PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Une étude numérique du comportement sismique d'un parc à résidus
Auteur: Author:	Guillaume Léveillé
Date:	2018
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Léveillé, G. (2018). Une étude numérique du comportement sismique d'un parc à résidus [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/3135/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/3135/
Directeurs de recherche: Advisors:	Thomas Pabst, & Michael James
Programme: Program:	Génie minéral

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

UNE ÉTUDE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN PARC À RÉSIDUS

GUILLAUME LÉVEILLÉ

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

MAI 2018

© Guillaume Léveillé, 2018.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

UNE ÉTUDE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN PARC À RÉSIDUS

présenté par : LÉVEILLÉ Guillaume

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph. D., président

M. PABST Thomas, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. JAMES Michael, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. KARRAY Mourad, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

À tous les étudiants, chercheurs, professeurs, professionnels et adjoints qui m'ont appuyé dans mon parcours à l'IRME : mes apprentissages sont les produits de vos contributions. Merci.

Merci particulièrement à Michael James pour avoir partagé généreusement ses connaissances en géotechnique et à Thomas Pabst pour son appui déterminant dans la rédaction du mémoire.

RÉSUMÉ

La stabilité des parcs à résidus est une priorité pour l'industrie minière en raison des conséquences graves qui peuvent être engendrées par une rupture. En raison de leur très longue durée de vie, les parcs à résidus situés en régions de sismicité modérée doivent être conçus pour un aléa sismique considérable. Typiquement, la stabilité sismique est évaluée au moyen de méthodes analytiques développées pour les barrages conventionnels et leur pertinence par rapport aux parcs à résidus miniers est incertaine.

L'objectif principal de ce travail est d'améliorer les connaissances sur le comportement sismique des parcs à résidus. Des simulations numériques ont été réalisés dans le logiciel FLAC 2D v.8 sur deux modèles de parcs à résidus et les comportements simulés ont été comparés aux résultats de méthodes analytiques, tel que la méthode pseudo-statique.

Les modèles numériques sont inspirés du parc à résidus de la mine Laronde, situé dans la zone minière de l'Abitibi-Témiscamingue. Le premier modèle numérique représente une digue avec une géométrie similaire à un barrage hydraulique conventionnel afin de comparer plus aisément les résultats des simulations avec les méthodes analytiques. Le second modèle représente le parc à résidus de la mine LaRonde construit par la méthode de rehaussement vers l'amont. Différents scénarios de fondations (roc et argile) et signaux sismiques (amplitude, fréquence et durée) ont été évalués. Le comportement des résidus ont été représentés par le modèle constitutif UBCSAND v.904aR permettant de simuler la perte de résistance due à la liquéfaction.

Le comportement d'une digue en enrochement tel que simulé dans cette recherche indique que l'évaluation de la stabilité sismique par les méthodes analytiques est généralement conservatrice. Les simulations réalisées sur un parc à résidus avec rehaussement vers l'amont ont montré que le comportement des rehaussements est sensible au contenu en fréquence du séisme et que, pour des séismes de hautes fréquences typiques de la côte est, le comportement sismique du parc à résidus était satisfaisant pour la gamme d'intensité attendue dans cette région.

ABSTRACT

The stability of tailings impoundments is a priority for the mining industry because of the serious consequences that may be associated with a failure. Due to their long lifespans, these structures must be designed to resist significant seismic loads, even in regions with moderate seismicity. Seismic stability is typically evaluated using analytical methods developed for water retention dams and their applicability to tailings impoundments is uncertain.

The main objective of this research is to improve the state of knowledge regarding the seismic behaviour of tailings impoundments. Numerical simulations using the proprietary code FLAC 2D v.8 have been conducted with two different impoundment models and compared with the results of analytical methods, such as the pseudo-static method.

The numerical models are based on the LaRonde Mine tailings impoundment located in the mineral rich region of Abitibi-Témiscamingue. The first model represents a starter dike with geometry similar to a conventional water retention dike in order to compare the results with analytical methods without the influence of a complex geometry. The second model represents the LaRonde Mine impoundment built using the upstream raising method. Various scenarios with different types of foundation (rock and clay) and seismic loadings (amplitude, frequency and duration) have been evaluated. The behaviour of the tailings was modeled with the UBCSAND v.904aR constitutive model, which has the capacity to simulate strength loss and deformation due to liquefaction.

The behaviour of a tailings impoundment retainted by a rockfill dike as simulated in the research indicates that the analytical methods used to evaluate seismic stability are generally conservative. The dynamic simulations of an upstream raised impoundment indicate that the behaviour of the impoundment is sensitive to the frequency content of the earthquake. The seismic behaviour of the impoundment was satisfactory for the high frequency earthquakes typical of the east coast for the intensity expected within the mine's region.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS……..iii

RÉSUMÉ…….....iv

ABSTRACT……...…….v

TABLE DES MATIÈRES vi

LISTE DES TABLEAUX.....ix

LISTE DES FIGURES.....xi

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS xvi

LISTE DES ANNEXES.....xviii

CHAPITRE 1 INTRODUCTION..... 1

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE..... 4

2.1 Résidus miniers 4

2.1.1 Généralités.....4

2.1.2 Propriétés géotechniques des résidus miniers de roches dures 4

2.2 Parc à résidus.....6

2.2.1 Conception 6

2.2.2 Digues en roches stériles.....8

2.3 Tremblements de terre et leurs effets 10

2.3.1 Évènements sismiques.....10

2.3.2 Dynamique des sols.....13

2.3.3 Caractérisation des propriétés dynamique.....20

2.4 Réponse et évaluation des digues de rétention aux sollicitations sismiques.....26

2.4.1 Fréquence fondamentale 26

2.4.2 Amplification des accélérations dans une digue 27
2.4.3 Évaluation du comportement 27
2.4.4 Cas de ruptures 29
2.4.5 Réglementation sismique applicable aux parcs à résidus 32
2.5 Modélisation numérique dynamique avec FLAC 33
2.6 Parc à résidus de la mine LaRonde 39
CHAPITRE 3 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DYNAMIQUES D'UNE DIGUE HYBRIDE 41
3.1 Modélisation d'un parc à résidus 41
3.1.1 Digue hybride 41
3.1.2 Modèles de comportement 42
3.1.3 Propriétés des matériaux 43
3.2 Charges sismiques pour les simulations 50
3.3 Simulations numériques 53
3.3.1 Séquence de résolution et conditions frontières 53
3.4 Scénarios simulés 54
3.5 Résultats 55
3.5.1 Résultats du scénario 1 : Fondation sur roc, séisme S(1) et résidus 56
3.5.2 Résultats du scénario 9 : Fondation sur argile, séisme S(1) et résidus 64
3.5.3 Sommaire des résultats 71
3.6 Analyse et discussion 72
3.6.1 Analyse spectrale 75
CHAPITRE 4 ETUDE DE LA STABILITÉ DE LA DIGUE HYBRIDE AVEC DES MÉTHODES ANALYTIQUES 78

4.1 Analyse pseudo-statique....78
4.1.1 Méthodologie....78
4.1.2 Propriétés des matériaux....79
4.1.3 Prise en compte de la liquéfaction des résidus....79
4.1.4 Résultats....80
4.2 Simulations numériques avec réduction de la résistance des matériaux....84
4.2.1 Fondation sur roc....85
4.2.2 Fondation sur argile....87
4.3 Résistance au cisaillement à la base....88
4.4 Analyse des résultats....89
CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DU PARC À RÉSIDUS DE LA MINE LARONDE 91
5.1 Introduction....91
5.2 Simulations....92
5.3 Résultats....93
5.3.1 Scénario de référence B1 : séisme S(0,5) et fondation de roc....94
5.3.2 Scénario de référence B2 : séisme S(0,5) et fondation d'argile....99
5.3.3 Résultats du scénario B7 : séisme N(1) et fondation sur roc....105
5.3.4 Résultats du scénario B8 : séisme N(1) et fondation sur argile....106
5.4 Sommaire des résultats....108
5.5 Analyse et discussion....108
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS....110
BIBLIOGRAPHIE....114

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Facteurs d'influence sur la dégradation du module de cisaillement (Hardin & Drnevech, 1972a) 18

Tableau 3-1: Propriétés des matériaux de la fondation utilisées dans les simulations numériques du parc à résidus avec digue hybride 45

Tableau 3-2: Propriétés des matériaux de la digue utilisées dans les simulations numériques du parc à résidus avec digue hybride 46

Tableau 3-3: Propriétés des résidus miniers utilisées dans les simulations numériques du parc à résidus avec digue hybride 46

Tableau 3-4: Propriétés des éléments d'eau utilisées dans les simulations numériques du parc à résidus avec digue hybride 47

Tableau 3-5: Caractéristiques des séismes de conception. 51

Tableau 3-6: Scénarios d'analyse – fondation de roc 55

Tableau 3-7: Scénarios d'analyse – fondation d'argile 55

Tableau 3-8: Points de contrôle de suivi du comportement des résidus sur l'axe R1 55

Tableau 3-9: Sommaire des résultats des simulations 1 à 16. 71

Tableau 3-10: Comparaison des mouvements dans la digue (A_x, V_x, D_x). 73

Tableau 3-11 : Comparaison des forces de cisaillement à la base de la digue 73

Tableau 3-12 : Périodes naturelles de la digue estimée avec FLAC 75

Tableau 4-1: Propriété des matériaux factorisés (analyse pseudo-statique). 79

Tableau 4-2: Rapport r_u simulés avec FLAC (Section 3.5.1) 80

Tableau 4-3: FS pseudo-statique – Parc à résidus avec différents états de liquéfaction. Les valeurs surlignées en gris ont des surfaces de rupture de type longue 81

Tableau 4-4: k_h de transition d'une surface de rupture crtique de type courte vers type longue (fondation sur roc) 82

Tableau 4-5 : Facteur de sécurité par réduction de résistance – fondation sur roc 85

Tableau 4-6: Facteur de sécurité pour le glissement à la base de la digue – fondation sur roc 88

Tableau 4-7: Comparaison des FS – Digue hybride 89

Tableau 5-1: Points de contrôle de suivi du comportement des résidus sur l'axe R1 92

Tableau 5-2: Séismes de conception du modèle LaRonde.....93

Tableau 5-3: Scénarios d'analyse du modèle LaRonde 93

Tableau 5-4 : Sommaire des résultats des scénarios 1 à 8 108

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1: Fuseau granulométrique typique de résidus miniers de mines roche dure (tiré de James, 2009).....6

Figure 2-2: Méthodes de rehaussement d'un parc à résidus (James 2009, tiré de Vick, 1990).....7

Figure 2-3: Fuseau granulométrique de stériles miniers typiques (tiré de James, 2009).....9

Figure 2-4: Résistance en cisaillement d'enrochements mesurés par des essais triaxiaux de grandes tailles (Leps, 1970).....9

Figure 2-5: Accélérogramme horizontal de la station S16T du séisme du Saguenay de 1988.....11

Figure 2-6: Définition de la rigidité d'un élément de sol (tiré de James, 2009).....13

Figure 2-7: Contrainte de cisaillement en alternance de sens causée par un séisme (James, 2009).....14

Figure 2-8: Variation du module de cisaillement pour différents cycles de chargement (H. B. Seed et al., 1984).....15

Figure 2-9: Courbe normalisée de dégradation du module de cisaillement pour les sols graveleux (tiré de Seed et al., 1984).....16

Figure 2-10: Dissipation d'énergie lors d'un chargement cyclique (tiré de Darendeli, 2001).....17

Figure 2-11: Courbes de rapport de dissipation d'énergie pour des sols graveleux (tiré de Seed et al., 1984).....17

Figure 2-12 : Résistance cyclique à la liquéfaction en fonction du $(N_1)_{60\text{-}cs}$ pour un séisme de magnitude 7,5 (Youd et al. 2001).....21

Figure 2-13 : Coefficient de réduction r_d (Idriss et Boulanger 2006).....22

Figure 2-14 : Résultats d'essai de cisaillement direct cyclique des résidus LaRonde (James et al., 2011).....24

Figure 2-15: Cycle de calcul explicite.....34

Figure 2-16: Synthèse des courbes de dégradation du module de cisaillement.....37

Figure 2-17: Amortissement de Rayleigh (tiré de Itasca, 2016) 38

Figure 2-18: Amortissement de Rayleigh indépendant sur une gamme de fréquence (tiré de Itasca, 2016) 39

Figure 2-19: Vue satellite de la mine LaRonde.....40

Figure 3-1: Géométrie détaillée de la digue hybride.....42

Figure 3-2: Maillage de la digue hybride dans FLAC 42

Figure 3-3: Vue d'ensemble du parc et des digues hybrides simulés avec FLAC 42

Figure 3-4: Courbes de dégradation du module de cisaillement utilisées dans FLAC (selon la forme normalisée de Hardin & Drnevich, 1972b).....49

Figure 3-5: Courbes de rapport d'amortissement utilisées dans FLAC (selon la forme normalisée de Hardin & Drnevich, 1972b).....49

Figure 3-6: Accélérogrammes pour a) Northridge 0923R et b) Saguenay S16T; c) accélérations spectrales de ces signaux (5% d'amortissement).....52

Figure 3-7: Axe des points de contrôles de suivi du comportement des résidus 56

Figure 3-8: Accélérations horizontales à la crête et à la base de la digue (Scénario 1) 57

Figure 3-9: Accélérations horizontales au sommet de résidus (Scénario 1) 57

Figure 3-10: Contours d'accélération horizontale maximale (Scénario 1).....58

Figure 3-11: Vitesses horizontales à la crête et à la base de la digue (Scénario 1).....58

Figure 3-12: Accélérations horizontales dans les résidus (Scénario 1).....59

Figure 3-13: Rapports CSR dans les résidus (Scénario 1) 60

Figure 3-14: Rapports r_u dans les résidus (Scénario 1) 61

Figure 3-15: Contours des rapports r_u dans les résidus (Scénario 1) 61

Figure 3-16: Contours des déformations en cisaillement maximales (Scénario 1).....62

Figure 3-17: Contours des déplacements horizontaux à la fin du séisme (Scénario 1) 62

Figure 3-18: Déplacements horizontaux dans la digue (Scénario 1) 62

Figure 3-19: Force de cisaillement à la base de la digue (Scénario 1).....63

Figure 3-20: Accélérations horizontales à la crête et à la base de la digue (Scénario 9) 64

Figure 3-21: Contours des accélérations horizontales maximales (Scénario 9).....65

Figure 3-22: Vitesses horizontales à la crête et à la base de la digue (Scénario 9).....65

Figure 3-23: Accélérations horizontales dans les résidus (Scénario 9).....66

Figure 3-24: Rapports CSR dans les résidus (Scénario 9) 67

Figure 3-25: Rapport r_u dans les résidus (Scénario 9).....67

Figure 3-26: Contours des rapports r_u dans les résidus (Scénario 9) 68

Figure 3-27: Contours de déformations en cisaillement maximales (Scénario 9) 68

Figure 3-28: Contours des déplacements horizontaux (Scénario 9) 69

Figure 3-29: Déplacements horizontaux dans la digue (Scénario 9) 69

Figure 3-30: Force de cisaillement à la base de la digue (Scénario 9).....70

Figure 3-31: Comparaison des forces de cisaillement, fondation sur roc, séisme S(1) 74

Figure 3-32: Comparaison des forces de cisaillement, fondation sur argile, séisme S(1) 75

Figure 3-33 : Accélérations spectrales pour les séismes S(1), S(4) et S(16) 76

Figure 3-34 : Accélérations spectrales pour les séismes N(1), N(4) et N(16) 76

Figure 3-35: Intensité Arias cumulative – Séisme S(1) 77

Figure 4-1: Modèle géométrique et définition de la surface d'entrée pour l'analyse pseudo-statique avec SLOPE/W 79

Figure 4-2: État de liquéfaction des résidus par couche.....80

Figure 4-3: FS pseudo-statique en fonction de kh, du type de fondations et différentes suppositions de liquéfaction 81

Figure 4-4: Exemple de surface de rupture critique circulaire dans le cas d'une fondation d'argile avec liquéfaction linéaire des résidus (k_h = 0,065).....82

Figure 4-5: Surface de rupture critique circulaire de type courte – Fondation sur roc, liquéfaction des résidus par couche (k_h = 0,065).....82

Figure 4-6: Surface de rupture critique circulaire de type longue – Fondation sur roc, liquéfaction des résidus par couche (k_h = 0,16).....83

Figure 4-7: FS pseudo-statique – Parc à résidus et réservoir d'eau 83

Figure 4-8: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur roc, résidus et séisme S(1) (Scénario 1) 85

Figure 4-9: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur roc, résidus, séisme N(1) (Scénario 4) 86

Figure 4-10: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur roc, résidus, séisme S(16) (Scénario 3) 86

Figure 4-11: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur roc, résidus, séisme N(16) (Scénario 3) 86

Figure 4-12: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur argile, résidus, séisme S(1) (Scénario 9) 87

Figure 4-13: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur argile, résidus, séisme N(1) (Scénario 12) 87

Figure 4-14: Contraintes mineures supérieures sous l'effet d'un séisme.....90

Figure 5-1: Modèle numérique du parc LaRonde avec rehaussements. R1 : Axe d'évaluation du comportement des résidus miniers. 91

Figure 5-2: Vue complète du modèle du parc LaRonde 92

Figure 5-3: Accélérations horizontales dans la digue de départ, scénario B1.....94

Figure 5-4: Contours des accélérations horizontales maximales en tout point, scénario B1 95

Figure 5-5: Vitesses horizontales dans la digue de départ, scénario B1 95

Figure 5-6: Accélérations horizontales dans les résidus, scénario B1 96

Figure 5-7: Rapport de contrainte de cisaillement pour les résidus, scénario B1 96

Figure 5-8: Rapport de pressions interstitielles en excès, scénario B1 97

Figure 5-9: Contours de pressions interstitielles en excès, scénario B1 98

Figure 5-10: Contours des déplacements horizontaux, scénario B1 98

Figure 5-11: Déplacements horizontaux dans la digue de départ et les rehaussements, scénario B1 99

Figure 5-12: Accélérations horizontales dans la digue de départ, scénario B2.....99

Figure 5-13: Contours des accélérations horizontales maximales en tout point, scénario B2 100

Figure 5-14: Vitesses horizontales dans la digue de départ, scénario B2 100

Figure 5-15: Accélérations horizontales dans les résidus, scénario B2 101

Figure 5-16: Rapport de contrainte de cisaillement pour les résidus, scénario B2 102

Figure 5-17: Rapport de pressions interstitielles en excès, scénario B2 103

Figure 5-18: Contours de pressions interstitielles en excès, scénario B2 103

Figure 5-19: Contours des déplacements horizontaux, scénario B2 104

Figure 5-20 : Déplacements horizontaux dans la digue de départ et les rehaussements, scénario B2 104

Figure 5-21: Contours des déplacements horizontaux, scénario B7 105

Figure 5-22: Contours de pressions interstitielles en excès, scénario B7 105

Figure 5-23: Contours des déplacements horizontaux, scénario B8 106

Figure 5-24: Contours de déformations en cisaillement maximales, scénario B8 106

Figure 5-25: Contours de pressions interstitielles en excès, scénario B8 107

Figure A-6-1: Validation statique des contraintes verticales 119

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

AMS	Accélération maximale au sol
A_x	Accélération horizontale maximale à la crête de la digue
c	Cohésion
CPT	Test de pénétration au piézocone in-situ
CRR	Rapport de cisaillement cyclique
CSR	Rapport de contrainte cyclique
D	Rapport de dissipation d'énergie
D_{LIQ}	Profondeur de liquéfaction
DMA	Drainage minier acide
DNC	Drainage neutre contaminé
D_x	Déplacement horizontale maximale à la crête de la digue
D_{xB}	Déplacement horizontale maximale à la base de la digue
e	Indice des vides
E	Module de Young
f	Fréquence
FCB	Force de cisaillement à la base de la digue
FC_f	Force de cisaillement à la base de la digue finale
Fc_i	Force de cisaillement à la base de la digue initiale
Fc_{max}	Force de cisaillement à la base de la digue maximale
FS	Facteur de sécurité
FSG	Facteur de sécurité lié à l'analyse de glissement
FSPS	Facteur de sécurité lié à l'analyse pseudo-statique
FS_{SR}	Facteur de sécurité lié à l'analyse par réduction de la résistance des matériaux
g	Accélération gravitationnel
G	Module de cisaillement
G_{max} ou G_0	Module de cisaillement maximal
I_h	Intensité Arias horizontale
I_x	Intensité Arias horizontale unidirectionnel
k	Conductivité hydraulique
K	Perméabilité intrinsèque du milieu
K_b	Module de compression volumique
k_h	Coefficient pseudo-statique
k_m	Coefficient de mobilité
M-CL	Modèle de résistance de Mohr-Coulomb
MSF	Facteur d'ajustement de magnitude

M_w	Magnitude de moment
n	Porosité
$(N_1)_{60\text{-}cs}$	Indice de pénétration normalisé à 1 atmosphère et 60% d'énergie et corrigé pour le % de particules fines
N_{SPT}	Indice de pénétration obtenu par l'essai de pénétration standard in-situ
P_a	Pression atmosphérique
r_d	Coefficient de réduction de sollicitation sismique
R_G	Résistance au glissement de la digue
RQD	Indice de qualité du roc
r_u	Rapport de pression interstitielles en excès
SPT	Test de pénétration standard in-situ
SR	Facteur de réduction de la résistance de matériaux
S_u	Résistance au cisaillement non-drainé
sxy	Contrainte de cisaillement simulée avec FLAC
T_s	Période naturelle de vibration
VFS	Vitesse de déplacement de la digue à fin du séisme
Vs	Vitesse de propagation d'ondes de cisaillement
Vs_1	Vitesse de propagation d'ondes de cisaillement normalisé à 1 atmosphère
V_x	Vitesse horizontale maximale à la crête de la digue
γ	Déformation en cisaillement
λ	Longueur d'ondes de cisaillement
μ	Viscosité dynamique
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Masse volumique
σ'_v	Contrainte verticale effective
σ'_{v0}	Contrainte verticale effective initiale
τ	Contrainte de cisaillement
φ'	Angle de friction interne
φ_r	Angle de friction interne pondéré par un facteur de réduction de la résistance des matériaux
φ'_{ru}	Angle de friction interne pondéré en fonction des pressions interstitielles en excès
ψ'_{cv}	Angle de friction à volume constant

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – VALIDATION DU COMPORTEMENT FLAC..... 119

ANNEXE B – FACTORISATION DES SIGNAUX SISMIQUES 123

ANNEXE C – PÉRIODE NATURELLE DE LA DIGUE ESTIMÉE AVEC FLAC 129

ANNEXE D – PRÉDICTION SISMIQUE SITE LARONDE 131

ANNEXE E – FIGURES FLAC …….……...……133

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

L'industrie minière est un élément important de l'économie canadienne, qui a contribué à hauteur de 47 milliards $ au PNB en 2014 (AMC, 2015). Toutefois, les avantages économiques et stratégiques de l'exploitation minière sont modérés dans une certaine mesure par les risques environnementaux et sociaux associés à l'entreposage des rejets miniers. Ces risques ont été illustrés par la rupture en 2014 du parc à résidus de Mount Polley en Colombie-Britannique, qui a abouti au déversement de 14,5 millions de mètres cubes de résidus et d'eaux contaminés dans l'environnement (B-C, 2015).

Au cours des cent dernières années, il y a eu 220 défaillances de parcs à résidus déclarés dans le monde dont 1 à 2 défaillances majeures par an (Azam & Li, 2010; Davies, Lighthall, Rice, & Martin, 2002). L'activité sismique a été la cause d'environ 25% des défaillances des parcs à résidus miniers déclarés (CIGB, 2001) et la liquéfaction des résidus contenus dans ces parcs a été citée comme un facteur contribuant à la plupart de ces événements. En 1965, la rupture du parc à résidus El Cobre au Chili, en raison de la liquéfaction des résidus retenus induite par un séisme, a entraîné la mort de 200 personnes et la destruction de la ville d'El Cobre (CIGB, 2001).

La plupart des mines de métaux au Canada sont situées dans les régions de sismicité modérée (AMC, 2015; Stephen Halchuk & Adams, 2008). Dans la région minière de l'Abitibi (ouest du Québec), le séisme maximal crédible a une magnitude de 7 à 7,5 (Stephen Halchuk & Adams, 2008), ce qui est suffisant pour être problématique par rapport à la stabilité des parcs à résidus (Lo & Klohn, 1995). Les parcs à résidus sont des structures permanentes, donc la probabilité qu'un parc à résidus dans une zone de sismicité modérée soit soumis à une activité sismique importante au cours de sa durée de vie est appréciable.

L'évaluation de la stabilité des parcs à résidus est compliquée par un certain nombre de facteurs: a) ces structures sont conçues et construites par étapes sur une période de plusieurs années, voire des décennies; b) la méthode de conception et de construction la plus utilisée, la méthode amont, est économique, mais présente un risque de rupture plus élevé; c) la stabilité d'un parc à résidus peut être significativement affectée par le comportement des résidus entreposés (par exemple leur liquéfaction); d) les résidus sont généralement déposés hydrauliquement ce qui entraîne des caractéristiques anisotropes et hétérogènes; et e) le comportement des résidus, y compris le

potentiel de liquéfaction, est une fonction de leur état de densité et de vieillissement et varie donc au cours de la vie du parc à résidus (James, 2009).

Les méthodes analytiques sont généralement utilisées pour évaluer la stabilité sismique des parcs à résidus par rapport à un séisme de conception spécifique qui est associé à un intervalle de récurrence donnée (ACB, 2007; MDDELCC, 2012). Ces méthodes comprennent notamment la méthode simplifiée (H. B. Seed & Idriss, 1982), consistant à déterminer le potentiel de liquéfaction des résidus, couplée avec l'analyse d'équilibre limite pseudo-statique afin d'évaluer la stabilité des digues de retenue (Hynes-Griffin & Franklin, 1984; Beikae, 1997). La méthode de déplacements permanents (Newmark, 1965; Bray & Travasarou, 2007) est parfois utilisée.

Cependant, ces méthodes ont été mises au point pour les sols naturels et des barrages de retenue d'eau conventionnels et leur applicabilité aux parcs à résidus est incertaine. En réalité, l'application de ces méthodes d'analyse pour les parcs à résidus pourrait être considérablement inexacte puisque les mécanismes fondamentaux qui affectent leur stabilité ne sont pas suffisamment pris en compte dans ces approches. Parmi ceux-ci, notons des mécanismes tels que l'effet des contraintes en cisaillement initiales dans les résidus près des digues, les différences entre la réponse sismique des résidus miniers et les sols naturels, et le chargement hydrodynamique des résidus sur la digue (James, 2009). En outre, les méthodes ont été développée en utilisant des tremblements de terre de fréquences faibles typiques de la côte Ouest de l'Amérique du Nord et leur applicabilité à des événements de haute fréquence (plus typiques de la côte Est) n'ont pas été validées.

De plus en plus, les méthodes numériques sont utilisées pour évaluer la performance sismique des parcs à résidus (Seid-Karbasi & Byrne, 2004; James, Aubertin, Wijewickreme, & Wilson, 2011). Les méthodes numériques, lorsqu'elles sont correctement utilisées, permettent d'obtenir des résultats plus complets, instructifs et réalistes que les méthodes analytiques (Finn, 1998; ACB, 2007).

L'objectif principal de cette recherche était d'évaluer le comportement sismique d'un parc à résidus à l'aide de simulations numériques. Deux modèles de digue ont été étudiés. Le premier était géométriquement similaire à une digue conventionnelle de rétention d'eau afin d'établir un pont entre les parcs à résidus et le domaine d'application usuel des méthodes analytiques. Le second modèle était une digue du parc à résidus de la mine LaRonde, située en Abitibi, construit

par une méthode particulière de rehaussement par amont. Des méthodes analytiques d'évaluation de la stabilité sismique, incluant la méthode pseudo-statique, ont été appliquées aux modèles et comparées aux résultats des simulations numériques.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Résidus miniers

2.1.1 Généralités

Dans une mine, la roche extraite par dynamitage est catégorisée en deux fractions : une fraction avec une concentration en métaux relativement élevée qui est traitée au concentrateur (le minerai) et une fraction avec une concentration en métaux relativement faible, la roche stérile.

Le minerai est broyé et traité afin d'obtenir un concentré commercialisable et ce procédé génère des rejets de concentrateur encore appelés résidus. Typiquement, les rejets de concentrateur (les résidus) sont transportés de manière hydraulique (en forme de pulpe) jusqu'aux parcs à résidus où ils sont entreposés. Les parcs peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres carrés et contenir plusieurs centaines de millions de mètres cubes (Aubertin, Bussière, & Bernier, 2002). Généralement, la roche stérile, dont la taille des grains peut varier du silt au bloc, est déposée par camion dans des empilements appelés haldes.

L'oxydation des minéraux sulfureux dans les résidus et les stériles miniers, en présence d'air et d'eau, peut entraîner la génération de drainage minier acide (DMA) ou de drainage neutre contaminé (DNC) (Aubertin et al., 2002).

2.1.2 Propriétés géotechniques des résidus miniers de roches dures

Les propriétés géotechniques des résidus miniers sont principalement déterminées par la minéralogie de la roche mère, la méthode d'extraction, de traitement et de déposition, ainsi que leur état de consolidation. (Vick, 1990). Les résidus déposés sous forme de pulpe (déposition hydraulique) sont initialement très lâches et saturés. Ce mode de déposition engendre également une certaine hétérogénéité et de la ségrégation en fonction de la granulométrie et de la densité de la pulpe (James, 2009). Les cycles d'exploitation d'une mine, la variation de la minéralogie de la roche exploitée ainsi que la déposition ponctuelle de résidus provenant d'autres gisements au sein du même parc sont d'autres sources d'hétérogénéité (Aubertin et al., 2002).

Les propriétés des résidus de roche dure ont été étudiées en détails dans la littérature (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002; Wijewickreme, Sanin, & Greenaway, 2005; James, 2009; James et al., 2011)

Typiquement, les résidus miniers de roches dures sont constitués de particules angulaires, avec une densité des grains solides comprise entre 2,6 et 4,0 (Vick, 1990), avec des valeurs extrêmes allant jusqu'à 4,42 (Wijewickreme et al., 2005). L'indice des vides initial de résidus déposés hydrauliquement est généralement compris entre 0,6 et 0,9 (Aubertin et al., 2012).

La taille des grains varie de l'argile au sable moyen (Figure 2-1). Les résidus sont classés comme des silts avec peu ou pas de plasticité (ML) ou des silts sableux (ASTM D2487-17).

Bien que les résidus soient composés de particules de tailles argileuses, les essais démontrent qu'ils possèdent une plasticité très faible voire nulle (Aubertin, Bussière, & Chapuis, 1996) avec une limite de liquidité inférieure à 40% (Bussière, 2007). Cela se traduit par une cohésion souvent nulle (c = 0 kPa). L'angle de friction effectif (φ') typique des résidus se situe entre 30° et 41° (Vick, 1990) et leur angle de friction est supérieur d'en moyenne 6° comparativement à un sol naturel avec une granulométrie équivalente (Vick, 1990).

La conductivité hydraulique est comprise entre 1×10^{-8} m/s et 1×10^{-6} m/s pour des résidus fins (classifié ML) et est comprise entre 1×10^{-4} m/s et 1×10^{-6} m/s pour des résidus grossiers (classifié SM, SP ou SW) (Bussière, 2007).

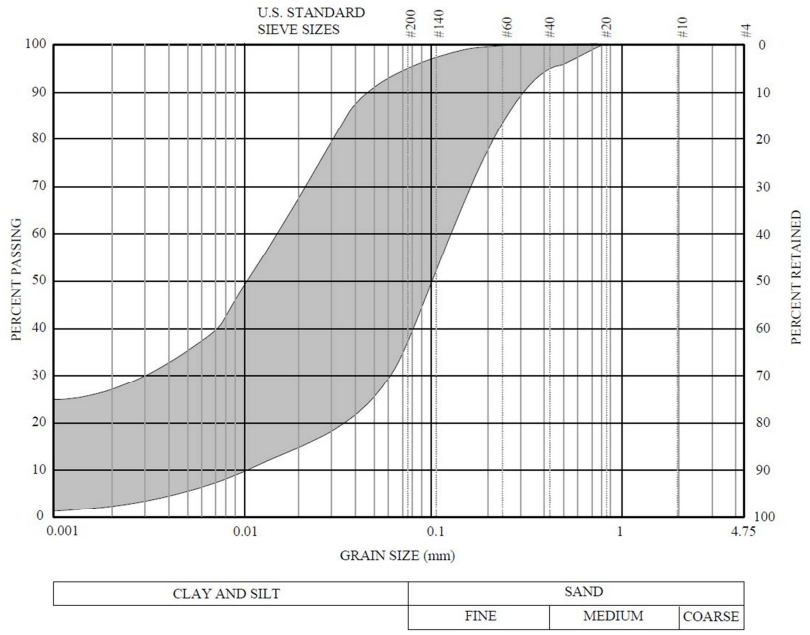


Figure 2-1: Fuseau granulométrique typique de résidus miniers de mines roche dure (tiré de James, 2009)

2.2 Parc à résidus

2.2.1 Conception

Les résidus sont généralement entreposés dans des aires d'entreposages, ou parcs à résidus, ceinturés par des digues de retenues. Les résidus sont aussi utilisés pour remblayer des chantiers (principalement souterrains) ou pour construire des digues avec la fraction grossière (Aubertin et al., 2002).

La sélection du site pour la construction d'un parc à résidus est réalisée en fonction de la proximité du gisement et de l'usine de transformation, de l'accès au site, de la disponibilité des matériaux de construction, de la superficie, de la vulnérabilité de l'écosystème (nappe phréatique, zone ou espèce protégée) et de l'exposition aux risques environnementaux (potentiel d'érosion due à l'exposition aux vents, taille du bassin versant hydrologique, proximité d'une faille). Le sous-sol du site retenu devrait également être composé de matériaux avec une bonne résistance mécanique et peu perméables, afin de réduire le risque de contamination de l'eau souterraine et maintenir la saturation des résidus (Aubertin et al., 2002).

Les parcs à résidus miniers sont souvent construits par étape. Une digue de départ permettant d'entreposer environ deux ans de production (3 à 6 m de hauteur) est construite puis rehaussée en fonction de la production de la mine (Aubertin et al., 2002). Cette approche implique que les ouvrages sont rehaussés sur plusieurs années, voire plusieurs décennies. Trois méthodes de rehaussement sont principalement employées : la méthode amont, aval ou de l'axe central (Figure 2-3).

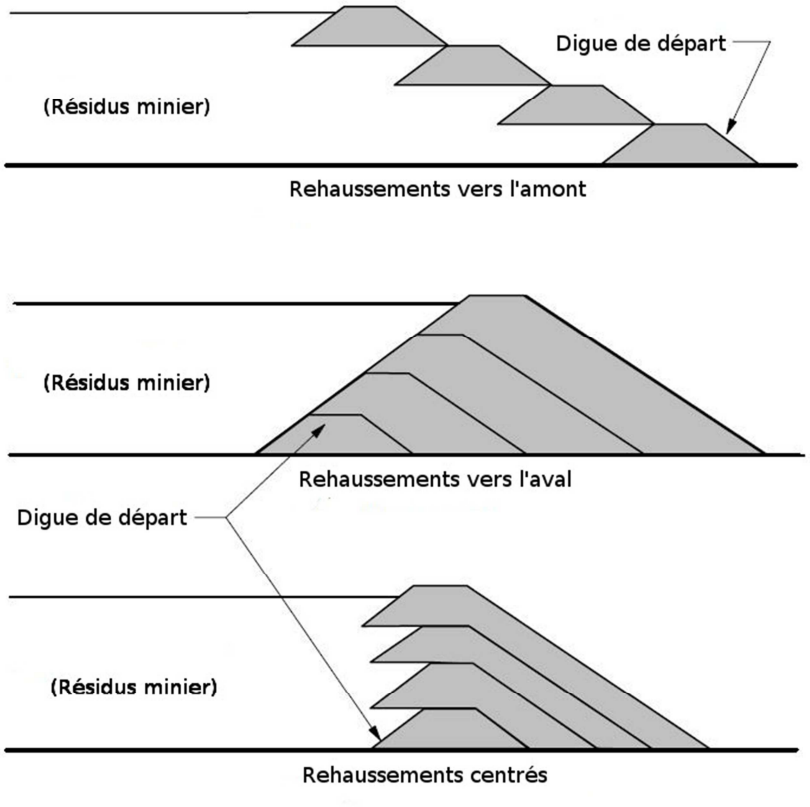


Figure 2-2: Méthodes de rehaussement d'un parc à résidus (James 2009, tiré de Vick, 1990)

La méthode amont est la plus économique puisqu'elle requiert le moins de matériaux. Elle est cependant souvent considérée comme la moins stable physiquement car une partie de la digue repose sur des résidus ayant une résistance au cisaillement relativement faible et une susceptibilité à la liquéfaction. Cette méthode est recommandée uniquement pour des régions de faible séismicité (Aubertin et al., 2012). La méthode aval est la plus stable du point de vue géotechnique mais requiert aussi un plus grand volume de matériaux. Enfin, la méthode de l'axe central représente un compromis entre les deux autres méthodes.

La digue périphérique peut être construite avec des résidus, des stériles ou des matériaux naturels. Plusieurs ruptures de digues ayant utilisé des résidus comme matériaux de construction ont été causées par la liquéfaction des résidus sous l'effet d'un séisme, comme à Mochikochi au Japon en 1978 (Ishihara, 1984) ou à Barahona au Chili en 1928 (Troncoso, Vergara, & Avendano, 1993).

Un drainage efficace (digues perméables, tapis ou doigts drainants) accélère la consolidation des résidus et augmente la résistance du parc (Aubertin et al., 2002). Les résidus non saturés sont également moins susceptibles de se liquéfier. Abaisser le niveau de la nappe peut cependant augmenter le risque de génération de DMA ou DNC si aucune mesure de prévention n'est prise (Aubertin et al., 2002). Un parc à résidus doit donc être conçu en fonction de son scénario de fermeture et les infrastructures de drainage nécessaires doivent être prévues (ACB, 2007). Dans le cas où le niveau d'eau doit être maintenu élevé dans le parc, la digue périphérique peut être construite avec un noyau imperméable et une zone filtrante (Aubertin et al., 2002).

2.2.2 Digues en roches stériles

L'utilisation de roches stériles (non réactives) pour construire les digues a plusieurs avantages. Tout d'abord, ce sont des matériaux très facilement disponibles sur les sites miniers puisque, au Québec, le rapport de masse des stériles par rapport aux résidus générés par la mine est de l'ordre de 3 pour 1 dans le cas d'une mine souterraine et de 10 pour 1 dans le cas d'une mine à ciel ouvert (Aubertin et al. 2002). De plus, les stériles présentent généralement de bonnes propriétés mécaniques (James, 2009). Enfin, la réutilisation (valorisation) de stériles pour la construction d'infrastructures sur le site de la mine réduit le volume à entreposer dans les haldes et limite les emprunts au milieu naturel.

Les propriétés géotechniques des stériles sont déterminées par les caractéristiques de la roche mère, la méthode d'excavation et un éventuel concassage (James, 2009). Leur granulométrie est généralement très étalée, allant du bloc jusqu'aux particules de tailles argileuses (Figure 2-3).

L'angle de friction interne de stériles déposés sans compaction est compris typiquement entre 40° et 45° et augmente de manière significative avec la compaction (Sherard, Woodward, Gizienskku, & Clevenger, 1963). Les caractéristiques des granulats (angulaire, dure) influencent l'angle de

friction de plus ou moins 5° (Leps, 1970) (Figure 2-4). L'angle de friction d'un enrochement saturé en eau est environ 2° plus faible que pour le matériel humide (Nobari & Duncan, 1972).

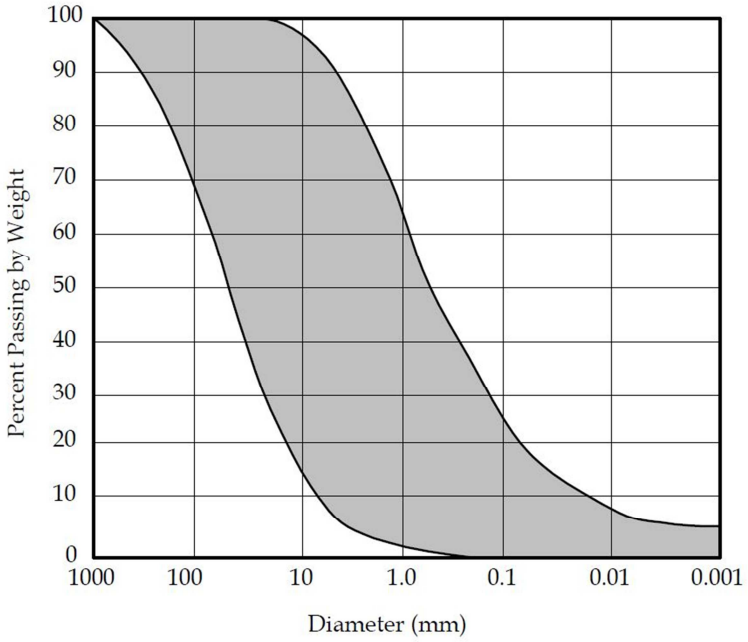


Figure 2-3: Fuseau granulométrique de stériles miniers typiques (tiré de James, 2009)

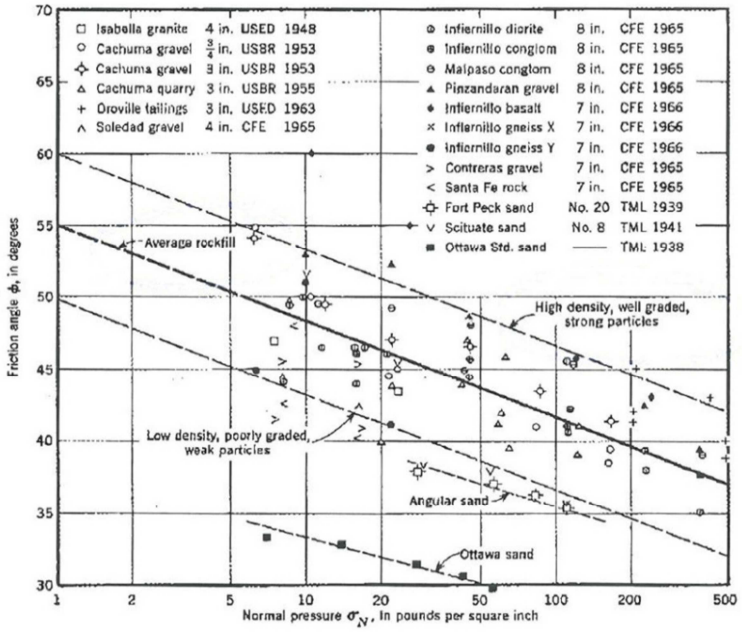


Figure 2-4: Résistance en cisaillement d'enrochements mesurés par des essais triaxiaux de grandes tailles (Leps, 1970)

2.3 Tremblements de terre et leurs effets

2.3.1 Évènements sismiques

Les tremblements de terres sont causés par des glissements de masses rocheuses le long de failles à proximité des frontières tectoniques ou à l'intérieur des plaques continentales. Un tremblement de terre génère plusieurs formes d'ondes : les ondes primaires de compression (ondes-p), les ondes secondaires de cisaillement (ondes-s) et les ondes de surface (ondes de Rayleigh et ondes de Love). Les contraintes de cisaillement, les plus dommageables pour les infrastructures, sont causés principalement par les ondes secondaires (Kramer, 1996; H. B. Seed & Idriss, 1982).

La réponse à un tremblement de terre dépend de la géologie régionale, des conditions locales, de la quantité d'énergie libérée par le séisme (magnitude), de la profondeur de la source et de la distance à l'épicentre. La lithologie régionale, la rigidité et la qualité du roc, la morphologie du site ainsi que l'épaisseur, la rigidité et la réponse dynamique de la fondation influencent la propagation des ondes de cisaillement entre le roc et la surface.

Les mouvements engendrés par un séisme sont enregistrés par des sismographes sous forme d'accélérogrammes en trois directions représentant les accélérations verticales (1) et horizontales (2). La Figure 2-5 est un exemple d'un accélérogramme horizontal mesuré lors du séisme du Saguenay (Québec) en 1988. Un accélérogramme peut être intégré afin d'obtenir la vitesse et le déplacement en fonction du temps. La composante verticale est souvent négligée dans les analyses de stabilité sismique car les accélérations verticales sont généralement négligeables par rapport à l'effet de la gravité, en particulier loin de la source du tremblement de terre (Kramer, 1996).

Les variables couramment utilisés pour caractériser un signal sismique sont l'accélération maximale au sol (AMS), le contenu en fréquence (accélérations spectrales), l'intensité Arias (Ix) et la magnitude de moment (Mw).

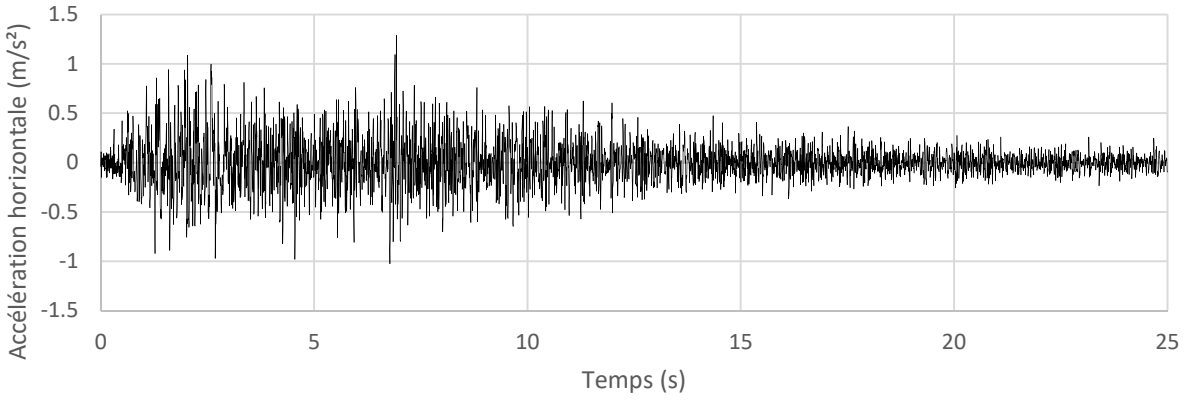
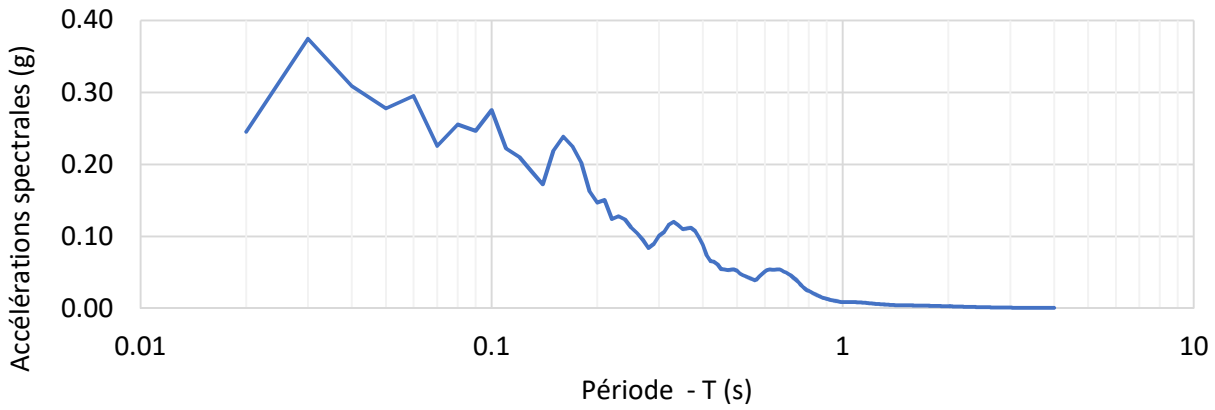


Figure 2-5: Accélérogramme horizontal de la station S16T du séisme du Saguenay de 1988

L'amplitude d'un signal est souvent assimilée à l'accélération maximale (AMS), sans considération pour la durée de cette accélération. Une pointe d'accélération très forte sur une durée très courte aura cependant peu d'impact sur les infrastructures. La vitesse maximale (VMS) est généralement plus représentative du potentiel d'impact, en particulier pour des structures sensibles aux fréquences naturelles intermédiaires, comme les grands bâtiments et les ponts (Kramer, 1996; Newmark, 1965). Le déplacement maximal obtenu par double intégration du signal d'accélération est peu utilisé en raison de l'incertitude lié au bruit du signal.

L'accélération spectrale représente la réponse maximale causée par le séisme pour un système à un seul degré de liberté (comme un diapason) avec un certain pourcentage d'amortissement (typiquement 5%). À partir d'un graphique d'accélération spectral, on peut estimer la réponse d'une structure en fonction de sa fréquence de vibration naturelle. Un exemple de graphique d'accélération spectrale est présenté à la Figure 2-5 : l'accélération spectrale maximale sur ce graphique survient à une fréquence de 0,04 s, ce qui correspond à une fréquence prédominante de 25 hz. Le contenu en fréquence peut également être décrit par un spectre d'amplitude de Fourier ou un spectre de puissance.



Équation 2-1: Accélérations spectrales amorties à 5% (Signal S16T du séisme du Saguenay 1988)

La durée totale d'un séisme peut être difficile à estimer en raison des accélérations de faibles amplitudes (bruits de fond). La durée de sollicitations importantes est une mesure objective définie comme la durée du séisme générant des accélérations au-delà d'une certaine limite inférieure, typiquement 0,05g. (Kramer, 1996).

L'intensité Arias permet d'estimer le potentiel destructeur d'un séisme de manière plus fiable que l'AMS. Elle se calcul par intégration d'un accélérogramme selon la formule de l'Équation 2-2. Dans cette équation, les deux composantes horizontales orthogonales du séisme sont additionnées, mais les composantes unidirectionnelles sont également couramment utilisées.

$$I_h\,(m/s) = I_x + I_y = \frac{\pi}{2g}\int a_x^2\,dt + \frac{\pi}{2g}\int a_y^2\,dt \qquad 2\text{-}2$$

Où

I_h : Intensité Arias horizontale (m/s)

I_x et I_y : Composantes orthogonales de l'intensité Arias horizontale (m/s)

a_x et a_y : Accélérations horizontales (m/s²)

Plusieurs modèles prédictifs basés sur des données historiques peuvent être utilisés pour estimer la probabilité de récurrence de certaines caractéristiques déterminantes. Le Code national du bâtiment 2015 utilise le modèle de 5^{e} génération de la Commission Géologique du Canada indiquant l'AMS, la VMS et une gamme d'accélérations spectrales amorties à 5% pour des périodes de récurrences allant jusqu'à 2 475 ans (S. Halchuk, Allen, Adams, & Rogers, 2014). Pour générer les valeurs de prédiction d'un site particulier, le modèle de prédiction pondère, en

fonction de leur probabilité de récurrence, un grand nombre de combinaison de magnitudes (Mw) et de distances à la source de séismes à partir de données historiques. Il est possible d'obtenir les données désagrégées du modèle de prédiction afin de connaître les combinaisons d'intensité et de distance contribuant significativement aux prédictions. La détermination du M_{min}, la magnitude minimale considérée dans le modèle prédictif, peut avoir un impact important sur l'AMS de conception dans les analyses de liquéfaction ou de stabilité pseudo-statique. Le M_{min} permet d'éliminer la contribution des séismes de magnitude inférieure à 5 avec une faible distance à l'épicentre qui font augmenter la valeur de l'AMS prédite par le modèle mais dont la quantité d'énergie libérée est insuffisante pour causer de la liquéfaction ou des déplacements importants (S. Halchuk & Adams, 2010). La fiche résumée des données sismiques pour le site de la mine LaRonde obtenue sur le site de Séisme Canada sont présentées à l'Annexe D.

2.3.2 Dynamique des sols

2.3.2.1 Rigidité du sol et réponse de site

Le module de cisaillement (G) d'un élément de sol, également appelé rigidité, peut être défini comme le rapport entre la contrainte de cisaillement (τ) et la déformation en cisaillement (γ) (Figure 2-6).

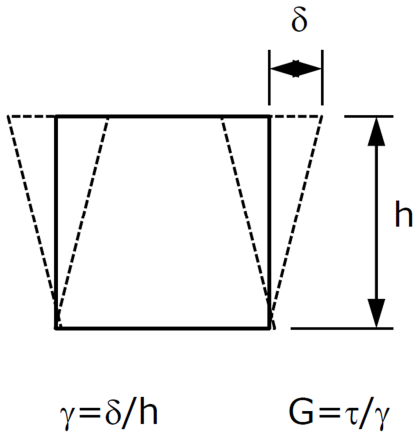


Figure 2-6: Définition de la rigidité d'un élément de sol (tiré de James, 2009)

Le module de cisaillement maximal (G_{max} ou G_0) est défini comme le module de cisaillement à des déformations en cisaillement inférieures à 10^{-4} %. Dans cette gamme de déformation, la

théorie des matériaux élastiques est applicable et permet de lier le module de cisaillement avec le module de compression volumique selon l'Équation 2-3.

$$K_b = \frac{G_{max} \cdot 2(1+\upsilon)}{3(1-2\upsilon)} \qquad 2\text{-}3$$

Où

K_b: Module de compression volumique

G_{max} : Module de cisaillement maximal

υ : Coefficient de Poisson

Les ondes de cisaillement produites par un séisme engendrent des contraintes de cisaillement cycliques en alternance de sens (Figure 2-7). L'atténuation ou l'amplification des ondes dans les sols uniformes est essentiellement fonction de la rigidité, de la densité relative, de la déformation et de la dissipation d'énergie. La propagation des ondes de cisaillement peut également être influencée par la géométrie du roc, des différentes couches de sols et de la surface.

