre méthode, la boucle d'hystérésis est obtenue à partir de la courbe squelette en appliquant la règle de Masing (les branches supérieure et inférieure sont obtenues à partir de la courbe squelette en multipliant par un facteur de 2 dans les deux directions).

### 3.4.3 Coefficient de Poisson, $\nu$

Dans les sols, le coefficient de Poisson varie peu avec le niveau de chargement. Il est surtout fonction du type de matériau et de sa densité (voir tableau 3.4). Plus un sol est dense plus le coefficient de Poisson augmente jusqu'à une limite située autour de 0,4. Le coefficient de Poisson est également peu sensible à la teneur en eau sauf quand le degré de saturation est proche de 1. Pour les sols saturés qui ne changent pas de volume lors de l'application d'une contrainte sans drainage, la valeur de  $\nu$  est proche de 0,5.

Tableau 3.4: Coefficient de Poisson pour différents types de sol (d'après Sharma et coll., 1990)

Type de Sol	Valeurs
argile, saturés	0,4 à 0,5
argile, insaturé	0,1 à 0,3
argile sableuse	0,2 à 0,3
silt	0,3 à 0,35
sable, sable graveleux	0,1 à 0,4
roche	0,1 à 0,4
lœss	0,1 à 0,3
la plupart des sols argileux	0,4 à 0,5
sol pulvérulent, moyen à dense	0,3 à 0,4
sol pulvérulent, lâche à moyen	0,2 à 0,35

### 3.4.4 Sensibilité des argiles

La sensibilité des argiles est un paramètre qui a une grande influence sur la déformabilité des sols. Les sols cohésifs lors du remaniement perdent une partie de la résistance au cisaillement. La perte de résistance des sols argileux est principalement causée par la destruction de la structure des particules d'argile qui a été développée au cours du processus original de sédimentation et également par la perturbation des molécules d'eau dans les couches. La sensibilité est la mesure de la perte de résistance avec le remaniement. La sensibilité,  $S_t$  est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement non drainée de l'argile en état intact et la résistance au cisaillement non drainée d'une même argile à l'état remanié à une teneur en eau non altérée.

$S_t$  est égale à 1 ou  $> 1$ , mais pour les argiles fissurées  $S_t < 1$ . La sensibilité de la plupart des argiles varie d'environ 1 à 8 ; Cependant, les dépôts d'argile marine peuvent avoir des rapports de sensibilité allant d'environ 10 à 80. Une certaine argile se transforme en liquides visqueux lors du remouillage, et ces argiles sont appelées argiles sensibles (quick clays) (Rosenqvist (1953)). Plusieurs chercheurs ont essayé de classer les argiles selon leurs sensibilités. Quelques classifications sont illustrées sur le tableau 3-5.

### 3.5 Courbe de dégradation

La dégradation des sols pendant un chargement cyclique a été rapportée par plusieurs études. La dégradation de la rigidité d'un sol est particulièrement importante dans l'évaluation de la réponse dynamique d'un dépôt soumis à des charges sismiques ou vibratoire. En conséquence, dans la plupart des modèles une diminution importante du module de cisaillement du sol avec l'augmentation des distorsions test incorporée dans les analyses.

Vucetic et Dobry (1991) ont conclu, sur la base de l'examen d'un certain nombre de résultats de chargement cyclique disponibles, que l'indice de plasticité (IP) est le principal facteur qui contrôle les emplacements de la courbe de réduction de module  $G / G_{\max}$  versus  $\gamma$  (qui représente la distorsion) et courbe de rapport d'amortissement par rapport à  $\gamma$ , pour une grande variété de sols saturés allant des argiles aux sables.

Au fur et à mesure que le IP augmente,  $G / G_{\max}$  augmente et le rapport d'amortissement est réduit, c'est-à-dire que les sols de plasticité plus élevée présentent généralement une réponse de contrainte-déformation cyclique plus linéaire. Cela est vrai pour les sols normalement consolidés et surconsolidés. Une conclusion similaire est également valable pour les argiles normalement consolidées.

Les graphiques de la figure 3.4 a et b présentent les courbes de dégradations du module sécant et de l'amortissement de Vucetic et Dobry. L'utilité des courbes est renforcée par la disponibilité de l'IP des sols.

Idriss et al. (1978) a proposé un modèle de dégradation simple sur la base de leurs résultats expérimentaux. [Idriss et al. 1978]. Il s'agit d'une relation de dégradation qui relie le module de cisaillement ( $G$ ) normalisé par le module de cisaillement maximum ( $G_{\max}$ ) à la distorsion ( $\gamma$ ).

La dégradation cyclique, telle que décrite par [Idriss et al. 1978], dépend d'un paramètre appelé indice de dégradation qui est exprimé en fonction des amplitudes de déformations cycliques et du nombre de cycles. Matasovic et Vucetic [1995] ont étendu le concept d'Idriss sur l'indice de dégradation pour incorporer l'effet de la pression interstitielle.



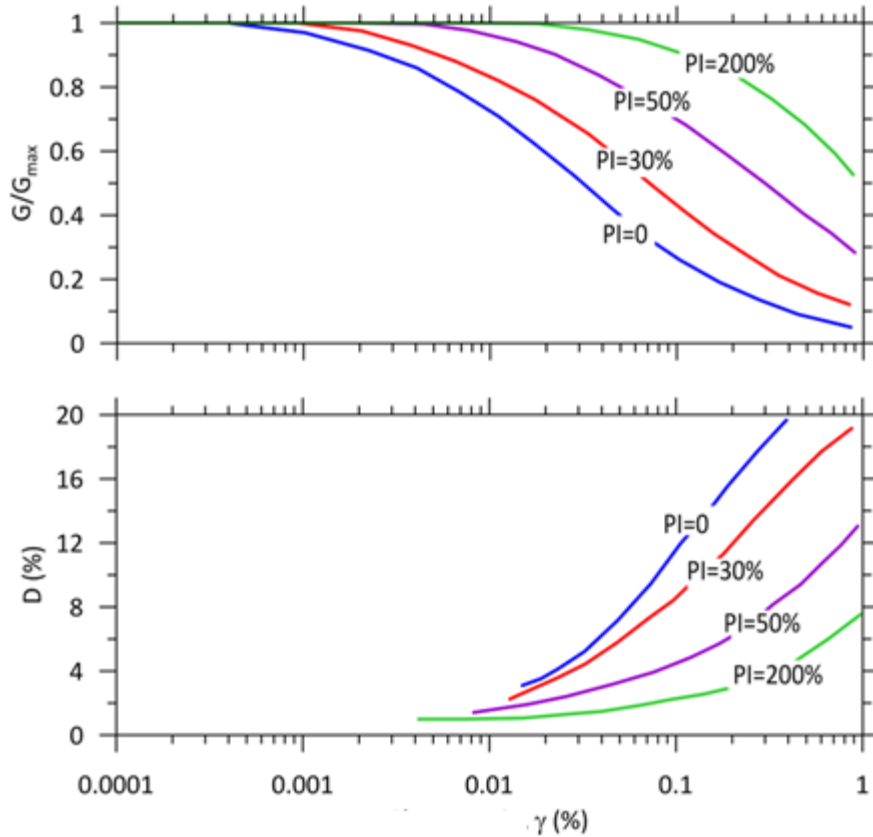
Tableau 3.5: Classification des argiles sensibles selon quelques chercheurs.

Rosenqvist (1953)		Shannon et Wilson (1964)	
$S_t$	Classification	$S_t$	Classification
<1	Insensible	<3	Faible
1-2	Très peu sensible	3-5	Faible à moyen
2-4	Moyennement sensible	5-7	Moyen
4-8	Très sensible	7-11	Moyen à élevé
8-16	Très peu liquéfiable	11-14	Élevé
16-32	Moyennement liquéfiable	20-40	Très élevé
32-64	Très liquéfiable	>40	Extrêmement élevé
>64	Extrêmement liquéfiable		
Manuel canadien des ingénieurs des fondations 4eme Edition(2006)			
$S_t$	Classification		
<2	Faible sensibilité		
2-4	Moyenne sensibilité		
4-8	Forte Sensibilité		
8-16	Très forte sensibilité		
>16	Sensibilité extrême		

En plus des amplitudes des distorsions cycliques et du nombre de cycles, on a également noté que dans le cas des argiles que le rapport de surconsolidation (OCR) et l'indice de plasticité (IP) ont un certain effet sur la dégradation [Vucetic et al. 1988, 1995].

Les chercheurs ont proposé plusieurs formulations de dégradation. Cependant, la plupart de ces modèles considèrent la dégradation en fonction de deux paramètres qui sont : le nombre de cycles et l'amplitude de la distorsion cyclique (Idriss et al. 1988, Pyke et Beikae 1995).

P. Subramaniam et al. [2013] a essayé de développer un modèle empirique simple impliquant le rapport  $G_{sec}/ G_{max}$  en fonction du nombre de cycles de chargement, de l'indice de plasticité, de la contrainte de cisaillement cyclique, du rapport de surconsolidation, de la fréquence de



Où PI est l'indice de plasticité, D est l'amortissement hystérique,  $G/G_{max}$  est le module de cisaillement réduit et  $\gamma$  est distorsion (représentée sur une échelle logarithmique).

Figure 3.4: (a) courbe de dégradation du module sécant (b) courbe de dégradation de l'amortissement. (Vucetic, M. & Dobry, R. (1991))

chargement. Le modèle considère une large gamme de plasticité ( $0 < PI \leq 100$ ), amplitude de contrainte cyclique, taux de sur-consolidation ( $1 \leq OCR \leq 4$ ), fréquence de chargement ( $0,01 \leq f \leq 1$  Hz) et le nombre de cycles de chargement ( $0 < N \leq 100$ ).

Les courbes de réduction de module, développées à partir du modèle, sont comparées favorablement aux résultats de Vucetic et Dobry (1991) comme on peut le voir sur les figures 3.4. Enfin, une correction simple a été proposée pour les ratios d'amortissement calculés à partir du modèle. Le facteur de correction, tel que proposé, dépend de l'indice de plasticité et de la dégradation des modules. Cependant, le modèle proposé est basé sur l'approche des contraintes totales et, par conséquent, il ne s'applique qu'aux charges non drainées.

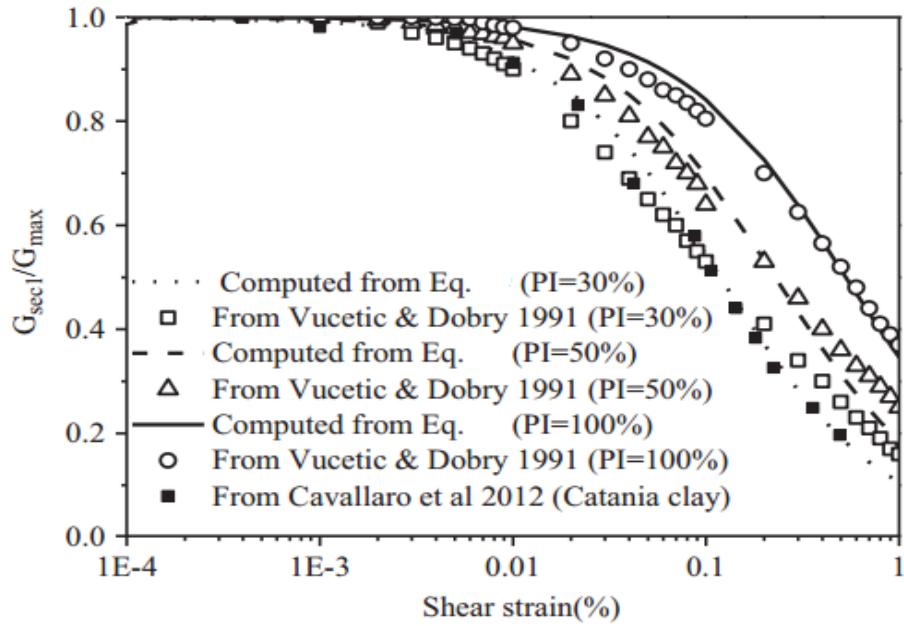


Figure 3.5: Comparaison des courbes de dégradation expérimentales et analytiques pour le premier cycle de chargement d'après P. Subramaniam et al. [2013] pour IP =30, 50 et 100.

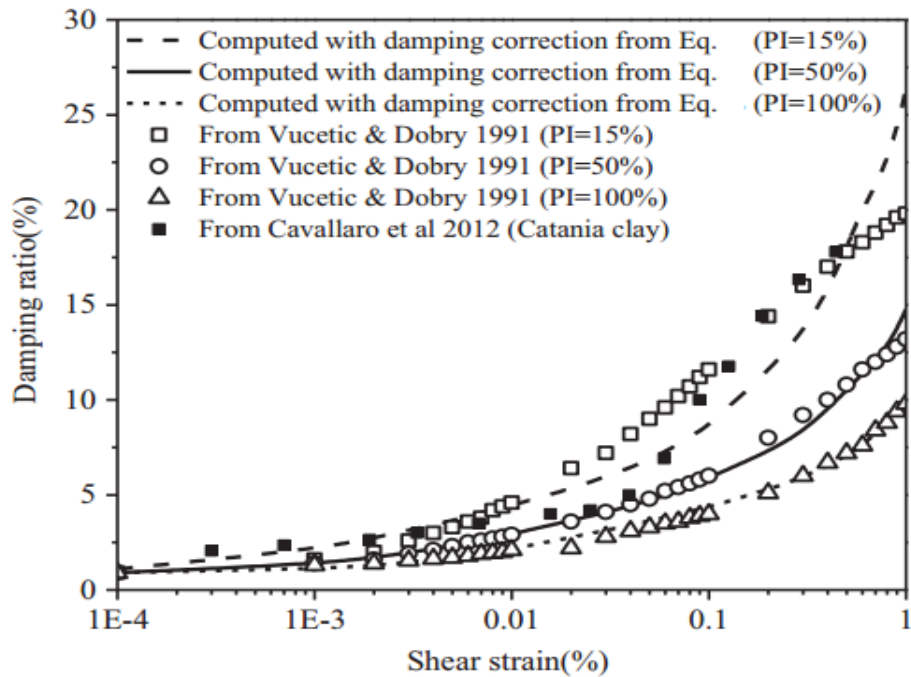


Figure 3.6: Comparaison entre l'amortissement expérimental et analytique (P. Subramaniam et al. [2013])

# CHAPITRE 4. Effet de la variation de l'indice de plasticité sur la stabilité dynamique des talus argileux

---

## 4.1 Introduction

Le premier objectif de ce projet est d'étudier l'effet de la variation de l'indice de plasticité,  $I_p$ , sur la stabilité parasismique des pentes argileuses.

La stabilité dynamique d'un talus argileux ou d'un ouvrage construit sur un dépôt d'argile est conditionnée d'une part par la sollicitation sismique (amplitude et contenu fréquentiel) et d'autre part par les paramètres dynamiques du milieu ( $G$ ,  $\xi$ ).

Des analyses dynamiques antérieures, réalisées sur des sols argileux avec des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40 (Karray et al 2013), ont montré que le facteur de sécurité diminue lorsque l'indice de plasticité augmente. En effet, ceci est relié à la variation de la dégradation et de l'amortissement avec la variation de l'indice de plasticité. Il est possible de voir sur les courbes proposées par Vucetic et Dobry (1991) présentées à la figure 3.4, où la variation du rapport de  $G/G_{\max}$  avec  $\gamma$  est donnée en fonction de l'indice de plasticité ( $I_p$ ). On peut clairement remarquer

que l'amortissement diminue avec l'augmentation de l'indice de plasticité. Ainsi, les argiles plus plastiques présentent une moins grande dégradation de leur module, de sorte que pour un  $G_{\max}$  donné, un dépôt avec un indice de plasticité élevé va produire une plus grande amplification du mouvement sismique. Il faut donc s'attendre à un coefficient de sécurité contre la rupture de pente qui diminue avec l'augmentation de l'indice de plasticité.

Afin de quantifier l'effet de l'indice de plasticité sur la stabilité dynamique d'un talus argileux, des analyses dynamiques sur FLAC ont été effectuées pour deux géométries avec des hauteurs de pente de 10 m. Des pentes d'inclinaisons de 1,75H/1V et de 3H/1V avec des hauteurs de dépôts de 10 et 20 m ont été examinés, et ce, en considérant pour chaque cas des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40.

Deux profils de cohésion ont été examinés. Dans le premier cas la résistance au cisaillement non drainée augmente de 5 kPa à tous les 5 m avec une résistance au cisaillement non drainée de 25 kPa dans la première couche. La cohésion augmente de 1 kPa par mètre dans le deuxième cas avec également un  $C_u$  de 25 kPa dans la première couche. Les analyses ont été effectuées en considérant des séismes compatibles avec la sismicité de la ville considérée (voir tableau 4.2). De plus des analyses ont été effectuées pour des régions de différentes sismicités afin de voir l'effet du changement de la zone sismique sur le facteur de sécurité. Ces analyses permettront aussi d'examiner l'effet du changement de zone sismique sur la réponse dynamique et sur l'effet de l'indice de plasticité.

## **4.2 Analyse de la stabilité par la méthode des différences finis**

Des analyses par différence finies ont été utilisées dans ce travail. Dans ces analyses, on est intéressé par la détermination d'un coefficient de réduction de la résistance du talus argileux qui permet de mener à sa rupture. On est donc intéressé essentiellement par le passage élastique-plastique. Comme hypothèses de travail, aucune perte de résistance n'a été considérée au cours des analyses dynamiques et les paramètres de résistance sont considérés comme celle obtenus dans des essais monotones ou à l'aide de scissomètres. Donc, les analyses statiques, pseudo-statiques et dynamiques seront effectuées avec les mêmes résistances sans présenter aucun risque d'erreur important puisqu'on utilise le critère de Mohr-Coulomb. La figure 4.1 donne un exemple de la géométrie utilisée.

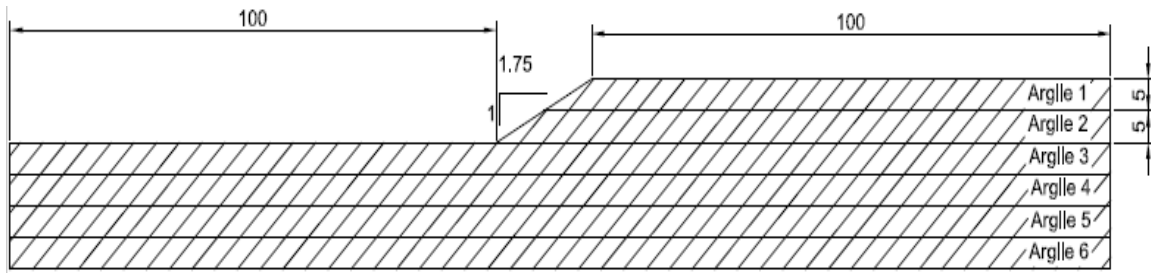


Figure 4.1: Schéma du modèle utilisé pour l'ensemble des analyses.

### 4.3 Modélisation sur FLAC

Le modèle représente une pente argileuse de 10 m de hauteur avec un dépôt argileux d'une épaisseur de 10 ou de 20 m. La figure 4.1 montre un schéma du modèle utilisé dans l'étude. Les limites du problème utilisées sont 100 m de chaque côté c.à.d. 100 m du dessus d'un côté et du pied du talus de l'autre côté. Les conditions aux limites à l'état initial utilisées pour l'ensemble des analyses sauf les analyses dynamiques sont comme suit : les limites verticales sont fixées horizontalement et la limite horizontale à la base du modèle est fixée horizontalement et verticalement. Pour l'analyse dynamique, la condition « Free Field » est utilisée. Cette condition permet de simuler un milieu semi-infini et donc d'éviter les effets de bords du modèle. Comme montré à la figure 4.1, le dépôt est divisé en plusieurs sous-couches de 5m d'épaisseur chacune ou de 1 m pour le deuxième cas. Les paramètres étudiés sont : la pente du talus, la hauteur du talus,  $H_p$ , la profondeur du dépôt (fondation) et la dégradation de la rigidité du sol avec l'indice de plasticité. Les 2 pentes étudiées ont des inclinaisons respectives de 1,75H/1V et de 3,00H/1V, la hauteur du talus est de 10 m, les profondeurs de dépôt sont de 10 et 20 m et les indices de plasticité sont de 10, 20, 30 et 40. Ces pentes ont été choisi suite après une discussion et approbation du MTQ (Ministère de Transport du Québec).

### 4.4 Choix des paramètres

Le dépôt est divisé en sous-couches de 5m ou de 1 m d'épaisseur chacune. Les propriétés de chaque sous-couche sont constantes. Dans une loi constitutive de Mohr-Coulomb, les paramètres à utiliser sont : la masse volumique,  $\rho$ , la cohésion,  $c$ , l'angle de friction,  $\phi=0$ , le module de compression,  $E$ , et le coefficient de Poisson,  $\nu$ .

Tableau 4.1 : Exemples des propriétés de quelques couches d'argile à différentes profondeurs  
pour un  $C_{u\text{initial}} = 25 \text{ kPa}$

Argile	profondeur (m)	Masse volumique $[\rho]$ (kg/m <sup>3</sup> )	Module d'élasticité volumique $[K]$ (Pa)	Module de cisaillement $[G]$ (MPa)	Vitesse de cisaillement $[V_s]$ (m/s)
Argile 1	0	1636,16	552,77	11,13	82,48
Argile 2	5	1658,99	669,39	13,48	90,13
Argile 3	10	1678,54	787	15,85	97,16
Argile 4	15	1695,66	905,46	18,23	103,69
Argile 5	20	1710,91	1024,65	20,63	109,81
Argile 6	25	1724,66	1144,52	23,04	115,59

Ces deux derniers peuvent être remplacés par le module d'élasticité volumique,  $K$ , et le module de cisaillement,  $G$ . On a opté pour le critère de rupture Mohr-Coulomb puisque son utilisation du permet d'avoir une diminution du module de cisaillement à des distorsions variant entre 0,1% et 0,25% (qui sont des faibles valeurs) et des surfaces de rupture réaliste.

La résistance au cisaillement non drainée moyenne de la première sous-couche est de 25kPa et augmente de  $(1 \cdot \delta)$  kPa par mètre pour toutes les couches avec un delta variable de 5 kPa / 5 m dans le cas 1 et de 1,5kPa, 2 kPa ou 2,5 kPa / 1m dans le deuxième modèle. À partir de la résistance au cisaillement non drainée, les valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement ainsi que le module de cisaillement ont été déterminés à l'aide des équations suivantes :

$$Cu(kPa) = 0.0029V_s^{2.055}(m/s) \Rightarrow V_s = 17.2 Cu^{0.487} \quad (4-1)$$

$$Cu(kPa) = 2,51 G^{0.952}(MPa) \Rightarrow G = 0.379 Cu^{1.05} \quad (4-2)$$

$$G = \rho V_s^2 \Rightarrow \rho = \frac{G}{V_s^2} \quad (4-3)$$

$$K = \frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (4-4)$$

Les corrélations utilisées sont celles proposées par Locat et Beauséjour (1987). Pour la détermination de la masse volumique, la relation entre la vitesse des ondes de cisaillement et le module de cisaillement de l'équation (4-3) a été utilisée. Enfin, le module d'élasticité volumique,  $K$ , a été calculé de telle sorte que le coefficient de Poisson soit proche de 0,5. La résistance de cisaillement est déterminée par deux méthodes : compression simple et pénétromètre au cône suédois. L'équation (4-1) présente celle déterminée à l'aide de la méthode de compression simple tandis que l'équation (4-2) présente celle basée sur le cône suédois. La première relation de Locat et Beauséjour (1987) est semblable à celle d'Imai (1977) sauf pour les faibles valeurs de  $C_u$ . D'autre part, ils ont établi une relation entre le module de cisaillement maximum,  $G_o$ , et  $C_u$ . La relation obtenue est donnée par l'équation (4-3). Il est à noter que ces relations proviennent d'une représentation logarithmique entre  $C_u$  et  $V_s$  ou  $G_o$ . Le tableau 4.1 résume les propriétés de chacune des sous-couches utilisées dans le cas du modèle 1.

## 4.5 Spectres d'accélération et accélérogramme

Différentes zones sismiques ont été considérées dans cette étude. Ce chapitre sera consacré à l'étude de l'effet de l'indice de plasticité seulement en considérant la sismicité de la ville de Québec. Le Code National du Bâtiment 2005 (CNB) (ou 2010) définit la sollicitation sismique sous forme de spectre de réponse mais uniquement à la surface du terrain et pour un sol de classe C. on utilise les données du spectre fournies par le CNB à la surface d'un sol de classe C pour en tirer le spectre au rocher en utilisant soit les facteurs d'amplification. Le CNB fournit, de façon standard, la sollicitation sismique pour une probabilité de 2% en 50 ans (c.à.d. période de récurrence de 2500 ans). Un exemple du spectre d'accélération en surface pour un site de classe C, le spectre au rocher déterminé en utilisant les facteurs du CNB et l'accélérogramme du séisme sont présentés à la figure 4.3 et le tableau 4.2 pour la ville de Tadoussac de la zone 5. Le séisme a été amplifié par un facteur de 1,5 dans ce cas pour correspondre au spectre de la ville. Des accélérogrammes synthétiques et réels ont ensuite été choisis et ajustés pour que leurs spectres de réponse soient compatibles avec le spectre définissant la sollicitation au rocher définie à l'aide des facteurs d'amplification du CNB. Selon la carte proposée par le centre d'expertise hydrique du Québec pour la détermination de la zone sismique et du coefficient pseudo-statique, la ville de Québec est située dans la zone 4.



Tableau 4.2: Valeurs fournies par le CNB pour le spectre de classe C et les valeurs déterminées pour le sol de classe A pour la ville de Tadousac

Période	0,1	0,2	0,5	1	2
Classe C	0,84	0,84	0,46	0,22	0,073
Classe A	0,672	0,672	0,23	0,11	0,0365

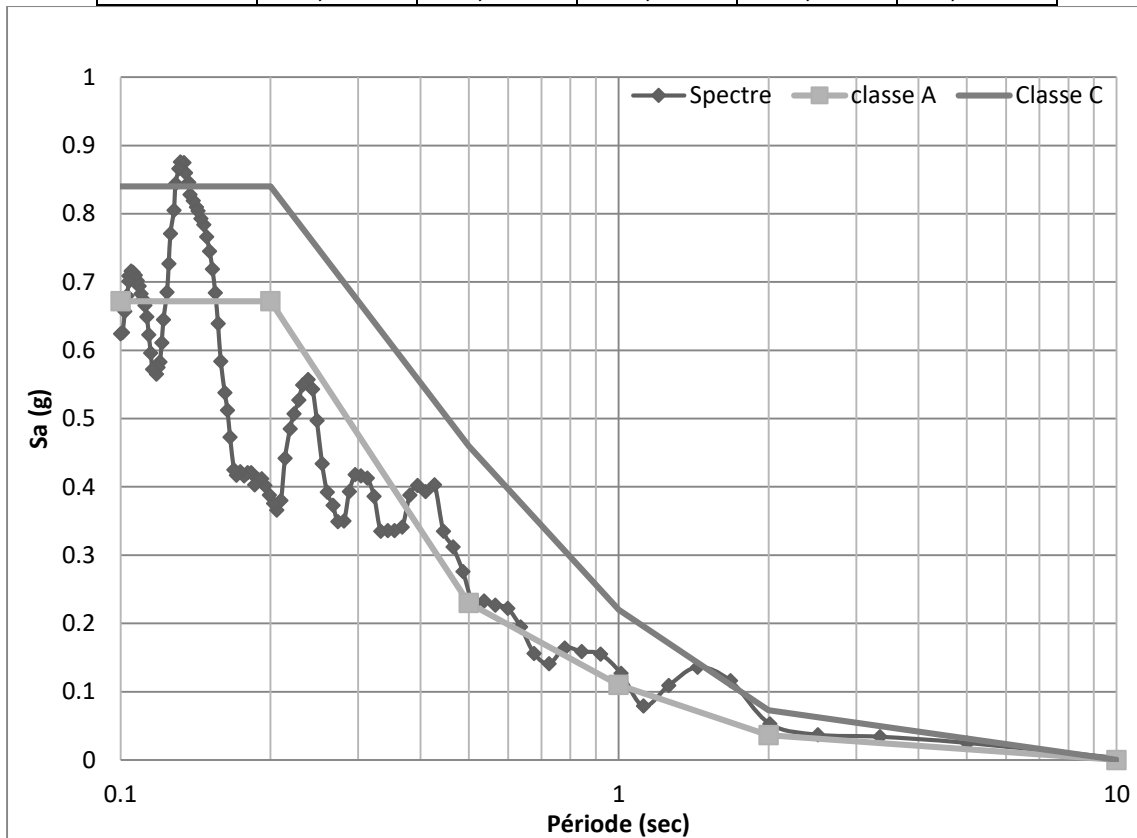


Figure 4.2: Les spectres de classe A et C obtenues avec le spectre du séisme.

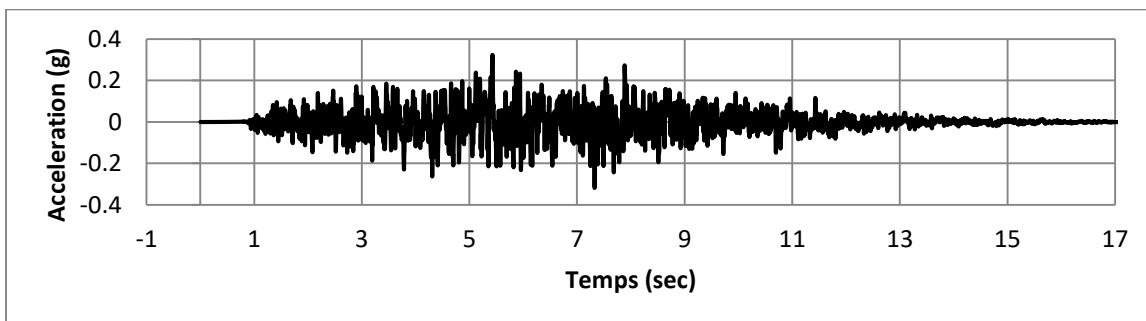


Figure 4.3: Accélérogramme du séisme

## 4.6 Courbes de dégradation

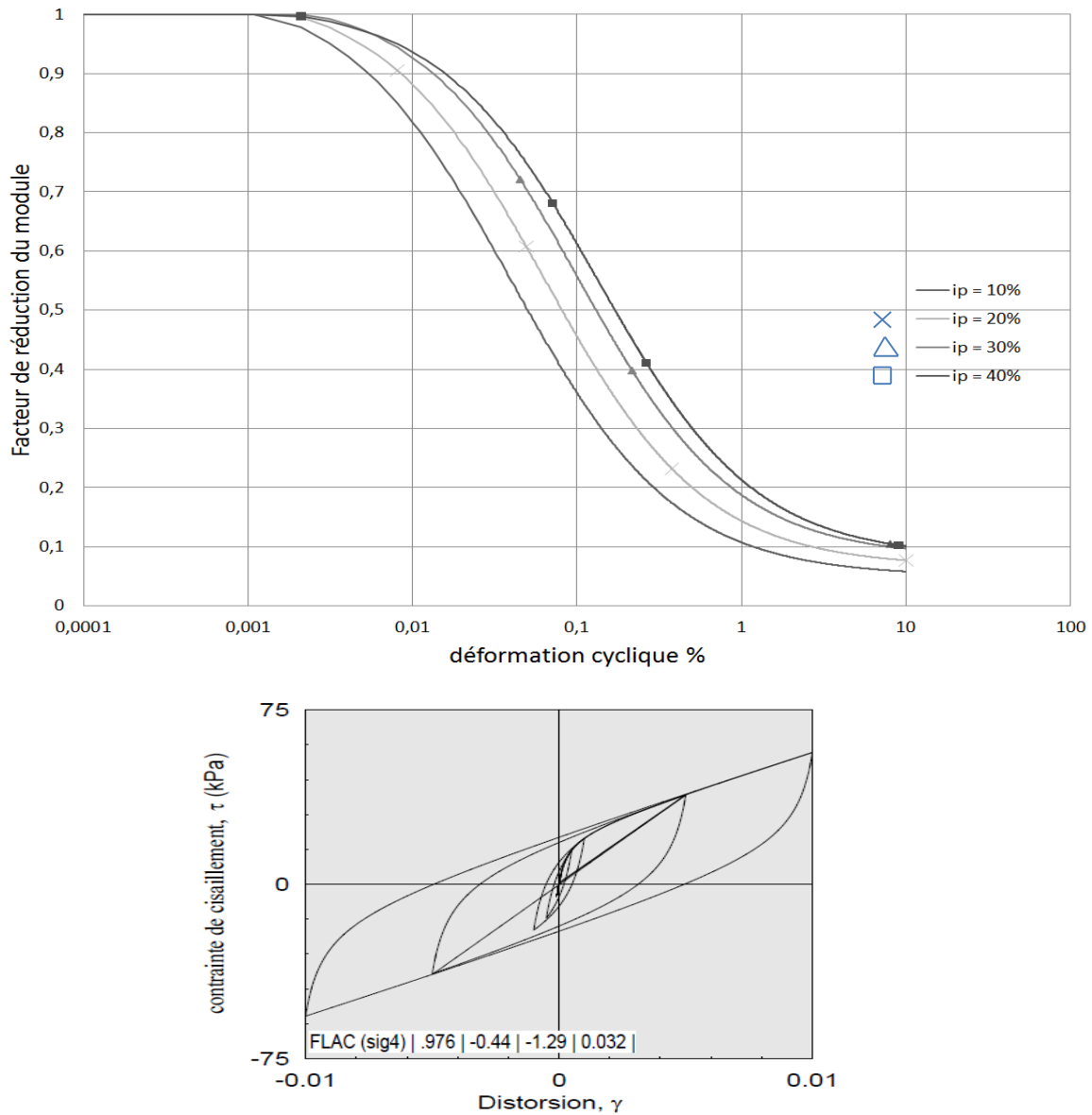


Figure 4.4: (a) courbes sigmoïdales 4 utilisées pour les différents I.P. et (b) les boucles hystérésis pour le sigmoïdal 4 [Flac Manual]

Les lois de dégradation utilisées correspondent à celles proposées par Vucetic et al. (1991) pour des sols argileux pour des indices de plasticité de 10, 20, 30, 40. Les analyses ont été effectuées en utilisant des lois de comportement élasto-plastique dont les modules équivalents correspondent aux courbes de dégradation. L'obtention des paramètres nécessaires pour la définition de ces lois de comportement est effectuée par un processus

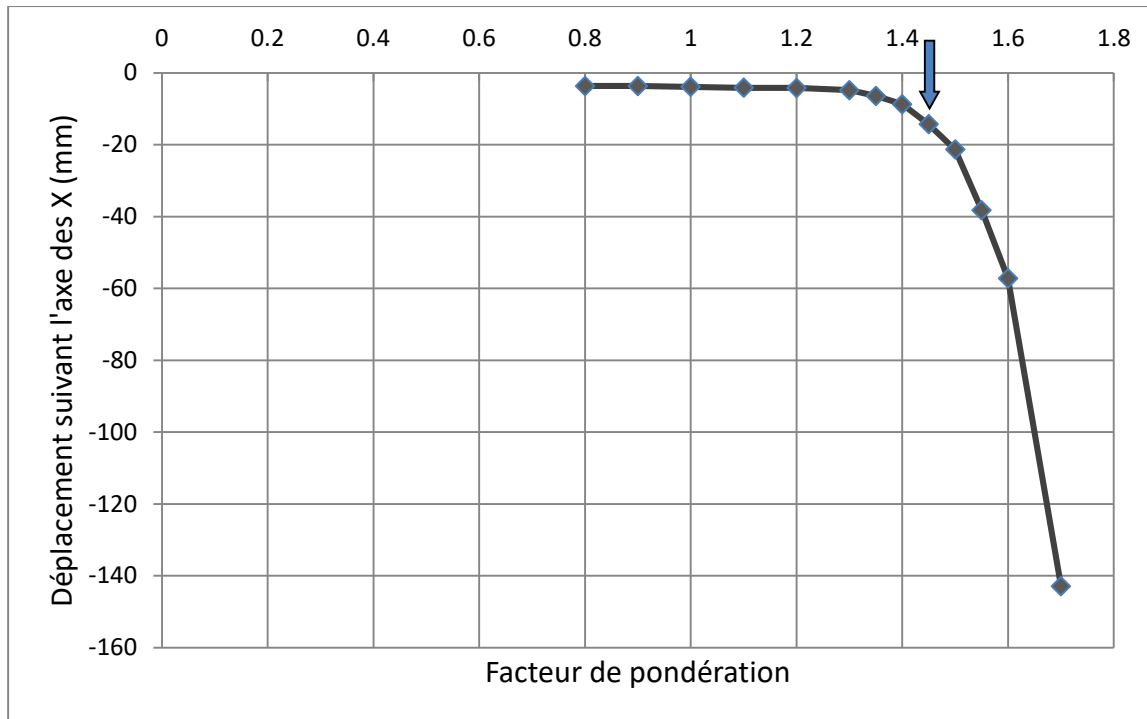


Figure 4.5: Exemple de détermination du facteur de sécurité

essai-erreur, en faisant varier les quatre constantes décrivant le modèle disponible dans FLAC (SIG4) montré à la figure 4.4 (b).

## 4.7 Méthode d'évaluation du facteur de sécurité

En principe, la méthode des différences finis ne permet pas d'avoir accès à un facteur de sécurité global de l'ouvrage. Puisque l'ouvrage est modélisé par différence finis, l'idée est de déterminer les déplacements maximums selon l'axe horizontal pour différents sols dont les propriétés ( $C_u$  et  $\varphi$ ) sont celles de l'ouvrage original divisé par différents facteurs de réduction considérés équivalents au facteur de sécurité F.S. ( $C_u/F.S$  et  $\tan(\varphi)/F.S$ ). Ainsi, le facteur qui permet d'avoir une variation importante du déplacement selon l'axe des x correspond théoriquement au facteur de sécurité recherché. La figure 4.5 montre un exemple de courbe de déplacement d'un ouvrage suivant l'axe des x (horizontal) en fonction des facteurs de pondération ou de réduction des propriétés ( $C_u$  et  $\varphi$ ) du sol. Une valeur de F.S égale à 1 correspond à l'ouvrage original. Il est possible de voir que lorsque les propriétés du sol ont été divisées par un facteur de 1,45, l'ouvrage s'est déplacé de façon beaucoup plus importante qu'à une valeur de F.S de 1,4. Le facteur de sécurité est donc dans ce cas égal à environ 1,4. Il faut toutefois indiquer que l'analyse

est effectuée à l'équilibre limite et que toute déformation au-delà de la limite élastique du modèle peut être considérée comme imprécise du fait que la perte de résistance du sol n'est pas considérée.

Pour s'assurer que le facteur de sécurité est le bon, on a tracé des tangentes sur le premier et le dernier segment des courbes de déplacement (les 2 premiers points et les 2 derniers points) et le facteur de sécurité sera l'intersection de la bissectrice de l'angle des deux tangentes avec la courbe de déplacement. La détermination du facteur de sécurité se base aussi sur la formation de la surface de rupture et l'importance des déplacements observés lors des analyses dynamiques.

## **4.8 Présentation des résultats des analyses dynamiques**

Le tableau 4.2 résume l'ensemble des cas étudiés sur le logiciel FLAC. Il faut noter que chaque point de chaque courbe est une analyse dynamique complète. En total on a étudié 192 cas et on a réalisé plus de 2000 analyses dynamiques. Alors, on va étudier l'effet de l'indice de plasticité  $I_p$ , de l'épaisseur du dépôt, de la variation du taux d'augmentation de la cohésion ( $\delta$ ) et l'effet de la variation de la pente.

### **4.8.1 Effet de la variation de l'indice de plasticité et l'épaisseur du dépôt**

Cette étude fait partie d'un processus de développement d'une nouvelle méthode d'analyse dynamique qui permet de tenir compte de l'effet d'un séisme sur la stabilité d'un talus ou d'un ouvrage construit sur un dépôt d'argile. Afin de parvenir à développer cette méthode, appelée méthode pseudostatique spectrale, il faut étudier l'effet de l'inclinaison de la pente, de la hauteur de la pente et celle du dépôt (défini par rapport au pied de la pente) et de la rigidité sur le facteur de sécurité et donc la stabilité de la pente.

Par conséquent, comme on l'a déjà montré dans le chapitre 4 grâce aux courbes de dégradation, le module de cisaillement équivalent  $G$  dépend de l'indice de plasticité et donc il faut tenir compte de cet effet et établir une relation qui lie l'indice de plasticité et le coefficient sismique (pseudostatique  $k_h$ ).

À présent, on va présenter et discuter les courbes de déformation maximale résiduelle de la pente suite à un tremblement de terre en fonction des facteurs de réduction des paramètres de résistance (aucune réduction des paramètres résistance). Les figures 4.6, 4.7, 4.8 et 4.9 présentent des

Tableau 4.3: cas étudiés sur FLAC

Séismes	Pentes	I.P. (%)	H <sub>D</sub> (m)	Zones	Villes	Delta
Atkin1	1,75 et 3,00	10, 20, 30, 40	10, 20	3	Trois-Rivières	1,5, 2, 2,5
SAG-QUEBEC	1,75 et 3,00	10, 20, 30, 40	10, 20	3	Chicoutimi	1,5, 2, 2,5
SIMQKE	1,75 et 3,00	10, 20, 30, 40	10, 20	4	Québec	1,5, 2, 2,5
Atkin1	1,75 et 3,00	10, 20, 30, 40	10, 20	5	Tadoussac	1,5, 2, 2,5

résultats d'analyses dynamiques réalisées sur FLAC sur un talus ayant une pente de 1,75H :1V, une hauteur de pente de 10 m et épaisseur de dépôt de 10 m pour des indices de plasticité de 10,20, 30 et 40 avec des augmentations de  $C_u$  de 5kPa/5m, 1,5kPa/1m, 2 kPa/1m et 2,5 kPa/m respectivement.

L'étude de l'effet de l'indice de plasticité a été effectuée à l'aide de l'accélérogramme synthétique SIMQKE adapté à la ville de Québec pour des cohésions variables 5kPa/5m, 2,5 kPa/m, 2 kPa/m et 1,5 kPa/m. L'ensemble des courbes de déplacement en fonction des facteurs de réduction est donné à l'annexe I.

Les courbes obtenues à la figure 4.6 montrent que le facteur de sécurité d'une pente de 1,75H :1V et de 10 m de hauteur situé dans une région dont la sismicité est similaire à celle de la ville de Québec et avec des propriétés de sol comparables est influencé par la variation de l'indice de plasticité. En effet, on trouve un facteur de sécurité de l'ordre de 1,5 pour un indice de plasticité de 10 et qui se trouve réduit à 1,3 pour un indice de plasticité de 40. Ce résultat est cohérent avec la sismicité du Québec qui présente des sollicitations sismiques riches en hautes fréquences. En effet, lorsque l'indice de plasticité augmente, il cause une faible dégradation du module équivalent,  $G$ , et, le sol se retrouve sollicité avec des fréquences et une énergie plus élevées.

Les résultats montrent aussi que le facteur de sécurité dynamique varie de manière notable avec la variation de l'indice de plasticité. On voit bien que le coefficient de sécurité le plus élevé est obtenu pour l'indice de plasticité le plus faible (correspondant à la dégradation la plus importante et à l'amortissement le plus élevé). En jumelant ces résultats avec ceux de l'annexe I, on peut conclure que la variation du coefficient de sécurité avec l'indice de plasticité est peu influencée par l'épaisseur du dépôt pour des épaisseurs de 10 m et 20 m. En effet, pour le dépôt de 10 m, le coefficient de sécurité le plus élevé est de l'ordre de 1,5 pour un indice de plasticité de 10 et il est

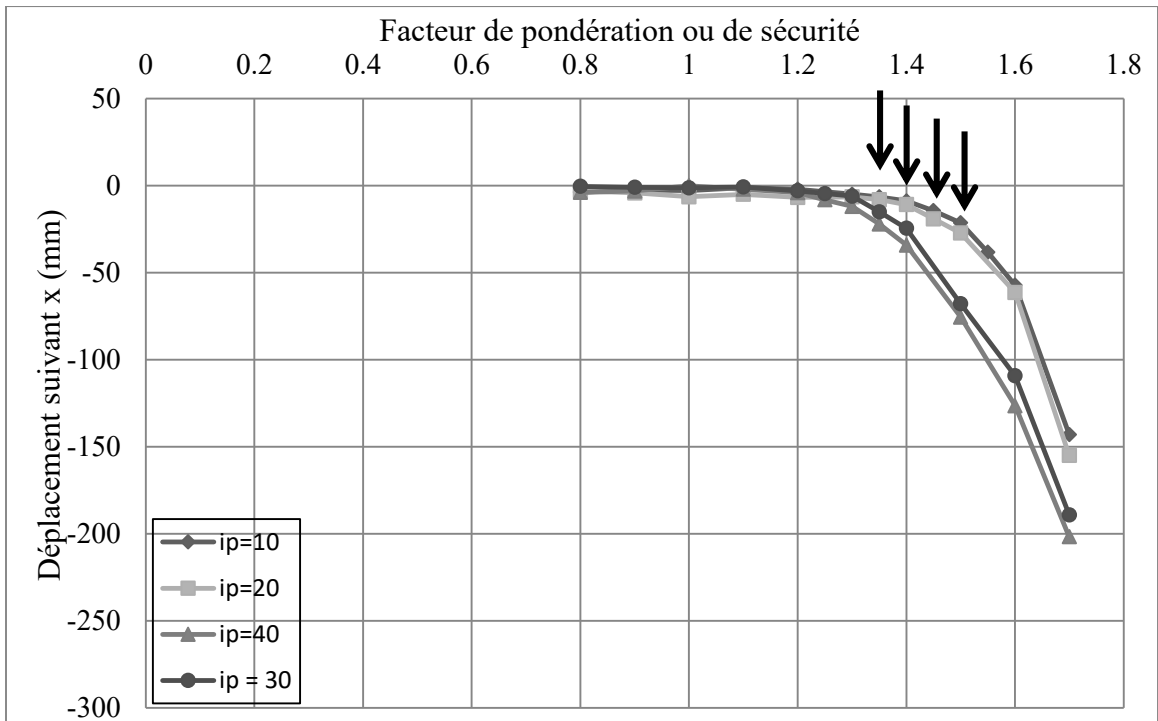


Figure 4.6: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 1,75H :1V, HP=10 m et HD=10 m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40, séisme SIMQUICK, delta 2,5.