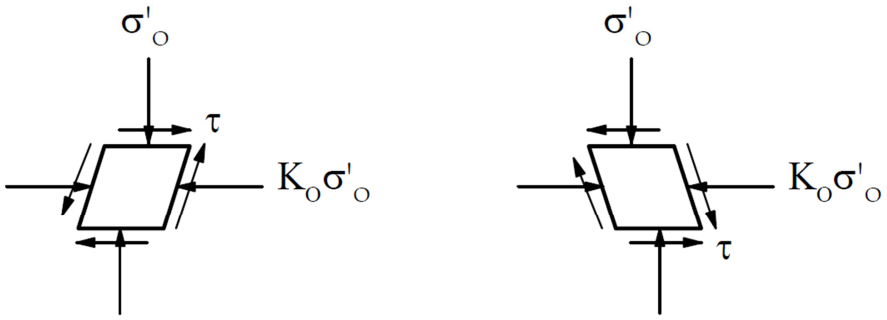


Figure 2-7: Contrainte de cisaillement en alternance de sens causée par un séisme (James, 2009)

2.3.2.2 Dégradation du module de cisaillement et amortissement hystérétique

Le module de cisaillement d'un sol soumis à un chargement cyclique tend à diminuer avec l'augmentation des déformations en cisaillement (H. B. Seed, Wong, Idriss, & Tokimatsu, 1984); Figure 2-8). Ce comportement est hystérétique (c.-à-d. influencé par l'historique de chargement).

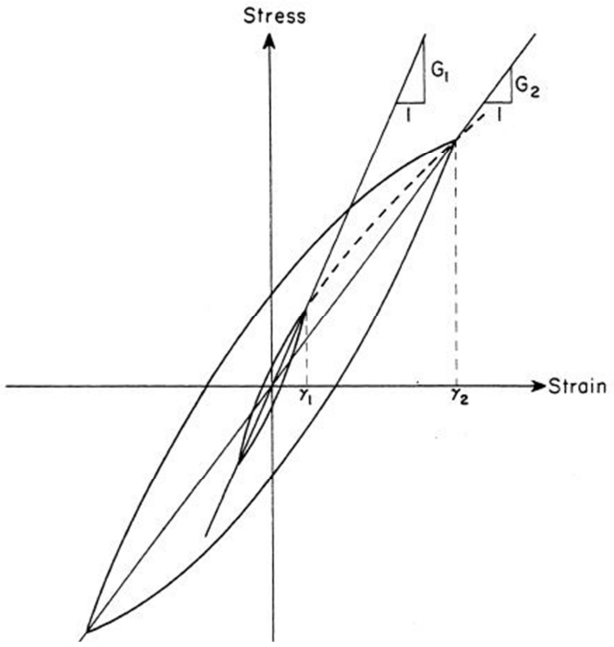


Figure 2-8: Variation du module de cisaillement pour différents cycles de chargement (H. B. Seed et al., 1984)

La dégradation du module de cisaillement et l'énergie dissipée peuvent être mesurées au laboratoire avec des essais de chargement cyclique, en appareil triaxial, en cisaillement simple ou en torsion avec une colonne résonante (Darendeli, 2001).

Les résultats d'essais de chargement cyclique prennent typiquement une forme elliptique (Figure 2-8). Le module de cisaillement sécant, G_{sec}, de chaque cycle est déterminé par une droite passant par l'origine et l'extrémité de l'ellipse. Le G_{max} est considéré équivalent au G_{sec} à une déformation inférieure à 10^{-4} %. La courbe de dégradation du module de cisaillement normalisé (G_{sec}/G_{max}) permet de calculer la rigidité en fonction de la déformation dans un modèle numérique (Figure 2-9).

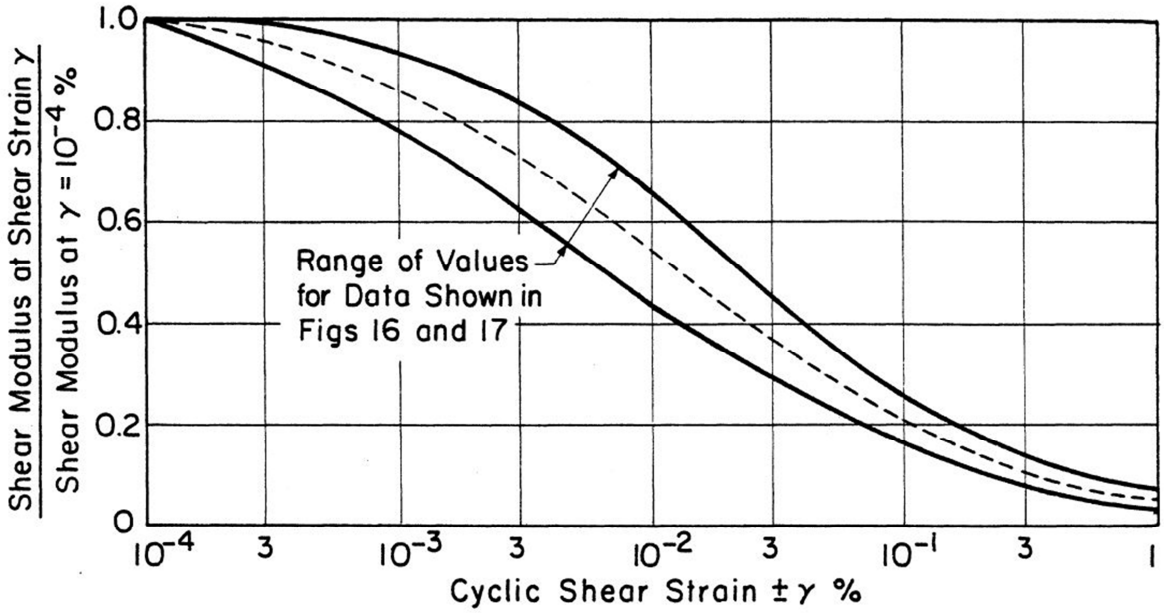


Figure 2-9: Courbe normalisée de dégradation du module de cisaillement pour les sols graveleux (tiré de Seed et al., 1984)

Le rapport d'énergie dissipée peut être calculé (Équation 2-4) pour chaque cycle à partir de l'aire de la boucle hystérésis et de l'air du triangle formé par la contrainte et la déformation maximale de la boucle hystérésis, tel qu'illustré par la zone hachuré dans la Figure 2-10. Ce rapport tend à augmenter avec la déformation en cisaillement (Figure 2-11).

$$D\ (\%) = \frac{A_L}{4\pi A_T} \qquad 2\text{-}4$$

Où

D : Rapport de dissipation d'énergie (%)

A_L : Énergie dissipée lors d'un cycle, représentée par l'air à l'intérieur d'une boucle

A_T : Énergie de déformation retenue par le sol

Plusieurs auteurs ont étudié la dégradation des modules de cisaillement à l'aide d'essais de chargements cycliques. Hardin & Drnevich (1972a) ont étudié les effets des différents paramètres sur la dégradation du module de cisaillement, résumés dans Tableau 2-1.

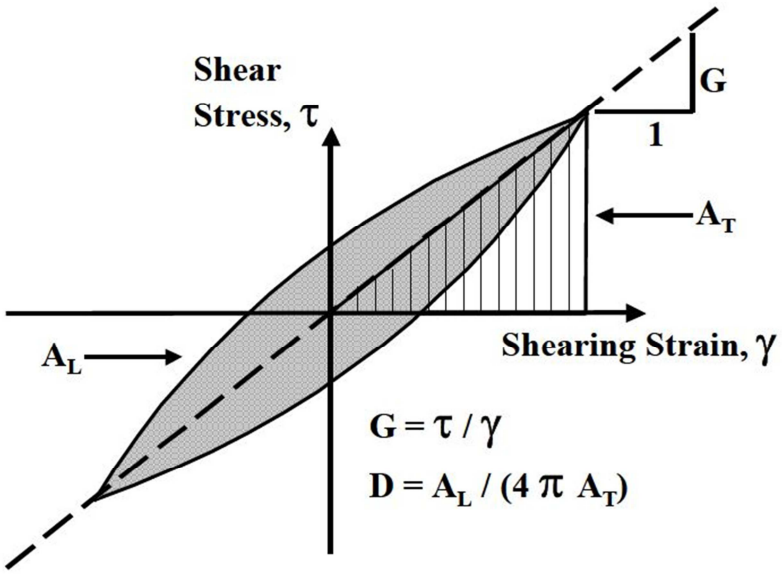


Figure 2-10: Dissipation d'énergie lors d'un chargement cyclique (tiré de Darendeli, 2001)

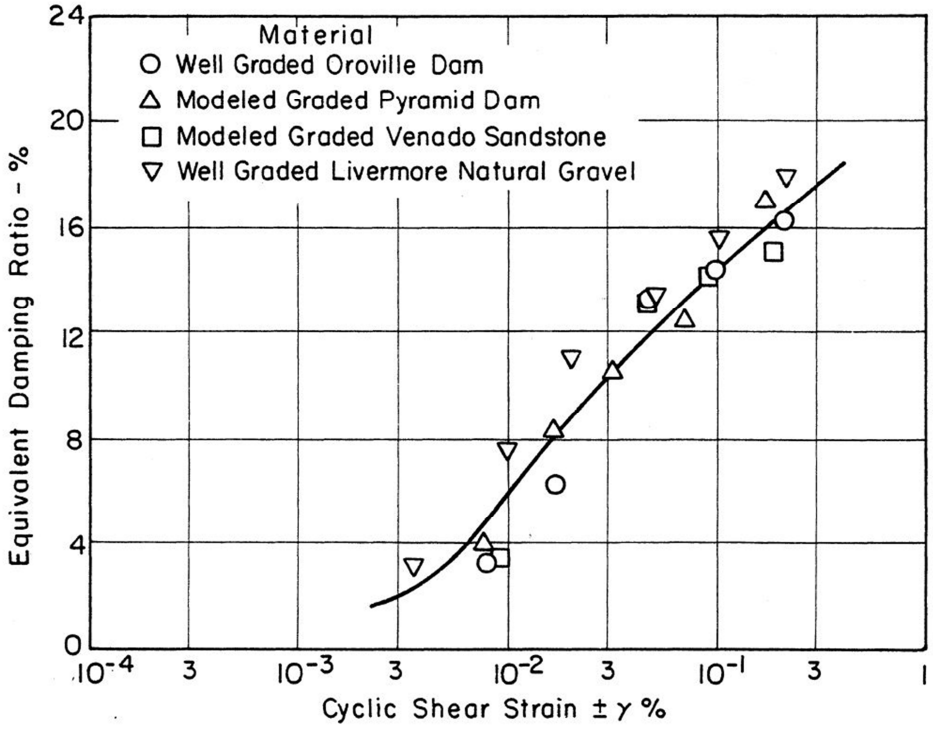


Figure 2-11: Courbes de rapport de dissipation d'énergie pour des sols graveleux (tiré de Seed et al., 1984)

Tableau 2-1: Facteurs d'influence sur la dégradation du module de cisaillement (Hardin & Drnevech, 1972a)

Facteurs importants	**Facteur peu importants**
Amplitude des déformations, γ	Contraintes de cisaillement octaèdrales
Contrainte de confinement effective moyenne, σ'_c	Rapport de surconsolidation, OCR
Indice des vides, e	Paramètres de résistance effective, c' – ϕ'
Nombre de cycles de chargements	Vieillissement
Degré de saturation des sols cohésifs	

La courbe de dégradation peut être estimée mathématiquement (Équation 2-5) à partir d'un seul paramètre, γ_{ref} (%), soit la déformation à laquelle le module de cisaillement atteint la moitié de sa valeur maximale (0,5 G_{max}; Hardin & Drnevich, 1972b). Le rapport d'amortissement se calcule de manière analogue (Équation 2-6). Le rapport d'amortissement maximal varie en fonction du type de sol, de la pression de confinement, du nombre de cycles et de la fréquence de chargement cyclique (Darendeli, 2001).

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)} \qquad 2\text{-}5$$

Où

γ_{ref} : Déformation en cisaillement équivalent à 0,5

$$\frac{D}{D_{max}} = \frac{\gamma/\gamma_{ref}}{1 + \left(\gamma/\gamma_{ref}\right)} \qquad 2\text{-}6$$

2.3.2.3 Liquéfaction

La liquéfaction est un phénomène par lequel un matériau granulaire non-cohésif saturé ou partiellement saturé perd sa résistance mécanique et se déforme comme un fluide jusqu'à l'atteinte de l'équilibre avec sa résistance résiduelle. Cet état peut être déclenché lorsqu'une sollicitation mécanique entraîne la contraction du volume d'un matériau, ce qui augmente les pressions interstitielles et diminue les contraintes effectives (Aubertin et al., 2015). Dans le cas d'un matériau granulaire dilatant, typiquement très dense, l'état fluide n'est pas nécessairement atteint mais de grandes déformations peuvent survenir suite à la diminution de la rigidité de la matrice de sol. Ce comportement est appelé mobilité cyclique (Holtz et Kovacs, 1981).

La liquéfaction peut être causée par des chargements statiques comme un mouvement de fondation, l'érosion d'une berge ou une excavation (Holtz & Kovacs, 1981). La liquéfaction (dynamique) peut aussi être causée par les vibrations générées par les équipements lourds ou le dynamitage. Dans la majorité des cas cependant, la liquéfaction dynamique est causée par les tremblements de terre (James, 2009).

De nombreux facteurs influencent la susceptibilité d'un sol à la liquéfaction : la densité relative, le degré de saturation, la granulométrie, l'indice de plasticité, l'angularité des particules, le pourcentage de particules fines, la structure du sol, la stratification, l'anisotropie, l'âge du dépôt, la cimentation, l'historique de chargement, la conductivité hydraulique et les conditions de drainage (James, 2009). Les sables fins, uniformes et relativement lâches sont typiquement les plus susceptibles à la liquéfaction (Seed, 1970). Pour un sol contractant, la résistance à la liquéfaction tend à augmenter avec la contrainte de confinement effective et à diminuer avec les contraintes de cisaillement initiales. Les contraintes de cisaillement statiques élevées parfois observées dans les pentes des digues et dans les fondations ont donc tendance à diminuer la résistance à la liquéfaction.

2.3.2.4 Liquéfaction des résidus miniers

Les résidus miniers sont des matériaux très susceptibles à la liquéfaction statique ou dynamique (Azam, 2010; CIGB, 2001; Davies, 2002), notamment en raison de leur faible (ou de l'absence de) plasticité, de leur faible conductivité hydraulique ainsi que de l'angularité des particules (James, 2009). La méthode de déposition hydraulique des résidus les rend encore plus vulnérables à la liquéfaction statique en raison de leur état lâche et saturé.

2.3.3 Caractérisation des propriétés dynamique

2.3.3.1 Évaluation du potentiel de liquéfaction

Un cadre d'analyse semi-empirique communément appelé « la méthode simplifiée » a été développée par Seed et Idriss (1970) pour estimer le potentiel de liquéfaction à partir des essais in-situ ou au laboratoire. Cette méthode consiste à comparer le rapport de contrainte cyclique (CSR) avec la résistance cyclique du sol (CRR) afin de calculer un facteur de sécurité (Équation 2-8). Un facteur de sécurité inférieur à l'unité indique un risque élevé de liquéfaction.

$$FS = \frac{CRR}{CSR}\,\frac{1}{MSF}K_\alpha K_\sigma \qquad 2\text{-}7$$

Où

FS : Facteur de sécurité vis-à-vis la liquéfaction

CRR : Rapport de résistance cyclique

CSR : Rapport de sollicitation cyclique

MSF : Facteur d'ajustement pour la magnitude du séisme

K_α: Facteur d'ajustement pour l'effet de pente (contraintes de cisaillement statiques)

K_σ: Facteur d'ajustement pour fortes contraintes de confinement (> 100 kPa)

Le rapport de résistance cyclique, CRR, pourrait être déterminé à partir des relations empiriques ou des essais cycliques au laboratoire. Le CRR est souvent estimé à partir d'une relation empirique avec l'essai de pénétration standard. L'indice de pénétration de l'essai SPT est normalisé pour la contrainte verticale effective (1 atm), le pourcentage de particules fines (< 0,075mm) et l'énergie des coups de marteau (60%) de manière à obtenir une corrélation entre le $(N_1)_{60\text{-}cs}$ et le CRR (Figure 2-12; Youd et al., 2001).

Le CRR peut également être estimé par la formule suivante :

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60-cs}} + \frac{(N_1)_{60-cs}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_1)_{60-cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \qquad 2\text{-}8$$

Où

$CRR_{7,5}$: Rapport de résistance cyclique pour un séisme de magnitude 7,5

$(N_1)_{60-cs}$: Indice de pénétration SPT normalisé pour 1 atm, 60% d'énergie du marteau et pour la teneur en particules fines équivalent à un sable propre

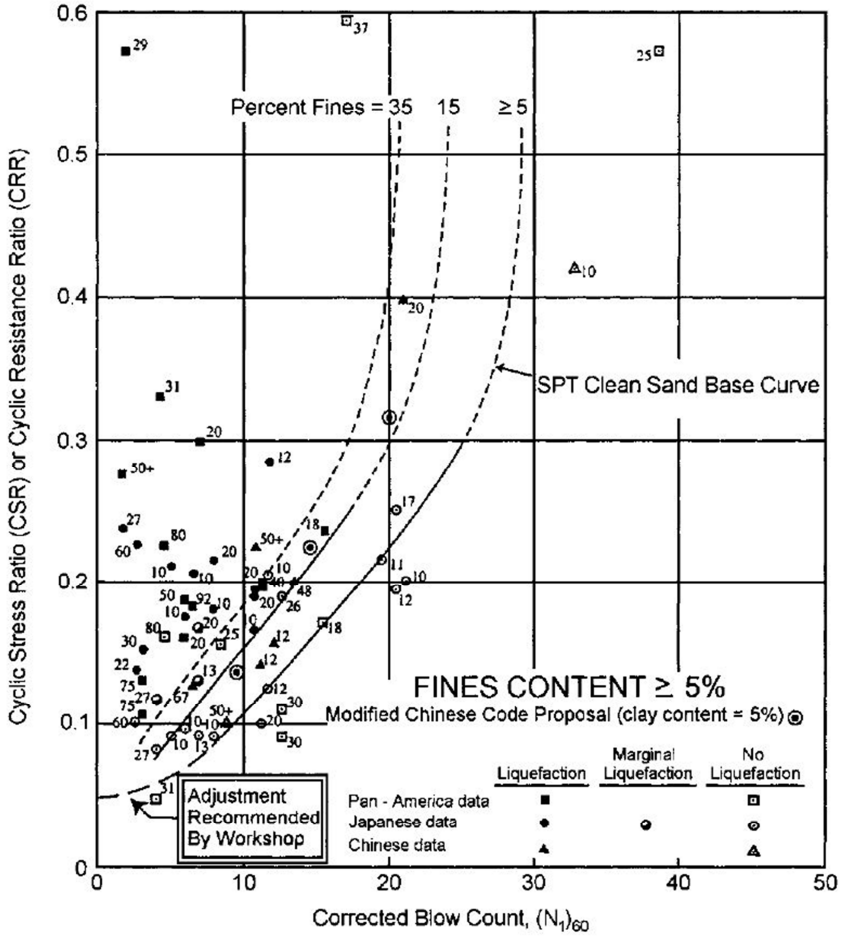


Figure 2-12 : Résistance cyclique à la liquéfaction en fonction du $(N_1)_{60\text{-cs}}$ pour un séisme de magnitude 7,5 (Youd et al. 2001)

Le CSR peut être estimé par la relation suivante (Seed, 1970; Youd, 2001) :

$$CSR = 0{,}65 \cdot \left(\frac{\sigma_{v0} \cdot a_{max}}{\sigma'_{v0} \cdot g}\right) r_d \qquad 2\text{-}9$$

Où

CSR : Rapport de contrainte cyclique

σ_{v0} : Contrainte verticale (kPa)

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective (kPa)

a_{max} : Accélération maximale à la surface du terrain causée par un séisme (m/s²)

r_d : Facteur de réduction de contrainte due à la profondeur
g : Accélération gravitationnelle (m/s²)

La formulation du CSR transforme une accélération maximale (a_{max}) en une accélération cyclique uniforme ($0{,}65 \cdot a_{max}$). Le modèle est initialement calibré pour un séisme de magnitude 7.5 (équivalent à 15 cycles uniformes), mais peut être ajusté pour des magnitudes différentes au moyen du facteur de correction de magnitude (MSF) (H.B. Seed & Idriss, 1970). Des améliorations au paramètre MSF ont étés proposées récemment par Boulanger & Idriss (2015).

Le paramètre r_d réduit progressivement la sollicitation sismique avec la profondeur pour tenir compte de la flexibilité du sol à des contraintes de confinement élevées (Figure 2-17).

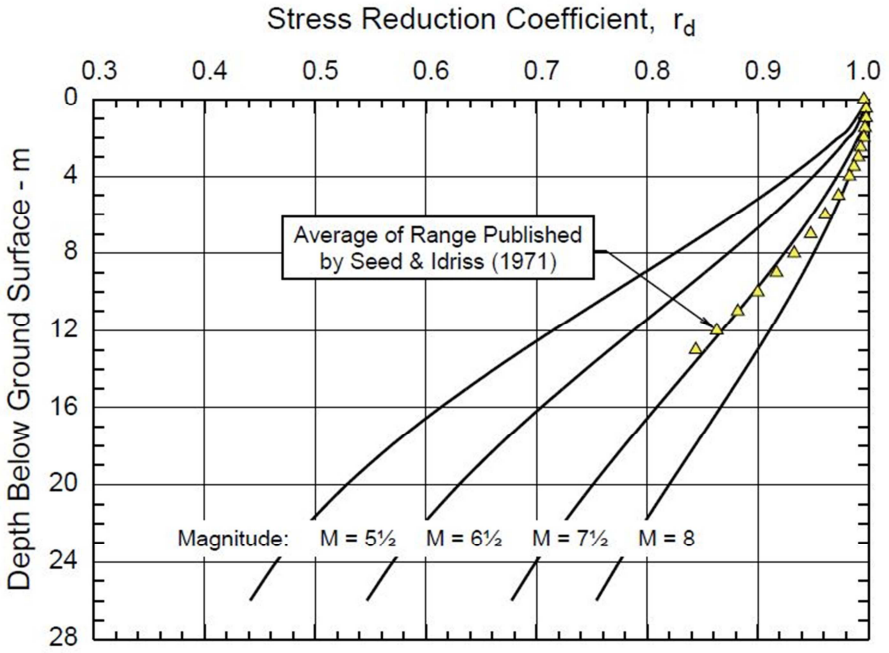


Figure 2-13 : Coefficient de réduction r_d (Idriss et Boulanger 2006)

Les essais au laboratoire tels que les essais triaxiaux ou en cisaillement simple direct cycliques pourraient aussi être utilisés pour l'estimation du CRR (James, 2009). Ces essais peuvent être réalisés en déformation contrôlée ou en contrainte contrôlée. Le CRR mesuré en laboratoire correspond à l'atteinte d'un état de liquéfaction pour une combinaison de CSR (Équation 2-10) et de nombre de cycles de chargement. La liquéfaction est déterminée par l'atteinte d'une certaine déformation en cisaillement ou d'un état minimal de contrainte effective due aux pressions interstitielles en excès. Le rapport de pression interstitielles en excès, r_u, est défini comme le

rapport des pressions interstitielles en excès par rapport à la contrainte verticale effective initiale (Équation 2-12). Pour les essais en cisaillement simple direct cyclique, une déformation en cisaillement de 3,75% et un rapport r_u de 0,85 sont généralement utilisés pour définir l'atteinte de la liquéfaction (James, 2009).

$$CSR = \frac{\tau_{cyclique}}{\sigma'_{v0}} \qquad 2\text{-}10$$

Où

$\tau_{cyclique}$: Contrainte de cisaillement uniforme (kPa)

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective initiale (kPa)

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \qquad 2\text{-}11$$

Où

Δu : Pression interstitielle en excès

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective initiale

La courbe de résistance CRR en fonction du nombre de cycles peut être obtenue à partir des résultats de plusieurs essais cycliques réalisés à différents CSR (Figure 2-14). Le nombre de cycles équivalent au CRR de conception est déterminé à partir de tables d'équivalence entre la magnitude d'un séisme et le nombre de cycles de sollicitation moyenne (CSR) (Seed et Idriss, 1981). Le rapport entre le nombre de cycles pour un séisme de magnitude quelconque et le nombre de cycles pour un séisme de magnitude 7,5 (15 cycles), le MSF, est une source d'incertitude importante dans l'application de la méthode simplifiée (James & Aubertin, 2016) et plusieurs valeurs sont proposées dans la littérature (Youd et al., 2001).

Des essais de cisaillement direct cycliques sur les résidus de la mine LaRonde ont montré que le CRR n'était pas influencé par la contrainte verticale effective pour ces résidus (Figure 2-18; James, 2009). Des MSF spécifiquement applicables à ces résidus ont également été proposés par James et Aubertin (2016). Les propriétés dynamiques des résidus utilisés dans cette étude sont basées sur ces essais.

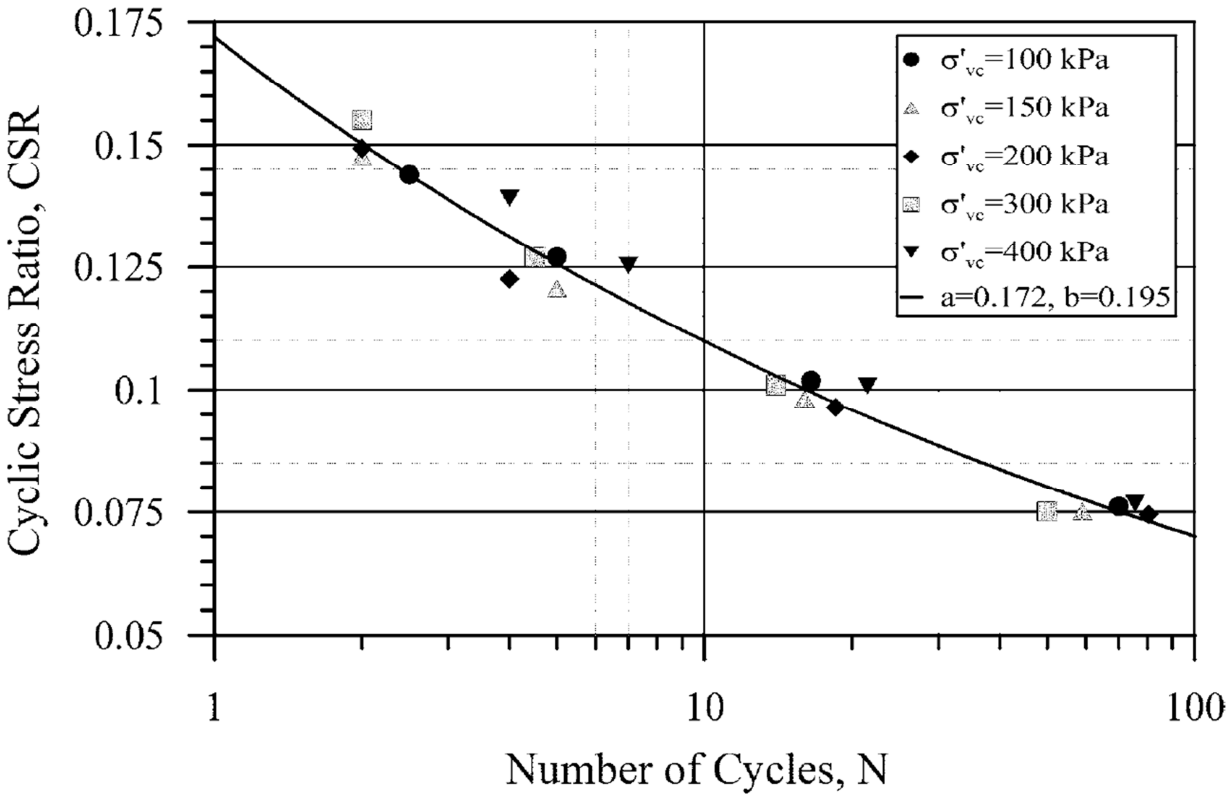


Figure 2-14 : Résultats d'essai de cisaillement direct cyclique des résidus LaRonde (James et al., 2011)

2.3.3.2 Vitesses d'ondes de cisaillement

La vitesse d'ondes de cisaillement permet d'estimer les propriétés dynamiques du sol et peut être reliée à la rigidité à faible déformations (G_{max}) (Équation 2-13).

$$G_{max}(kPa) = \rho \cdot V_s^{\,2} \qquad 2\text{-}12$$

Où

V_s : Vitesse d'ondes de cisaillement (m/s)

ρ : Masse volumique (Mg/m³)

La mesure de V_s peut se faire sur le terrain ou en laboratoire. Elle est influencée par l'indice des vides, la contrainte de confinement effective, l'âge et l'historique de chargement du sol (Youd & al, 2001). La vitesse d'ondes de cisaillement normalisée pour 1 atmosphère, V_{s1} peut s'écrire (Kayen et al., 1992) :

$$V_{s1}(m/s) = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,25} \qquad 2\text{-}13$$

Où

V_{s1} : Vitesse d'ondes de cisaillement normalisée à une pression de 1 atmosphère (m/s)

P_a : Pression atmosphérique (101,3 kPa)

Le module de cisaillement peut s'exprimer en fonction de la contrainte verticale effective initiale et de la vitesse d'ondes de cisaillement V_{s1} en combinant les Équations 2-12 et 2-13 :

$$G_{max}(kPa) = \rho \cdot (V_{s1})^2 \sqrt{\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}} \qquad 2\text{-}14$$

2.4 Réponse et évaluation des digues de rétention aux sollicitations sismiques

La réponse des ouvrages en terre aux sollicitations dynamiques (comme les séismes) est affecté par la réponse de la fondation et la géométrie externe, les matériaux et le zonage de l'ouvrage ainsi que la fréquence fondamentale de l'ouvrage.

2.4.1 Fréquence fondamentale

Les digues et barrages possèdent des fréquences de vibration naturelles pour lesquelles l'amplification des ondes de cisaillement causée par un séisme sera accrue. Une digue a généralement plusieurs fréquences naturelles, correspondant à différents modes de vibration, avec une fréquence fondamentale (premier mode ou mode principal) à laquelle on fait souvent référence (Makdisi & Seed, 1979). Typiquement, les fréquences fondamentales de barrages en enrochement sont comprises entre 1,7 et 5,0 hz (périodes de 0,2 à 0,6 secondes) (Oner, 1984).

La fréquence fondamentale d'un barrage peut être mesurée au moyen d'accéléromètres ou de sismomètres lors d'un séisme. Il est également possible d'induire une sollicitation dynamique, comme par exemple avec un générateur de vibration à double masse rotatives installé sur la crête du barrage. La période naturelle d'un barrage en enrochement peut être estimée par l'Équation 2-16 (Oner, 1984).

$$T_1 = \frac{0{,}0408 \cdot e^{-0{,}555 \cdot m} \cdot h^{0{,}75}}{\sqrt{1 + \frac{4}{(l/h)^2}}} \qquad 2\text{-}15$$

Où

T_1 : La période naturelle du barrage, corrigé pour l'effet 3D
h : la hauteur du barrage
l/h : un rapport de longueur sur hauteur déterminé par une méthode détaillée dans l'article
m : un index du type de barrage
- m = 0 pour un barrage terre homogène
- m = 1 pour un barrage en terre zoné
- m = 2 pour un barrage en encochement

2.4.2 Amplification des accélérations dans une digue

L'accélération mesurée sur la crête d'une digue est souvent amplifiée par la géométrie de la digue et l'interaction entre la période naturelle de la digue et les fréquences dominantes d'un séisme. Une amplification de 1,5 à 2,5 fois est généralement considérée pour une digue (Hynes Griffin et Franklin, 1984).

2.4.3 Évaluation du comportement

Les considérations de stabilité dynamique incluent la stabilité des pentes et les déformations de la digue. La liquéfaction des matériaux de la digue, de la fondation ou des résidus retenus ainsi que la charge dynamique exercée par les résidus influencent la stabilité en cours de séisme. La stabilité post-sismique peut être affectée par la perte de résistance pendant la sollicitation ainsi que la présence ou la dissipation des pressions interstitielles en excès dans la digue (CIGB, 2001; Ishihara, 1984).

Les méthodes d'analyse de stabilité sismique incluent (James, 2009; Jibson, 2011) :

1) Analyse pseudo-statique par la méthode d'équilibre limite,
2) Déplacements permanents par la méthode du bloc glissant, et
3) Analyse contrainte-déformation.

L'analyse de liquéfaction des résidus retenus est une étape préliminaire à la méthode pseudo-statique car la résistance du matériau liquéfié doit être prise en compte dans l'analyse d'équilibre limite. La méthode de déplacement permanent ne prend pas en compte le risque de liquéfaction des résidus. Les simulations numériques utilisant des modèles constitutifs avancés peuvent intégrer la liquéfaction dans l'analyse dynamique (Perlea & Beaty, 2010).

La modélisation numérique dynamique permet de simuler des déformations complexes en utilisant des méthodes calculs (éléments finis, différences finies) qui distribuent les contraintes et les déformations en suivant les plans de faiblesses « naturels » des systèmes structuraux. La section 2.5 présente avec plus de détail le processus de modélisation.

2.4.3.1 Méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique consiste à ajouter à l'analyse de stabilité une accélération horizontale constante représentant l'effet d'un séisme (Jibson, 2011). La méthode est conservatrice dans la plupart des cas car elle suppose une accélération horizontale constante dans une seule direction. En réalité, les sollicitations causées par un tremblement de terre causent des inversions constantes du sens de l'accélération horizontale. La méthode pseudo-statique peut cependant être non conservatrice, en particulier pour les sols susceptibles à la liquéfaction (H. B. Seed & Idriss, 1982).

En pratique, l'analyse pseudo-statique consiste à faire une analyse d'équilibre limite avec un coefficient pseudo-statique k_h qui applique une fraction de la gravité à tout le modèle dans la direction horizontale de rupture supposée. La valeur de ce coefficient ainsi que le facteur de sécurité recommandé varient selon les auteurs (Jibson, 2011).

Une méthode souvent utilisée est celle de Hynes-Griffin & Franklin (1984). La méthode utilise un coefficient pseudo-statique égale à 0,50×AMS/g et de réduire la résistance des matériaux de 20%, tel que recommandé par Makdisi et Seed (1977). Avec ces paramètres, un facteur de sécurité supérieur à 1,0 implique un déplacement de la crête inférieur à 1 m. Ces paramètres ont cependant été obtenus à partir d'études empiriques sur des barrages de rétention d'eau de la côte ouest des États-Unis et l'applicabilité à un parc à résidus situé sur la côte est n'a pas été démontrée (James, 2009). Les séismes de la côte est ont typiquement des fréquences plus élevée et les forces dynamiques exercées par les résidus sur la digue peuvent être significatives (Léveillé et James, 2018).

Bray et Travasarou (2009) ont proposé de déterminer d'abord le niveau de déplacement acceptable afin de déterminer le coefficient pseudo-statique approprié. La période naturelle de l'ouvrage et l'accélération spectrale du site sont également utilisées pour déterminée le coefficient pseudo-statique.

Andrianopoulos et al. (2014) ont comparé les résultats obtenus avec la méthode pseudo-statique et des analyses numériques non-linéaires réalisées avec FLAC et ils ont conclus qu'aucune des méthodologies pseudo-statiques actuelles n'était en mesure de prendre en compte tous les paramètres critiques pour la stabilité, comme la géométrie et les matériaux de la digue et de la fondation.

Ishihara et al. (2015) ont montré que l'accélération maximale au sol ne constituait pas un critère unique de mesure de l'effet d'un séisme, bien qu'il s'agisse de l'unique paramètre caractérisant le séisme dans la plupart des méthodologies pseudo-statiques.

2.4.3.2 Méthode des déplacements permanents

La méthode des déplacements permanents a été proposée par Newmark (1965) et consiste à cumuler les glissements d'un bloc rigide le long d'une pente causés par le dépassement d'une accélération critique (k_y) sur l'accélérogramme d'un séisme. Cette accélération critique est déterminée par équilibre limite et le déplacement causés par un séisme se calcule en intégrant les zones excédant cette accélération critique sur un accélérogramme.

À des fins de conception, Makdisi et Seed (1977) ont développé une méthode de prédiction des déplacements permanents utilisant des paramètres simplifiés pour représenter la sollicitation sismique et la réponse de la digue. Cette approche fut développée davantage par Bray et Travasarou (2007) à partir de régressions statistiques sur des bases de données sismiques récentes, appliquée à des digues de sites d'enfouissements en Californie. Leur méthode permet de calculer un intervalle de confiance sur les déplacements permanents calibré sur la magnitude du séisme (Mw), l'accélération critique (k_y), la période de vibration naturelle (Ts) et l'accélération spectrale à cette période (Sa(Ts)).

2.4.4 Cas de ruptures

2.4.4.1 Statistiques et causes des ruptures

Azam & Li (2010) ont répertorié 198 ruptures de parc à résidus à travers le monde au 20^{e} siècle et 20 ruptures entre 2000 et 2010. Les causes principales de rupture seraient dues à des pluies exceptionnelles et à une mauvaise gestion des ouvrages (Davies, 2002).

Rico et al. (2008) ont répertoriés 147 cas de ruptures de parc et ont classé la liquéfaction sismique comme la deuxième cause principale de rupture après les évènements de pluies exceptionnelles. Les ruptures concernent principalement les digues construites par méthode amont (2/3 des ruptures) et les parcs actifs (90% des cas). L'utilisation des résidus dans la construction de la digue, l'absence de régulation claire sur la conception, le manque de critère de suivis lors des

étapes de conception, de construction et d'opération ainsi que le coût élevé de maintenance après la fermeture ont été identifiés comme des facteurs importants augmentant les risques de rupture.

2.4.4.2 Exemples de ruptures causées par un séisme

2.4.4.2.1 Barahona, Chile, 1929

Un tremblement de terre de magnitude[1] 8,2 est survenu le 1er décembre 1928 à environ 180 km de la mine de Barahona au Chili. Les accélérations horizontales maximales ressenties par le site ont été estimées entre 0.12g et 0.19g et la durée des secousses appréciables était de 1 minute et 40 secondes. Le barrage construit par cyclonage avec des résidus et conçus par la méthode amont céda suite à la liquéfaction des résidus. La rupture d'une section de 65 mètres de haut engendra une coulée de 4 millions de tonnes de résidus qui causa la mort de 57 personnes et la destruction d'infrastructures sur une distance de 50 km en aval de la vallée Barahona.

2.4.4.2.2 El Cobre, Chili, 1965

Un séisme de magnitude 7,0 causa la rupture de plusieurs barrages dans la région minière de El Cobre au Chili. Le village d'El Cobre fut détruit et 200 personnes perdirent la vie dans une coulée de 2 millions de tonnes de résidus s'étendant sur 20 km. La rupture de plusieurs barrages dans la région est attribuable à la liquéfaction des résidus (Dobry & Alvarez, 1967).

2.4.4.2.3 Digues 1 et 2, mine Mochikoshi, Japon, 1978

Le 14 janvier 1978, le séisme de Izo-Ohshima-Kinkai de magnitude 7,0 a généré des accélérations horizontales maximales d'approximativement 0,25g sur le site de la mine Mochikoshi. La digue 1 construite par la méthode amont céda dans les 10 secondes suivant la secousse principale. La coulée de résidus atteignit la rivière Mochikoshi, et contamina la rivière Kano située en aval. Le jour suivant, la digue 2 céda 5,5 heures après les secousses secondaires de magnitude 5,8. La rupture de la digue 2 est attribuée à la remonté de la nappe phréatique en raison de la liquéfaction des résidus et des surpressions interstitielles générées par les secousses principales et secondaires. La rupture de la digue 2 causa une coulée de 3 000 m³ de résidus sur une distance de 240 m (Ishihara, 1984).

---

[1] Sauf lorsque spécifié, le terme magnitude fait référence à la magnitude de moment (Mw).

2.4.4.2.4 Mine Ohya, Japon, 2011

Un séisme de magnitude 9,0 en 2011 au Japon a engendré la rupture d'une digue de rétention de résidus miniers construits par la méthode amont en raison de la liquéfaction des résidus saturés (Ishihara et al., 2015). La rupture n'a causé aucune perte de vie lors de l'écoulement de 40 000 m³ de résidus sur 2 km dans une vallée étroite avant d'atteindre la rivière Obuki. L'étude ne conclut pas sur les raisons de la rupture de la digue Kayakari mais la digue Takasega-mori située en amont a résisté au séisme. Ces deux digues avaient également résisté à un séisme en 2003 malgré des accélérations au sol enregistrées de 0,81g dans la direction nord-sud et une durée de tremblement significatif de 20 secondes. Le tremblement de terre de 2011 ayant causé la rupture avait des accélérations maximales de 0,45g mais une durée de tremblement significatif de 2 minutes. Ces observations suggèrent que l'accélération horizontale maximale n'est pas un critère suffisant pour estimer la vulnérabilité d'une digue face à un tremblement de terre; le contenu en fréquence, la teneur en énergie, la durée et la vitesse maximale doivent également être pris en compte.

2.4.4.2.5 Digue Fundão (mine Samarco), Brésil, 2015

La rupture du barrage Fundão a causé une coulée de résidus le long de la rivière Doce sur 500 kilomètres et a entrainé la mort de 17 personnes de la ville de Bento-Rodriguez. Un évènement sismique précédant la rupture a été enregistré par quelques stations distantes de plus de 100 km et sa magnitude de moment maximale est estimée à 2,0. Un tremblement de terre de cette magnitude ne peut expliquer à lui seul la rupture de la digue, même en considérant une profondeur très faible de l'épicentre typique des séismes de cette région et une amplification des accélérations à travers la fondation et la digue par un facteur de trois (Agurto-Detzel et al., 2016). La déposition de boues très fines sous une plage de retrait de cette digue construite par rehaussement vers l'amont ainsi qu'un système de drainage inefficace augmentant le niveau de saturation dans le parc sont les facteurs susceptibles d'avoir mené à la rupture. La faible augmentation de contraintes causées par le séisme serait uniquement un déclencheur de liquéfaction des matériaux composant cette structure déjà dans un état précaire (N.R. Morgenstern, Vick, Cassio, & Watts, 2016).

2.4.5 Réglementation sismique applicable aux parcs à résidus

La réglementation des barrages et des parcs à résidus est établie par le gouvernement provincial du Québec. La directive 019 (MDDELCC, 2012) sur l'industrie minière du Ministère du développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques contient une section sur la stabilité des ouvrages de stockage des résidus et mentionne également l'assujettissement possible à la Loi sur la sécurité des barrages et au Règlement sur la sécurité des barrages. Le Centre d'Expertise Hydrique du Québec (CEHQ), une agence du MDDELCC en charge des grands barrages sur le territoire québécois, est responsable de l'application et de l'administration de cette Loi.

Le guide sur la sécurité des barrages publié en 2007 par l'Association Canadienne des Barrages ainsi que la note technique de 2013 publiée spécifiquement pour traiter des parcs à résidus miniers sont des références également très employées pour la conception des parcs à résidus (ACB, 2007; 2013) L'Association minière du Canada a également publié un guide sur la gestion des parcs à résidus en 1996, réédité en 2011 (AMC, 2011).

2.4.5.1 Directive 019

La section 2.9.2 de la Directive 019 sur l'industrie minière du MDDELCC spécifie que : « Toute digue ou tout ouvrage de rétention doit être conçu selon les règles de l'art. La conception de ces ouvrages doit être basée sur une durée de vie minimale de 100 ans. »

La directive mentionne également que la digue doit être conçue pour une pluie de récurrence de 1 : 2 000 ans pour des résidus acidogène. La période de récurrence pour le séisme de conception est de 1 : 2 475 ans.

Le critère de conception sismique pour les pentes amont et aval est d'atteindre un facteur de sécurité de 1,1 (valeur de 1,3 en post-sismique) pour « *une analyse pseudo-statique ou dynamique pour le cas de chargement séismique, avec bassin rempli et propriétés réduites si liquéfaction possible* ». Il n'est pas précisé ce qui constitue une analyse dynamique ni ce que représente un facteur de sécurité de 1,1 pour une analyse contrainte-déformation. Un facteur de sécurité de 1,3 est également requis vis-à-vis du glissement horizontal de la digue pour des pressions générées lors d'une liquéfaction (MDDELCC, 2012).

2.4.5.2 Loi sur la sécurité des barrages

La Loi sur la sécurité des barrages (Québec, 2017a) fait référence au Règlement sur la sécurité des barrages (Québec, 2017b). L'alinéa 29 du Règlement stipule que la période de récurrence du séisme de conception est de 1 : 2 500 ans et que les valeurs d'accélérations de pointe au rocher à utiliser sont données par l'une des deux sources suivantes :

i. La valeur correspondant à la zone de séismicité tel que fournie en annexe du règlement;

ii. La valeur pouvant être déterminée selon les données sismiques de la Commission géologique du Canada.

2.4.5.3 Guide 2007 de l'Association Canadienne des Barrages (ACB)

Le guide de l'ACB publié en 2007 (ACB, 2007) présente une méthode pour établir le séisme de conception basé sur une analyse du site et des données sismiques de la Commission géologique du Canada. Le guide, ainsi que le bulletin technique spéciales concernant les parcs à résidus (ACB, 2013) indique également que le facteur de sécurité associé à une analyse pseudo-statique doit être supérieur à 1,0 pour une section standard (valeur de 1,2 à 1,3 en post-sismique) et suggère qu'une analyse plus avancée tel qu'une modélisation numérique par éléments finis soit réalisée pour des sections de digues plus complexes.

2.5 Modélisation numérique dynamique avec FLAC

Plusieurs exemples de modélisation numérique en condition dynamique ont été réalisés sur les barrages et les parcs à résidus dans les dernières décennies, tel que le barrage de San Fernando aux États-Unis (Moriwaki, Tan, & Ji, 1998), le parc à résidus Mochikoshi au Japon (Seid-Karbasi & Byrne, 2004), le parc à résidus Aitik en Suède (Zardari et al., 2017) et le parc à résidus de la mine LaRonde (James, 2009; James, Aubertin, & Wilson, 2006)

Dans le cadre de cette recherche, la modélisation est réalisée avec le logiciel commercial FLAC v.8 (Itasca, 2016) qui utilise la méthode des différences finies. Un avantage des différences finies est la résolution explicite d'un grand nombre de pas de temps très courts : cela permet de suivre directement les règles non-linéaires de comportement des matériaux en cours de simulation (Itasca, 2016).

Pour simuler l'effet d'un séisme, un historique de contraintes ou d'accélérations d'un tremblement de terre est appliqué à la base du modèle. Les ondes de cisaillements sont propagées sans modification de l'algorithme de résolution des systèmes d'équations car ceux-ci sont essentiellement dynamiques même lors de simulation statique. Ces systèmes d'équations sont basés sur les lois de conservation du mouvement et de conservation de l'énergie. L'utilisation des équations de mouvement prend en compte la conversation de l'énergie potentielle en énergie cinétique lorsque la structure de sol devient instable et permet ainsi de maintenir la stabilité numérique malgré l'instabilité physique du système. Le schéma de résolution explicite utilisé dans FLAC est représenté à la Figure 2-15.

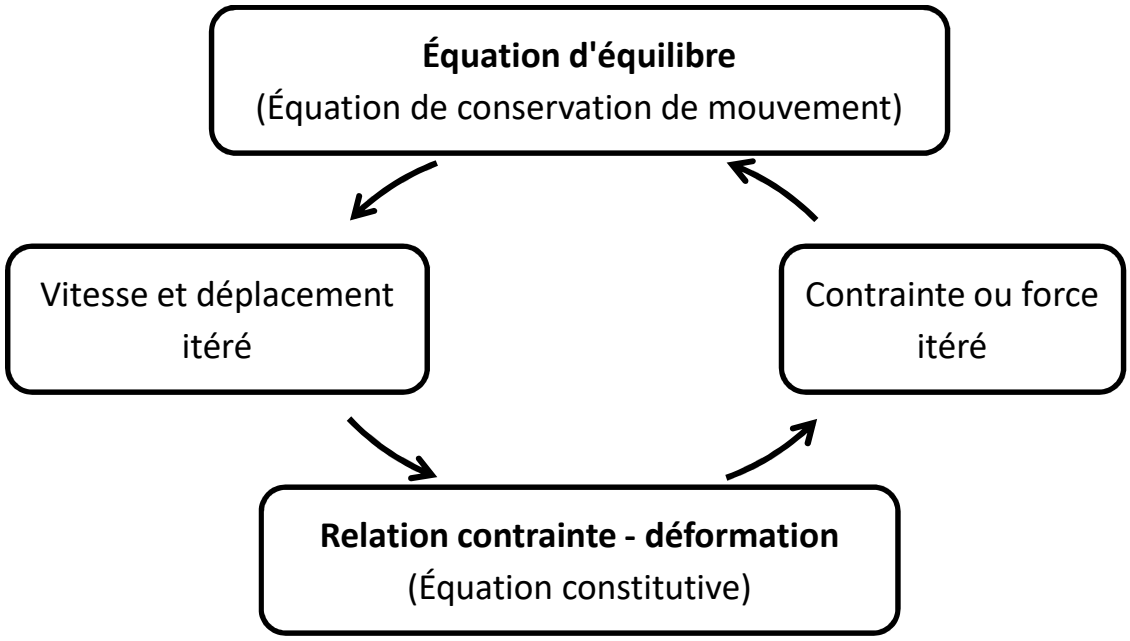


Figure 2-15: Cycle de calcul explicite

2.5.1.1 Modèles de comportement appliqués

Les modèles de comportement sont des systèmes équations mathématiques qui décrivent la résistance et les relations contraintes-déformations en cisaillement et volumique d'un matériau. Il en existe une grande variété applicable à différents matériaux et demandant différents paramètres d'entrée pour fonctionner, tel que la densité, la porosité, la conductivité hydraulique, les

paramètres de résistance en cisaillement et les modules de déformations en cisaillement et volumique.

Le modèle le plus simple est celui d'un matériau linéaire élastique qui ne contient pas de critère de rupture. Les paramètres d'entrée se limitent aux modules de déformations en cisaillement (G) et volumique (K), à la porosité et à la masse volumique. Alternativement, un module de Young (E) et un coefficient de Poisson peuvent être utilisés en vertu de la théorie des matériaux linéaires élastiques.

Un modèle plus réaliste pour les sols typiquement utilisé est celui de Mohr-Coulomb. Ce modèle est bien connu dans la géotechnique classique et permet de représenter le comportement élasto-plastique d'un sol atteignant la rupture. Ce modèle requière les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb, la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ'), en plus des intrants cités ci-haut pour le modèle linéaire-élastique.

Certains modèles permettent également de modéliser la liquéfaction en cours d'analyse dynamique. C'est le cas du modèle *UBCSand* (Beaty & Byrne, 2011) qui sera utilisé dans le cadre de cette recherche comme modèle constitutif pour les résidus miniers. Ce modèle a été utilisé dans plusieurs recherches et a montré une représentation adéquate de la liquéfaction des matériaux (Ferdosi, James, & Aubertin, 2015; James, 2009; Seid-Karbasi & Byrne, 2004; Zardari et al., 2017). C'est par ailleurs le modèle utilisé par le *US Army Corps of Engineers* pour des analyses numériques avancées de sols potentiellement liquéfiables (Perlea & Beaty, 2010). Cela dit, le modèle est calibré sur la courbe de résistance cyclique (CRR) d'un sable qui diffère légèrement de celle d'un résidu minier et cela introduit une source d'erreur dans les résultats lorsqu'utilisé pour modéliser des résidus (James & Aubertin, 2016). Le comportement post-sismique est également problématique en raison de la formulation du critère de rupture qui sous-estimerait les déformations post-sismique (Ferdosi et al., 2015). Ce modèle requière l'angle de frottement interne à volume constant (ψ'_{cv}), l'indice de pénétration corrigé pour le contenu en particule fine ($(N_1)_{60\text{-}cs}$), la masse volumique, la porosité ainsi qu'une pression atmosphérique de référence. L'angle de frottement interne à volume constant est calculé à partir de l'Équation 2-16.

$$\psi'_{cv} = \phi' - \frac{(N_1)_{60-cs}}{10} \qquad 2\text{-}16$$

Où

ψ'_{cv} : Angle de friction à volume constant

ϕ' : Angle de friction interne effectif

$(N_1)_{60\text{-}cs}$: Indice de pénétration SPT normalisé

2.5.1.2 Propagation des ondes de cisaillement dans le modèle

Une simulation sismique s'effectue en appliquant un histogramme d'accélération ou de contrainte de cisaillement à la base du modèle. Ce signal peut être filtré et factorisé de manière à obtenir un tremblement de terre représentatif des critères de conception sismique. Le signal appliqué est usuellement dans la direction horizontale tandis que les ondes verticales sont négligées comme étant non-significatives par rapport à l'effet de la gravité. Cela dit, cette simplification n'est pas toujours valable, particulièrement à proximité de l'épicentre du séisme (James, 2009).

La hauteur des éléments maximale des éléments à respecter dans un modèle par éléments finis afin de propager adéquatement des ondes de cisaillement a été étudiée par Kuhlemeyer et Lysmer (1973) à partir du modèle d'une colonne élastique. La hauteur des éléments doit être au maximum un dixième de la longueur d'ondes la plus courte du modèle (Équation 2-17). La longueur d'ondes se calcule en divisant la vitesse d'ondes de cisaillement par la fréquence. Ce critère est recommandé par Itasca pour la modélisation dynamique dans FLAC.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \qquad 2\text{-}17$$

Où

Δl : Hauteur maximale des éléments de maillage

λ : Longueur d'ondes de cisaillement

$$\lambda = \frac{Vs}{f} \qquad 2\text{-}18$$

Où

f : Fréquence du signal

2.5.1.3 Amortissement hystérétique

L'amortissement hystérétique dans FLAC peut s'implémenter à travers trois équations de courbes normalisées (cubique, SIG3, SIG4) ou avec l'équation de Hardin & Drnevich (Itasca, 2016). Le manuel du logiciel fournit les paramètres pour obtenir les relations de Sun et al. (1988) et Seed &

Idriss (1970) pour chacune des courbes. Ces relations sont illustrées à la Figure 2-16 au côté de courbes obtenues directement de Rollins et al. (1988) pour un gravier et de Darendeli (2001) pour un sable et une argile (OCR=4, IP=60) à une pression atmosphérique de 1 atm.

Les différentes courbes pour le sable sont pratiquement équivalentes à la courbe de gravier de l'article de Rollins et la courbe produite avec la formule de Hardin & Drnevich pour l'argile est similaire à celle de Darendeli (2001).

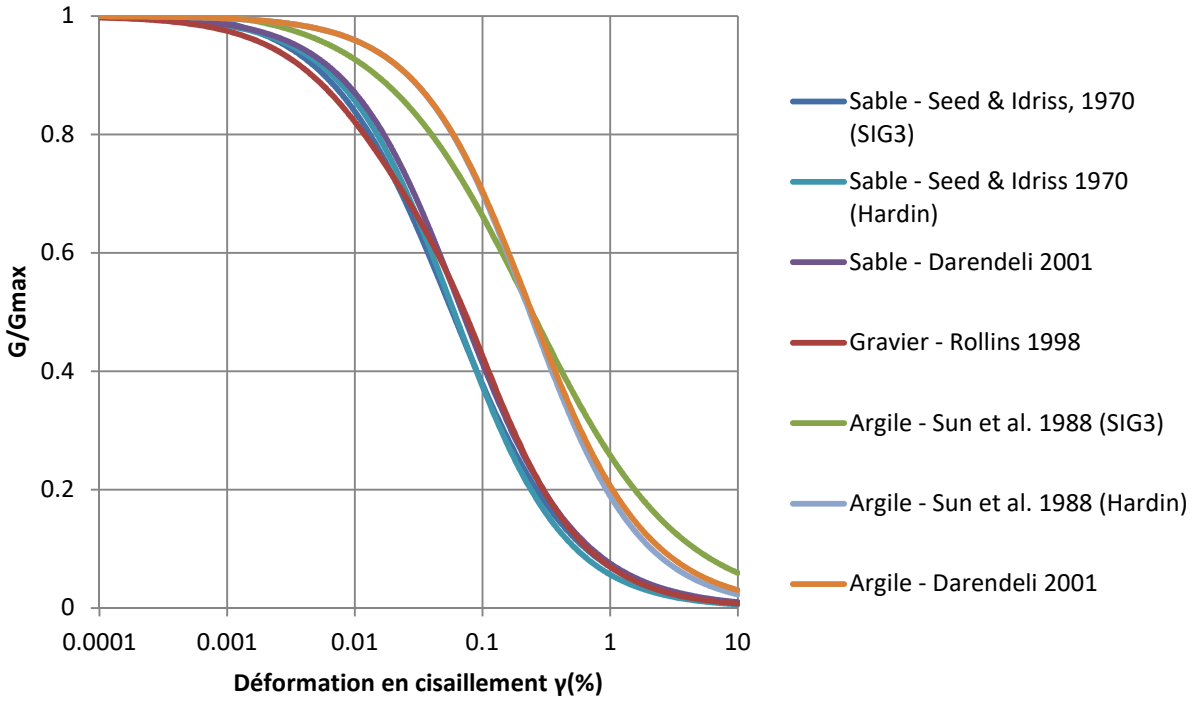


Figure 2-16: Synthèse des courbes de dégradation du module de cisaillement

2.5.1.4 Amortissement de Rayleigh

L'amortissement hystérétique représente adéquatement le comportement non-linéaire des matériaux dans FLAC à partir d'une certaine déformation, mais l'absence de dissipation d'énergie à des niveaux de déformations très faibles requiert l'utilisation d'une forme additionnelle d'amortissement pour empêcher des amplifications excessives des accélérations, particulièrement pour des vibrations de hautes fréquences. L'amortissement de Rayleigh est donc utilisé pour amortir les vibrations de faibles amplitudes. Ce type d'amortissement utilise une combinaison d'amortissements de masse et de rigidité qui, sur une certaine gamme de fréquence,

sont indépendants de la fréquence de vibration et des déformations. La Figure 2-17 illustre la contribution de chacun des modes à l'amortissement total. La fréquence d'amortissement centrale doit être ajustée pour chaque signal d'entrée afin d'amortir les fréquences prédominantes du signal (Figure 2-18). Il est possible de sélectionner un seul des deux modes d'amortissement (masse ou rigidité) et, dans tous les cas, l'amplitude de l'amortissement doit être sélectionnée en fonction du matériau.

En complément à l'amortissement hystérétique, Itasca (2016) recommande d'utiliser 0,2% d'amortissement de Rayleigh proportionnel à la rigidité dans tout le modèle afin de prévenir les amplifications artificielles. Les matériaux géologiques tels que le roc de fondation utilisent typiquement un amortissement variant de 2% à 5%. Cet amortissement supplémentaire dans le roc est particulièrement important pour contrôler les amplifications du signal sismique d'entrer appliqué à la base le modèle. Une conséquence de l'utilisation de l'amortissement de Rayleigh et d'affecter négativement le pas de temps en mode dynamique et donc d'augmenter le temps de calcul.

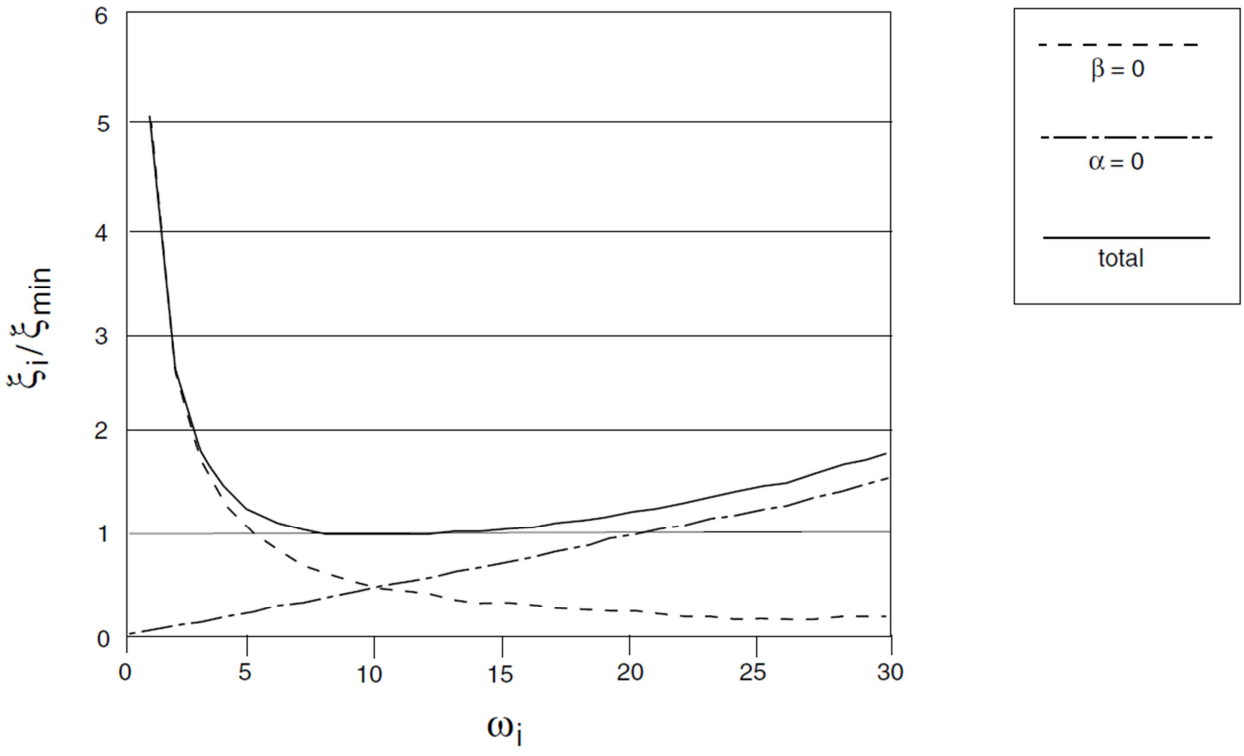


Figure 2-17: Amortissement de Rayleigh (tiré de Itasca, 2016)

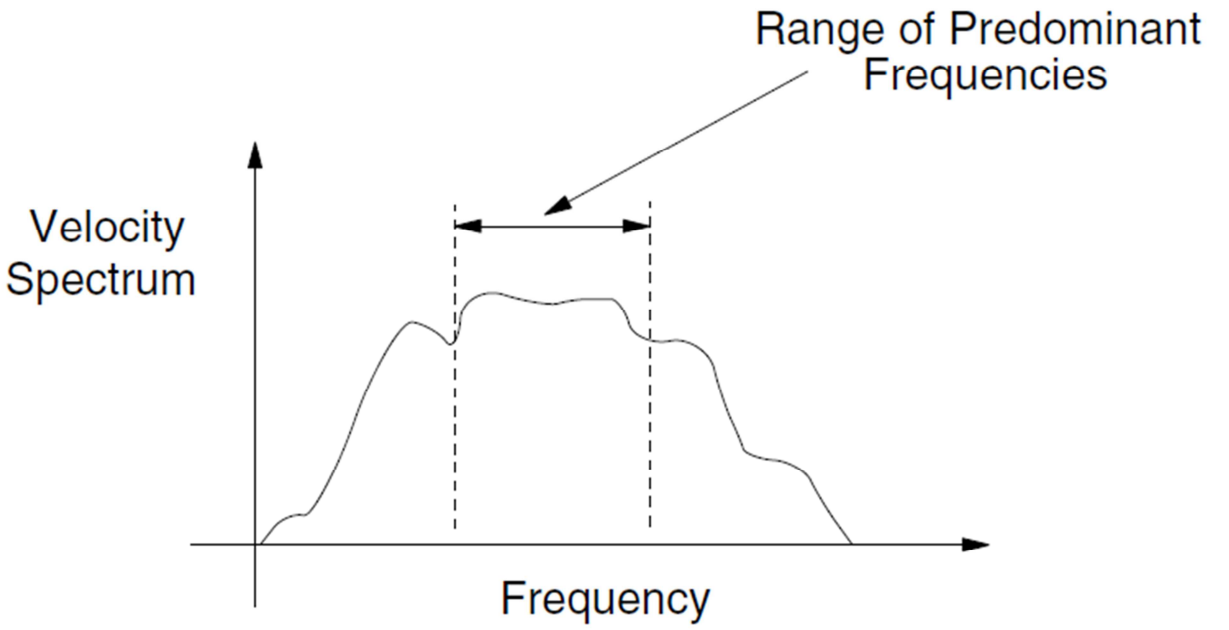


Figure 2-18: Amortissement de Rayleigh indépendant sur une gamme de fréquence (tiré de Itasca, 2016)

2.6 Parc à résidus de la mine LaRonde

Le parc à résidus LaRonde est situé dans la région minière de l'Abitibi. Le parc est ceinturé par une digue en stérile et couvre une surface d'approximativement 3 km² (Figure 2-19). Les résidus entreposés proviennent des mines souterraines LaRonde et Lapa.

La digue principale cernant la partie ouest du parc est constituée d'une digue de départ construite en trois étapes par la méthode de l'axe central et de bermes de rehaussements vers l'amont. La digue de départ de forme trapézoïdale est construite en enrochement zoné avec un noyau en argile compacté relativement mince sur sa face amont et au centre des deux rehaussements. Un filtre en sable se situe en aval du noyau. La hauteur totale de la digue de départ est de 24 m et les pentes amont et aval sont respectivement de 2:1 (H:V) et 2.5:1. Des résidus (sable silteux, section 3.1.3.3) sont déposés hydrauliquement à partir de la crête de la digue, ce qui crée une plage d'approximativement 100 m entre la digue et le bassin d'eau surnageant au centre du parc.

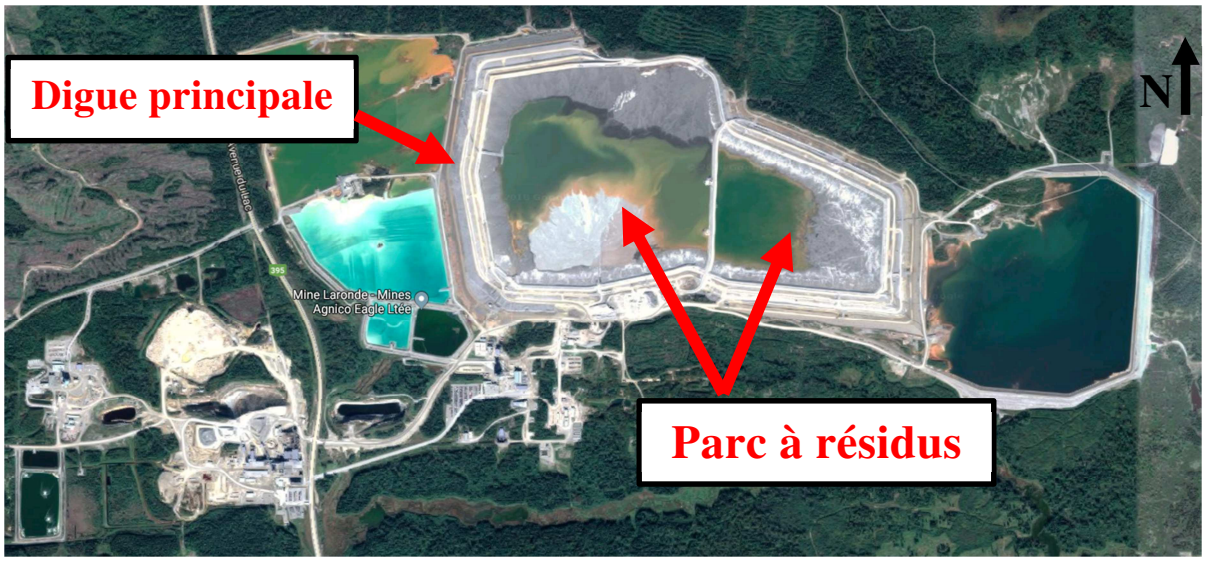


Figure 2-19: Vue satellite de la mine LaRonde

Des forages réalisés sur le site indiquent que des sections du parc sont construites directement sur le roc alors que d'autres sections sont construites sur le sol naturel. Les zones critiques détectés sont constituées d'argile silteuse allant jusqu'à 5 m d'épaisseur avec 2m de moraine sableuse entre l'argile et le roc. Une mince couche (<1 m) de tourbe a été observée à certains endroits. L'argile silteuse est de plasticité moyenne (Golder, 2002) et est assumée normalement consolidée sous le poids du parc à résidus. Le roc est de l'andésite légèrement fracturé de qualité moyenne (RQD moyen de 70) dans les 3 premiers mètres (Golder, 2002).

La séismicité de l'Abitibi est relativement faible et les tremblements de terres sont générés par les mouvements de blocs ou de failles indépendantes du mouvement des plaques tectoniques. La magnitude de moment (Mw) maximale de la région est comprise entre 7,0 et 7,5 (S. Halchuk et al., 2014). Le site est situé à approximativement 22 km de la faille la plus proche (faille Cadillac-Larder).

Le dernier tremblement de terre significatif dans la région est celui du Témiscamingue de 1935 qui avait une magnitude de 6.1 et dont l'épicentre était situé à approximativement 150 km de la mine LaRonde (Cassidy, Rogers, Lamontagne, Halchuk, & Adams, 2010).

CHAPITRE 3 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DYNAMIQUES D'UNE DIGUE HYBRIDE

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer le comportement d'un parc à résidus miniers lors d'un tremblement de terre de magnitude importante (M_w de 6 à 7,5) à l'aide des simulations numériques contrainte-déformation dynamique en 2D réalisés avec FLAC.

Plusieurs scénarios varient les matériaux de fondation, le contenu du bassin (résidus et eau) et le signal sismique (intensité et contenu en fréquence) afin de déterminer leur influence sur le comportement du parc ont été réalisés.

Le comportement des résidus est évalué au moyen des accélérations horizontales, des rapports de contraintes cycliques (CRR) et des rapports de pressions interstitielles en excès (r_u). Les comportements de la digue et de la fondation sont évalués au moyen des déplacements, des déformations en cisaillement, des vitesses et des accélérations. La force de cisaillement à la base de la digue, décrite en détail à la section 3.5.1.4, permet d'évaluer l'interaction entre la digue et les résidus.

3.1 Modélisation d'un parc à résidus

3.1.1 Digue hybride

Le modèle numérique est basé en partie sur le parc à résidus de la mine LaRonde (section 2.6). La géométrie de la digue simulée, qualifiée **d'hybride**, est un compromis entre la géométrie complexe de l'ouvrage existant et celle d'une digue conventionnelle de rétention d'eau.

La digue hybride a une hauteur de 24m et des pentes amont et aval de 2H:1V et de 2.5H:1V (comme l'ouvrage existant; Figure 3-1). Le noyau sur la face amont est remplacé par un noyau central et les rehaussements ne sont pas modélisés. La revanche par rapport au niveau des résidus est fixée à 2m.

Le modèle est généré à l'aide d'un maillage de 530 par 40 éléments (Figure 3-2). La hauteur maximale de chaque élément est de 1 m afin de respecter le critère de propagation d'ondes de cisaillement (section 2.5.1.2) pour une vitesse d'ondes de cisaillement de 200 m/s et une fréquence de séisme de 20 Hz. Deux digues identiques ont été modélisées à chaque extrémité du

modèle (Figure 3-3). La largeur totale du modèle est de 538 m et permet de limiter les interactions dynamiques entre les deux digues.

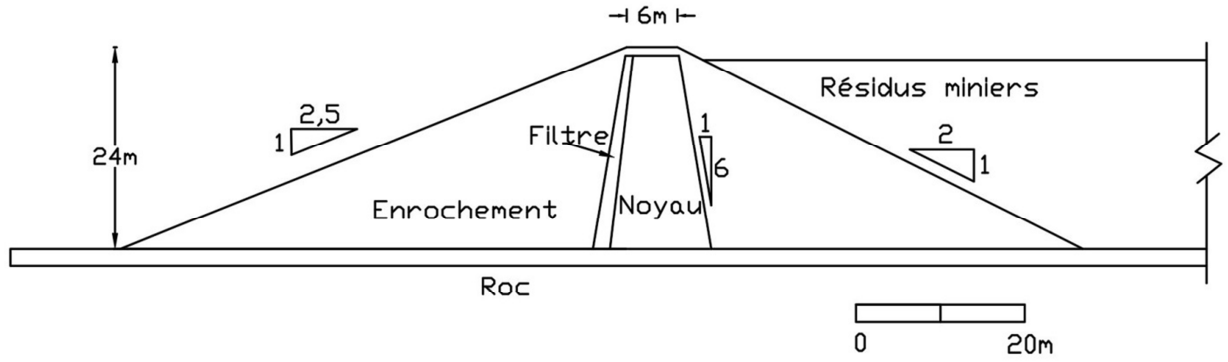


Figure 3-1: Géométrie détaillée de la digue hybride

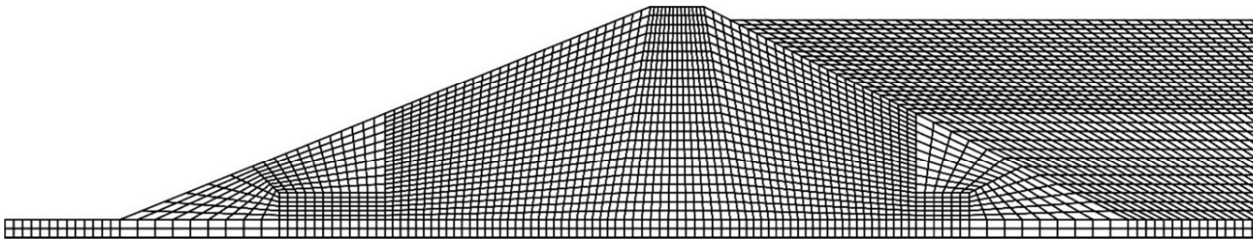


Figure 3-2: Maillage de la digue hybride dans FLAC



Figure 3-3: Vue d'ensemble du parc et des digues hybrides simulés avec FLAC

3.1.2 Modèles de comportement

Le comportement du roc de la fondation est représenté par le modèle élastique linéaire. Ce modèle est valide car le roc est fort et rigide par rapport aux sols de la fondation et les déformations dans le roc sont négligeables. Aucune possibilité de rupture dans le roc n'est considérée avec ce modèle.

Les résidus sont représentés par le modèle UBCSAND (Beaty & Byrne, 2011) qui permet de simuler de manière réaliste le comportement dynamique des résidus, incluant la génération de pressions interstitielles en excès et la liquéfaction (James, 2009; 2016).

Le comportement des matériaux de la digue (enrochement, noyau d'argile et filtre) ainsi que les sols naturels de la fondation (moraine et argile silteuse) est décrit par le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb. La liquéfaction n'est pas considérée dans ces matériaux en raison de leur densité relative élevée et de leur plasticité.

Les éléments employés pour simuler l'eau dans certains scénarios sont représentés par le modèle élastique linéaire avec un très faible module de cisaillement et un module de compression équivalent à celui de l'eau (Pelecanos, Kontoe, & Zdravković, 2013).

3.1.3 Propriétés des matériaux

Les propriétés géotechniques des matériaux ont été déterminés à partir d'études antérieures réalisées sur le parc LaRonde (James, 2009), de rapports d'essais in-situ (Golder, 2002) et d'autres résultats publiés dans la littérature (Holtz & Kovacs, 1981; Bowles, 1996; Wair et al., 2012). Les propriétés mécaniques ont été ajustés en fonction de la contrainte verticales de manière itératives dans les simulations à l'équilibre statique.

Les résidus ont été supposés homogènes, isotropes et normalement consolidés dans le cadre de cette étude. Les conductivités hydrauliques de l'ensemble des matériaux ont été estimées à partir de Freeze & Cherry (1979), à l'exception des résidus pour lesquels la conductivité hydraulique saturée a été mesurée au laboratoire (James, 2009)

3.1.3.1 Matériaux de la fondation

Les propriétés du roc ont été estimées à partir de valeurs typiques rapportées par Goodman (1989) pour un schiste fracturé de qualité moyenne (RQD = 70). La vitesse d'ondes de cisaillement a été fixée à 1500 m/s afin de représenter un roc relativement rigide.

La moraine glacière de la fondation est un silt sableux dense avec un peu de gravier et des blocs (Golder, 2002). Ses propriétés ont été estimées à partir de Milligan (1976), Bowles (1996) et Wair et al. (2012).

Les propriétés de l'argile silteuse de la fondation sont basées principalement sur un rapport de forages réalisés à travers le parc LaRonde (Annexe F) indiquant les valeurs suivantes :

- La teneur en eau naturelle varie de 10% à 25%;

- La résistance en cisaillement non-drainé varie de 30 kPa à 90 kPa, sans tendance particulière.

Ces valeurs ont été comparées à celles de Bowles (1996) et Holtz & Kovac (1981). La valeur initiale de la résistance en cisaillement non drainé (Su) sélectionnée pour l'argile du modèle était de 60 kPa avec une porosité de 0,3. La fondation sous le parc a été considérée normalement consolidée sous le poids des résidus, de sorte que les contraintes verticales effectives obtenues par équilibre statique ont été utilisées comme contraintes de préconsolidation. La résistance en cisaillement a été ajustée en fonction de la contrainte verticale effective selon la relation présentée à l'Équation 3-1 (Mesri, 1989). La résistance en cisaillement ainsi obtenue pour la fondation sous le parc à résidus atteignait 90 kPa.

$$S_u(kPa) = 0{,}22 \cdot \sigma'_p \tag{3-1}$$

Où
S_u : Résistance en cisaillement non drainé (kPa)
σ'_p : Contrainte de préconsolidation (kPa)

Le module de Young de l'argile de fondation a été déterminé au moyen de la relation de Casey et al. (2016; Équation 3-2). Le module de rigidité a ensuite été calculé à partir du module de Young selon la relation de la théorie élastique en supposant un coefficient de poisson de 0,40 (Équation 3-3).

$$E(kPa) = P_a \cdot 388 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vc}}{P_a}\right)^{0.82} \tag{3-2}$$

Où
E : Module de Young (kPa)
σ'_{vc} : Contrainte verticale effective (kPa)
P_a : Pression atmosphérique (101,3 kPa)

$$G(kPa) = \frac{E}{2*(1+v)} \tag{3-3}$$

Où
G : Module de cisaillement (kPa)
v : Coefficient de Poisson

Les propriétés des matériaux de la fondation sont présentées au Tableau 3-1.

Tableau 3-1: Propriétés des matériaux de la fondation utilisées dans les simulations numériques du parc à résidus avec digue hybride

Matériaux	Argile silteuse	Moraine	Roc
Modèle de comportement	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Linéaire élastique
Densité sèche, ρ_{sec} (t/m³)	1,80	2,00	2,40
Vitesse d'ondes de cisaillement, V_s (m/s)	200	250	1500
Module de cisaillement initial, G_0 (kPa)	$7{,}20 \cdot 10^4$	$1{,}25 \cdot 10^5$	$5{,}40 \cdot 10^6$
Module de compression volumique, K_b (kPa)	$1{,}56 \cdot 10^5$	$2{,}71 \cdot 10^5$	$1{,}17 \cdot 10^7$
Coefficient de Poisson, ν	0,30	0,30	0,30
Porosité, n	0,25	0,15	0,05
Angle de friction interne, φ	0	35	-
Résistance au cisaillement non drainé (kPa), S_u	60	25	-
Conductivité hydraulique saturée (m/s), k_{sat}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-8}

3.1.3.2 Matériaux de la digue

Les paramètres de résistance en cisaillement de l'enrochement ont été déterminés au moyen de la relation de Leps (1970; Équation 3-4) en supposant une contrainte verticale effective moyenne de 100 kPa. La limite inférieure de l'équation a été utilisée (-5°) et une réduction de 2° pour l'enrochement saturé a été appliquée (Nobari & Duncan, 1972). Une cohésion de 5 kPa a été appliquée aux éléments d'enrochement du modèle pour prendre en compte l'imbrication des granulats et limiter les glissements superficiels lors de la simulation dynamique.

$$\varphi' = 48° - 7° \cdot \log\left(\frac{\sigma'_v}{100\ kPa}\right) \pm 5° \qquad (3\text{-}4)$$

Où

φ' : Angle de frottement interne effectif (°)

Les modules de cisaillement et de compression volumique de l'enrochement ont été ajustés en fonction de la contrainte verticale effective et en supposant une vitesse d'ondes de cisaillement Vs_1 de 330 m/s (Verret et al., 2013). Une limite inférieure de 50 kPa a été utilisée pour la contrainte verticale effective dans la relation entre V_s et G_0 (section 2.3.3.2).

Les propriétés du noyau d'argile silteuse et du filtre (sable) ont été estimées à partir des résultats rapportés par Bowles (1996), Holtz & Kovacs (1981) et Wair et al. (2012) pour de l'argile silteuse bien compactée et du sable fin dense, respectivement.

Les propriétés des matériaux de la digue sont présentées dans le Tableau 3-2.

Tableau 3-2: Propriétés des matériaux de la digue utilisées dans les simulations numériques du parc à résidus avec digue hybride

Matériaux	Noyau	Filtre	Enrochement
Modèle de comportement	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Densité sèche, ρ_{sec} (Mg/m³)	2,00	1,85	2,00
Vitesse d'ondes de cisaillement, V_s (m/s)	250	225	300
Module de cisaillement initial, G_0 (kPa)	$1{,}25 \cdot 10^5$	$9{,}37 \cdot 10^4$	$2{,}18 \cdot 10^5$
Module de compression volumique, K_b (kPa)	$2{,}71 \cdot 10^5$	$2{,}03 \cdot 10^5$	$4{,}72 \cdot 10^5$
Coefficient de Poisson, ν	0,30	0,30	0,30
Porosité, n	0,25	0,30	0,25
Angle de friction, φ	35	37	46
Résistance au cisaillement non drainé (kPa), S_u	25	0	5
Conductivité hydraulique (m/s), k	10^{-8}	10^{-2}	10^{-1}

3.1.3.3 Résidus miniers

Les propriétés des résidus ont été déterminées au moyen d'essais de laboratoire réalisés sur les résidus de la mine LaRonde, incluant des essais en cisaillement direct cyclique utilisés pour calibrer le modèle UBCSAND pour la modélisation numérique (James, 2009; Tableau 3-3).

Tableau 3-3: Propriétés des résidus miniers utilisées dans les simulations numériques du parc à résidus avec digue hybride

Densité sèche, ρ_{sec} (Mg/m³)	Porosité, n	$(N_1)_{60\text{-}cs}$ (coups/30cm)	Angle de frottement à volume constant ψ'_{vc}	Conductivité hydraulique (m/s), k
2,37	0,39[1]	10	35,6	$1 \cdot 10^{-7}$

1. Sous une contrainte verticale effective de 100 kPa.

3.1.3.4 Éléments d'eau

Les éléments d'eau ont un poids volumique saturé de 9,81 kN/m³ et un module de cisaillement très faible basé sur une vitesse d'ondes de cisaillement normalisé V_{s1} de 50 m/s. Cette valeur permet de simuler un matériau suffisamment rigide pour empêcher une déformation excessive du maillage tout en limitant la transmission des ondes de cisaillement (Pelecanos et al., 2013). Le coefficient de Poisson a été fixé à 0,499 de manière à obtenir un module de compression volumique similaire à celui de l'eau, soit $8{,}74 \cdot 10^8$ Pa. Les propriétés des éléments d'eau sont présentées dans le Tableau 3-4.

Tableau 3-4: Propriétés des éléments d'eau utilisées dans les simulations numériques du parc à résidus avec digue hybride

Matériaux	Éléments d'eau
Modèle de comportement	Élastique linéaire
Densité sèche, ρ_{sec} (Mg/m³)	0,7
Vitesse d'ondes de cisaillement, v_s (m/s)	-
Module de cisaillement initiale, G_0 (kPa)	$1{,}75 \cdot 10^3$
Module de compression volumique, K_b (kPa)	$8{,}74 \cdot 10^5$
Coefficient de Poisson, ν	0,499
Porosité, n	0,3
Angle de frottement, φ	-
Résistance au cisaillement non drainé (kPa), S_u	-
Conductivité hydraulique (m/s), k	1

3.1.3.5 Propriétés hydrauliques et simulation des écoulements

Le module de compression volumique de l'eau utilisé pour les calculs d'écoulement est de $2{,}2 \cdot 10^8$ Pa. Il a été réduit d'un ordre de grandeur par rapport à sa valeur réelle ($2{,}2 \cdot 10^9$ Pa) afin d'accélérer les calculs hydrauliques et de représentation la saturation imparfaite des matériaux (Itasca, 2016).

Les conductivités hydrauliques présentées dans ce chapitre ont été calculées au moyen de l'Équation 3-5. Les calculs hydrauliques dans FLAC sont réalisés avec le coefficient de mobilité qui se calcule en divisant la conductivité hydraulique par le poids volumique de l'eau (équation 3-6). Le coefficient de mobilité est équivalent au coefficient de pression interstitielle dans la loi de Darcy (Itasca, 2016).

$$k\ (m/s) = \frac{K \cdot \rho \cdot g}{\mu} \tag{3-5}$$

Où
k : Conductivité hydraulique (m/s)
K : Perméabilité intrinsèque du milieu (m²)
ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m³)
g : Constante gravitationnelle (m/s²)
μ : Viscosité dynamique de l'eau (Pa·s)

$$k_m\left(\frac{m^3 \cdot s}{kg}\right) = \frac{k\ (m/s)}{g} \tag{3-6}$$

Où
k_m = Coefficient de mobilité (m³·s/kg)

3.1.3.6 Propriétés dynamiques

Les matériaux représentés par le modèle de comportement de Mohr-Coulomb suivent les courbes d'amortissement et de modulation de la rigidité de Hardin et Drnevich (1972b) tel qu'implémentées dans FLAC. Les courbes d'amortissement et de modulation de la rigidité des matériaux granulaires (enrochement et filtre) sont calibrées sur les résultats de Seed et Idriss (1970) et celles des matériaux cohérents (noyaux de la digue, moraine et argile silteuse de fondation) sur les résultats de Sun et al. (1988).

Un amortissement de Rayleigh de 0,02% est appliqué à l'ensemble du modèle afin d'amortir les accélérations de faibles amplitudes. Un amortissement de Rayleigh de 5% est appliqué au roc afin de maintenir une accélération uniforme entre la base et le sommet du roc. Cet valeur fut déterminée par essais et erreurs.

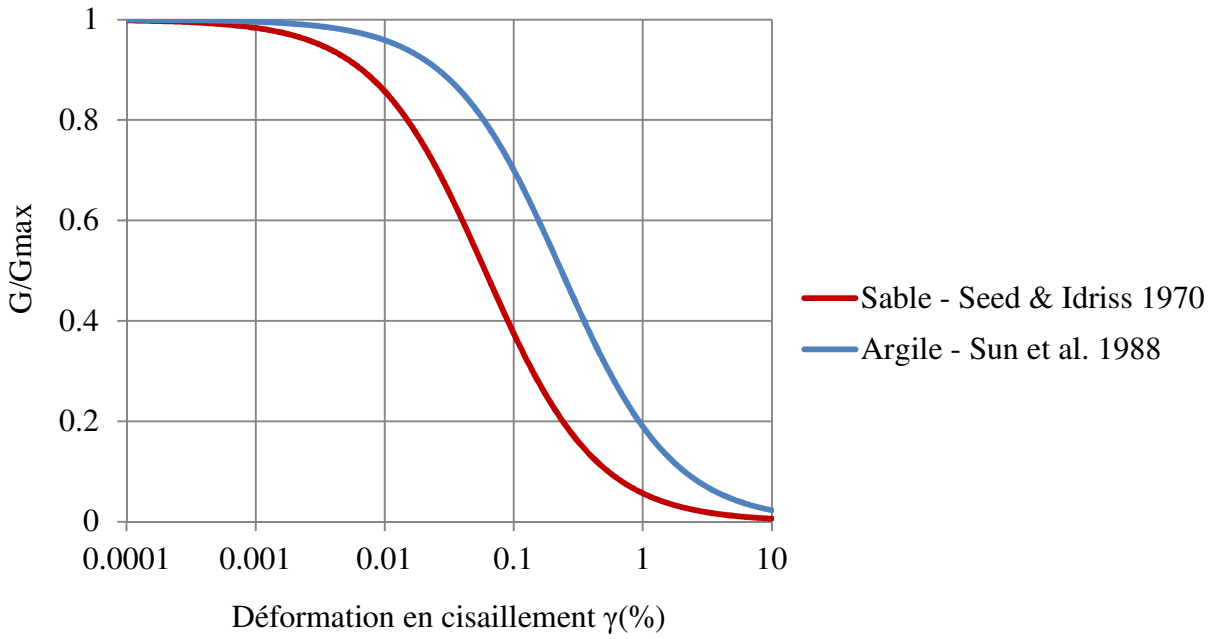


Figure 3-4: Courbes de dégradation du module de cisaillement utilisées dans FLAC (selon la forme normalisée de Hardin & Drnevich, 1972b)

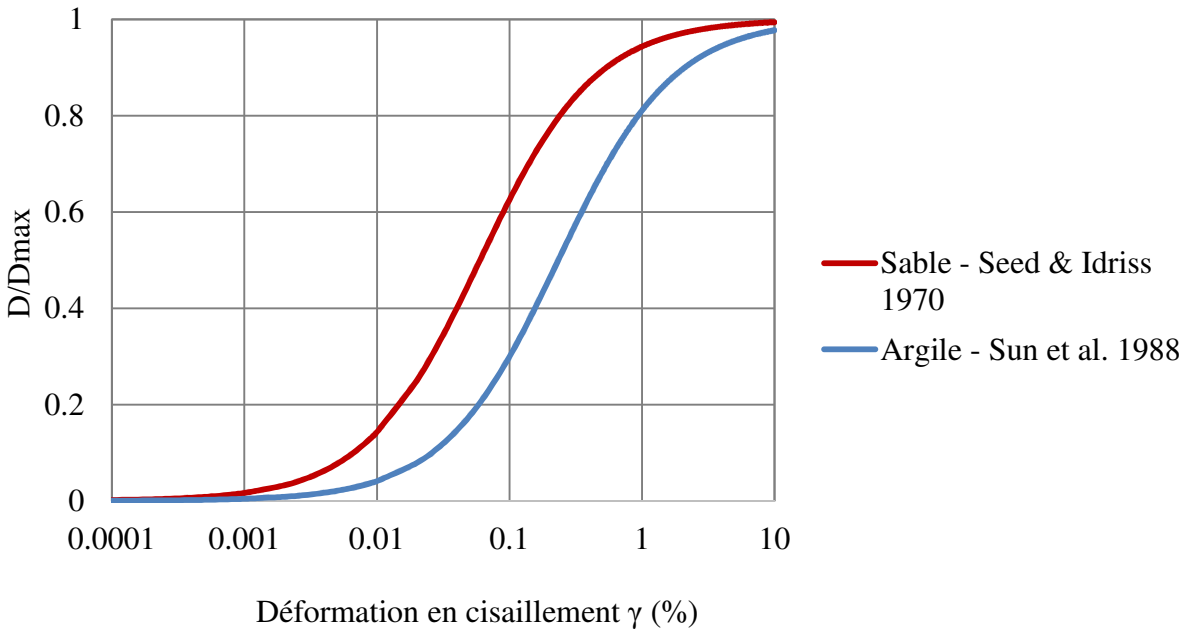


Figure 3-5: Courbes de rapport d'amortissement utilisées dans FLAC (selon la forme normalisée de Hardin & Drnevich, 1972b)

3.2 Charges sismiques pour les simulations

Typiquement, les séismes de la côte ouest de l'Amérique du Nord sont plus fréquents, libèrent davantage d'énergie et sont de plus basses fréquences que ceux de la côte est. Deux accélérogrammes avec des intensités Arias (Birch et al.) et des AMS similaires mais avec des contenus en fréquence significativement différents ont été sélectionnés afin d'évaluer l'impact de ce paramètre sur la réponse sismique du parc (Figure 3-6).

Le premier accélérogramme est le signal S16T provenant du séisme du Saguenay de 1988 (M_w de 5,9) avec une accélération horizontale maximale de 0,13g, une intensité Arias, I_h, de 0,17 m/s, une durée de 25 secondes et une fréquence prédominante de 20 Hz. Ce séisme est représensatif des séismes de haute fréquence de la côte est.

Le deuxième accélérogramme est le signal 0923R provenant du séisme de Northridge de 1994 (Mw de 6,7) avec une accélération horizontale maximale de 0,13g, une intensité Arias de 0,22 m/s, une durée de 20 secondes et une fréquence prédominante de 3,85 Hz. Ce séisme est représentatif des séismes de basse fréquence de la côte ouest.

Ces deux accélérogrammes ont été factorisés en amplitude et en durée pour obtenir des séismes d'intensités équivalentes à des magnitudes de moment (M_w) de 7 et 7,5. Les signaux résultants possèdent des I_x supérieurs aux signaux originaux par des facteurs de 4 et de 16 respectivement. Les proportions entre l'amplitude et la durée des signaux originaux ont été conservées dans les signaux factorisés. Les détails de la factorisation sont présentés à l'Annexe 2.

Les caractéristiques des six accélérogrammes utilisés dans les simulations sont résumées dans le Tableau 3-5. Le nombre entre parenthèse dans la désignation du signal représente la factorisation de l'intensité Arias.

Tableau 3-5: Caractéristiques des séismes de conception.

Désignation	Magnitude (M_w)	Distance (km)	AMS (g)	Intensité Arias (m/s)	Durée (s)	f_p	Facteur de temps	Facteur d'amplitude
S(1)	6	30	0,13	0,17	25	25	1,0	1,00
S(4)	7	20	0,22	0,68	35	25	1,4	1,66
S(16)	7,5	10	0,38	2,68	45	10	1,8	2,90
N(1)	6	30	0,13	0,22	20	3,85	1,0	1,00
N(4)	7	20	0,19	0,70	30	2,50	1,5	1,45
N(16)	7,5	10	0,32	2,76	40	1,85	2,0	2,50

AMS : Accélération maximale (g)

f_p : fréquence prédominante

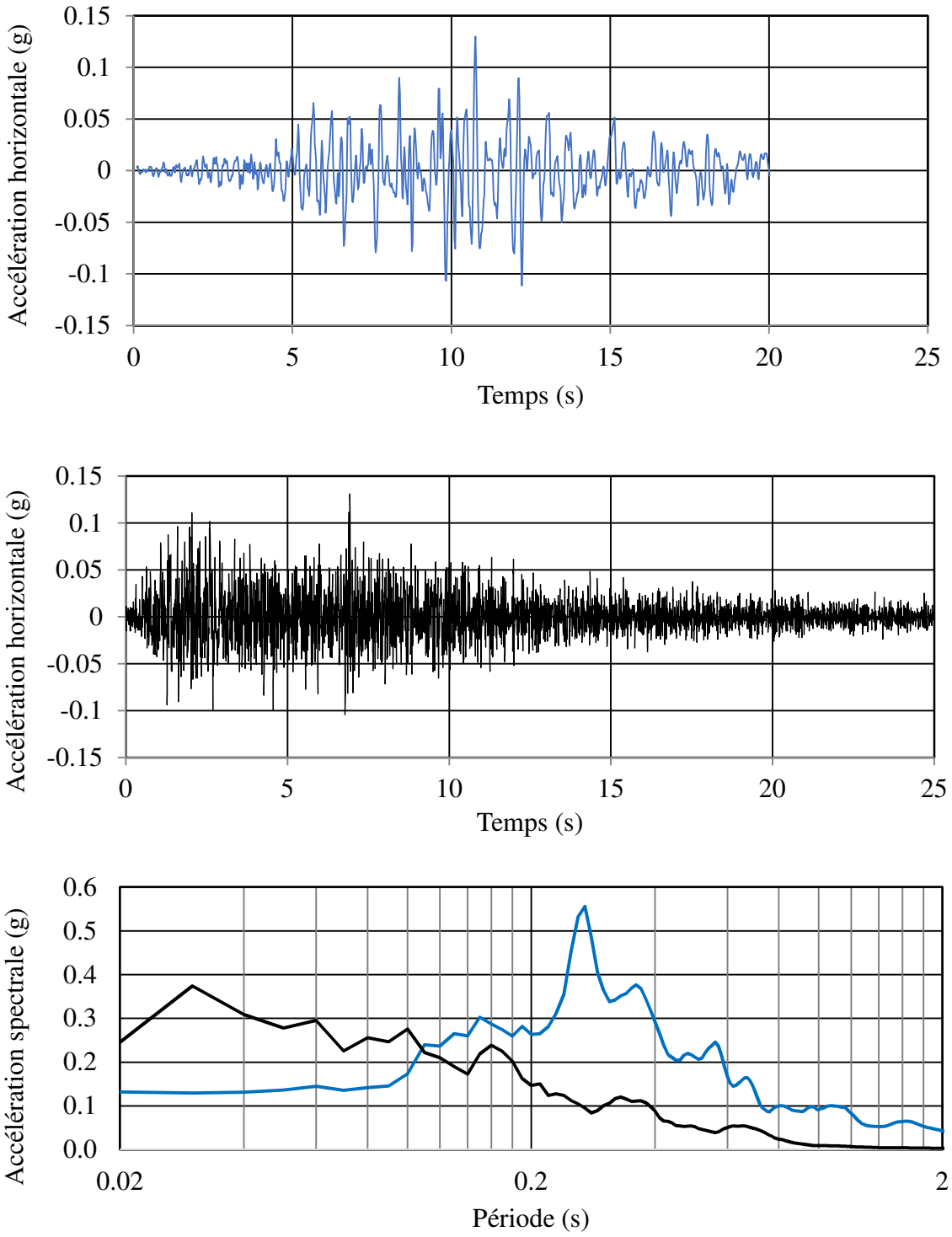


Figure 3-6: Accélérogrammes pour a) Northridge 0923R et b) Saguenay S16T;
c) accélérations spectrales de ces signaux (5% d'amortissement)

3.3 Simulations numériques

3.3.1 Séquence de résolution et conditions frontières

Les simulations numériques se divisent en quatre étapes successives : i) solution hydraulique, ii) solution mécanique, iii) solution couplée hydraulique-mécanique et iv) solution dynamique. La validation du bon fonctionnement du logiciel pour les trois premières étapes est présentée dans l'Annexe 1.

La première étape des simulations a consisté à résoudre les équations d'écoulement en régime permanent afin d'obtenir une solution en conditions hydrostatiques. La saturation complète a été maintenue à la surface des résidus de manière à générer une nappe phréatique dans le reste du modèle à partir de cette condition. Les conditions hydrostatiques de pressions interstitielles sont fixées aux frontières latérales du modèle. Des valeurs de conductivité hydraulique fictive conservant les écarts relatifs mais réduisant la magnitude de ces écarts sont utilisées temporairement à cette étape pour accélérer la résolution. L'algorithme de calcul « *fast unsaturated flow* » (*funsat*) a été utilisé afin d'accélérer la convergence des calculs. Ces conditions sont acceptables dans le cadre où les temps d'écoulement n'ont pas d'importance pour l'atteinte de la solution hydrostatique (Itasca, 2016).

La deuxième étape a consisté à simuler le comportement mécanique statique uniquement. Le module de compression de l'eau a été fixé temporairement à une valeur nulle afin de ne pas perturber la solution hydrostatique lors de l'initialisation des contraintes mécaniques. Les déplacements aux frontières latérales du modèle ont été fixés selon l'axe horizontal mais ont été permis selon l'axe vertical. Les déplacements à la base du modèle ont été fixés selon les deux axes. Le comportement des résidus a été simulé à cette étape au moyen du modèle Mohr-Coulomb car la précision des calculs est supérieure dans l'initialisation des contraintes par rapport au modèle UBCSAND. Les propriétés des résidus pour le modèle Mohr-Coulomb ont été obtenus au moyen des équations du manuel du modèle UBCSAND (Beaty & Byrne, 2011).

La troisième étape a été la résolution couplée des équations mécaniques et hydrauliques à l'état statique. Les conditions frontières établies aux deux premières étapes n'ont pas été modifiées. La fonction *funsat* a été désactivée, les conductivités hydrauliques ont été redéfinies à leurs valeurs réelles et le module de compression de l'eau a été fixé à $2{,}2\times10^{8}$ Pa. Les propriétés géotechniques

qui dépendent de la contrainte verticale effective ont ensuite été ajustées de manière itérative au cours de cette étape.

La dernière étape a été la simulation dynamique pour une durée correspondant à l'accélérogramme appliqué à la base du modèle. La base est en condition rigide en raison du fort contraste de rigidité entre le roc et le matériau de fondation sus-jacent. Les déplacements verticaux de la base ont été fixés et une condition frontière de type champ libre (*freefield*) a été appliquée aux frontières latérales de la fondation. Le modèle UBCSAND a été appliqué aux résidus et une simulation dynamique d'une durée d'une seconde sans séisme a été réalisée afin d'initialiser les variables du modèle avant d'appliquer le séisme.

Une cinquième étape post-sismique était nécessaire si les vecteurs de vitesses de déplacements étaient significatifs à la fin du séisme. La simulation se poursuivait alors jusqu'à la rupture ou la stabilisation de la digue. L'accélération et la vitesse à la base et au sommet du roc étaient nulles à cette étape.

3.4 Scénarios simulés

Le scénario de référence simulait un parc à résidus construit directement sur le roc. Une deuxième version considérait une fondation constituée de couches uniformes d'argile silteuse et de moraine.

Seize scénarios ont été simulés afin d'étudier l'impact de la fondation, du contenu du bassin (eau et résidus, vide) ainsi que de l'intensité et du contenu en fréquence du séisme (Tableau 3-6 et Tableau 3-7) :

- Les scénarios 1 à 6 ont simulé un parc à résidus avec fondation de roc et chaque simulation utilisait un des six séismes du Tableau 3-5.
- Les scénarios 7 et 8 ont simulé un parc à résidus avec fondation de roc, avec le séisme S(1) mais le parc était supposé rempli d'eau (pas de résidus) ou bien laissé vide.
- Les scénarios 9 à 16 étaient analogues aux scénarios 1 à 8 mais en considérant une fondation sur argile.

Tableau 3-6: Scénarios d'analyse – fondation de roc

Scénario	1	2	3	4	5	6	7	8
Séisme	S(1)	S(4)	S(16)	N(1)	N(4)	N(16)	S(1)	S(1)
AMS (g)	0,13	0,22	0,38	0,13	0,19	0,32	0,13	0,13
Intensité Arias (m/s)	0,17	0,68	2,68	0,22	0,70	2,76	0,17	0,17
Fondation	Roc							
Bassin	Résidus						Eau	Vide

Tableau 3-7: Scénarios d'analyse – fondation d'argile

Scénario	9	10	11	12	13	14	15	16
Séisme	S(1)	S(4)	S(16)	N(1)	N(4)	N(16)	S(1)	S(1)
AMS (g)	0,13	0,22	0,38	0,13	0,19	0,32	0,13	0,13
Intensité Arias (m/s)	0,17	0,68	2,68	0,22	0,70	2,76	0,17	0,17
Fondation	Argile							
Bassin	Résidus						Eau	Vide

3.5 Résultats

Les résultats présentés sont uniquement pour la digue gauche et les résultats de la digue droite sont similaires. Les scénarios 1 et 9, utilisés comme cas de références, sont décrits et illustrés en détails (sections 3.5.1 et 3.5.2). Les résultats et l'analyse de tous les scénarios sont présentés à la fin du chapitre (3.5.3). Le comportement des résidus a été suivi au cours des séismes selon un axe vertical (R1) situé à 75 m de la ligne centrale de la digue (Figure 3-7). Cinq points de contrôle ont été sélectionnés à intervalles réguliers de hauteur à partir de la base du bassin (Tableau 3-8).

Tableau 3-8: Points de contrôle de suivi du comportement des résidus sur l'axe R1

Point de contrôle	h (m)	Rapport h/H
1	2	0,09
2	7	0,32
3	11	0,50
4	16	0,73
5	20	0,91

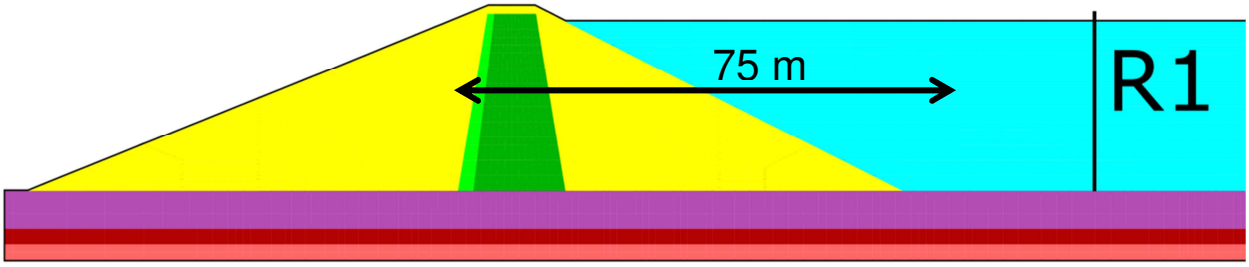


Figure 3-7: Axe des points de contrôles de suivi du comportement des résidus

3.5.1 Résultats du scénario 1 : Fondation sur roc, séisme S(1) et résidus

Le scénario 1 simule le comportement du parc à résidus avec fondation sur roc lors du séisme S(1). Ce scénario a été choisi comme référence pour les raisons suivantes : i) la charge sismique est transférée directement du roc à la digue, ii) le signal sismique S(1) est un enregistrement non factorisé enregistré au Québec, et iii) la présence de résidus dans le parc est plus réaliste.