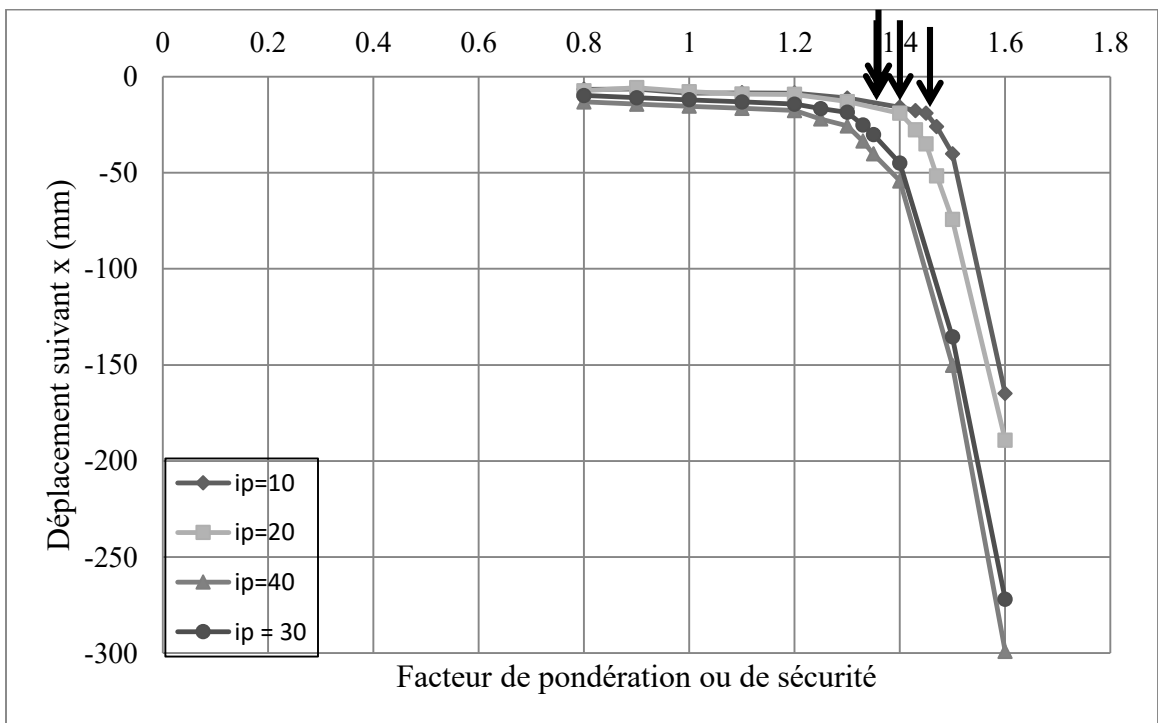


Figure 4.7: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 1,75H :1V, HP=10 m et HD=10 m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40, séisme SIMQUICK, delta 2.

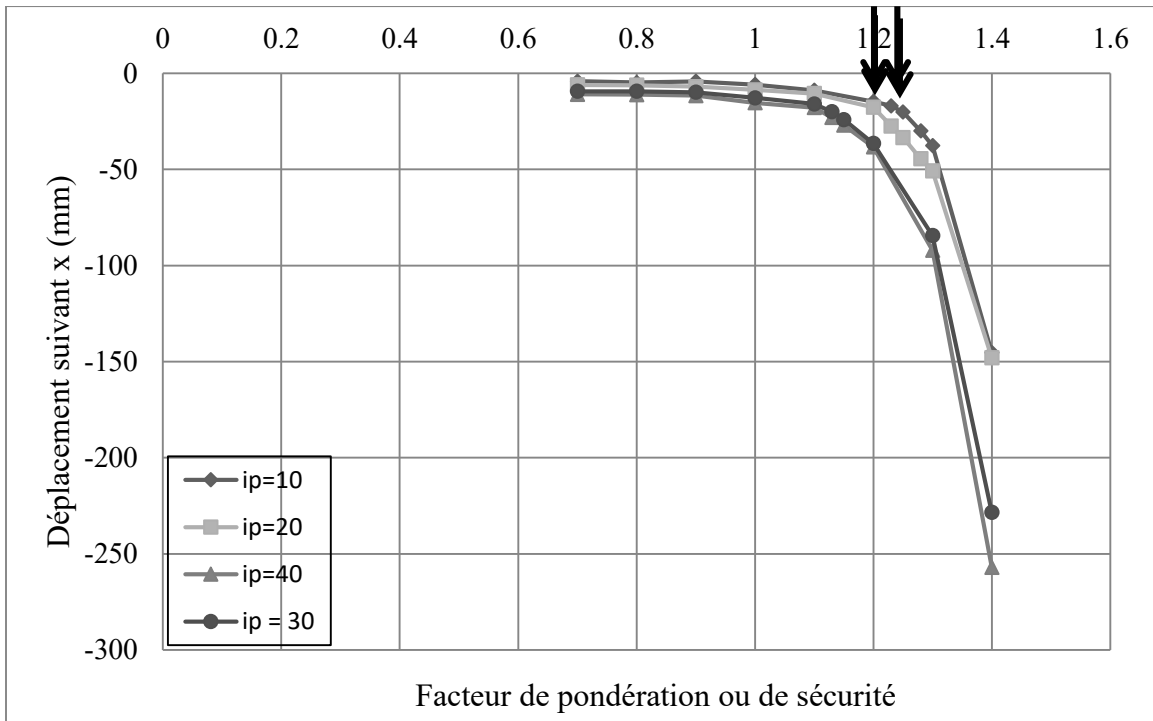


Figure 4.8: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 1,75H : 1V, HP=10 m et HD=10 m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40, séisme SIMQke, delta 1,5.

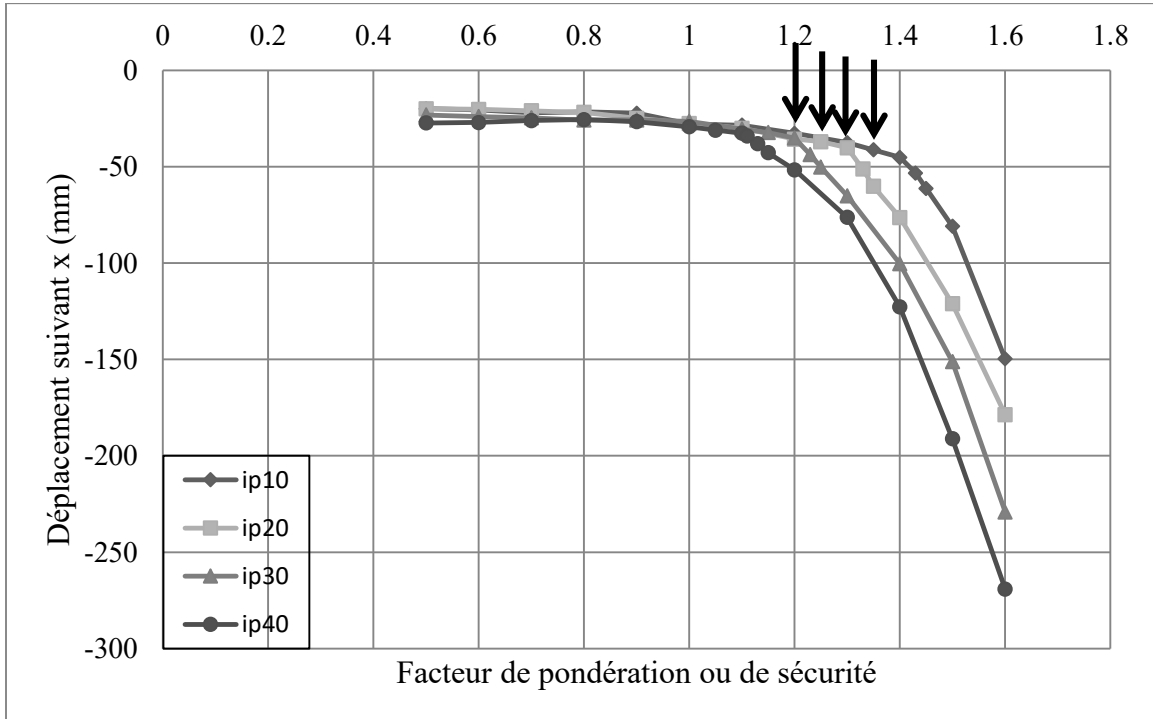


Figure 4.9: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 1,75H : 1V, HP=10 m et HD=20 m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40, séisme SIMQke, delta 2,5.

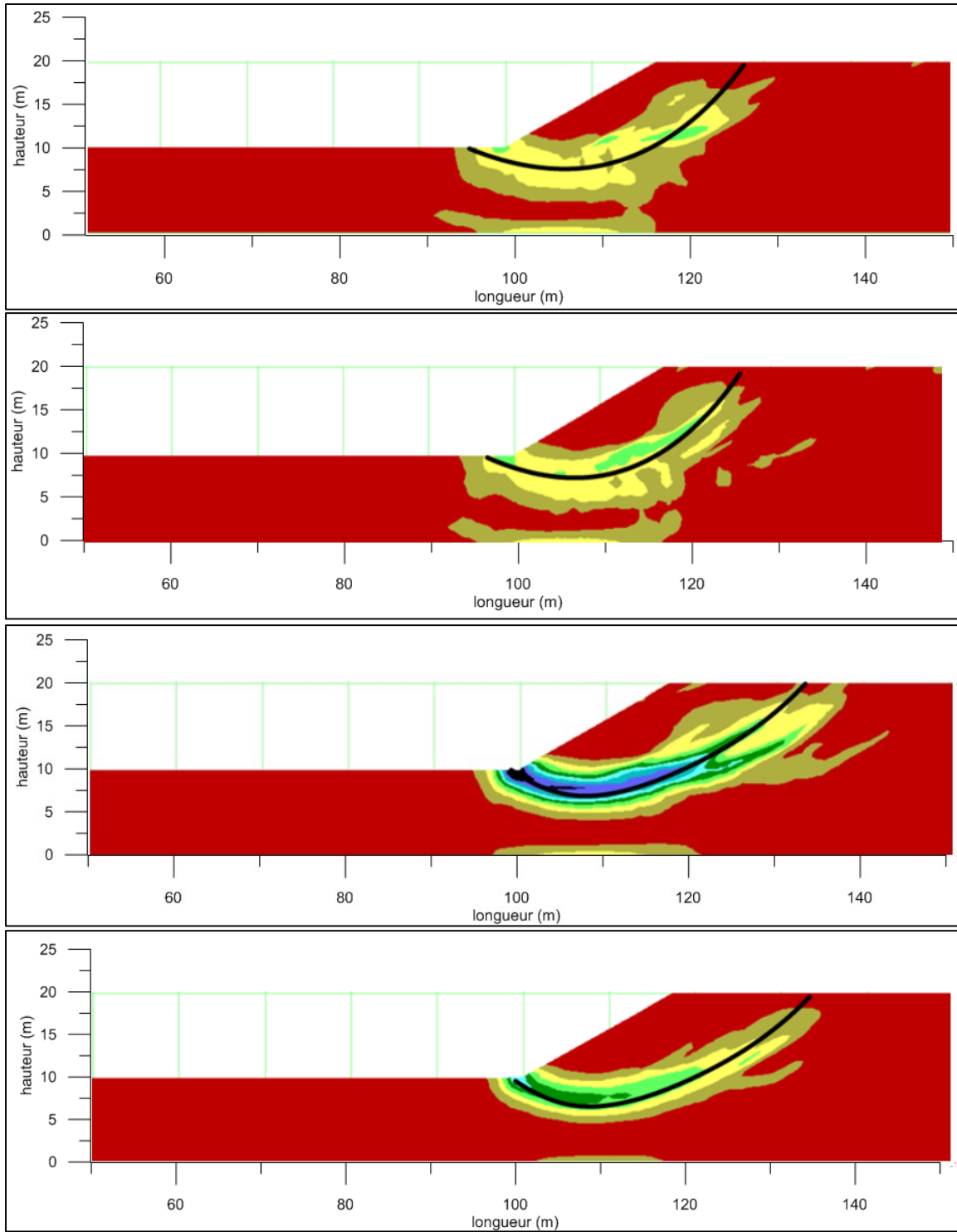


Figure 4.10: Surfaces de rupture pour la pente 1,75H :1V, HP=10 m et HD=10 m pour des indices de plasticité de a)10, b)20, c)30 et d)40(séisme SIMQKE, delta 2,5)



de l'ordre de 1.4 pour une hauteur de 20 m. Les figures 4.10 et 4.11 donnent les résultats des surfaces de rupture obtenus pour les exemples choisis.

En ce qui concerne la comparaison des surfaces de rupture pour les différents cas étudiés, on peut aboutir aux conclusions suivantes. Toutes les surfaces de rupture atteignent les 15 m de profondeur environ et passent par le pied de la pente. Les surfaces de rupture pour les indices de plasticité de 10 et 20 sont presque identiques et de même pour celles des indices de plasticité de 30 et 40. La différence apparente entre les surfaces de rupture des pentes dont les I.P. sont de 10 et 20 et celles de 30 et 40 se résume dans le fait que les dernières sont plus étalées sur la surface ; elles sont 10 m plus longues que les premières, ce qui appuie encore l'hypothèse qui dit que les sols avec des I.P. de 10 et 20 se comportent identiquement et de même pour les sols avec des I.P. de 30 et 40.

A présent, on comparera les surfaces de rupture des pentes pour des hauteurs du dépôt de 10 m et 20 m ; la figure 4.11 résume les surfaces de rupture pour un dépôt de 20 m de hauteur. Les mêmes remarques des cas précédents s'appliquent à ce cas. La comparaison deux à deux des figures montre que les surfaces de rupture des deux cas sont presque identiques, ont les profondeurs et les mêmes longueurs. C'est seulement les centres des cercles de rupture qui diffèrent, mais le reste est comparable.

Les tableaux de 4.3 à 4.10 donnent un résumé des facteurs de sécurité de toutes les analyses réalisées et les courbes de déplacement en fonction des facteurs de réduction se trouvent dans l'annexe I.

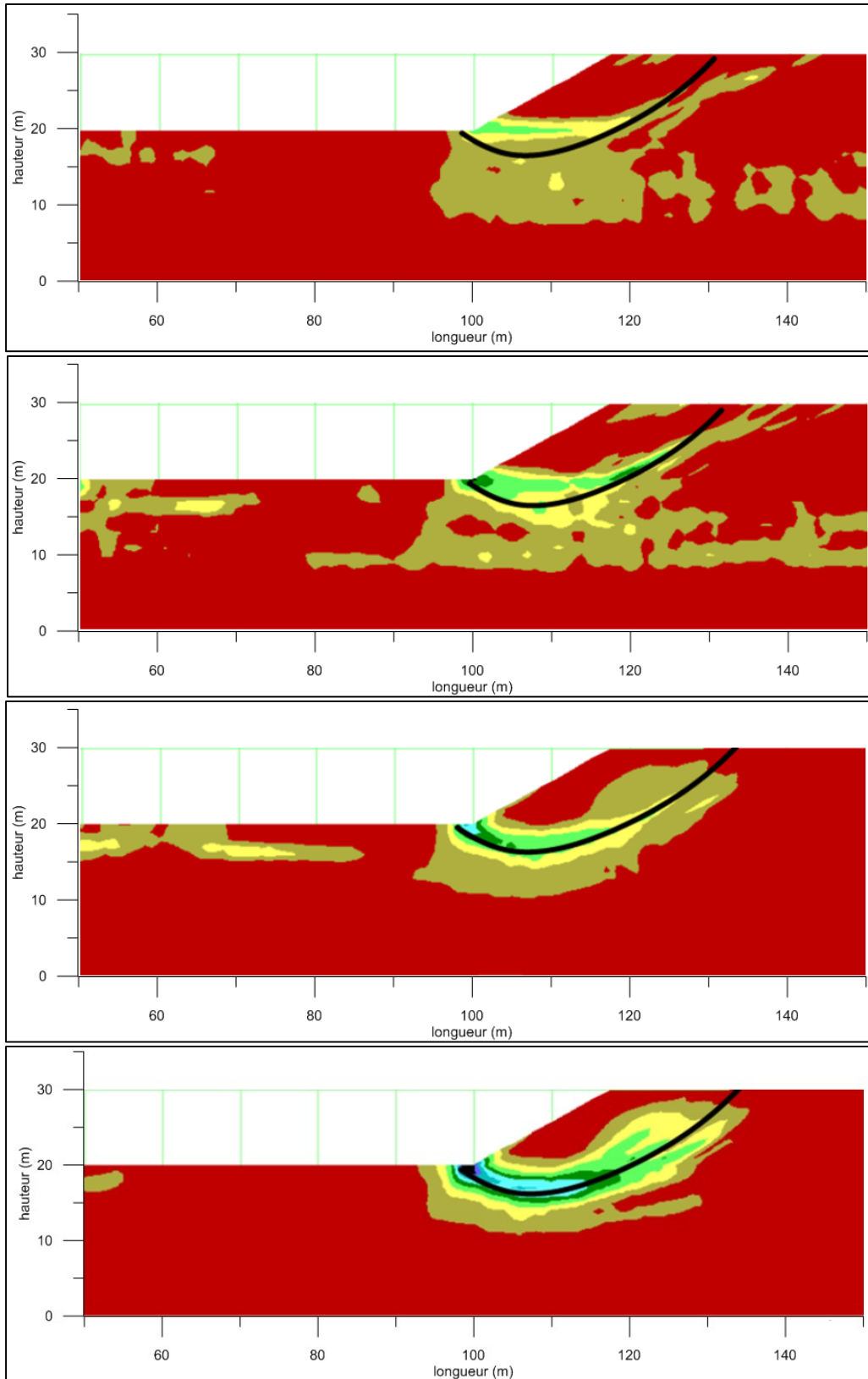


Figure 4.11: Surfaces de rupture pour la pente 1,75H :1V, HP=10 m et HD=20 m pour des indices de plasticité de a)10, b)20, c)30 et d)40(séisme SIMQKE, delta 2,5)

Tableau 4.4 : Atkinson zone 3, Trois-Rivières pente 1,75H:1V

H <sub>D</sub> -Dt/I.P	10	20	30	40
20-1,5	1,07	1,05	1,05	1,02
20-2	1,25	1,25	1,15	1,12
20-2,5	1,45	1,4	1,35	1,32
10-1,5	1,22	1,2	1,15	1,12
10-2	1,35	1,32	1,3	1,27
10-2,5	1,47	1,42	1,4	1,35

Tableau 4.5 : Simquick zone 4, Québec pente 1,75H:1V

H <sub>D</sub> -Dt/I.P	10	20	30	40
20-1,5	1,1	1,07	1,05	1,05
20-2	1,22	1,22	1,15	1,12
20-2,5	1,35	1,3	1,25	1,2
10-1,5	1,25	1,25	1,2	1,2
10-2	1,45	1,4	1,35	1,35
10-2,5	1,45	1,45	1,4	1,35

Tableau 4.6: SAGQC Zone 3, Chicoutimi pente 1,75H:1V

H <sub>D</sub> -Dt/I.P	10	20	30	40
20-1,5	1,12	1,1	1,05	1,05
20-2	1,32	1,3	1,25	1,2
20-2,5	1,4	1,37	1,3	1,3
10-1,5	1,35	1,35	1,3	1,25
10-2	1,47	1,45	1,4	1,37
10-2,5	1,55	1,55	1,5	1,5

Tableau 4.7 : Atkinson zone 5, Tadousac pente 1,75H:1V

H <sub>D</sub> -Dt/I.P	10	20	30	40
20-1,5	1,05	1,05	1	1
20-2	1,12	1,12	1,1	1,05
20-2,5	1,2	1,17	1,09	1,05
10-1,5	1,15	1,13	1,07	1,05
10-2	1,3	1,27	1,2	1,17
10-2,5	1,35	1,3	1,3	1,3

Tableau 4.8 : Atkinson zone 3, Trois-Rivières pente 3,00H:1V

H <sub>D</sub> -Dt/I.P	10	20	30	40
20-1,5	1,2	1,2	1,15	1,15
20-2	1,3	1,28	1,25	1,2
20-2,5	1,55	1,52	1,45	1,43
10-1,5	1,4	1,38	1,35	1,35
10-2	1,62	1,6	1,55	1,52
10-2,5	1,8	1,78	1,75	1,7

Tableau 4.9 : Simquick zone 4, Québec pente 3,00H:1V

H <sub>D</sub> -Dt/I.P	10	20	30	40
20-1,5	1,18	1,18	1,16	1,15
20-2	1,3	1,3	1,2	1,15
20-2,5	1,53	1,5	1,4	1,4
10-1,5	1,4	1,35	1,3	1,3
10-2	1,55	1,55	1,5	1,48
10-2,5	1,75	1,75	1,5	1,45

Tableau 4.10 : SAGQC Zone 3, Chicoutimi pente 3,00H:1V

H <sub>D</sub> -Dt/I.P	10	20	30	40
20-1,5	1,15	1,12	1,1	1,1
20-2	1,3	1,28	1,25	1,22
20-2,5	1,62	1,6	1,5	1,45
10-1,5	1,47	1,45	1,37	1,35
10-2	1,62	1,6	1,55	1,52
10-2,5	1,85	1,85	1,75	1,75

Tableau 4.11: Atkinson zone 5, Tadousac pente 3,00H:1V

H <sub>D</sub> -Dt/I.P	10	20	30	40
20-1,5	1,1	1,08	1	0,97
20-2	1,15	1,13	1,13	1,1
20-2,5	1,5	1,45	1,33	1,3
10-1,5	1,26	1,22	1,15	1,15
10-2	1,35	1,3	1,3	1,3
10-2,5	1,5	1,45	1,4	1,4

Comme on l'a déjà mentionné, on peut constater, dans presque tous les cas présentés, que le facteur de sécurité diminue lorsque le sol est plus plastique. En effet, le facteur de sécurité diminue d'environ 3% lorsque l'indice de plasticité diminue de 10 à 20 et il diminue d'environ 7% lorsque l'indice de plasticité passe de 20 à 30 et se retrouve de nouveau diminuer de 3% lorsque l'Ip passe de 30 à 40. Ces résultats ont été calculé après avoir considéré tous les cas.

#### 4.8.2 Effet de la variation du taux d'augmentation de la cohésion (delta)

Une deuxième comparaison s'impose, c'est celle entre les trois variations de la C<sub>U</sub> 1,5, 2 et 2,5. Comme on peut le constater sur la figure 4.12, plus la variation (delta) de la cohésion est importante (2,5) plus les facteurs de sécurité sont élevés pour une même hauteur de pente, même hauteur de dépôt et une même inclinaison de la pente. Ce résultat étant tout à fait normal et

attendu suite au fait qu'un sol ayant une variation de cohésion plus élevée (c.à.d. des valeurs de cohésion plus élevées) va avoir sa résistance au cisaillement augmenter. Et donc on aura une plus grande stabilité et des facteurs de sécurité plus élevés.

La figure 4.13 présente un bilan des facteurs de sécurité obtenus pour l'ensemble des analyses effectuées pour un talus de 1,75H :1V avec une épaisseur de 10 m. Cette figure montre que dans les deux cas des hauteurs du dépôt (10 et de 20 m), le coefficient de sécurité diminue de façon presque linéaire avec l'augmentation de l'indice de plasticité. Les facteurs de sécurité des analyses obtenus ont été divisés par les facteurs de sécurité de l'indice de plasticité de 30 afin de les normaliser. Ces résultats permettent d'établir la relation suivante pour cette zone d'analyse avec les propriétés de sol et la géométrie utilisées :

$$F.S. (Ip) / F.S. (Ip = 30) = -0,0061 Ip + 1,1863$$

Cette relation ne s'applique que dans le cas d'une pente de 1,75H :1V et ne doit pas être généralisée à toute les régions sismiques du Québec. Le plus important est de démontrer que le coefficient de sécurité augmente en général avec la diminution de l'indice de plasticité pour les régions dont la sismicité est similaire à celle de la ville de Québec.

Pour les autres villes et pentes étudiées, les équations trouvées sont les suivantes :

$$\text{Trois-Rivières pente 1,75H:1V : } F.S. (Ip) / F.S. (Ip = 30) = -0,0044Ip + 1,1481$$

$$\text{Chicoutimi pente 1,75H:1V : } F.S. (Ip) / F.S. (Ip = 30) = -0,0037Ip + 1,1346$$

$$\text{Tadoussac pente 1,75H:1V : } F.S. (Ip) / F.S. (Ip = 30) = -0,0047Ip + 1,1723$$

$$\text{Trois-Rivières pente 3,00H:1V : } F.S. (Ip) / F.S. (Ip = 30) = -0,0028Ip + 1,1024$$

$$\text{Québec pente 3,00H:1V : } F.S. (Ip) / F.S. (Ip = 30) = -0,0033Ip + 1,1119$$

$$\text{Chicoutimi pente 3,00H:1V : } F.S. (Ip) / F.S. (Ip = 30) = -0,0031Ip + 1,1108$$

$$\text{Tadoussac pente 3,00H:1V : } F.S. (Ip) / F.S. (Ip = 30) = -0,0049Ip + 1,1634$$

Toutes les équations appuient le fait que la variation de l'indice de plasticité varie linéairement avec le facteur de sécurité pour les différentes villes étudiées. Le coefficient négatif dans toutes les équations prouve que le facteur de plasticité diminue lorsque l'indice de plasticité augmente (de 10 à 40).

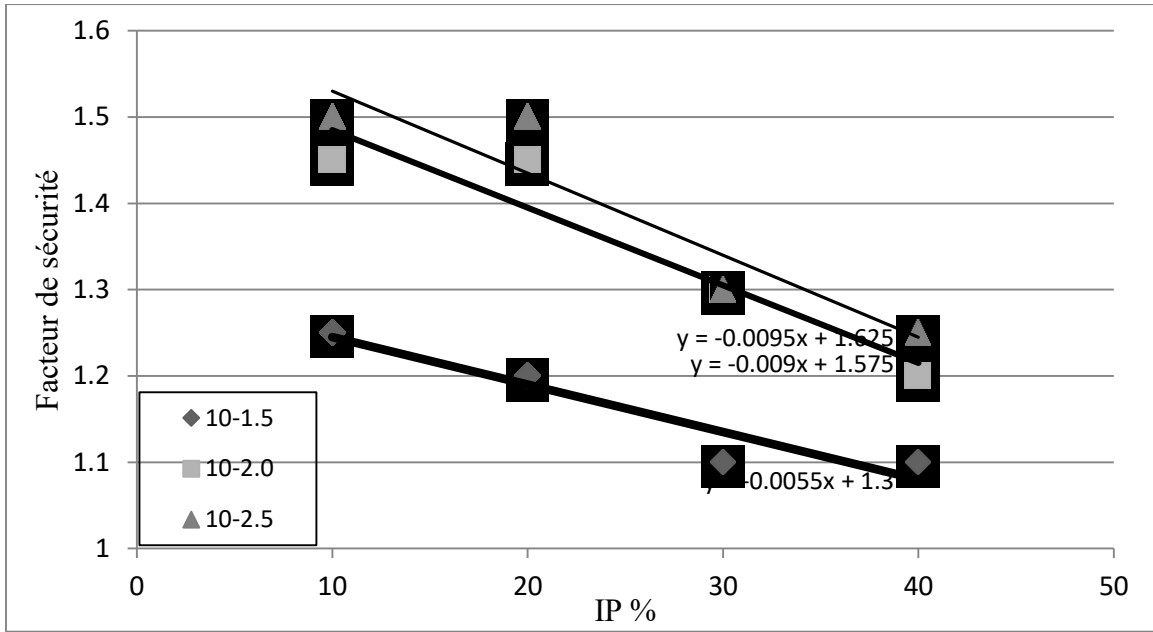


Figure 4.12: Variation du coefficient de sécurité du talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur en fonction de l'indice de plasticité pour une épaisseur du dépôt de 10 et des variations de cohésion de 1,5, 2 et 2,5.

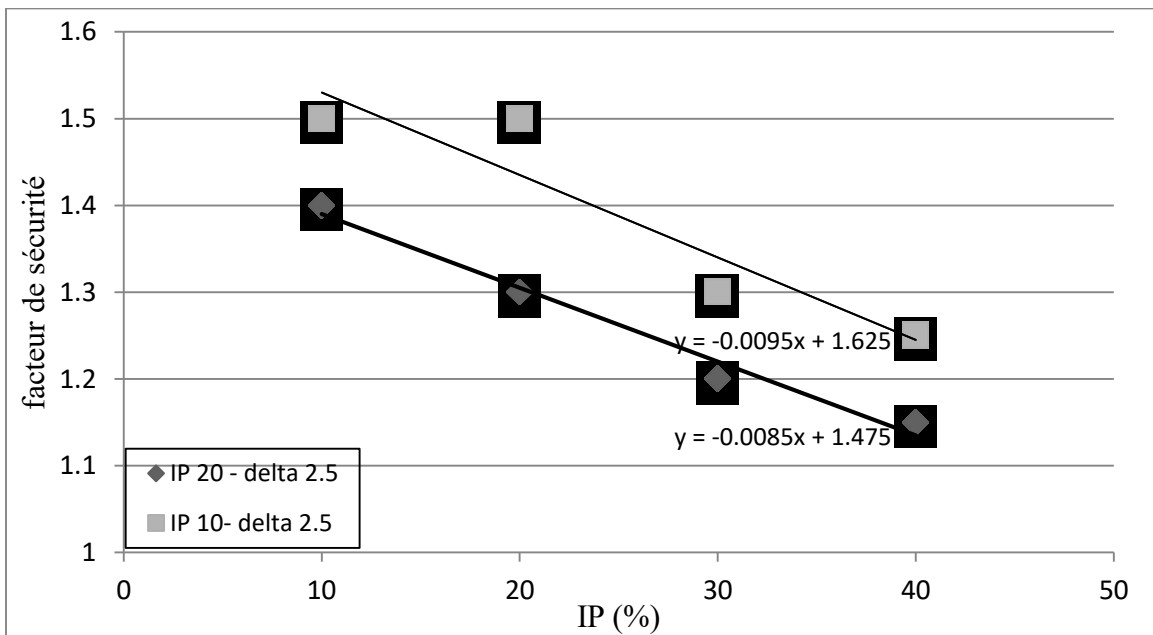


Figure 4.13: Variation du coefficient de sécurité du talus de 1,75H :1V, en fonction de l'indice de plasticité pour des épaisseurs du dépôt de 10 et de 20 m pour un delta de 2,5

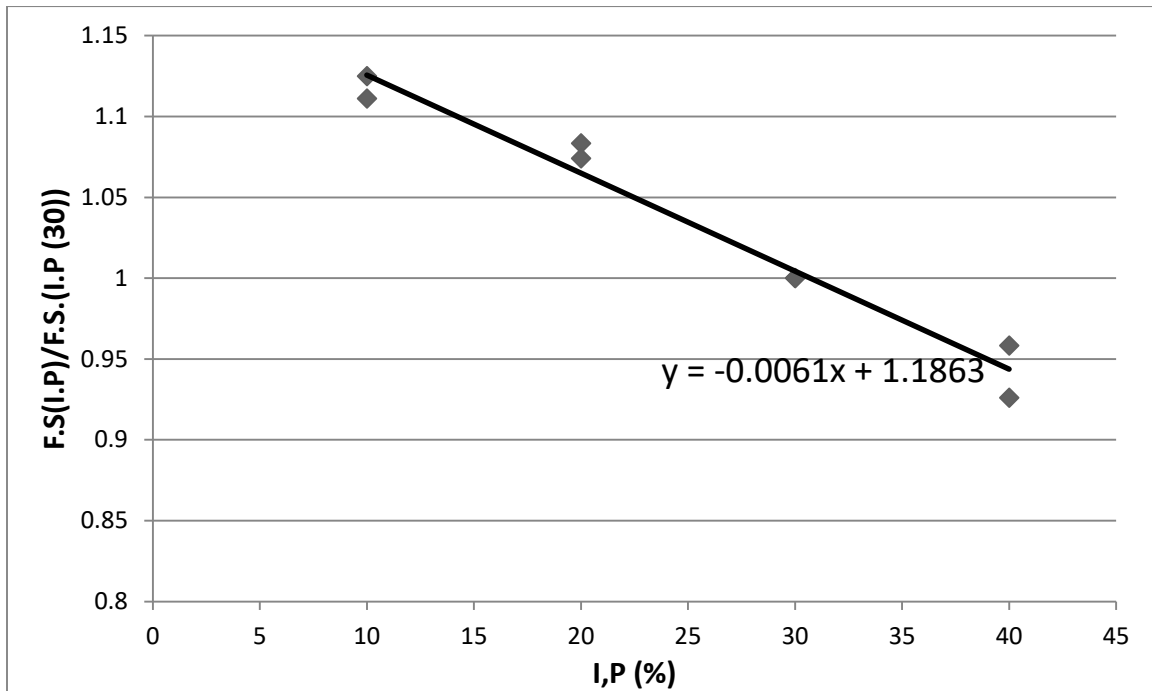


Figure 4.14: Variation du coefficient de sécurité normalisé par celui obtenu pour un indice de plasticité de 30 du talus de 1,75H :1V et de 10 et 20 m de hauteur en fonction de l'indice de plasticité, delta 2,5, pente 1,75H :1V, ville de Québec.

#### 4.8.3 Effet de la variation de la pente :

A présent, on étudiera une pente de 3,00 H/1V avec les mêmes propriétés que la première, les mêmes hauteurs de pente et de talus, le même séisme et la même ville (Québec, zone 4). Cette partie mettra en relief l'effet de variation de la pente du talus sur le facteur de sécurité.

Comme on peut le constater sur les figures 4.15, 4.16 et 4.17, qui présentent les résultats des facteurs de sécurité pour une pente de 3,00H/1V pour une ville dont la sismicité est similaire à celle de la ville de Québec, le facteur de sécurité est bien plus élevé pour une pente douce qu'une autre plus abrupte.

Par exemple et dans le but de comparaison, pour les pentes de deltas respectifs de 1,5, 2 et 2,5, une inclinaison de 1,75H/1V et pour un indice de plasticité de 30, on a trouvé des facteurs de sécurité de l'ordre de 1,1, 1,3 et 1,3 respectivement. Et pour les pentes de deltas respectifs de 1,5, 2 et 2,5, une inclinaison de 1,75H/1V et pour un indice de plasticité de 30, on a trouvé des facteurs de sécurité de l'ordre de 1,3, 1,4 et 1,5 respectivement.

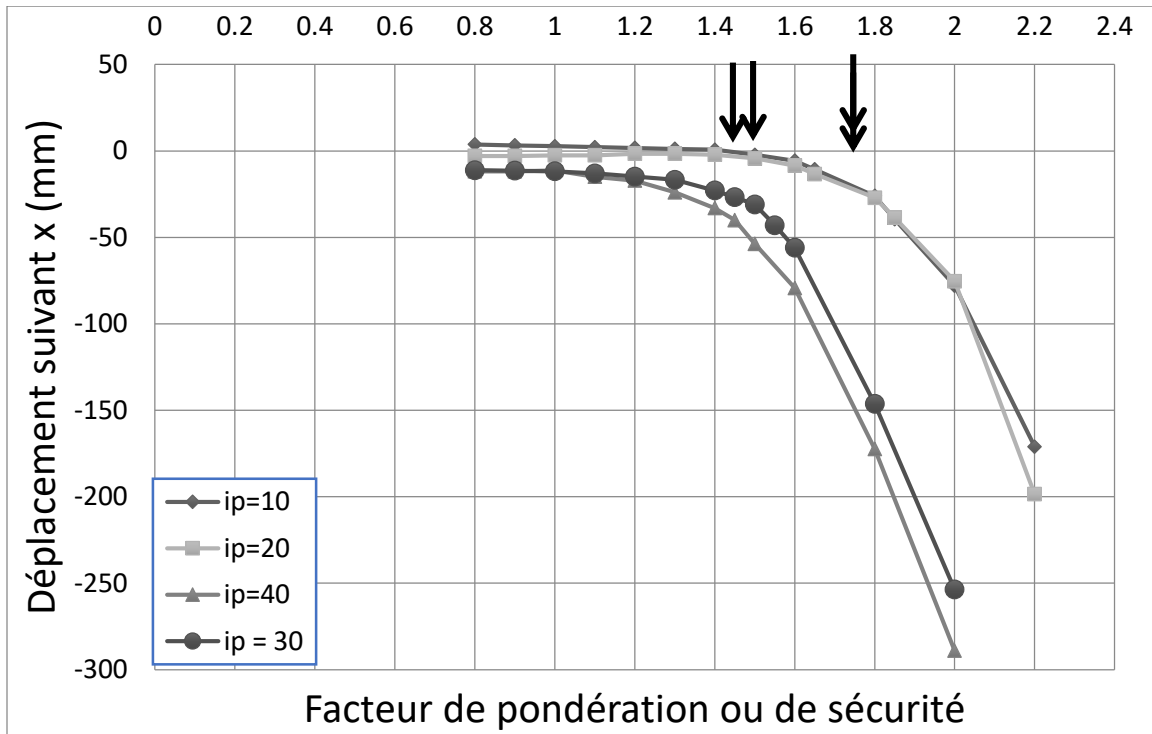


Figure 4.15: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 3,00H :1V,  $H_p=10$  m et  $H_p=10$  m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40, séisme SIMQKE, delta 2,5.

Cela étant dit, on peut constater une augmentation d'environ 18% du facteur de sécurité entre les deux inclinaisons de pente de ce cas-ci. La différence n'étant pas aussi importante dans ce cas peut être car les effets des séismes dans cette zone sismique pour les deux exemples choisis ne sont pas si visibles, mais ça n'empêche qu'elles existent et que son existence est bien justifiée et évidente. Une vallée plate, qui représente une pente plate d'un angle en tête de  $180^\circ$ , n'aura aucune masse probable de glisser et donc aura une plus grande stabilité en comparant avec une pente de plus en plus raide.

Pour les autres cas étudiés et présentés dans l'annexe, on a eu des augmentations qui ont atteint presque les 40% dans le cas des deux inclinaisons de pente dans la zone 5 pour des spectres adaptés à la ville de Tadousac, les facteurs de sécurité ont monté de 0.8, 0.9 et 1.00 pour un indice de plasticité de 30 et l'inclinaison de 1,75H/1V, à 1.15, 1.2 et 1.35, d'où on peut visualiser l'importance de l'effet de l'inclinaison de la pente sur le facteur de sécurité.



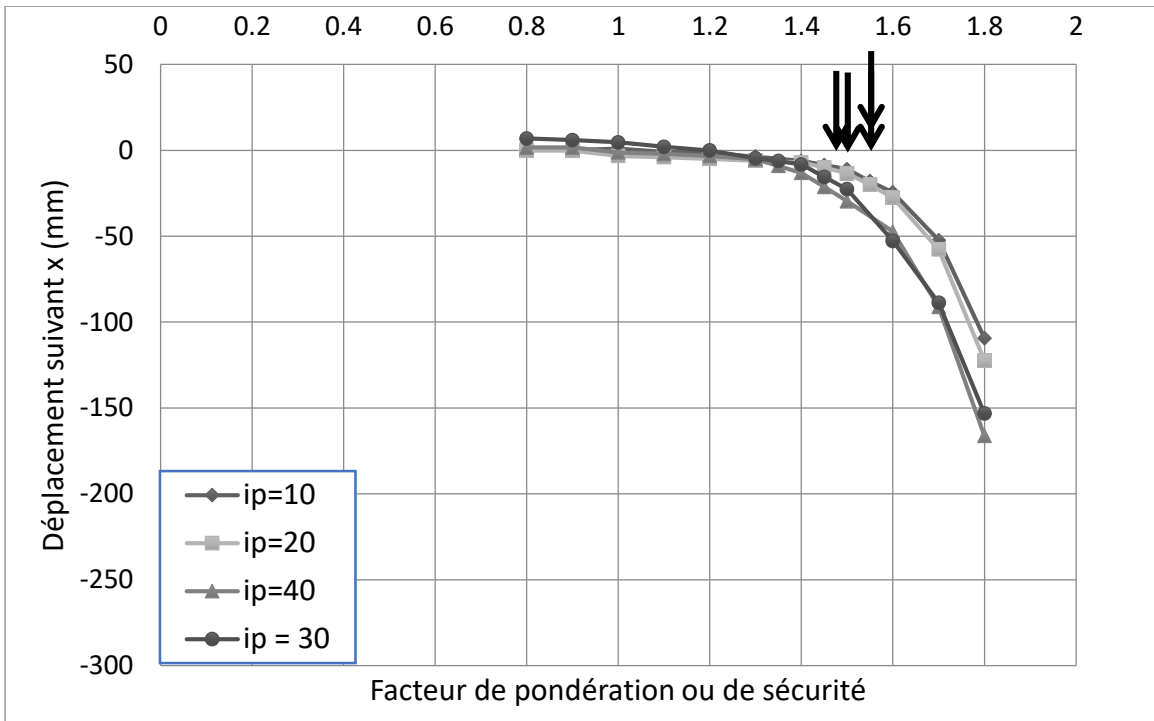


Figure 4.16: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 3,00H :1V,  $H_p=10$  m et  $H_p=10$  m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40, séisme SIMQUICK, delta 2.

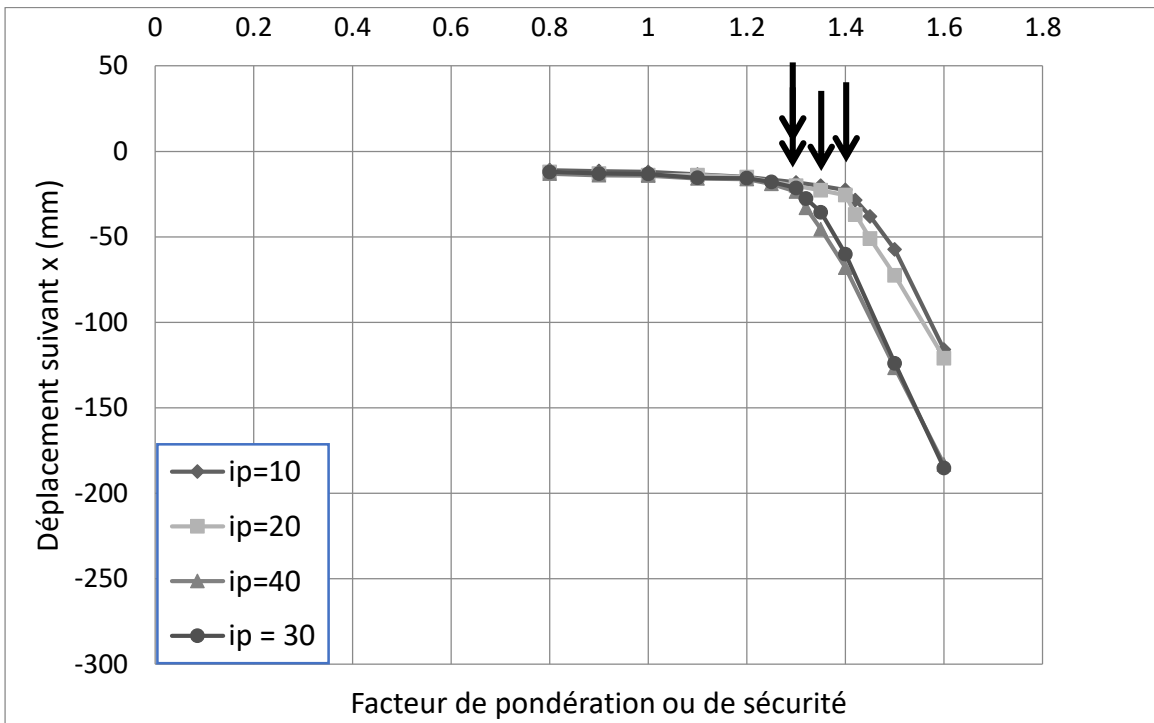


Figure 4.17: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 3,00H :1V,  $H_p=10$  m et  $H_p=10$  m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40, séisme SIMQUICK, delta 1,5.

## 4.9 Conclusions

Les pentes argileuse soumises à des charges dynamiques ou cycliques réagissent différemment selon leurs propriétés dynamiques, géométriques et le contenu de la charge appliquée. Ainsi, la variation de l'inclinaison de la pente, de la cohésion, de son indice de plasticité, de la hauteur du dépôt et de la zone sismique (intensité du mouvement sismique) sont des paramètres importants pour l'étude de la stabilité d'une pente argileuse comme on vient de le démontrer.

Si le sol est plus plastique, il a un plus faible facteur de sécurité et donc il est moins stable. De même, si l'inclinaison de la pente augmente, la pente devient plus abrupte et donc moins stable. Aussi, si la cohésion augmente avec un delta plus important, le sol sera plus résistant et plus stable par conséquent. Enfin, la zone sismique dans laquelle se trouve la pente influence la stabilité de cette dernière, de telle sorte que plus la zone est sismique (zone 5), la pente est moins stable (en comparant aux zones 3 et 4). Par contre, les analyses ont montré que la hauteur de dépôt n'a pas beaucoup d'effet sur la stabilité de la pente pour des hauteurs de 10 m et 20 m.

# CHAPITRE 5. Effet de la zone sismique sur le facteur de sécurité et le coefficient sismique

---

## 5.1 Généralités

L'analyse pseudostatique est l'une des approches les plus simples à utiliser dans pour l'analyse de la stabilité sismique des talus argileux. Cependant, le choix des coefficients sismiques  $k_h$  utilisés dans l'analyse peut être arbitraire et manque généralement de justification. Pour étudier cela, une étude paramétrique a été réalisée pour différentes géométries de talus argileux ayant différentes propriétés et soumis à différents niveaux de séismes.

Le coefficient  $k_h$  dépend de plusieurs facteurs dont les caractéristiques sismiques de la région et doit donc être sélectionné de manière rationnelle. Ainsi, on peut s'attendre à des valeurs de  $k_h$  plus élevée dans la région de forte séismicité et inversement. Toutefois, Il est possible que le coefficient pseudostatique varie dans une même zone et puisse être le même pour deux zones sismiques différentes. Ceci dépend de plusieurs autres facteurs comme la géométrie, la hauteur du dépôt, les propriétés dynamiques du sol, l'indice de plasticité, etc.

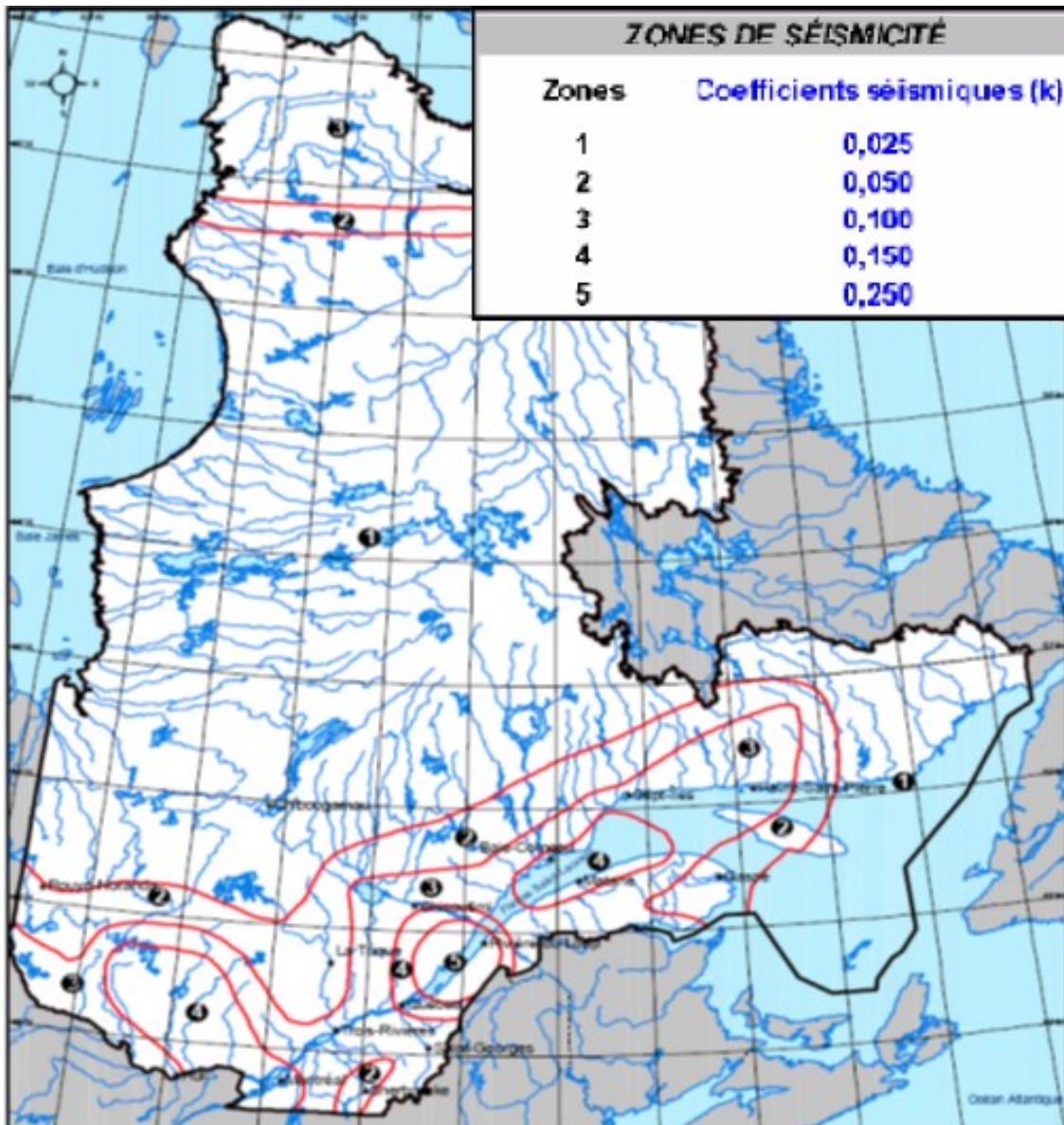


Figure 5.1: Carte de détermination de la zone sismique produite par le centre d'expertise hydrique du Québec

La sélection d'un coefficient sismique approprié est l'aspect le plus important et le plus difficile d'une analyse de stabilité pseudostatique. En théorie, les valeurs des coefficients sismiques devraient dépendre de l'amplitude de la force d'inertie induite dans la pente par les forces dynamiques générées lors d'un séisme. Étant donné que les pentes ne sont pas rigides et que l'accélération maximale produite pendant un tremblement de terre ne dure que très peu de temps, les coefficients sismiques utilisés dans la pratique correspondent généralement à des valeurs d'accélération bien inférieures aux accélérations maximales prévues (Kramer 1996).

Tableau 5.1: Coefficient sismique adopté par Hydro-Québec (1998)

<b>Zone</b>	<b>Accélération ajustée</b>	<b>k</b>
<b>1</b>	< 0,04	0,05
<b>2</b>	0,04 < a < 0,12	0,1
<b>3</b>	0,12 < a < 0,2	0,15
<b>4</b>	0,2 < a < 0,3	0,25
<b>5</b>	> 0,3	0,3

Tableau 5.2: Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour les régions considérées, selon la commission géologique du Canada (2005)

Ville	Classe	PGA	Sa(0.2)	Sa(0.5)	Sa(1.0)	Sa(2.0)
Trois-Rivières (zone3-4)	Classe C (CNB)	0.33	0.64	0.31	0.12	0.043
	Accélération (g) -classe A	0.255	0.484	0.155	0.06	0.0215
Québec (zone4)	Classe C (CNB)	0,37	0,59	0,30	0,14	0,048
	Accélération (g) -classe A	0.28	0,43	0,15	0.07	0.024
Chicoutimi (zone2-3)	Classe C (CNB)	0.4	0.63	0.33	0.16	0.053
	Accélération (g) -classe A	0.303	0.474	0.165	0.08	0.0265
Tadoussac (zone5)	Classe C (CNB)	0.46	0.84	0.46	0.22	0.073
	Accélération (g) -classe A	0.35	0.672	0.23	0.11	0.0365
Sherbrooke (zone 2)	Classe C (CNB)	0.2	0.37	0.2	0.086	0.031
	Accélération (g) -classe A	0.152	0.259	0.1	0.043	0.155
Val-D'Or (zone 3)	Classe C (CNB)	0.12	0.22	0.12	0.063	0.018
	Accélération (g) -classe A	0.091	0.14	0.06	0.0315	0.009

Cependant, le choix des coefficients utilisés dans l'analyse de la stabilité des pentes est très subjectif et ne présente pas de justification claire. Le tableau 5.1 présente les valeurs des coefficients sismiques horizontaux qui ont été recommandés par Hydro-Québec en 1998 pour chacune des zones sismiques du Québec en se basant sur l'accélération ajustée.

A présent, on étudiera l'effet du changement de zone sismique sur le facteur de sécurité et sur le coefficient sismique. En effet, au Québec il y a 5 zones sismiques bien illustré sur la figure 5.1 et on s'intéressera aux zones 3, 4 et 5 plus précisément car elles présentent une sismicité plus sévère.

## 5.2 Spectre de sollicitation sismique

Le Code National du Bâtiment définit la sollicitation sismique sous forme de spectre de réponse. À partir des données fournies par le CNB ou la Commission géologique du Canada (CGC), on peut convertir les spectres de réponse en surface pour un sol de classe en spectre de réponse au rocher de classe A en utilisant le facteur d'amplification convenable. Les spectres d'accélération des cas des villes étudiées sont présentés au tableau 5.2. Des accélérogrammes (Synthétiques et historiques) ont été choisis et ajustés par la suite pour que leurs spectres de réponse soient compatibles avec le spectre définissant la sollicitation au rocher définie à l'aide des facteurs d'amplification du CNB et les facteurs d'adaptation du spectre du séisme avec celui du sol de classe A (figures 5.2, 5.3, 5.4 et 5.5).

Selon la carte de la figure 5.1, la ville de Québec est située dans la zone 4 ( $k_h=0,15$ ) alors que la ville de Chicoutimi est située dans la zone 3 ( $k_h=0,1$ ). Suite à l'étude des spectres de ces régions, l'accélération spectrale pour des périodes supérieures ou égales à 1 est plus élevée à Chicoutimi (zone 3) qu'à Québec (zone 4). Cela étant dit, pour des pentes de période supérieure à 1 sec, le coefficient  $k_h$  pour la région de Chicoutimi peut être plus élevé que celui de Québec.

Par exemple l'accélération spectrale pour une période de 1 dans la région de Sherbrooke est environ 30 % plus élevée que celle de Val-D'Or (tableau 5.2) malgré qu'ils appartiennent à la même zone sismique selon la carte du centre d'expertise hydrique du Québec (voir figure 5.1). Des différences importantes peuvent également être observées à des périodes inférieures ou égales à 0,5 s. Il ne faut pas oublier que le problème de stabilité dynamique n'est pas linéaire et qu'il est nécessaire d'établir une relation entre l'accélération spectrale et le coefficient pseudostatique.

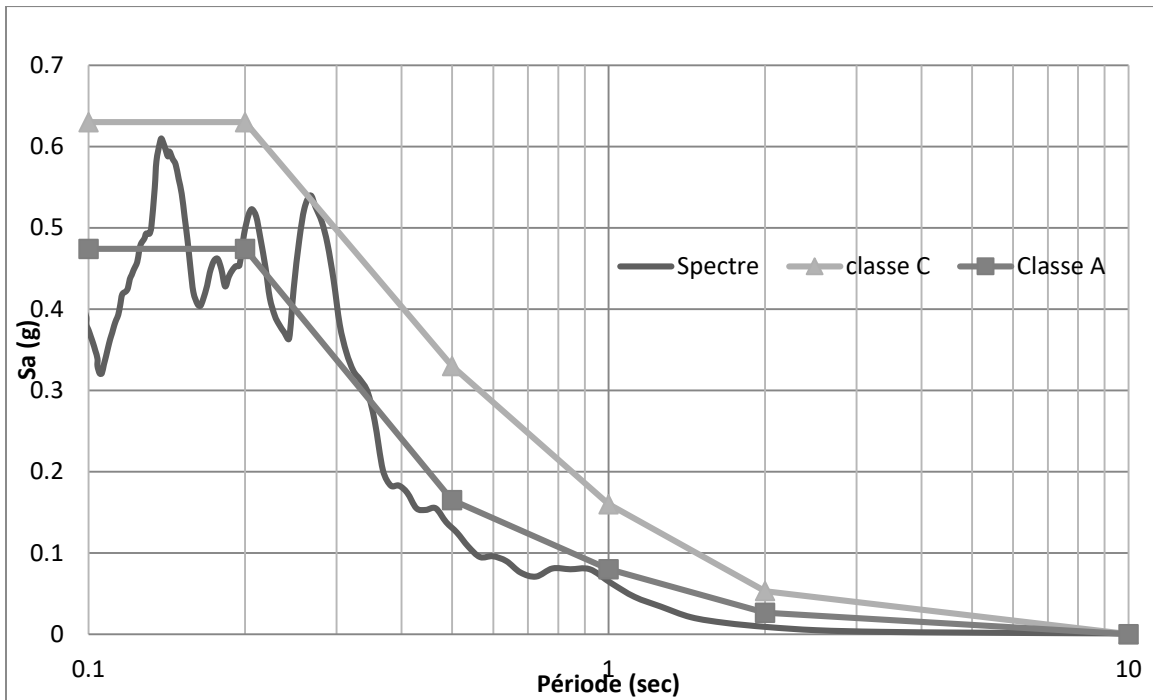


Figure 5.2: Spectres d'accélération au rocher pour la ville de Chicoutimi et celui de l'accélérogramme utilisé du séisme historique SAG-Québec multiplié par 3,5 (zone 3)

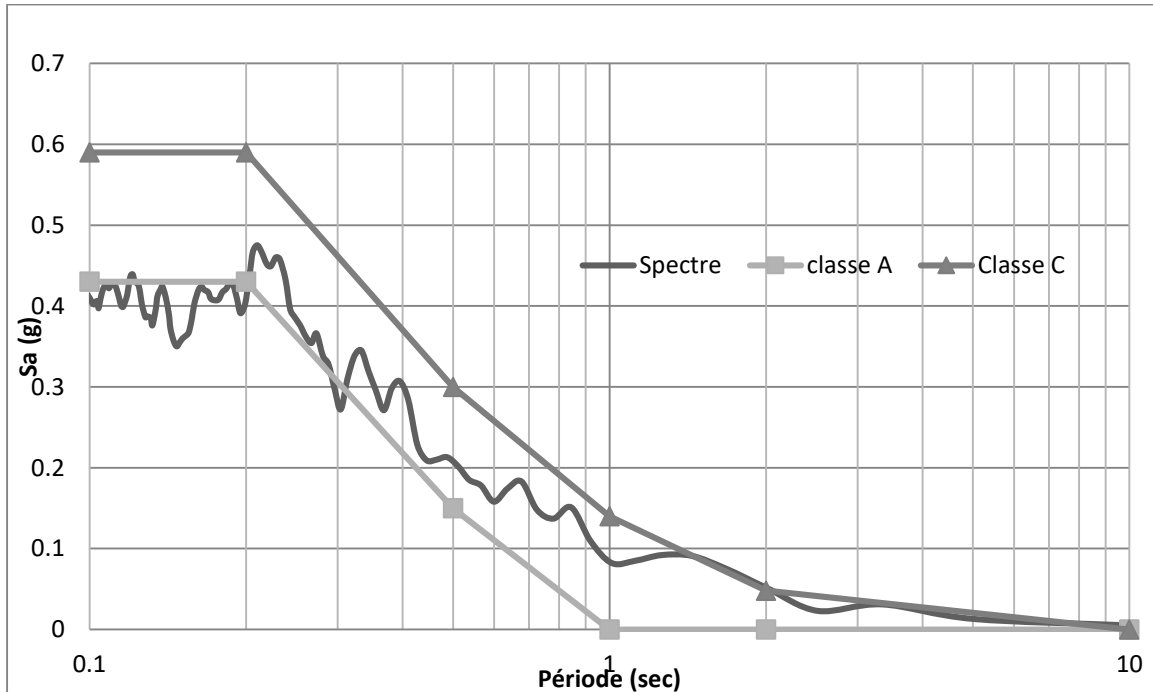


Figure 5.3: Spectres d'accélération au rocher pour la ville de Québec et celui de l'accélérogramme utilisé du séisme synthétique SIMQUICK multiplié par 0,8 (zone 4)

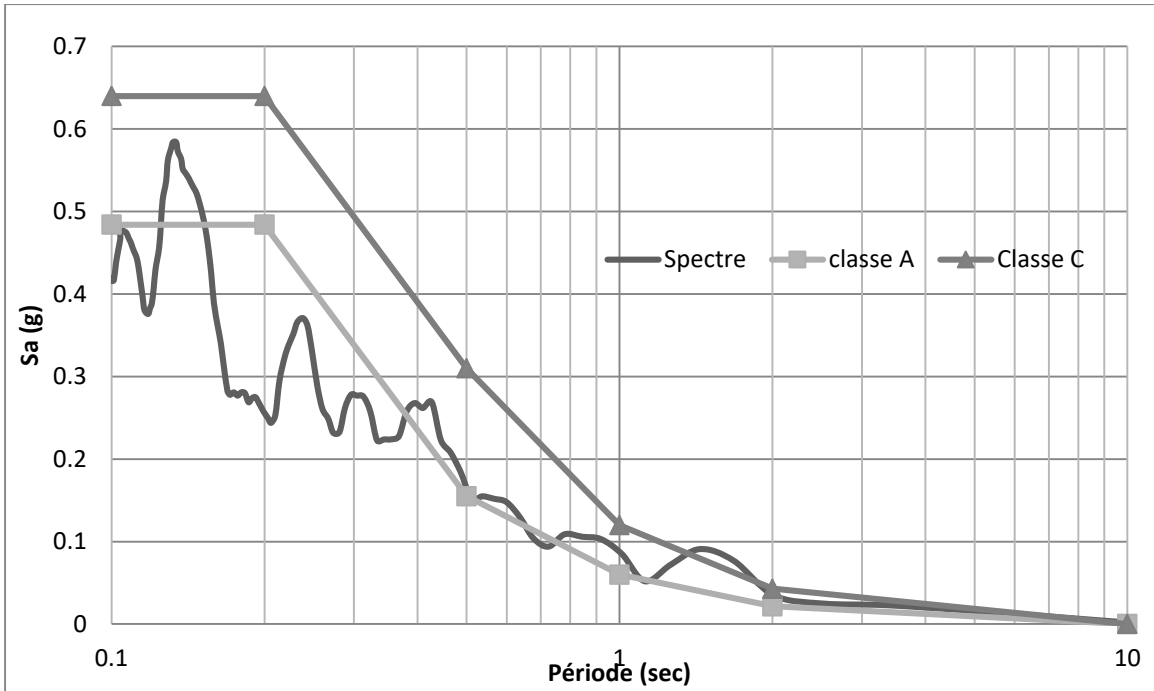


Figure 5.4: Spectres d'accélération au rocher pour la ville de Trois-Rivières et celui de l'accélérogramme utilisé du séisme synthétique ATKINSON-1 multiplié par 1 (zone 3)

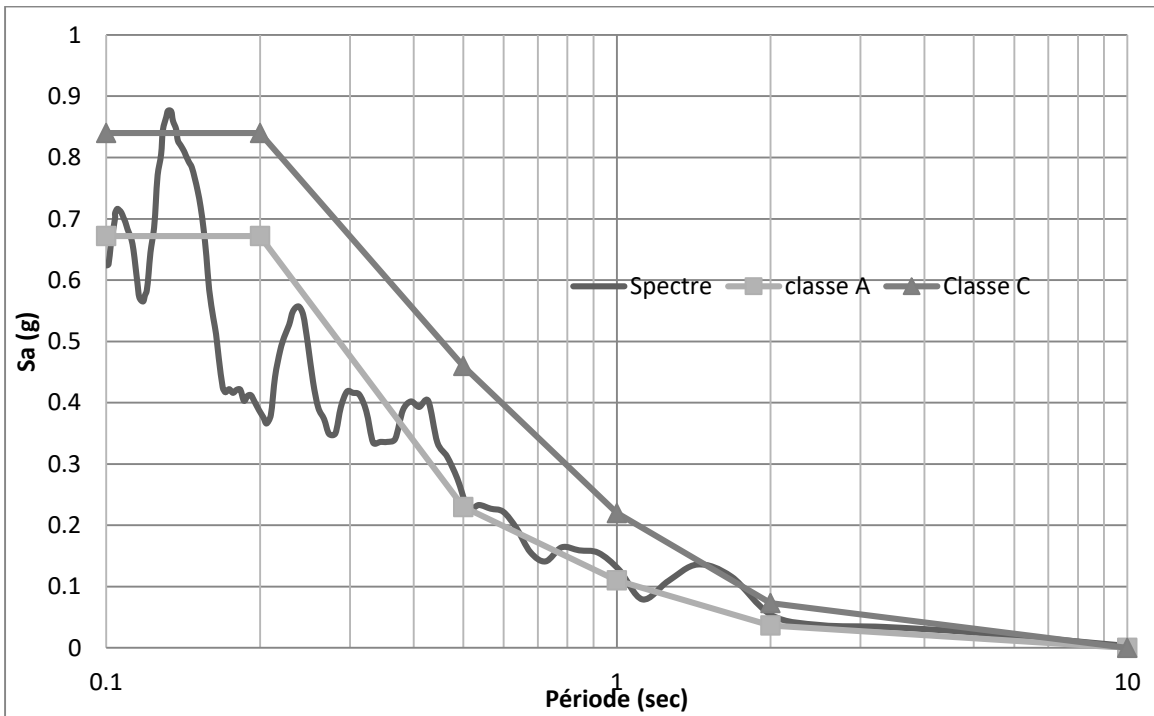


Figure 5.5: Spectres d'accélération au rocher pour la ville de Tadousac et celui de l'accélérogramme utilisé du séisme synthétique ATKINSON1 multiplié par 1,5 (zone 5)



### **5.3 Présentation des résultats**

La carte utilisée par le centre d'expertise hydrique du Québec considère les valeurs du coefficient sismique comme constante selon la zone. Il est toutefois montré dans ce chapitre que ce coefficient est variable et dépend d'un facteur important en plus de la zone sismique qui est la hauteur du dépôt. Des analyses ont été réalisées sur des dépôts de 10 et 20 m de hauteur avec des pentes d'inclinaison 1,75H :1V et 3,00H :1V. Cette partie du chapitre sera divisée en deux sous-parties ; la première sera consacrée à la comparaison des facteurs de sécurité des différentes zones sismiques et la deuxième va discuter de la variation du coefficient sismique  $K_h$  avec les zones sismiques.

#### **5.3.1 Facteurs de sécurité**

Les figures 5.6, 5.7, 5.8 et 5.9 montrent les déplacements résiduels en fonction des facteurs de réduction pour différentes zones sismiques, pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40 pour une pente 1,75/1, une hauteur de dépôt et de pente égale à 10m.

Les figures montrent que le facteur de sécurité diminue lorsque la zone sismique augmente. Les facteurs de sécurité en fonction des coefficients sismiques suggérés par le centre d'expertise hydrique du Québec sont illustrés sur la figure 5.10. Le facteur de sécurité semble diminuer de façon linéaire avec l'augmentation des valeurs des coefficients sismiques suggérés.

#### **5.3.2 Coefficients sismique $K_h$**

##### **5.3.2.1 Méthode d'analyse pseudo-spectrale**

Pour déterminer les valeurs de  $k_h$ , on a utilisé le logiciel SoilVision. Ce logiciel a implémenté la méthode pseudo-spectrale développée à l'université de Sherbrooke [Karray et al, 2013 et 2015] et qui considère un coefficient pseudostatique variable en fonction de la profondeur. Pour aboutir à cette méthode, on a constaté des différences au niveau des surfaces de rupture et des facteurs de sécurité entre les analyses faites par la méthode pseudostatique et celles faites avec la méthode dynamique et donc qu'il est possible de trouver un coefficient sismique permettant d'avoir le même coefficient des analyses dynamiques.

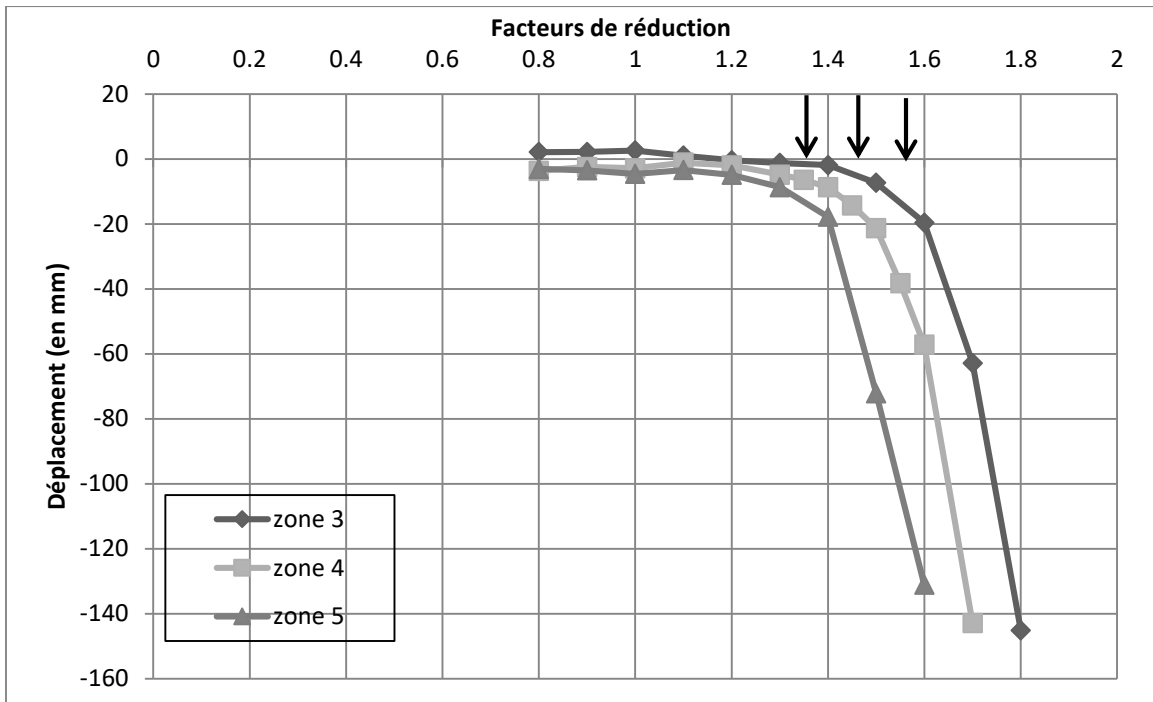


Figure 5.6: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 1,75H :1V,  $H_P=10$  m et  $H_P=10$  m pour un indice de plasticité de 10, séisme SIMQUICK et delta 2,5.

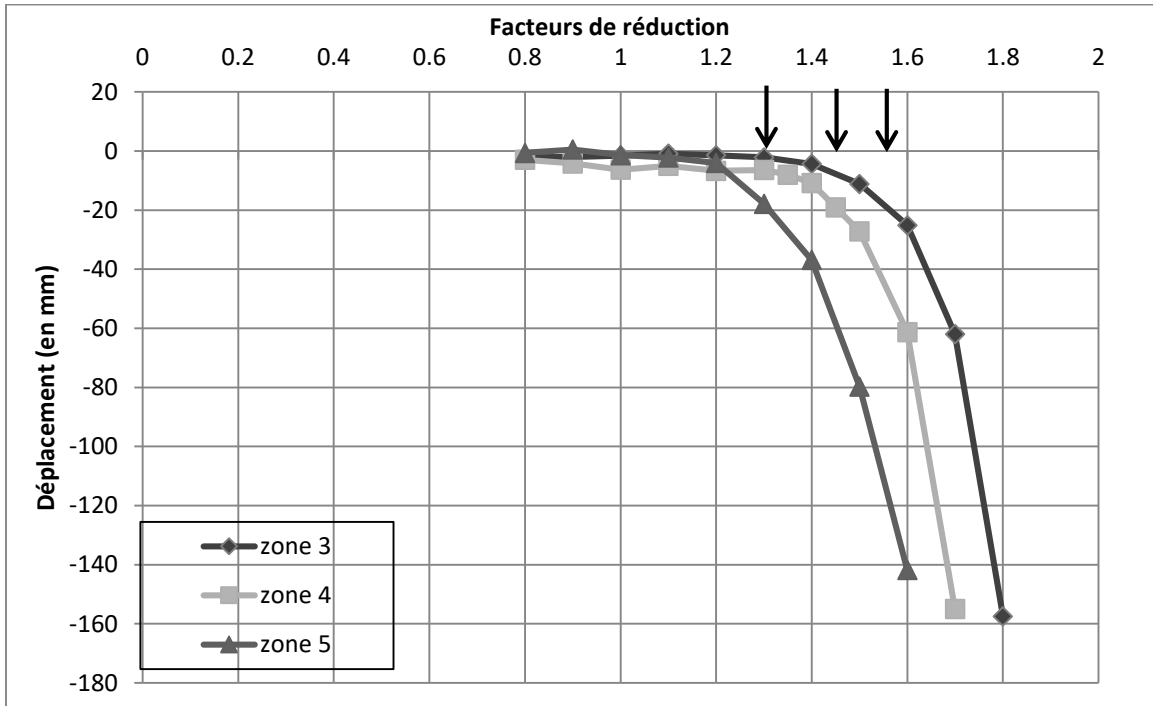


Figure 5.7: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 1,75H :1V,  $H_P=10$  m et  $H_P=10$  m pour un indice de plasticité de 20, séisme SIMQUICK et delta 2,5.

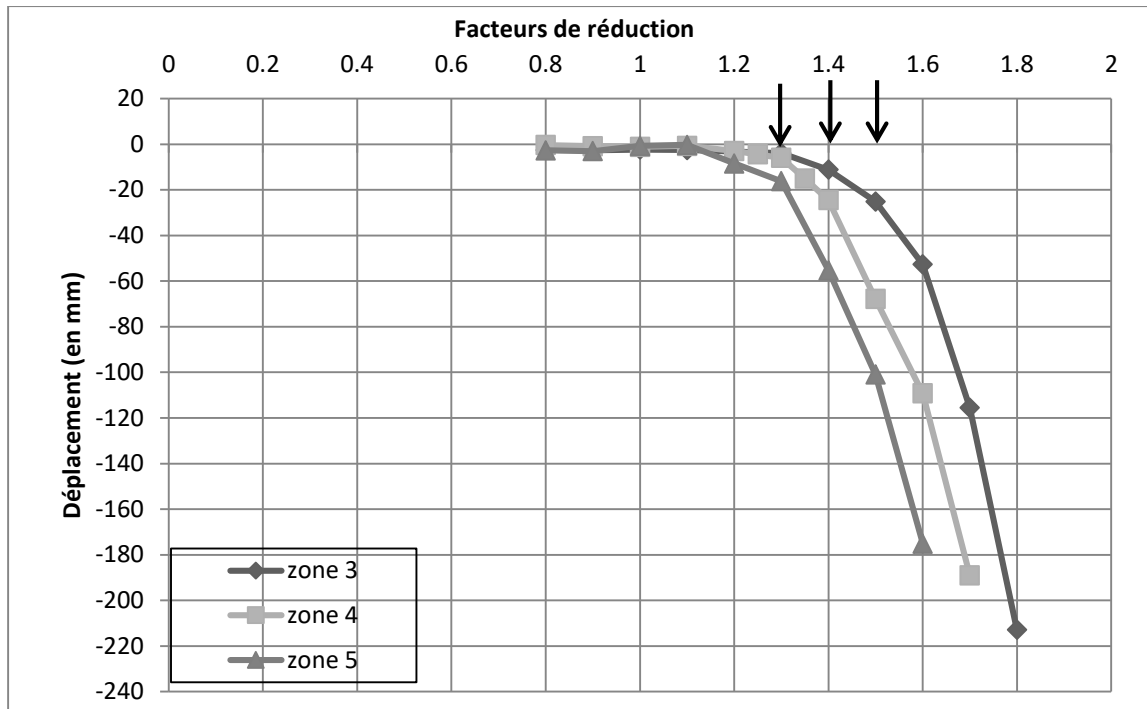


Figure 5.8: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 1,75H :1V, H<sub>P</sub>=10 m et H<sub>P</sub>=10 m pour un indice de plasticité de 30, séisme SIMQUICK et delta 2,5.

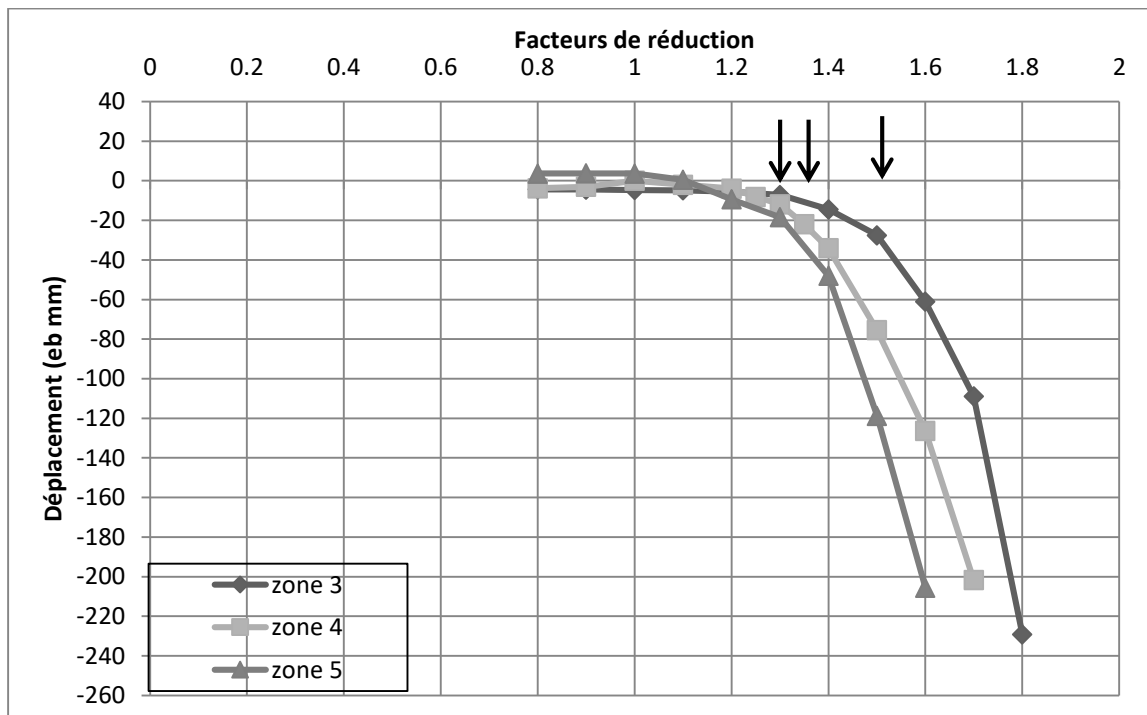


Figure 5.9: Déplacement Vs. Facteur de réduction de la pente 1,75H :1V, H<sub>P</sub>=10 m et H<sub>P</sub>=10 m pour un indice de plasticité de 40, séisme SIMQUICK et delta 2,5.

Un  $K_h$  constant ne donnait pas des surfaces de rupture réalistes. Le coefficient pseudostatique doit en réalité augmenter en s'approchant de la surface libre pour tenir compte de l'amplification du mouvement sismique avec la propagation de l'onde sismique [Karray et al 2013]. On a donc conclu qu'il faut définir une nouvelle méthode d'analyse dont l'équation permet de tenir compte de la variation de la profondeur avec le coefficient sismique  $k_h(z)$  et relier les deux méthodes. Et donc plusieurs analyses pseudostatique avec des coefficients variables ont été effectuées pour aboutir à la détermination de l'équation qui tient compte de la profondeur.

L'équation qui régit le coefficient sismique  $k_h(z)$  variable avec la profondeur est la suivante :

$$k_h(z) = k_{h0} \left( 1 + a \left( \frac{z}{H_t} \right)^b \right) \quad (5-1)$$

Avec  $k_{h0}$  est le coefficient sismique à la base du dépôt ( $z=0$ ),  $H_t = H_p + H_D$  est la hauteur total (pente et dépôt),  $z$  la hauteur du dépôt et  $a$  et  $b$  sont des constantes qui dépendent de la hauteur du talus et de l'inclinaison de la pente. Cette équation et toutes les recherches faites pour en aboutir peuvent être étudiées dans le rapport de Karray et al de l'année 2015.

Un ensemble d'analyse effectué par le groupe de recherche au sein de l'Université de Sherbrooke a abouti au fait qu'une constante  $a=b=2$  donne des résultats satisfaisants (Karray et al, 2015) et cohérents avec les résultats d'analyses pour les pentes de 1,75H :1V et 3,00H :1V et des  $H_D = 10$  et 20 m. Donc on utilisera des constantes  $a = b = 2$  pour nos analyses [Karray et al 2015].

### 5.3.2.2 Méthodologie :

Pour aboutir à un coefficient sismique, on doit tout d'abord schématiser la géométrie du cas sur le logiciel avec toutes les données nécessaires. Ensuite, on choisit la méthode pseudo-spectrale dans la méthode d'entrée du signal sismique avec des coefficients  $a$  et  $b$  égaux à 2 et on entre des coefficients sismiques variables jusqu'à arriver au même facteur de sécurité trouvé dans les analyses dynamiques par FLAC. Par exemple, si une pente de 1,75H :1V et  $H_D=H_p=10$  m a un facteur de sécurité de 1,3 après les analyses sur FLAC, on va rentrer les mêmes données de la pente sur SoilVision et on va rentrer un coefficient sismique  $K_h=0,08$  avec un  $a = b = 2$ .

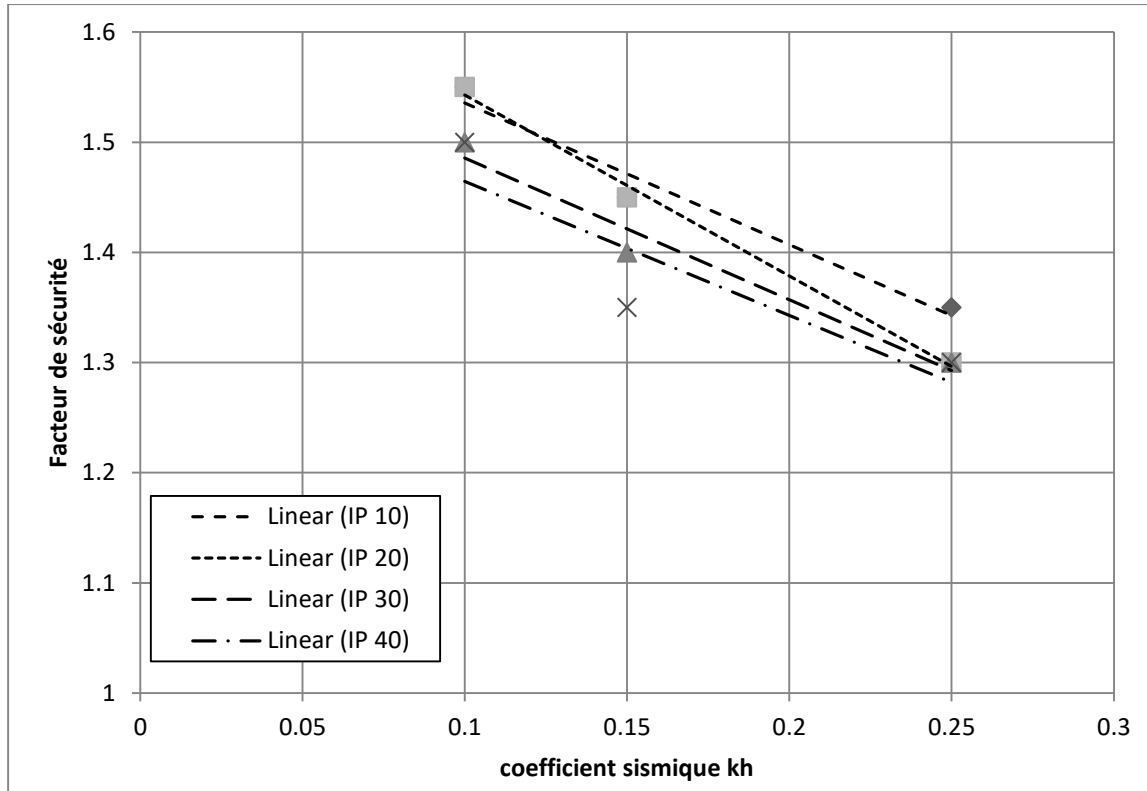


Figure 5.10: Variation du coefficient de sécurité en fonction du coefficient sismique comme suggéré par la carte du centre hydrique du Québec pente 1,75H :1V.

Ces données aboutissent à un facteur de sécurité de 1,15 par exemple, donc on doit diminuer  $K_h$  (0,07, 0,06, 0,05...) et donc diminuer l'intensité du signal sismique et par conséquent le facteur de sécurité va augmenter jusqu'à atteindre le facteur de sécurité trouvé par les analyses dynamiques. Enfin, le  $k_h$  final qui correspond au facteur de sécurité dynamique sera le coefficient à la base, qu'on doit multiplier par 3 (d'après l'équation de la méthode pseudo-spectrale) pour avoir le  $k_h$  en surface.

### 5.3.2.3 Résultats d'analyses :

Les analyses ont été effectuées sur des pentes de 1,75H :1V et 3,00H :1V, avec un indice de plasticité de 30 et des  $H_D = 10$  et 20 m dans les zones sismiques 3, 4 et 5. Les coefficients sismiques trouvés à la base des dépôts sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 5.3: Résultats de  $K_h$  à la base pour la pente 1,75H : 1V et HD = 10m et 20 m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,072	1,05
2	0,067	1,25
2,5	0,072	1,3

Zone 3 : 20m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,042	1,3
2	0,042	1,4
2,5	0,048	1,5

Zone 3 : 10m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,072	1,05
2	0,081	1,15
2,5	0,078	1,25

Zone 4 : 20m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,059	1,2
2	0,05	1,35
2,5	0,068	1,4

Zone 4 : 10m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,08	1,00
2	0,088	1,1
2,5	0,105	1,09

Zone 5 : 20m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,081	1,07
2	0,075	1,2
2,5	0,078	1,308

Zone5 :10m

Tableau 5.4: Résultats de  $K_h$  à la base pour la pente 3,00H :1V et HD = 10m et 20 m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,068	1,1
2	0,073	1,25
2,5	0,059	1,5

Zone 3 : 20m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,082	1
2	0,087	1,13
2,5	0,078	1,33

Zone 5 : 20m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,049	1,37
2	0,065	1,55
2,5	0,041	1,75

Zone 3 : 10 m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,055	1,3
2	0,073	1,5
2,5	0,068	1,5

Zone 4 : 10m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,061	1,15
2	0,079	1,2
2,5	0,069	1,4

Zone 4 : 20m

delta	$K_h$	F.S.
1,5	0,076	1,15
2	0,081	1,3
2,5	0,082	1,4

Zone5 :10m

Tableau 5.5: Résultats de  $K_h$  à la surface pour la pente 1,75H :1V et  $H_D = 10\text{m}$  et 20 m

<b>delta 1,5</b>	zone 3 20	zone3 10	zone 4 20	zone 4 10	zone 5 20	zone 5 10
base	0,072	0,042	0,072	0,059	0,08	0,081
surface	0,216	0,126	0,216	0,177	0,24	0,243

<b>delta 2</b>	zone 3 20	zone3 10	zone 4 20	zone 4 10	zone 5 20	zone 5 10
base	0,067	0,042	0,081	0,05	0,088	0,075
surface	0,201	0,126	0,243	0,15	0,264	0,225

<b>delta 2,5</b>	zone 3 20	zone3 10	zone 4 20	zone 4 10	zone 5 20	zone 5 10
base	0,072	0,048	0,078	0,068	0,105	0,102
surface	0,216	0,144	0,234	0,204	0,315	0,306

Tableau 5.6: Résultats de  $K_h$  à la surface pour la pente 3,00H :1V et  $H_D = 10\text{m}$  et 20 m

<b>delta 1,5</b>	zone 3 20	zone3 10	zone 4 20	zone 4 10	zone 5 20	zone 5 10
base	0,068	0,049	0,061	0,055	0,082	0,076
surface	0,204	0,147	0,183	0,165	0,246	0,228

<b>delta 2</b>	zone 3 20	zone3 10	zone 4 20	zone 4 10	zone 5 20	zone 5 10
base	0,073	0,065	0,079	0,073	0,087	0,081
surface	0,219	0,195	0,237	0,219	0,261	0,243

<b>delta 2,5</b>	zone 3 20	zone3 10	zone 4 20	zone 4 10	zone 5 20	zone 5 10
base	0,059	0,041	0,069	0,068	0,078	0,082
surface	0,177	0,123	0,207	0,204	0,234	0,246

Les  $K_h$  obtenus ici sont fortement liés aux F.S. trouvés par les analyses dynamiques. On peut à présent oublier l'idée présumant que le coefficient sismique est constant pour une même zone sismique. Ces résultats sont des résultats propres à cette étude et ne peuvent être appliquées qu'à des zones dont la sismicité est semblable à celle des villes étudiées.

Après une analyse des résultats des tableaux ci-dessus, on peut bien confirmer que le coefficient sismique augmente lorsque la zone sismique augmente (de 3 à 5), c'est-à-dire le coefficient sismique de la zone 5 est plus grand que celui de la zone 4 qui est respectivement

plus important que celui de la zone 3 pour un même delta. Cela étant vrai pour toutes les pentes, hauteur de dépôt et variation de la cohésion (delta) étudiés. Cette conclusion était attendue puisque la zone sismique 5 compte plus de séismes forts que la zone 4 et ainsi de suite. Ces résultats sont cohérents avec les résultats d'Hydro-Québec publiés en 1998 (tableau 5.1) dans le sens où le coefficient sismique augmente avec l'importance de la zone sismique.

Dans le cas de la pente 3,00/1 de la zone 4, les coefficients sismiques trouvés pour les hauteurs de 20 m et 10 m sont de 0,069 et 0,068 respectivement (presque égaux) et le facteur de sécurité à très peu changé (1.4 et 1,5 respectivement). Cela prouve de nouveau que le F.S. est peu influencé par la hauteur du dépôt.