3.5.1.1 Réponse sismique du parc à résidus

L'accélération maximale au sommet de la digue a été de 0,25g et a été atteinte après 2,68 secondes (Figure 3-8). Le rapport d'amplification était de 1,8 en considérant une AMS de 0,13g à la base de la digue.

L'accélération maximale simulée au sommet des résidus a atteint 0,17g après 2,70 secondes, correspondant à un rapport d'amplification de 1,2 (Figure 3-9).

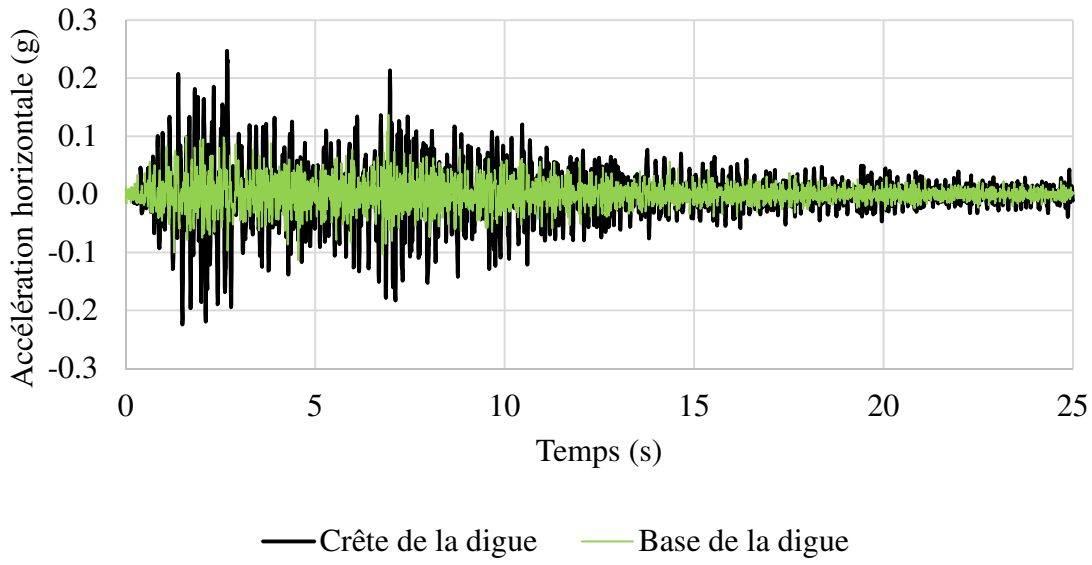


Figure 3-8: Accélérations horizontales à la crête et à la base de la digue (Scénario 1)

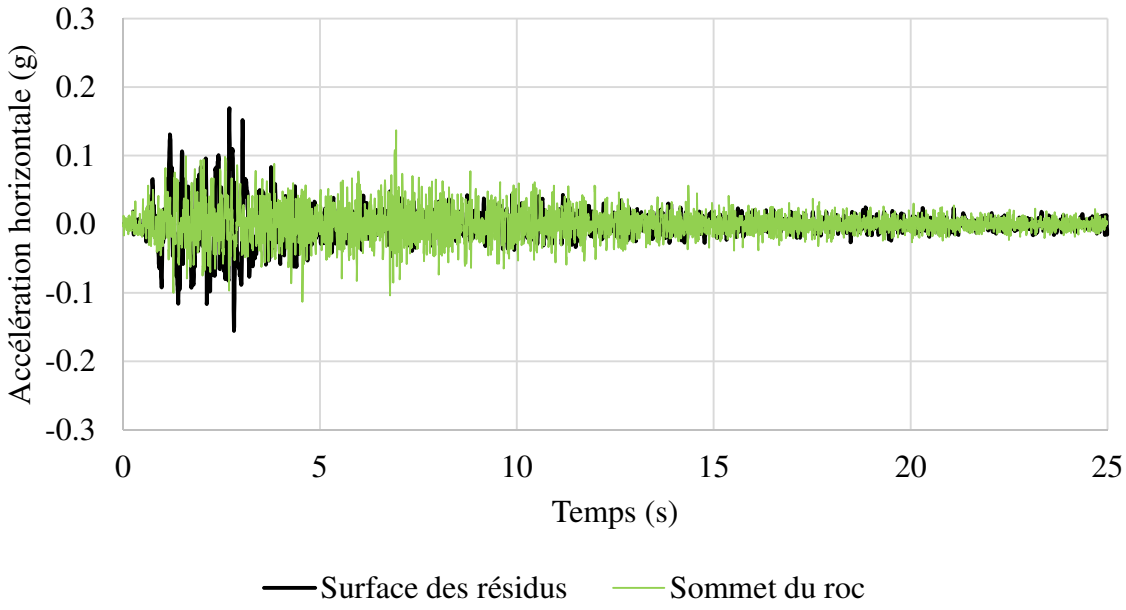


Figure 3-9: Accélérations horizontales au sommet de résidus (Scénario 1)

L'accélération horizontale maximale atteinte pendant le séisme a été enregistrée indépendamment pour chaque point du modèle (Figure 3-10). Les accélérations présentées ci-dessous sont les valeurs maximales atteintes à chaque point pendant le séisme, indépendamment du moment où ces valeurs sont obtenues. La figure ne représente donc pas un état du modèle à un temps

spécifique mais permet d'apprécier l'amplitude des accélérations. On observe ainsi notamment des accélérations très élevées à l'interface entre la digue et les résidus en raison du contraste de rigidité.

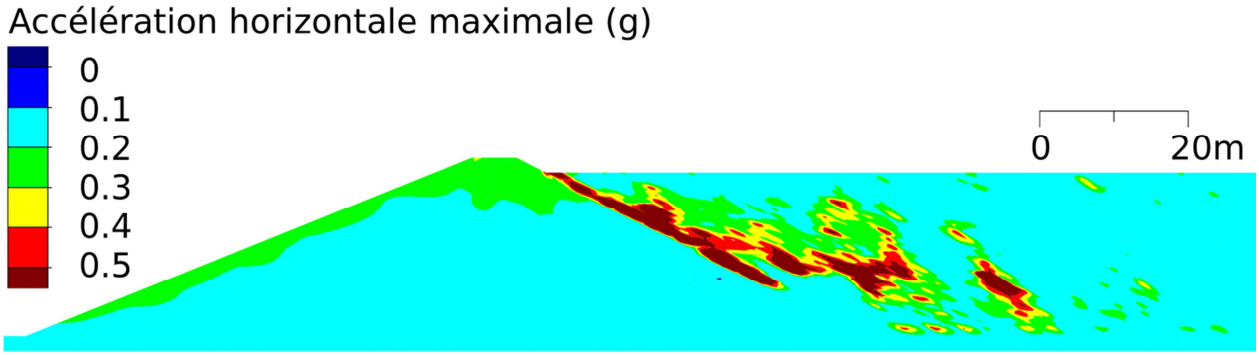


Figure 3-10: Contours d'accélération horizontale maximale (Scénario 1)

Les vitesses maximales simulées dans la digue étaient de 2,46 cm/s à la base et 5,83 cm/s au sommet (Figure 3-11). Ces vitesses maximales ont été atteintes presque simultanément après 2,70 secondes, soit 0,02 secondes après l'accélération maximale enregistrée au sommet de la digue. Les vitesses faibles simulées à la fin du séisme (< 5 mm/s) indiquent que la digue est stable.

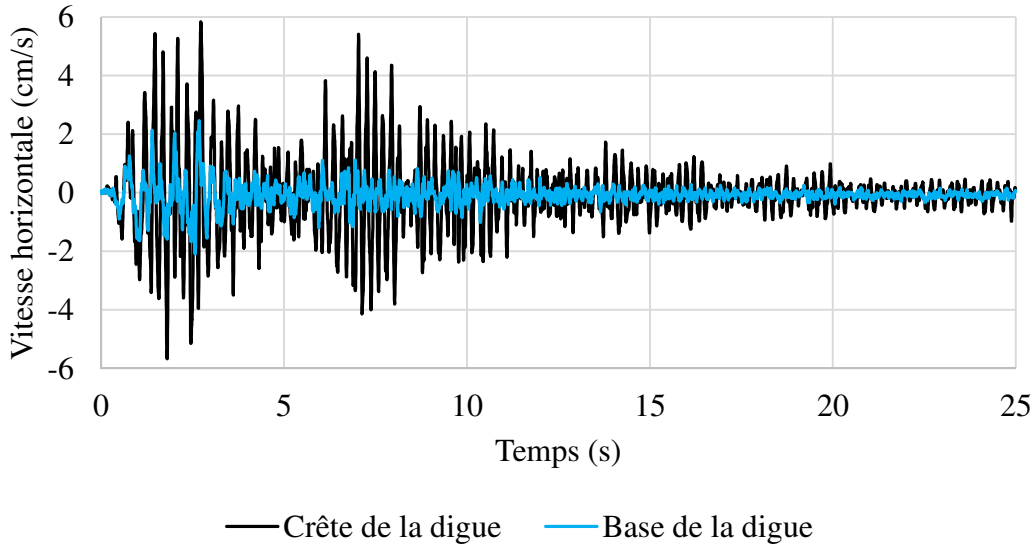


Figure 3-11: Vitesses horizontales à la crête et à la base de la digue (Scénario 1)

3.5.1.2 Comportement des résidus

Les accélérations simulées dans les résidus (Figure 3-12) sont significativement moins élevées qu'à la base de la digue (Figure 3-8). Ce comportement était attendu en raison de la rigidité initiale relativement faible des résidus qui a diminué davantage avec l'augmentation du rapport r_u et des déformations.

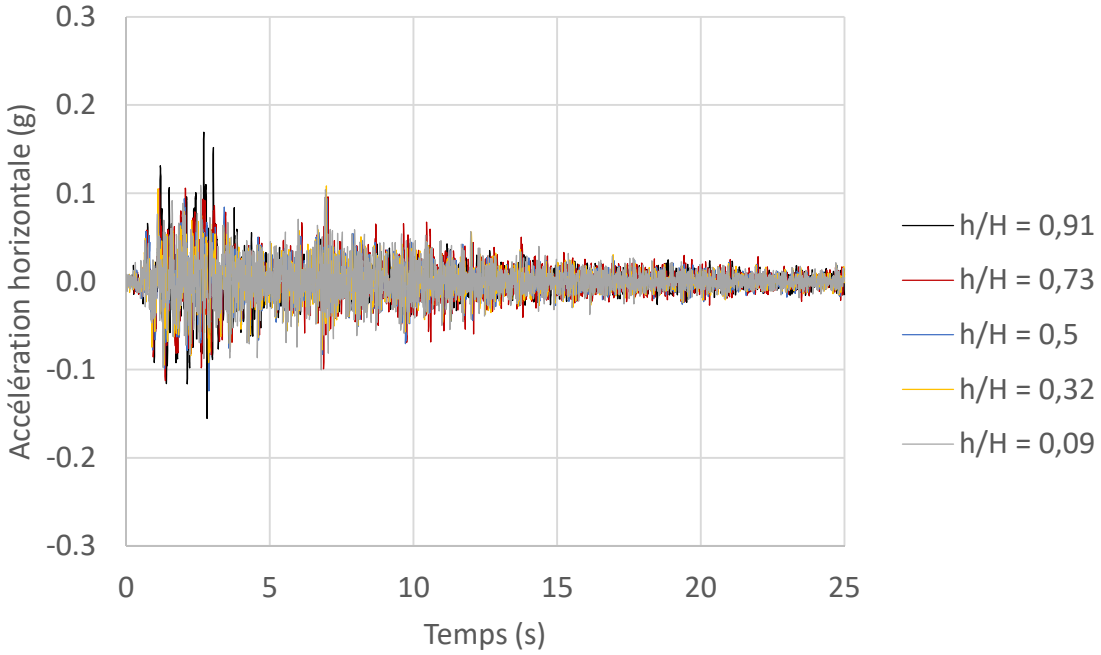


Figure 3-12: Accélérations horizontales dans les résidus (Scénario 1)

Les contraintes de cisaillement dans les résidus étaient minimales à l'état statique (CSR < 0,03) (Figure 3-13). Dans les cinq premières secondes du séisme, pendant lesquelles se produisent les accélérations maximales, les rapports CSR ont atteint des valeurs maximales comprises entre 0,10 et 0,19 selon la position dans le parc. Les CSR près de la surface du bassin étaient supérieurs en raison de l'effet combiné de l'amplification des accélérations et des contraintes verticales effectives faibles. Après cette période de sollicitation maximale, les valeurs de CSR oscillaient autour de zéro pour les résidus situés à une hauteur h/H supérieurs ou égale à 0,32. Ce comportement peut s'expliquer par la diminution de la sollicitation sismique ainsi que par l'incapacité des résidus liquéfiés près de la surface à reprendre les efforts de cisaillement.

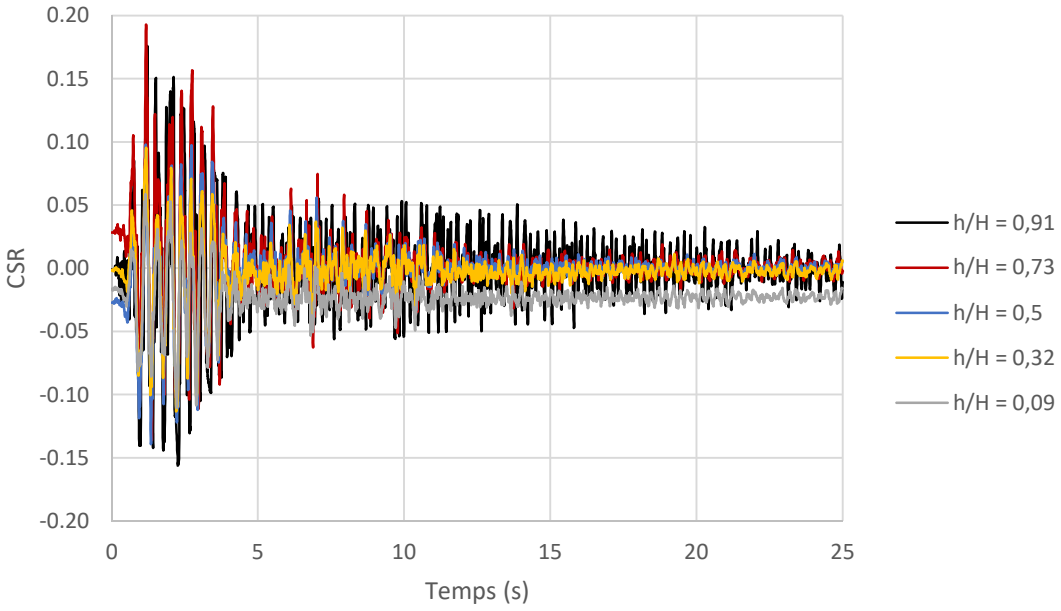


Figure 3-13: Rapports CSR dans les résidus (Scénario 1)

Les rapports de pressions interstitielles en excès (r_u) ont augmenté rapidement dans les cinq premières secondes du séisme et se sont ensuite stabilisées ou ont augmentées lentement par la suite (Figure 3-14). Aucune dissipation significative des pressions en excès n'a été observée au cours du séisme. Les résidus près de la surface ont atteint des valeurs de r_u supérieures à 0,85, correspondant au critère de liquéfaction. La profondeur moyenne de liquéfaction des résidus était d'environ 6 m dans les conditions simulées (Figure 3-15). Les valeurs à la surface du bassin étaient cependant biaisées à cause de la condition frontière hydraulique fixant la pression d'eau à zéro et imposée au sommet du modèle.

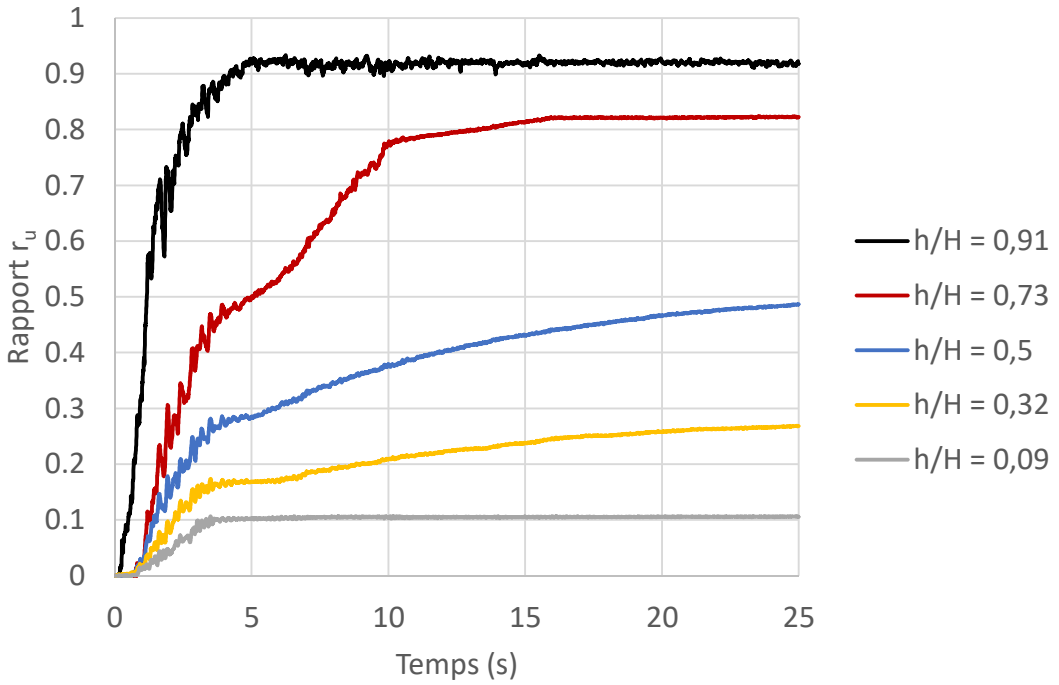


Figure 3-14: Rapports r_u dans les résidus (Scénario 1)

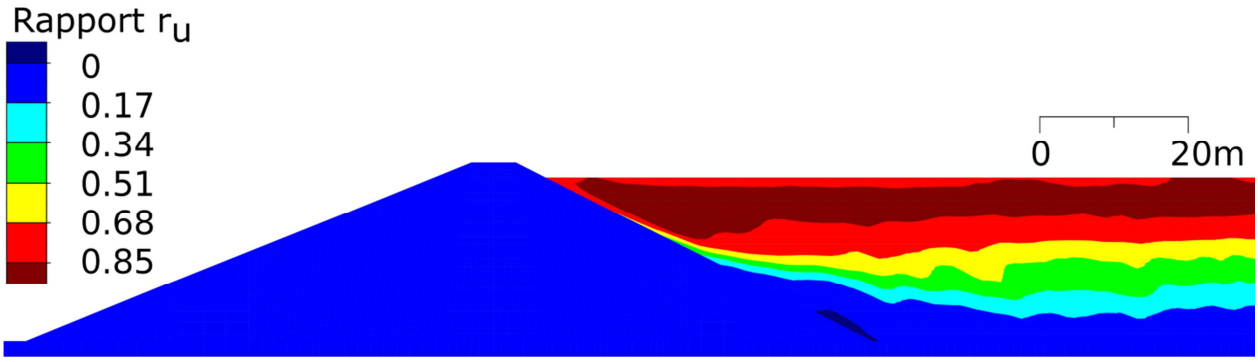


Figure 3-15: Contours des rapports r_u dans les résidus (Scénario 1)

3.5.1.3 Déformations et déplacements

Les déformations en cisaillement les plus importantes se situaient dans la zone des résidus liquéfiés près de la surface du parc (Figure 3-16). Aucune déformation significative n'a été simulée : les déplacements horizontaux de la digue étaient inférieurs à 1 cm (Figure 3-17 et Figure 3-18). Le déplacement à la base de la digue était nul.

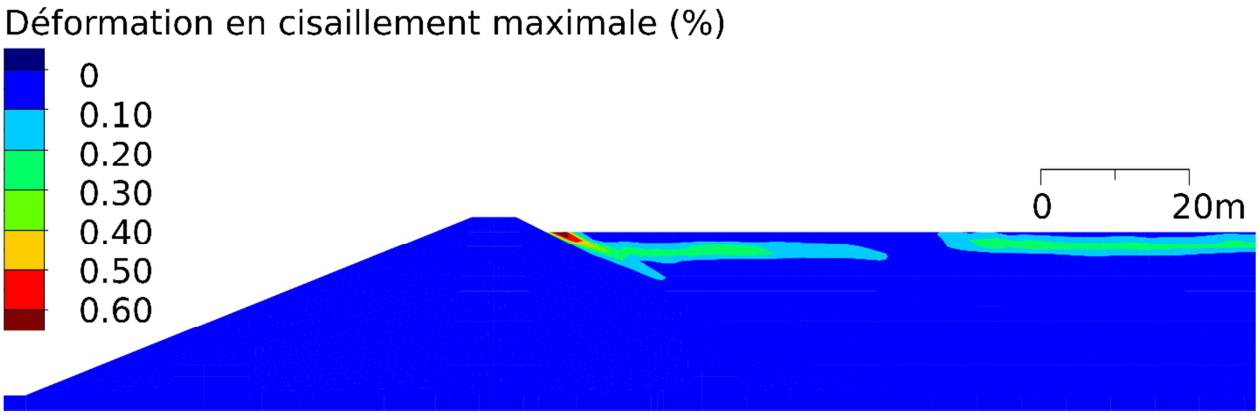


Figure 3-16: Contours des déformations en cisaillement maximales (Scénario 1)

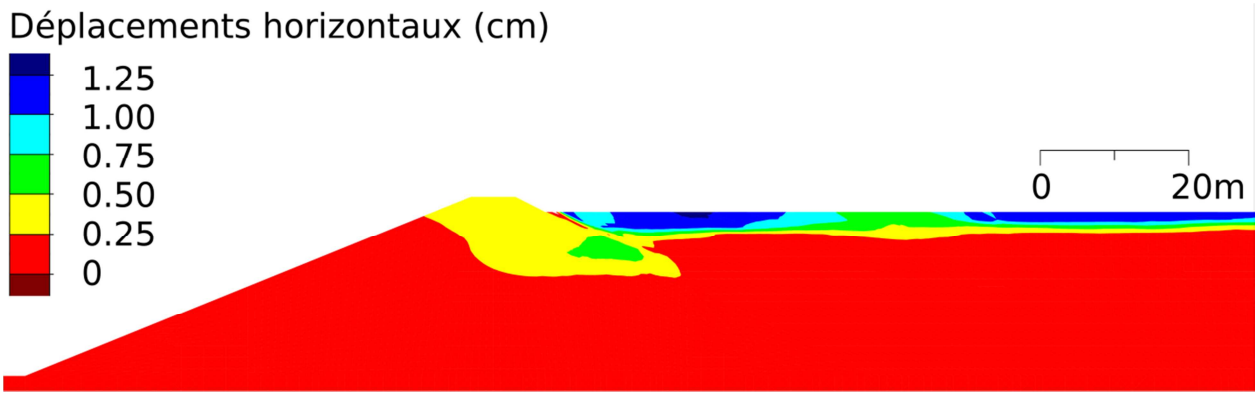


Figure 3-17: Contours des déplacements horizontaux à la fin du séisme (Scénario 1)

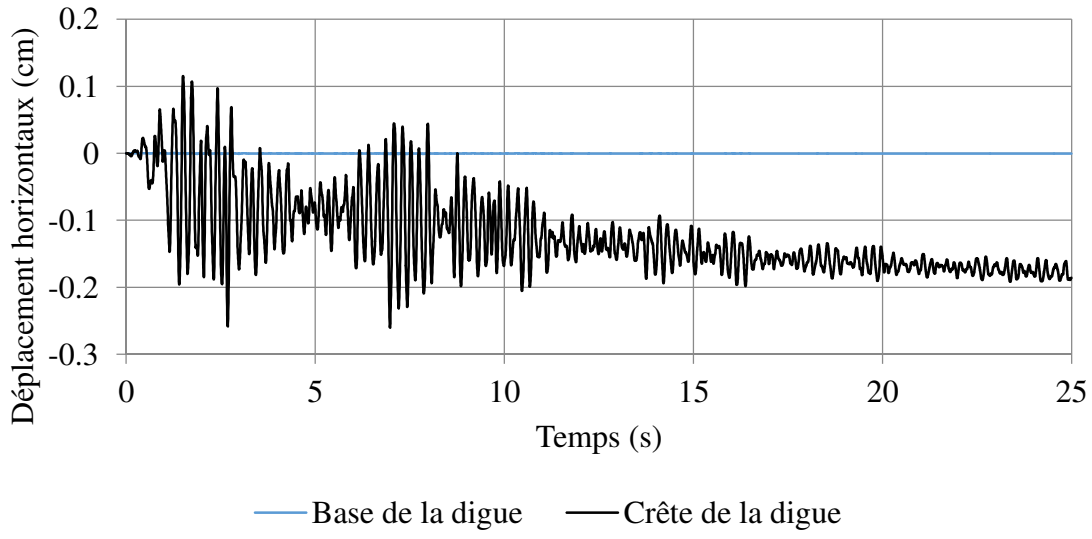


Figure 3-18: Déplacements horizontaux dans la digue (Scénario 1)

3.5.1.4 Force en cisaillement à la base de la digue

La force de cisaillement à la base de la digue (FC) a été enregistrée à chaque pas de temps de la simulation dynamique. Cette force est la somme des contraintes en cisaillement de chaque élément à la base de la digue, multipliée par sa longueur et normalisée pour un mètre linéaire en plan (Équation 3-7).

$$FCB\ (kN) = \sum_{i=1}^{EB} sxy_i \cdot L_i \cdot (1m) \qquad (3\text{-}7)$$

Où

FCB : Force de cisaillement à la base de la digue (kN)
EB : Nombre d'éléments dans le maillage à la base de la digue
sxy_i : Force de cisaillement dans l'élément i
L_i : Largeur de l'élément i

La force de cisaillement initiale (FC_i) à l'état statique pour le scénario 1 était de 4000 kN (Figure 3-19). La force de cisaillement a atteint 7000 kN pendant le séisme (FC_{max}) et s'est stabilisée autour de 5200 kN après les secousses principales (FC_f). L'amplification calculée par le rapport entre la FBC maximale et statique était de 1,75. Le rapport entre la FCB initiale et finale était de 1,3. L'augmentation entre l'état statique et la fin du séisme est causée par la liquéfaction des résidus et la force additionnelle sur la digue. Ces rapports ont été comparés aux autres scénarios dans la section 3.7.

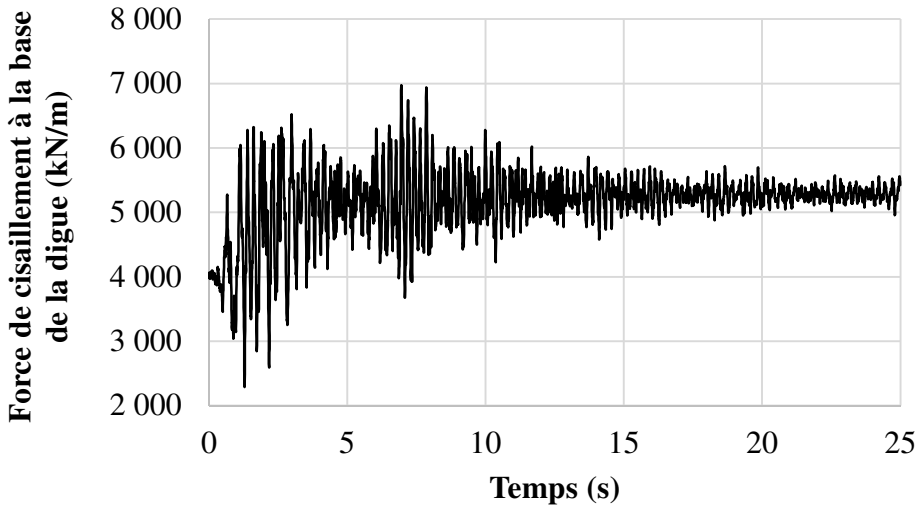


Figure 3-19: Force de cisaillement à la base de la digue (Scénario 1)

3.5.2 Résultats du scénario 9 : Fondation sur argile, séisme S(1) et résidus

Le scénario 9 simule le comportement du parc à résidus avec une fondation sur argile lors du séisme S(1). Les analyses présentées pour ce scénario sont similaires à celle de la section précédente détaillant le scénario 1.

3.5.2.1 Réponse sismique du parc à résidus

L'accélération maximale à la base de la digue a été de 0,11g, ce qui correspond à un rapport d'amplification de 0,85 par rapport à l'AMS du signal de 0,13g. Les ondes de cisaillement étaient donc amorties en traversant l'argile. Les accélérations au sommet et à la base de la digue ont une amplitude presque identique (Figure 3-20). On observe des accélérations maximales élevées à l'interface entre la digue et les résidus, tel qu'au scénario 1 (Figure 3-21).

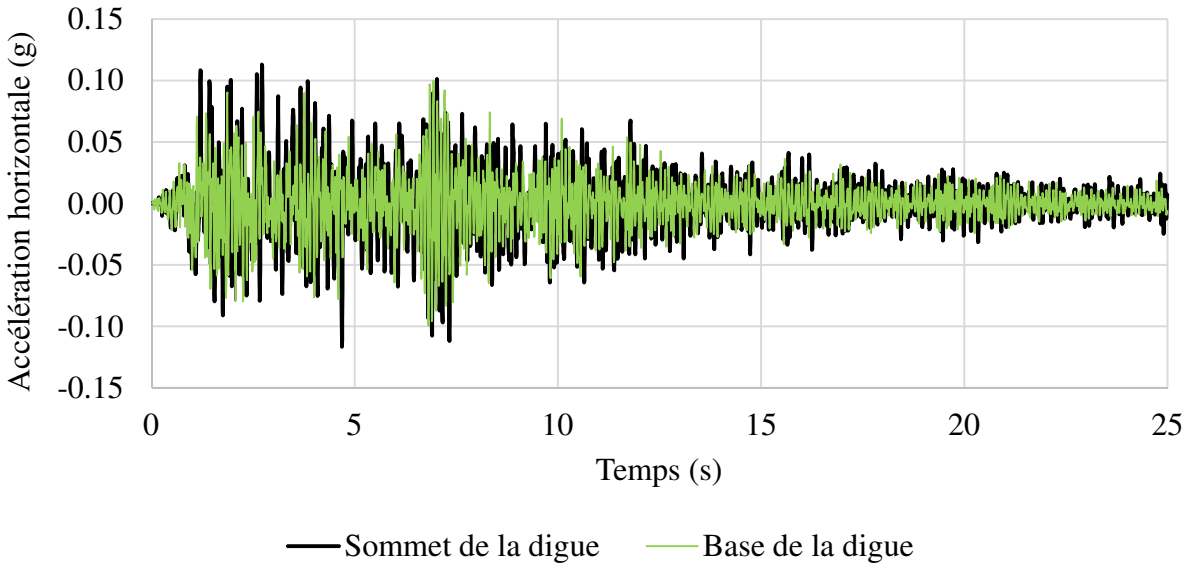


Figure 3-20: Accélérations horizontales à la crête et à la base de la digue (Scénario 9)

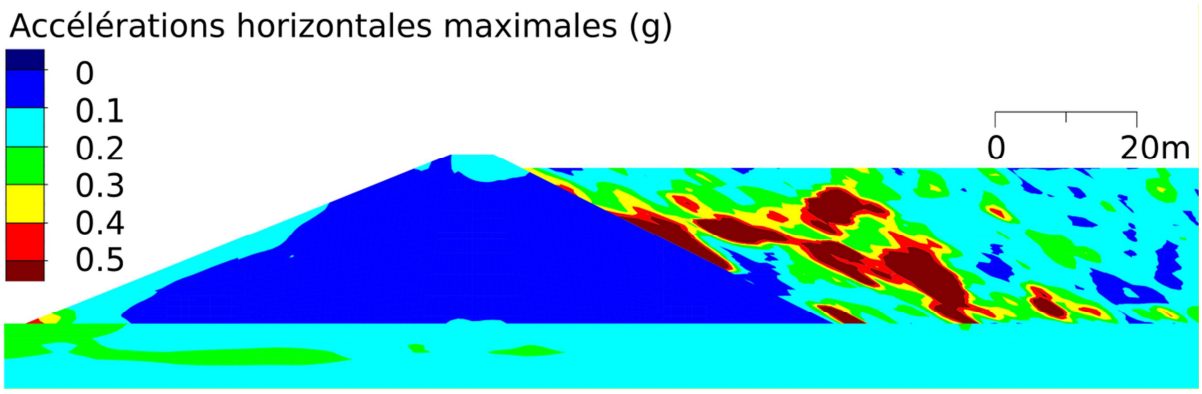


Figure 3-21: Contours des accélérations horizontales maximales (Scénario 9)

La vitesse maximale simulée à la crête de la digue était de 3,87 cm/s et l'amplitude des vitesses à la base de la digue était presque identique (Figure 3-22). Les vitesses finales sont inférieures à 1 cm/s, indiquant que la digue est stable.

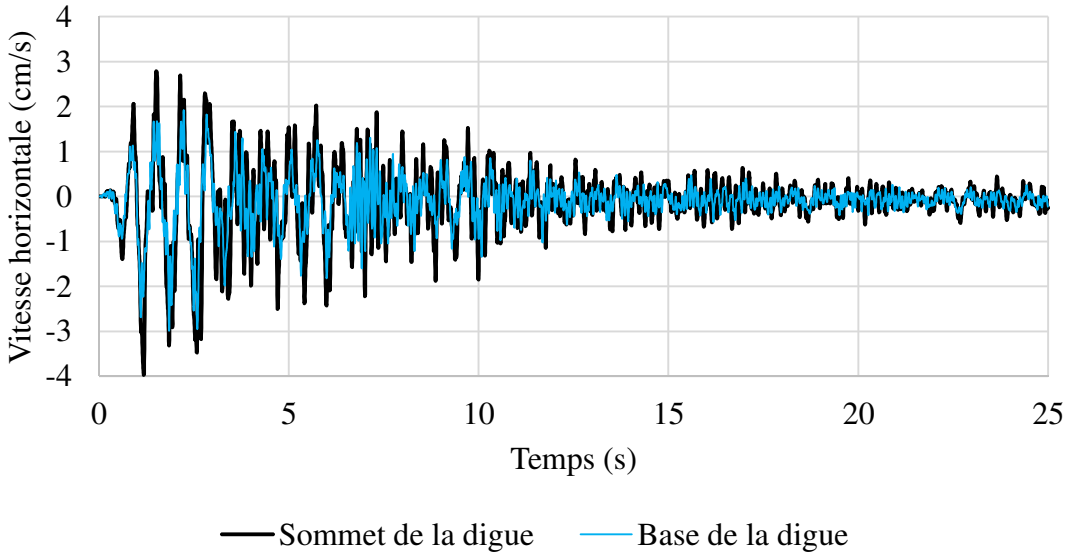


Figure 3-22: Vitesses horizontales à la crête et à la base de la digue (Scénario 9)

3.5.2.2 Comportement des résidus

Les accélérations maximales simulées dans les résidus sont environ 0,10g sur toute la hauteur du parc et sont d'amplitude similaire à celles simulées à la base et au sommet (Figure 3-23).

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) maximal calculé au sommet des résidus est de 0,12 et les amplitudes de CSR sont relativement uniformes sur toute la hauteur du parc (Figure 3-24). Ces résultats sont attribuables à la fondation d'argile qui se déforme sous l'effet du séisme et du poids des résidus, permettant des mouvements relativement solidaires de la masse des résidus au-dessus de la fondation déformable.

Le rapport de pressions interstitielles en excès a atteint le critère de liquéfaction (r_u > 0,85) en 6 secondes près de la surface des résidus (h/H de 0,91; Figure 3-25). Le rapport r_u diminue avec la profondeur : la profondeur moyenne de liquéfaction est de 4 m (Figure 3-26) et la liquéfaction ne se produit pas à une hauteur h/H de 0,73 ou inférieure sur l'axe de référence.

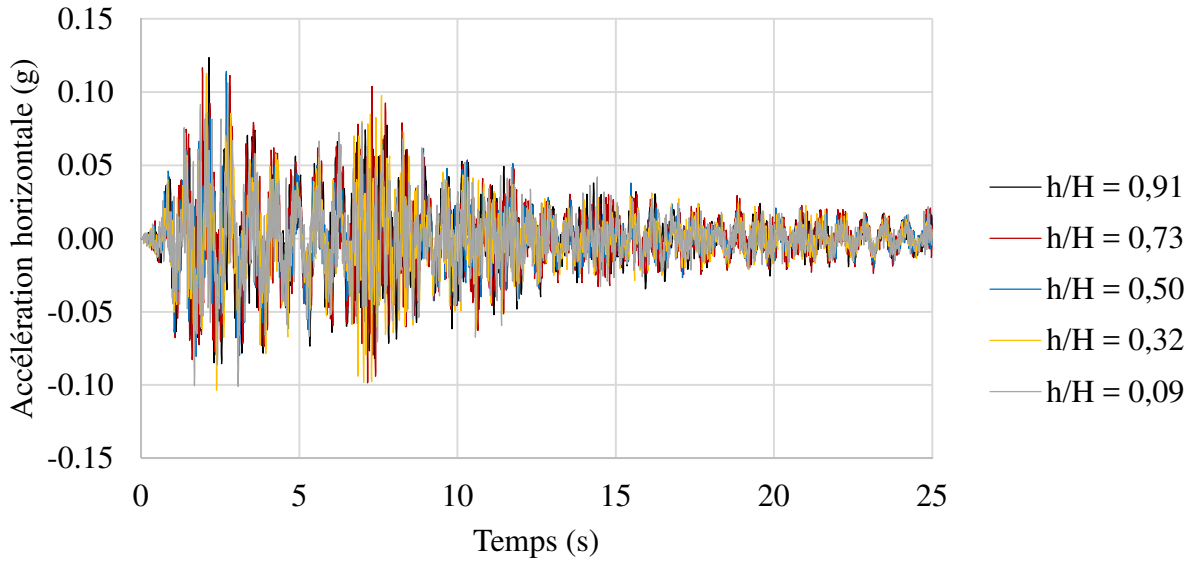


Figure 3-23: Accélérations horizontales dans les résidus (Scénario 9)

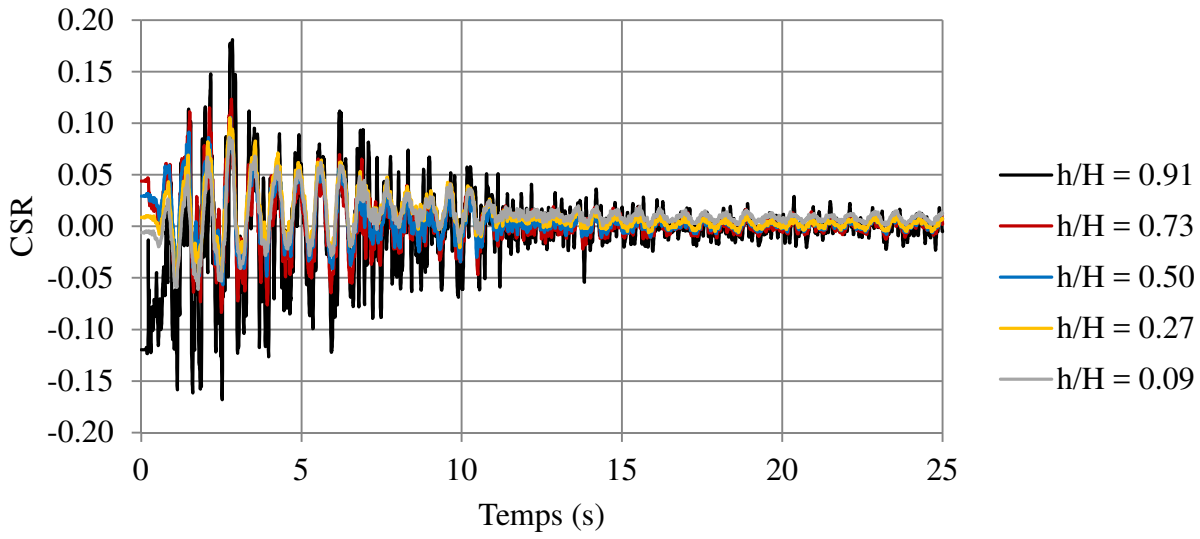


Figure 3-24: Rapports CSR dans les résidus (Scénario 9)

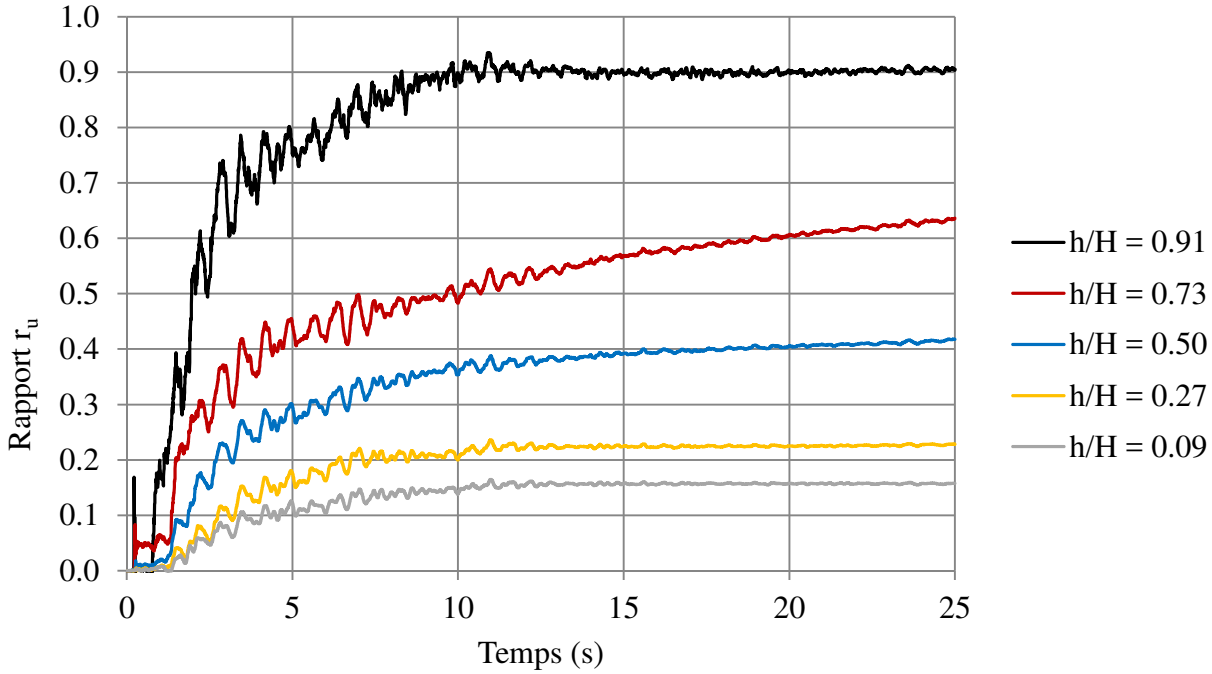


Figure 3-25: Rapport r_u dans les résidus (Scénario 9)

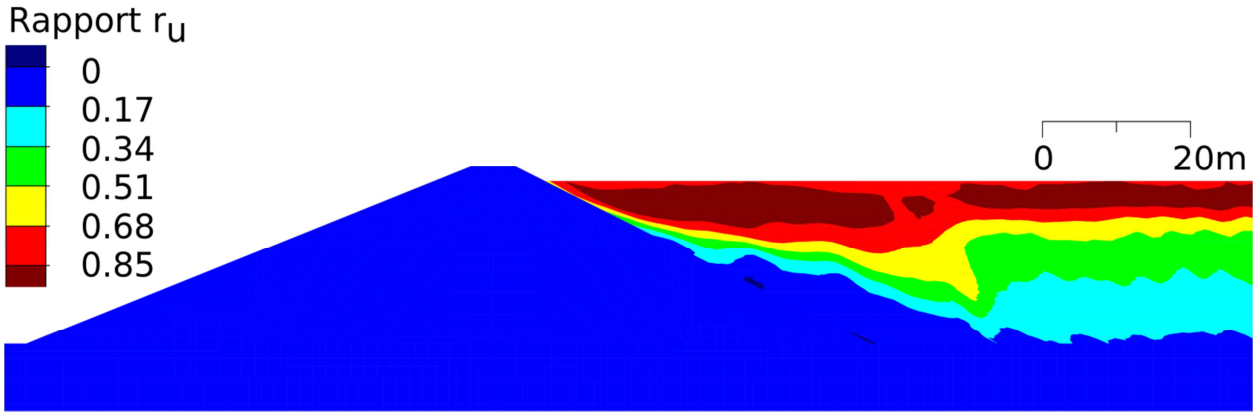


Figure 3-26: Contours des rapports r_u dans les résidus (Scénario 9)

3.5.2.3 Déformations et déplacements

Les déformations en cisaillement suggèrent que la mode de rupture le plus probable serait une rupture profonde passant par la fondation d'argile silteuse (Figure 3-27). Le déplacement vers l'aval de la base de la digue est de 0,2 cm et au sommet de 0,9 cm (Figure 3-28 et Figure 3-29).

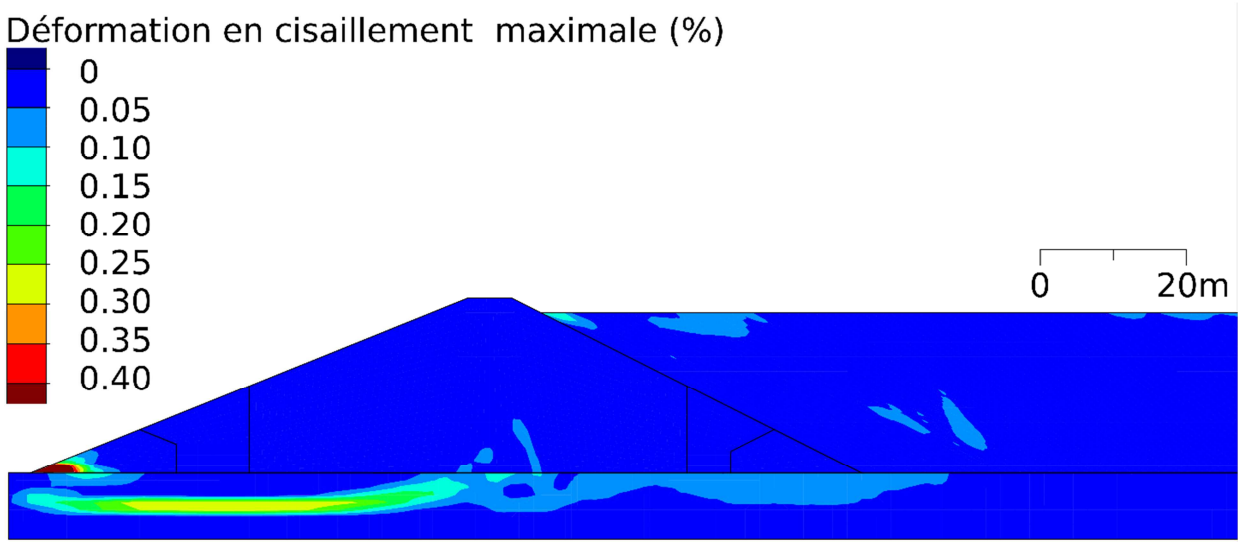


Figure 3-27: Contours de déformations en cisaillement maximales (Scénario 9)

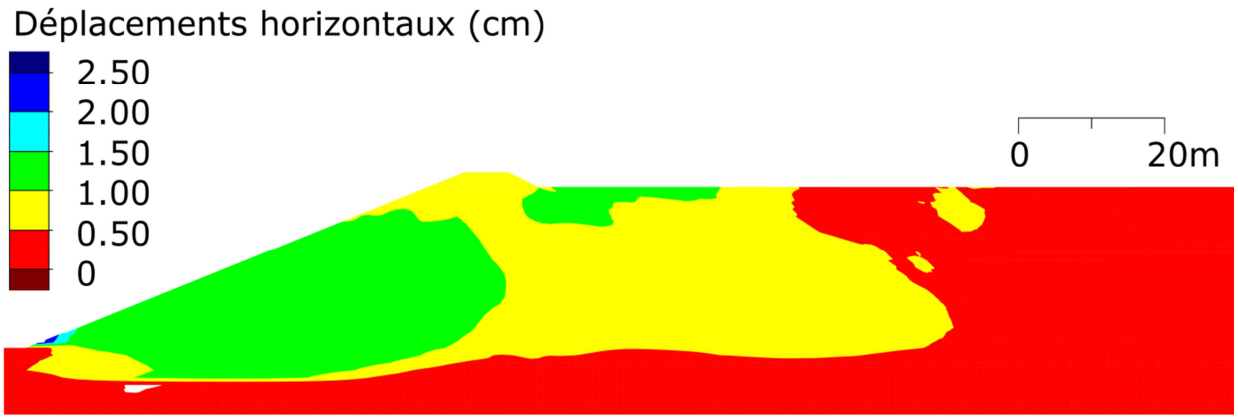


Figure 3-28: Contours des déplacements horizontaux (Scénario 9)

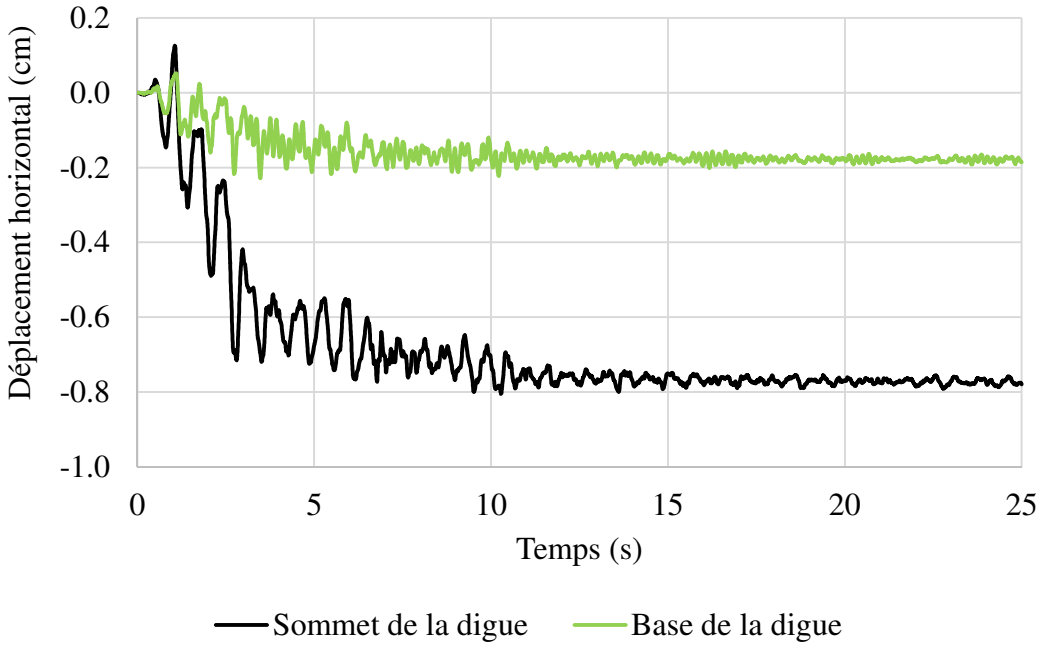


Figure 3-29: Déplacements horizontaux dans la digue (Scénario 9)

3.5.2.4 Force de cisaillement à la base de la digue

La méthodologie pour obtenir la force de cisaillement à la base de la digue est donnée à la section 3.5.1.4. La force statique exercée avant le séisme est de 3 830 kN/m. Pendant le séisme, cette force atteint 5 724 kN/m à la 7^{e} seconde et oscille autour de 5 200 kN/m à la fin du séisme (Figure 3-30).

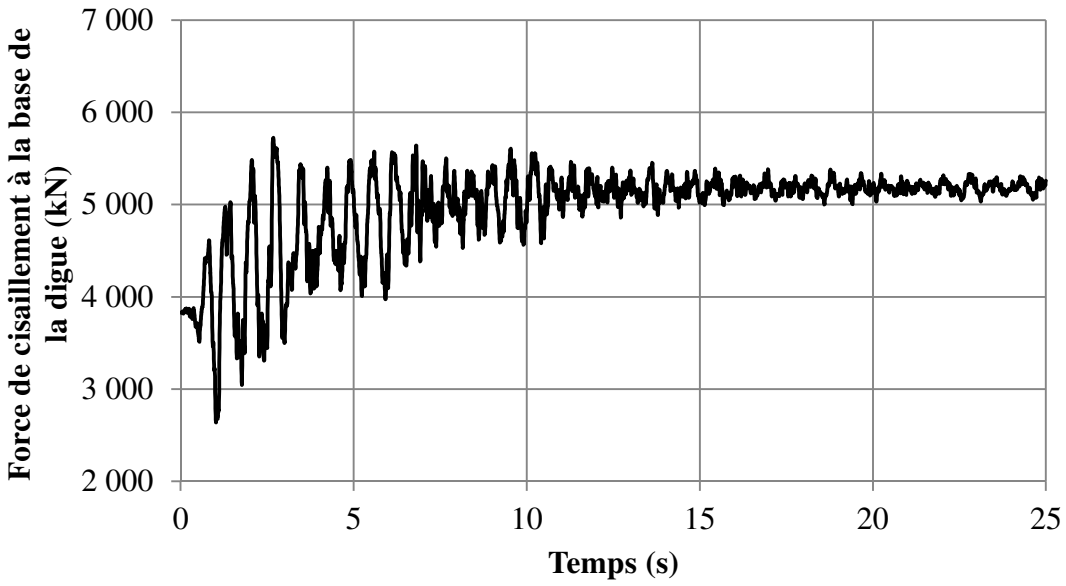


Figure 3-30: Force de cisaillement à la base de la digue (Scénario 9)

3.5.3 Sommaire des résultats

Les résultats des seize scénarios sont présentés dans le Tableau 3-9

Tableau 3-9: Sommaire des résultats des simulations 1 à 16.