Les coefficients sismiques des pentes de hauteur des dépôts de 20 m sont plus élevés que ceux des pentes de hauteurs des dépôts de 10 m. En effet, le coefficient sismique diminue d'une moyenne de 0.0125, 0.0148 et 0.01 pour les deltas respectifs de 1,5, 2 et 2,5 lorsque la hauteur de pente passe de 20m à 10m.

Les tableaux ci-dessous résument les valeurs des  $k_h(z)$  obtenues après l'application de l'équation (5-1). Dans ce cas et pour des valeurs de a et b égales à 2, on obtient des  $k_h$  en surface égaux à 3 fois les  $k_h$  en base des dépôts.

Les coefficients sismiques ainsi trouvés ne sont pas constants pour une même zone sismique et varient avec la profondeur du dépôt.

Afin de comparer ces résultats avec les résultats de la figure 5.10, on a établi la figure 5.11 jumelant les facteurs de sécurité avec les coefficients sismiques à la base des dépôts déterminés par les analyses pseudo-spectrales. La variation du facteur de sécurité avec le coefficient sismique trouvé par la méthode pseudo-spectrale est aussi linéaire que ce soit à la base du dépôt ou à la surface. Et donc, le comportement est conservé et ce sont juste les valeurs de  $k_h$  qui ont été révisées et ajustées.

Les figures 5.13 et 5.14 montrent les surfaces de rupture des analyses dynamiques et pseudo-spectrales pour les zones 3 et 5 et pour une pente d'inclinaison 1,75H/1V,  $H_D = H_P = 10$  m,  $\delta = 2,5$  et  $IP = 30$ . La comparaison des surfaces de rupture en utilisant les analyses à l'équilibre limite montre que l'utilisation de la méthode pseudo-statique spectrale n'est pas influencée par le changement de la zone sismique. En effet, les figures



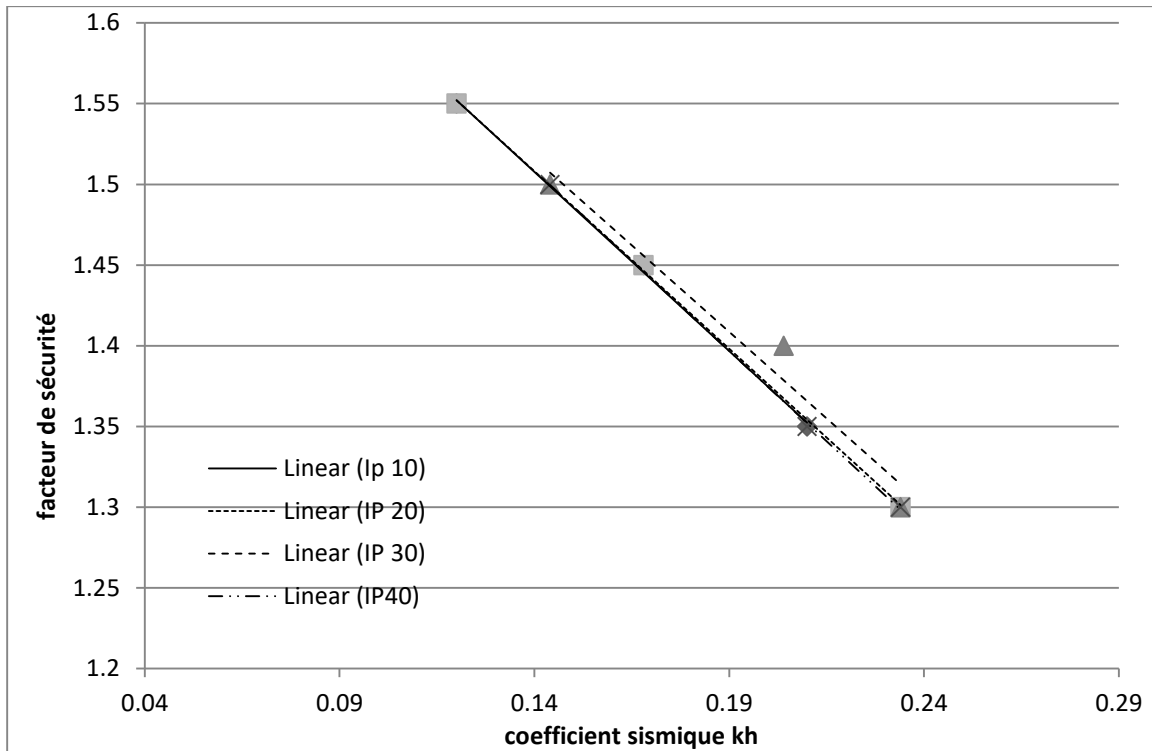


Figure 5.11: Variation du coefficient de sécurité en fonction du coefficient sismique à la base déterminé par la méthode pseudo-spectrale 1,75H :1V.

montrent une bonne cohérence entre les surfaces de rupture dynamiques et celles pseudo-spectrales sauf que ces dernières s'élargissent (sans changement important de profondeur) avec l'augmentation de la zone sismique (de la sollicitation sismique).

#### 5.4 Conclusions

En ce qui le concerne, le facteur de sécurité diminue avec l'augmentation de la zone sismique et donc suite à l'augmentation de la sollicitation sismique. Suite à ces analyses, on peut confirmer que le coefficient sismique  $k_h$  n'est pas constant dans un même dépôt et qu'il varie avec la profondeur au sein du système de sol (pente + dépôt) et avec le changement de la zone sismique bien évidemment. La valeur de  $k_h$  augmente en allant

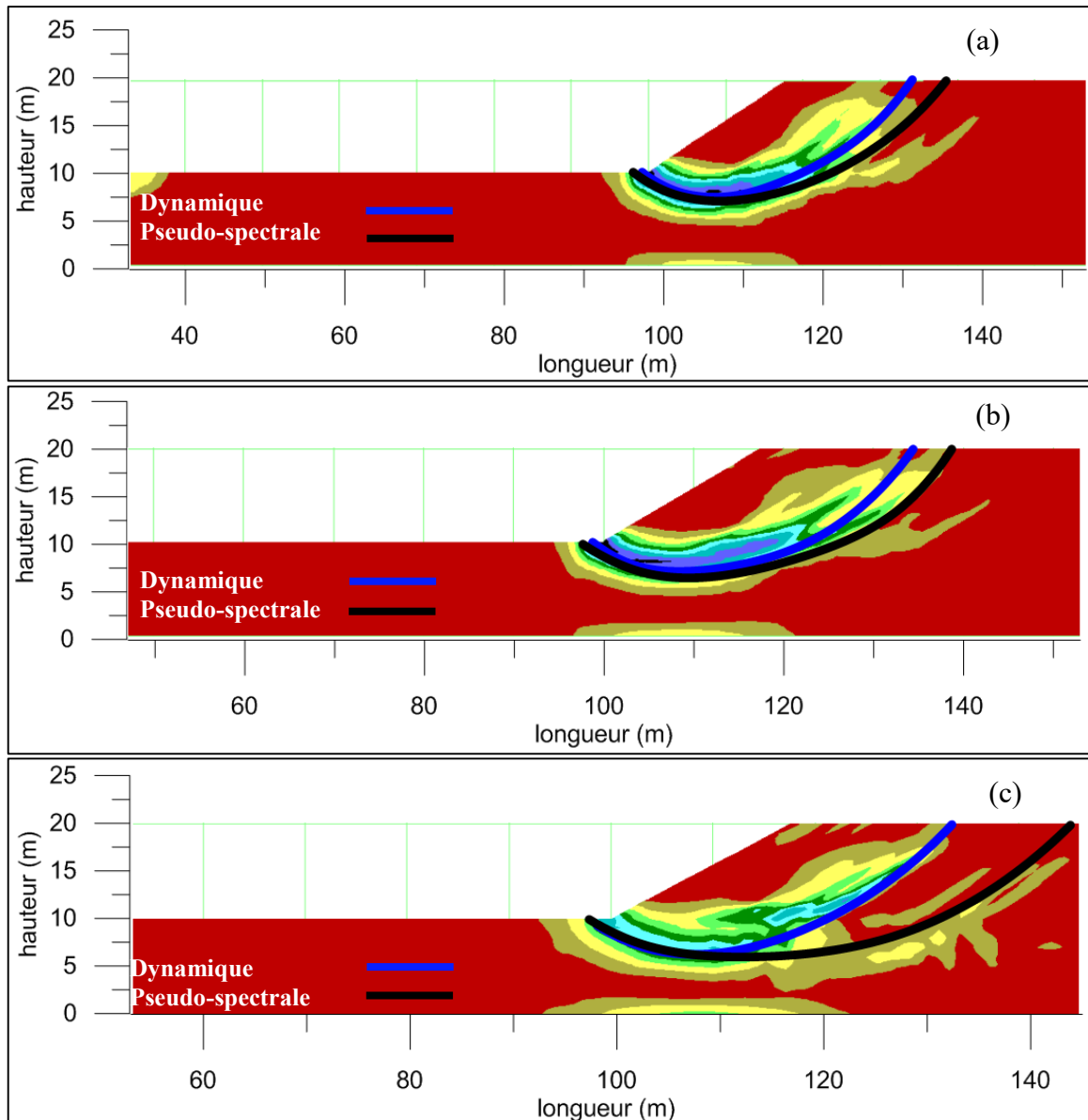


Figure 5.12 : Comparaison entre les surfaces de rupture dynamique et pseudo-spectrale pour la pente 1,75H/1V,  $H_D = H_P = 10$  m,  $\delta = 2,5$ ,  $IP = 30$ ; (a) zone 3, (b) zone 4 et (c) zone 5.

vers la surface suivant l'équation (5-1) de la méthode pseudo-spectrale. D'après les analyses réalisées, cette méthode conserve le même comportement des sols et n'est pas altérée par le changement de la zone sismique. La méthode pseudo-spectrale semble être le meilleur couplage entre la méthode dynamique et la méthode pseudostatique et elle est prête à être utilisée et à remplacer la méthode pseudo-statique qui considère le séisme comme étant une force multipliée par un coefficient sismique constant.

# CHAPITRE 6. Effet de l'ajout d'une berme sur la stabilité dynamique des pentes argileuses

---

## 6.1 Généralité

Pour diminuer les risques de rupture des pentes et pour augmenter par conséquent son facteur de sécurité et sa stabilité, plusieurs méthodes et moyens peuvent être envisagées. On peut citer : les murs de soutènement, les systèmes de drainage, la plantation de pieux et clous et l'ajout d'une berme. Pour les pentes argileuses, l'ajout d'une berme est souvent le moyen le plus pratique et le plus simple à utiliser vu que ça ne nécessite pas de gros moyens (en terme d'argent et de ressources humaines) ni de préparation ou de machines spéciales. Dans les analyses pseudo-statiques conventionnelles l'ajout d'une berme amène généralement des surfaces de rupture plus profondes et souvent des facteurs de sécurité inférieurs à ceux déterminés avant l'ajout de celle-ci. Ainsi pour vérifier l'efficacité de la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale à prédire correctement le facteur de sécurité et la surface de rupture en présence d'une berme, des analyses dynamiques et ensuite pseudo-statiques spectrales (à l'aide du Logiciel SVSLOPE ont été effectuées.

## 6.2 Cas analysés

Dans ce chapitre, on analysera les effets de l'ajout d'une berme sur la stabilité de quelques pentes pour différentes propriétés et conditions. Une analyse paramétrique suivra pour optimiser les dimensions de la berme à utiliser. Le tableau 6.1 présente les cas étudiés. Dans tous les cas, le dépôt et la pente sont modélisés à l'aide de couche de 5 m d'épaisseur

Tableau 6.1 : Résumé des cas étudiés

Pente	Hauteurs dépôt	Signal sismique	Facteurs d'amplification	I.P.
1,75H :1V	10 et 20 m	SYNTH-SIMQKE	0,8	30
3,00H :1V	10 et 20 m	SYNTH-SIMQKE	0,8	30

possédant les mêmes propriétés. La cohésion augmente de 5 kPa à tous les 5 m et la première couche possède un  $C_U$  de 25 kPa. Les propriétés dynamiques sont similaires à celles utilisées dans les chapitres précédents.

### 6.3 Présentation des résultats

#### 6.3.1 Pente 1,75H :1V

Les figures 6.1 et 6.2 présentent les résultats obtenus suite à un ensemble d'analyses dynamiques effectuées sur une pente de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur pour une épaisseur de dépôt de 10 m et 20 m respectivement. La berme a une longueur de 10 m et une hauteur de 2 m. Les résultats des cas d'étude sans bermes sont aussi présentés pour fin de comparaison. Ces résultats montrent le déplacement résiduel en fonction du facteur de réduction suite à un séisme compatible avec la séismicité de la ville Québec. Contrairement à ce qui est observé lors de l'analyse par la méthode pseudostatique conventionnelle, ces résultats montrent que l'ajout d'une berme, en cas de chargement sismique, peut être considéré efficace.

En effet, pour les deux cas considérés, le facteur de sécurité sans berme passe de 0,95 à 1,05 pour la pente de 1,75H :1V d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 10 m d'épaisseur (Fig. 6.1) et de 0,85 à 0,92 pour la même pente avec une épaisseur du dépôt de 20 m. D'un autre côté, les figures 6.3b et 6.4b, montrent que l'ajout d'une berme amène des surfaces de rupture critiques plus profondes que celles obtenues sans berme (Figures 6.3a et 6.4a). Ces surfaces de rupture passent par le pied de la berme impliquant ainsi un facteur de sécurité plus élevé.

Il faut noter que, pour les analyses réalisées avec SoilVision, la berme est constituée d'un matériau granulaire dont la cohésion est nulle, l'angle de friction est de  $40^\circ$  et la masse volumique du sol est égale à  $20 \text{ kN/m}^3$ , pendant qu'elle a les mêmes propriétés du sol pour les analyses dynamiques faites avec FLAC.

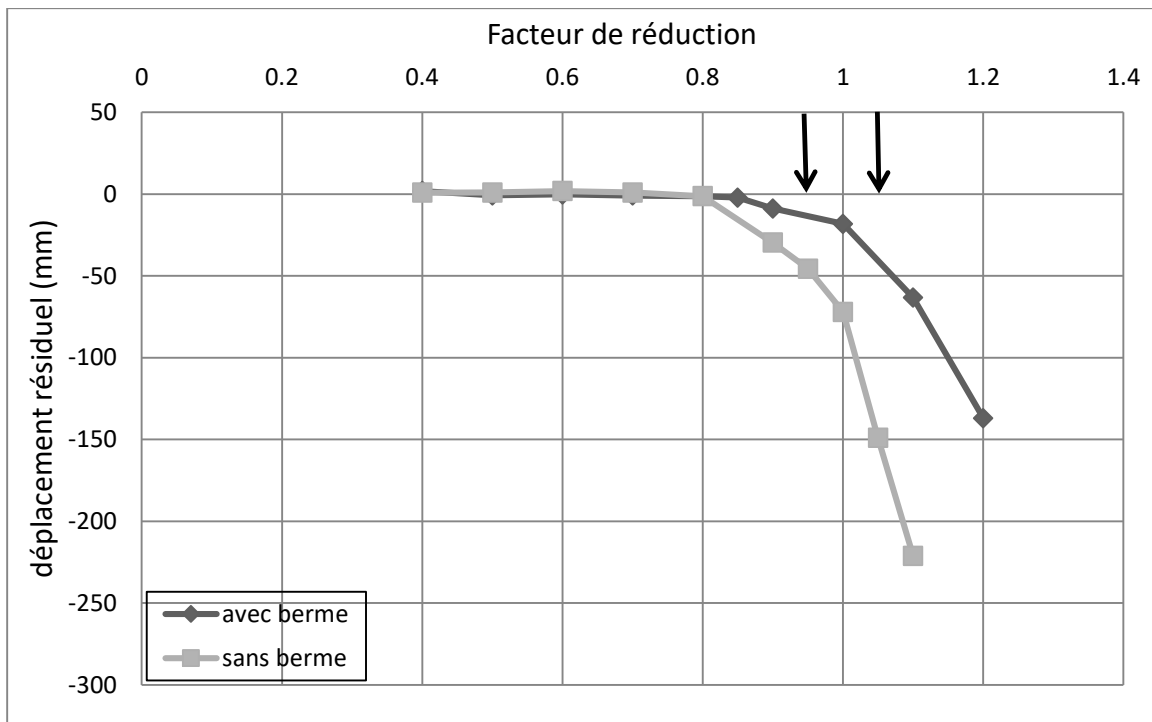


Figure 6.1 : Déplacement résiduel pour la pente 1,75H:1V,  $H_P = 10$  m et  $H_D = 10$  m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme ( $I_p=30$ ).

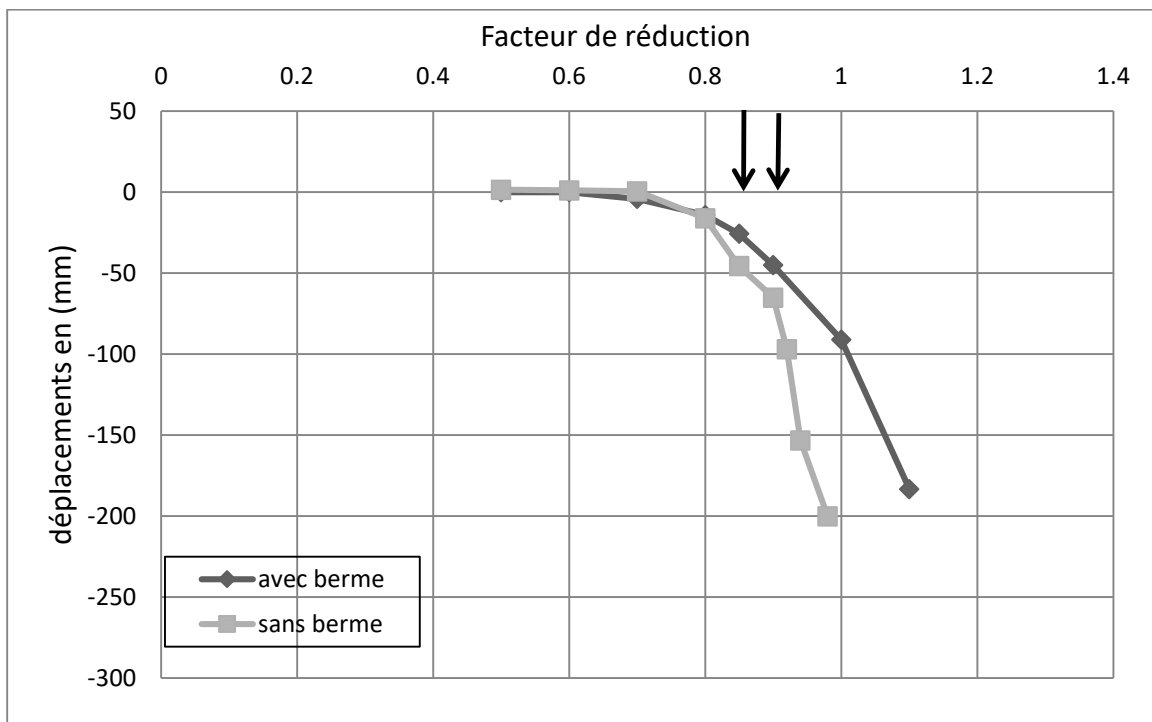


Figure 6.2 : Déplacement résiduel pour la pente 1,75H:1V,  $H_P = 10$  m et  $H_D = 20$  m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme ( $I_p=30$ ).

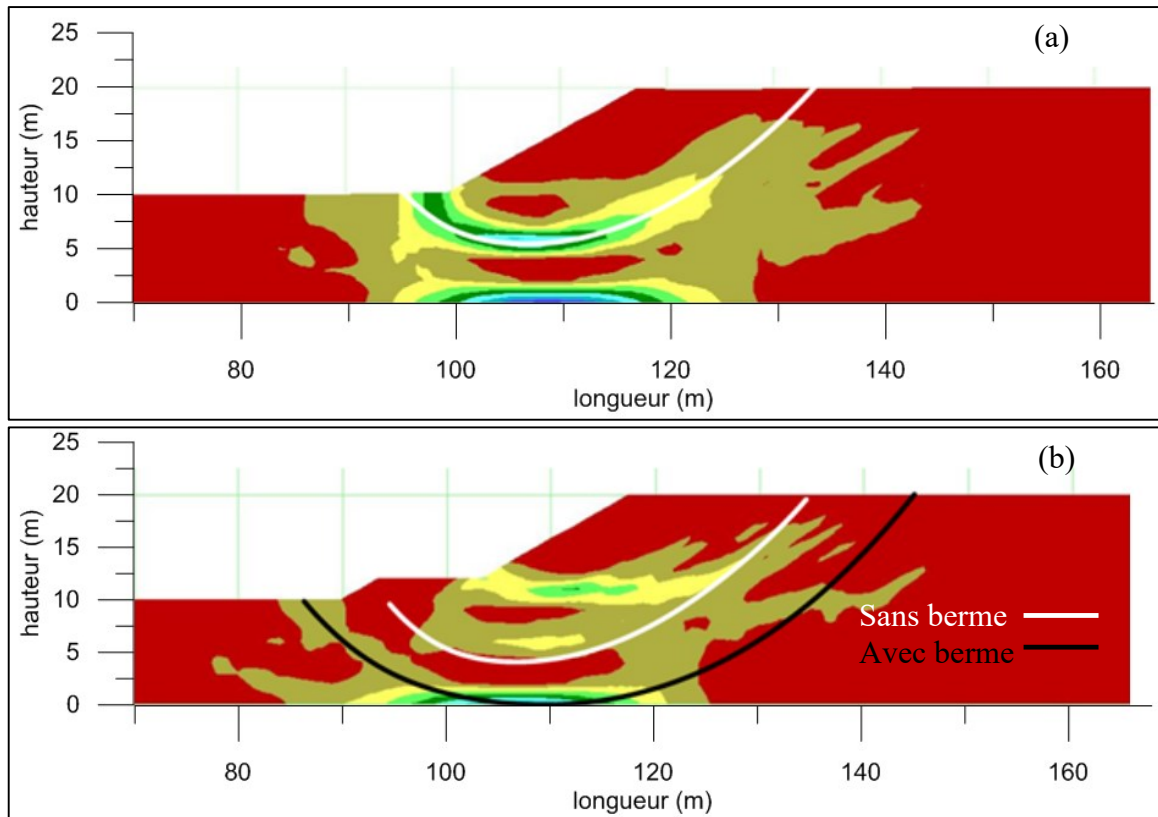


Figure 6.3 : Comparaison entre la surface de rupture obtenue à partir des analyses dynamiques avec (a) et sans berme (b) pour une pente de 1,75H:1V,  $H_p=10$  m et  $H_D=10$ .

Les surfaces de rupture obtenues suite aux analyses dynamiques dans des pentes avec bermes (figures 6.3 b et 6.4 b) ont presque la même profondeur (10 m). Cependant, celle de la pente dont  $H_D=20$ m est plus large et les facteurs de sécurité obtenus sont plus élevés que ceux sans bermes. La figure 6.4b montre deux surfaces de rupture probables, une plus profonde que l'autre.

### 6.3.2 Pente 3H :1V

Les figures 6.5 et 6.6 montrent les déplacements résiduels en fonction du facteur de réduction pour les cas de pente de 3,00H :1V. Les analyses ont abouti à des facteurs de sécurité de 1,2 par rapport à 1,15 et 1,1 par rapport à 1.05 pour des hauteurs de 10m et 20 m respectivement, soit des augmentations des facteurs de sécurité de l'ordre de 5%.

Les mêmes remarques s'imposent dans les pentes de 3,00H qu'avec les pentes de 1,75H c.à.d. les surfaces de rupture des pentes avec bermes sont plus profondes et plus large et atteignent les 20 m de profondeur pour les cas avec bermes. Les surfaces de rupture des pentes 3,00/1 sont plus larges que celle des pentes 1,75/1 que ce soit pour une hauteur de 10 ou de 20 m de dépôt et les facteurs de sécurité sont aussi plus importants pour la pente de 3,00/1 comme on l'a déjà remarqué dans les chapitres précédents.

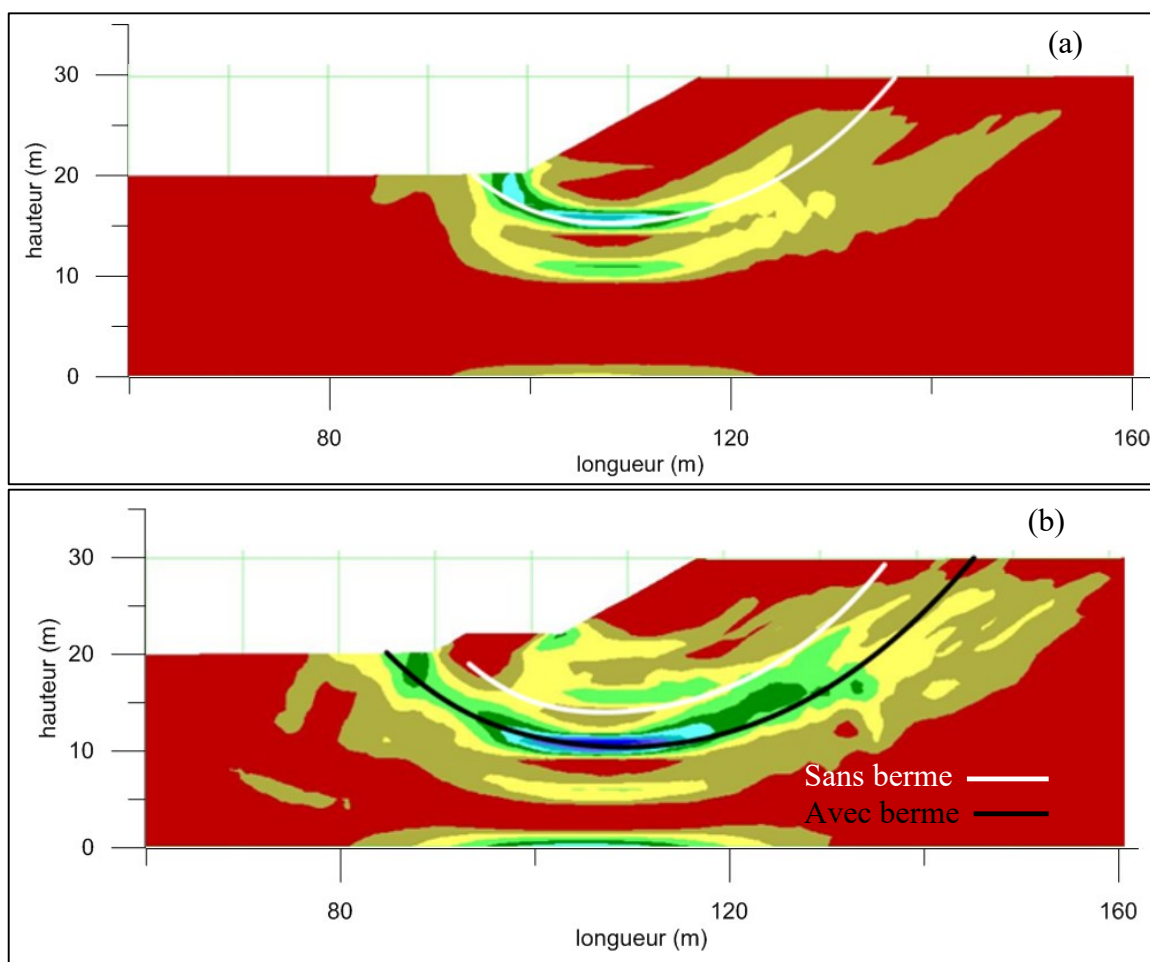


Figure 6.4 : Comparaison entre la surface de rupture obtenue à partir des analyses dynamiques avec (b) et sans berme (a) pour une pente de 1,75H:1V,  $H_P=10$  m et  $H_D=20$ .

On peut remarquer que les facteurs de sécurité des pentes de 1,75H/1V ont augmenté d'une manière plus notable que ceux des pentes de 3,00H/1V. Alors comme première conclusion, on peut affirmer que les bermes sont plus efficaces (augmentent plus le facteur de sécurité) pour les pentes les plus abruptes. En d'autres termes, plus la pente est raide, plus la berme est efficace, puisque les pentes raides ont tendance à glisser plus rapidement que les pentes douces (facteurs de sécurité moins élevés pour les pentes raides) comme on l'a déjà montré dans les chapitres précédents.

### 6.3.3 Application de la méthode Pseudo-statique spectrale (voir 5.3.2.1)

Pour vérifier la validité du nouveau développement et son applicabilité à l'aide de la méthode à l'équilibre limite, le logiciel SVSLOPE qui intègre la méthode en question a été utilisé (voir la partie 2.4.3). Afin de pouvoir vérifier l'efficacité de la nouvelle méthode ; on a commencé par la détermination des coefficients sismiques (en utilisant itérativement le logiciel SVslope)

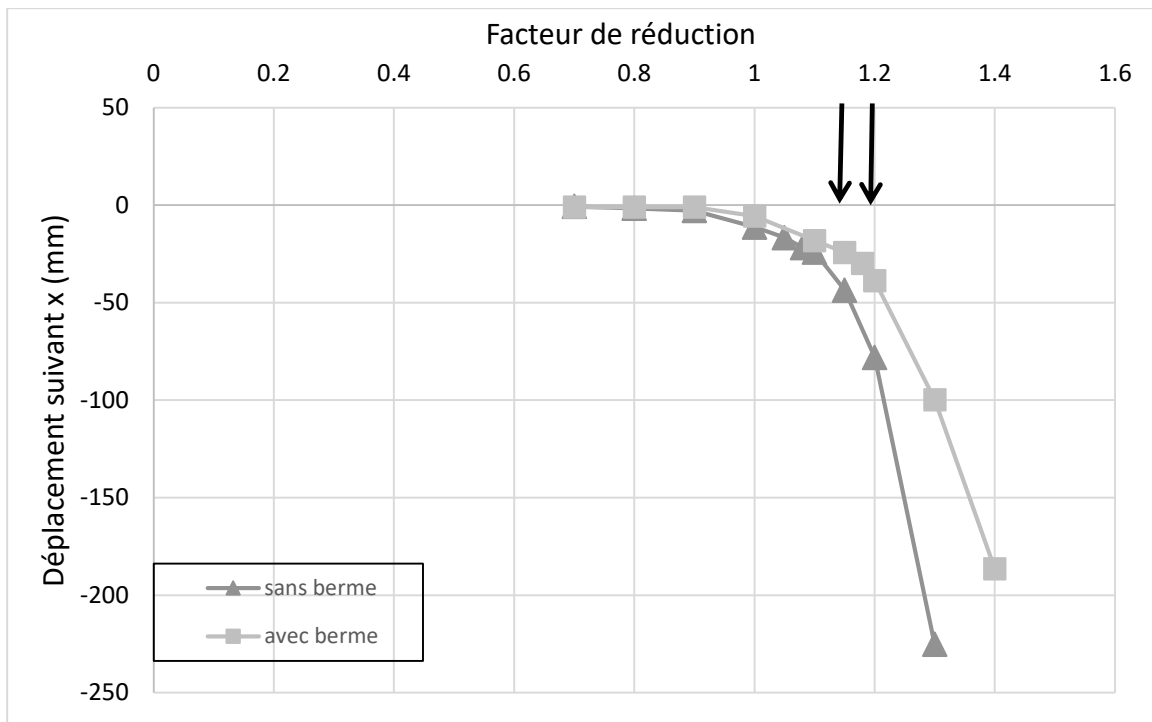


Figure 6.5: Déplacement résiduel pour la pente 3,00H:1V,  $H_P = 10$  m et  $H_D = 10$  m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme ( $I_p=30$ ).

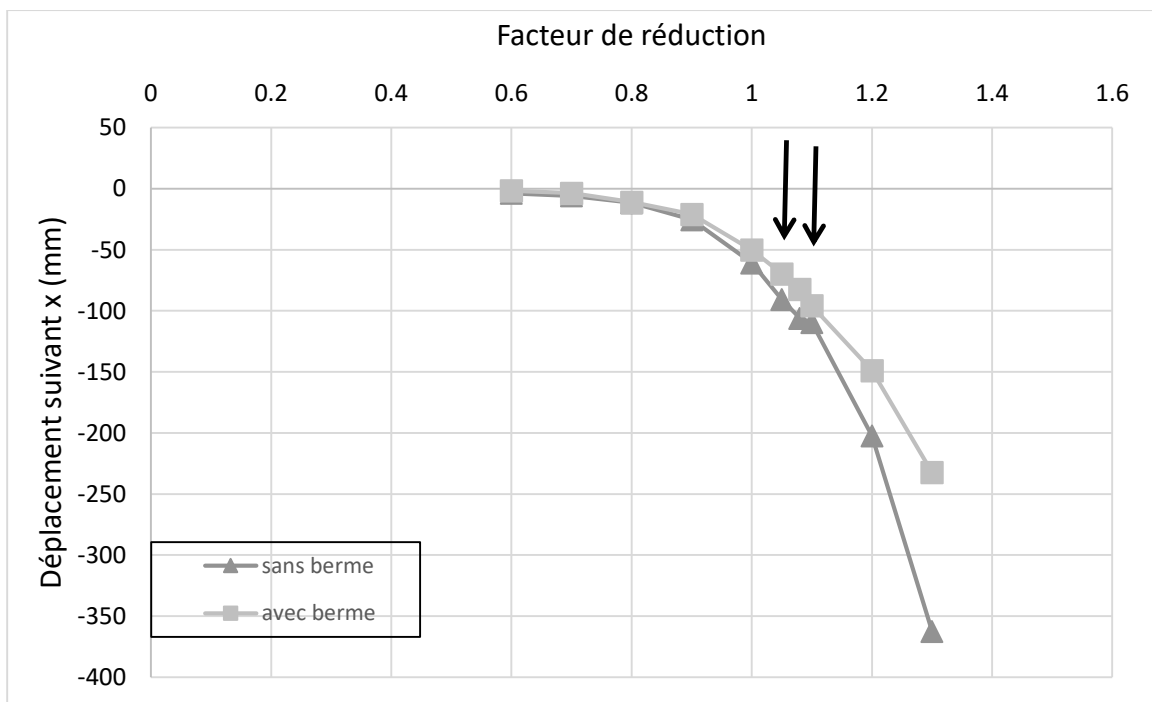


Figure 6.6 : Déplacement résiduel pour la pente 3,00H :1V,  $H_P = 10$  m et  $H_D = 20$  m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme ( $I_p=30$ ).



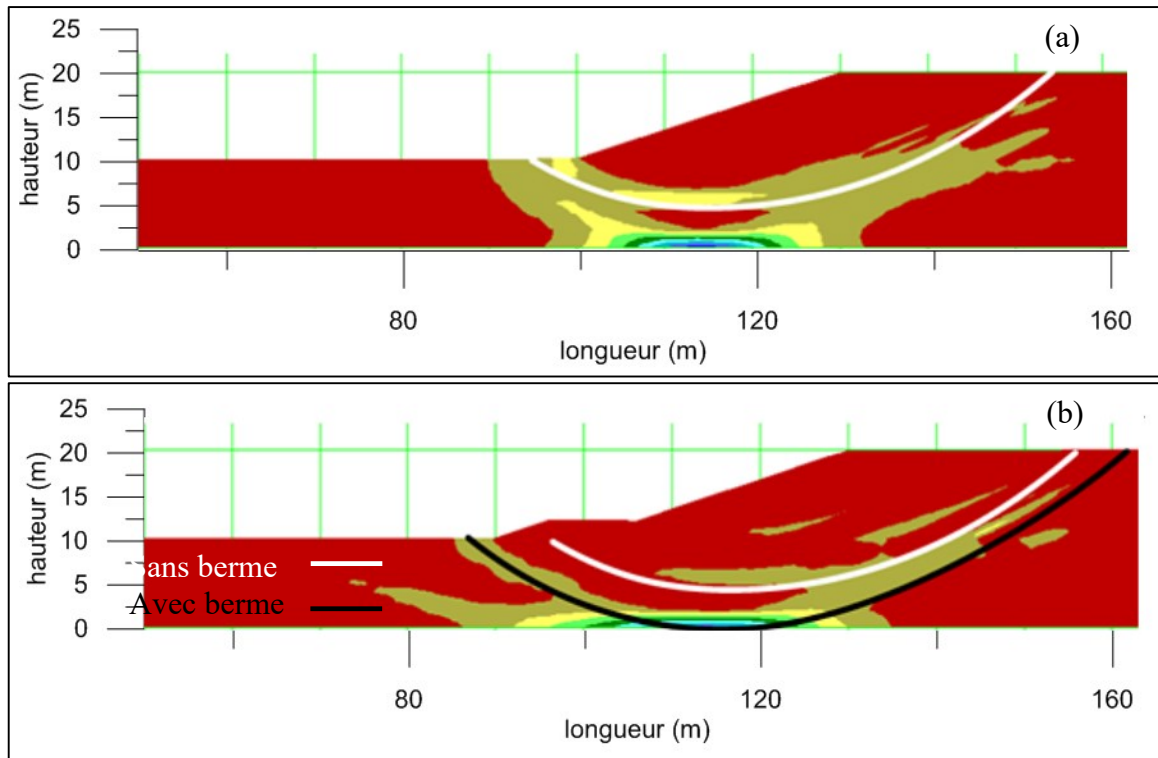


Figure 6.7 : Comparaison entre la surface de rupture obtenue à partir des analyses dynamiques avec (a) et sans berme (b) pour une pente de 3,00H:1V,  $H_p = 10$  m et  $H_D = 10$ .

qui permet d'avoir le même facteur de sécurité des analyses effectuées avec FLAC pour les pentes naturelles sans bermes. Des analyses sont ensuite réalisées à l'aide de SVSLOPE en ajoutant une berme ayant les mêmes caractéristiques que celles utilisées dans les analyses de FLAC. Le Tableau 6.2 présente les valeurs des coefficients pseudo-statiques ainsi que les facteurs de sécurités obtenus par les deux programmes. Les figures 6.9 et 6.10 montrent les surfaces de rupture obtenues à l'aide du logiciel SVSLOPE pour les différents cas avec bermes.

Tableau 6.2: Résumé des résultats d'analyse sur SoilVision

Pente	$H_D$ (m)	$K_h$	F.S. sans berme	F.S. avec berme SV	F.S. avec berme
1,75H :1V	20	0,071	0,85	0,856	0,92
1,75H :1V	10	0,067	0,95	0,976	1,05
3,00H :1V	20	0,045	1,05	1,08	1,1
3,00H :1V	10	0,046	1,15	1,176	1,2

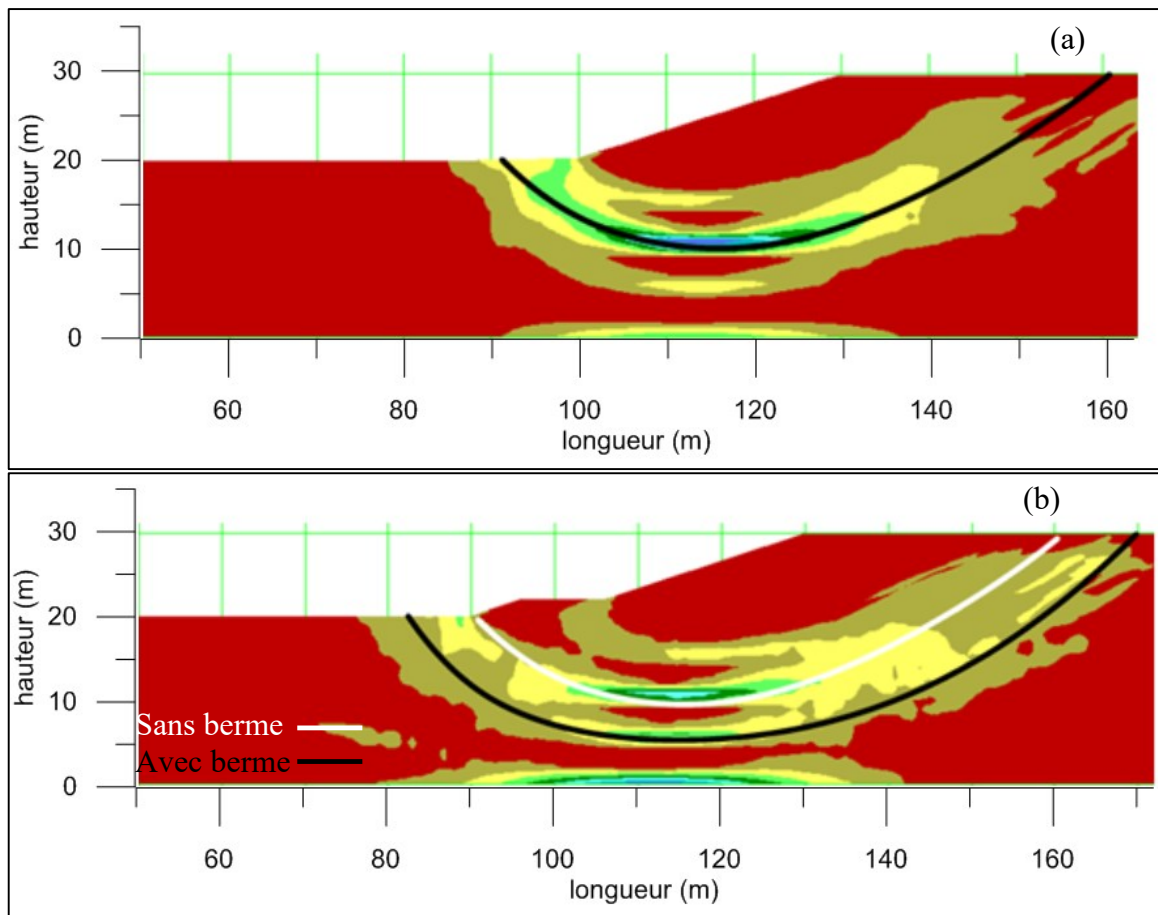


Figure 6.8 : Comparaison entre la surface de rupture obtenue à partir des analyses dynamiques avec (a) et sans berme (b) pour une pente de 3,00H:1V,  $H_P=10$  m et  $H_D=20$ .

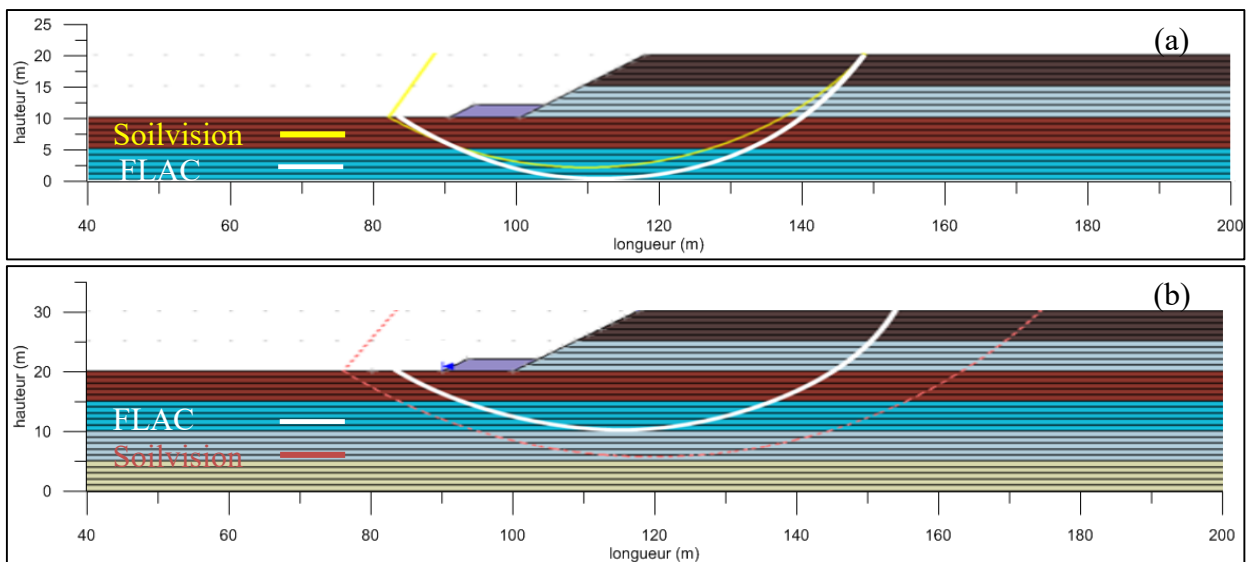


Figure 6.9 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses avec SoilVision et FLAC d'une pente 1,75H:1V,  $H_P=10$  m et  $H_D=10$  (a) et  $H_D=20$  (b).

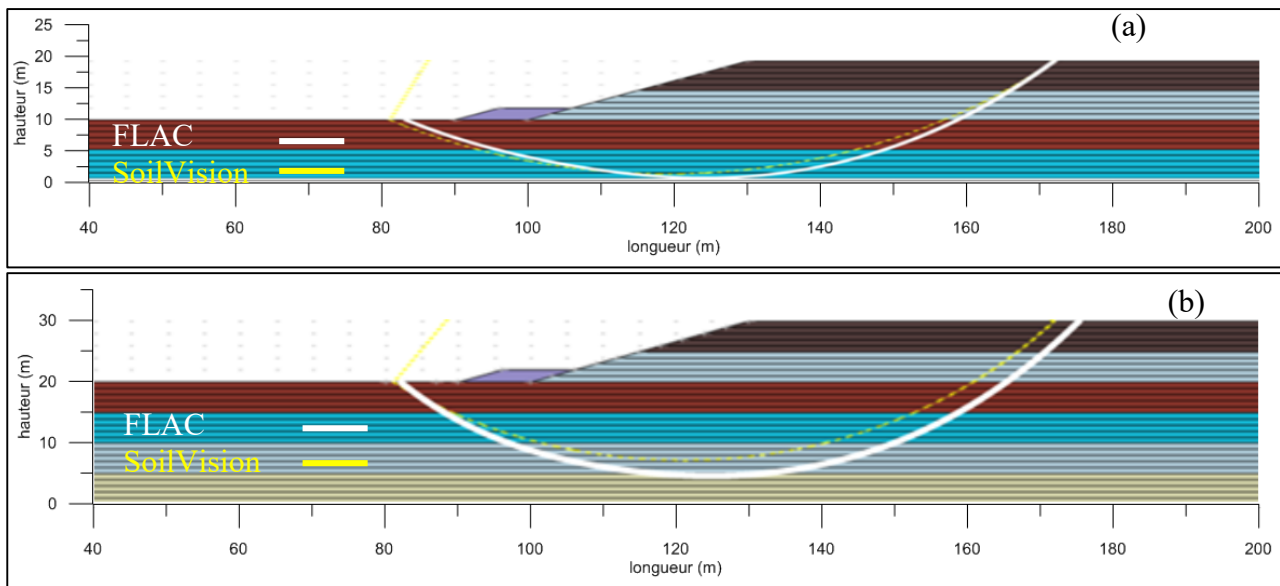


Figure 6.10 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses avec SoilVision et FLAC d'une pente 3,00H:1V,  $H_P=10$  m,  $H_D=10$  (a) et  $H_D=20$  (b).

Comme on peut le voir sur le tableau 6.2, les facteurs de sécurité des pentes avec bermes sont plus élevés que celles sans bermes que ce soit pour les analyses avec FLAC ou celles avec SoilVision (comme on s'attendait). Les facteurs de sécurité des pentes avec bermes, déterminés par les analyses dynamiques sur FLAC, sont plus importants que ceux déterminés avec SoilVision, mais les résultats sont comparables et proches. Cet écart peut être expliqué par le fait que la détermination de ces facteurs est graphique dans les analyses effectuées sur FLAC, pendant qu'elle se base sur des méthodes de calcul pré-intégré dans le logiciel SoilVision (méthode de Janbu, Spencer, Bishop, etc.) et le fait que le matériau de la berme n'est pas le même dans les analyses de FLAC et SoilVision.

En ce qui concerne les surfaces de rupture obtenues par les analyses sur SoilVision (figure 6.9 et 6.10), on peut bien voir que ce sont des surfaces circulaires, atteignant la base des dépôts de 10 m et allant vers les quinzaines de mètres pour les dépôts de 20 m. En comparant les figures 6.9b et 6.4b (les deux surfaces sont représentées sur la figure 6.9b), on peut constater que la surface de rupture donné par SoilVision est comparable avec la deuxième surface de rupture donné par FLAC (celle la plus profonde) et les deux sont probables. Comme on l'a déjà mentionné, cela dépend de la méthode de calcul considérée.

Donc, on peut conclure que les résultats de calcul sur FLAC sont validés par les résultats de calcul sur SoilVision que ce soit pour les facteurs de sécurité ou pour les surfaces de rupture.

Tableau 6.3 : Résultats de l'analyse paramétrique

penste	H <sub>D</sub> (m)	Dimension de la berme (m)	F.S. sans berme	F.S. avec berme
1,75 :1V	10	Longueur : 20 Hauteur : 4	0,95	1,016
1,75 :1V	20	Longueur : 20 Hauteur : 4	0,85	0,876
3,00 :1V	10	Longueur : 20 Hauteur : 4	1,15	1,31
3,00 :1V	20	Longueur : 20 Hauteur : 4	1,05	1,125
1,75 :1V	10	Longueur : 20 Hauteur : 2	0,95	1,007
1,75 :1V	20	Longueur : 20 Hauteur : 2	0,85	0,873
3,00 :1V	10	Longueur : 20 Hauteur : 2	1,15	1,295
3,00 :1V	20	Longueur : 20 Hauteur : 2	1,05	1,117

Enfin, pour valoriser l'effet de la berme, on a essayé de changer ses dimensions et regarder ses effets sur le facteur de sécurité.

#### 6.3.4 Analyse paramétrique

Dans cette partie du chapitre, une analyse paramétrique de la berme aura lieu. On essayera de varier les dimensions de la berme afin d'étudier ses effets sur la stabilité et le facteur de sécurité. Le tableau 6.3 montre les cas et les résultats obtenus.

Les facteurs de sécurité sont au maximum lorsque les dimensions de la berme sont doublées (20 m de longueur et 4 m de hauteur). L'augmentation de la longueur de la berme en gardant la hauteur fixe amène à des facteurs de sécurité moins élevés mais qui sont assez proches des facteurs de sécurité maximaux trouvés. Le gain en pourcentage entre les deux cas étant minime et aux alentours de 1% pour la totalité des cas étudiés.

D'après ces analyses, on peut conclure que l'augmentation de la longueur de la berme peut être suffisante pour stabiliser une pente puisqu'elle donne presque les mêmes résultats que l'augmentation des deux dimensions. Cela peut être très important pour les travaux sur chantiers puisque on peut sauver du temps et du matériau.

En ce qui concerne les surfaces de rupture pour les cas du tableau 6.3, on peut trouver les figures correspondantes dans l'annexe II. Ces cercles de rupture sont, comme ceux qui ont précédés, comparables avec les analyses dynamiques et dans les limites et formes attendus.

#### **6.4 Conclusions**

La méthode pseudo-spectrale semble donner des résultats logiques et comparables avec les résultats des analyses dynamiques, que ce soit en termes de facteurs de sécurité ou de surface de rupture. À la lumière de ces analyses, on peut conclure que la berme permet de stabiliser les pentes par l'ajout de son poids et à diminuer le coefficient sismique par la prolongation de la surface de rupture des pentes.

## CHAPITRE 7. CONCLUSIONS

---

La littérature sur la stabilité des pentes est tellement riche et vaste et la recherche ne cesse de se développer et d'avancer. La méthode pseudostatique, étant simple à appliquer, ne donne pas des résultats réalistes des ruptures des pentes et des déplacements et déformations induits puisqu'elle considère le séisme comme étant une force constante. C'est dans ce cadre que l'idée de développer la méthode pseudo-spectrale est née pour tenir compte de la variation du coefficient sismique avec la profondeur et pour étudier les autres facteurs dont il dépend.

L'effet de l'indice de plasticité sur la stabilité a été bel et bien étudié dans ce document. Cet indice joue un rôle important dans la stabilité des pentes argileuses. Pour des mêmes propriétés et géométrie de sol, si l'indice de plasticité augmente, le facteur de sécurité diminue. La variation de l'épaisseur du dépôt s'est avérée d'une moindre importance que l'indice de plasticité.

La variation de la cohésion pour un même sol a donné des facteurs de sécurité plus importants pour les sols dont la variation de la cohésion était plus importante. Cela étant attendu étant donné que l'augmentation de la cohésion est en relation directe avec l'augmentation de la résistance de cisaillement. Des équations normalisées par rapport à l'indice de plasticité de 30 ont été établies afin d'avoir des références pour des cas d'étude similaires.

Le changement de l'inclinaison de la pente a aussi un effet important sur la stabilité de cette dernière. Le facteur de sécurité augmente à fur et à mesure que la pente est moins raide. En effet, une vallée plate, qui représente une pente plate d'un angle en tête de  $180^\circ$ , n'aura aucune

masse probable de glisser et donc aura une plus grande stabilité en comparant avec une pente de plus en plus raide.

La méthode ainsi développée appelée pseudo-spectrale semble donner des résultats cohérents avec la littérature et les méthodes d'analyse existantes (tel que la méthode dynamique) en termes de surfaces de rupture et facteurs de sécurité et l'équation (5-1) déterminée semble donner le bon coefficient sismique variable avec la profondeur.

Enfin, l'utilisation de cette méthode en présence d'une berme semble aussi donner des surfaces de rupture réalistes et des facteurs de sécurité comparables avec la méthode dynamique.

On ce que concerne cette étude, on a étudié principalement l'effet de l'indice de plasticité sur le facteur de sécurité et on a conclu que ce dernier diminue lorsque l' $I_p$  augmente. Pour la variation du taux de cohésion ( $\delta$ ), on a abouti au fait que lorsque ce taux augmente, le facteur de sécurité augmente aussi. Et enfin lorsque le degrés d'inclinaison de la pente augmente sa stabilité augmente aussi. On a aussi participé à la validation de la méthode pseudo spectrale à travers un exemple d'ajout d'une berme et à la démonstration de la variation du coefficient sismique avec la profondeur.

La méthode pseudo-spectrale sera d'une grande utilité pour les ingénieurs en génie civil en générale et ceux spécialisés dans la géotechnique en particulier, vu le changement et la précision qu'elle rapporte au domaine de la stabilité de pente. Le coefficient sismique ne peut pas être constant lors des analyses dynamiques, et c'est pour cette raison que cette méthode a été développée. D'avantages de simulations et de validations sont et seront effectuées pour assurer d'avantage le bon fonctionnement de cette dernière. Il faut étudier des cas réels et comparer les résultats obtenus avec les résultats de cette méthode. D'autres analyses avec des coefficients  $a$  et  $b$  plus grands et différents (pas nécessairement  $a=b$ ) auront un grand impact sur la validation de cette méthode, ainsi que des analyses sur des sols granulaires.

## Liste des Références

1. Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. et Boyce, G. M.. 'Slope Stability and Stabilization Methods', 2e édition. John Wiley & Sons, Inc., New York, 736 p. (2002).
2. Ambraseys, N. N. 'The seismic stability of earth dams'. PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London (1958).
3. Anderson, D. G. 'Dynamic Modulus of cohesive soils', Thèse de Doctorat, Université du Michigan à Ann Arbor, Mi., U.S.A, 311p. (1970).
4. Bishop, A.W., 'The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes', Geotechnique, Great Britain, Vol. 5, No. 1,7-17, (1955).
5. Bratosin, D., Sireteanu, T., 'Hysteretic damping modelling by nonlinear kelvin-voigt model' Institute of Solid Mechanics - Romanian Academy, Calea Victoriei 125, 71102 Bucharest, (2002).
6. Bustamante M. 'étude de la stabilité sismique de trois talus naturels au Québec' département de génie civil faculté des sciences et génie université Laval Québec (2010).
7. Chang, C.-Y., Power, M.S., Tang, Y.K. & Mok, C.M. 'Evidence of nonlinear soil response during a moderate earthquake'. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Brazil. A.A. Balkema publishers. p. 1927-1930, (1989).
8. Cours de l'universite de Colorado ASEN 5007 Appendix 0 'THE ORIGINS OF THE FINITE ELEMENT METHOD '(2017).
9. Das, B. M. et Ramana, G. V. 'Principles of Soil Dynamics', Second, International SI édition. Cengage Learning, USA, 563 p. (2011).
10. Dong Soon Parka and Bruce L. Kutter 'Static and seismic stability of sensitive clay slopes' Volume 79, Part A, Pages 118–129. (2015)
11. EduPro Civil Systems, Pro-shake 2.0 user manual (2017).
12. Es-Sanhajy M, Izme B 'Barrages poids : Comparaison entre l'analyse dynamique et l'analyse pseudo statique' Editions universitaires europeennes EUE, (2014).
13. Farshid V. et Christopher L. 'Evaluation of simplified methods for predicting earthquake-induced slope displacements in earth dams and embankments' article (2013).
14. Gazetas, G. 'Foundation Vibrations. Chapter.15 in Foundation Engineering Handbook', ed. H. Fang, Van Nonstrand Reinhold, New York (1992).
15. Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. 'Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects'. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. 98(6) (1972).



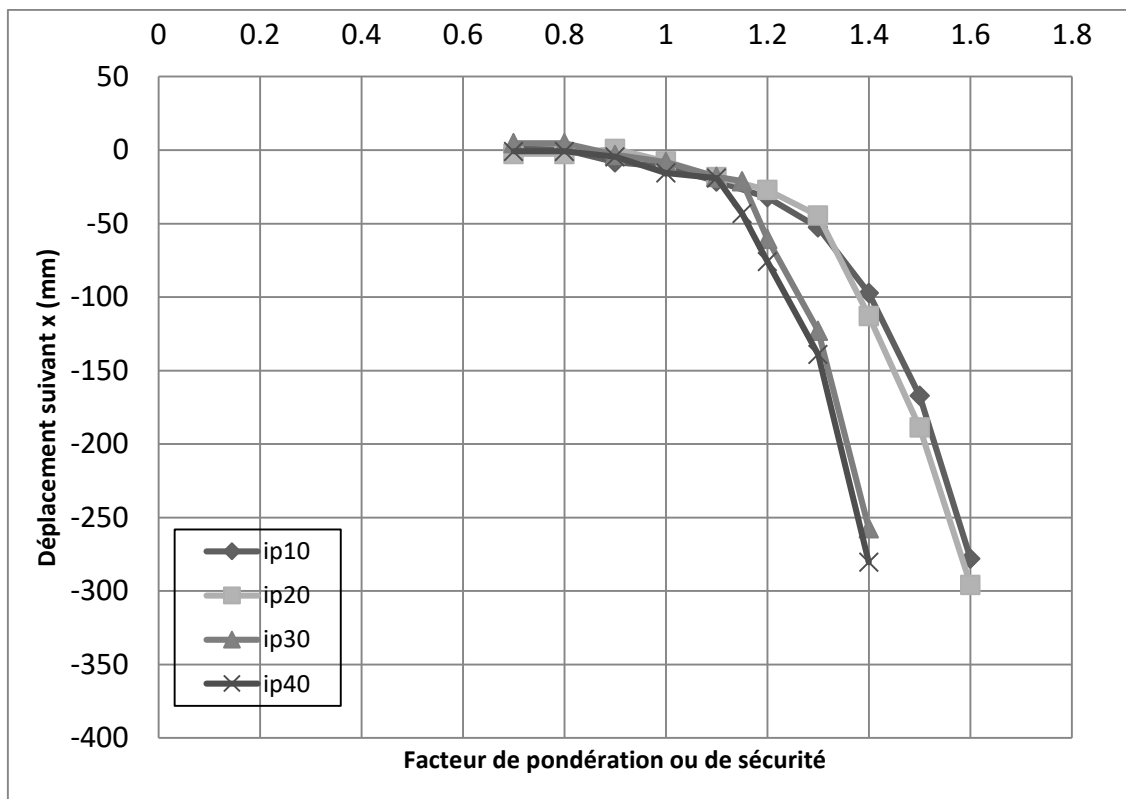
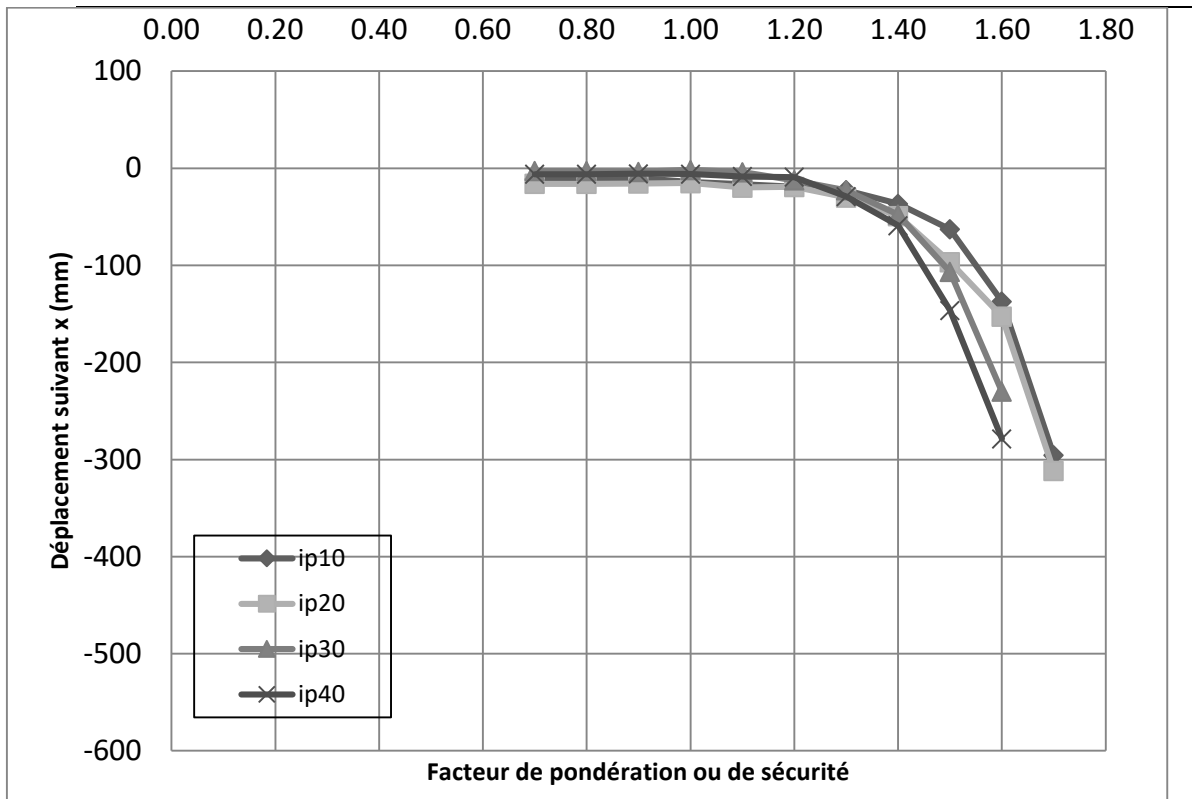
16. Hardin, B.O., and Black, W.L. 'Vibration modulus of normally consolidated clay'. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE 95:6, (1968).
17. Hudson J.A. & Harrison J.P. 1997. 'Engineering Rock Mechanics'. (1969).
18. Idriss, I.M., Dobry, R. & Singh, R.D. 'Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading'. Journal of the Geotechnical En 104(12): 1427-1447, (1978).
19. J.E. Bowles 'Foundation Analysis and Design' (5th Edition), McGraw-Hill (1996).
20. Janbu, N., 'Slope Stability Computations', Embankment Dam Engineering, The Casagrande Volume, Wiley and Sons, NY. 47-86, (1973).
21. Karray M. , Hussien A., et Ethier Y. 'Anomaly detection under roads by the MultiModal-Analysis-of-Surface-waves (MMASW)', Conférence Canadienne de Géotechnique, Vancouver (2016).
22. Karray M. 'Utilisation de l'analyse modale des ondes de Rayleigh comme outil d'investigation géotechnique in-situ', Thèse de doctorat en génie civil, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Québec), Canada, 275p, (1999).
23. Karray, M., 'Notes de cours Dynamique des sols', page 13, chapitre 4. Cours de l'Université de Sherbrooke, (2013).
24. Karray. M, Souilem M et Gobriel F. 'Analyse dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile – Phase I' Rapport d'étape Geo-01-15, présenté à la direction du laboratoire des chaussées service de la géotechnique et de la géologie ministère des transports du Québec, (2015).
25. Karray. M. et Gobriel F. 'Analyse dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile – Phase II' Rapport d'étape Geo-01-15, présenté à la direction du laboratoire des chaussées service de la géotechnique et de la géologie ministère des transports du Québec, (2013).
26. Kim, T C; Novak, M 'Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario'. Can Geotech J, V18, N3, , P371–389, (1981).
27. Kokusho, T., Yoshida, Y. & Esashi, Y. 'Dynamic properties of soft clay for wide strain range'. Soils and Foundations 22(4): 1-18, (1982).
28. Kramer L. and Smith W. 'Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes' Article, (1997).
29. Kramer SL. 'Geotechnical Earthquake Engineering.' Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey 07458, pp. 434-437, (1996).

30. Laflamme AJ, 'Analyse intégrée de la stabilité des pentes de la fosse portage du projet minier Meadowbank' thèse de doctorat, département de génie des mines, de la métallurgie et des matériaux faculté des sciences et de génie université Laval Québec (2010).
31. Locat, J. et Beausejour, N. 'Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux'. Canadian geotechnical journal, volume 24, numéro 3, p. 327-334, (1987).
32. Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.-F. and Seed, H.B. 'FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems', EERC, 75-30, (1975).
33. Makdisi-Seed 'Simplified Procedure for Estimating Embankment Earthquake-Induced Deformations', (1978).
34. Morgenstern, N. R., and V. E. Price., 'The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces', Geotechnique, Great Britain, Vol. 15, No. 1, 79-93, (1965).
35. Newmark, N. M. 'Effects of earthquakes on dams and embankments'. Geotechnique, 15 (2) 139-160, (1965).
36. Ohsaki, Y. et Iwasaki, R. 'On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits'. Soils and Foundations, Japanese society of soil mechanics and foundation engineering, volume 13, numéro 4, p. 61-73, (1973).
37. Robertson P.K. et Campanella R. G., 'Seismic CPT to measure in-situ shear wave velocity' ASCE J. GED, 112(8), 791-803, (1986).
38. Rosenqvist, I. Th 'Consideration on sensitivity of Norwegian quick clay', Geotechnique, 3(5), pp 195-200, (1953).
39. Seed HB, Idriss IM 'Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses'. Rep. No. EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, CA, (1970).
40. Seed, H. B. 'Earthquake-resistant design of earth and rockfill dams'. Géotechnique, volume 29, numéro 3, p. 215-263, (1979).
41. Shannon and Wilson 'Report on anchorage area studies, Alaska to US' Seattle, Washington, (1964).
42. Société canadienne de géotechnique 'Manuel Canadien des Ingénieurs des Fondations', 4eme Edition, Richmond (C-B), (2006).
43. SoilVision Systems Ltd., 'SVSLOPE Tutorial Manual', (2009).
44. Spencer, E. 'A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces' Geotechnique, Vol. 17, No 1, 11-26, (1967).

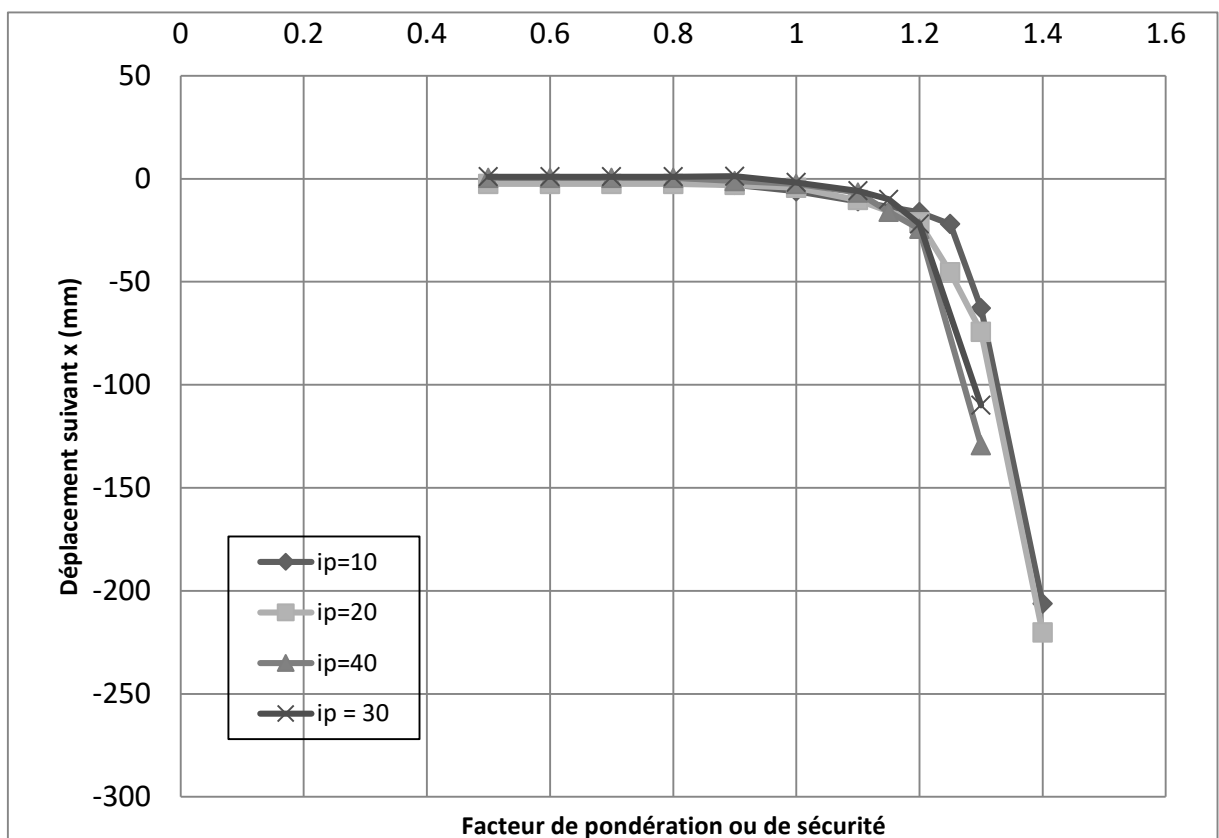
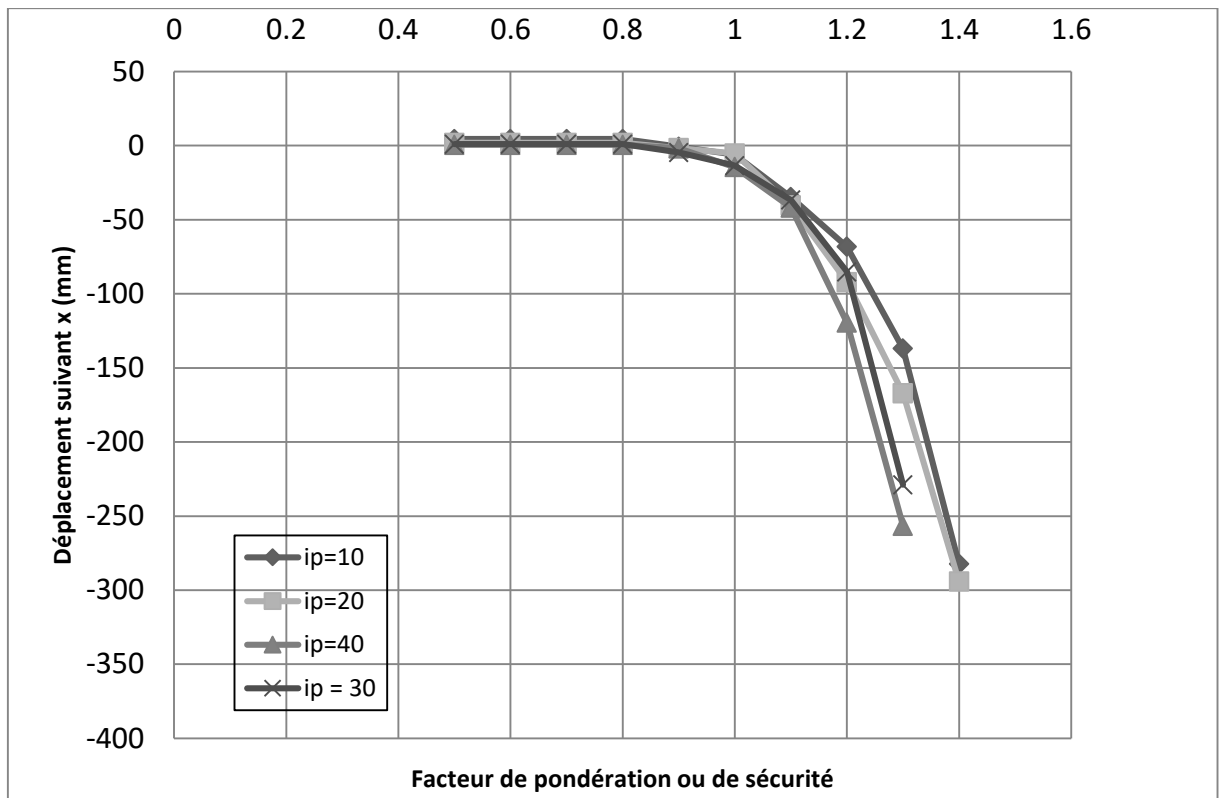
45. Stokoe, H.K II and Woods, R.D 'Insitu Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method', Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 98:SM5:443-459, (1972).
46. Vucetic, M. and Dobry, R. 'Effect of soil plasticity on cyclic response'. Journal Geotechnical Engineering, ASCE, 117(1): 89 – 107, (1991).
47. Wyllie, D.C., Mah, C.W., 'Rock Slope Engineering. London: Taylor & Francis', (2004).
48. Záruba, Q., Mencl, V., 'Slope movements caused by squeezing out of soft rocks, Landslides and their Control'. Elsevier, Amsterdam 110–120, (1982).
49. Zeghal, M. & Elgamel, A.W. 'Analysis of site liquefaction using earthquake records'. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. 120(6): 996-1017, (1994).
50. Zeghal, M., Elgamel, A.W., Tang, H.T. & Stepp, J.C. 'Lotung Downhole Array. II: evaluation of soil nonlinear properties'. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. 121(4): 363-378, (1995).
51. Zienkiwicz, O.C., Taylor, R. L. and Zhu, J. Z, 'The finite element method', Butterworth-Heinemann, 6th edition., (2005).

# **Annexes**

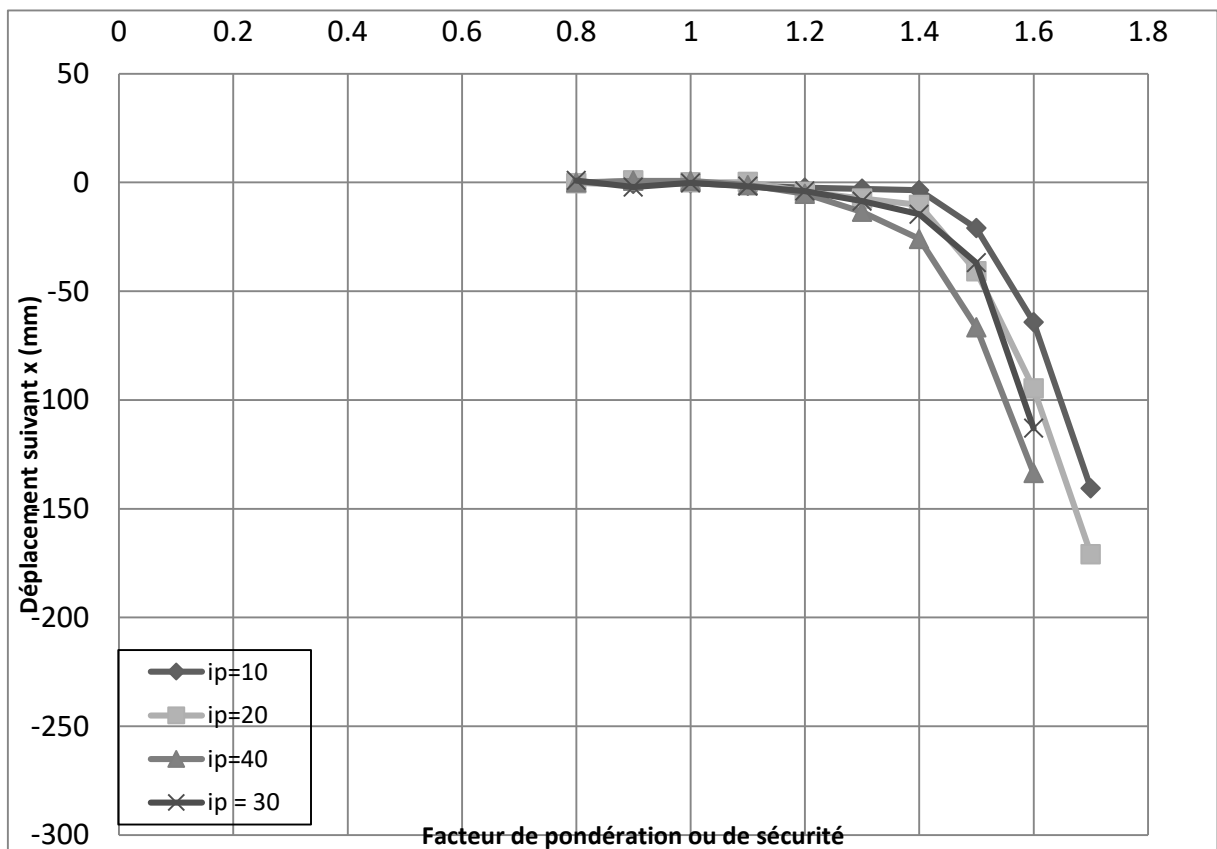
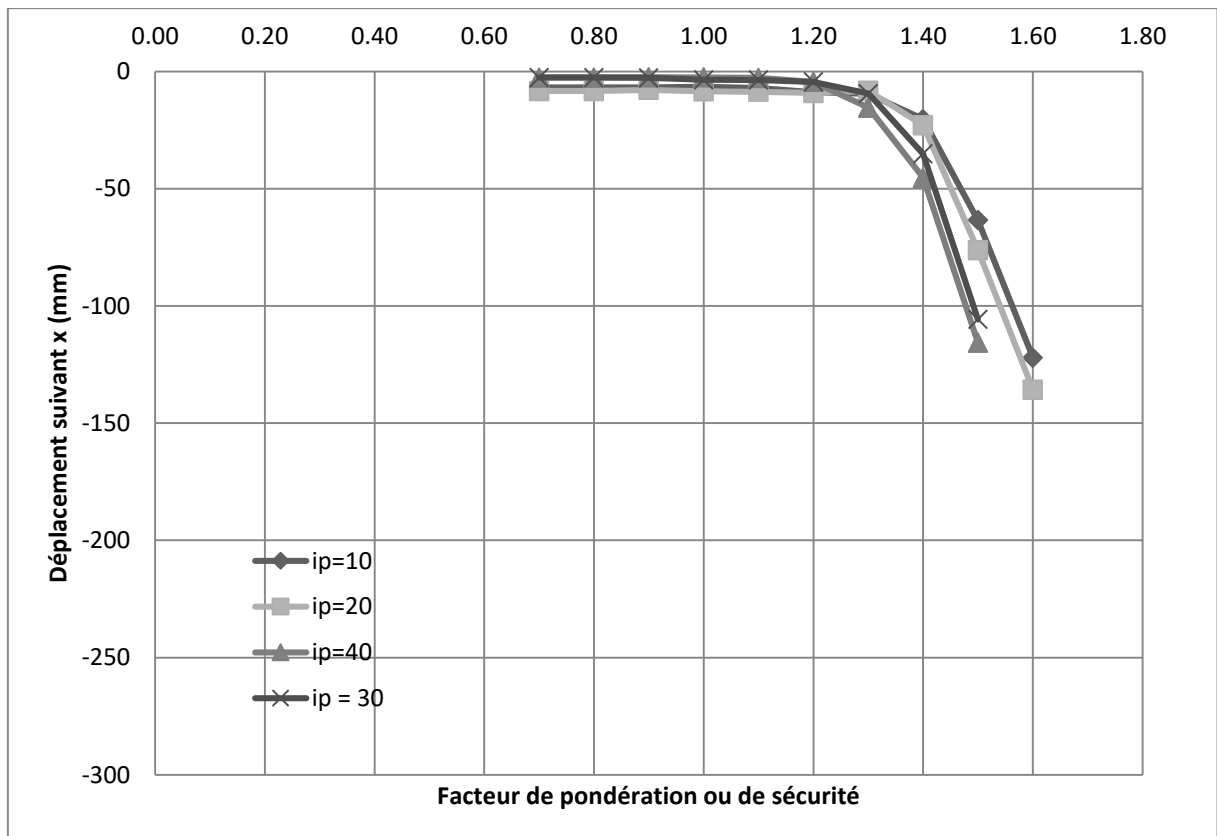
# Annexes I



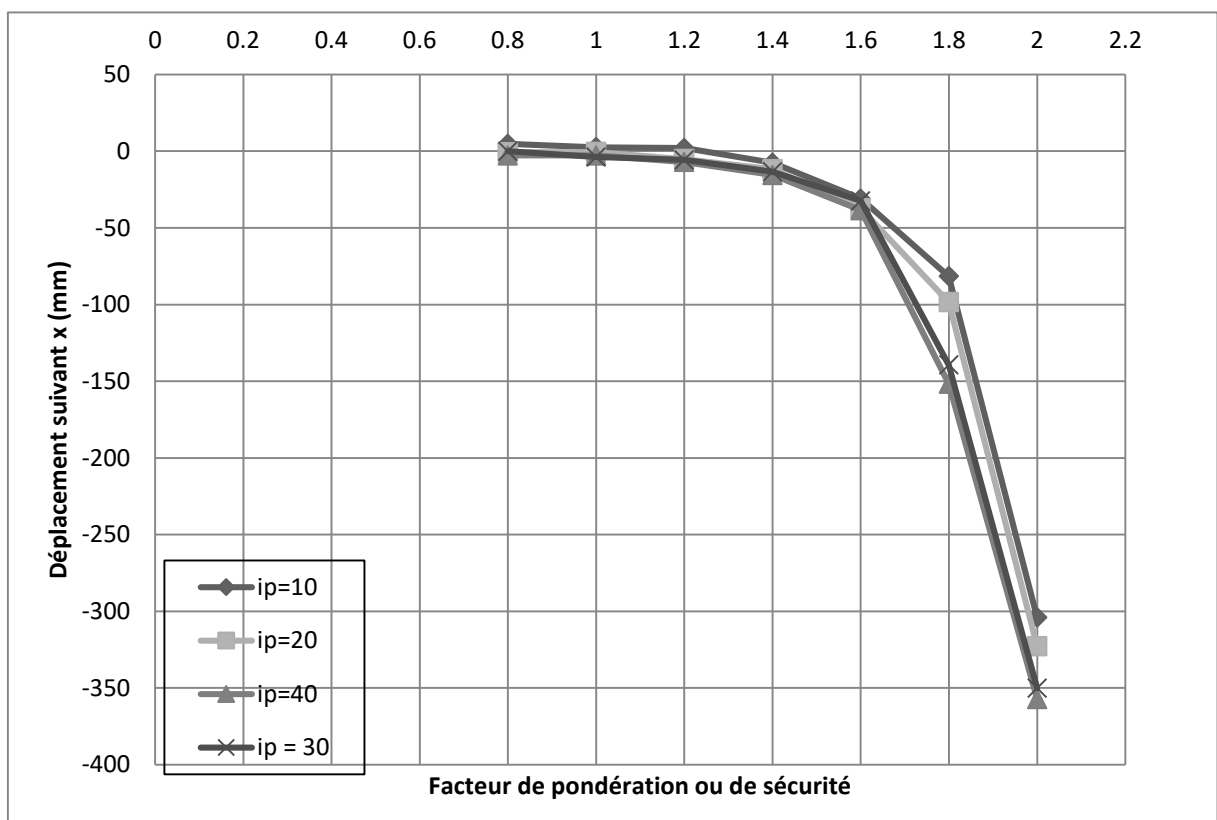
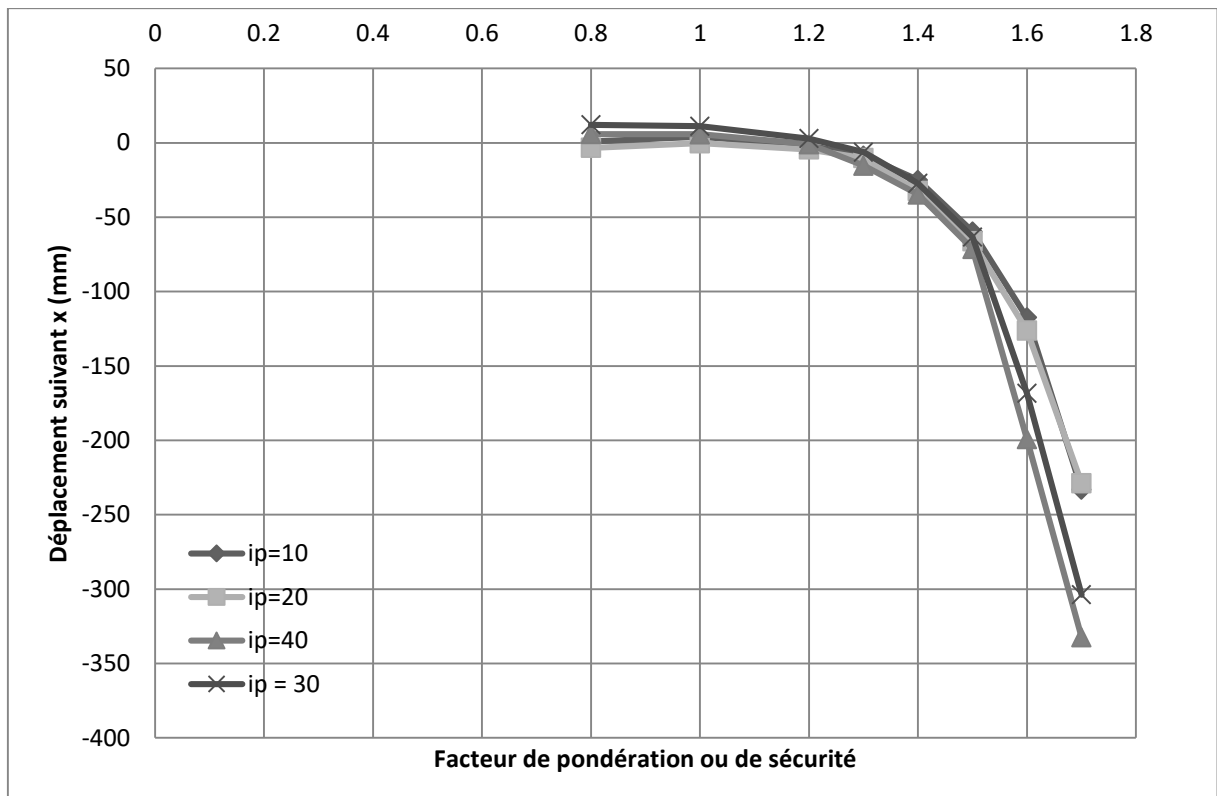
Pente : 1,75-ip=10.20.30.40-delta=2,5 (a)2 (b) (zone3, 20m)



**Pente : 1,75-ip=10.20.30.40-delta=1,5 ((a)20m)((b)10m) (zone3)**

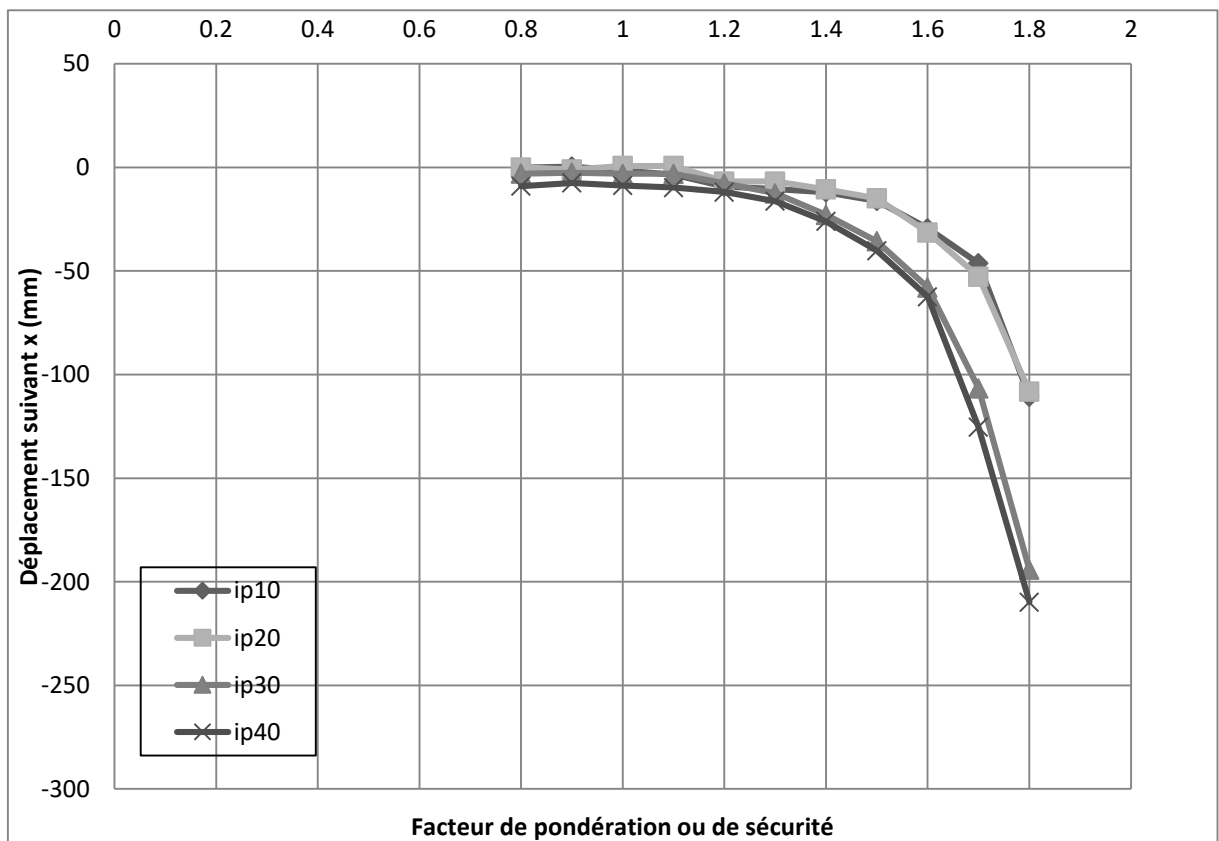
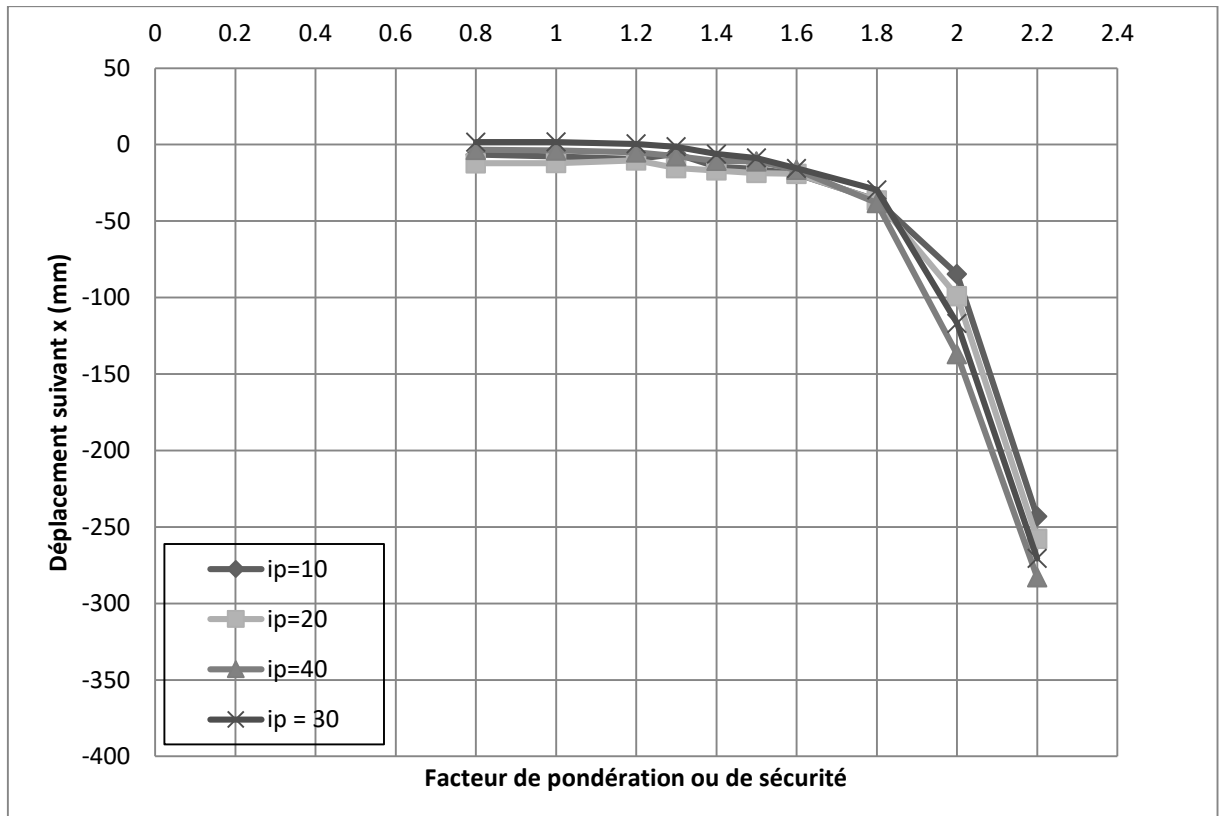