Scénario	Valeur maximale à la crête			À la fin du séisme		Cisaillement à la base		
	A_x (g)	V_x (cm/s)	D_x (cm)	D_{LIQ} (m)	V_{FS} (cm/s)	FC_i (kN/m)	FC_{max} (kN/m)	FC_f (kN/m)
1 (Roc, S(1), Résidus)	0,25	5,68	0,2	6	0,5	4004	6976	5300
2 (Roc, S(4), Résidus)	0,39	14,6	0,5	14	0,7	4004	10128	6000
3 (Roc, S(16), Résidus)	0,54	25,4	7,2	22	1,5	4004	15368	6400
4 (Roc, N(1), Résidus)	0,45	20,1	7,2	15	0,9	4004	12208	6000
5 (Roc, N(4), Résidus)	0,68	27,6	8,5	18	2,2	4004	13834	6500
6 (Roc, N(16), Résidus)	0,55	43,6	22,5	22	0,3	4004	17584	7000
7 (Roc, S(1), Eau)	0,30	7,5	0,1	-	0,7	2300	4570	2300
8 (Roc, S(1), Vide)	0,36	9,4	0	-	0,7	2	2580	2
9 (Argile, S(1), Résidus)	0,12	3,97	1,0	4	0,4	3830	5724	5200
10 (Argile, S(4), Résidus)	0,23	9,66	4,2	10	0,9	3830	6300	5200
11 (Argile, S(16), Résidus)	0,29	17,5	26,9	22	1,8	3830	6760	5000
12 (Argile, N(1), Résidus)	0,19	9,19	10,4	11	0,4	3830	6589	5100
13 (Argile, N(4), Résidus)	0,20	21,2	57,8	22	1,7	3830	6886	5500
14 (Argile, N(16), Résidus)	0,28	40,3	292	22	3,1	3830	7103	5300
15 (Argile, S(1), Eau)	0,15	5,06	0,34	-	0,4	2320	3352	2320
16 (Argile, S(1), Vide)	0,21	7,3	0,20	-	0,2	7	1477	7

Où

A_x : Accélération horizontale maximale à la crête de la digue

V_x : Vitesse horizontale maximale à la crête de la digue

D_x : Déplacement horizontal maximale à la crête de la digue

D_{LIQ} : Profondeur de liquéfaction moyenne des résidus à la fin du séisme

V_{FS} : Vitesses maximales dans la digue à la fin du séisme
FC_i : Force de cisaillement à la base de la digue initiale
FC_{max} : Force de cisaillement à la base de la digue maximale
FC_f : Force de cisaillement à la base de la digue finale

3.6 Analyse et discussion

Les déplacements de la crête de la digue étaient inférieurs à 1 m pour l'ensemble des scénarios, excepté le scénario 14 (fondation d'argile, séisme N(4)). Les vecteurs de vitesses de déplacements simulés à la fin du séisme étaient généralement inférieurs à 1 cm/s, à quelques exceptions près où ils pouvaient atteindre 2 cm/s. Les performances étaient considérées comme satisfaisantes et la digue a pu être considérée comme stable pour tous les scénarios exceptés le scénario 14.

Les comportements de la digue fondée sur roc et fondée sur argile différaient de manière significative. Fondée sur roc, la digue maintenait sa rigidité et demeurait solidaire avec le roc, tandis que pour la fondation d'argile, la digue se comportait comme un bloc rigide qui glissait sur la surface déformable de l'argile. Dans ce cas, les mouvements de la base et de la crête de la digue étaient similaires et synchronisés. De plus, l'argile était suffisamment souple pour amortir les accélérations dans la digue et les résidus dues au séisme.

La digue avec fondation sur roc pouvait transmettre une amplification significative des accélérations et des vitesses à la base et la crête (Tableau 3-10). Les forces de cisaillement à la base étaient également plus élevées puisque le roc ne se déforme pas pour dissiper les contraintes induites par le séisme (Tableau 3-11). Les accélérations, les rapports CSR, les rapports r_u et la profondeur de liquéfaction étaient également plus élevés avec la fondation sur roc (Tableau 3-9).

La présence de résidus ou d'eau dans le parc affecte significativement les mouvements dans la digue (A_x, V_x, D_x) ainsi que la force de cisaillement à la base de la digue (FC_i, FC_{max}, FC_f) (indépendamment du type de fondation). Les Tableau 3-10 et Tableau 3-11 comparent les résultats des scénarios utilisant le séisme de référence S(1) pour les deux cas de fondation, avec et sans résidus dans le parc.

Ces résultats suggèrent que la réponse de la digue est amortie par la présence des résidus. La pression de l'eau permet également d'amortir les sollicitations par rapport à un bassin vide, mais beaucoup moins efficacement que les résidus. Les accélérations et les vitesses simulées avec un

bassin vide sont supérieures à celle pour un parc rempli d'eau ou de résidus, mais, à l'inverse, les déplacements et les forces de cisaillement sont moindres dans le cas d'un bassin vide.

Tableau 3-10: Comparaison des mouvements dans la digue (A_x, V_x, D_x).

Scénario	Fondation	Contenu	Valeur maximale à la crête					
			A_x (g)		V_x (cm/s)		D_x (cm)	
			Valeur	Rapport avec les résidus	Valeur	Rapport avec les résidus	Valeur	Rapport avec les résidus
1	Roc	Résidus	0,25	1,00	5,7	1,00	0,18	1,00
7		Eau	0,30	1,20	7,5	1,32	0,10	0,42
8		Vide	0,36	1,44	9,4	1,65	0,00	0
9	Argile	Résidus	0,12	1,00	4,0	1,00	0,96	1,00
15		Eau	0,15	1,25	5,1	1,28	0,34	0,35
16		Vide	0,21	1,75	7,3	1,83	0,20	0,21

Tableau 3-11 : Comparaison des forces de cisaillement à la base de la digue

Scénario	Fondation	Contenu	Cisaillement à la base					
			FC_i (kN/m)		FC_{max} (kN/m)		FC_f (kN/m)	
			Valeur	Rapport avec les résidus	Valeur	Rapport avec les résidus	Valeur	Rapport avec les résidus
1	Roc	Résidus	4004	1,00	6976	1,00	5300	1,00
7		Eau	2300	0,58	4570	0,66	2300	0,43
8		Vide	2	0	2580	0,37	2	0
9	Argile	Résidus	3830	1,00	5724	1,00	5200	1,00
15		Eau	2320	0,61	3352	0,59	2320	0,45
16		Vide	7	0	1477	0,26	7	0

Les valeurs de FC_i, FC_{max} et FC_f sont supérieures de l'ordre de 50% dans le cas où le parc contient des résidus comparativement à un bassin de rétention d'eau. Ce rapport est similaire pour

une fondation sur roc ou sur argile, bien que les forces soient supérieures dans tous les cas avec une fondation sur roc. Les valeurs de FC_f sont similaires aux valeurs de FC_i pour les bassins vides et remplis d'eau, mais sont en moyenne 30% supérieurs pour les parcs avec des résidus en raison des pressions additionnelles causés par les pressions interstitielles en excès et les résidus liquéfiés. Les Figure 3-31 et 3-32 présentent les forces de cisaillements simulées pour chaque type de parc (vide, eau et résidus) pour la fondation sur roc et sur argile respectivement. Les fréquences et les amplitudes des forces de cisaillement sont clairement visibles sur ces figures pour les différents contenus. La fréquence plus élevée de la digue avec la fondation sur roc est également observable.

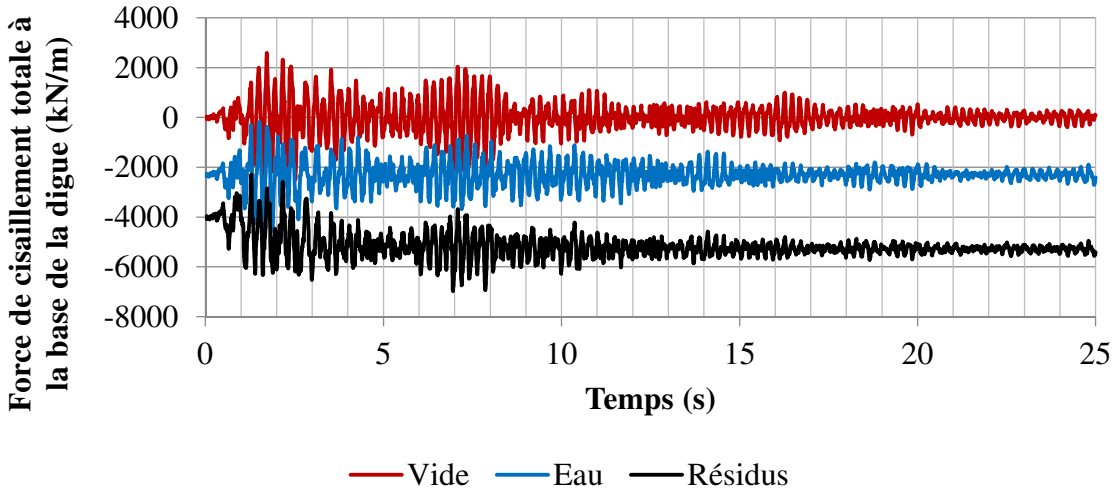


Figure 3-31: Comparaison des forces de cisaillement, fondation sur roc, séisme S(1)

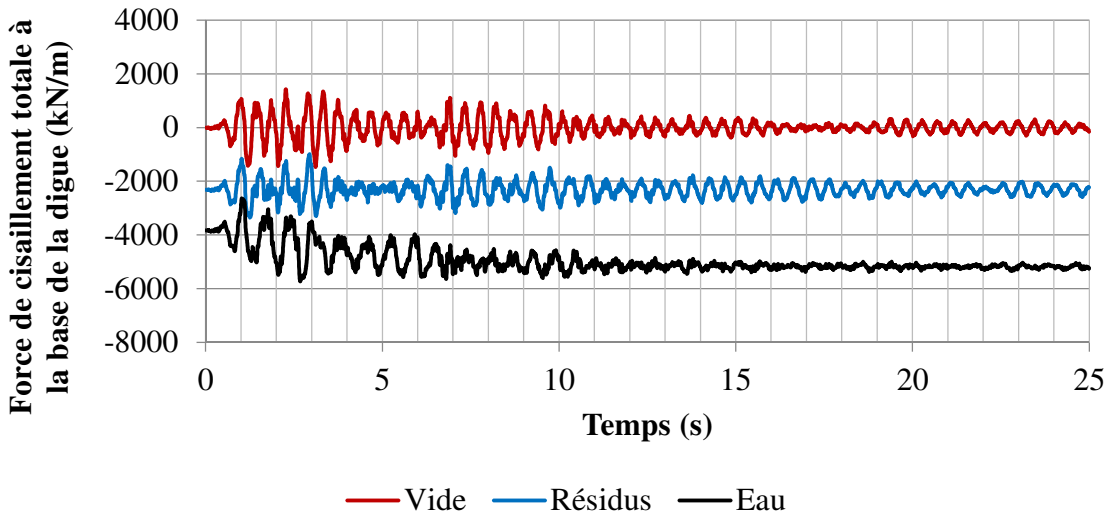


Figure 3-32: Comparaison des forces de cisaillement, fondation sur argile, séisme S(1)

Les indicateurs de réponse sismique de la digue (A_x, D_x, V_x, FC_{max}) ont montré que le parc est relativement moins stable pour les scénarios utilisant le signal de Northridge par rapport au signal de Saguenay pour une intensité Arias et une accélération maximale similaires. La profondeur de liquéfaction des résidus était également significativement supérieure avec le signal Northridge. De plus, le scénario 6 utilisant le signal NR(16) est le seul à donner des déplacements excessifs de la crête de la digue (2,96 m).

3.6.1 Analyse spectrale

Les périodes naturelles estimées avec FLAC (méthodologie présentée dans Annexe C) pour les différents types de fondations et pour un parc vide ou rempli d'eau ou de résidus sont présentées au Tableau 3-12.

Tableau 3-12 : Périodes naturelles de la digue estimée avec FLAC

Fondation	Contenu	Période naturelle estimée (s)
Roc	Résidus	0.31
	Eau	0.22
	Vide	0.23
Argile	Résidus	0.38
	Eau	0.38
	Vide	0.38

Les accélérations spectrales aux périodes naturelles de la digue sont plus importantes pour les séismes issus du signal de Northridge (Figure 3-33) que pour le signal de Saguenay (Figure 3-34). En supposant que les périodes deviennent plus longues avec la déformation de la digue, les signaux de Northridge ont des accélérations spectrales plus élevées dans la gamme de période allant de 0,2 à 0,6 secondes, correspondant à la période naturelle de la plupart des digues en enrochement (Oner, 1984).

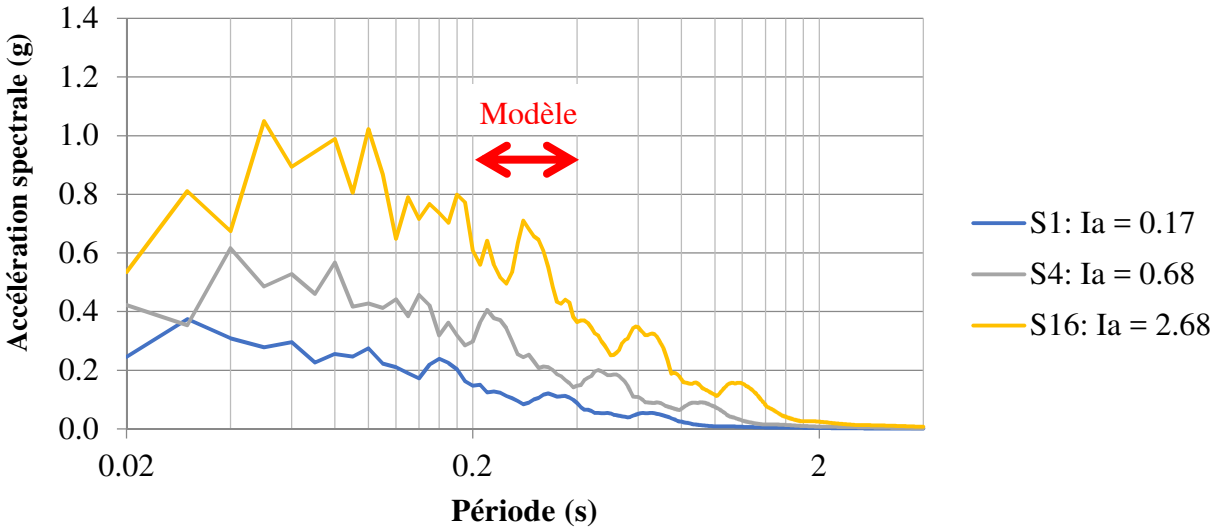


Figure 3-33 : Accélérations spectrales pour les séismes S(1), S(4) et S(16)

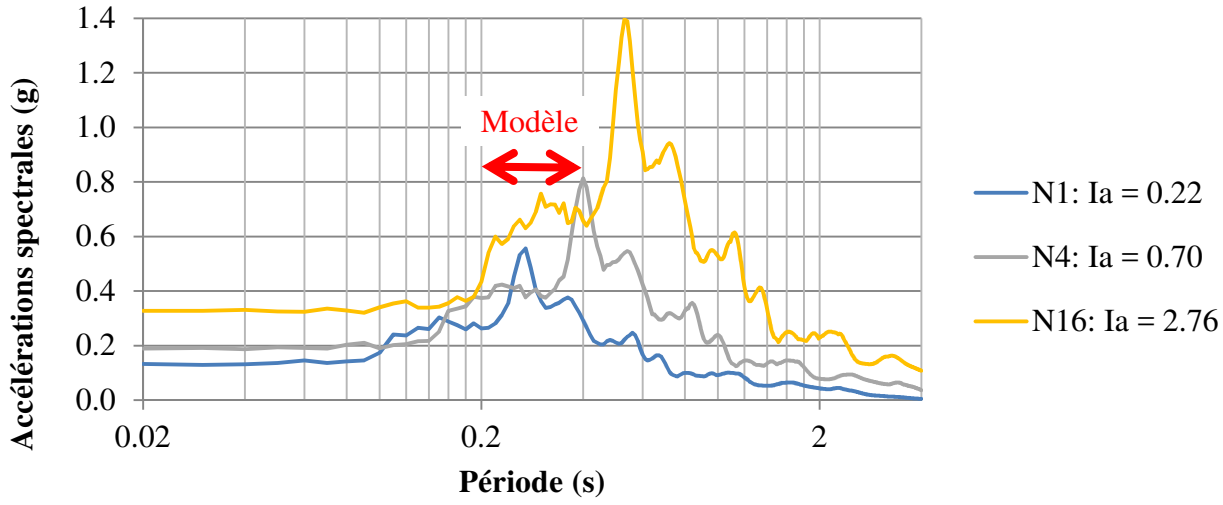


Figure 3-34 : Accélérations spectrales pour les séismes N(1), N(4) et N(16)

Les accélérations et vitesse maximales pour le scénario de référence de la section 3.6.1 (SAG16, résidus, roc) sont atteintes après moins de 3 secondes. Les rapports r_u pour ce scénario augmentent rapidement dans les 5 premières secondes. Or, le pourcentage de l'intensité Arias cumulée à ces moments est de 20% et 40% respectivement (Figure 3-35) et n'est donc pas proportionnel à la réponse de la digue sur toute la durée du séisme. En considérant que l'intensité Arias est utilisée pour caractériser l'intensité du séisme, il serait intéressant d'isoler des portions de séismes : des accélérogrammes de courtes durées avec un haut potentiel destructeur serait utiles pour réaliser un grand nombre de simulations (études paramétriques). De courts accélérogrammes avec des contenus en fréquences bien spécifiques seraient aussi utiles pour questionner la relation entre les signaux envoyés dans le modèle, la fréquence de vibration naturelle de la digue et les effets de résonances.

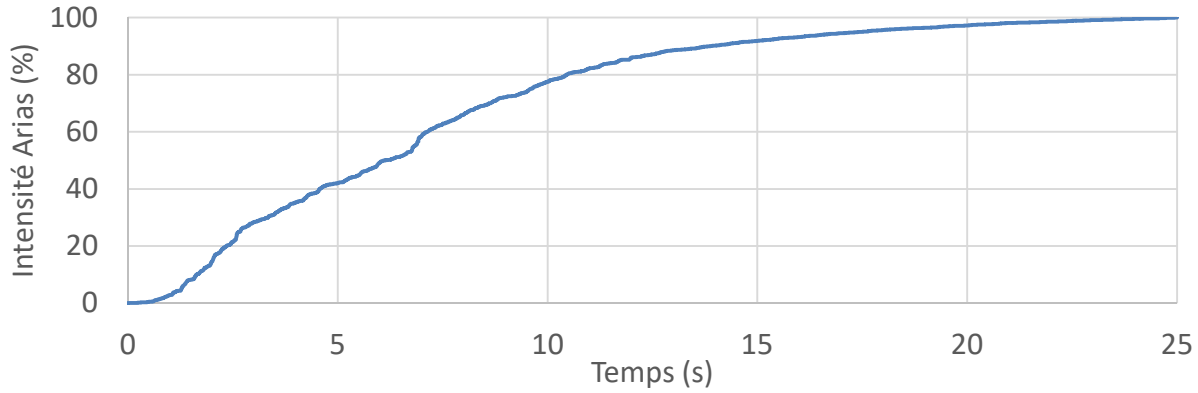


Figure 3-35: Intensité Arias cumulative – Séisme S(1)

CHAPITRE 4 ETUDE DE LA STABILITÉ DE LA DIGUE HYBRIDE AVEC DES MÉTHODES ANALYTIQUES

Ce chapitre a pour objectif de comparer les résultats des simulations numériques de la digue hybride (Chapitre 3) avec les facteurs de sécurité (FS) obtenus par les techniques suivantes :

- Analyse de stabilité pseudo-statique par équilibre limite;
- Simulations numériques avec réduction de la résistance des matériaux;
- Rapport entre les efforts de cisaillement et le frottement à la base de la digue.

L'influence de différents paramètres (état de liquéfaction des résidus, type de fondation et géométrie de la surface de rupture critique) sur les facteurs de sécurités calculés par la méthode pseudo-statique a également été évaluée.

4.1 Analyse pseudo-statique

4.1.1 Méthodologie

Des analyses de stabilité par équilibre limite selon la méthode des tranches avec fonction demi-sinus (N.R. Morgenstern & Price, 1965) ont été réalisées avec le logiciel SLOPE/W (Geostudio 2016). Les coefficients pseudo-statique (k_h) ont été obtenus à partir des caractéristiques des séismes présentés au Chapitre 3 (Équation 4-1; (Hynes-Griffin & Franklin, 1984).

$$k_h = 0{,}5 \cdot \frac{AMS}{g} \qquad 4\text{-}1$$

Où :

k_h : Coefficient pseudo-statique

AMS : Accélération maximales au sol (m/s²)

La surface de rupture potentielle à l'intérieur du parc à résidus, déterminée par la méthode entrée et sortie (*entry and exit*), a été limitée en supposant un angle de frottement résiduel des résidus liquéfiés de 6° (James, 2009) à partir du pied amont de la digue (Figure 4-1). La position de la nappe phréatique a été déterminée selon la solution hydrostatique du modèle numérique FLAC

(Chapitre 3). Les paramètres des surfaces de rupture potentielles ont été définis ainsi avec profondeur minimale de rupture de 5 m et un découpage en 100 tranches.

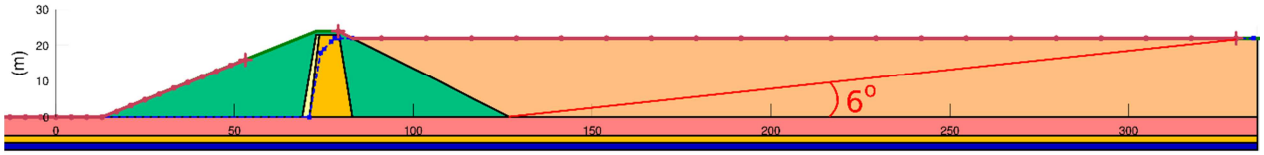


Figure 4-1: Modèle géométrique et définition de la surface d'entrée pour l'analyse pseudo-statique avec SLOPE/W

4.1.2 Propriétés des matériaux

Les résistances en cisaillement des matériaux de la digue et de la fondation (Chapitre 3) ont été réduite par 20% comme recommandé par Hynes-Griffin et Franklin (1984; Tableau 4-1).

Tableau 4-1: Propriété des matériaux factorisés (analyse pseudo-statique).

Matériaux	Fondation		Digue			Résidus miniers
	Argile silteuse	Moraine	Noyau	Filtre	Enrochement	
Modèle de comportement	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C
Poids unitaire total (kN/m³)	18	22,5	22,5	21,5	20	27
Angle de frottement interne, ϕ'	0	28	28	30	35	Variable
Résistance au cisaillement non-drainé, Su (kPa)	48	20	20	0	0	0

MC : Mohr-Coulomb

4.1.3 Prise en compte de la liquéfaction des résidus

Trois états de liquéfaction des résidus ont été considérés dans les analyses :

1. Aucune liquéfaction (ϕ' = 36°);
2. Distribution linéaire de l'angle de frottement entre la surface (résistance résiduelle, ϕ' = 6°) et la base (résistance statique, ϕ' = 36°);
3. Pondération de la résistance en fonction du rapport r_u simulée dans le scénario 1 du Chapitre 3 (Équation 4-2).

$$\varphi'_{ru} = \tan^{-1}\left((1 - r_u) \cdot tan(\varphi')\right) \qquad 4\text{-}2$$

Où

φ'_{ru} : Angle de frottement interne réduit selon r_u

r_u : Rapport de pression interstitielle en excès

Pour cette dernière hypothèse de liquéfaction, les résidus ont été subdivisés en quatre couches afin de couvrir les différentes plages de r_u entre le sommet et la base du parc (Tableau 4-2; Figure 4-2).

Tableau 4-2: Rapport r_u simulés avec FLAC (Section 3.5.1)

Couche	Liquéfiés	2	3	4
Plage de rapport r_u	$r_u > 0{,}85$	$r_u > 0{,}60$	$r_u > 0{,}35$	$r_u < 0{,}35$
Élévation (m)	18 à 22	12 à 18	7 à 12	0 à 7
Angle de friction, ϕ	6°	12°	22°	32°

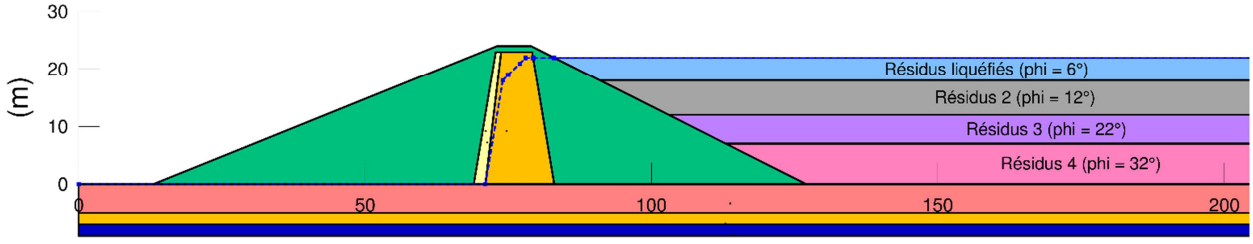


Figure 4-2: État de liquéfaction des résidus par couche

4.1.4 Résultats

En général, il a été observé que les états de liquéfactions avaient une influence négligeable sur les FS obtenus avec une fondation d'argile (Figure 4-3) et les surfaces de rupture critiques traversaient les résidus sur une longueur relativement courte (Figure 4-4). Tous les facteurs de sécurités obtenus avec SLOPE/W étaient inférieurs à 1,0 pour des valeurs de k_h supérieures ou égales à 0,03 (Tableau 4-3). L'état de liquéfaction avait une influence importante dans le cas d'une fondation sur roc. Les surfaces critiques calculées avaient alors une géométrie courte (Figure 4-5) ou longue, au-delà d'une certaine valeur de k_h (Figure 4-6).

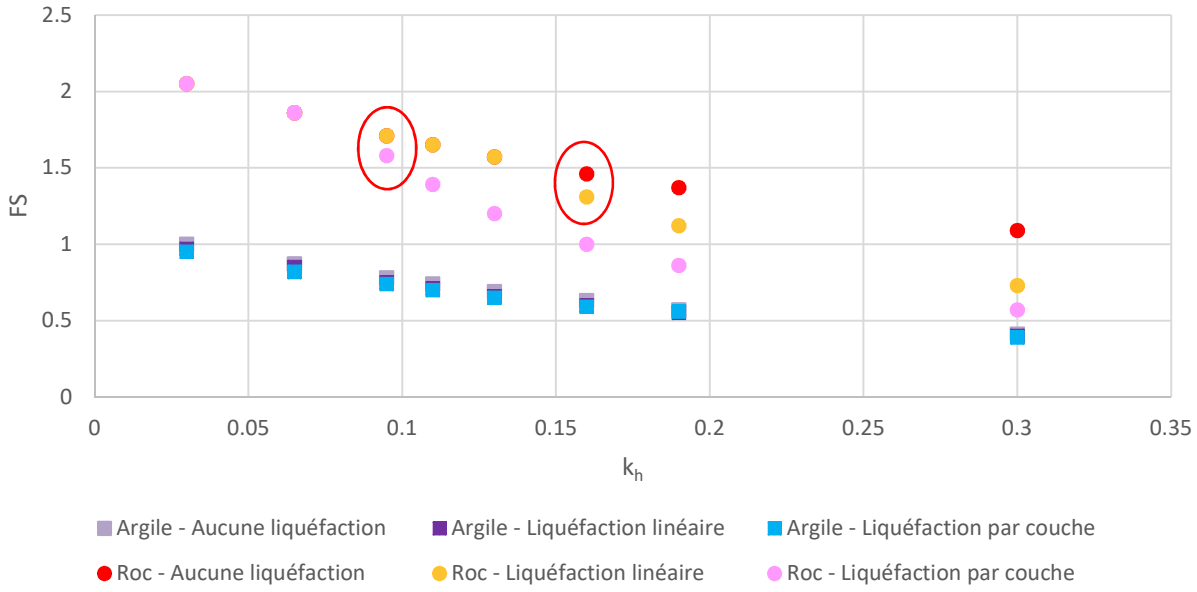


Figure 4-3: FS pseudo-statique en fonction de kh, du type de fondations et différentes suppositions de liquéfaction

Tableau 4-3: FS pseudo-statique – Parc à résidus avec différents états de liquéfaction. Les valeurs surlignées en gris ont des surfaces de rupture de type longue

Scénario	Séisme	Kh	Fondation sur argile			Fondation sur roc		
			Hypothèses de liquéfaction					
			Aucune	Distribution linéaire	Pondéré avec r_u	Aucune	Distribution linéaire	Pondéré avec r_u
Statique	-	-	1,42	-	-	2,25	-	-
-	-	0,030	1,00	0,97	0,95	2,05	2,05	2,05
1, 4, 7, 8, 9, 12, 15, 16	S1	0,065	0,87	0,85	0,82	1,86	1,86	1,86
5 et 13	N4	0,095	0,78	0,75	0,74	1,71	1,71	1,58
2, 10	S4	0,110	0,74	0,71	0,70	1,65	1,65	1,39
-	-	0,130	0,69	0,66	0,65	1,57	1,57	1,20
6 et 14	N16	0,160	0,63	0,60	0,59	1,46	1,31	1,00
3 et 11	S16	0,190	0,57	0,55	0,56	1,37	1,12	0,86
-	-	0,300	0,41	0,40	0,39	109	0,73	0,57

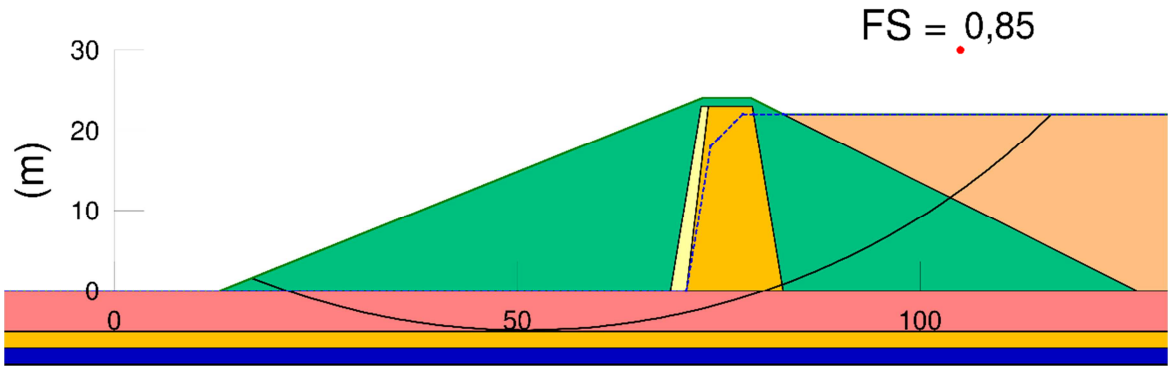


Figure 4-4: Exemple de surface de rupture critique circulaire dans le cas d'une fondation d'argile avec liquéfaction linéaire des résidus (k_h = 0,065)

Le k_h marquant la transition du type de surface de rupture dépendait de l'hypothèse de liquéfaction (Tableau 4-4). La transition était observable par le changement de tendances dans la relation entre k_h et FS (cercles rouges dans la Figure 4-3).

Tableau 4-4: k_h de transition d'une surface de rupture crtique de type courte vers type longue (fondation sur roc)

État de liquéfaction	**k_h transition (Surface de rupture critique de type courte ou longue)**
Aucune liquéfaction	Non applicable. Type courte uniquement.
Liquéfaction linéaire	Entre 0,130 et 0,160
Liquéfaction pondérée avec r_u	Entre 0,065 et 0,095

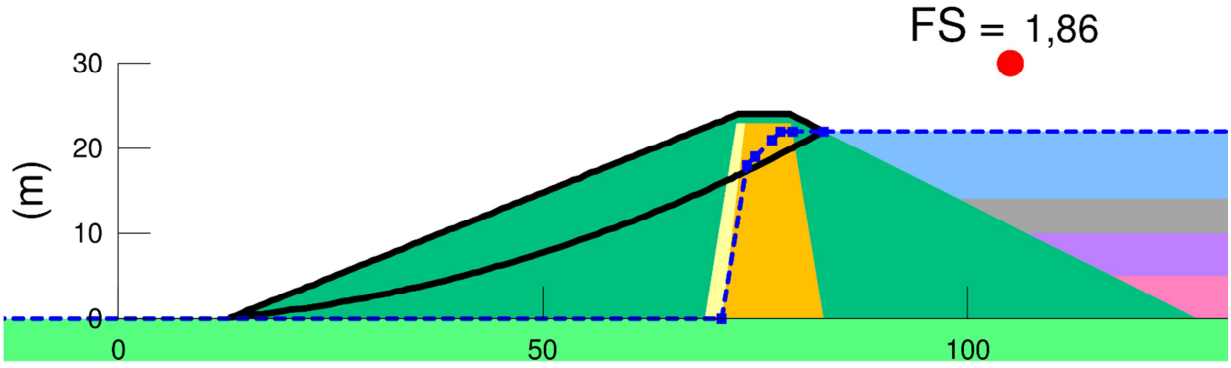


Figure 4-5: Surface de rupture critique circulaire de type courte – Fondation sur roc, liquéfaction des résidus par couche (k_h = 0,065)

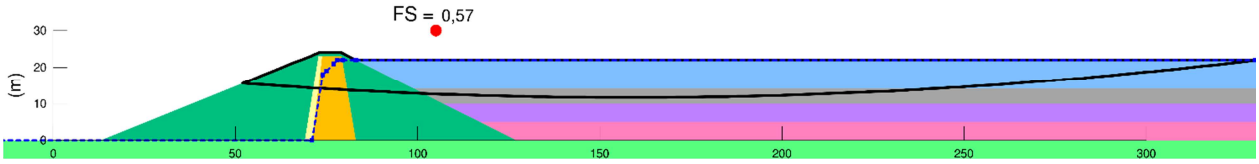


Figure 4-6: Surface de rupture critique circulaire de type longue – Fondation sur roc, liquéfaction des résidus par couche (k_h = 0,16)

4.1.4.1 Contenu du bassin

Des analyses pseudo-statiques complémentaires ont été réalisées en remplaçant les résidus par un réservoir d'eau ou en considérant un parc vide. Les FS du parc à résidus et du réservoir d'eau étaient presque identiques lorsque k_h était inférieur au k_h de transition (0,095; état de liquéfaction pondéré avec r_u) et l'écart augmentait progressivement lorsque le k_h étaient supérieur au k_h de transition, avec une fondation sur roc (FS du parc à résidus 50% plus faible avec un kh de 0,30 (Figure 4-7). Les FS pour le parc à résidus étaient en moyenne 8% inférieurs au réservoir d'eau avec une fondation sur argile.

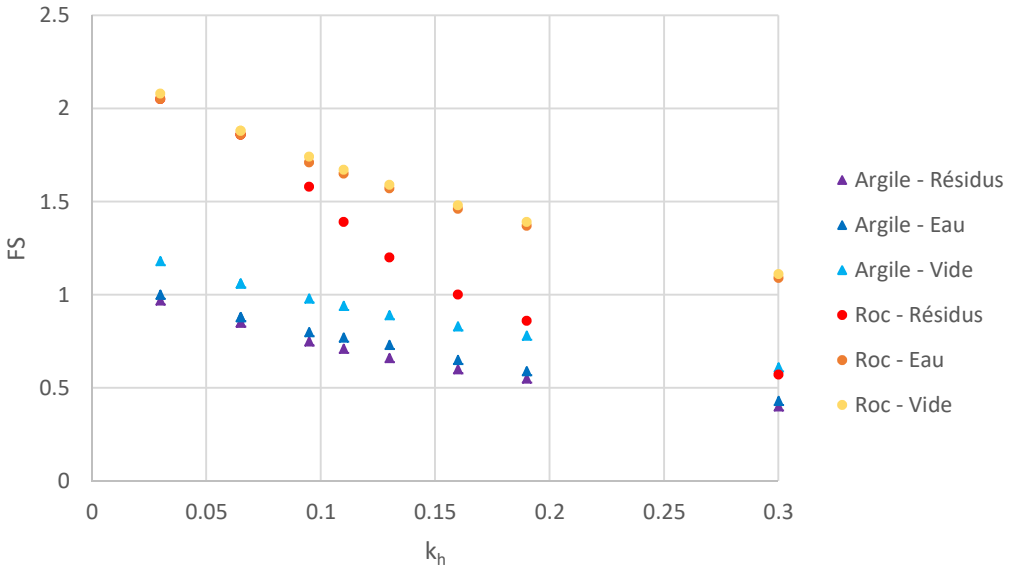


Figure 4-7: FS pseudo-statique – Parc à résidus et réservoir d'eau

4.2 Simulations numériques avec réduction de la résistance des matériaux

Les scénarios 1, 3, 4, 8 et 11 présentés au Chapitre 3 (voir Tableaux 3.6 et 3.7) ont été simulés avec FLAC en réduisant progressivement la résistance des matériaux de la digue et de la fondation (Équations 4-3 et 4-4) jusqu'à l'atteinte de la rupture. On considère que la digue a atteint la rupture lorsque les déplacements de la crête ou de la fondation dépassent 100 cm (Hynes-Griffin & Franklin, 1984).

$$\varphi_r = \tan^{-1}(SR \cdot tan\varphi) \quad 4\text{-}3$$

$$c_r(kPa) = SR \cdot c \quad 4\text{-}4$$

Où
SR : Pondération de la résistance (%)
φ_r : Angle de friction interne pondéré (°)
c_r : Cohésion pondérée (kPa)

Le facteur de sécurité par simulations numérique avec la méthode de réduction de la résistance des matériaux (FS_{SR}) est défini comme le rapport entre la résistance des matériaux non pondérés (SR = 1) et la pondération de la résistance des matériaux de la simulation qui atteint le critère de rupture (Équation 4-5). Cette définition implique que le FS_{SR} est supérieur ou égale à l'unité et que la méthode s'applique uniquement lorsque la simulation initiale (SR =1) n'atteint pas le critère de rupture.

$$FS_{SR} = \frac{1}{SR_{rupture}} \quad 4\text{-}5$$

Où
FS_{SR} : Facteur de sécurité par simulations numériques avec la méthode de réduction de la résistance des matériaux
$SR_{rupture}$: Pondération de la résistance des matériaux à la rupture (%)

4.2.1 Fondation sur roc

La rupture était généralement atteinte lorsque l'angle de frottement pondéré était inférieur à l'angle de la pente (tan φ < tan β; SR = 38%; φ_r= 22,5°, $FS_{SR} \geq 2,6$), indépendamment de l'intensité du séisme (Tableau 4-5, Figure 4-8, Figure 4-9), excepté pour les simulations avec le séisme N(16) (Figure 4-10). Les facteurs de sécurité ne devrait pas être les même pour des séismes d'intensité radicalement différentes. De plus, le critère de rupture ne permet pas de considérer les déplacements légèrement inférieurs au déplacement admissible et ne tient pas compte du comportement post-sismique. Ces résultats suggèrent donc que la méthode ne s'applique pas pour un barrage en enrochement tel que simulé.

Tableau 4-5 : Facteur de sécurité par réduction de résistance – fondation sur roc

Scénario	Séisme	FS_{SR}
1	S(1)	2,6
4	N(1)	2,6
3	S(16)	2,6
6	N(16)	2,0

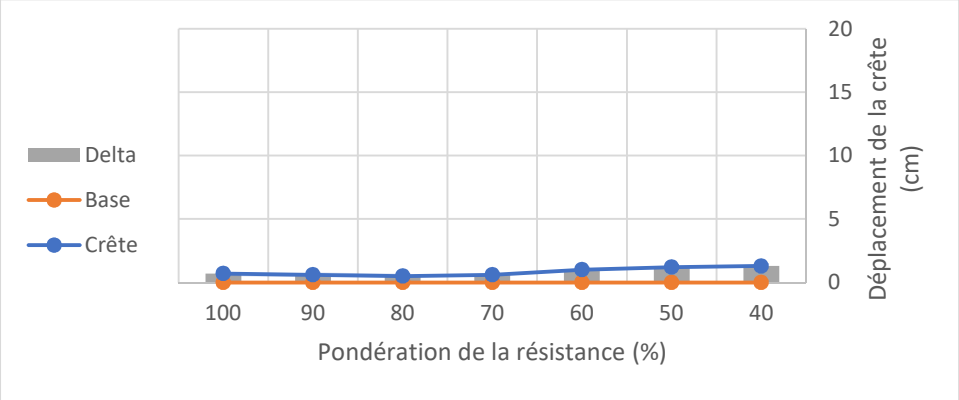


Figure 4-8: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur roc, résidus et séisme S(1) (Scénario 1)

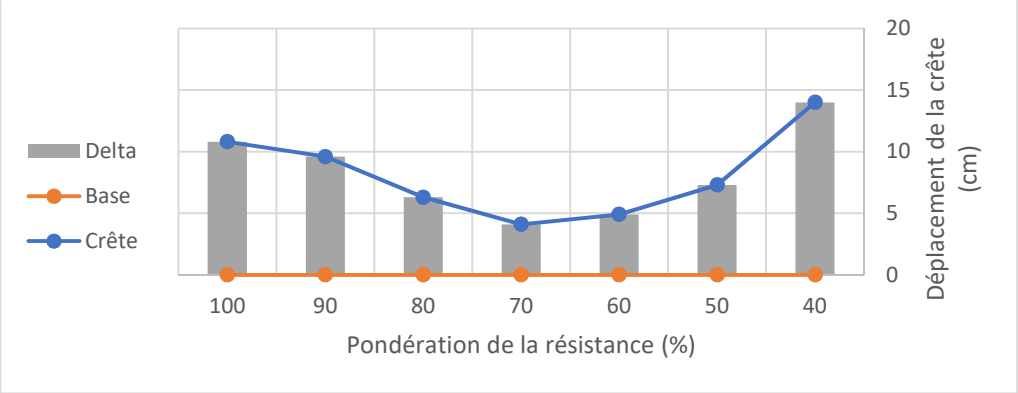


Figure 4-9: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur roc, résidus, séisme N(1) (Scénario 4)

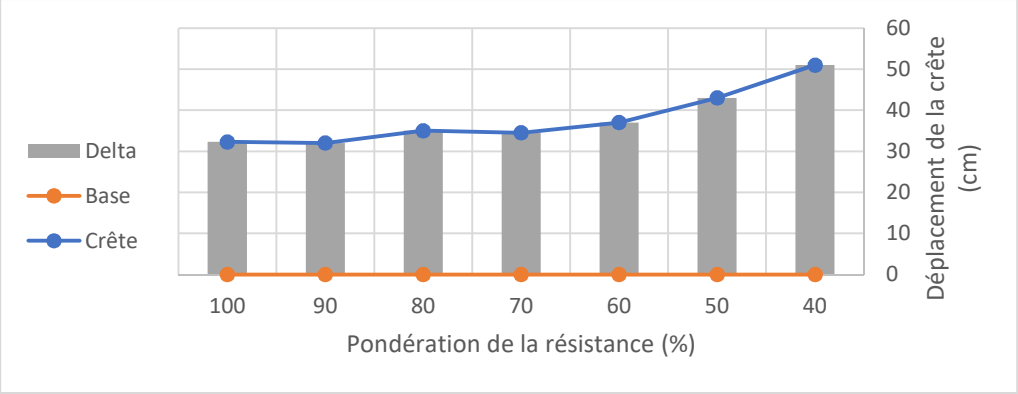


Figure 4-10: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur roc, résidus, séisme S(16) (Scénario 3)

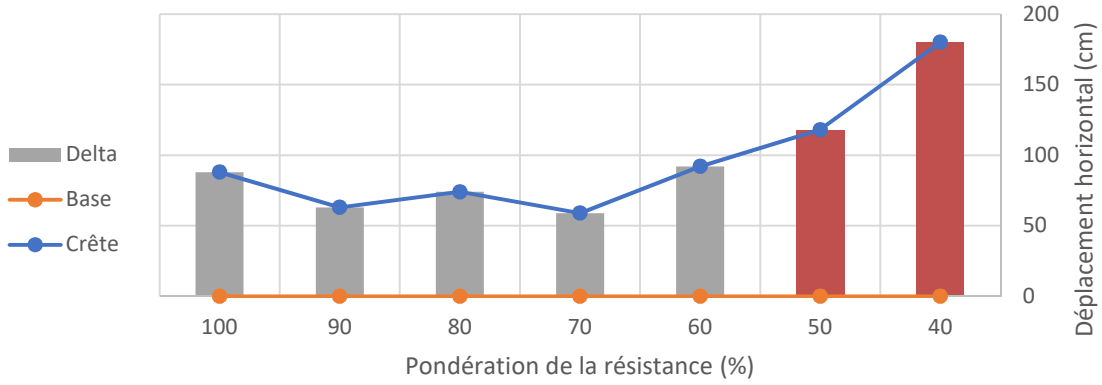


Figure 4-11: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur roc, résidus, séisme N(16) (Scénario 3)

4.2.2 Fondation sur argile

Une rupture profonde passant par l'argile a été simulée à une pondération de 80% de la résistance en cisaillement des matériaux (**$Su_{rupture}$ = 42 kPa, FS_{SR} = 1,25**) pour les deux séismes non-factorisés S(1) et N(1) avec une fondation sur argile (Figure 4-12 et Figure 4-13).

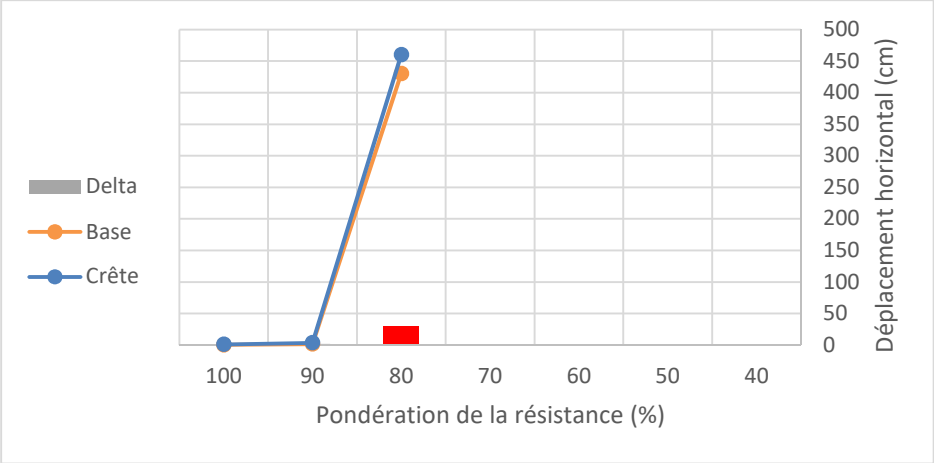


Figure 4-12: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur argile, résidus, séisme S(1) (Scénario 9)

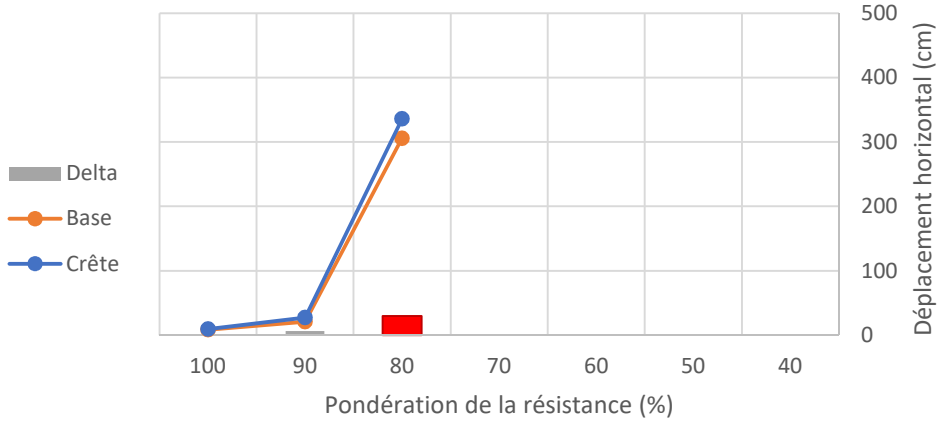


Figure 4-13: Déplacement de la crête en fonction de la résistance des matériaux – fondation sur argile, résidus, séisme N(1) (Scénario 12)

4.3 Résistance au cisaillement à la base

La résistance au cisaillement disponible à l'interface entre la digue et la fondation a été estimée à partir de la résistance au cisaillement de l'enrochement de la digue (Équation 4-6).

$$R_G = \sum_{i=1}^{NE} (\sigma_v' \cdot L_e \cdot \tan \varphi' + c' \cdot L_e) \qquad 4\text{-}6$$

Où
R_G : Force de résistance au glissement à la base de la digue (kN)
NE : Nombre d'élément à l'interface digue-fondation
Le : Longueur horizontale d'un élément (m)
σ_v' : Contrainte effective verticale (kPa)
φ' : Angle de frottement interne (°)
c' : Cohésion effective (kPa)

Le frottement calculé avec l'équation 4-6 pour une digue avec fondation sur roc, équivalente à la résistance en cisaillement, est de 17 580 kN. Le facteur de sécurité par rapport au glissement (FS_G) a été calculé comme le rapport entre la force de résistance au glissement et la force de cisaillement maximale simulé à la base de la digue (Section 3.5.1.4; Tableau 3.9) pour chaque scénario (Équation 4-7).

$$FS_G = \frac{R_G}{FC_{max}} \qquad 4\text{-}7$$

Tableau 4-6: Facteur de sécurité pour le glissement à la base de la digue – fondation sur roc

Scénario	Fondation	Contenu	Séisme	FC_{max}	FS_G
1	Roc	Résidus	S(1)	6976	2.5
2			S(4)	10128	1.7
3			S(16)	15368	1.1
4			N(1)	12208	1.4
5			N(4)	13834	1.3
6			N(16)	17584	1.0
7		Eau	S(1)	4570	3.8
8		Vide	S(1)	2580	6.8

Le FS_G n'a pas été calculé pour la fondation d'argile car les surfaces de glissements simulées au Chapitre 3 passaient par le bas de la couche d'argile et le calcul du frottement à l'interface de la digue et de la fondation n'était donc pas représentatif.

4.4 Analyse des résultats

Les déplacements simulés dans le Chapitre 3 et les facteurs de sécurités calculés avec les différentes méthodes se comparaient difficilement (Tableau 4-7) et, dans certains cas, les résultats pouvaient sembler contradictoires. Par exemple, pour le scénario 6, le FS_{PS} était supérieur aux FS_{PS} des scénarios 3, 9 et 12, à l'inverse des D_x pour ces mêmes scénarios. Par ailleurs, les D_x simulés pour les scénarios 3 et 4 étaient identiques, tandis que les FS_{PS} étaient très différents. À l'opposé, les FS_{PS} étaient identiques pour les scénarios 9 et 12 (fondation sur argile) alors que les déplacements étaient significativement différents. De plus, les FS_G calculés étaient compris entre 2,5 et 1,0 alors qu'aucun déplacement à la base de la digue n'a été simulé dans aucun cas.

Tableau 4-7: Comparaison des FS – Digue hybride

Scénario	Fondation	Séisme	PGA (g)	D_x (cm)	D_{xB} (cm)	FS_{PS}	FS_{SR}	FS_G
1	roc	S(1)	0,13	0,2	0	1,86	2,60	2,5
4	roc	N(1)	0,13	7,2	0	1,86	2,60	1,4
3	roc	S(16)	0,39	7,2	0	0,86	2,50	1,1
6	roc	N(16)	0,32	22,5	0	1,00	2,00	1,0
9	argile	S(1)	0,13	1,0	0,8	0,82	1,25	- *
12	argile	N(1)	0,13	10,4	8,5	0,82	1,25	- *

D_x : Déplacement horizontale de la crête de la digue hybride,
simulations numériques du Chapitre 3 (cm)

D_{xB} : Déplacement horizontale de la base de la digue hybride,
simulations numériques du Chapitre 3 (cm)

FS_{PS} : Facteur de sécurité pseudo-statique calculé par équilibre limite
(état de liquéfaction pondéré)

FS_{SR} : Facteur de sécurité calculé par réduction de la résistance des matériaux,
simulations numériques avec la digue hybride du Chapitre 3

FS_G : Facteur de sécurité face au glissement calculé par rapport de force de cisaillement à la base de la digue, basé sur les simulations numériques du Chapitre 3

Une réduction relativement faible de la résistance de l'argile de la fondation (SR=80%, Su=42 kPa) a mené à la rupture dans les simulations, indiquant que la consolidation de l'argile devrait être considérée dans les analyses de stabilité.

Les FS_{SR} calculés en présence d'une fondation sur roc sont identiques pour des séismes avec facteur de 2,9 entre les AMS (S(1) et S(16)). Cette méthode d'évaluation n'est donc pas recommandable pour une digue en enrochement avec fondation directement sur le roc. Il est possible que les ondes sismiques simulées dans la digue aient augmenté les contraintes principales mineures des matériaux et que cela ait augmenté leur résistance en cisaillement (Figure 4-13)

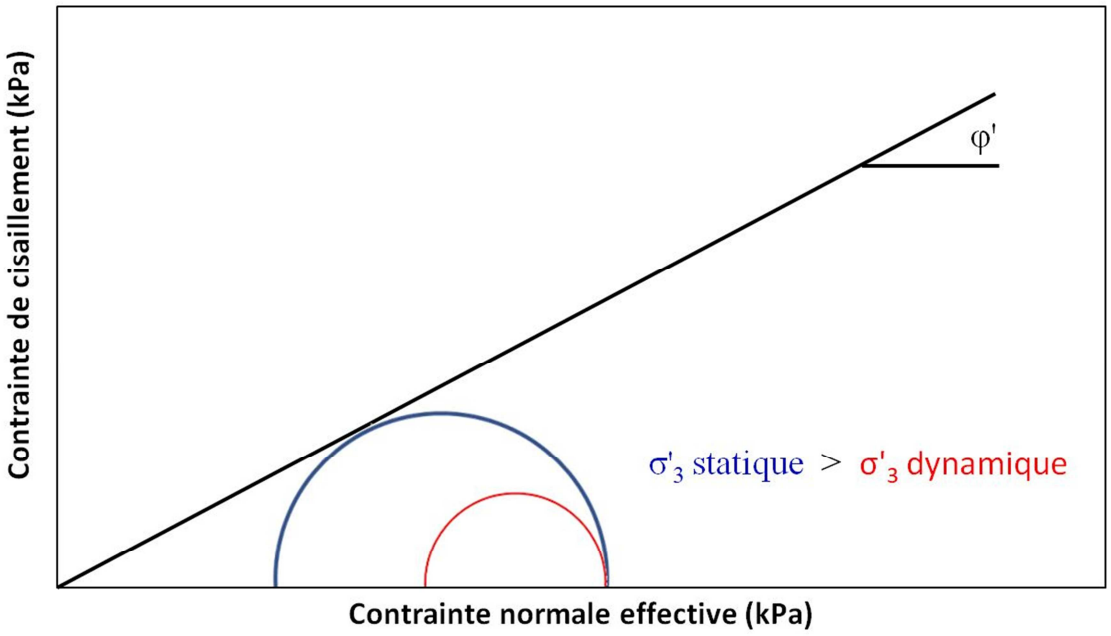


Figure 4-14: Contraintes mineures supérieures sous l'effet d'un séisme

CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DU PARC À RÉSIDUS DE LA MINE LARONDE

5.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats des simulations numériques du parc à résidus de la mine LaRonde incluant les bermes de rehaussements jusqu'à une élévation de 356 m (Figure 5-1). L'approche numérique globale, les scénarios de fondation (roc et argile), les modèles de comportement et les propriétés des matériaux étaient identiques au modèle avec digue hybride (Chapitre 3). L'enrochement des bermes de rehaussements avait les mêmes propriétés que l'enrochement de la digue. Les variables analysées pour évaluer le comportement de la digue étaient également identiques à celle du Chapitre 3 (A_x, V_x, D_x, FC, D_{LIQ}, CSR, r_u, I_x). La réponse des résidus a été évaluée le long d'une ligne verticale à différentes hauteurs le long de la ligne R1 situé à 50 m du pied amont de la digue (Figure 5-1). Les déplacements au centre des batardeaux ont été mesurées pour les rehaussement aux élévations 346, 348, 349 et 356 (Figure 5-1). L'épaisseur totale des résidus sur cet axe était de 23 m (Tableau 5-1).

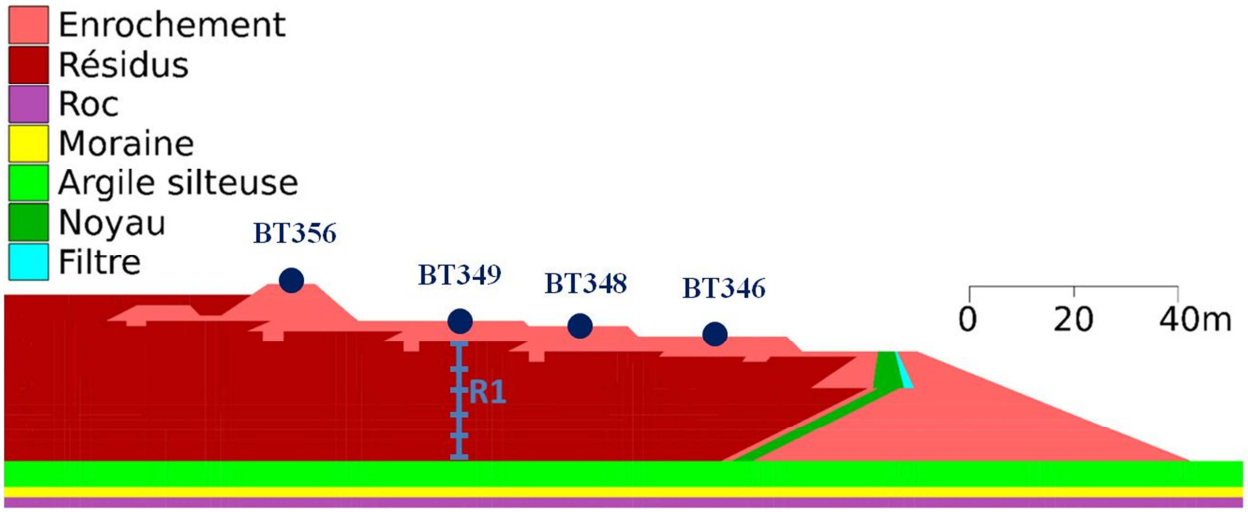


Figure 5-1: Modèle numérique du parc LaRonde avec rehaussements. R1 : Axe d'évaluation du comportement des résidus miniers.

La géométrie des rehaussements a été simplifiée par rapport aux plans de références afin de ne pas simuler des ruptures de surfaces non significatives qui auraient pu causer une instabilité numérique. Une berme rigide et résistante a été utilisée pour borner les résidus au

centre du bassin; la condition « *freefield* » ne s'appliquait pas car la symétrie des frontières verticales du modèle n'étaient pas respectée.

Tableau 5-1: Points de contrôle de suivi du comportement des résidus sur l'axe R1

Point de contrôle	h (m)	h/H
1	0	0
2	5	0.22
3	9	0.39
4	14	0.61
5	19	0.83
6	23	1.00

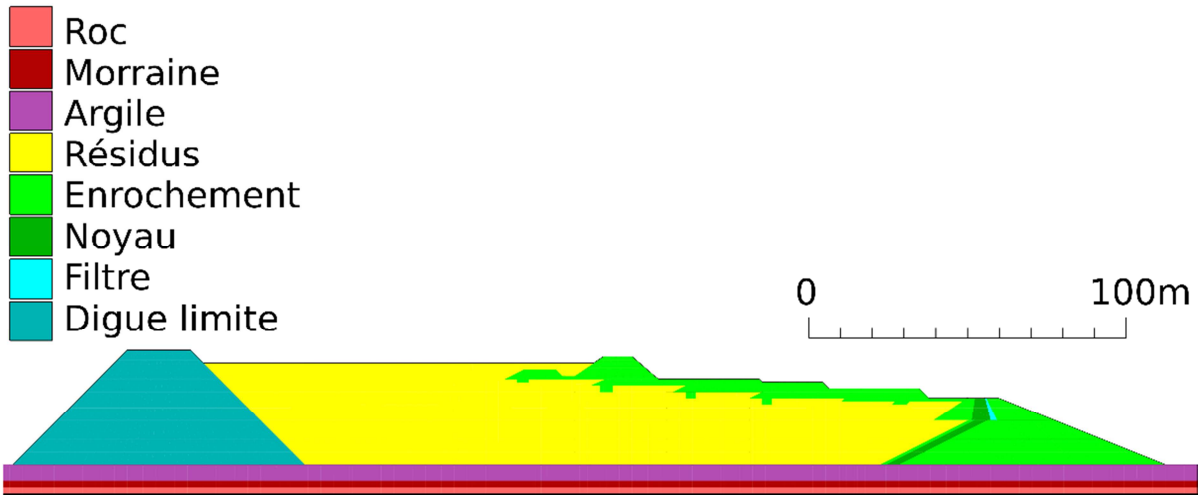


Figure 5-2: Vue complète du modèle du parc LaRonde

5.2 Simulations

Les signaux S16T du Saguenay et NR0923R de Northridge non factorisés et factorisés par 0,5 ont été appliqués aux modèles avec des fondations de roc et d'argile pour simuler les effets de l'intensité du séisme et les conditions souterraines sur le comportement de l'ouvrage. Les signaux sont présentés au Tableau 5-2. Les scénarios sont présentés au Tableau 5-3. La procédure de factorisation des signaux ainsi que les accélérations spectrales sont présentées à l'Annexe B.

Tableau 5-2: Séismes de conception du modèle LaRonde

Désignation	Magnitude (M_w)	Distance (km)	AMS (g)	Intensité Arias (m/s)	Durée (s)	f_p	Facteur de temps	Facteur d'amplitude
S(0,5)	5,5	15	0,077	0,06	25	25	1	0,583
S(1)	6	15	0,131	0,17	25	25	1	1
N(0,5)	5,5	15	0,076	0,08	20	3,85	1	0,589
N(1)	6	15	0,130	0,22	20	3,85	1	1

Tableau 5-3: Scénarios d'analyse du modèle LaRonde

Scenario	Fondation	Séisme					
		Désignation	Signal	Intensité Arias (m/s)	AMS (g)	Durée (s)	f_p (Zardari et al.)
B1	Roc	S(0.5)	SAG16	0.06	0.0765	25	25
B2	Argile	S(0.5)	SAG16	0.06	0.0765	25	25
B3	Roc	N(0.5)	NR0923	0.075	0.076	20	3.85
B4	Argile	N(0.5)	NR0923	0.075	0.076	20	3.85
B5	Roc	S(1)	SAG16	0.17	0.13	25	25
B6	Argile	S(1)	SAG16	0.17	0.13	25	25
B7	Roc	N(1)	NR0923	0.22	0.13	20	3.85
B8	Argile	N(1)	NR0923	0.22	0.13	20	3.85

5.3 Résultats

Les comportements de la digue, des rehaussements et des résidus ont été analysés en détail pour les scénarios de références B1 et B2 (signal Saguenay factorisé par 0,5 et fondation de roc ou d'argile, respectivement). Les résultats des scénarios B7 et B8 (signal Northridge non factorisé et fondation de roc ou d'argile, respectivement) sont présentés de manière plus succincte.

Les résultats de tous les scénarios sont présentés dans un tableau synthèse à la fin de ce chapitre.

5.3.1 Scénario de référence B1 : séisme S(0,5) et fondation de roc

5.3.1.1 Comportement de la digue de départ et des batardeaux

L'accélération horizontale maximale au sommet de la digue a été de 0,24g, ce qui correspond à une amplification de 3,1 par rapport à l'accélération maximale simulée à la base de la digue (Figure 5-3).

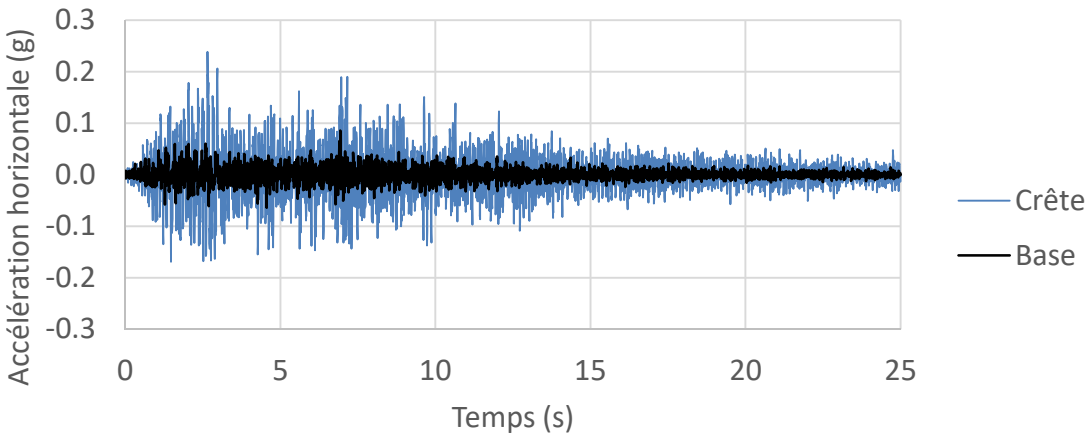


Figure 5-3: Accélérations horizontales dans la digue de départ, scénario B1

L'accélération horizontale maximale atteinte pendant le séisme a été enregistrée indépendamment pour chaque point du modèle (Figure 5-4). Les accélérations présentées ci-dessous sont les valeurs maximales atteintes à chaque point pendant le séisme, indépendamment du moment où ces valeurs sont obtenues. La figure ne représente donc pas un état du modèle à un temps spécifique donné mais permet d'apprécier l'amplitude des accélérations. Les accélérations les plus élevées se situent surtout au sommet de la digue de départ ainsi que dans les bermes de rehaussement.

Les vitesses horizontales maximales à la base et à la crête de la digue ont été respectivement de 1,44 cm/s et 5,57 cm/s, soit une amplification de 3,9 entre les deux valeurs (Figure 5-5). Les vitesses faibles simulées à la fin du séisme (< 5 mm/s) indiquent que la digue restait stable dans ces conditions.

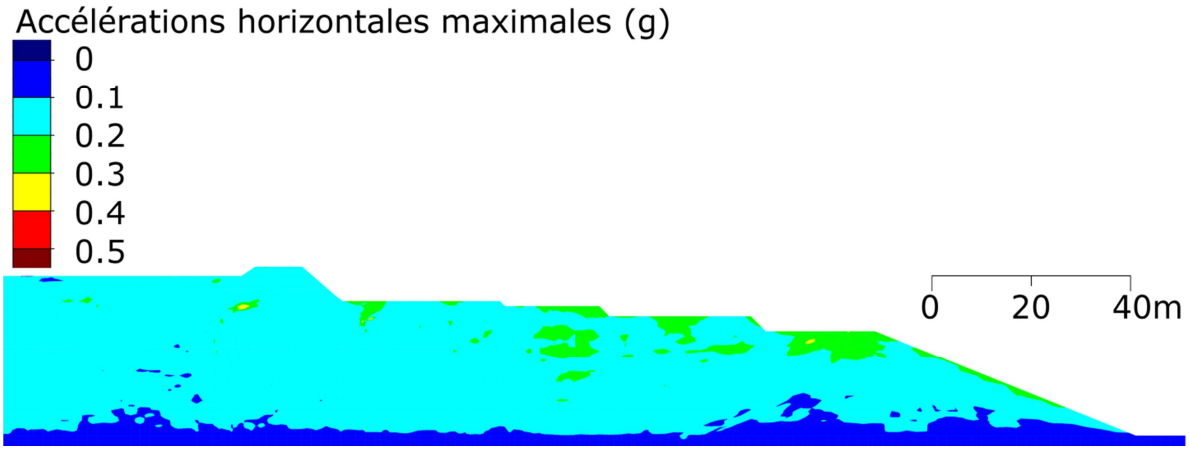


Figure 5-4: Contours des accélérations horizontales maximales en tout point, scénario B1

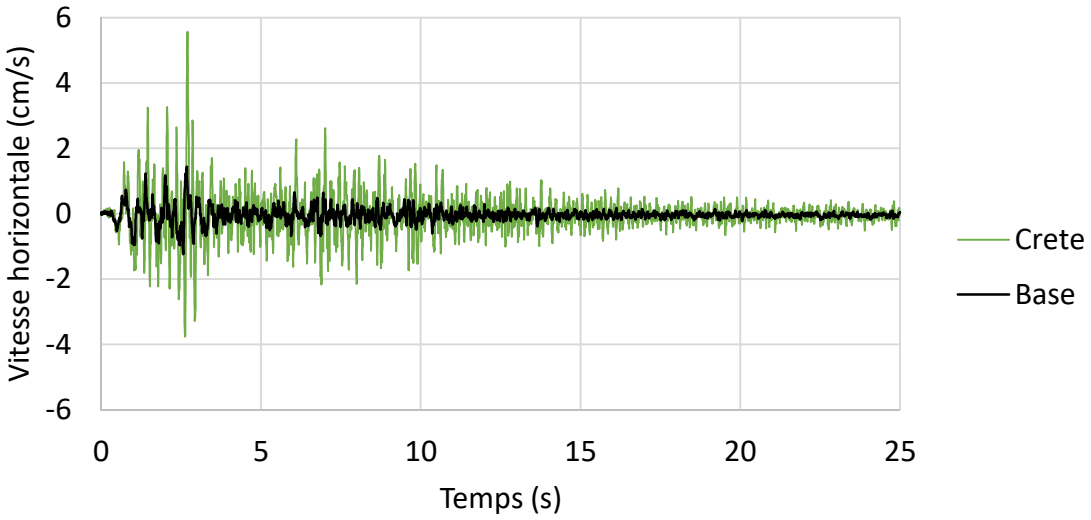


Figure 5-5: Vitesses horizontales dans la digue de départ, scénario B1

5.3.1.2 Comportement des résidus

Les accélérations horizontales maximales simulées dans les résidus augmentaient avec l'élévation jusqu'à atteindre 0,23g pour les résidus situés à 5 m sous l'enrochement (h/H = 0,8; Figure 5-6). Ces accélérations maximales ont été observées principalement dans les trois premières secondes du séisme et représentent une amplification de 3,1 par rapport aux accélérations à la base des résidus. Au-delà de 10 secondes, les accélérations près de la surface ont été moins importantes que les accélérations près de la base.

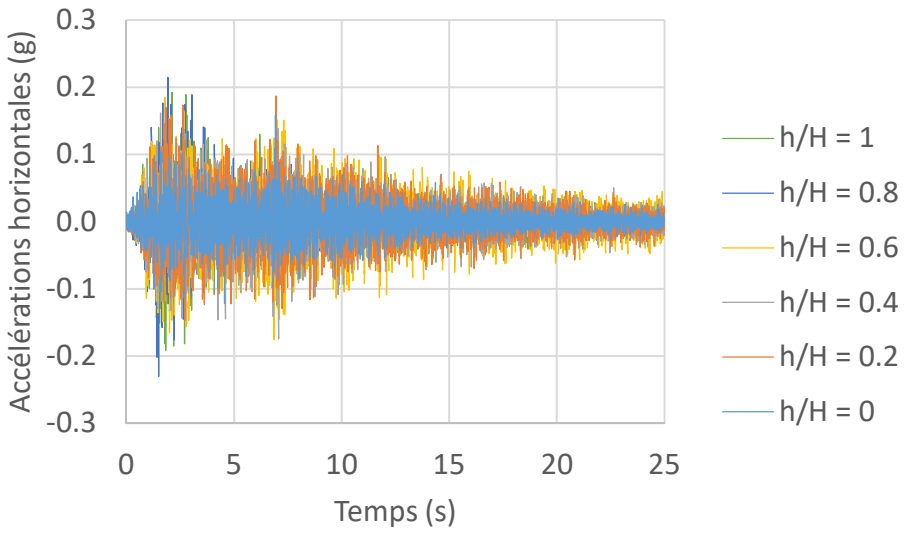


Figure 5-6: Accélérations horizontales dans les résidus, scénario B1

Les CSR initiaux à l'état statique étaient compris entre 0,05 à 0,08 et avaient tendance à augmenter avec l'élévation (Figure 5-7). Les CSR maximaux ont été atteints dans les premières secondes du séisme et ont atteint 0,14. À partir de la 10^{e} seconde du séisme, les CSR des 5m supérieurs (h/H ≥ 0,8) ont oscillé autour de zéro.

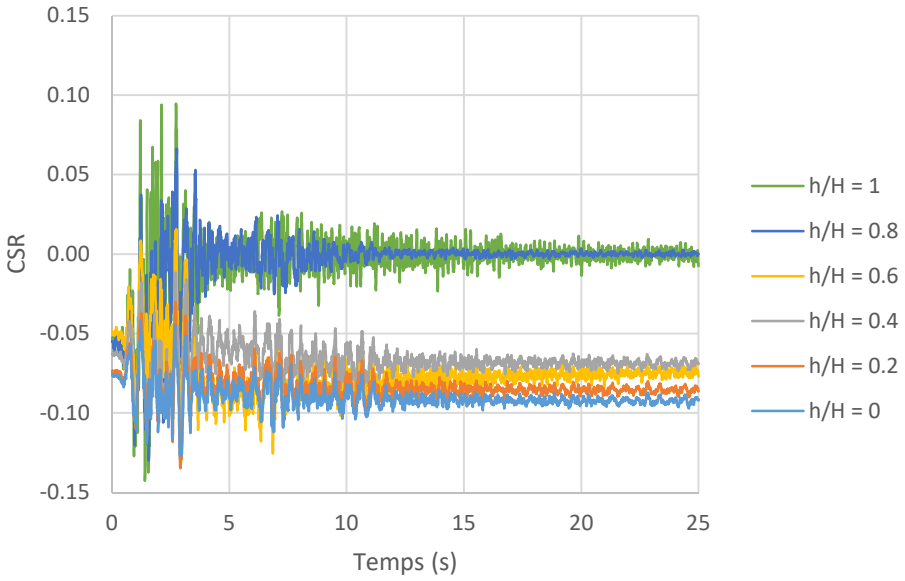


Figure 5-7: Rapport de contrainte de cisaillement pour les résidus, scénario B1

Les rapports des pressions interstitielles en excès (r_u) correspondaient avec la diminution des accélérations et des CSR près de la surface (Figure 5-8). Les résidus en surface ($h/H \geq 0,8$) ont atteint des valeurs de r_u supérieures à 0,85 (défini comme l'atteinte de la liquéfaction) en moins de de 5 secondes. Les résidus sous-jacents ($h/H \geq 0,6$) ont atteint la liquéfaction après 13 secondes, suites aux secousses importantes du séisme à la 8^e seconde. Les r_u sont demeurés inférieurs à 0,2 pour les résidus situés dans la portion inférieure du bassin ($h/H \leq 0,4$).

Le rapport r_u a diminué après l'atteinte de la liquéfaction pour les résidus à l'interface avec les bermes en enrochement, tandis que le rapport r_u est demeuré relativement constant pour les résidus liquéfiés aux rapports h/H de 0,8 et 0,6. Les contours de r_u à la fin du séisme illustrent des zones de quelques mètres de profondeur sous les bermes de rehaussement (Figure 5-9).

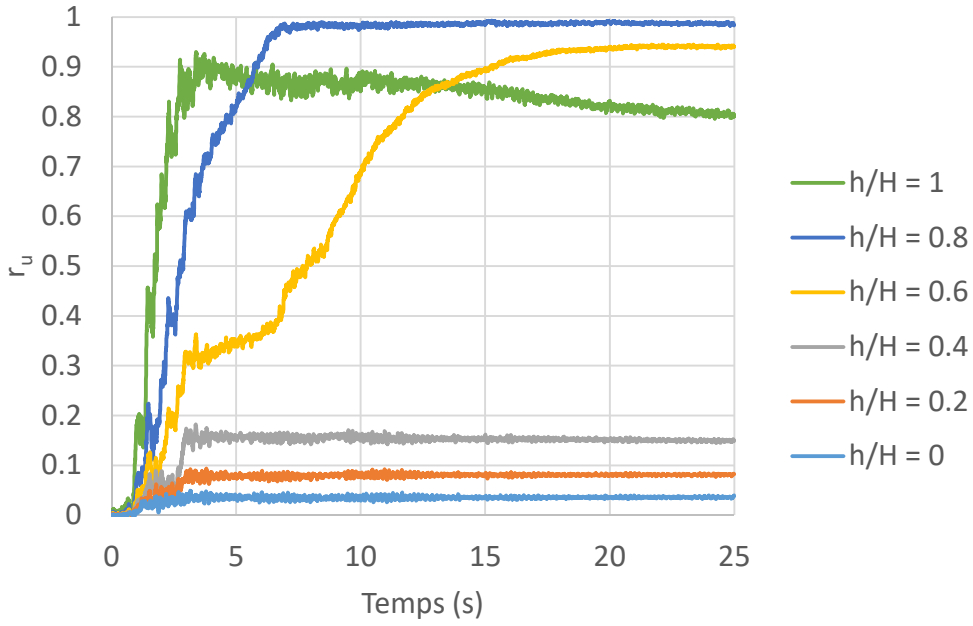


Figure 5-8: Rapport de pressions interstitielles en excès, scénario B1

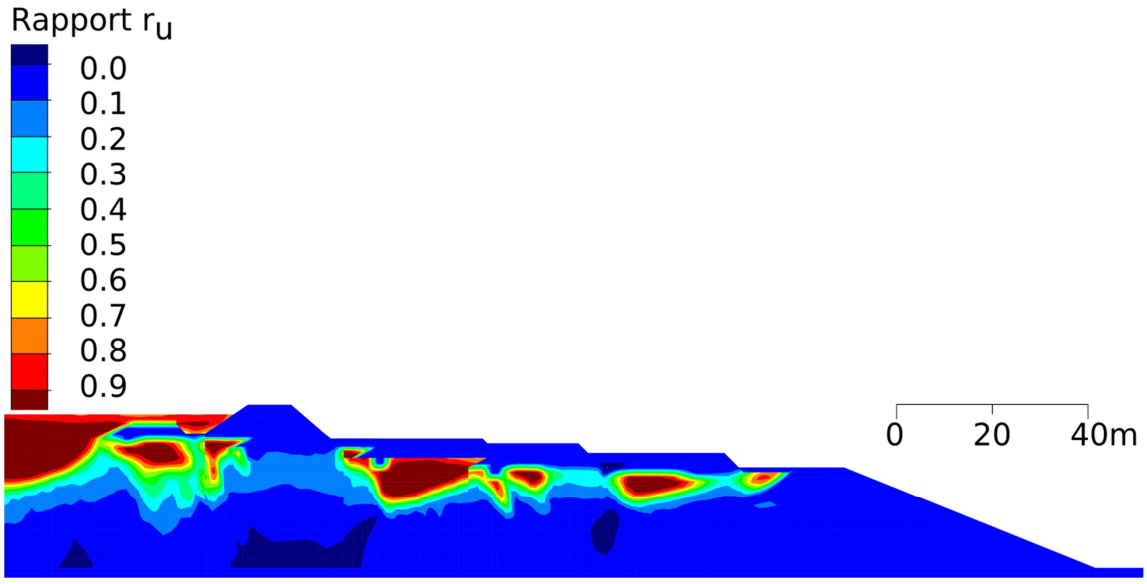


Figure 5-9: Contours de pressions interstitielles en excès, scénario B1

5.3.1.3 Déformations et déplacements

Les déplacements horizontaux maximaux simulés correspondaient à un mouvement des bermes de rehaussement à la surface des résidus vers la digue sur une distance d'approximativement 1 cm (Figure 5-10). Les historiques de déplacements ont montré que les bermes se stabilisaient au-delà de la 12^{e} seconde et que les déplacements à la base étaient nuls (Figure 5-11).

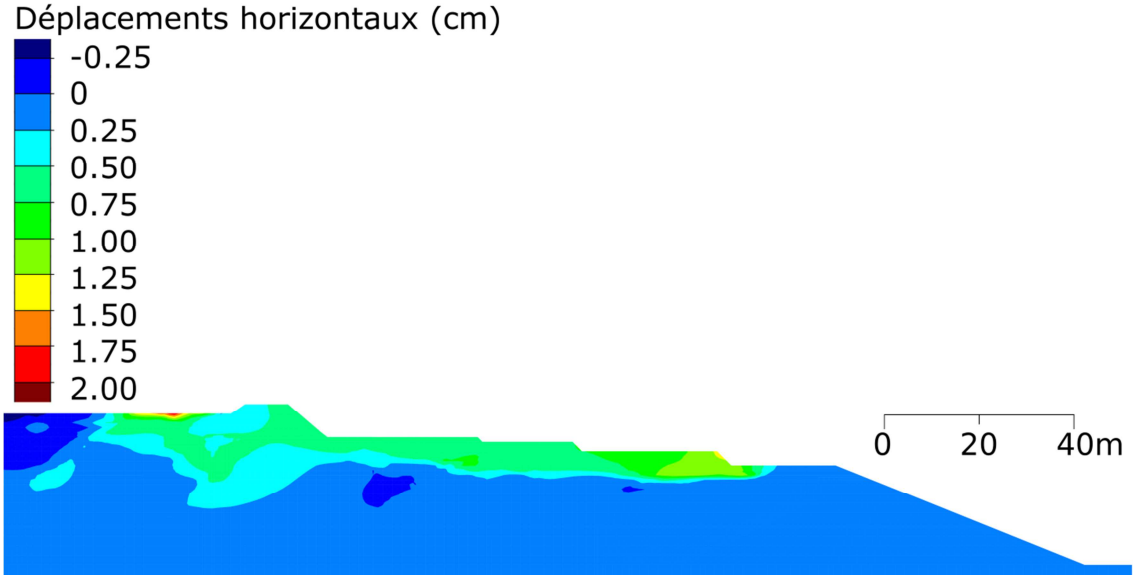


Figure 5-10: Contours des déplacements horizontaux, scénario B1

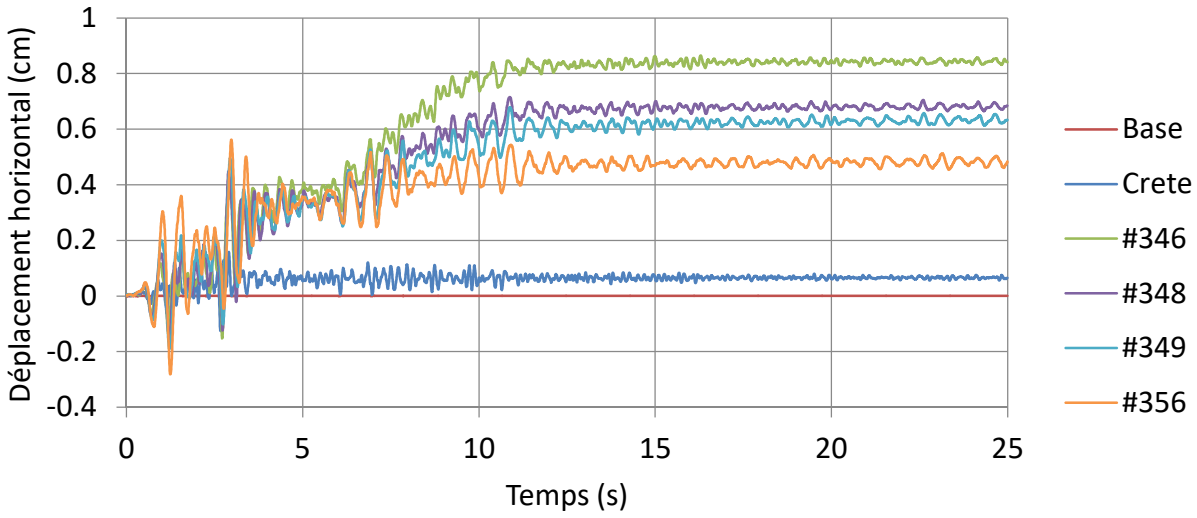


Figure 5-11: Déplacements horizontaux dans la digue de départ et les rehaussements, scénario B1

5.3.2 Scénario de référence B2 : séisme S(0,5) et fondation d'argile

5.3.2.1 Comportement de la digue de départ et des batardeaux

L'accélération horizontale maximale au sommet de la digue a été de 0,13g, ce qui correspond à une amplification de 1,9 par rapport à l'accélération maximale simulée à la base de la digue (Figure 5-12).

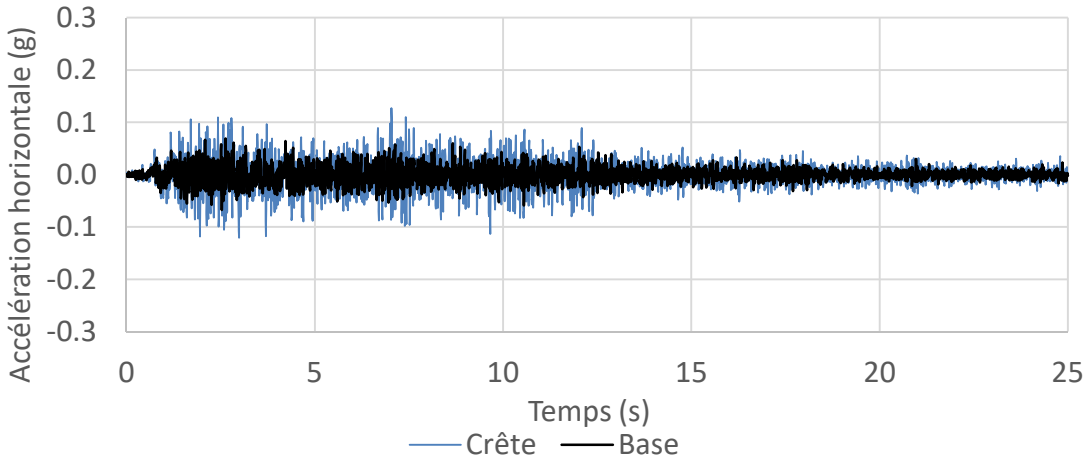


Figure 5-12: Accélérations horizontales dans la digue de départ, scénario B2

L'accélération horizontale maximale atteinte pendant le séisme a été enregistrée indépendamment pour chaque point du modèle (Figure 5-13). Les accélérations présentées ci-dessous sont les valeurs maximales atteintes à chaque point pendant le séisme, indépendamment du moment où ces valeurs sont obtenues. La figure ne représente donc pas un état du modèle à un temps spécifique donné mais permet d'apprécier l'amplitude des accélérations.

Les vitesses horizontales maximales à la base et à la crête de la digue ont été respectivement de 1,61 cm/s et 2,93 cm/s, soit une amplification de 1,8 entre les deux valeurs (Figure 5-14). Les vitesses faibles simulées à la fin du séisme (< 5 mm/s) indiquent que la digue restait stable dans ces conditions.

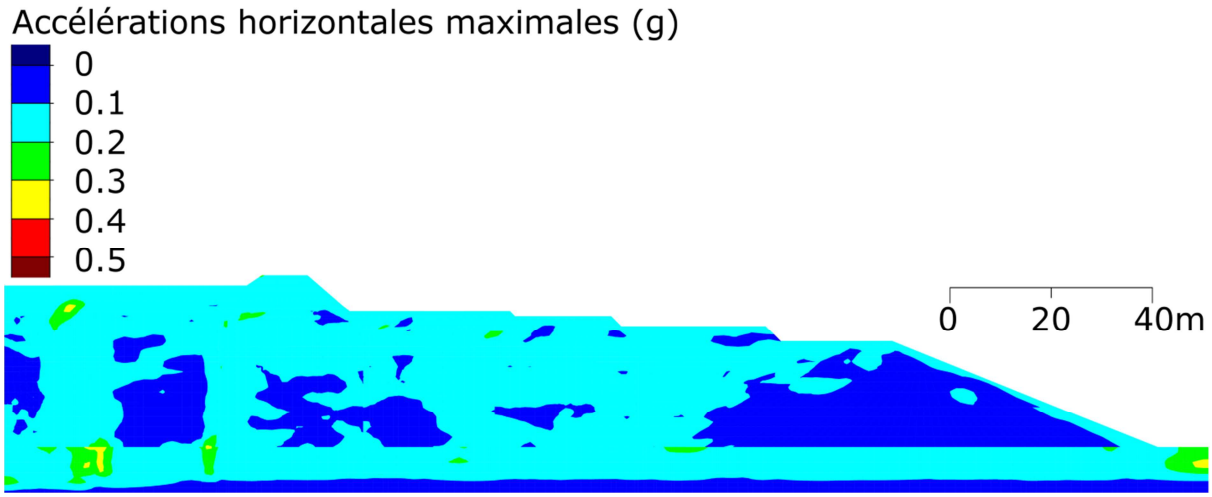


Figure 5-13: Contours des accélérations horizontales maximales en tout point, scénario B2

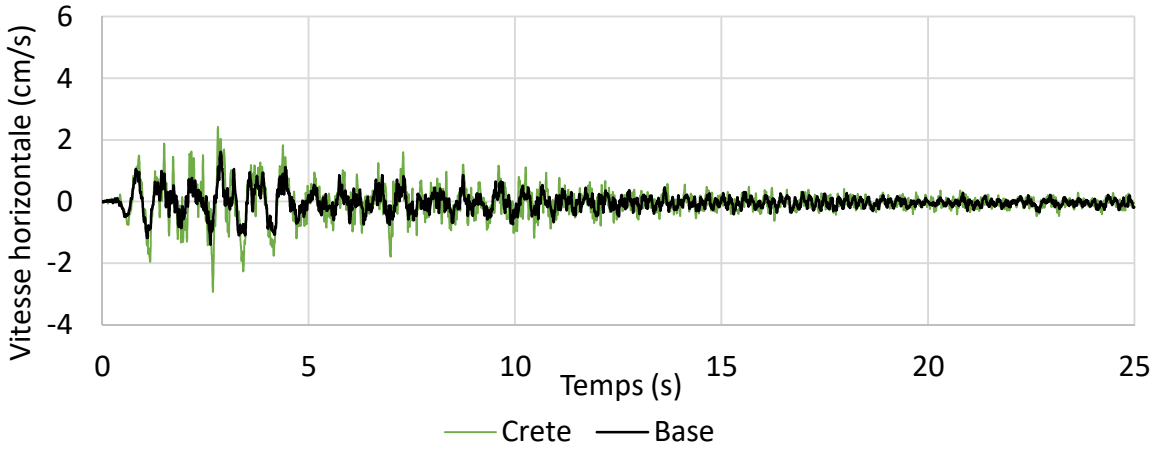


Figure 5-14: Vitesses horizontales dans la digue de départ, scénario B2

5.3.2.2 Comportement des résidus

Les accélérations horizontales maximales simulées dans les résidus augmentaient avec l'élévation jusqu'à atteindre 0,15g pour les résidus situés à 5 m sous l'enrochement (h/H = 0,8; Figure 5-15). Ces accélérations maximales ont été observées principalement dans les trois premières secondes du séisme et représentent une amplification de 3,1 par rapport aux accélérations à la base des résidus. Au-delà de 10 secondes, les accélérations près de la surface ont été moins importantes que les accélérations près de la base.

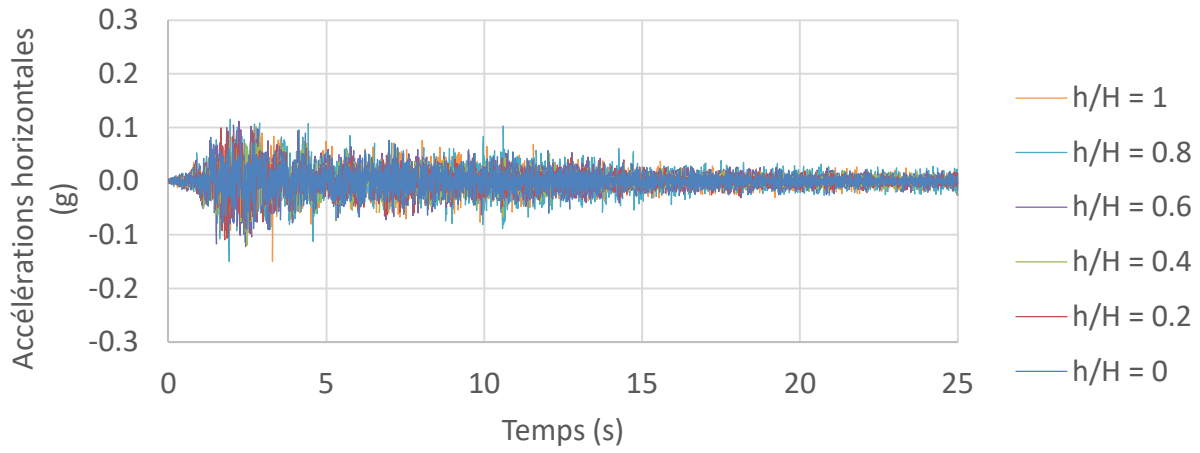


Figure 5-15: Accélérations horizontales dans les résidus, scénario B2

Les CSR initiaux à l'état statique étaient compris entre 0,03 à 0,08 et avaient tendance à augmenter avec l'élévation (Figure 5-16). Les CSR maximaux ont été atteints dans les premières secondes du séisme et ont atteint 0,14. À partir de la 5^{e} seconde du séisme, les CSR des 5 m supérieurs (h/H ≥ 0,8) ont oscillé autour de zéro.

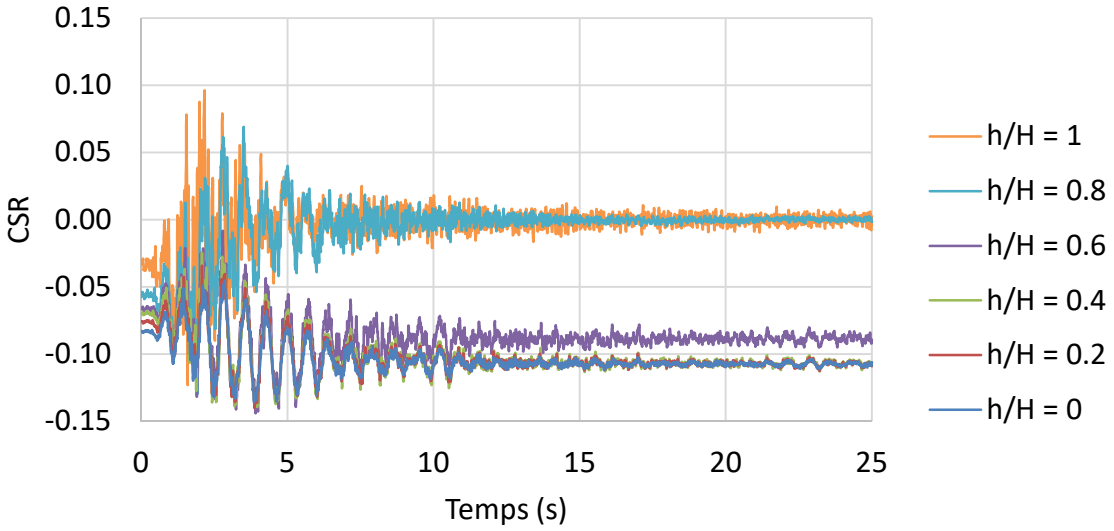


Figure 5-16: Rapport de contrainte de cisaillement pour les résidus, scénario B2

Les rapports des pressions interstitielles en excès (r_u) correspondaient avec la diminution des accélérations et des CSR près de la surface (Figure 5-17). Les résidus en surface (h/H = 1) ont atteint des valeurs de r_u supérieures à 0,85 (défini comme l'atteinte de la liquéfaction) en moins de 5 secondes. Les résidus sous-jacents (h/H ≥ 0,8) ont atteint la liquéfaction après 12 secondes. . Les r_u sont demeurés inférieurs à 0,2 pour les résidus situés dans la portion inférieur du bassin (h/H ≤ 0,6).

Le rapport r_u a diminué après l'atteinte de la liquéfaction pour les résidus à l'interface avec les bermes en enrochement, tandis que le rapport r_u est demeuré stable pour les résidus liquéfiés aux rapports h/H de 0,8. Les contours de liquéfaction à la fin du séisme sont présentés à la Figure 5-18.

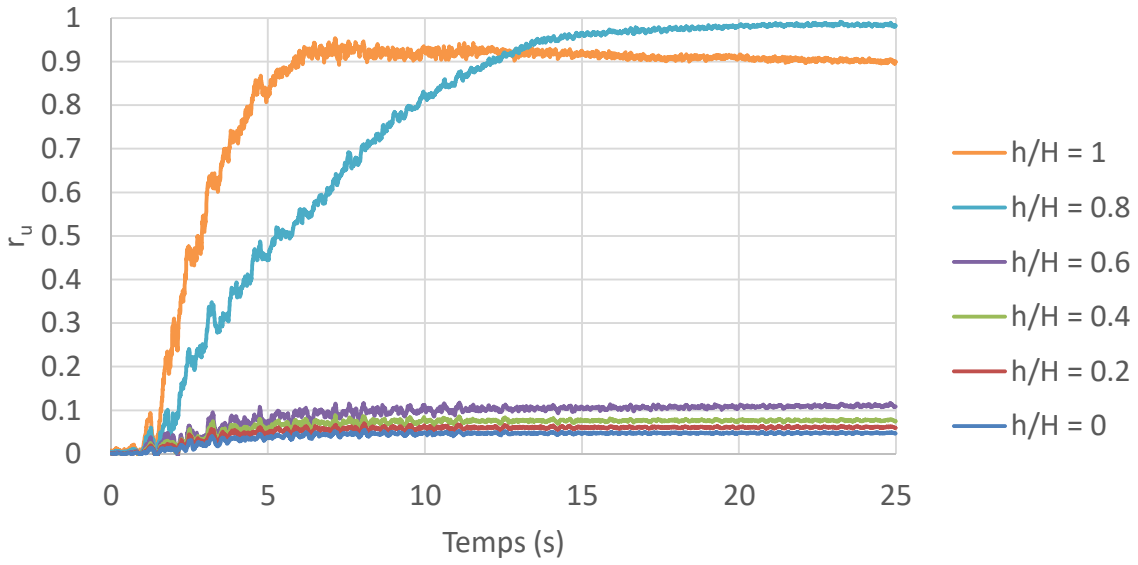


Figure 5-17: Rapport de pressions interstitielles en excès, scénario B2

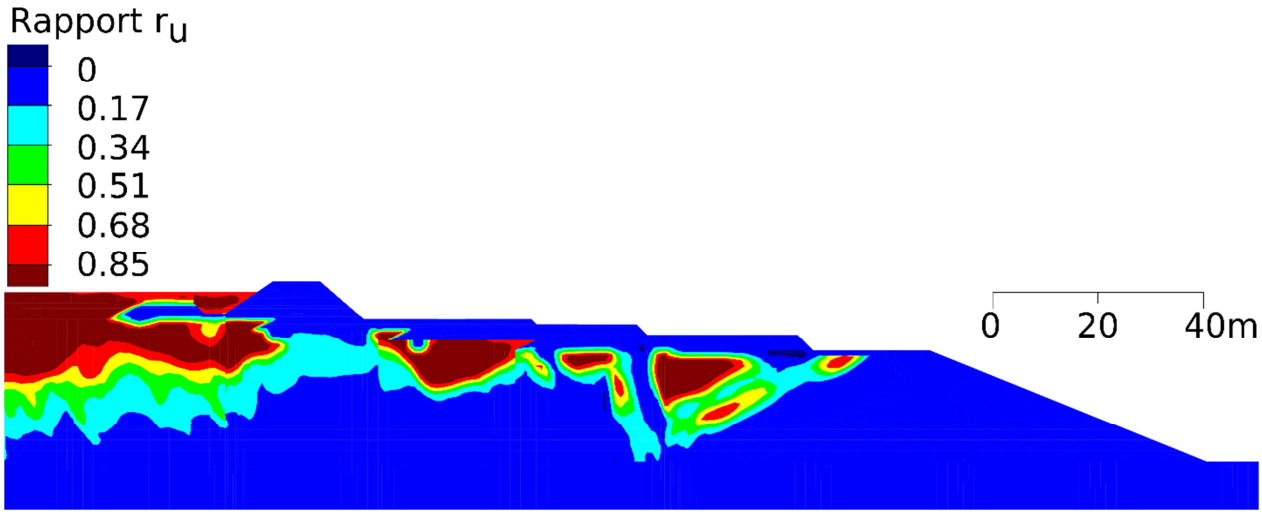


Figure 5-18: Contours de pressions interstitielles en excès, scénario B2

5.3.2.3 Déformations et déplacements

Les déplacements simulés les plus importants correspondaient à un grand glissement de la digue passant par la couche d'argile de la fondation sur une distance inférieure à 1 cm (Figure 5-19). Les historiques de déplacements ont montrées que la digue se stabilisait après la 10^{e} seconde et que le déplacement à la base était de 0,3 cm (Figure 5-20).

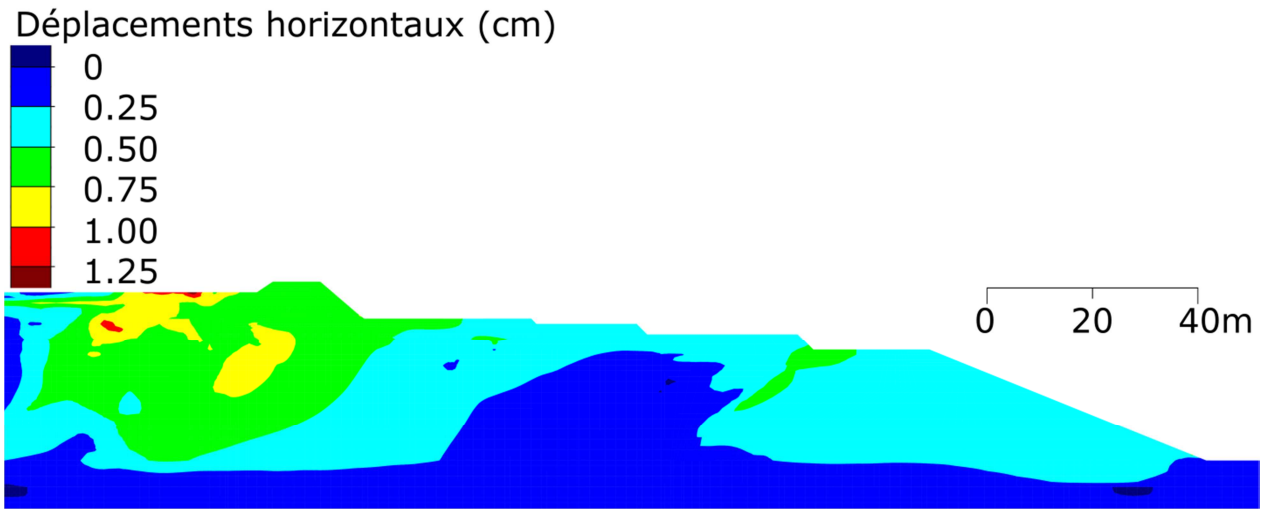


Figure 5-19: Contours des déplacements horizontaux, scénario B2

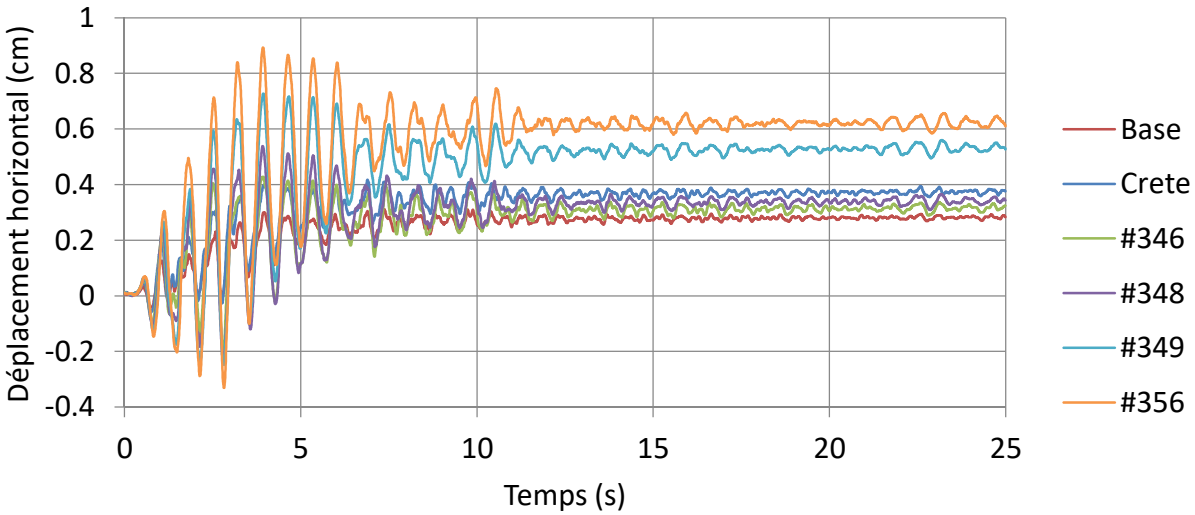


Figure 5-20 : Déplacements horizontaux dans la digue de départ et les rehaussements, scénario B2

5.3.3 Résultats du scénario B7 : séisme N(1) et fondation sur roc

Les déplacements simulés pour le scénario B7 ont indiqué un déplacement des bermes de rehaussement compris entre 1 m et 8 m (Figure 5-21) et la liquéfaction presque complète des résidus (Figure 5-22).