**Pente : 1,75- $ip=10.20.30.40$ -delta= (a)2 et (b) 2,5(10m) (zone3)**



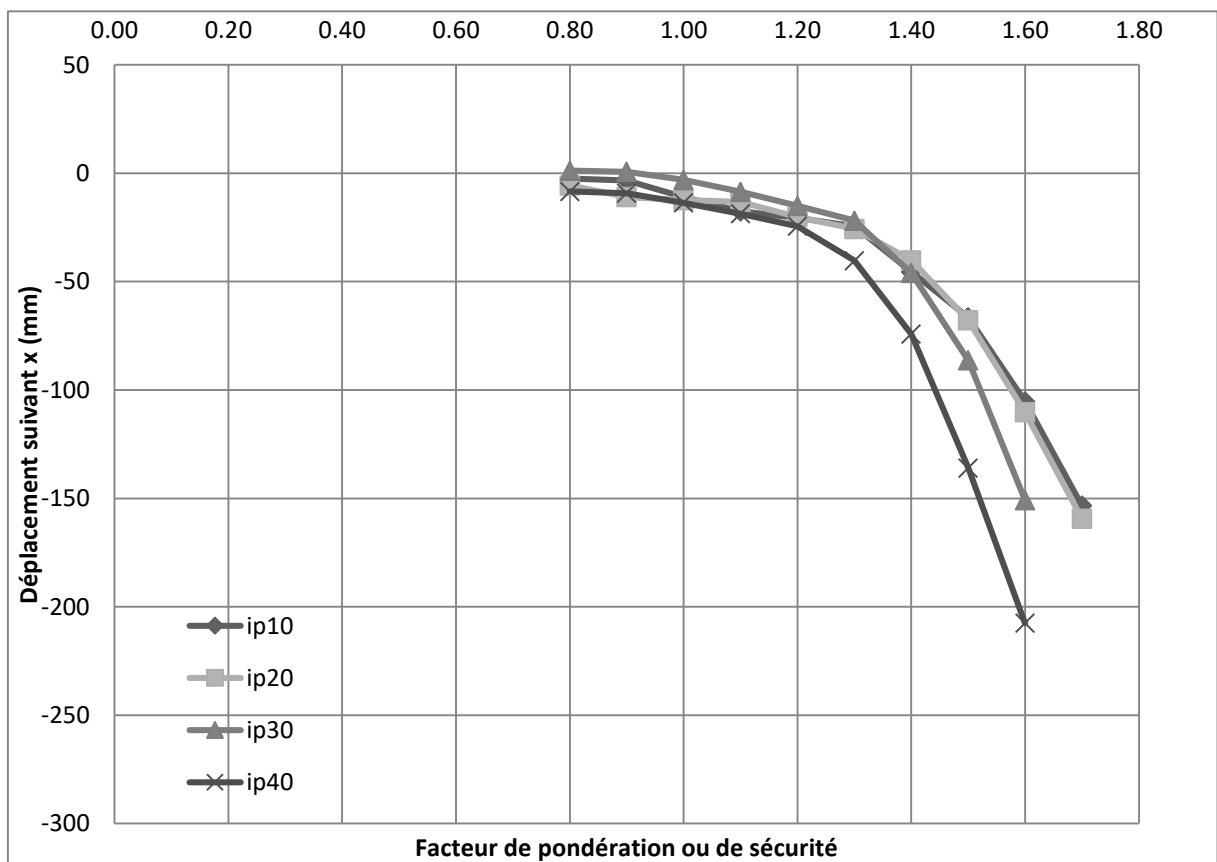
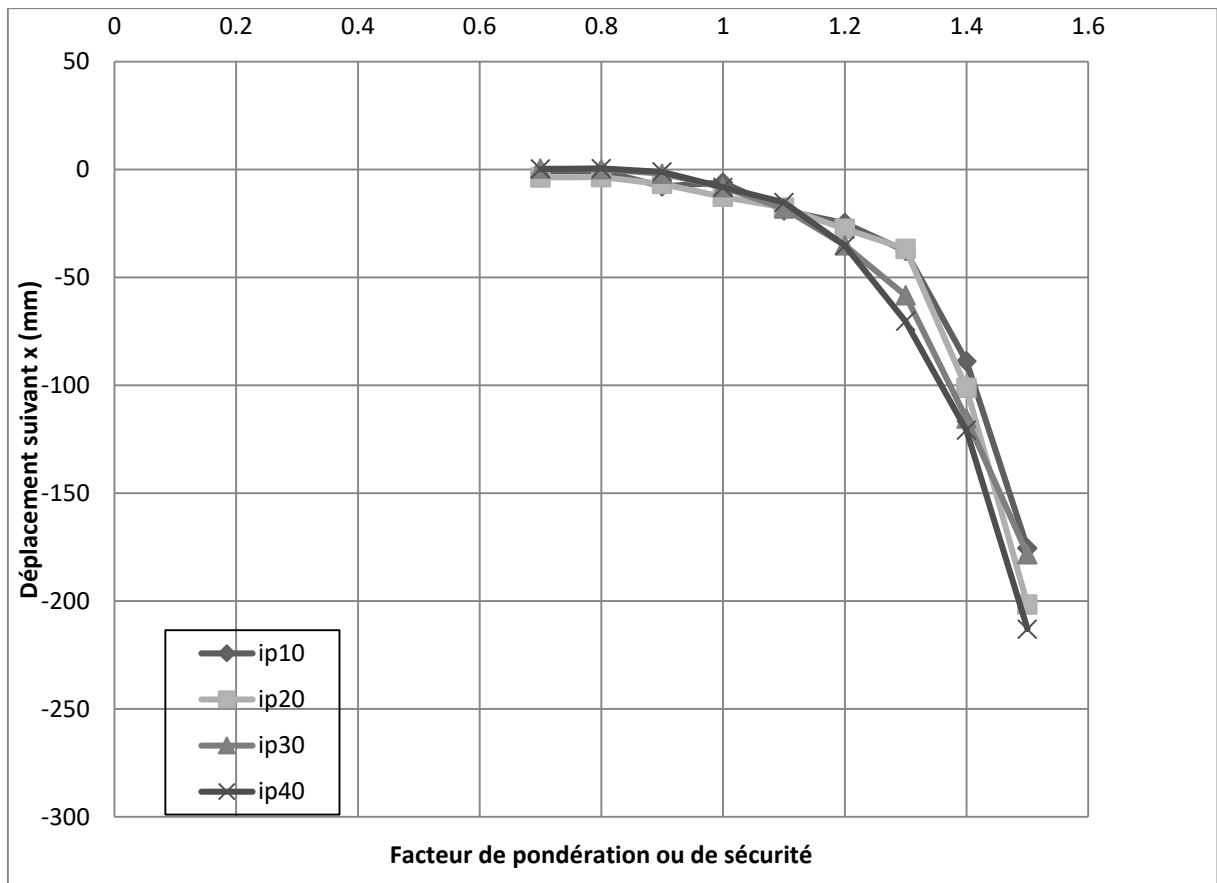
**Pente : 3,00- $i_p=10.20.30.40$ -delta= (a)1,5 et (b) 2(10m) (zone3)**



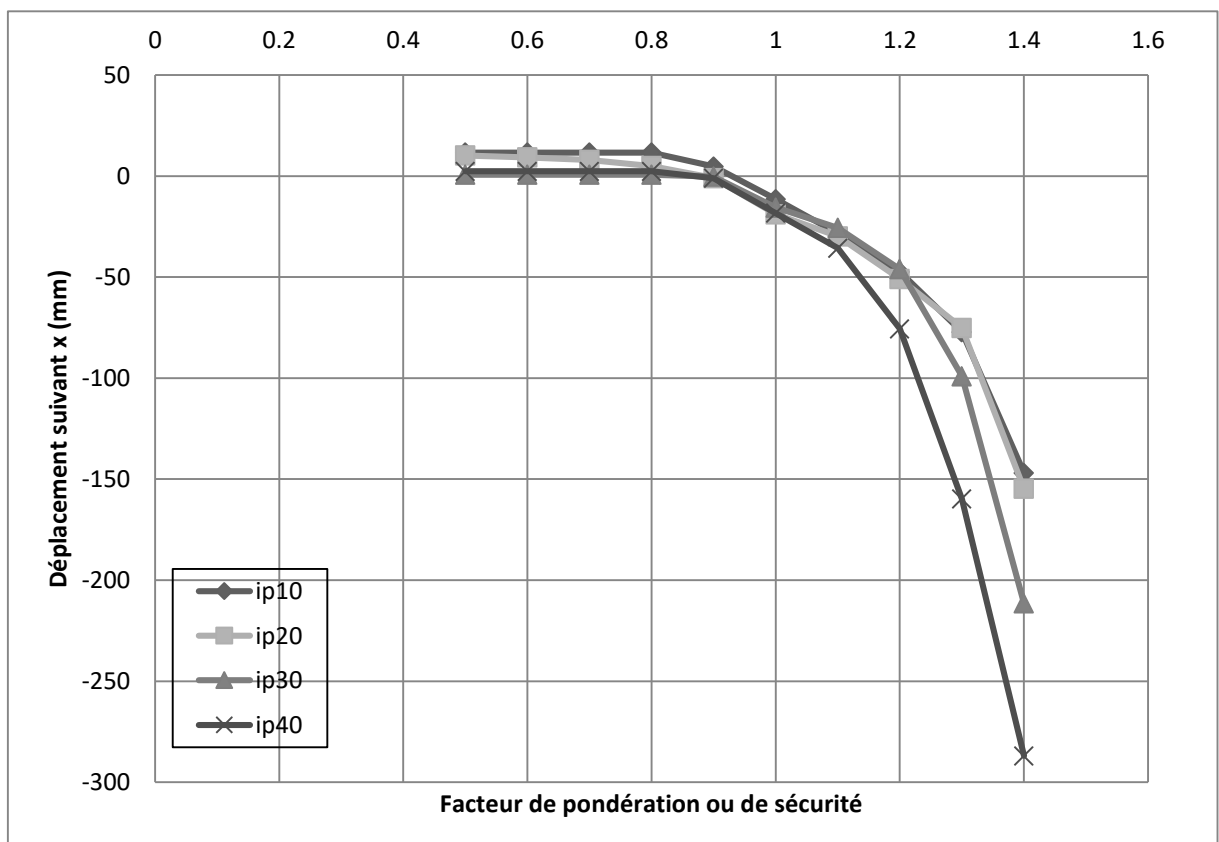
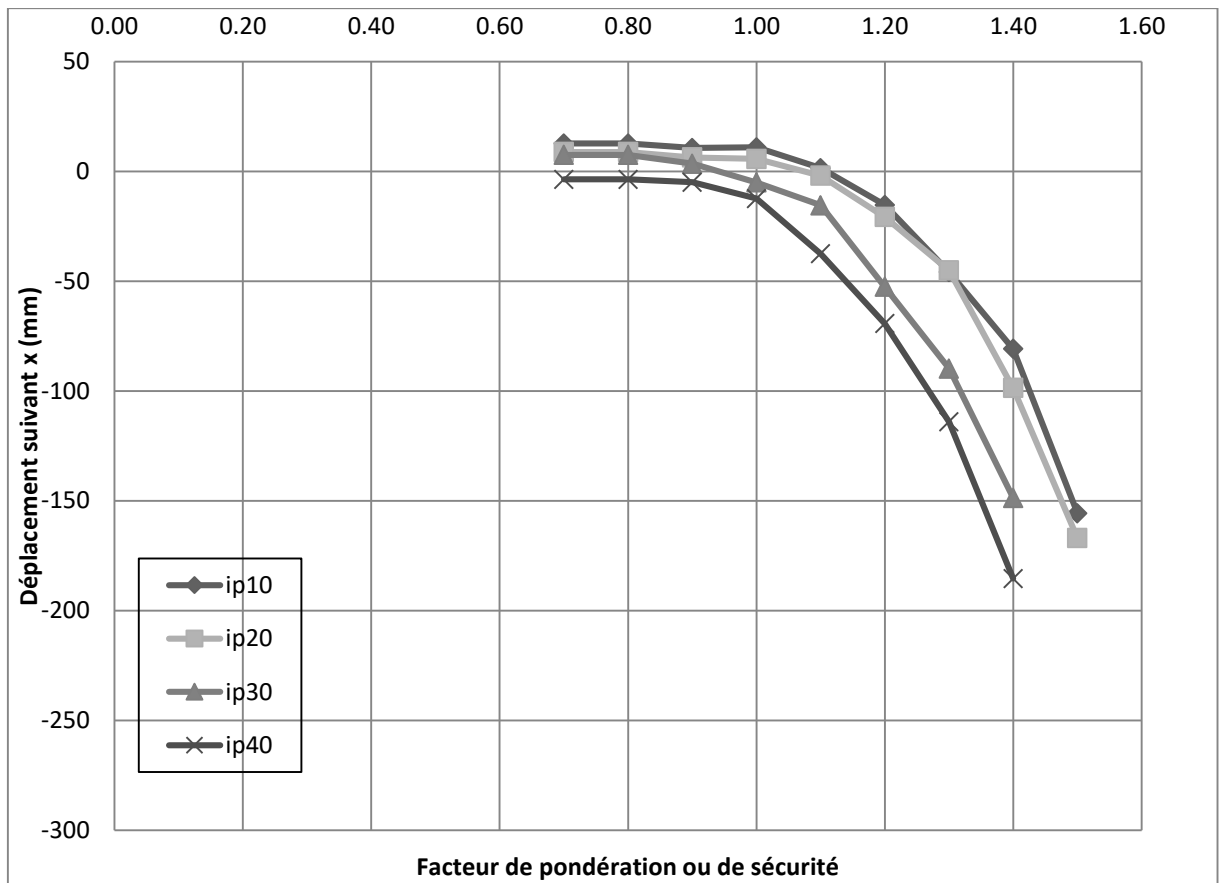


**Pente :3,00-ip=10.20.30.40-delta=2,5((a)10m) ((b)20m)**

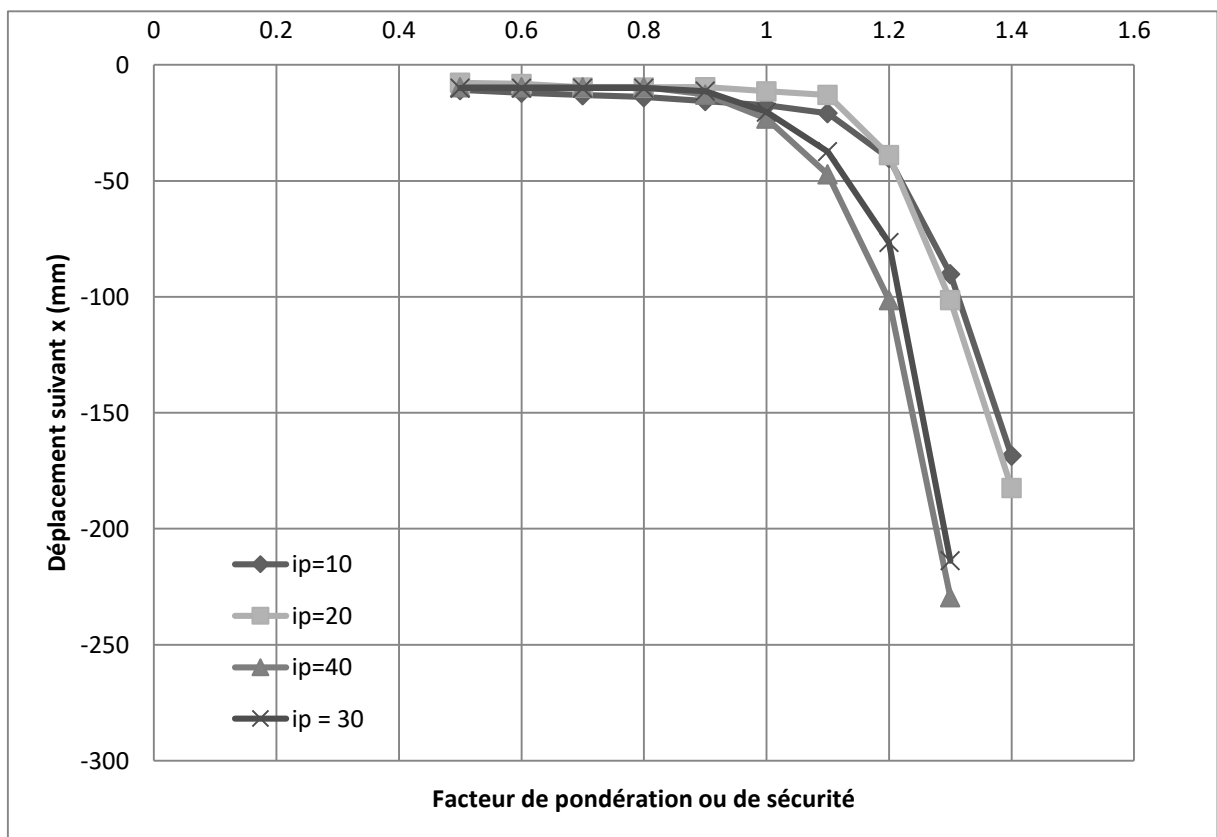
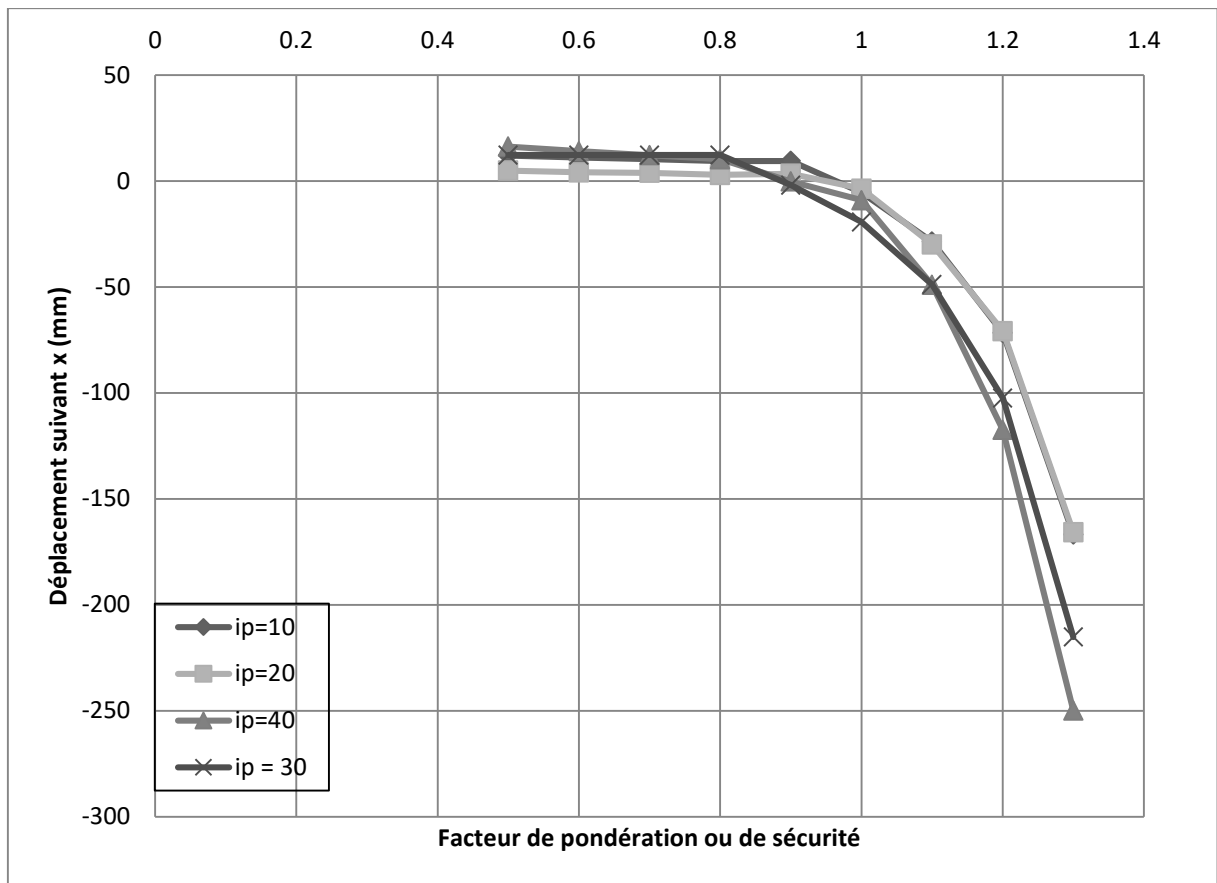
**(zone3)**



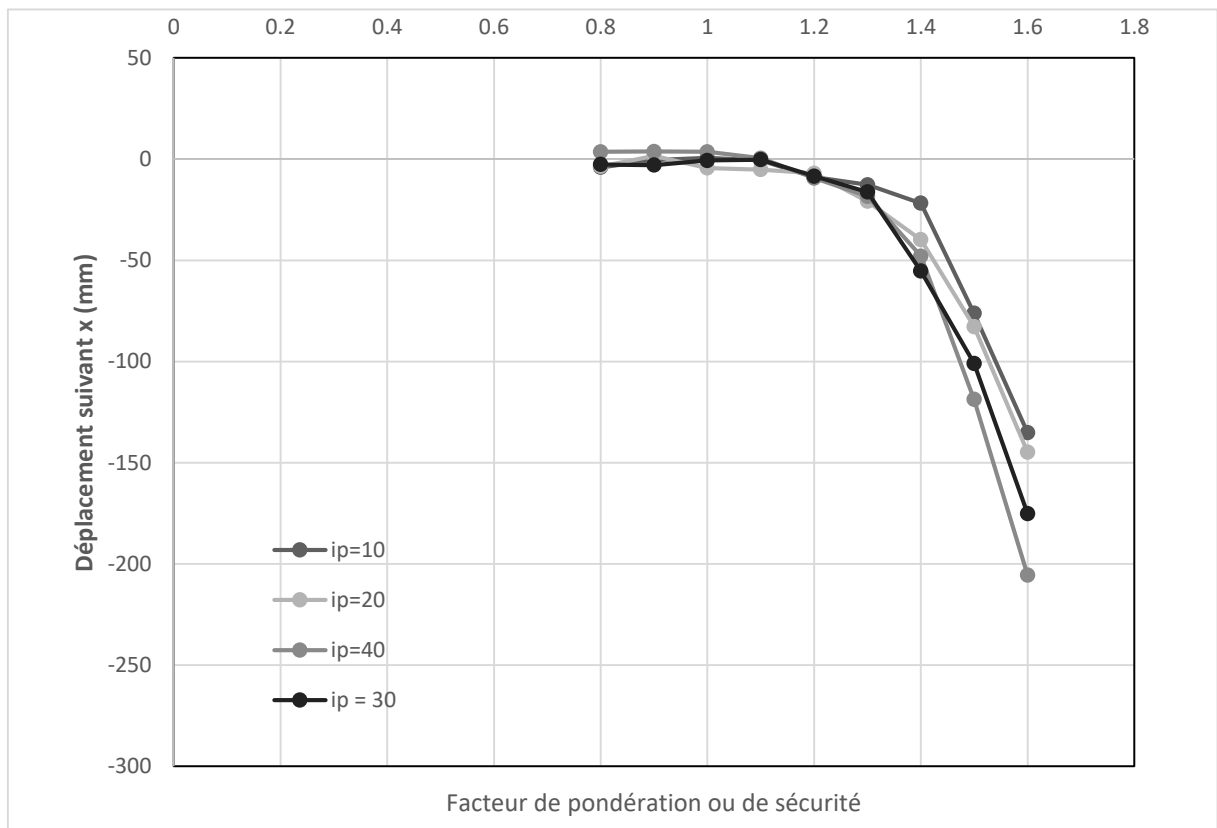
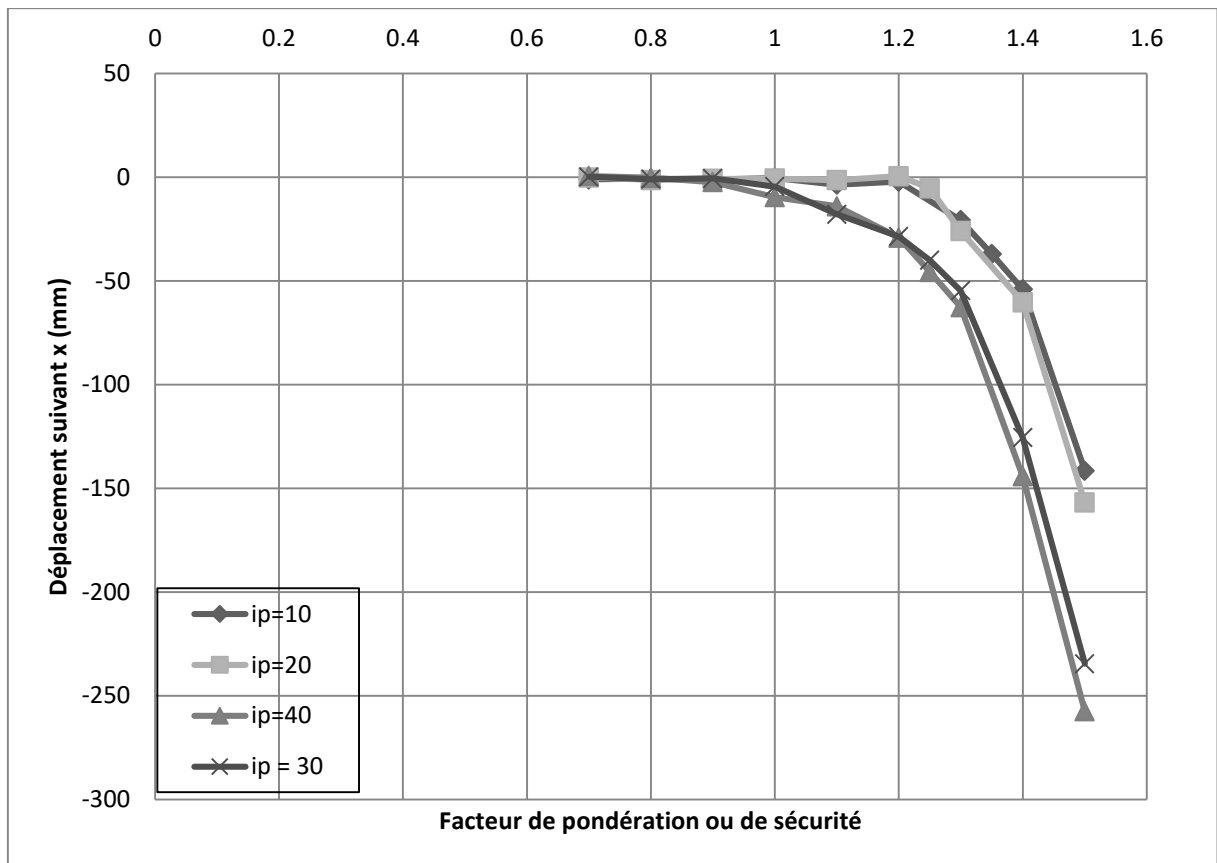
**Pente :3,00-ip=10.20.30.40-delta=1,5(a) et 2 (b)(20m) (zone3)**



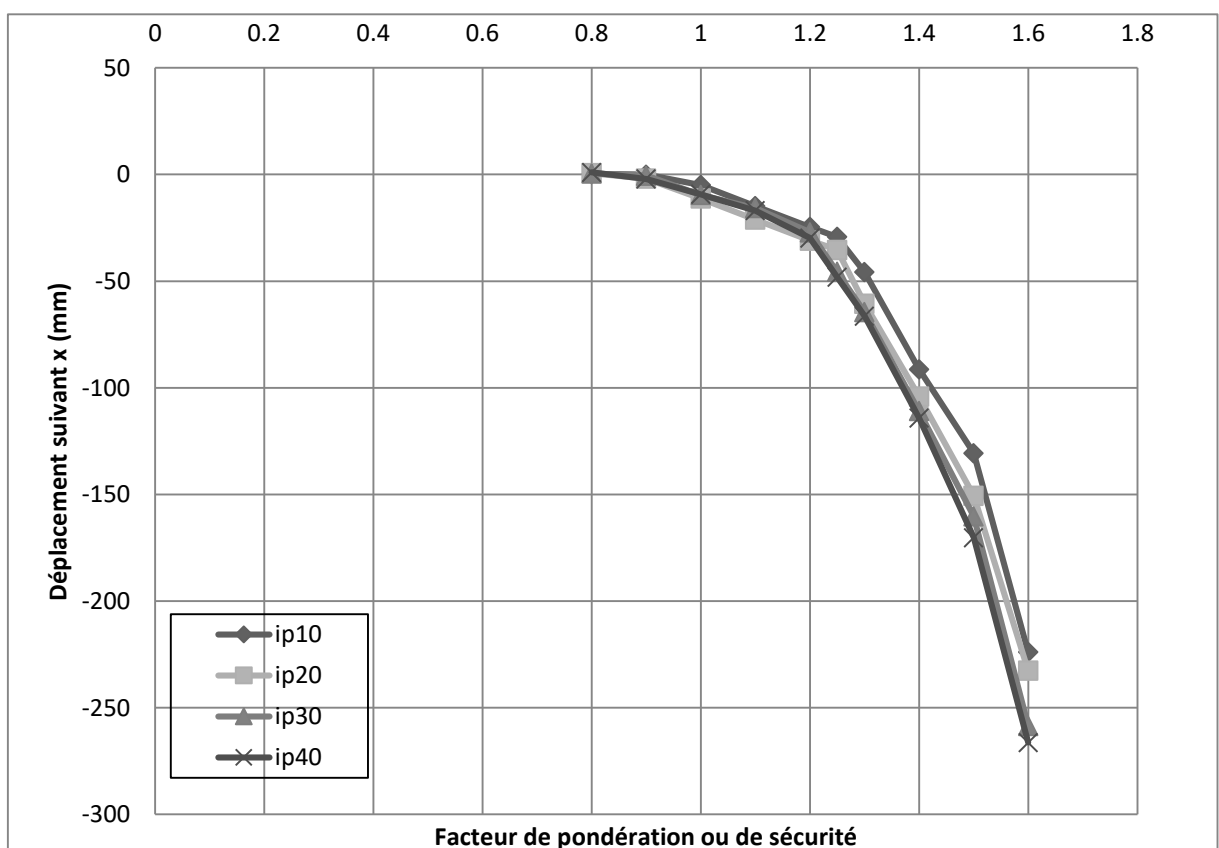
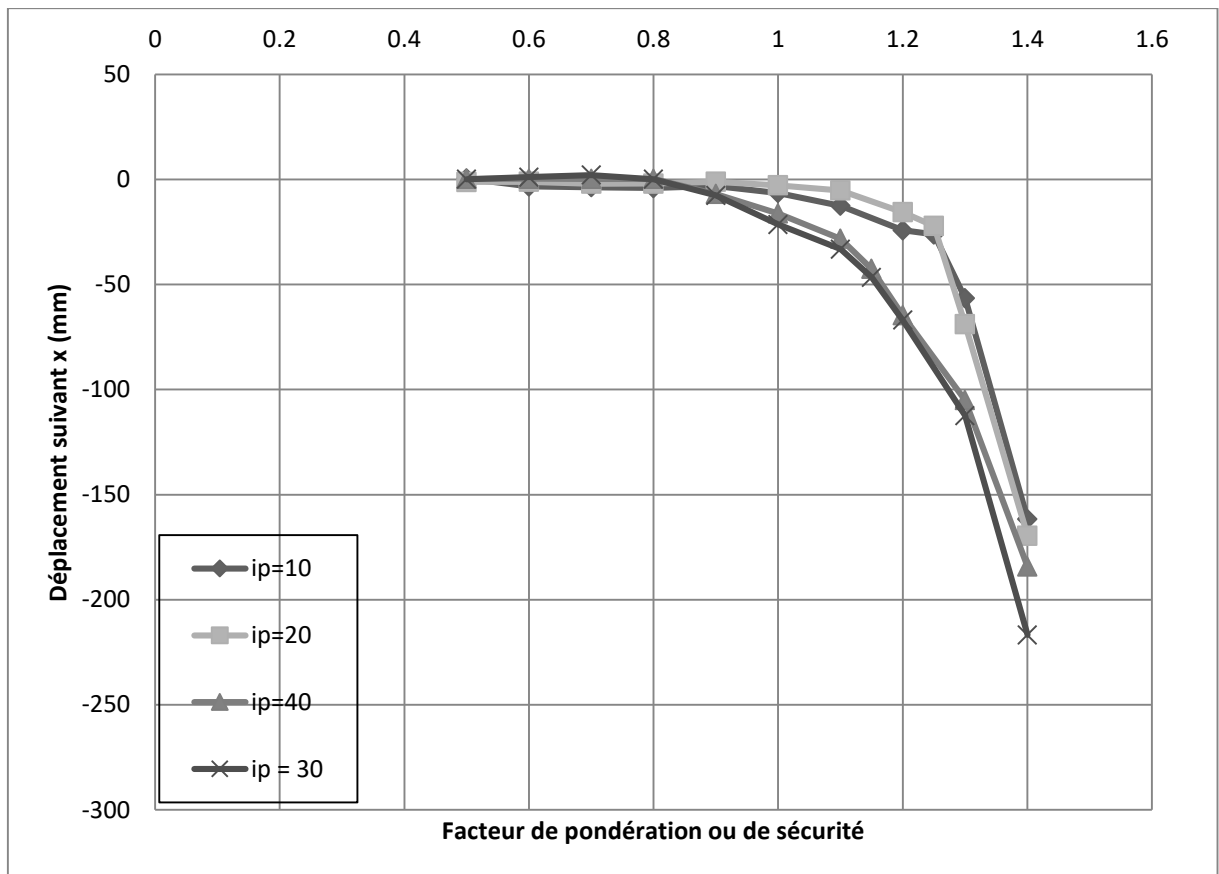
**Pente :1,75-ip=10.20.30.40-delta=2,5(a) et 2 (b)(20m) (zone5)**



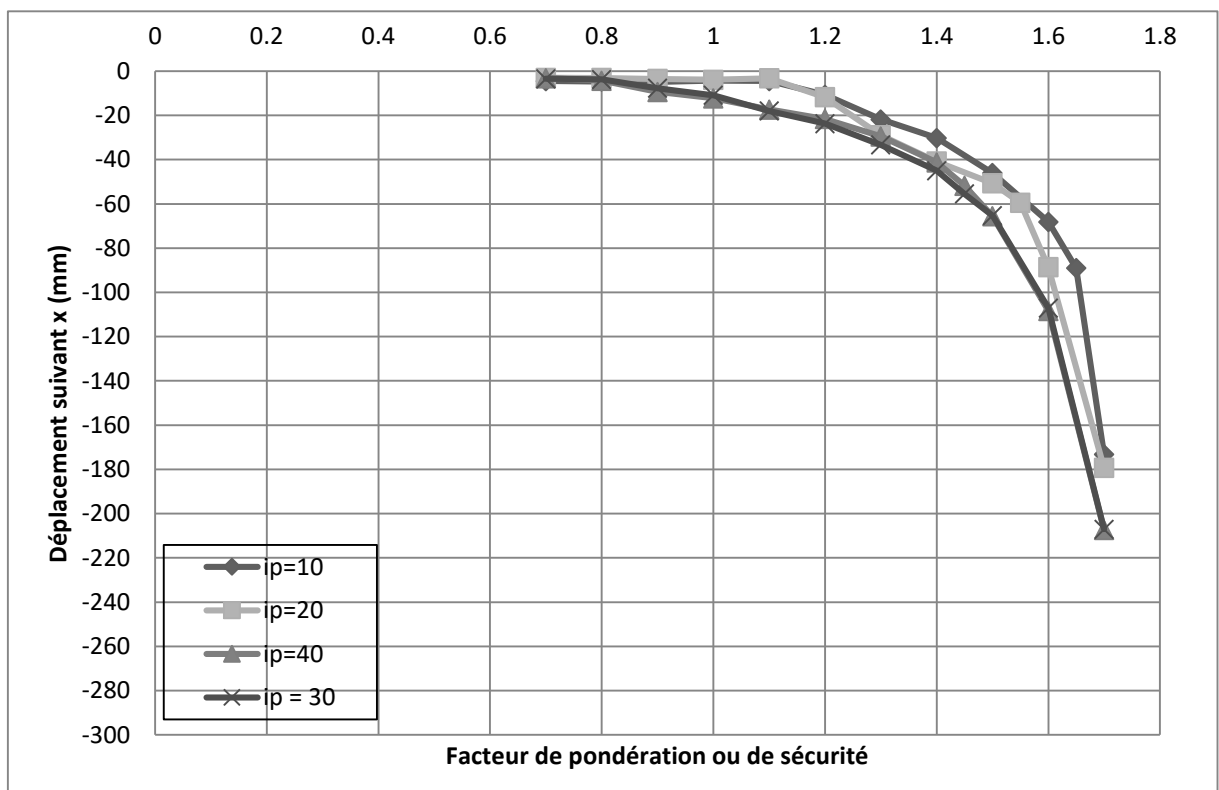
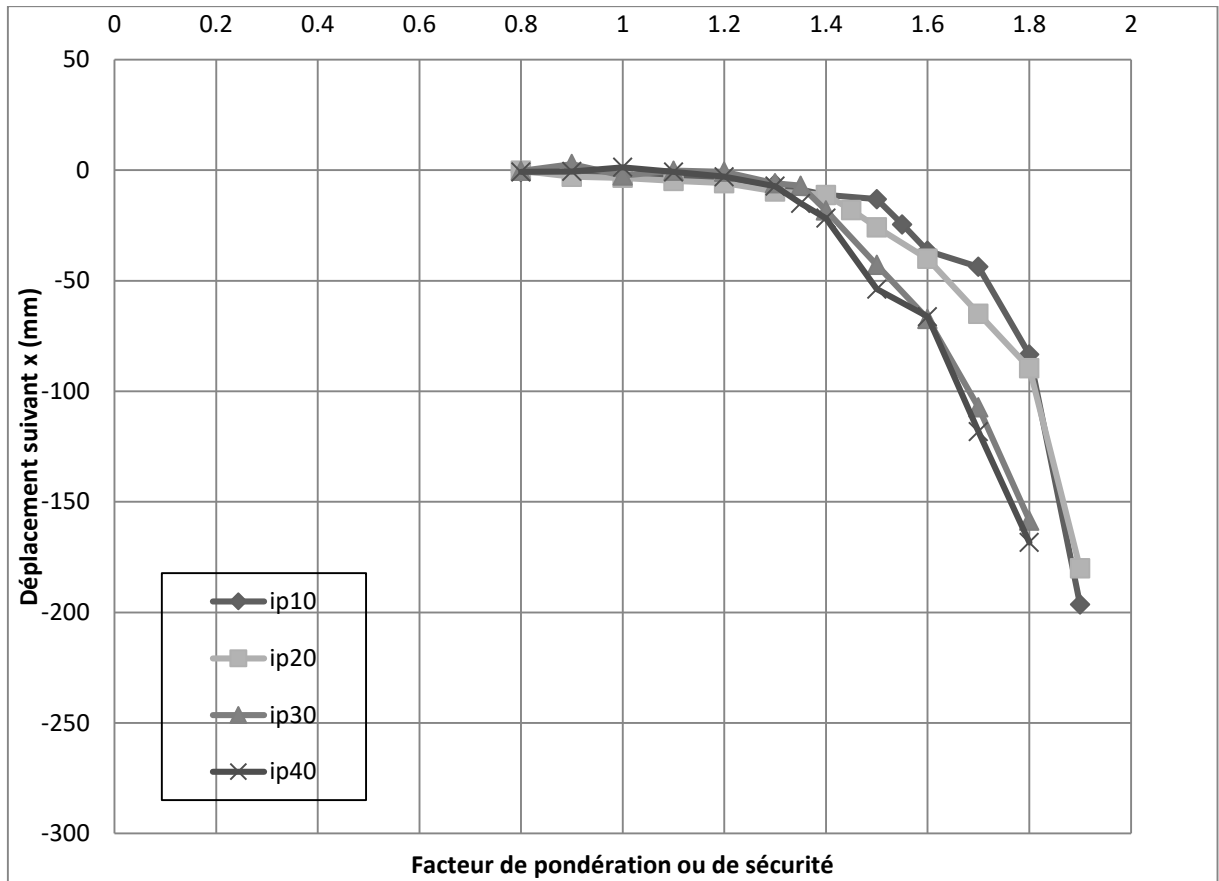
**Pente : 1,75-ip=10.20.30.40-delta=1,5 ((a)20m) ((b)10m) (zone5)**