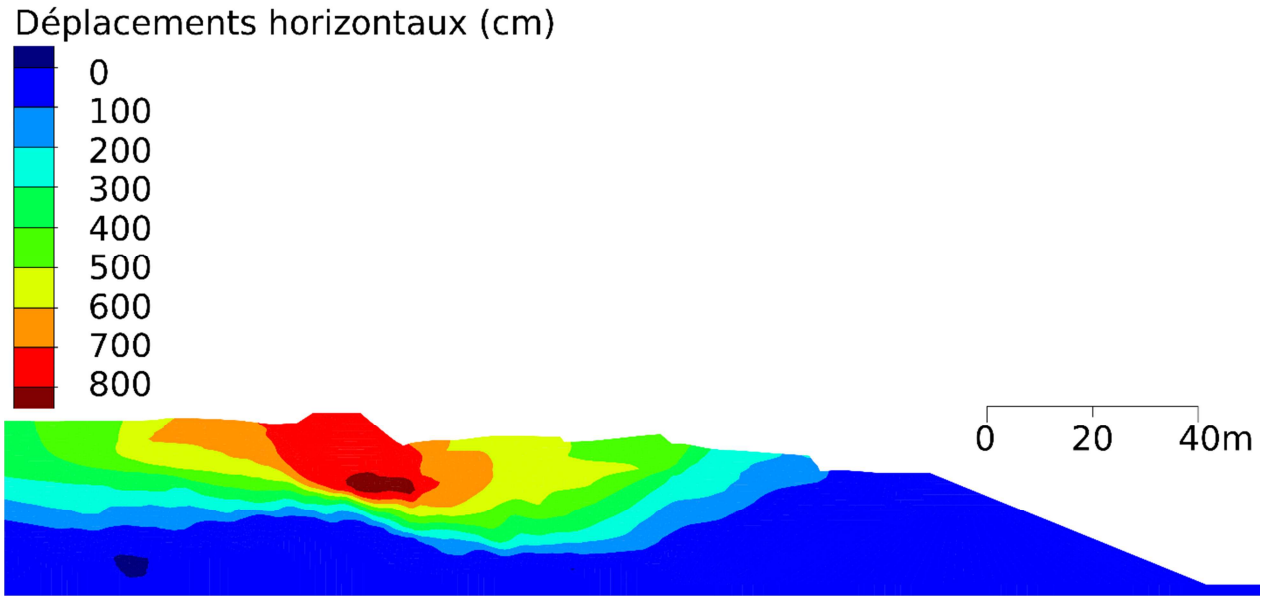


Figure 5-21: Contours des déplacements horizontaux, scénario B7

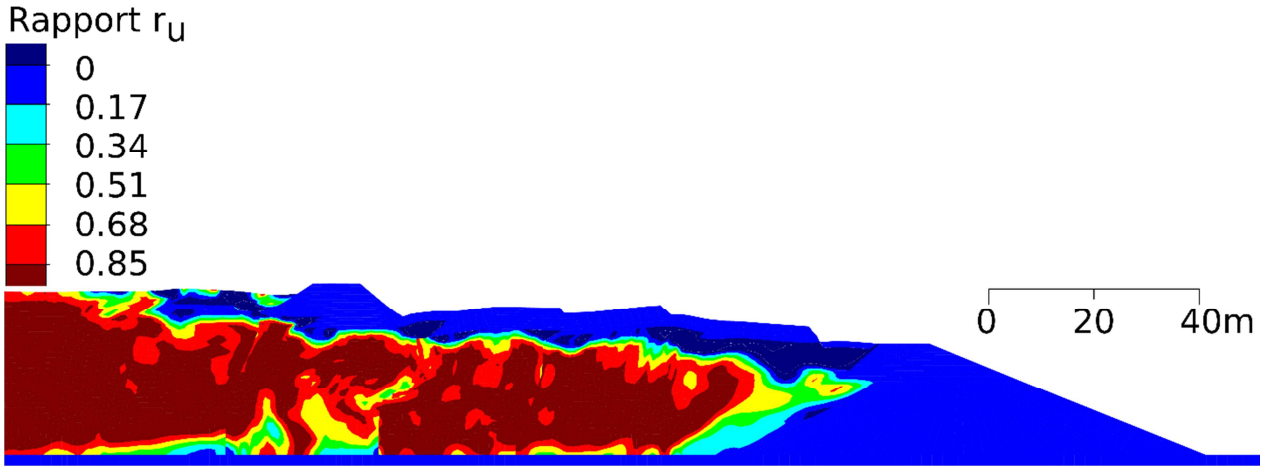


Figure 5-22: Contours de pressions interstitielles en excès, scénario B7

5.3.4 Résultats du scénario B8 : séisme N(1) et fondation sur argile

Les déplacements simulés pour le scénario B8 ont indiqué un grand glissement de la digue passant par la fondation d'argile (Figure 5-23 et Figure 5-24) et une liquéfaction des résidus sur toute la hauteur du parc à proximité de la digue (Figure 5-25).

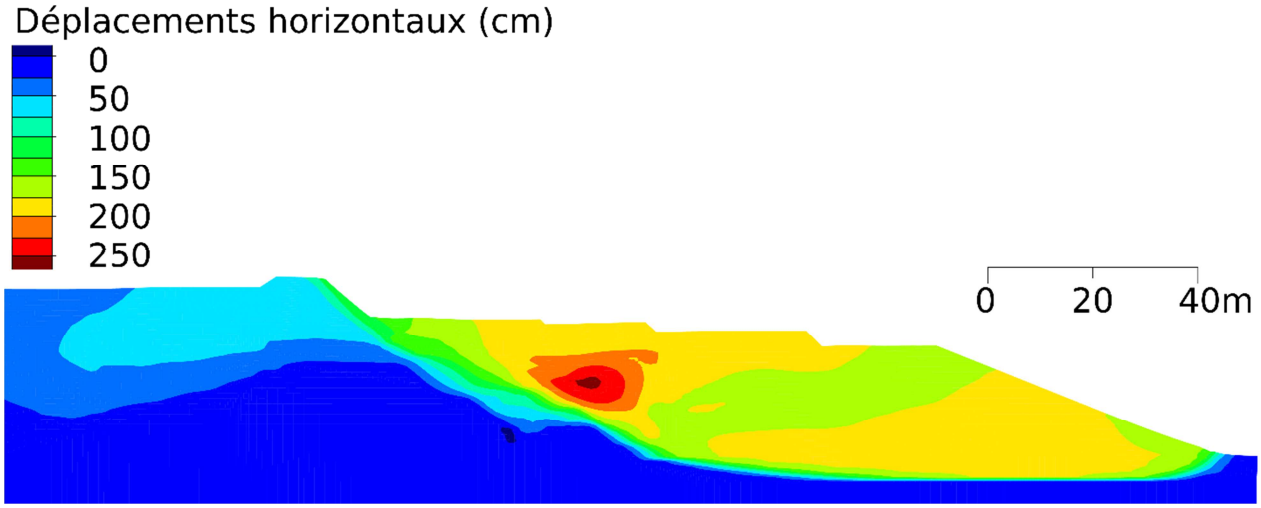


Figure 5-23: Contours des déplacements horizontaux, scénario B8

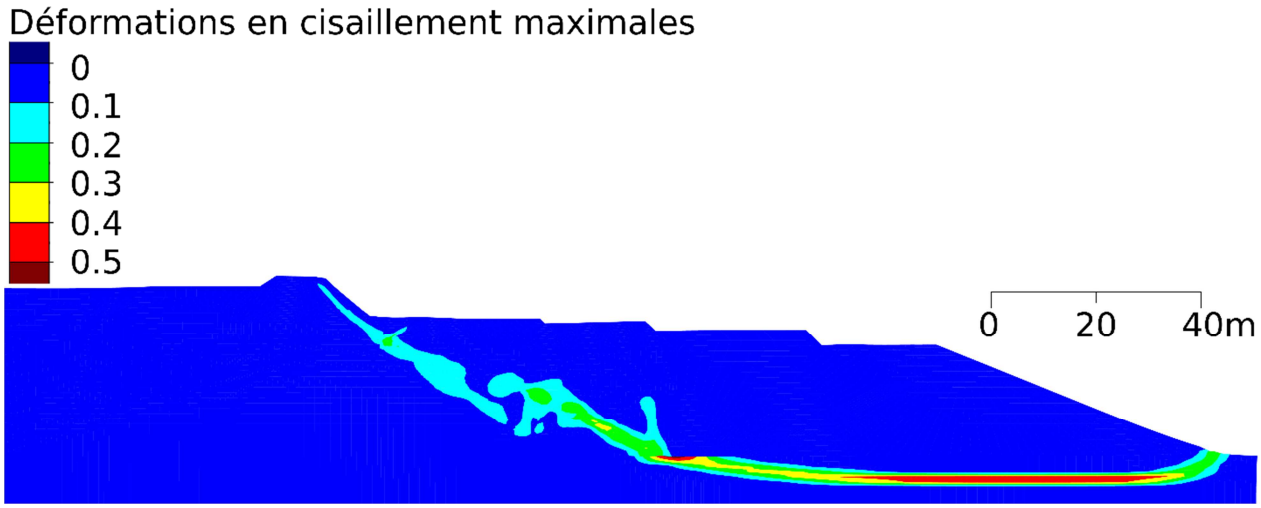


Figure 5-24: Contours de déformations en cisaillement maximales, scénario B8

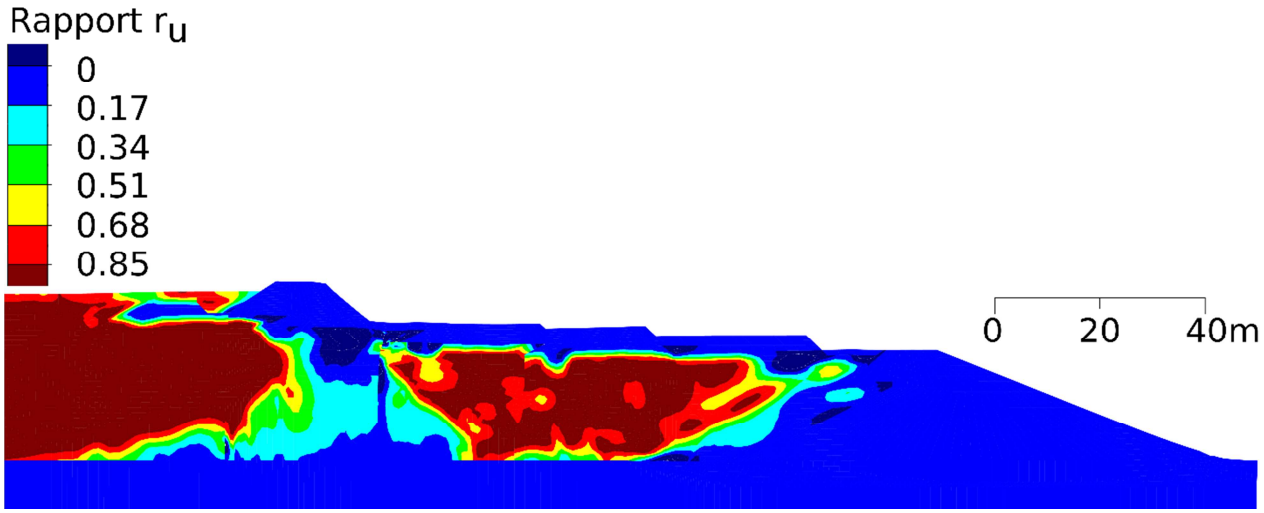


Figure 5-25: Contours de pressions interstitielles en excès, scénario B8

5.4 Sommaire des résultats

Les résultats des huit scénarios sont présentés dans le Tableau 5-4.

Tableau 5-4 : Sommaire des résultats des scénarios 1 à 8

Scénario	Séisme et Fondation	Valeur maximale à la crête de la digue de départ			À la fin du séisme		Déplacements horizontaux des batardeaux (cm)			
		A_x (g)	V_x (g)	D_x (cm)	D_{LIQ} (m)	V_{FS} (cm/s)	D_x el. 346 (cm)	D_x el. 348 (cm)	D_x el. 349 (cm)	D_x el. 356 (cm)
B1	S(0,5) | Roc	0,24	5,5	0,1	7	0,6	1,5	1,4	1,3	1,2
B2	S(0,5) | Argile	0,13	2,4	0,4	5	0,7	1,0	1,1	1,1	1,3
B3	N(0,5) | Roc	0,22	11,5	0,3	10	0,3	28	29	36	37
B4	N(0,5) | Argile	0,12	6,9	5,5	9	0,5	6	7	7	8
B5	S(1) | Roc	0,43	9,4	1,0	9	0,7	4,1	4,1	3	1,5
B6	S(1) | Argile	0,21	3,6	1,0	7	0,7	1,2	1,1	1,1	1
B7	N(1) | Roc	0,62	17,6	11,6	23	65,8	220	460	580	750
B8	N(1) | Argile	0,41	29,1	172	15	40,1	73	169	187	193

Où
A_x : Accélération horizontale maximale à la crête de la digue
V_x : Vitesse horizontale maximale à la crête de la digue
D_x : Déplacement horizontal maximal à la crête de la digue
D_{LIQ} : Profondeur de liquéfaction moyenne des résidus à la fin du séisme
V_{FS} : Vitesses maximales dans la digue à la fin du séisme

5.5 Analyse et discussion

Les scénarios utilisant les séismes S(0,5) et S(1) (scénario B1, B2, B5 et B6) ont simulé des déplacements de la digue inférieurs ou égal à 1 cm et les vitesses de déplacement finales étaient inférieures à 1 cm/s. Les déplacements des bermes de rehaussement pour ces scénarios étaient compris entre 1 et 4 cm. Les simulations n'ont pas indiqué de dommage significatif au parc à résidus soumis aux séismes de Saguenay sur une fondation de roc ou d'argile.

La simulation du séisme N(0,5) avec fondation sur argile (Scénario B4) a donné des résultats similaires à la simulation du séisme S(0,5) avec une fondation sur argile (Scénario B2). Par contre, la simulation du séisme N(0,5) avec fondation sur roc (Scénario B3) a donné des

déplacements des bermes de rehaussement compris entre 28 cm et 37 cm, alors que la simulation du séisme S(0,5) avec fondation sur roc obtenait des déplacements négligeables des bermes de rehaussement. Le contenu en fréquence a donc eu un effet négligeable pour la fondation sur argile et un effet important pour la fondation sur roc.

Les simulations utilisant le séisme N(1), sur roc et sur argile, ont donné des déplacements de plusieurs mètres. La digue fondée sur roc a montré un glissement des bermes de rehaussements vers l'aval, à la surface des résidus liquéfiés, et la digue fondée sur argile a montré un glissement profond de la digue de départ passant à travers la couche d'argile.

La liquéfaction des résidus peut avoir un impact sur la stabilité des bermes, particulièrement à proximité de la crête de la digue de départ. Des zones de fondation sur argile peuvent être des zones de glissement préférentielles et une caractérisation plus approfondie sur le terrain et en laboratoire permettrait de mieux définir le risque associé à ce mode de rupture.

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS

L'analyse du comportement d'un parc à résidus minier sous l'effet d'un séisme nécessite d'évaluer tout autant la sollicitation sismique que le comportement dynamique des matériaux de la digue, de la fondation et du bassin. La méthode d'analyse pseudo-statique par équilibre limite est généralement conservatrice dans l'application de la charge sismique, particulièrement pour les digues avec des fondations en argile. Toutefois, cette méthode implique de poser des hypothèses sur la liquéfaction des résidus. La modélisation numérique des contraintes-déformations permet de simuler le comportement dynamique des résidus à l'aide de modèles de comportement qui simulent la génération de pressions interstitielles en excès et la liquéfaction dans les résidus. Ces modèles ont été validés et calibrés à partir d'essais en laboratoire pour plusieurs résidus, incluant ceux de la mine LaRonde.

Les résultats de simulations numériques du modèle avec une digue hybride (Chapitre 3) réalisées dans le cadre de cette recherche permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les matériaux de fondation avaient un effet déterminant sur la propagation des accélérations dans le parc à résidus.
- Les accélérations causées par un séisme étaient amplifiées entre la base et la crête de la digue si la base de la digue était solidaire avec la fondation (fondation sur roc) et demeuraient relativement uniformes si la base de la digue était sur un matériau de fondation déformable (comme l'argile).
- La réponse de la digue (accélérations, vitesses et déplacements) était accrue pour les séismes basés sur le signal 0923R du séisme de Northridge 1994 en comparaison aux séismes basés sur le signal 16T du séisme de Saguenay 1988, pour des intensités Arias et des accélérations horizontales maximales similaires. Le signal de Northridge était de plus basse fréquence et ses fréquences dominantes étaient plus près de la fréquence de vibration naturelle estimée de la digue.
- Les résidus amortissaient les accélérations et les vitesses mais amplifiaient les déplacements de la crête de la digue en comparaison à un réservoir d'eau. Les efforts de cisaillement à la base de la digue étaient également plus élevés pour un parc à résidus.
- La liquéfaction des résidus avait relativement peu d'impact sur la stabilité de la digue.

L'application des méthodes analytiques de stabilité dynamique (Chapitre 4) ont permis de tirer ces conclusions :

- La méthode pseudo-statique est conservatrice dans le cas d'une digue avec une fondation en argile. L'hypothèse de liquéfaction avait peu d'influence sur le facteur de sécurité obtenu. Le facteur de sécurité obtenu pour un bassin de rétention d'eau était supérieur au facteur de sécurité d'un parc à résidus.
- La méthode pseudo-statique donnait deux types de surface de rupture critiques (courte et longue) avec une fondation sur roc. Pour une surface de type longue, l'hypothèse de liquéfaction et la limite d'entrée imposée de la surface de rupture avaient un impact direct sur le facteur de sécurité obtenu.
    - L'hypothèse de liquéfaction avait peu d'influence sur le facteur de sécurité pour une surface de rupture courte.
    - La transition entre les deux types de surface de rupture était atteinte à un k_h de transition dépendant de l'hypothèse de liquéfaction.
    - Le contenu du bassin avait une influence uniquement pour une surface de rupture de type longue.
- Les simulations numériques avec réduction de la résistance des matériaux étaient peu concluantes dans le cas d'une fondation sur roc : les facteurs de sécurité obtenus étaient identiques pour des séismes d'intensités radicalement différentes. Une hypothèse pour expliquer ces résultats est l'augmentation des contraintes normales aux surfaces de rupture potentielles de la digue causées par le séisme : des sollicitations dynamiques plus élevées auraient augmenté d'autant plus les contraintes mineures et donc la résistance des matériaux de la digue ($\tau = \tan\varphi \cdot \sigma'$).
- Les simulations numériques avec réduction de la résistance des matériaux ont montré que la stabilité du parc était sensible à une réduction relativement faible de la résistance de l'argile.
- Les simulations des efforts de cisaillement à la base de la digue sur roc ont permis d'apprécier les charges dynamiques causées par la digue, mais les facteurs de sécurité obtenus par la méthode de calcul employé ne permettaient pas de tirer des conclusions

sur la résistance au glissement de la digue. Cette méthode ne s'appliquait pas à une fondation sur argile puisque le glissement se produisait à travers la couche d'argile et non pas à l'interface entre la digue et la fondation.

Les simulations numériques du modèle du parc LaRonde avec les bermes de rehaussement jusqu'à l'élévation 356 (Chapitre 5) ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les déplacements maximaux simulés avec une fondation sur roc survenaient au niveau des bermes de rehaussement et les déformations maximales traversaient des couches de résidus liquéfiés immédiatement sous les bermes.
- Les déplacements maximaux simulés avec une fondation sur argile correspondaient à une rupture profonde dont la surface de glissement connectait le pied aval de la digue de départ avec l'extrémité amont des bermes de rehaussement.
- Les résultats des simulations numériques utilisant les séismes N(0,5) et S(0,5), pour les deux types de fondation, indiquaient que le parc était stable à la fin des séismes.

Les simulations des deux modèles ont permis d'observer que la réponse du parc à résidus était concentrée dans les premières secondes des simulations. La génération de pressions interstitielles des résidus menant à la liquéfaction ainsi que les réponses mécaniques maximales de la digue ne sont survenus avant l'atteinte des accélérations maximales des signaux sismiques appliqués aux modèles. La rigidité initiale supérieure des matériaux de la digue, de la fondation et des résidus a pu causer cette réponse initiale accrue par rapport aux matériaux déformés possédant une rigidité moindre et une capacité à transmettre les ondes de cisaillement moindre.

En conclusion, les pistes d'amélioration suivantes sont recommandées pour des recherches ultérieures concernant l'analyse dynamique des parcs à résidus :

- Des accélérogrammes de quelques secondes sélectionnés adéquatement permettraient de conduire des simulations paramétriques en une fraction du temps et d'obtenir des indicateurs de réponses sismiques pour des signaux avec des contenus en fréquences spécifiques.
- L'argile pourrait être représentée par d'autres modèles de comportement élasto-plastique tel que UBCHYST pouvant simuler le comportement de mobilité cyclique. Des analyses

paramétriques pourraient renseigner sur la profondeur et la résistance à partir desquelles la présence d'argile peut devenir problématique.

- Une simulation numérique en 3D permettrait d'observée le comportement d'une digue à l'interface entre une section de fondation en roc et une section en argile.

BIBLIOGRAPHIE

ACB. (2007) Guide sur la sécurité des barrages.

Agurto-Detzel, H., Bianchi, M., Assumpção, M., Schimmel, M., Collaço, B., Ciardelli, C., . . . Calhau, J. (2016). The tailings dam failure of 5 November 2015 in SE Brazil and its preceding seismic sequence. *Geophysical Research Letters, 43*(10), 4929-4936. doi:10.1002/2016gl069257

AMC, A. m. d. C. (2011). A Guide to the Management of Tailings Facilities. In.

AMC, A. m. d. C. (2015). *Facts and figures of the Canadian mining industry*. Retrieved from

Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D., & Karamitros, D. K. (2014). Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient estimation. *Computers and Geotechnics, 55*, 195-210. doi:10.1016/j.compgeo.2013.09.005

Andrus, R. D., Mohanan, N. P., Piratheepan, P., Ellis, B. S., & Holzer, T. L. (2007). *Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance*. Paper presented at the 4th International conference on earthquake geotechnical engineering, Thessaloniki, Greece.

Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers*. In.

Aubertin, M., Bussière, B., & Chapuis, R. (1996). Hydraulic Conductivity of Homogenized Tailings from Hard Rock Mines. *Canadien Geotechnical Journal, 33*, 470-482.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M., & Riffon, O. (2015). Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les rédisus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle.

Azam, S., & Li, Q. (2010). Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years. *Geotechnical News*(December 2010).

B-C. (2015). *Report on Mount Polley Mining Facility Breach*. Retrieved from

Beaty, M. H., & Byrne, P. M. (2011). *UBCSAND Constitutive Model Version 904aR*.

Beikae, M. (1997). *A seismic analysis technique for tailings dams*. Paper presented at the Tailings and Mine Waste '97, Fort Collins, Colorado, USA.

Birch, W. J., Dixon-Hardy, D. W., & Engels, J. M. (2013). Tailings management facility topography modelling to identify flow accumulations and pond geometry. *Mining Technology, 115*(2), 65-74. doi:10.1179/174328606x102686

Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2015). Magnitude scaling factors in liquefaction triggering procedures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 79*, 296-303. doi:10.1016/j.soildyn.2015.01.004

Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*.

Bray, J. D., & Travasarou, T. (2007). Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*(April 2007), 12. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(381)

Bray, J. D., & Travasarou, T. (2009). *Pseudosatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation*. Retrieved from

Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal, 44*(9), 1019-1052. doi:10.1139/t07-040

Cassidy, J. F., Rogers, G. C., Lamontagne, M., Halchuk, S., & Adams, J. (2010). Canada's Earthquakes: 'The Good, the Bad and the Ugly'. *Geoscience Canada, 37*(1).

CIGB. (2001). *Tailings Dams – Risk of Dangerous Occurrences – Lessons Learnt From Past Experiences*. Retrieved from Paris: Commission Internationale des Grands Barrages:

Darendeli, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and meterial damping curves.* (Ph.D.), University of Texas at Austin,

Davies, M. P., Lighthall, P. C., Rice, S., & Martin, T. E. (2002). *Design of Tailings Dams and Impoundments*.

Dickenson, S. E. (1994). *Dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta Earthquake of October 17, 1989.* University of California, Berkeley, CA.

Dobry, R., & Alvarez, L. (1967). Seismic failures of Chilean tailings dams. *Journal of the soils mechanics and foundations division, SM6*(93), 237-260.

Ferdosi, B., James, M., & Aubertin, M. (2015). Numerical simulations of seismic and post-seismic behavior of tailings. *Canadian Geotechnical Journal, 53*(1), 85-92. doi:10.1139/cgj-2014-0345

Finn, W. W. D. (1998). *Seismic safety in embankment dams: Developments research and practice 1988-1998.* Paper presented at the Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III, Seattle, Washington, USA.

Freeze, A., R., & Cherry, J. A. (1979). *Groundwater*. Englewood Cliffs, NJ.

Golder. (2002). *Rapport de forages sur le site du parc à résidus de la mine LaRonde*. Retrieved from

Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. Toronto, ON.

Halchuk, S., & Adams, J. (2008). Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Maps and grid values to be used with the 2005 National Building Code of Canada. In *Geolofical Survey of Canada* (Vol. Open File 5813). Natural Resources Canada.

Halchuk, S., & Adams, J. (2010). *Mmin - Implications of its choice for Canadian seismic hazard and seismic risk.* Paper presented at the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto.

Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J., & Rogers, G. C. (2014). *Fifth Generation Seismic Hazard Model Input Files as Proposed to Produce Values for the 2015 National Building Code of Canada*. Ressources naturelles Canada.

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972a). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *ASCE Journal of the Soil mechanics and foundations division, 98*(SM6), 603-623.

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972b). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *ASCE Journal of the Soil mechanics and foundations division, 98*(SM7).

Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, N.J.

Hynes-Griffin, M. E., & Franklin, A. G. (1984). *Rationalizing the seismic coefficient method.* Retrieved from US Army Corps of Engineers:

Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2006). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26*(2-4), 115-130. doi:10.1016/j.soildyn.2004.11.023

Ishihara, K. (1984). *Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of pond deposit*. Paper presented at the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Rolla, Missouri, USA.

Ishihara, K., Ueno, K., Yamada, S., Yasuda, S., & Yoneoka, T. (2015). Breach of a tailings dam in the 2011 earthquake in Japan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 68*, 3-22. doi:10.1016/j.soildyn.2014.10.010

Itasca. (2016). FLAC v.8.

James, M. (2009). *The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoudments*. Polytechnique Montreal.

James, M., & Aubertin, M. (2016). Comparison of Numerical and Analytical Liquefaction Analyses of Tailings. *Geotechnical and Geological Engineering*. doi:10.1007/s10706-016-0103-x

James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., & Wilson, G. W. (2011). A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings. *Canadian Geotechnical Journal*(48), 1587-1600. doi:10.1139/T11-060

James, M., Aubertin, M., & Wilson, G. W. (2006). *Evaluation of the dynamic stability of a tailings dam using FLAC*. Paper presented at the 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Madrid, Spain.

Jibson, R. W. (2011). Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—A retrospective. *Engineering Geology*(122), 43-50.

Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., & Coutinho, R. (1992). *Evaluation of SPT-,CPT-, and shear wave-based methods for liqefaction potential assessment using Loma Prieta data.* Paper presented at the 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction.

Kramer. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*.

Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation. *ASCE Journal of the Soil mechanics and foundations division, 99*(5), 421-427.

Leps, T. M. (1970). Review of shearing strengh of rockfill. *Soil mechanics and foundations division proceeding of the ASCE.*

Leveille, G., James, M. (2018). Dynamic numerical evaluation of the effect of the retained tailings on the performance of a tailings impoundment. *GEESDV.* Austin, Tx.

Lo, R. C., & Klohn, E. L. (1995). *Design considerations for tailings dams*. Paper presented at the 5th International Conference on Tailings and Mine Waste '96, Fort Collins, Colorado.

Makdisi, F. I., & Seed, H. B. (1977). *A simplfied procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments*. Retrieved from Berkeley:

Makdisi, F. I., & Seed, H. B. (1979). Simplified procedure for evaluating embankment response. *ASCE Journal of the Soil mechanics and foundations division, 105*, 1427-1434.

Mayne, P. (2006). In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. In *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*.

Directive 019 sur l'industrie minière, (2012).

Mesri, G. (1989). A reevaluation of Su(rnob) = 0.22sigma'p; using laboratory shear tests. *Canadian Geotechnical Journal, 26*, 162-164.

Milligan, V. (1976). *Glacial Till (Special Publication No, 12*. Retrieved from Ottawa: The Royal Society of Canada:

Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of stability of general slip surfaces. *Géotechnique, 15*(1).

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Cassio, V. B., & Watts, B. D. (2016). *Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*. Retrieved from

Moriwaki, Y., Tan, P., & Ji, F. (1998). *Seismic Deformation analysis of the Upper San Fernando Dam Under the 1971 San Fernando Earthquake*. Paper presented at the Geotechnical Earthquake Engineering III, Seattle, WA, USA.

Newmark, N. M. (1965). *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*. Paper presented at the Fifth Rankine Lecture.

Nobari, E. S., & Duncan, J. M. (1972). *Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams: a report of an investigation*. Retrieved from Vicksburg, Mississippi:

Oner, M. (1984). Estimation of the fundamental period of large earthfill and rockfill dams. *Soils and foundations - Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 24*(4), 1-10.

Pelecanos, L., Kontoe, S., & Zdravković, L. (2013). Numerical modelling of hydrodynamic pressures on dams. *Computers and Geotechnics, 53*, 68-82. doi:10.1016/j.compgeo.2013.04.003

Perlea, V. G., & Beaty, M. H. (2010). Corps of engineers practice in the evaluation of seismic deformation of embankment dams. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soils Dynamics 3*.

Loi sur la sécurité des barrages, (2017a).

Réglement sur la sécurité des barrages, (2017b).

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A. R., Diez-Herrero, A., & Pereira, H. G. (2008). Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context. *J Hazard Mater, 152*(2), 846-852. doi:10.1016/j.jhazmat.2007.07.050

Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests — a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal, 46*(11), 1337-1355. doi:10.1139/t09-065

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *A simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential*. Retrieved from

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*. Retrieved from Berkeley CA:

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1984). *Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils*. Retrieved from Berkeley, USA:

Seid-Karbasi, M., & Byrne, P. M. (2004). *Embankment dams and earthquakes*. Paper presented at the Hydropower and dam.

Sherard, J. L., Woodward, R. T., Giziensku, S. F., & Clevenger, W. A. (1963). *Earth and Earth-rock Dams*. New York.

Troncoso, J. H., Vergara, A., & Avendano, A. (1993). *Seismic Failure of Barahona Tailings Dam*. Paper presented at the International conference on case histories in geotechnical engineering, Rolla, Missouri, USA.

Vick, S. G. (1990). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*: BiTech Publishers Limited.

Wair, B. R., DeJong, J. T., & Shantz, T. (2012). *Guidelines for estimation of shear wave velocity*. Retrieved from

Wijewickreme, D., Sanin, M. V., & Greenaway, G. R. (2005). Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal, 42*(5), 1408-1421. doi:10.1139/t05-058

Youd, & al. (2001). *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*.

Zardari, M. A., Mattsson, H., Knutsson, S., Khalid, M. S., Ask, M. V. S., & Lund, B. (2017). Numerical Analyses of Earthquake Induced Liquefaction and Deformation Behaviour of an Upstream Tailings Dam. *Advances in Materials Science and Engineering, 2017*, 1-12. doi:10.1155/2017/5389308

ANNEXE A – VALIDATION DU COMPORTEMENT FLAC

A.1 Méthodologie

L'étape de calibration du modèle numérique permet d'établir les paramètres d'entrée et de valider le comportement du logiciel. Les paramètres d'entrées sont basés directement sur l'infrastructure réelle à modéliser. La digue utilisée pour la validation fait 24m de haut. Le niveau des résidus est de 22m.

A.2 Validation statique

La première étape de validation est d'appliquer la gravité sur le modèle et de vérifier la stabilité statique de l'ouvrage. L'écoulement hydraulique n'est pas intégré à cette étape. Les critères de validation sont les contraintes verticales et les déplacements. Les contraintes verticales sont validées analytiquement en appliquant l'équation suivante en plusieurs points : $\sigma_v = \gamma \cdot h$, où γ est le poids volumique du sol et h l'épaisseur de sol. La Figure A-6-1A-1 présente des contraintes satisfaisantes face au critère analytique. La contrainte verticale dans le noyau de la digue est inférieure à celle dans l'enrochement, ce qui est consistant avec le comportement attendu d'un noyau de moraine argileuse encastrée dans de l'enrochement beaucoup plus rigide. L'amplitude des déplacements ainsi que leurs distributions spatiale, présentés dans les Figures A-2 et A-3, sont considérées satisfaisantes.

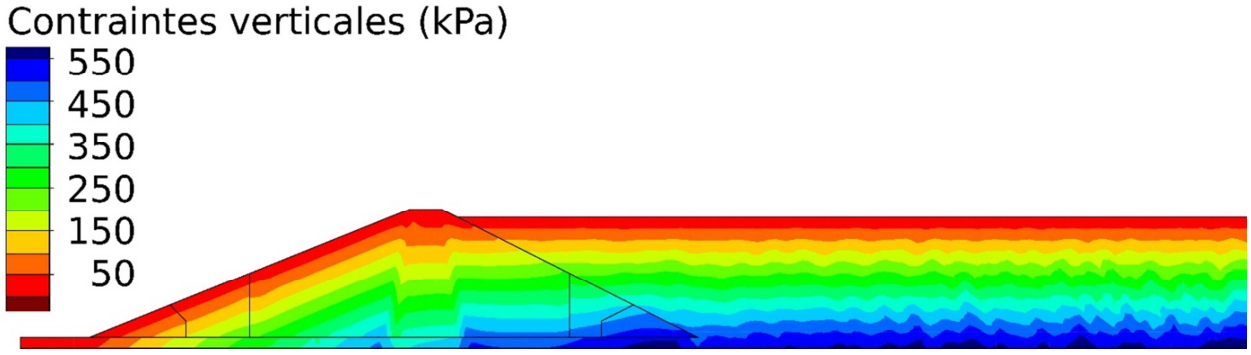


Figure A-6-1: Validation statique des contraintes verticales

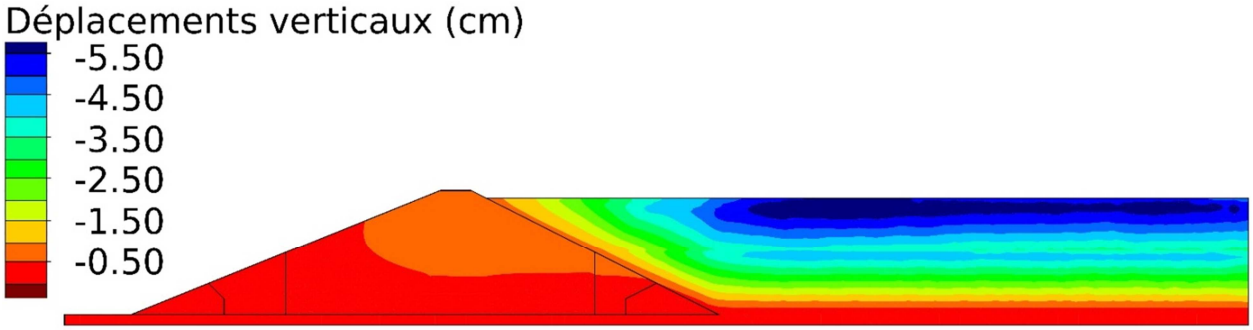


Figure A-2: Validation statique des déplacements verticaux

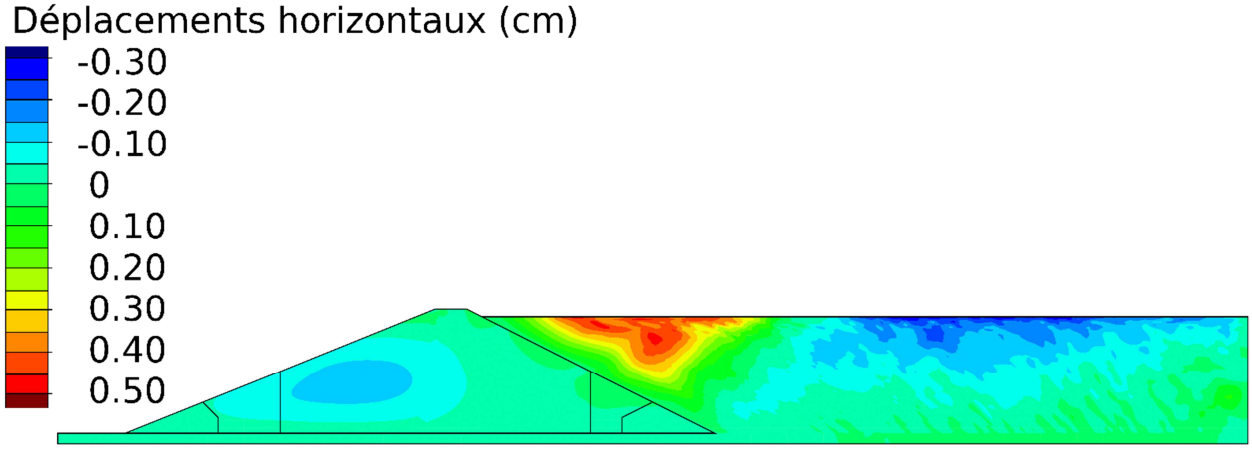


Figure A-3: Validation statique des déplacements horizontaux

A.3 Validation hydrostatique et couplée

La deuxième étape de validation est de générer une solution hydrostatique indépendante des conditions mécaniques. La validation se fait à travers l'observation des lignes et vecteurs d'écoulement ainsi que les contours de saturation et la distribution des pressions interstitielles. La ligne d'eau présentée à la Figure A-4 est cohérente avec un noyau imperméable et les pressions interstitielles présentées à la Figure A-5 sont satisfaisantes face au critère analytique : $Pression\ d'eau = \gamma_{eau} \cdot hauteur\ d'eau.$

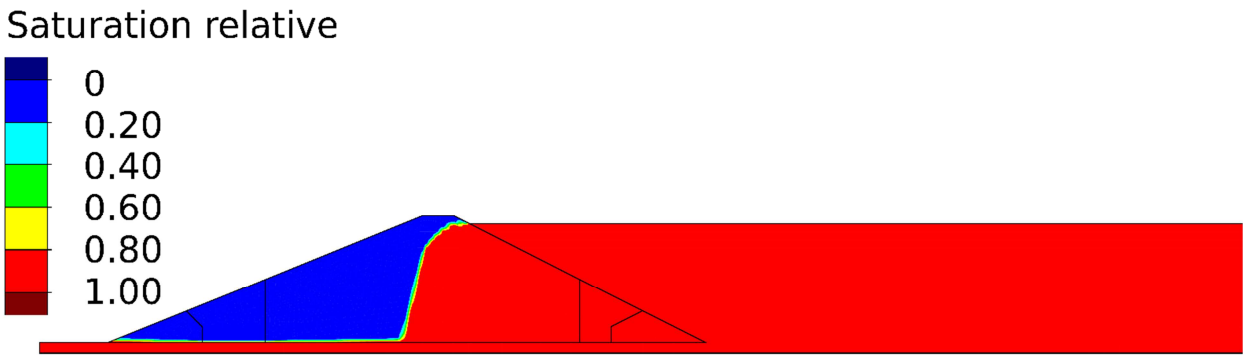


Figure A-4: Validation hydrostatique de la saturation

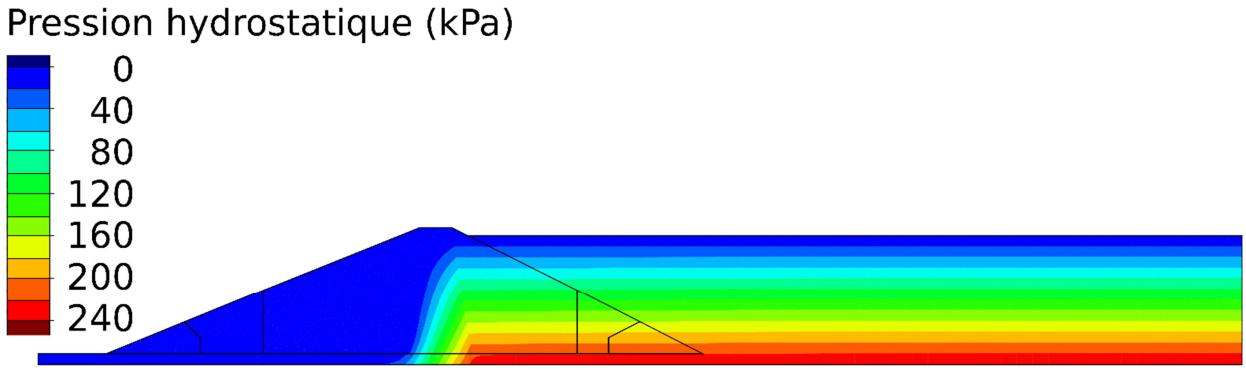


Figure A-5: Validation hydrostatique des pressions interstitielles

A.4 Validation dynamique

La validation dynamique est une étape demandant d'observer l'évolution de l'ensemble des variables, particulièrement aux frontières du modèle, afin de détecter des incohérences dans les valeurs attendues, des singularités ou des instabilités numériques.

L'amortissement de Rayleigh pour le roc est calibré de manière à minimiser l'amplification des accélérations à travers le roc tout en gardant la valeur suffisamment faible pour maintenir un temps de calcul acceptable. La Figure A-6 illustre les deux premières secondes du séisme et la Figure A-7 la durée totale de 25 secondes du séisme. Un amortissement de Rayleigh de 5% donne des résultats acceptables dans cet exemple.

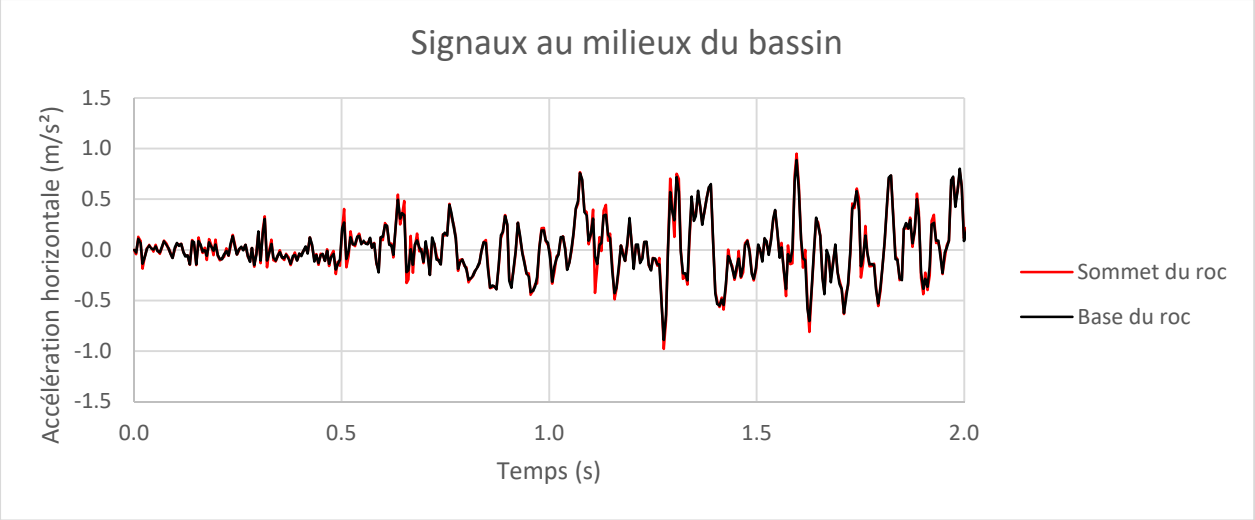


Figure A-6 : Validation dynamique de l'amortissement de Rayleigh (2 secondes)

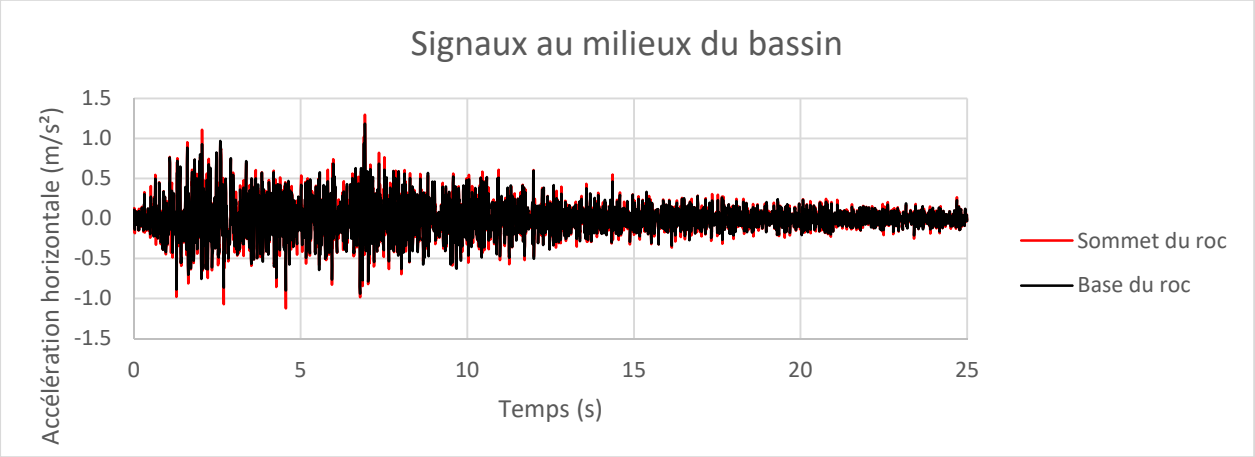


Figure A-7: Validation dynamique de l'amortissement de Rayleigh (25 secondes)

ANNEXE B – FACTORISATION DES SIGNAUX SISMIQUES

Trois caractéristiques sont déterminantes pour le potentiel destruction d'un séisme : l'amplitude, le contenu en fréquences et la durée (Kramer, 1996). Afin de soumettre les modèles numériques à des sollicitations sismiques variées, deux signaux avec des contenus en fréquences significativement différents ont été sélectionnés puis factorisés en amplitude et en durée. Ces deux signaux sont le signal 16T du séisme du Saguenay de 1988 et le signal P0923R du séisme de Northridge de 1994. Ces signaux sont présentés ci-dessous dans les Figures B.1 et B.2.

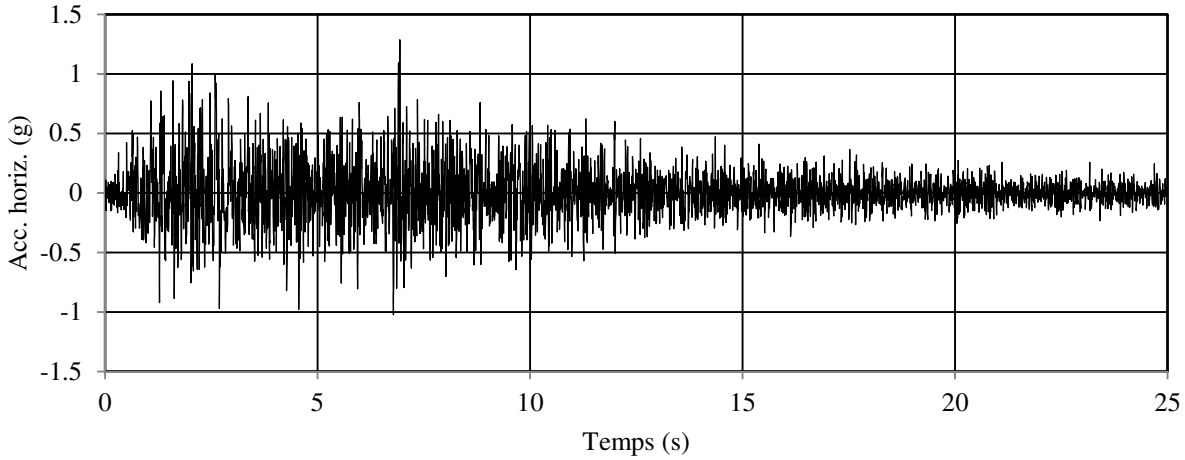


Figure B-1 : Accélérogramme 16T du séisme du Saguenay 1988

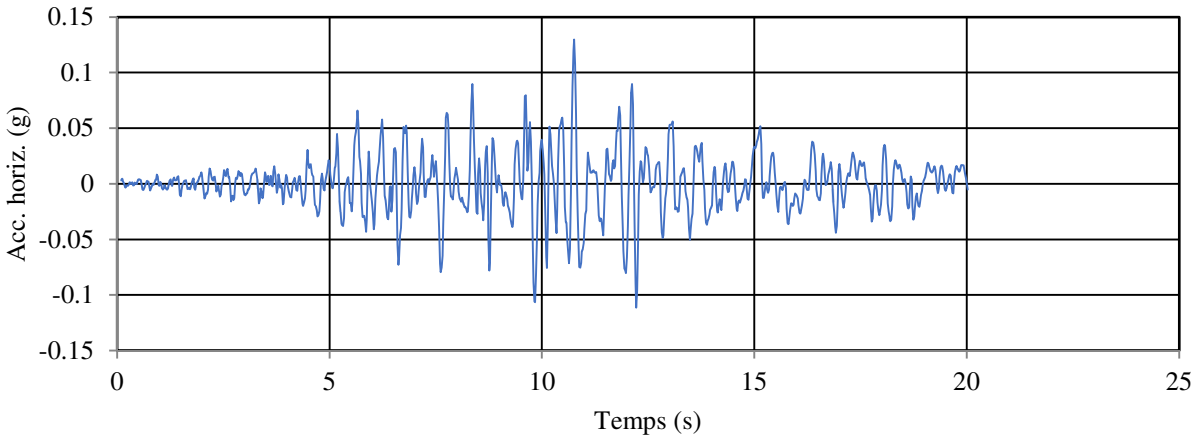


Figure B-2 : Accélérogramme P0923 du séisme de Northridge 1994

La modification d'un signal peut s'effectuer à l'aide d'équations de prédictions provenant de normes ou d'articles de recherche (Kramer, 1996). Ces équations de prédictions permettent généralement d'établir une relation entre un paramètre du signal et une combinaison de la magnitude et de la distance à la source du séisme. Plusieurs paramètres permettent de décrire l'amplitude, tel que l'accélération et la vitesse maximale, et une priorisation est nécessaire en raison de l'inadéquation des corrélations entre elles. Pour la factorisation de cette étude, l'intensité Arias horizontale unidimensionnelle (I_x) fut choisie pour sa capacité à estimer le potentiel destructeur d'un séisme. Particulièrement, les équations de prédictions de Foulser-Piggott & Stafford (2012) furent utilisées. La Figure B.1 présente les courbes de prédiction de Fouler-Piggott & Stafford pour deux types de sol comparées aux courbes de prédiction de Travasarou et al. (2003) et de Wilson (1993) pour un séisme de magnitude Mw = 7. Les courbes de Foulser-Piggott & Stafford et de Travasarou et al. Sont similaires pour des distances à la source supérieures à 10 km tandis que celle de Wilson sont largement supérieure. Kramer (1996) indique que ce type d'équations est renouvelé après quelques années au fur et à mesure que de nouveaux signaux de tremblement de terre sont captés. Les publications plus récentes sont donc priorisées.

Un échantillon de prédictions pour différentes magnitudes et distances selon la formule de Foulser-Piggott & Stafford est présenté au Tableau B.1. Une vitesse d'ondes de cisaillement des 30m supérieure de la fondation (Vs_{30}) de 900 m/s est supposé, ce qui représente une couche de sol naturel de 7m d'épaisseur possédant une vitesse d'ondes de cisaillement de 200 m/s au-dessus d'un roc avec une vitesse d'ondes de cisaillement de 1 100 m/s.