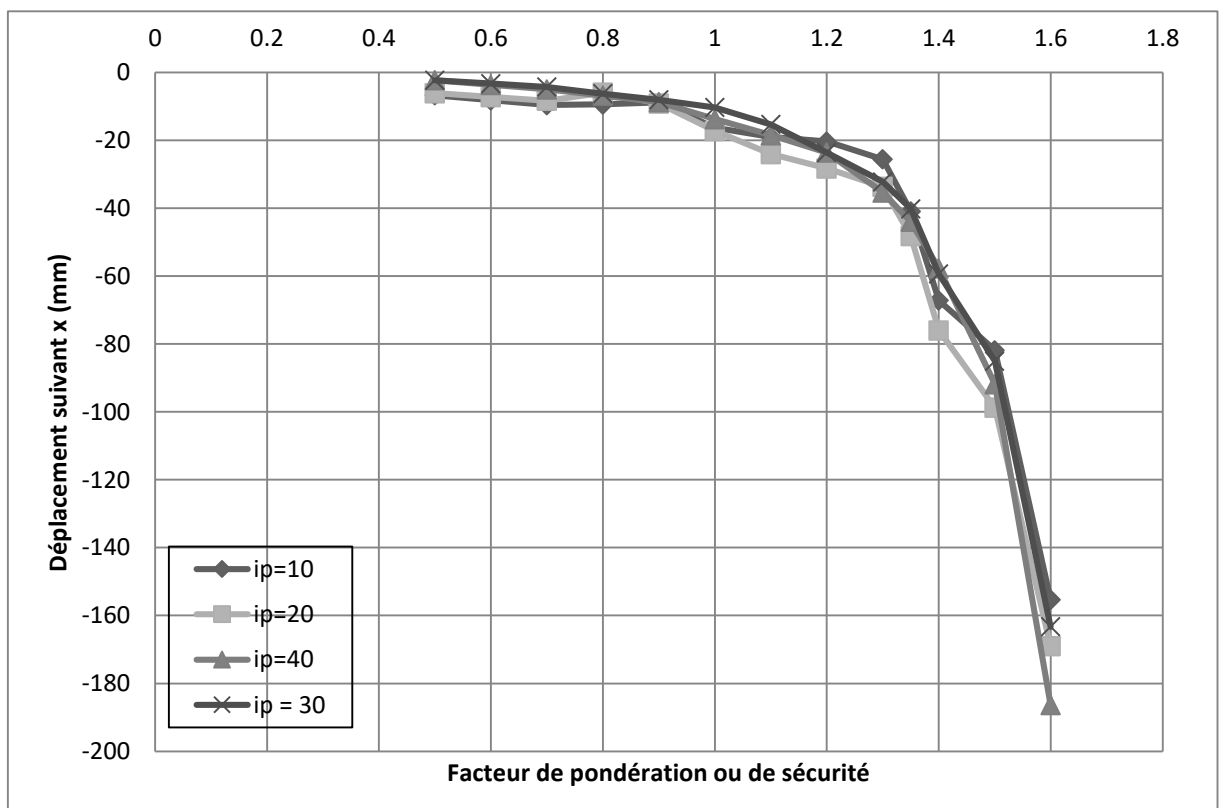
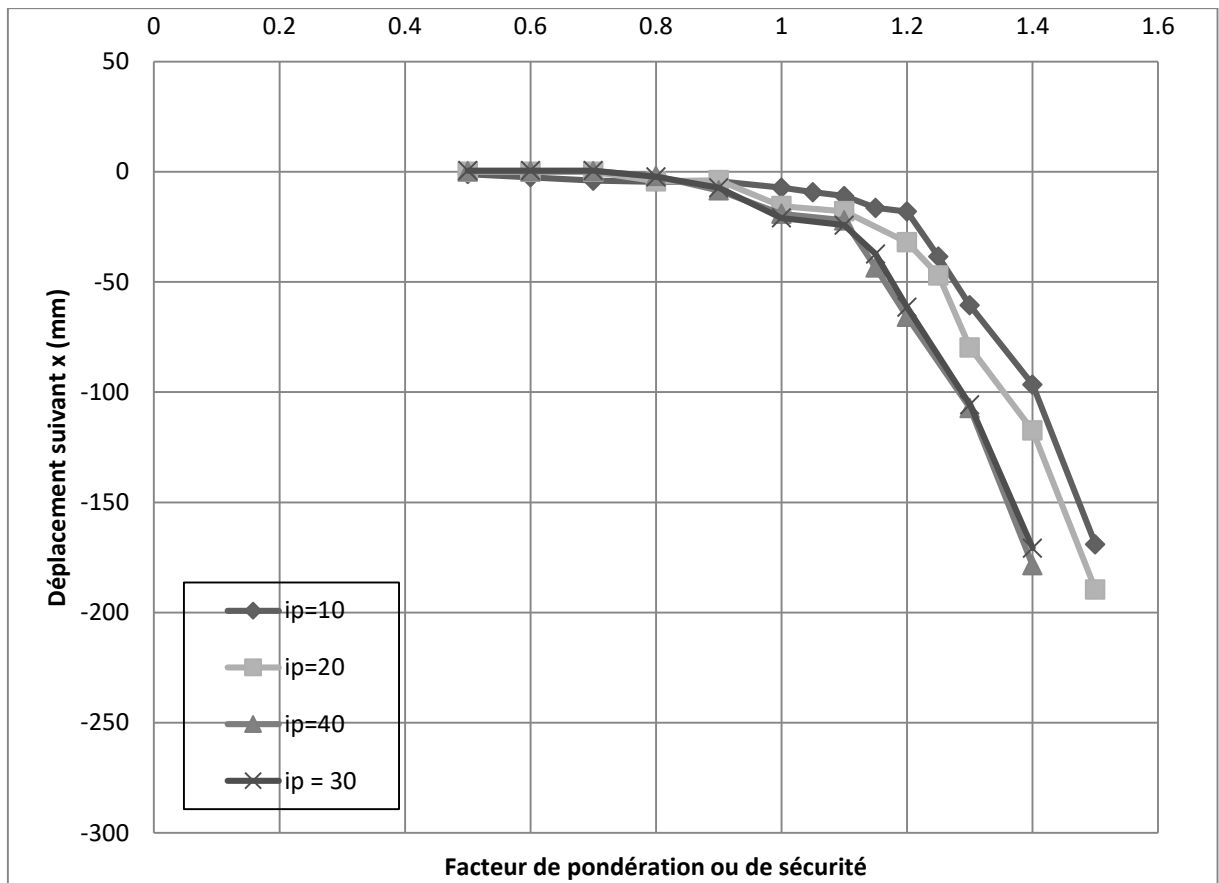
**Pente : 1,75- $ip=10.20.30.40$ - $\delta=2$  (a) et 2,5 (b)(10m) (zone5)**



**Pente :3,00-ip=10.20.30.40-delta=1,5 (a) et 2 (b)(20m) (zone5)**

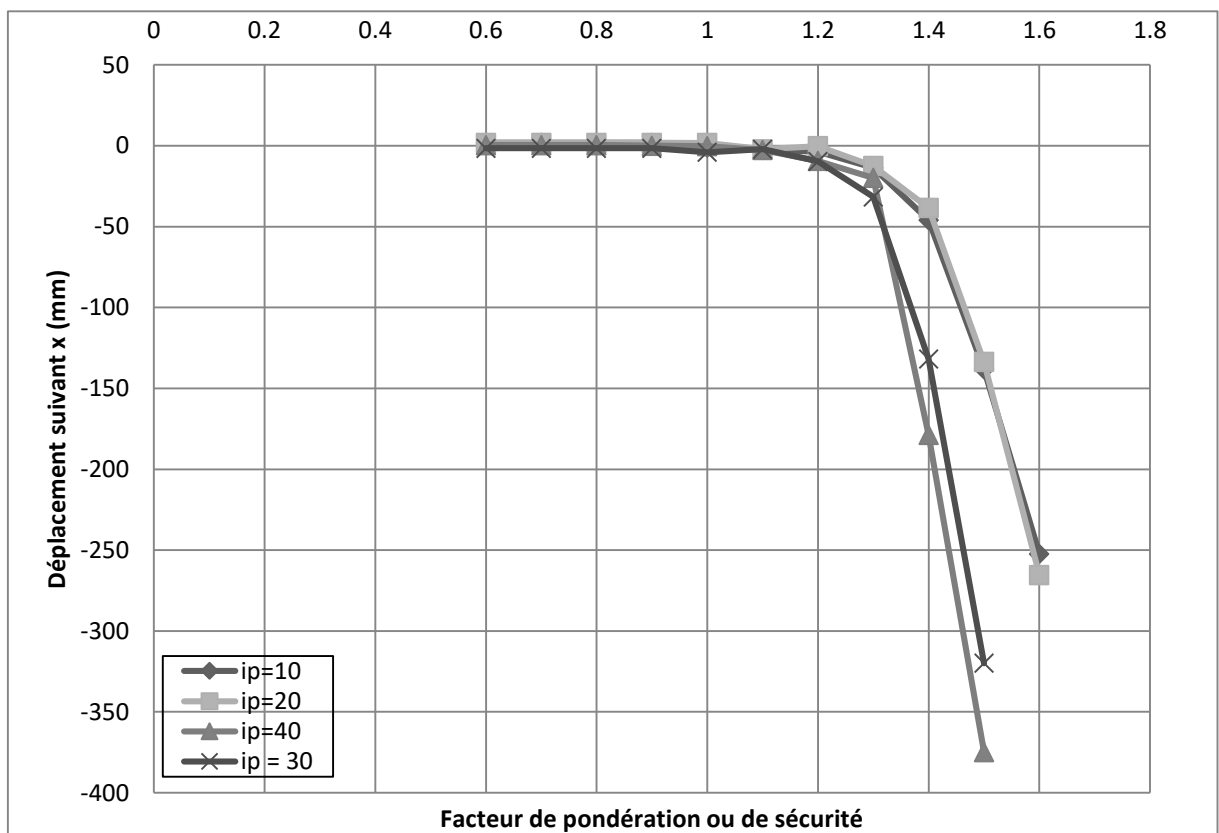
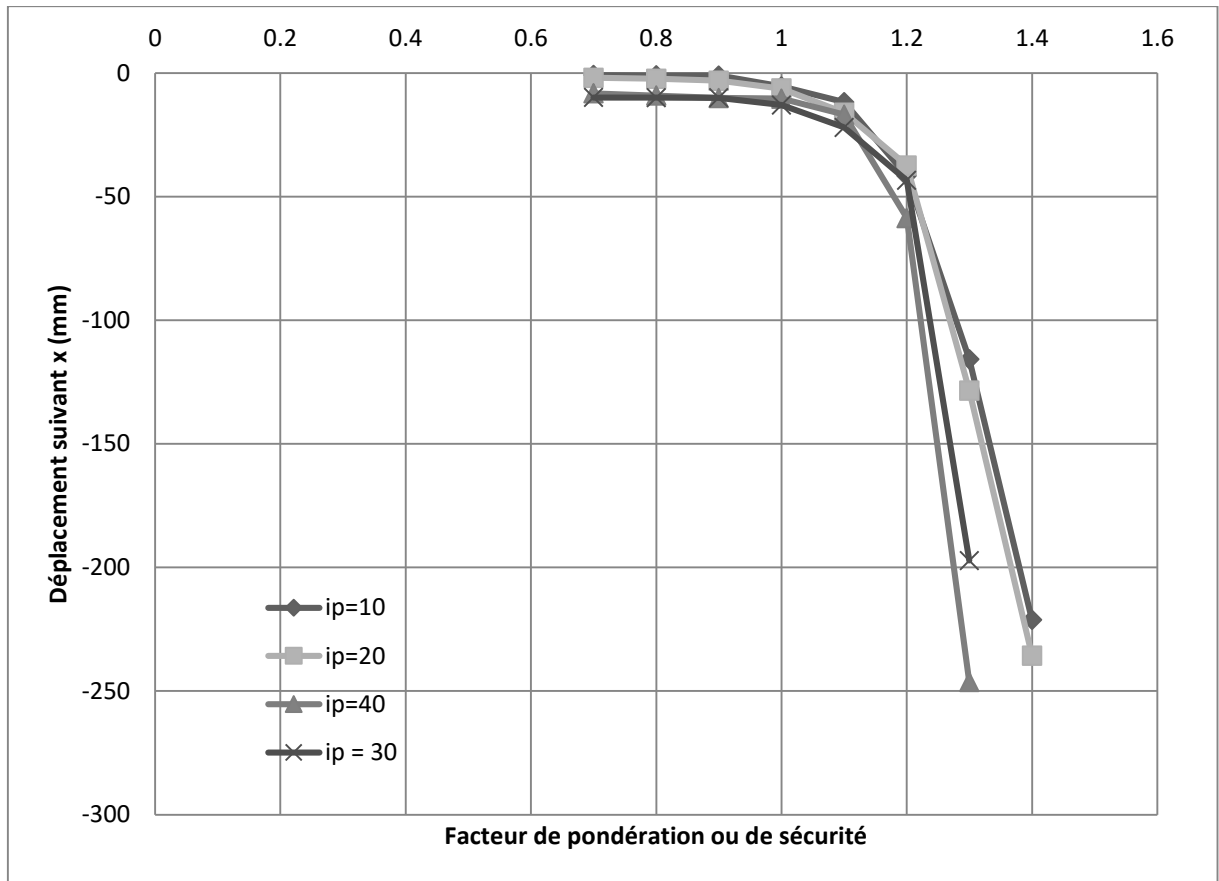


**Pente :3,00-ip=10.20.30.40-delta=2,5 ((a)20m) ((b)10m) (zone5)**

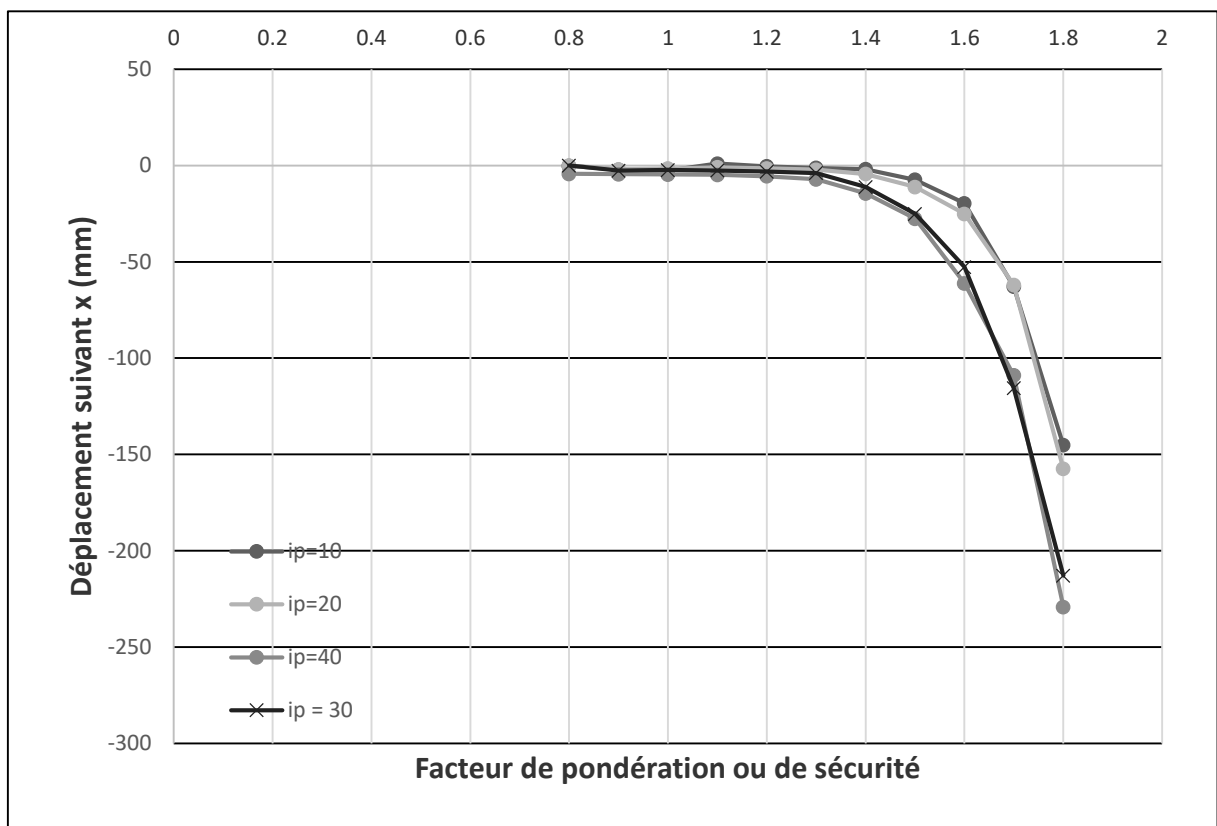
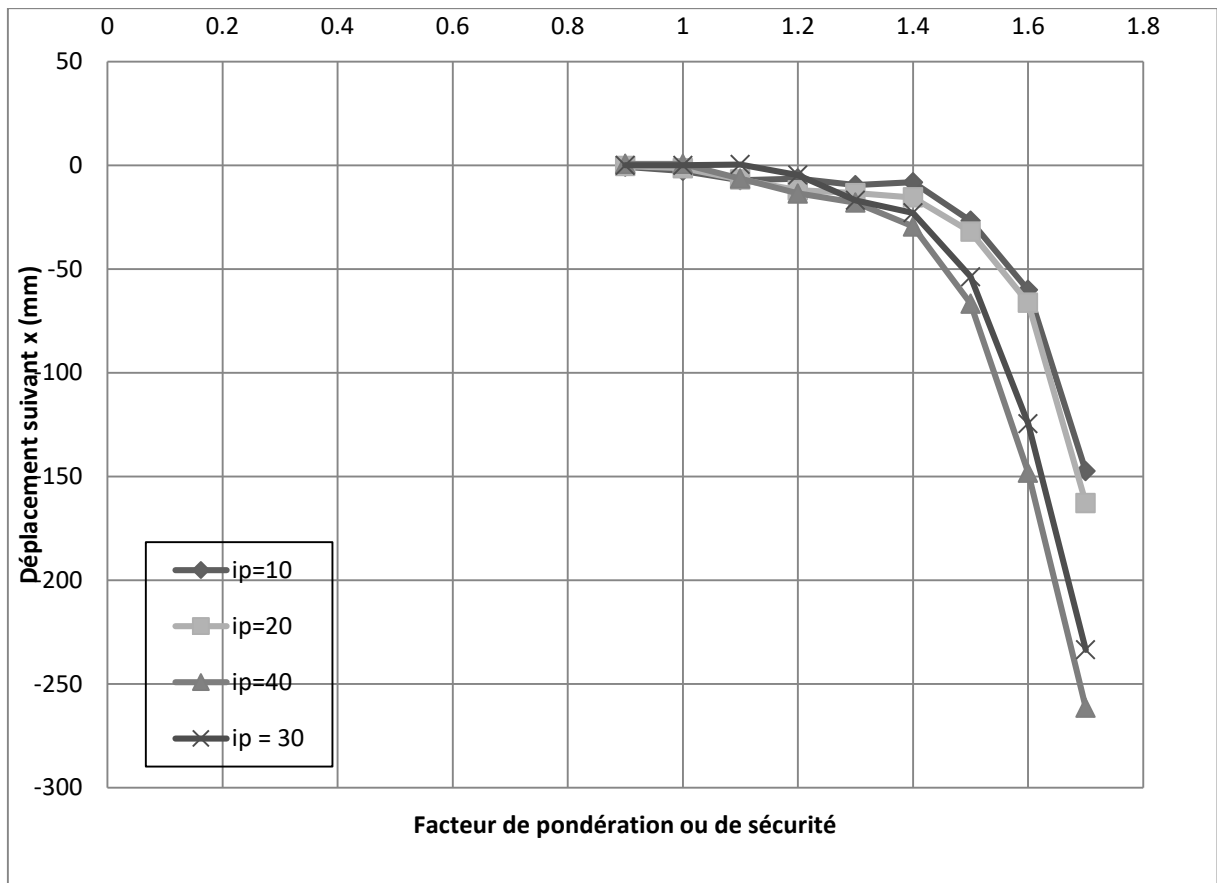


**Pente :3,00- $i_p=10.20.30.40$ -delta=1,5 (a) et 2 (b)(10m) (zone5)**

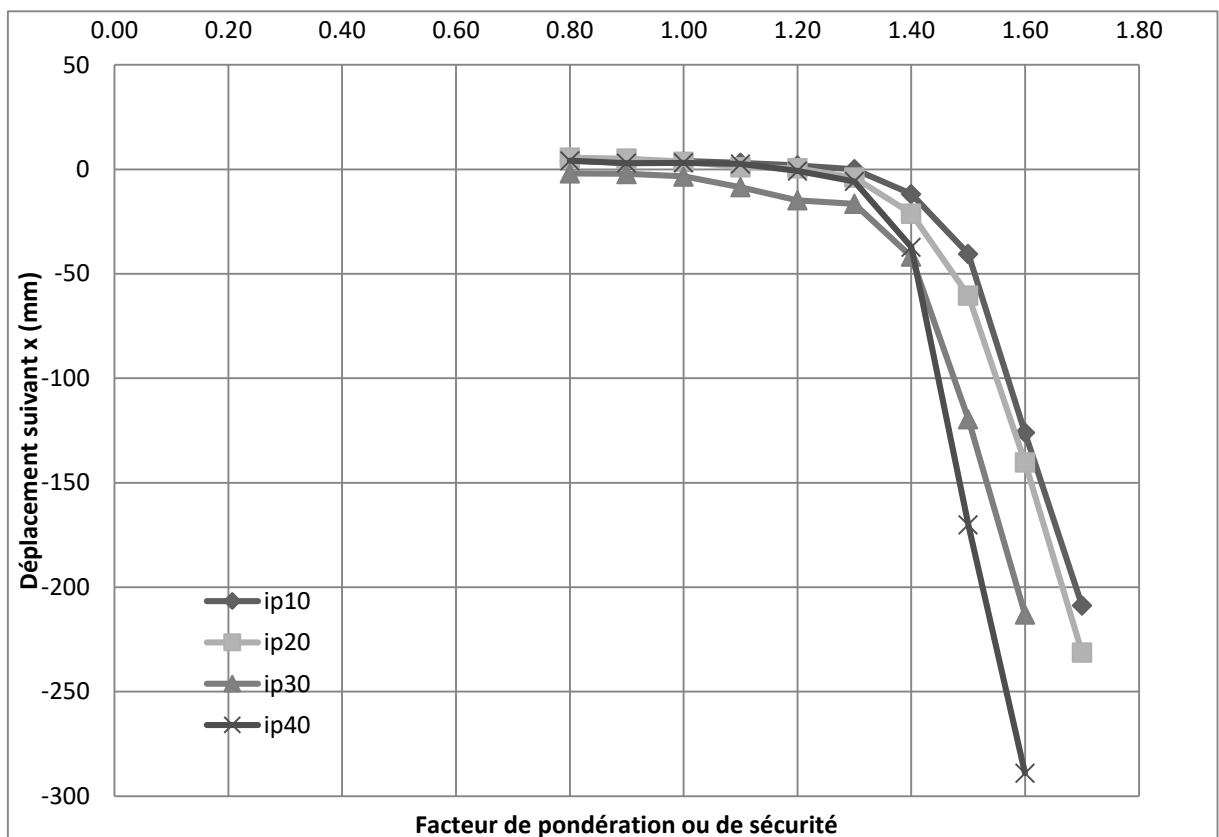
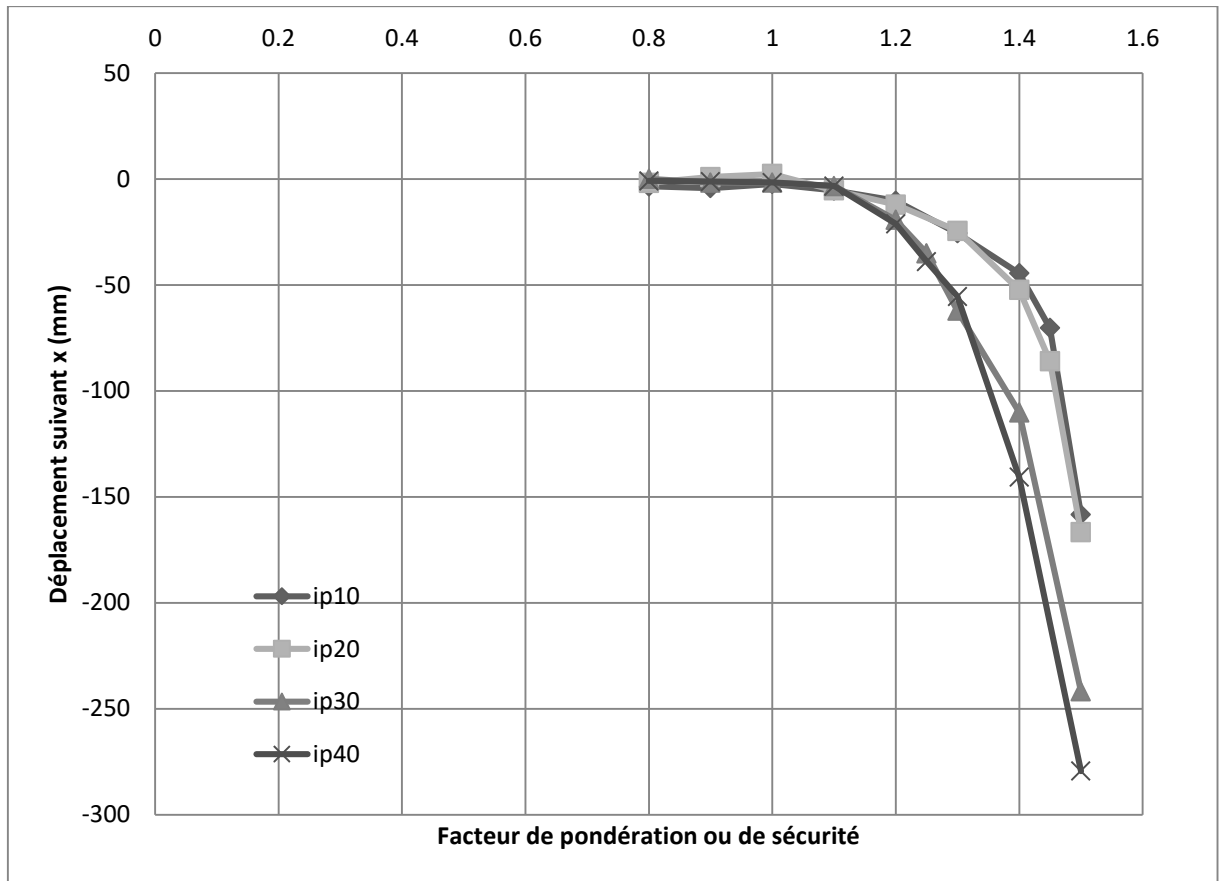




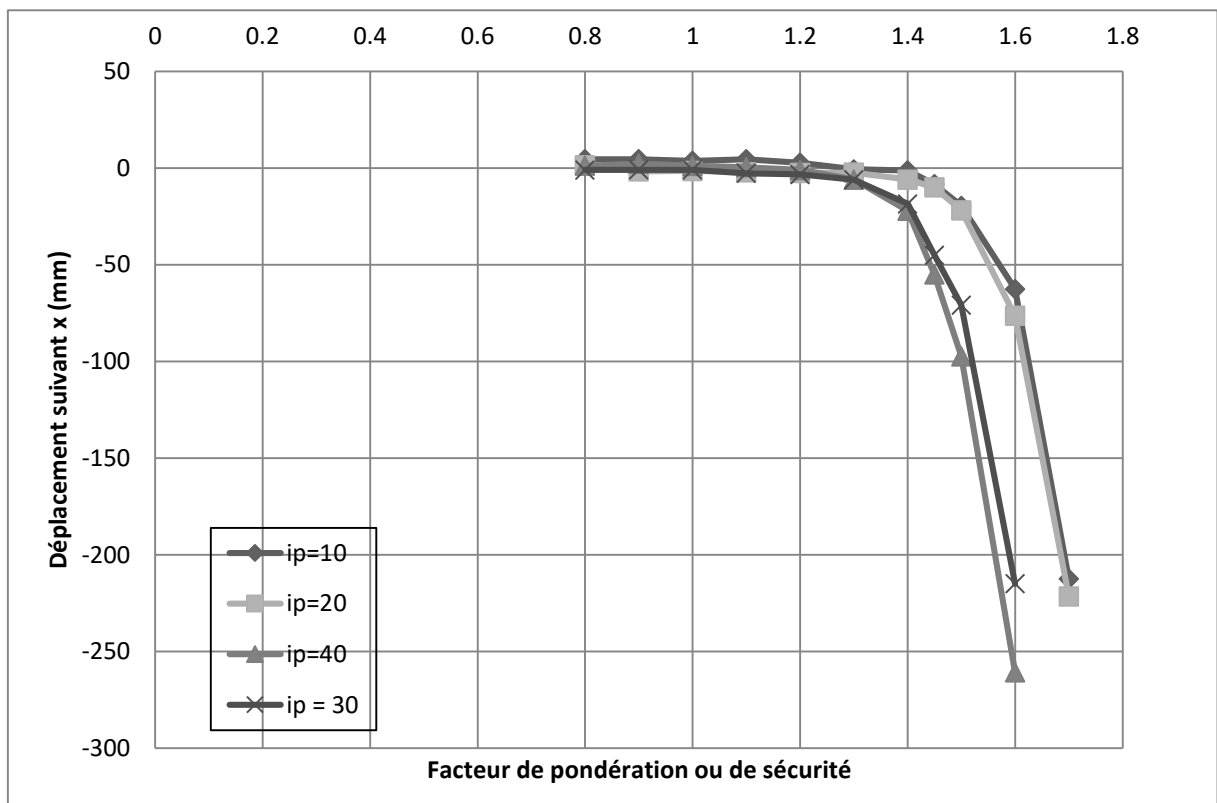
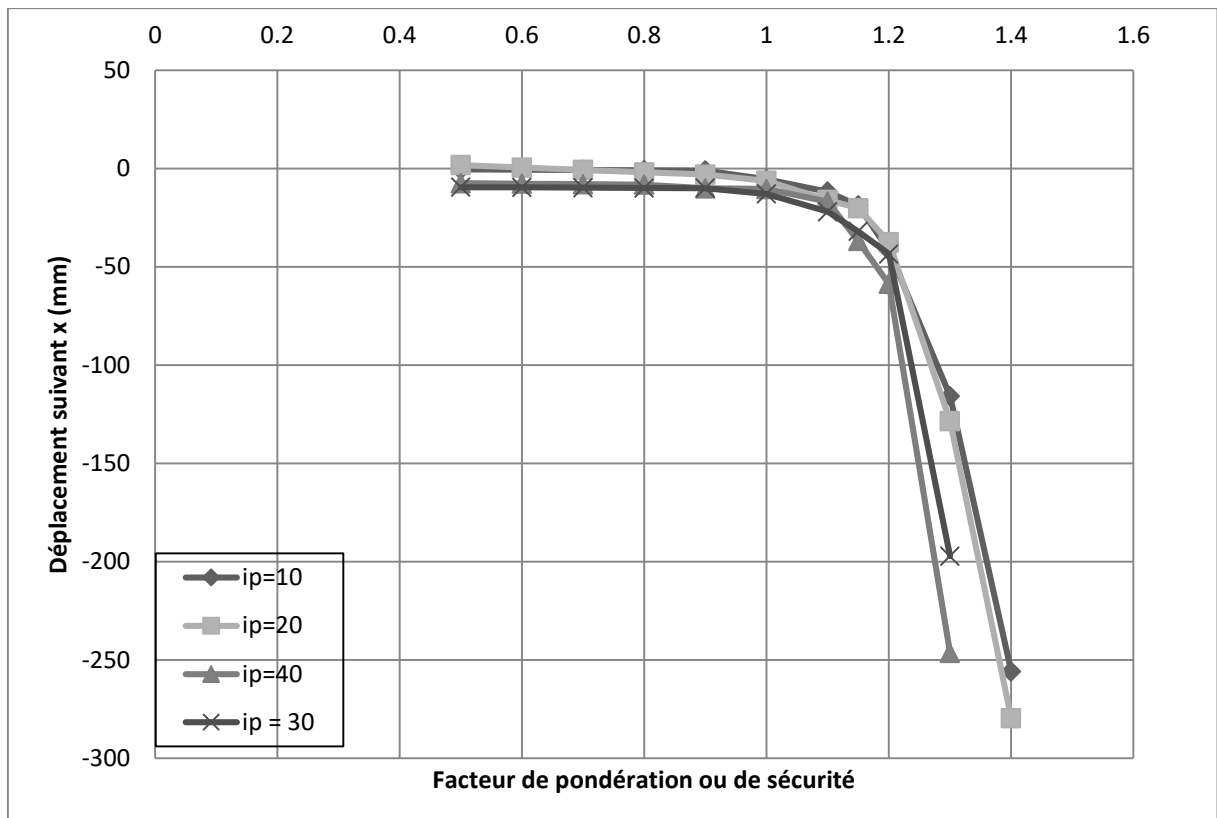
**Pente : 1,75- $ip=10.20.30.40$ - $\delta=1,5$  ((a)20m) ((b)10m) (zone4)**



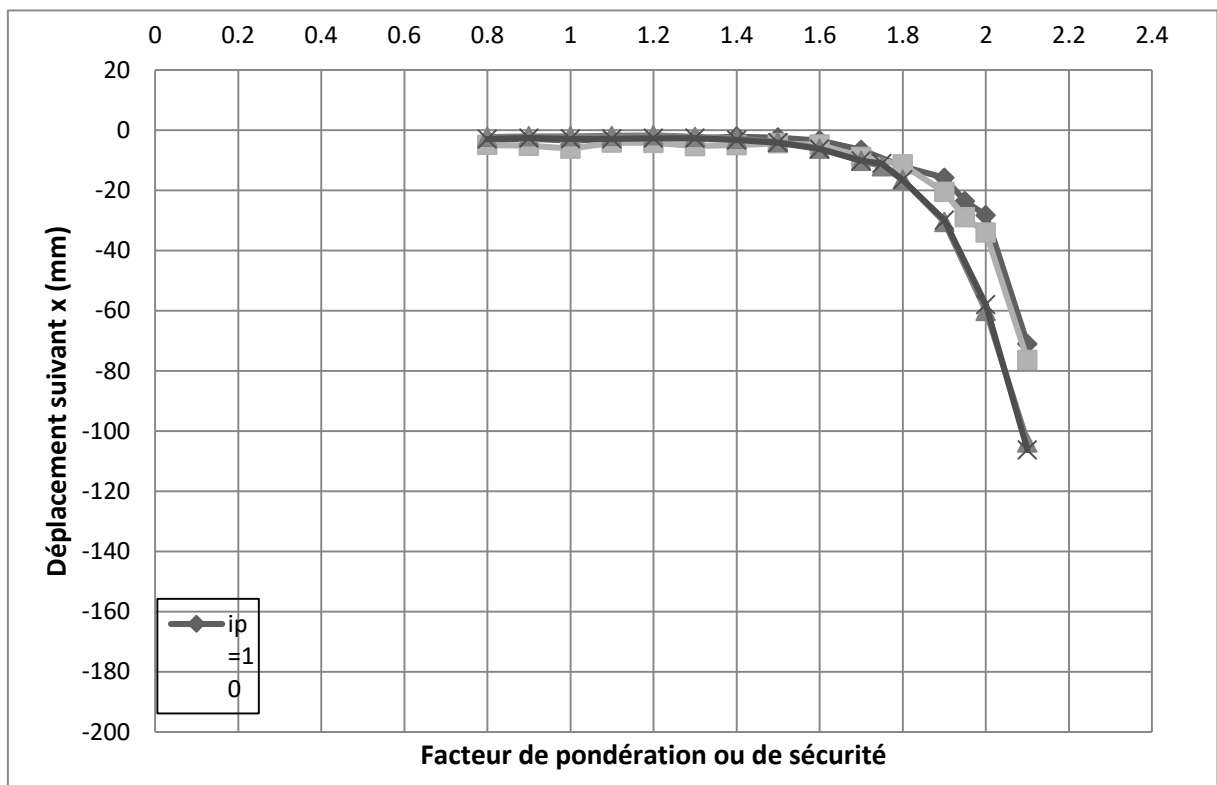
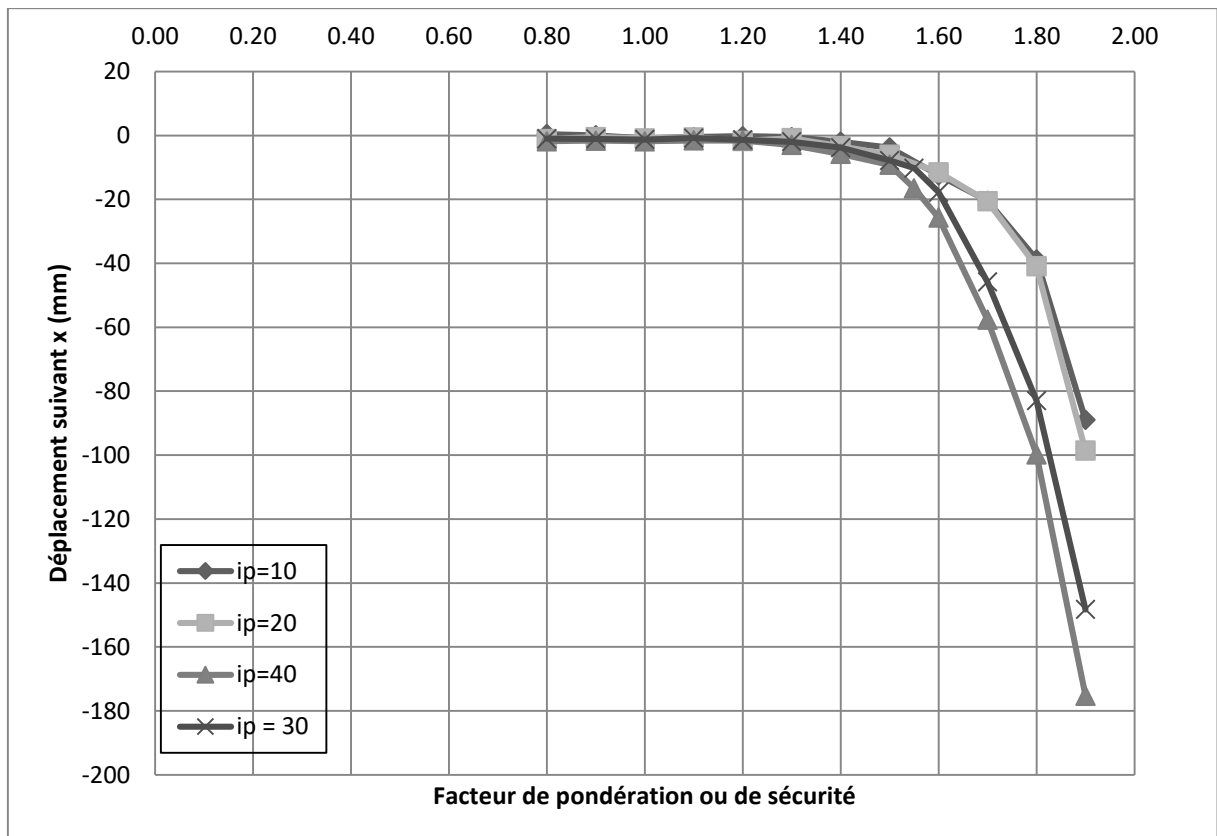
**Pente : 1,75- $i_p=10.20.30.40$ - $\delta=2$  (a) et 2,5 (b)(10m) (zone4)**



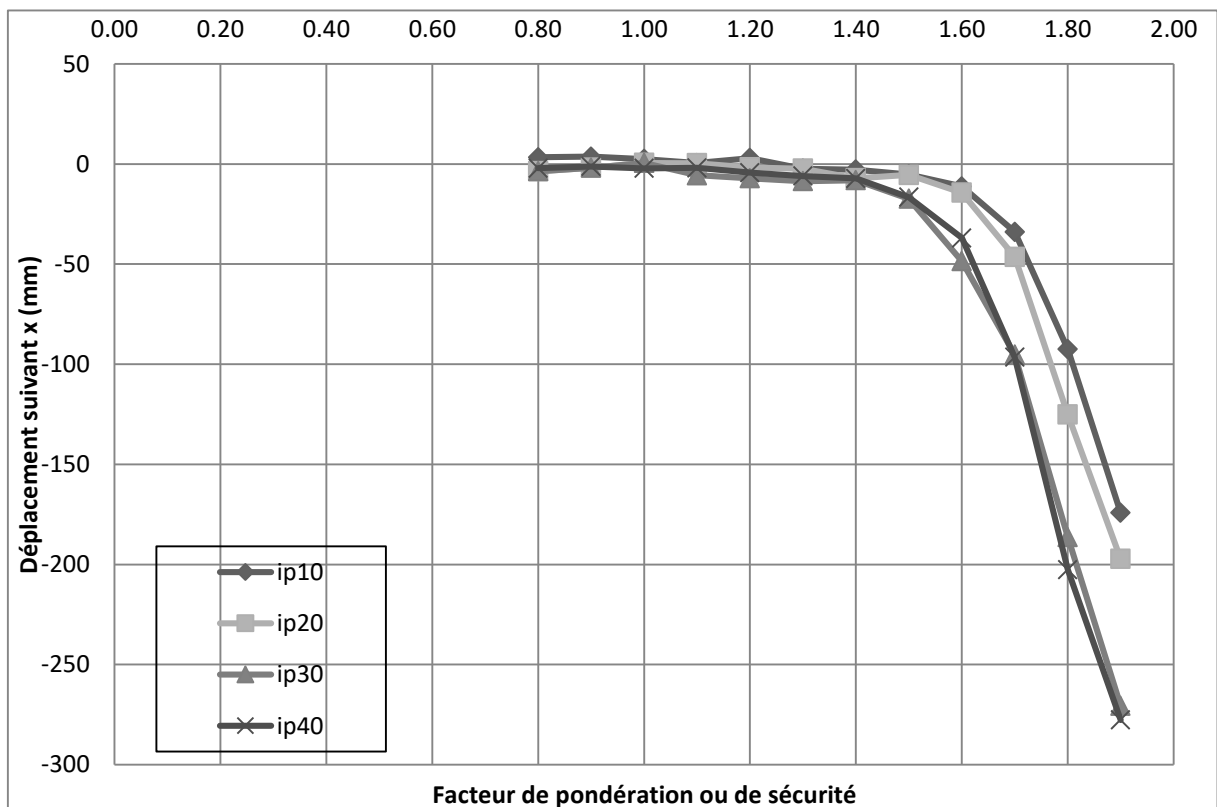
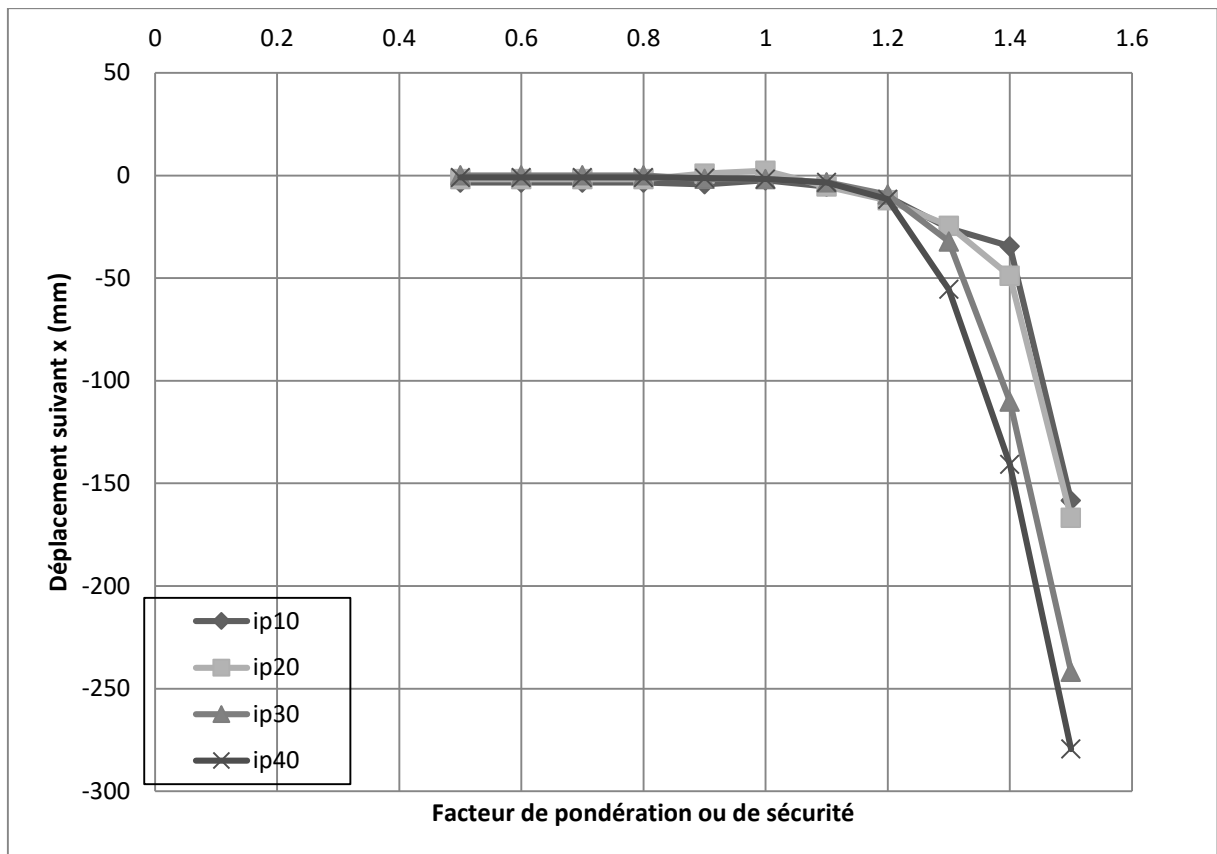
**Pente : 1,75-ip=10.20.30.40-delta=2 (a) et 2,5 (b)(20m) (zone4)**



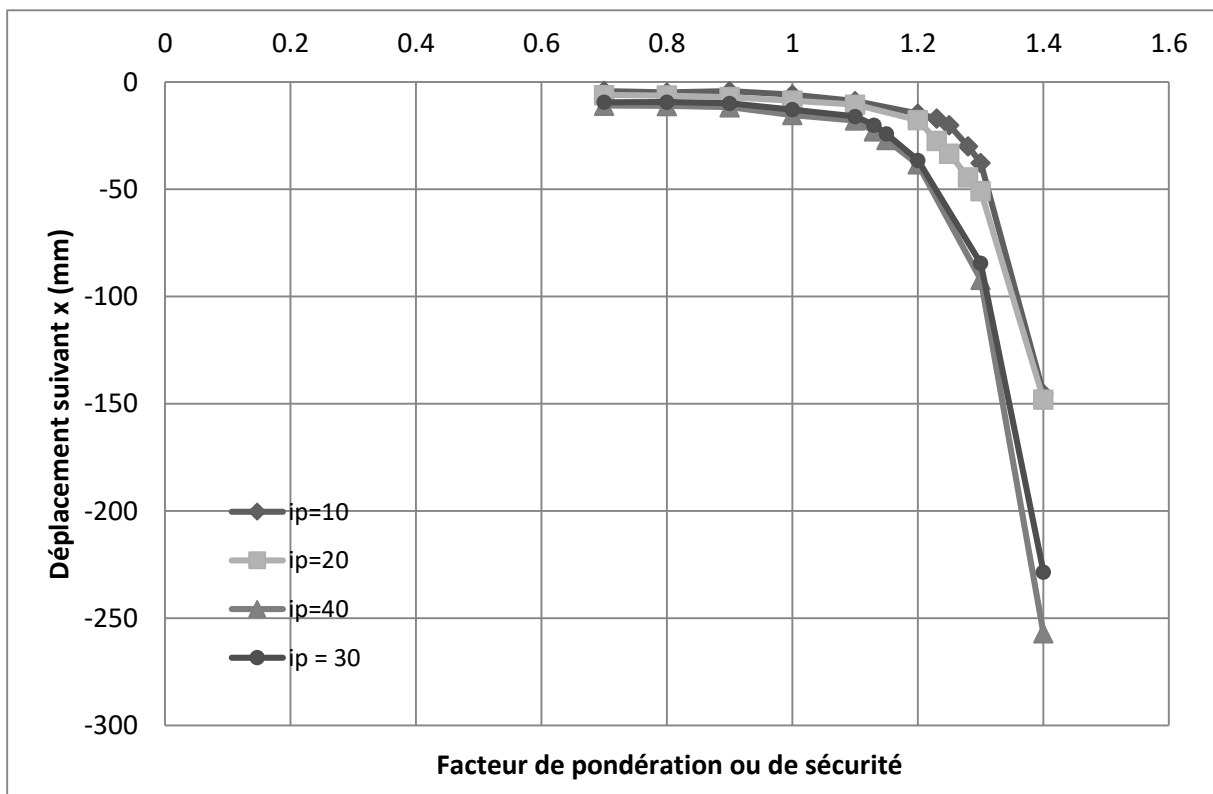
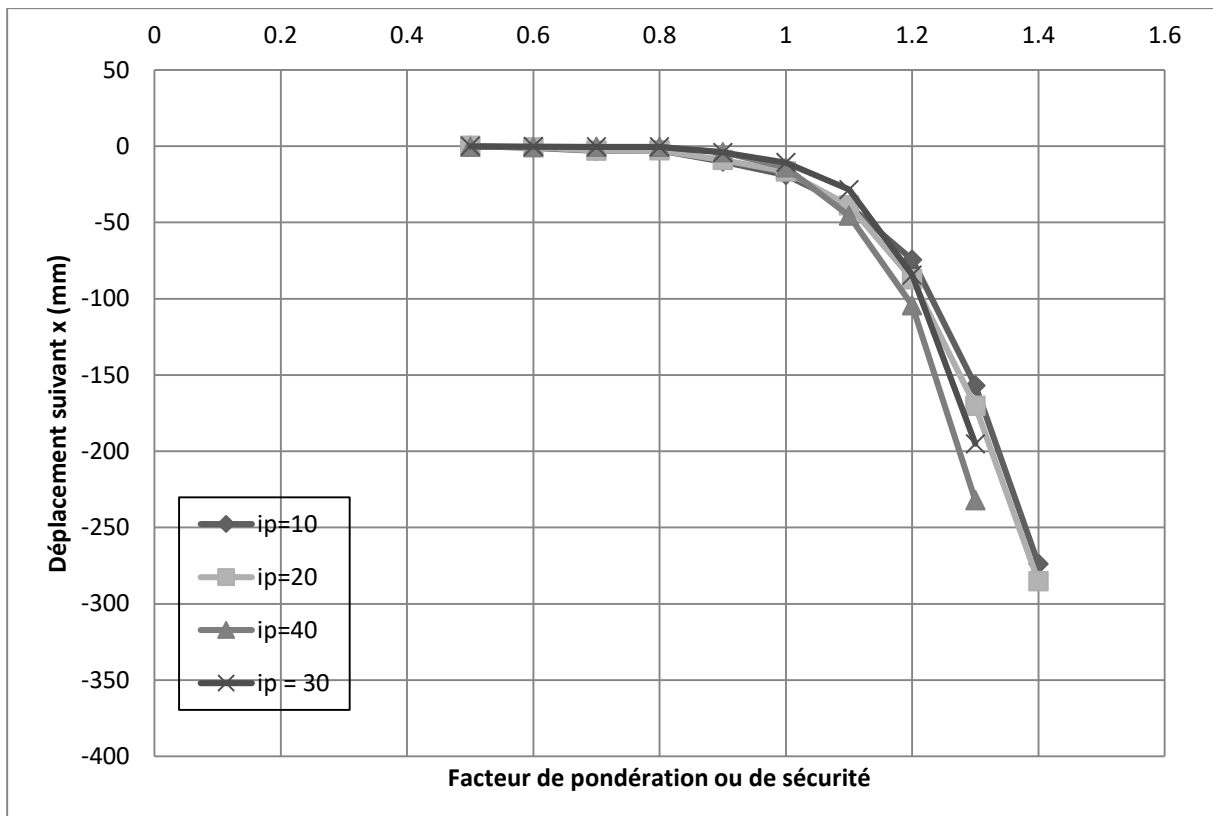
**Pente :3,00-ip=10.20.30.40-delta=1,5 ((a)20m) ((b)10m) (zone4)**



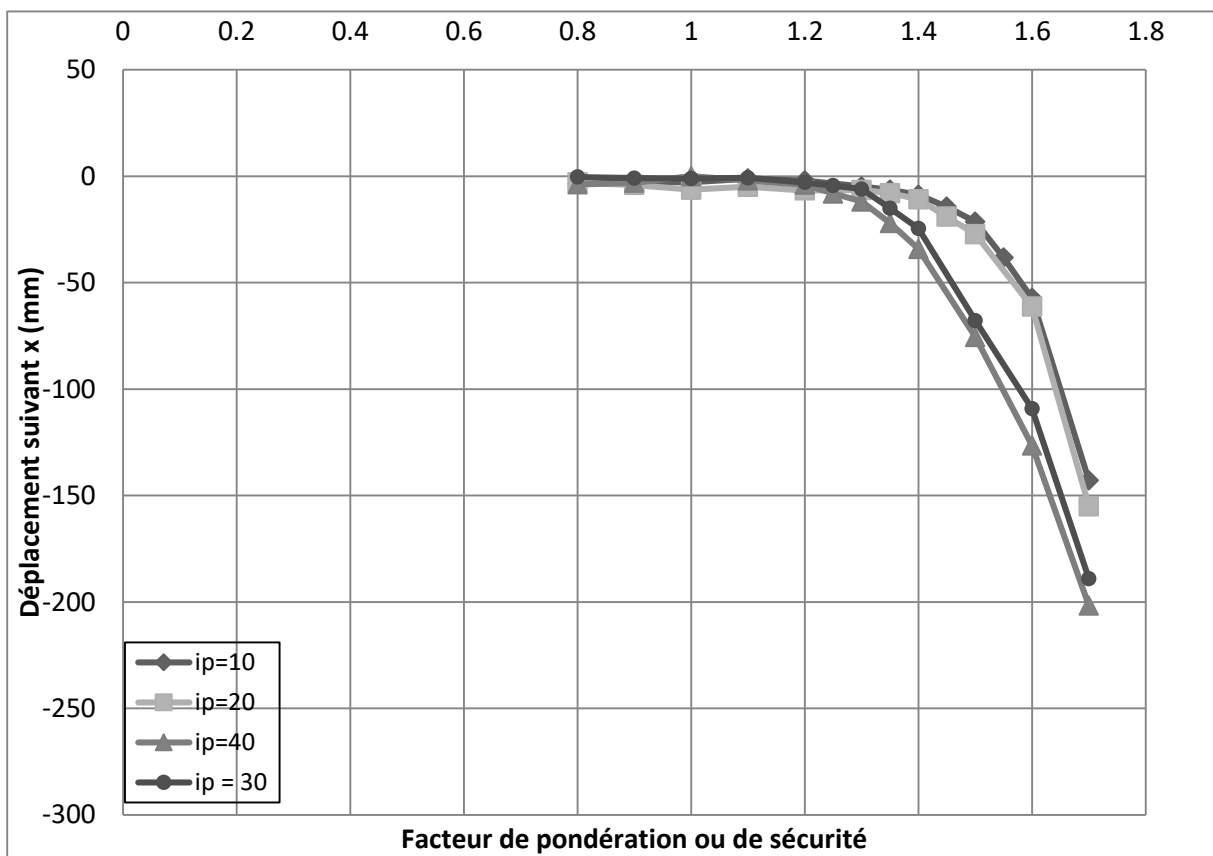
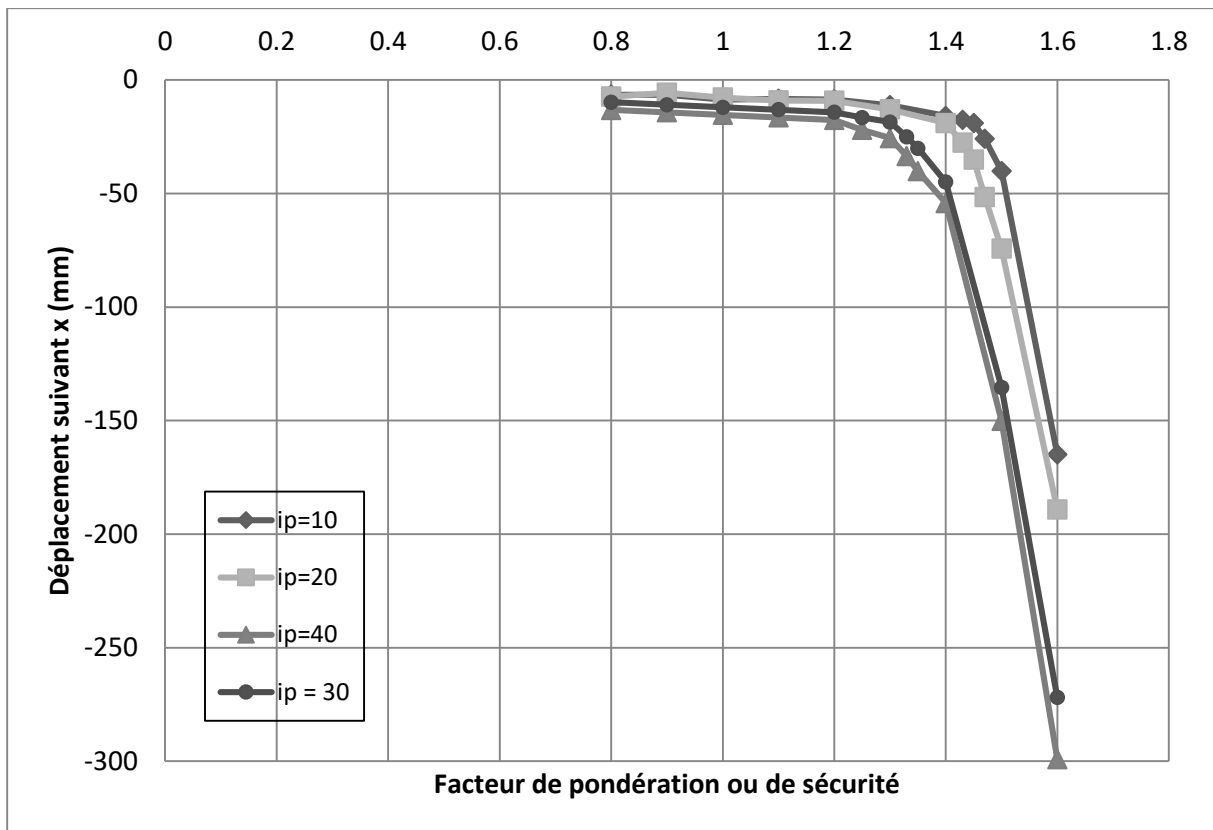
Pente :3,00- $i_p=10.20.30.40$ - $\delta=2$  (a) et 2,5 (b)(10m) (zone4)



**Pente :3,00-ip=10.20.30.40-delta=2 (a) et 2,5 (b)(20m) (zone4)**

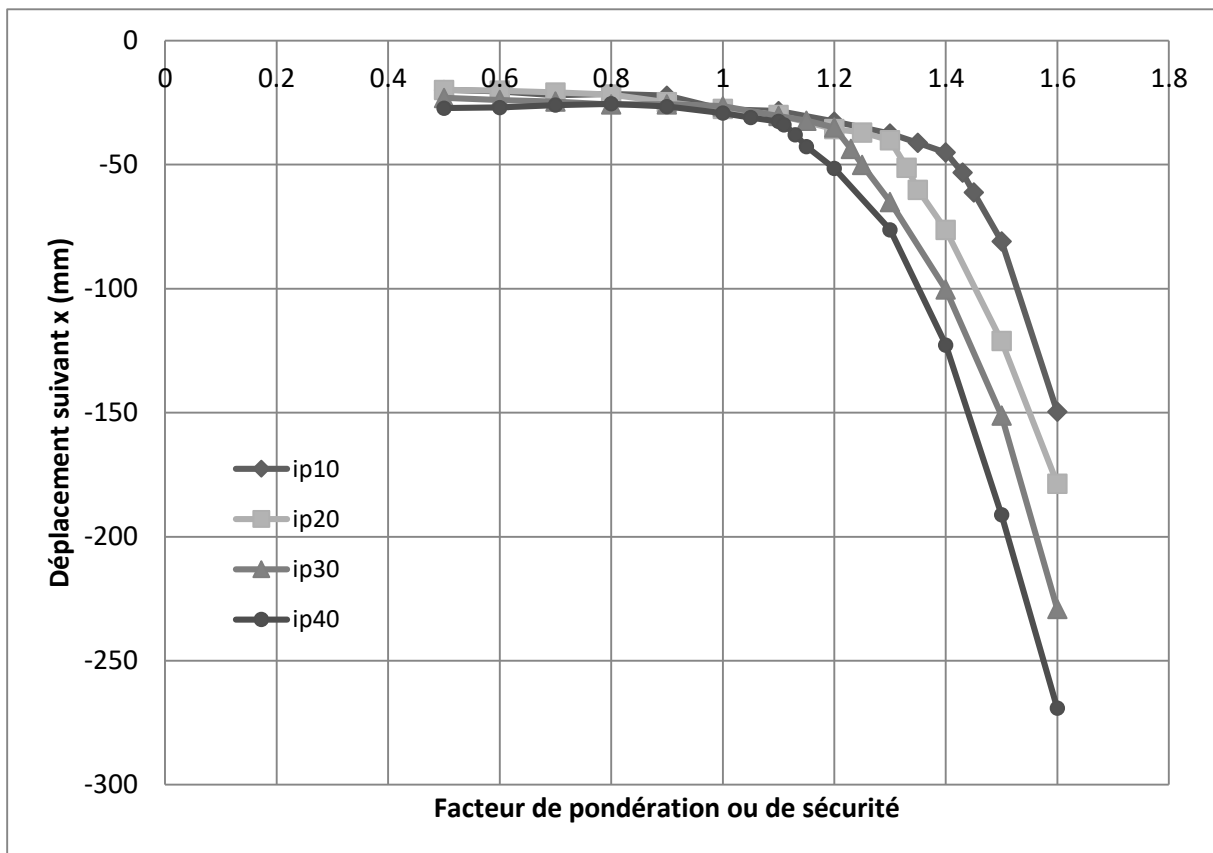
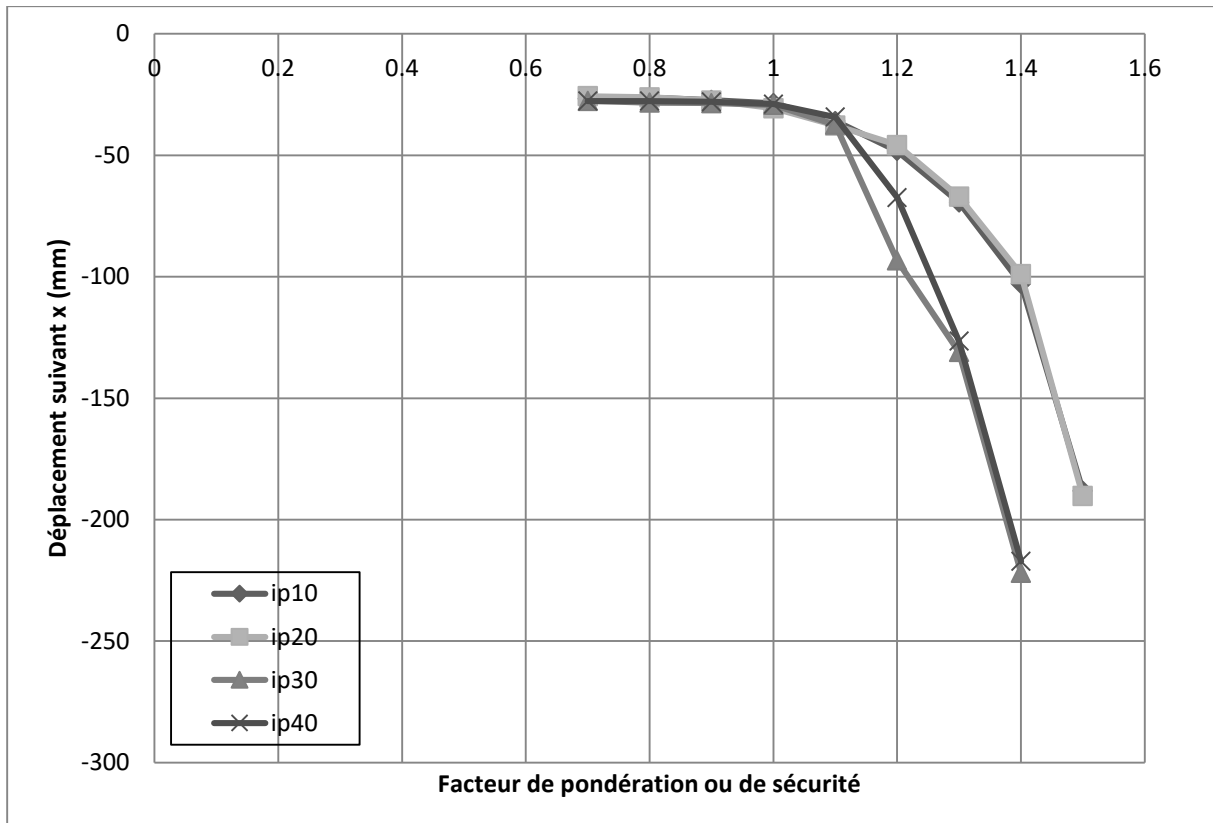


**Pente : 1,75- $ip=10.20.30.40$ - $\delta=1,5$  ((a)20m) ((b)10m) (zone4)  
(simqke)**

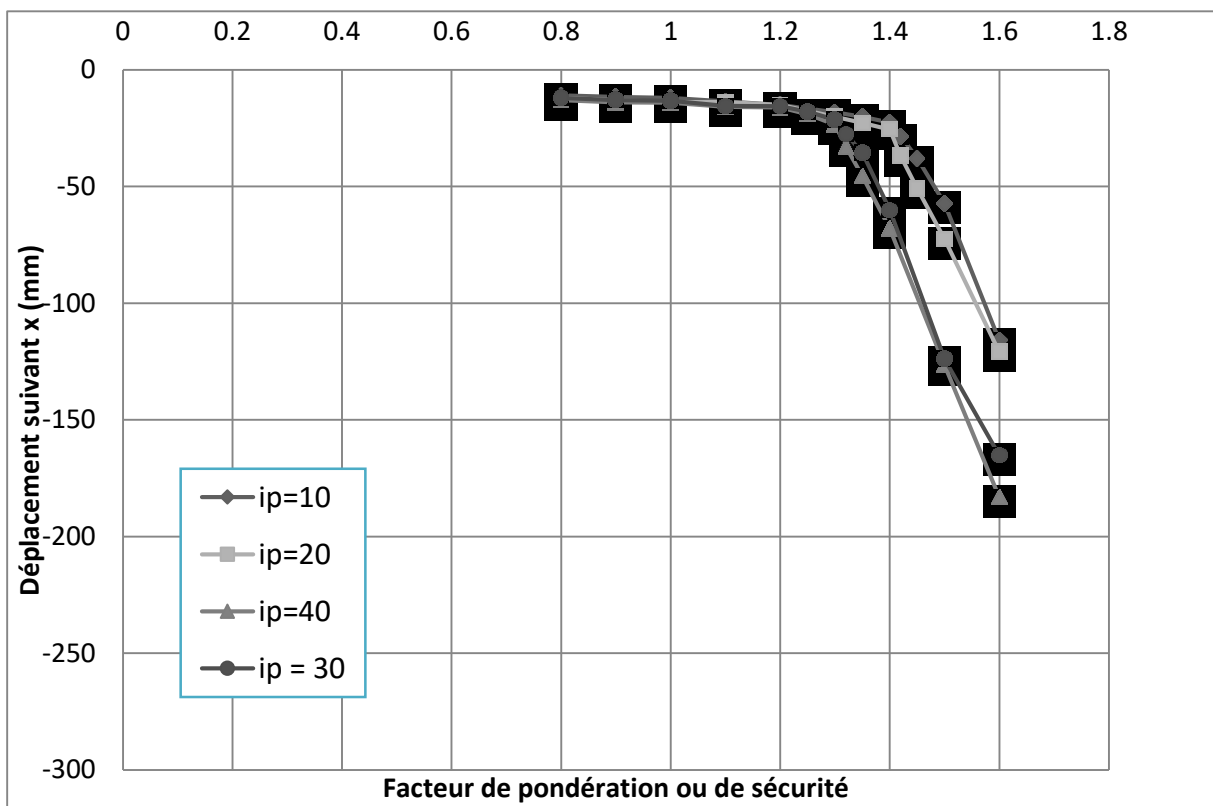
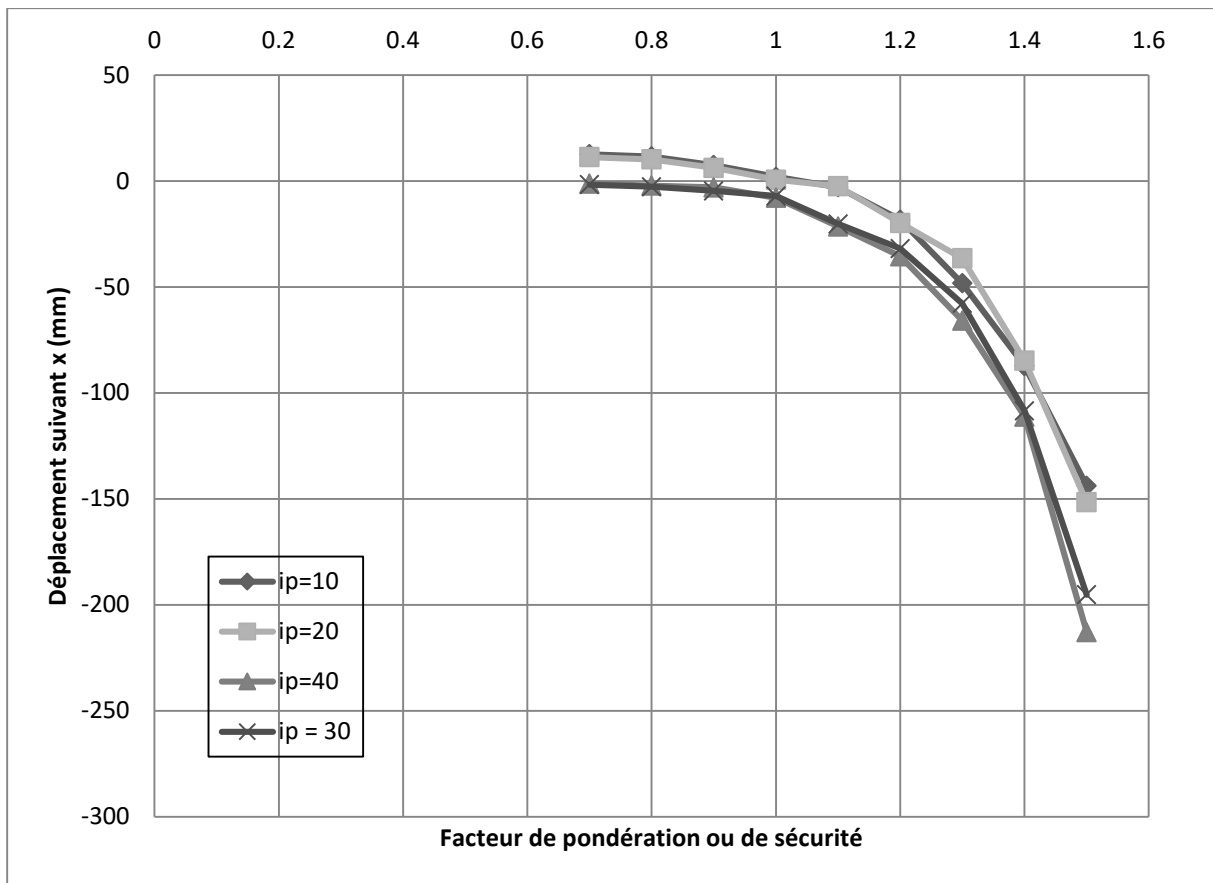


**Pente : 1,75- $i_p=10.20.30.40$ - $\delta=2$  (a) et 2,5 (b)(10m) (zone4)  
(simqke)**

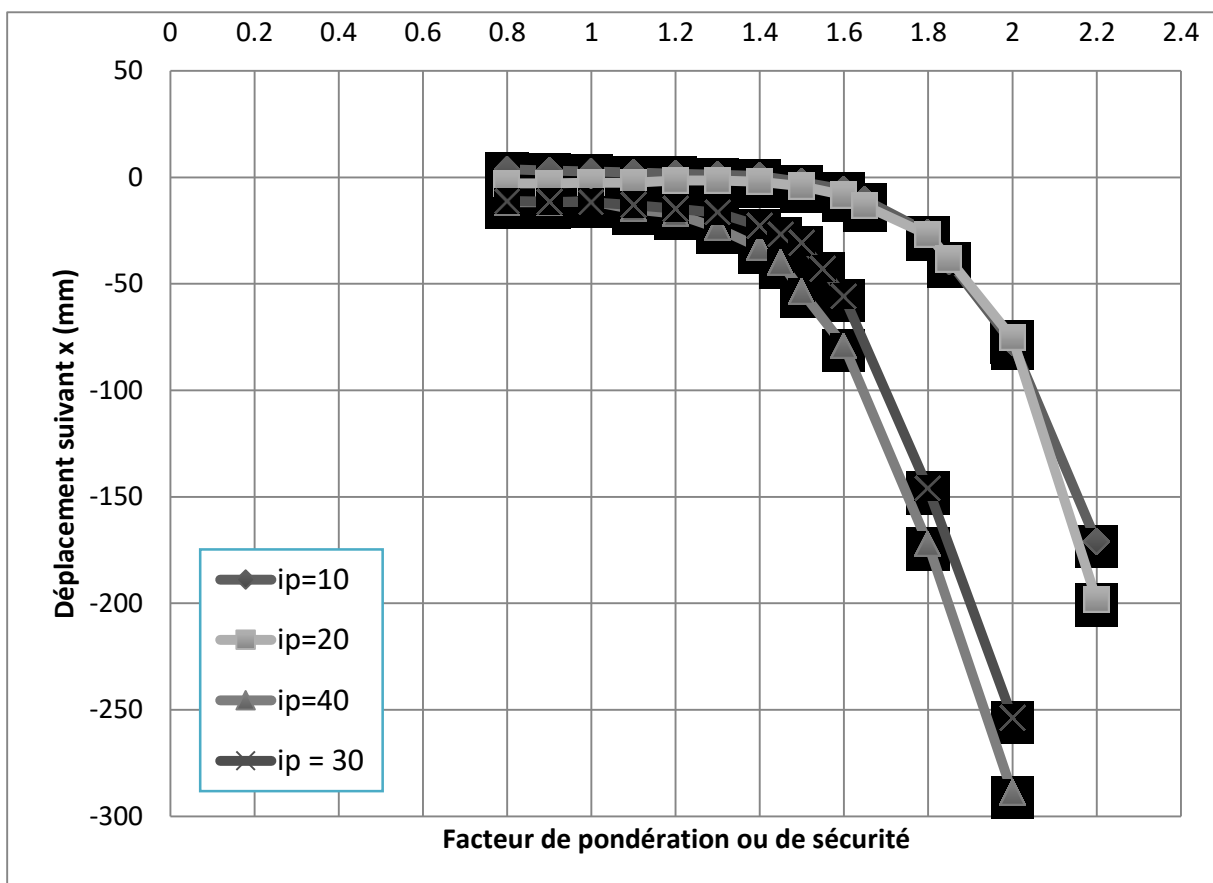
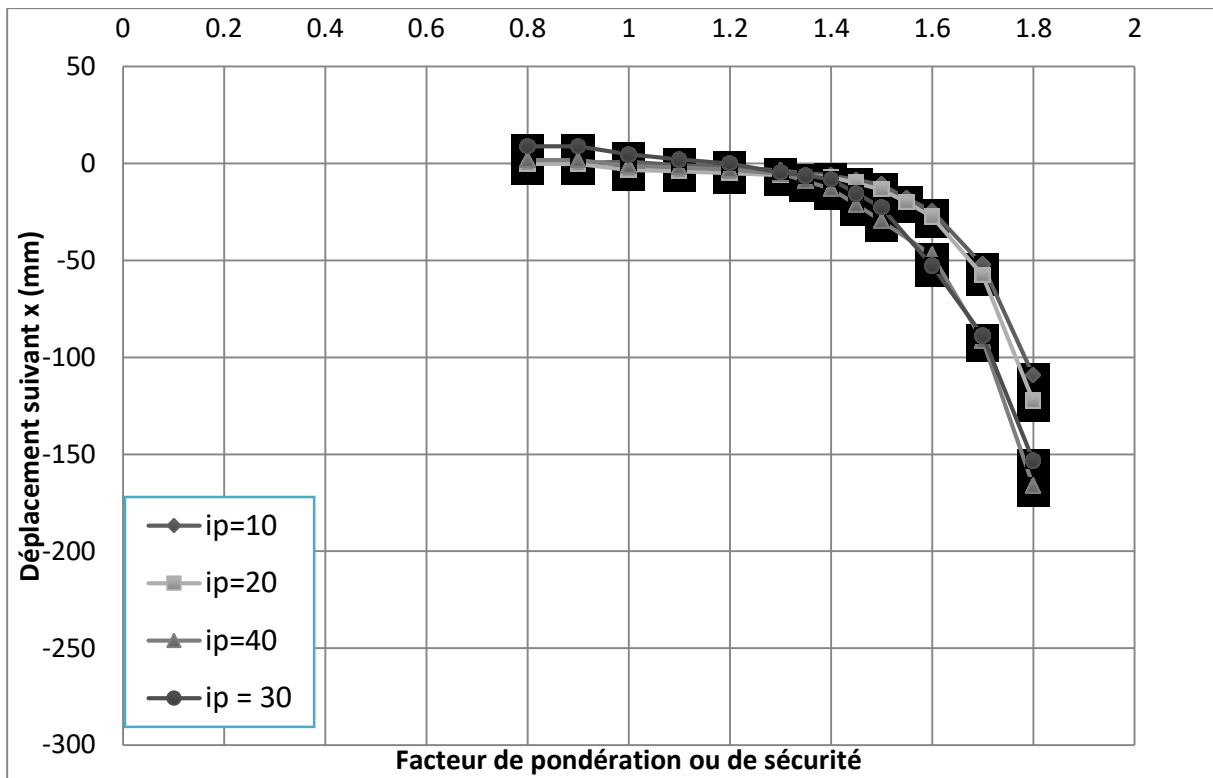




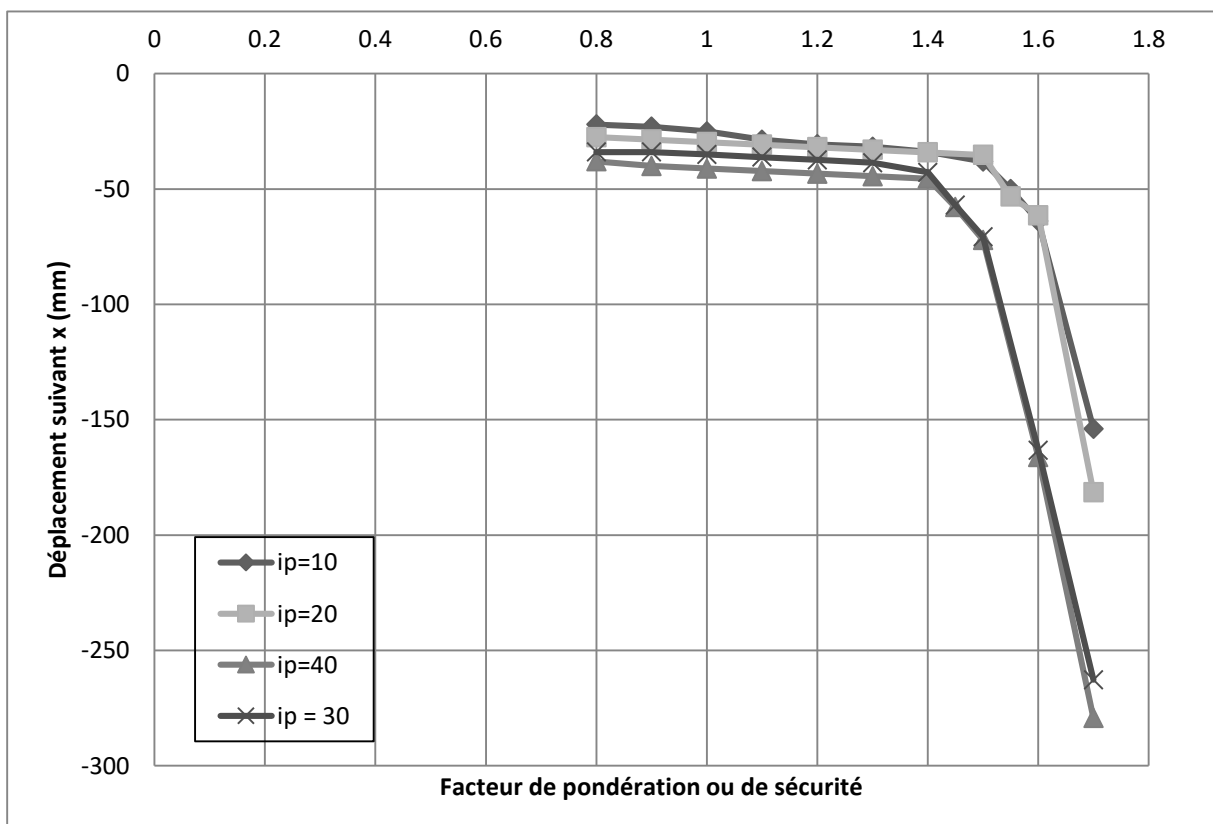
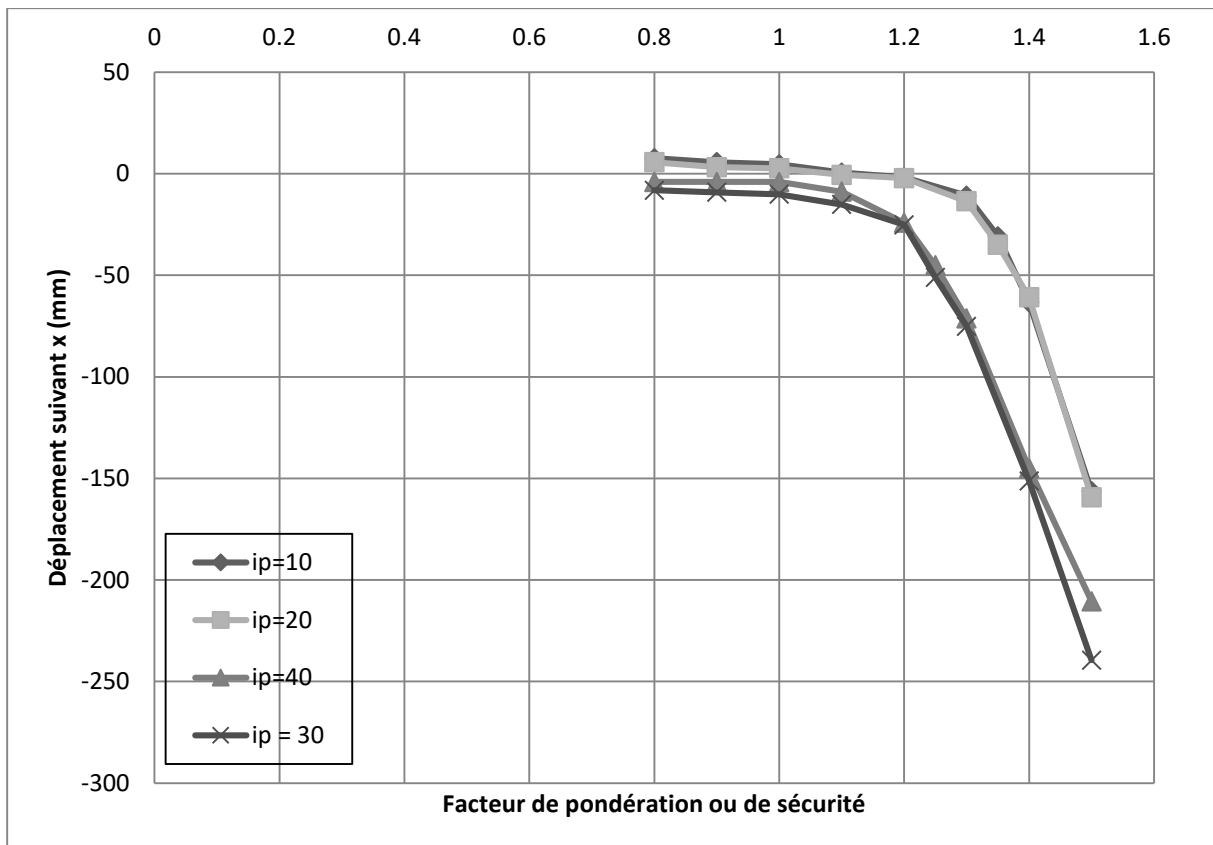
**Pente :1,75-ip=10.20.30.40-delta=2 (a) et 2,5 (b)(10m)  
(zone4)(simqke)**



**Pente :3,00- $i_p=10.20.30.40$ -delta=1,5 ((a)20m) ((b)10m) (zone4)  
(simqke)**

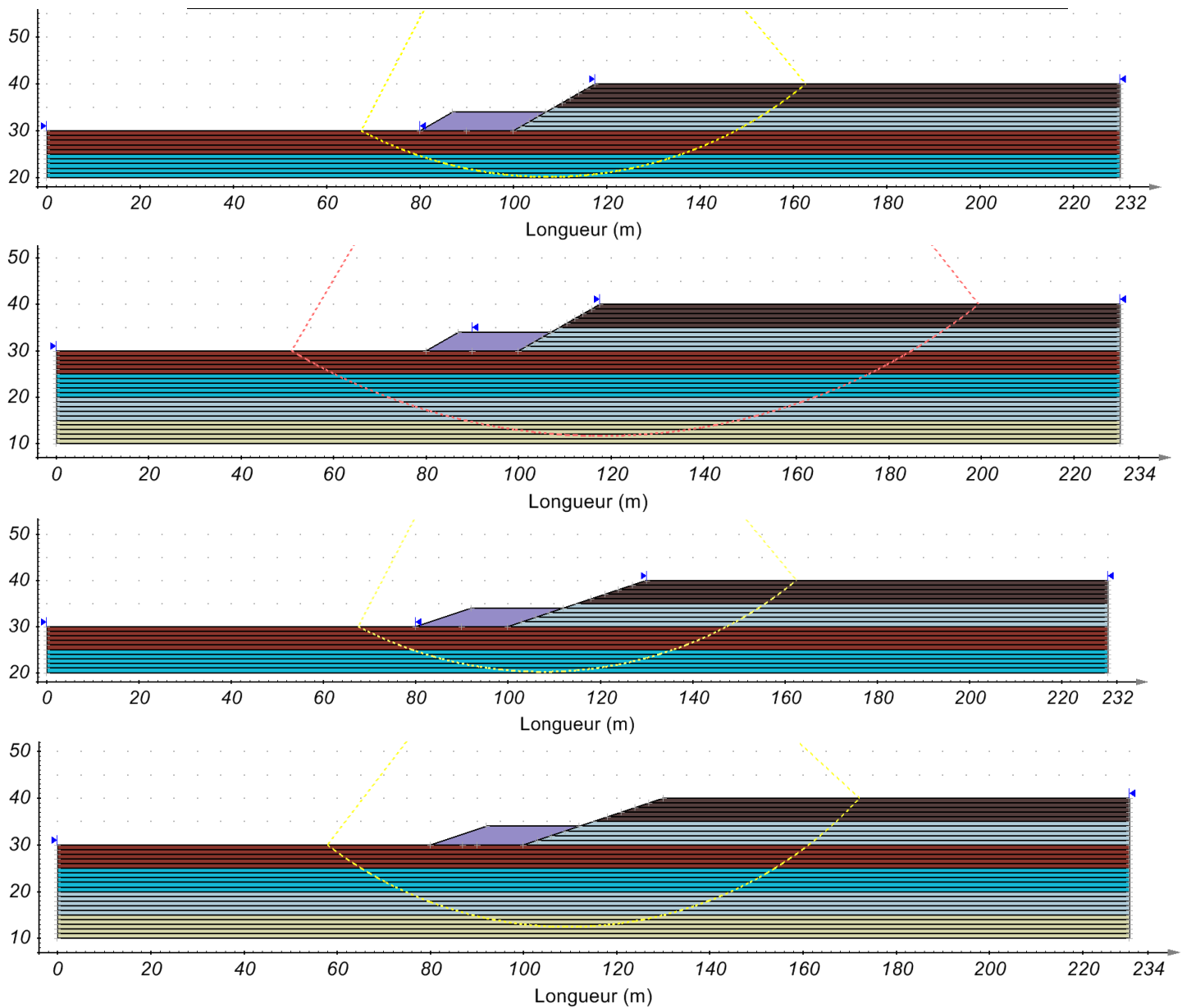


**Pente :3,00- $i_p=10.20.30.40$ -delta=2 (a) et 2,5 (b)(10m)  
(zone4)(simqke)**

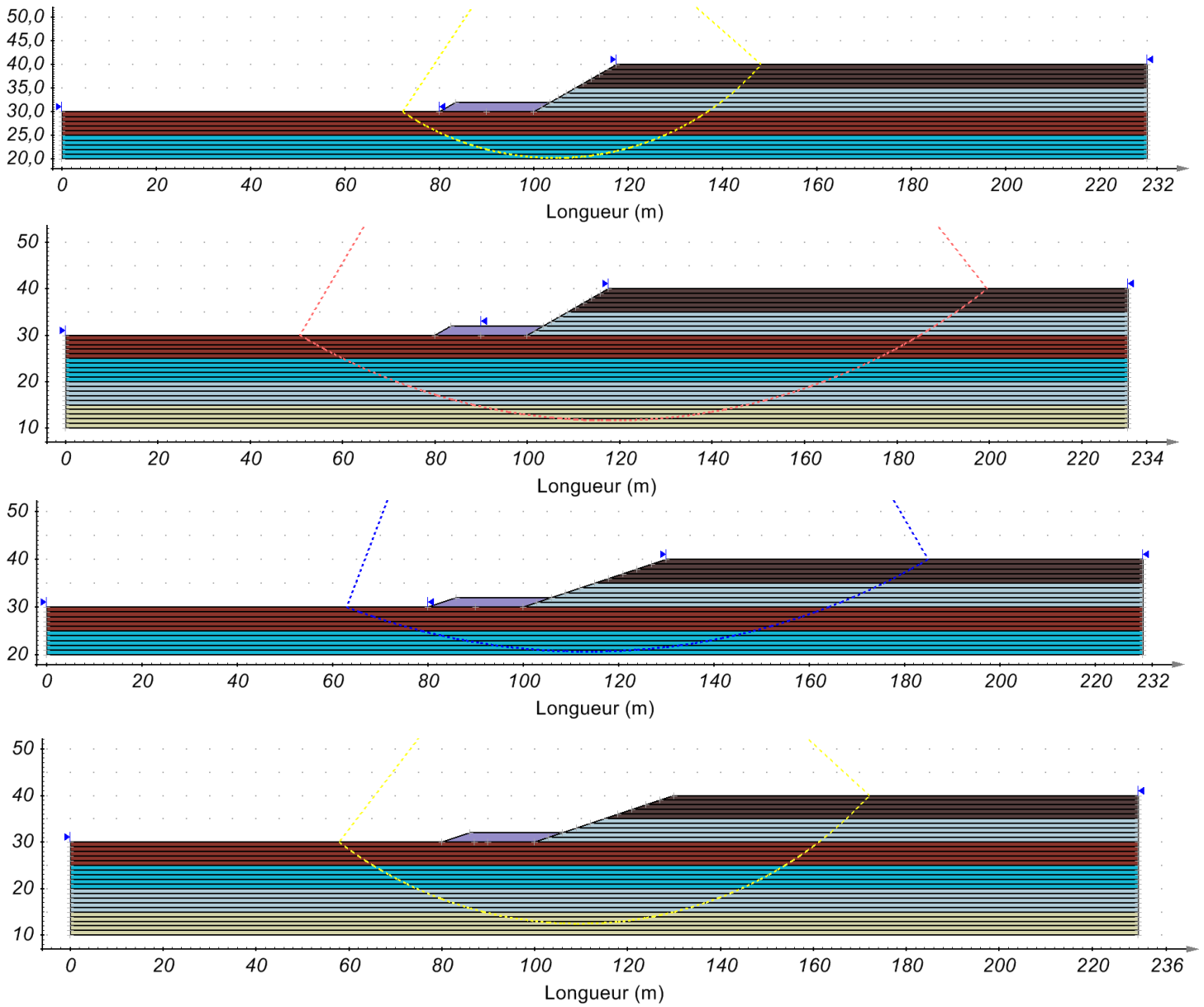


**Pente :3,00- $i_p=10.20.30.40$ - $\delta=2$  (a) et 2,5 (b)(20m)  
(zone4)(simqke)**

## Annexes II



**Surfaces de rupture des bermes des 4 premiers cas du tableau 6.3  
dans l'ordre respectif.**



**Surfaces de rupture des bermes des 4 derniers cas du tableau 6.3  
dans l'ordre respectif.**