Tableau B-1 : Prédiction de l'Intensité Arias pour Vs_{30} = 900 m/s
(Foulser-Spiggot & Stafford 2012)

Mw \ R (km)	10	15	30
6	0.25	0.12	0.03
7	1.08	0.58	0.17
7.5	1.93	1.08	0.34

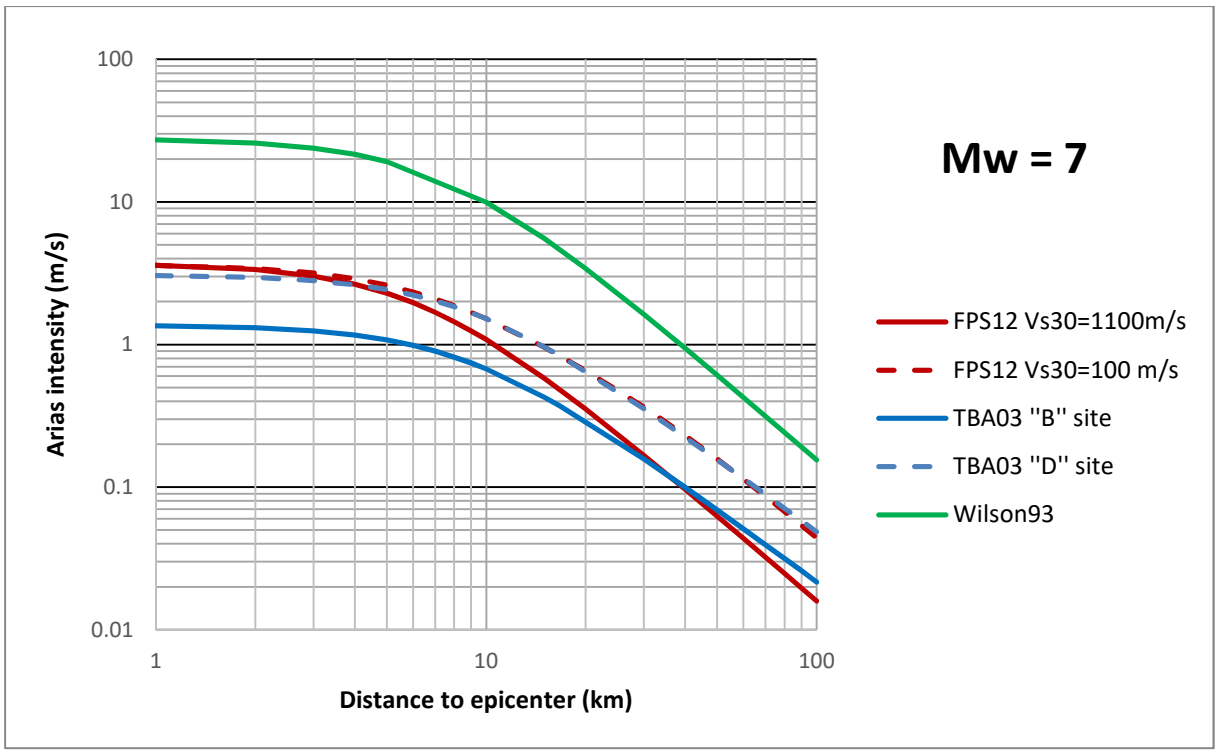


Figure B.3 : Courbes de prédiction de l'intensité Arias

L'intensité Arias des signaux originaux fut multipliée par 2, 4 et 16. Les signaux furent également factorisés pour obtenir un AMS de 0,075, ce qui correspond à l'AMS pour une période de récurrence de 2 475 ans pour le site à l'étude selon Séisme Canada.

Différentes combinaisons de distances et de magnitudes permettent d'obtenir les intensités ciblées. Le Tableau B.2 présente les paramètres des signaux obtenus avec des combinaisons spécifiques de distances et de magnitudes en incrémentant la magnitude de 0,5 pour chaque signal. Les distances associées se situes entre 10 km et 15 km selon le signal.

Tableau B-2 : Combinaisons de distances et magnitudes pour les intensités Arias factorisées (Foulser-Spiggot & Stafford 2012)

	Ix (m/s)	Mw	R (km)
S(0.5)	0.08	5,5	15
S(1)	0.17	6	15
S(2)	0.34	6.5	15
S(4)	0.68	7	15
S(16)	2.72	7.5	10

En complément à l'intensité Arias, la durée significative et la fréquence prédominante sont utilisées pour valider la proportion du facteur d'amplitude par rapport au facteur temps. La durée significative est définie comme la durée du signal avec une amplitude supérieure à 0,05g. La fréquence prédominante est obtenue à l'aide du logiciel d'analyse de signal SeismoSignal (SeismoSoft, 2017). Les valeurs estimées et résultantes sont présentées dans le Tableau B.3.

Le contenu en fréquence des signaux obtenus sont présentées sous la forme de graphiques d'accélérations spectrales dans les Figures B.4 et B.5. Les spectres sont décalés vers des périodes plus longues en raison de la factorisation des pas de temps mais demeures les fréquences dominantes demeurent relativement similaires. Également sur ces figures se trouvent les accélérations spectrales du site à l'étude pour un séisme de récurrence 1/2 475 ans selon les cartes de Séisme Canada pour le Code National du Bâtiment 2015 (CNB 2015).

Tableau B-3 : Factorisation des accélérogramme de séismes Saguenay 1988 S16T et Northridge 1994 P0923R

	Valeurs estimées				Factorisation		Signal résultant					
Signal	Intensité Arias (m/s)	Durée significative (s)	Durée totale (s)	Rapport durée significative / totale	Facteur amplitude	Facteur temps	Pas de temps (s)	Intensité Arias (m/s)	PGA (g)	Durée significative (s)	Rapport durée significative / totale	Fréquence dominante (hz)
S0.5	0.09	-	25	-	0.583	1	0.005	0.06	0.08	5.7	0.23	25
S1	0.17	11.3	25	0.45	1	1	0.005	0.17	0.13	11.3	0.452	25
S2	0.34	17	25	0.68	1.45	1	0.005	0.37	0.19	17.1	0.69	25
S4	0.68	18	35	0.51	1.66	1.4	0.007	0.68	0.22	24.3	0.69	25
S16	2.72	25	45	0.56	2.9	1.8	0.009	2.68	0.38	43.9	0.98	10

	Valeurs estimées				Factorisation		Signal résultant					
Signal	Intensité Arias (m/s)	Durée significative	Durée totale	Rapport durée significative / totale	Facteur amplitude	Facteur temps	Pas de temps (s)	Intensité Arias (m/s)	PGA (g)	Durée significative	Rapport durée significative / totale	Fréquence dominante (hz)
NR0.5	0.11	-	20	-	0.589	1	0.02	0.08	0.08	3.9	0.20	3.85
NR1	0.22	9.52	20	0.48	1	1	0.02	0.22	0.13	9.5	0.48	3.85
NR2	0.44	15	20	0.75	1.3	1	0.02	0.37	0.17	11.8	0.59	3.85
NR4	0.88	18	30	0.60	1.45	1.5	0.03	0.70	0.19	17.7	0.59	2.5
NR16	3.52	25	40	0.63	2.5	2	0.04	2.76	0.32	28.8	0.72	1.85

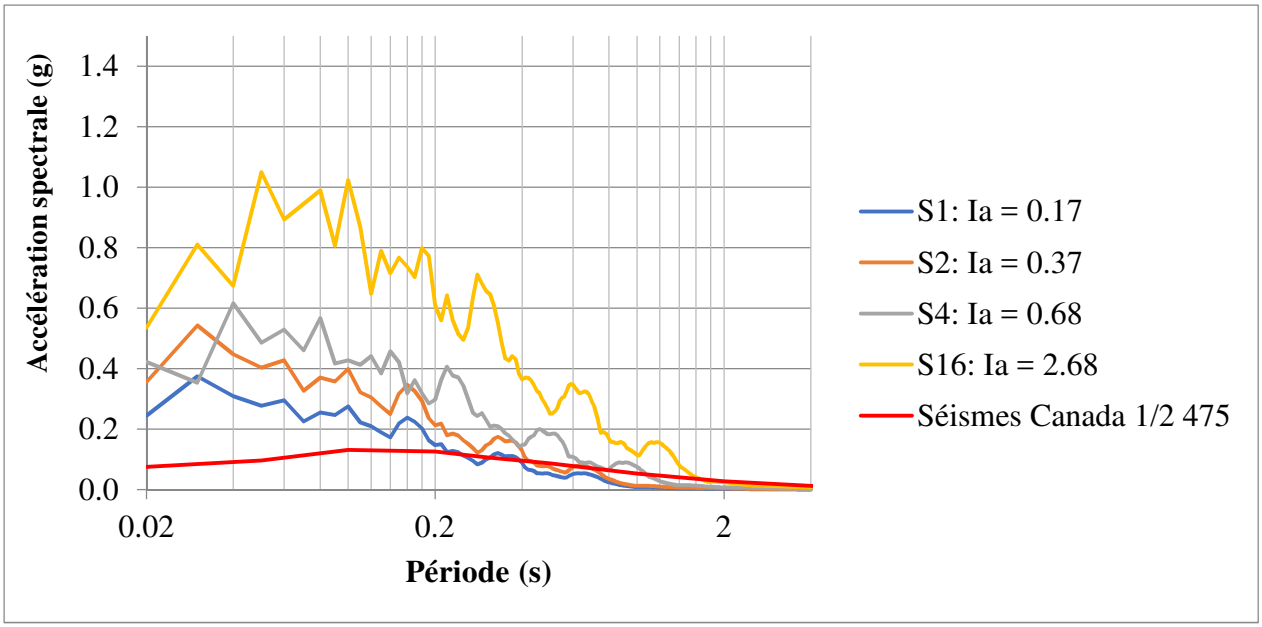


Figure B-4 : Accélérations spectrales pour les signaux factorisés du séisme du Saguenay 1988

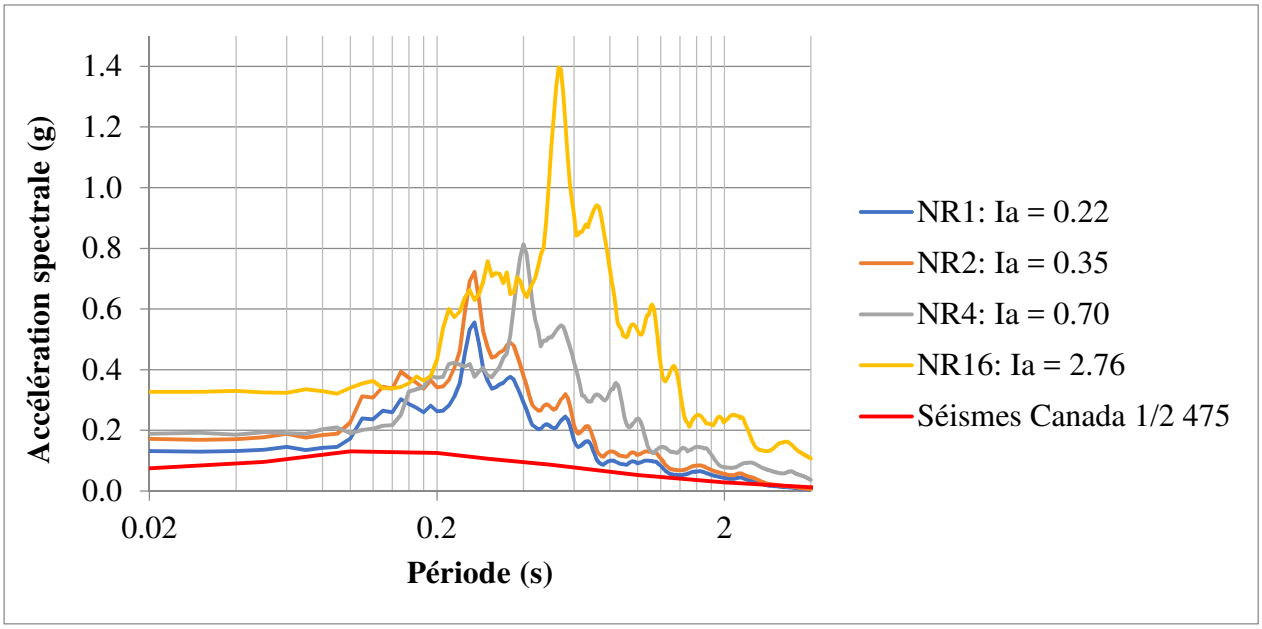


Figure B-5 : Accélérations spectrales pour les signaux factorisés du séisme de Northridge 1994

ANNEXE C – PÉRIODE NATURELLE DE LA DIGUE ESTIMÉE AVEC FLAC

Il est possible d'estimer la période naturelle à l'aide du logiciel FLAC en observant les cycles de déplacement de la crête du barrage lors d'une simulation en mode dynamique n'utilisant aucun amortissement. Des essais ont été réalisés à l'aide du modèle numérique du chapitre 3 pour déterminer sa période naturelle. Le modèle représente une digue en enrochement (Vs1=330 m/s, p_{sec} = 2300 kg/m³) de 24 m de haut avec des pentes amont et aval 2H:1V et 2,5H:1V respectivement. Pour une digue fondée directement sur le roc, la Figure C-1 présente les déplacements horizontaux de la crête pour différents matériaux retenus par la digue : des résidus miniers, de l'eau ou bien un bassin vide. La Figure C-2 présente des résultats analogues pour une digue fondée sur de l'argile silteuse raide (Su = 60 kPa). Les périodes obtenues sont présentées dans le Tableau C-1.

Les périodes obtenues avec FLAC sont relativement plus élevées que celles obtenues avec les méthodes analytiques (Tableau C-2). Généralement, cette différence peut être due en partie aux pentes douces du modèle numérique par rapport aux barrages en enrochements. Cela dit, la période pour la digue fondée sur le roc contenant des résidus est largement supérieure (41%) aux digues contenant de l'eau ou avec un bassin vide. Les digues fondées sur l'argile ont la même période naturelle, indépendamment du contenu. Ces résultats suggèrent que les résidus ont une influence importante sur la période de vibration naturelle d'une digue fondée sur le roc et une influence négligeable dans le cas d'une fondation d'argile.

Tableau C-1: Estimation avec FLAC de la période naturelle de vibration d'un barrage

Fondation	Contenu	Période naturelle estimée (s)
Roc	Résidus	0.31
	Eau	0.22
	Vide	0.23
Argile	Résidus	0.38
	Eau	0.38
	Vide	0.38

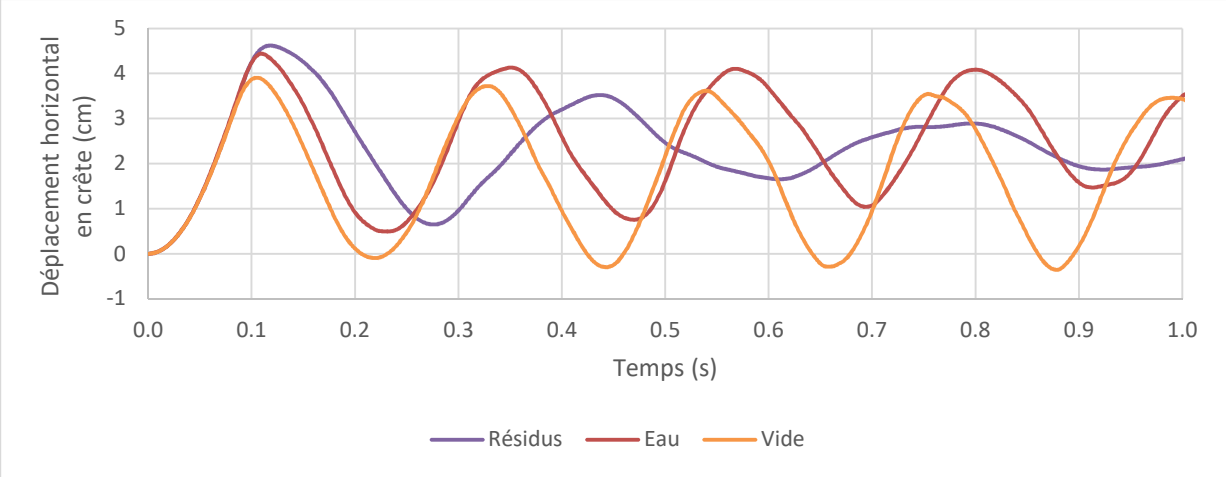


Figure C-1: Estimation avec FLAC de la période naturelle d'un barrage avec fondation sur roc

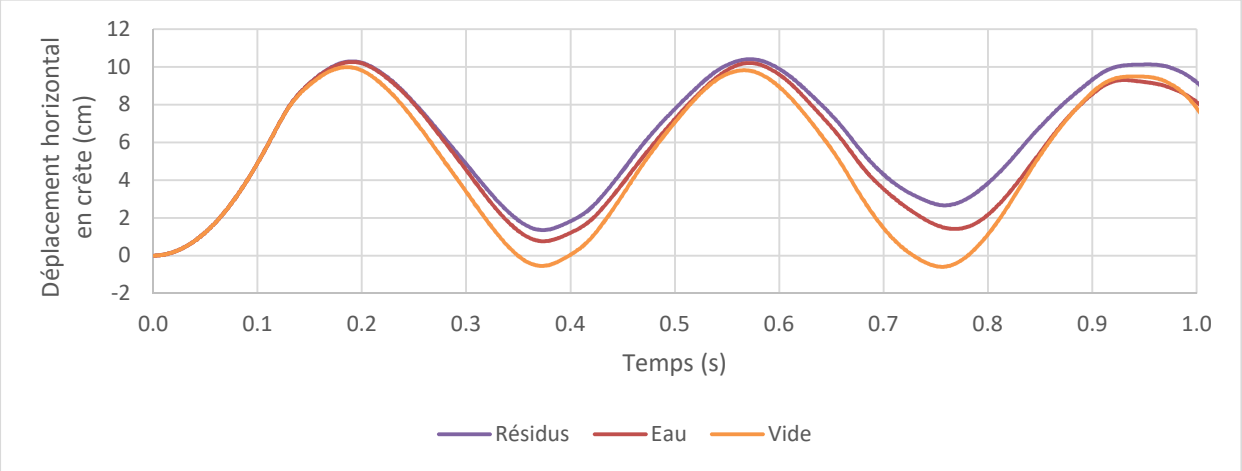


Figure C-2: Estimation avec FLAC de la période naturelle d'un barrage avec fondation sur argile

Tableau C-2: Comparaison des méthodes d'estimation des périodes fondamentales

		T1 (secondes)			
Hauteur (m)	V_{s1} (m/s)	Makdisi & Seed 1979	Oner 1984	Bray & Travasarou 2007 (rupture 2D)	Bray & Travasarou 2007 (rupture 1D)
24	375	0,17	0,15	0,17	0,26
10	280	0,09	0,08	0,09	0,14
50	450	0,29	0,25	0,29	0,45
100	540	0,48	0,43	0,48	0,74
200	625	0,84	0,71	0,83	1,28

ANNEXE D – PRÉDICTION SISMIQUE SITE LARONDE

Le Tableau D-1 présente les paramètres du calcul de l'aléa sismique pour le site LaRonde selon les données de Séisme Canada pour le Code National du Bâtiment 2015. Ces données furent recueillis le 16 août 2017 pour les coordonnées suivantes : 48.2556 N, 78.433 W.

La fiche recueilli sur le site de Séisme Canada précice que les données fournis sont pour la « terre ferme » (CNBC2015 Classe C, vitesse moyenne des ondes de cisaillement de 450 m/s). La précision des données est également indiquée tel que :

« Ces valeurs ont été interpolées à partir d'une grille de points de 10 km de distance. Selon le gradient des points à proximité, les valeurs peuvent varier. Plus de 95 pourcent des valeurs interpolées sont à 2 pourcent des valeurs calculées. »

Tableau D-1 : Aléa sismiques pour le site de la mine LaRonde (CGS)

Probabilité de dépassement par année	0,01	0,0021	0,001	0,000404
Période de récurrence (années)	100	476	1 000	2 475
Probabilité de dépassement dans 50 ans	40%	10%	5%	2%
Sa(0,05)	0,014	0,039	0,06	0,02
Sa(0,1)	0,021	0,056	0,084	0,131
Sa(0,2)	0,022	0,057	0,083	0,126
Sa(0,3)	0,02	0,049	0,072	0,107
Sa(0,5)	0,016	0,041	0,058	0,087
Sa(1,0)	0,0086	0,024	0,035	0,053
Sa(2,0)	0,0037	0,012	0,018	0,028
Sa(5,0)	0,0008	0,0028	0,0043	0,0072
Sa(10,0)	0,0005	0,0012	0,0019	0,0031
PGA (g)	0,012	0,032	0,048	0,075
PGV (cm/s)	1,0	3,0	4,6	7,3

À partir des données du Tableau D-1, l'AMS en fonction de l'intervalle de récurrence fut portée sur un graphique et la régression suivant une fonction de puissance fut tracée afin d'obtenir une estimation de l'AMS pour une période de récurrence de 10 000. L'AMS ainsi estimée se situe près de 0,10g. La régression est présentée dans la Figure D-1.

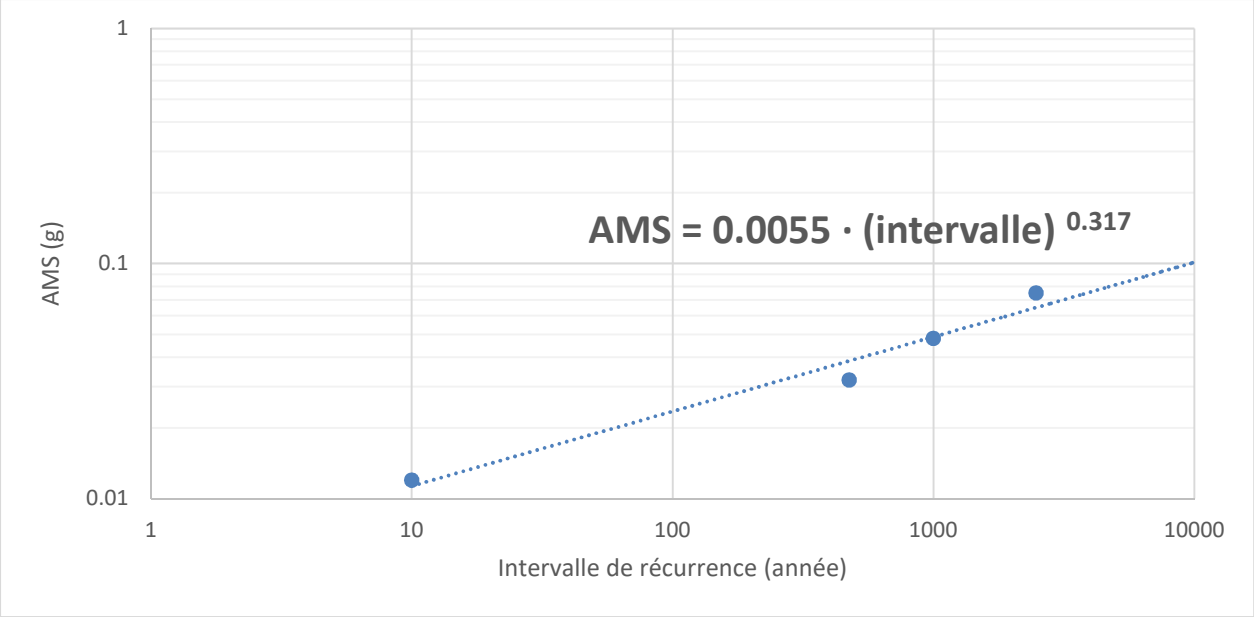


Figure D-1 : Extrapolation de l'AMS à partir des données du CNBC2015

ANNEXE E : FIGURES FLAC
MODÈLE NUMÉRIQUE PARC À RÉSIDUS HYBRIDE

E.1. Fondation sur roc – Séisme S(1) – Parc à résidus

E.2. Fondation sur roc – Séisme S(4) – Parc à résidus

E.3. Fondation sur roc – Séisme S(16) – Parc à résidus

E.4. Fondation sur roc – Séisme N(1) – Parc à résidus

E.5. Fondation sur roc – Séisme N(4) – Parc à résidus

E.6. Fondation sur roc – Séisme N(16) – Parc à résidus

E.7. Fondation sur roc – Séisme S(1) – Bassin d'eau

E.8. Fondation sur roc – Séisme S(1) – Bassin vide

E.9. Fondation sur argile – Séisme S(1) – Parc à résidus

E.10. Fondation sur argile – Séisme S(4) – Parc à résidus

E.11. Fondation sur argile – Séisme S(16) – Parc à résidus

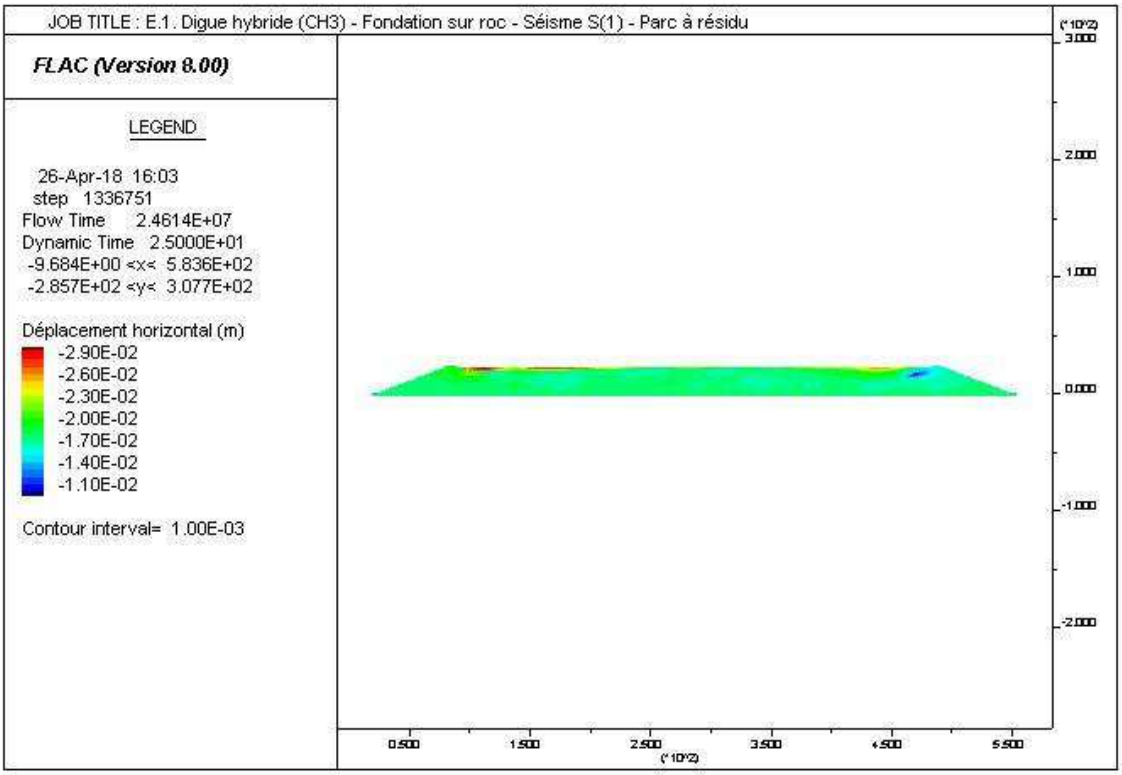
E.12. Fondation sur argile – Séisme N(1) – Parc à résidus

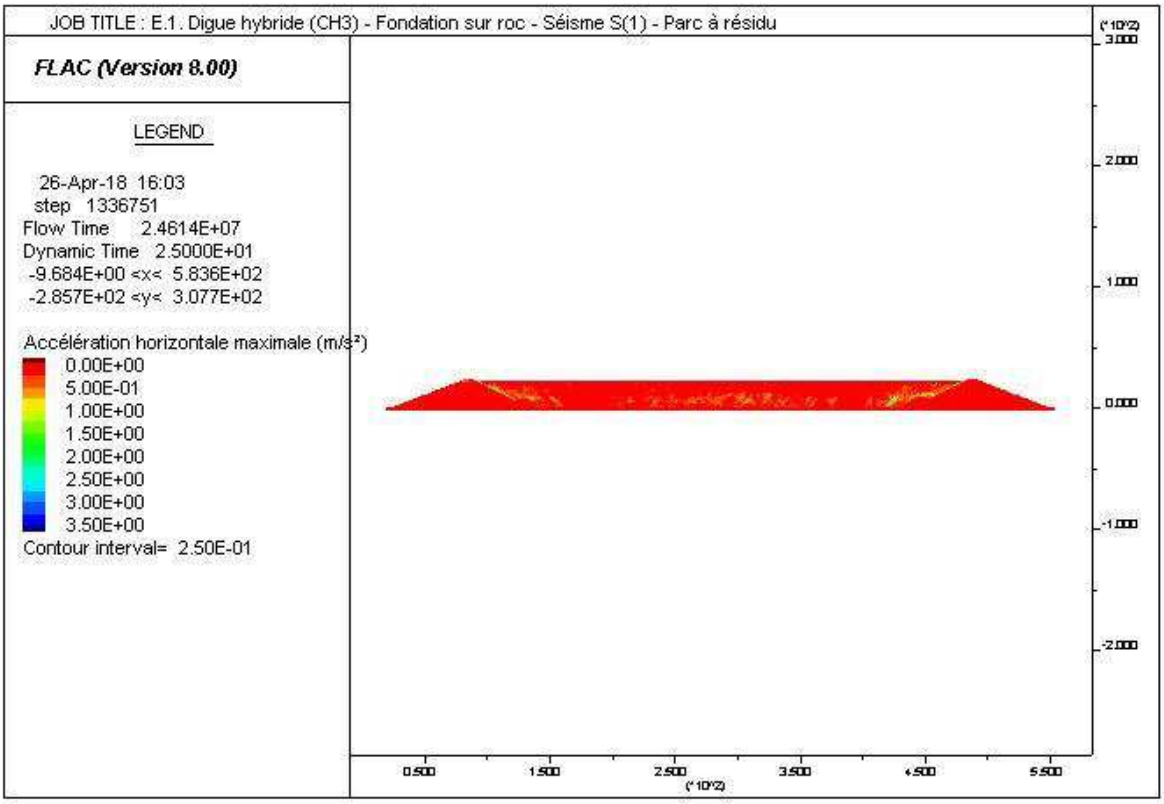
E.13. Fondation sur argile – Séisme N(4) – Parc à résidus

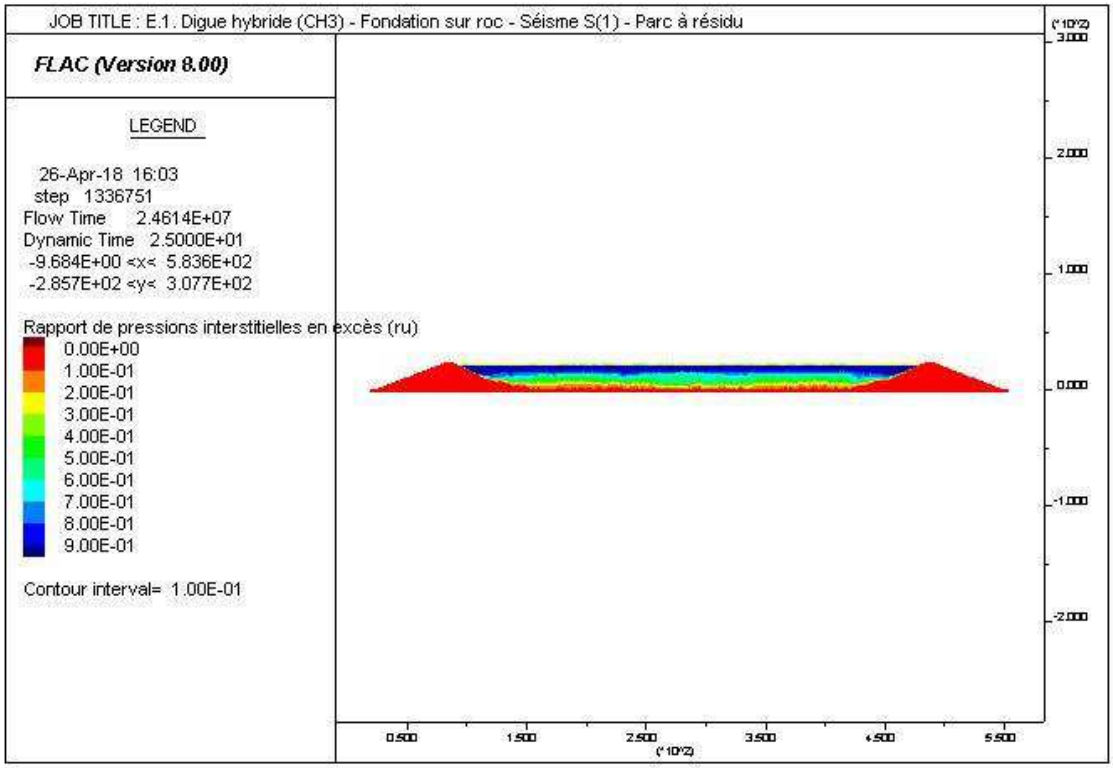
E.14. Fondation sur argile – Séisme N(16) – Parc à résidus

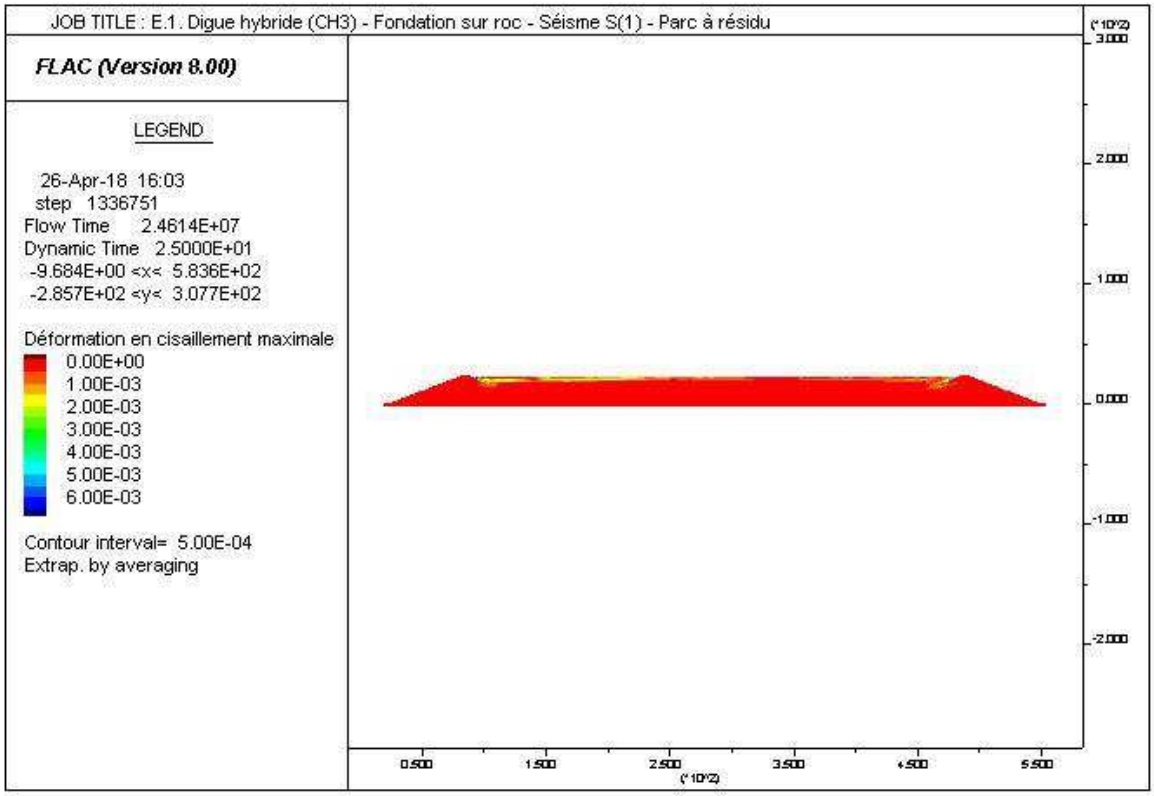
E.15. Fondation sur argile – Séisme S(1) – Bassin d'eau

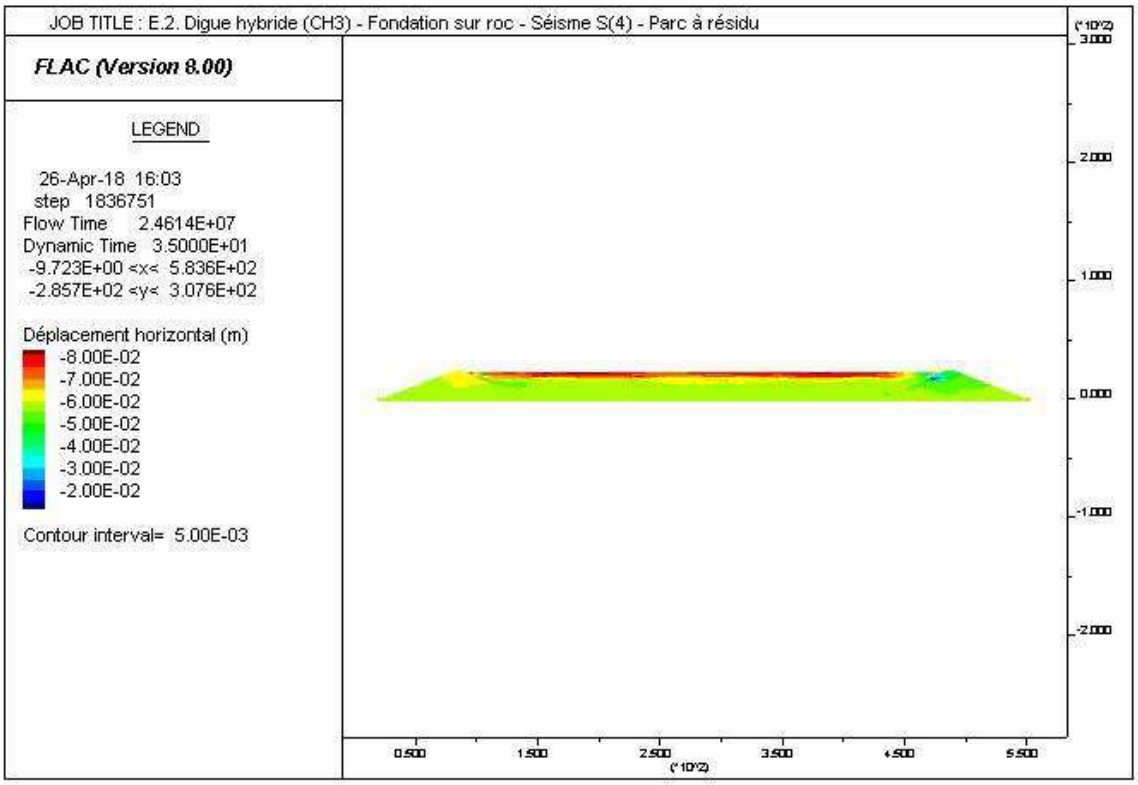
E.16. Fondation sur argile – Séisme S(1) – Bassin vide

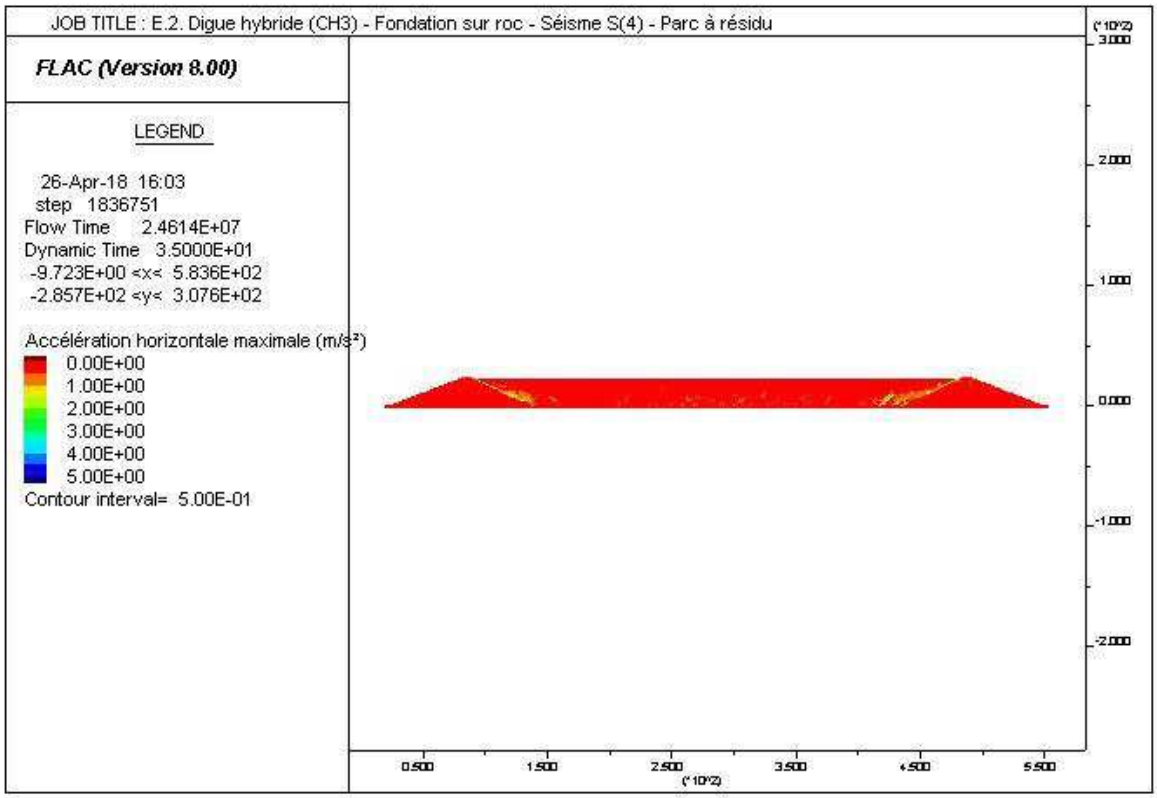

JOB TITLE : E.1. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:03
step 1336751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.077E+02
Déplacement horizontal (m)
-2.90E-02
-2.60E-02
-2.30E-02
-2.00E-02
-1.70E-02
-1.40E-02
-1.10E-02
Contour interval= 1.00E-03
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

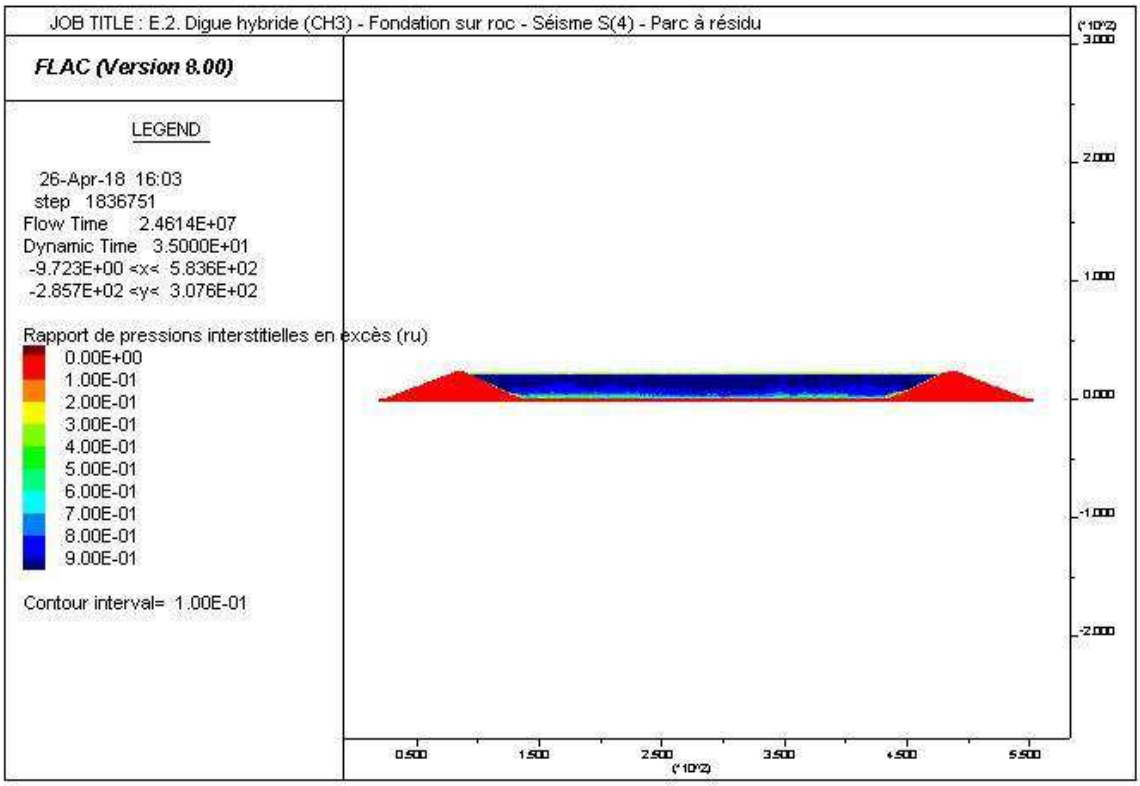

JOB TITLE : E.1. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:03
step 1336751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.077E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
5.00E-01
1.00E+00
1.50E+00
2.00E+00
2.50E+00
3.00E+00
3.50E+00
Contour interval= 2.50E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

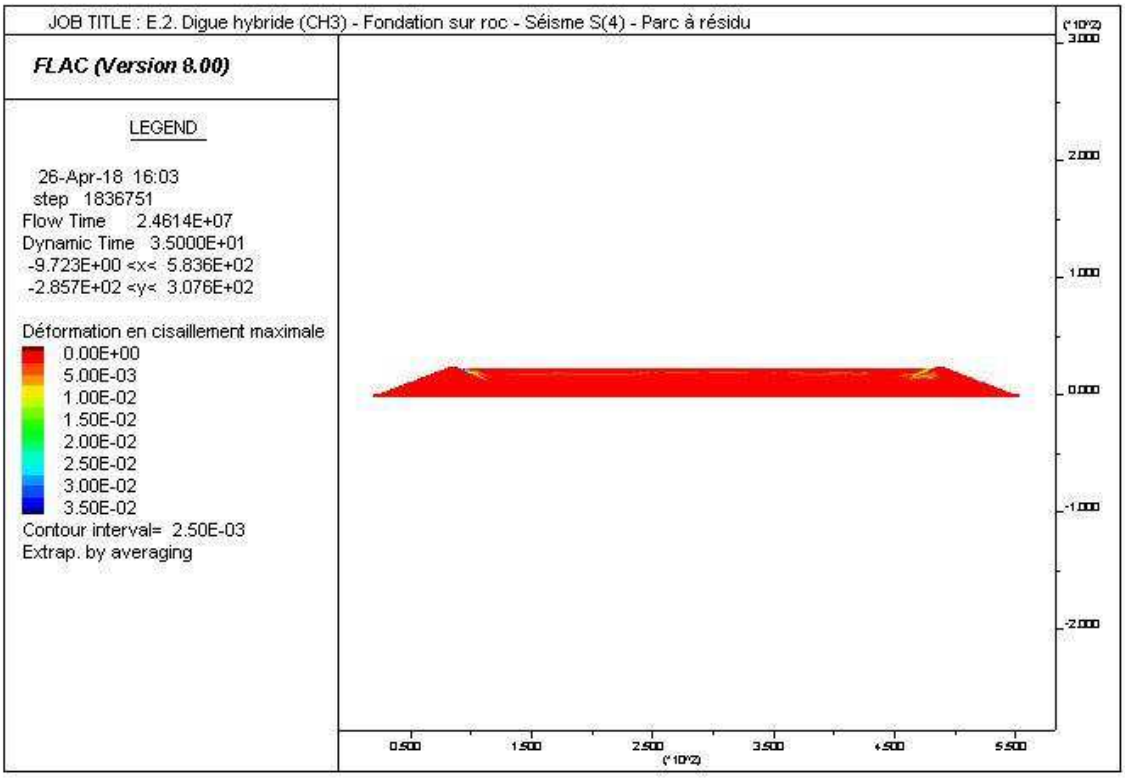

JOB TITLE : E.1. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:03
step 1336751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.077E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
0.00E+00
1.00E-01
2.00E-01
3.00E-01
4.00E-01
5.00E-01
6.00E-01
7.00E-01
8.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

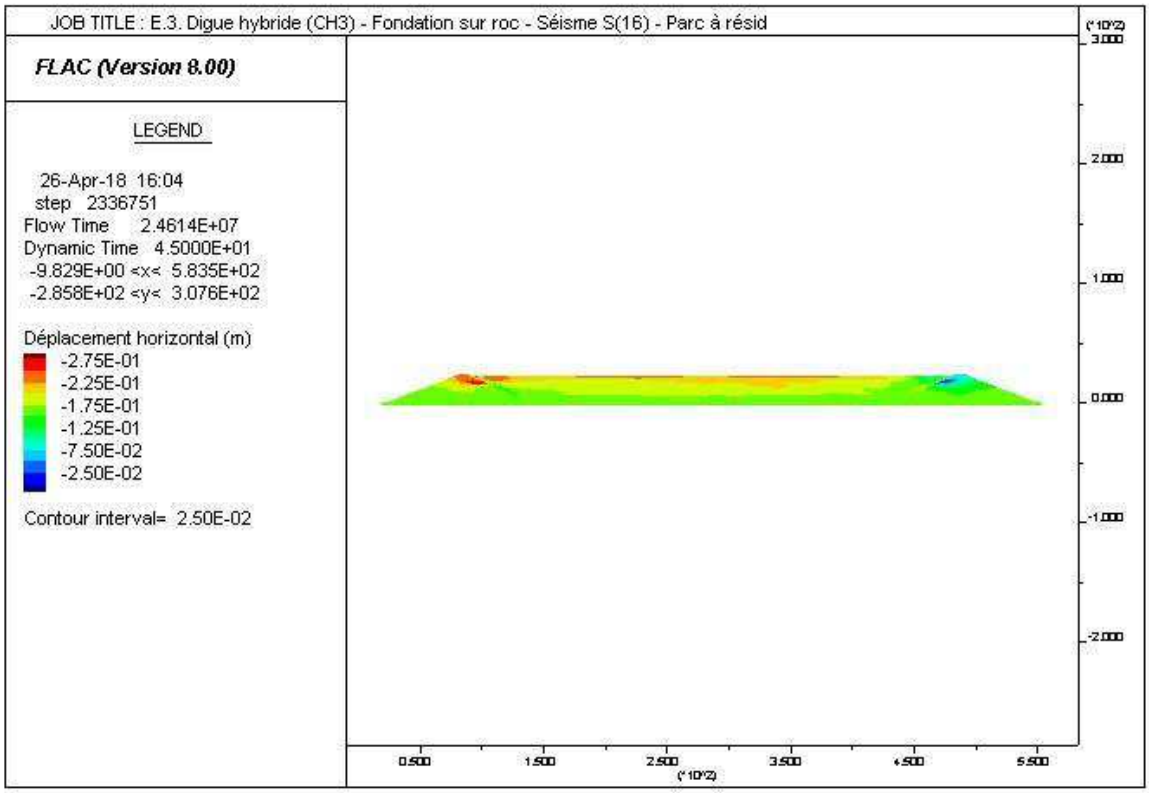

JOB TITLE : E.1. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:03
step 1336751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.077E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-03
2.00E-03
3.00E-03
4.00E-03
5.00E-03
6.00E-03
Contour interval= 5.00E-04
Extrap. by averaging
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

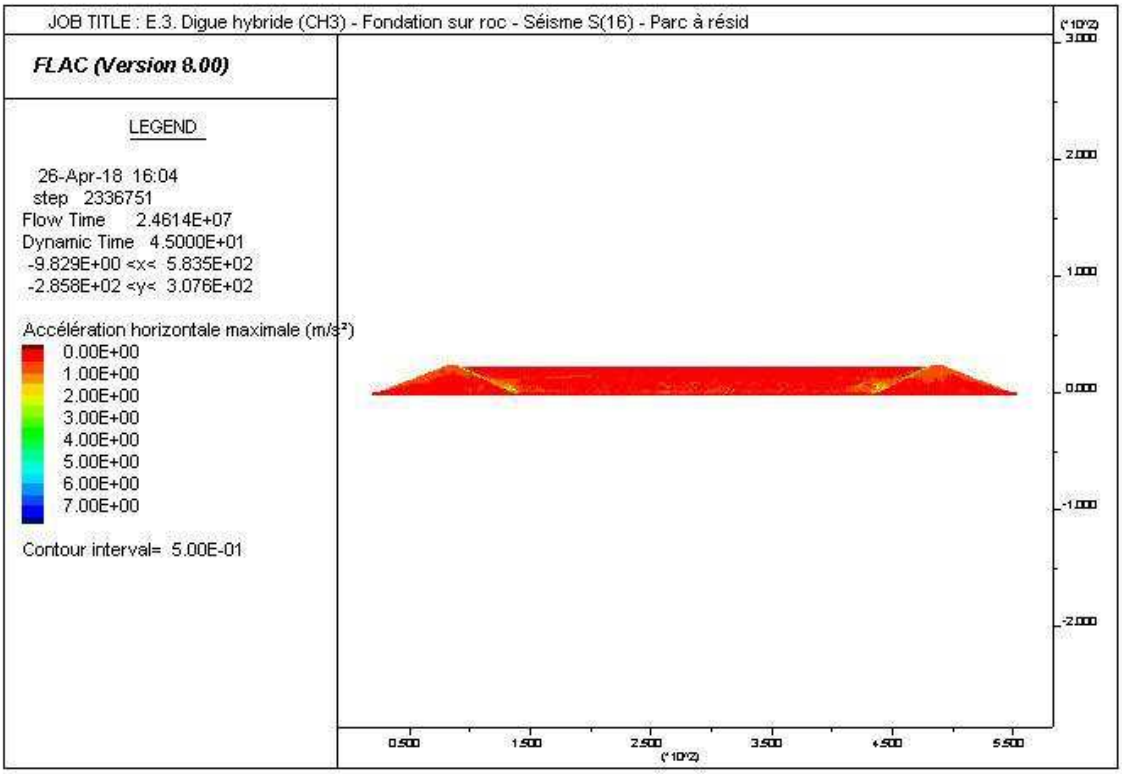

JOB TITLE : E.2. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(4) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:03
step 1836751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 3.5000E+01
-9.723E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Déplacement horizontal (m)
-8.00E-02
-7.00E-02
-6.00E-02
-5.00E-02
-4.00E-02
-3.00E-02
-2.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

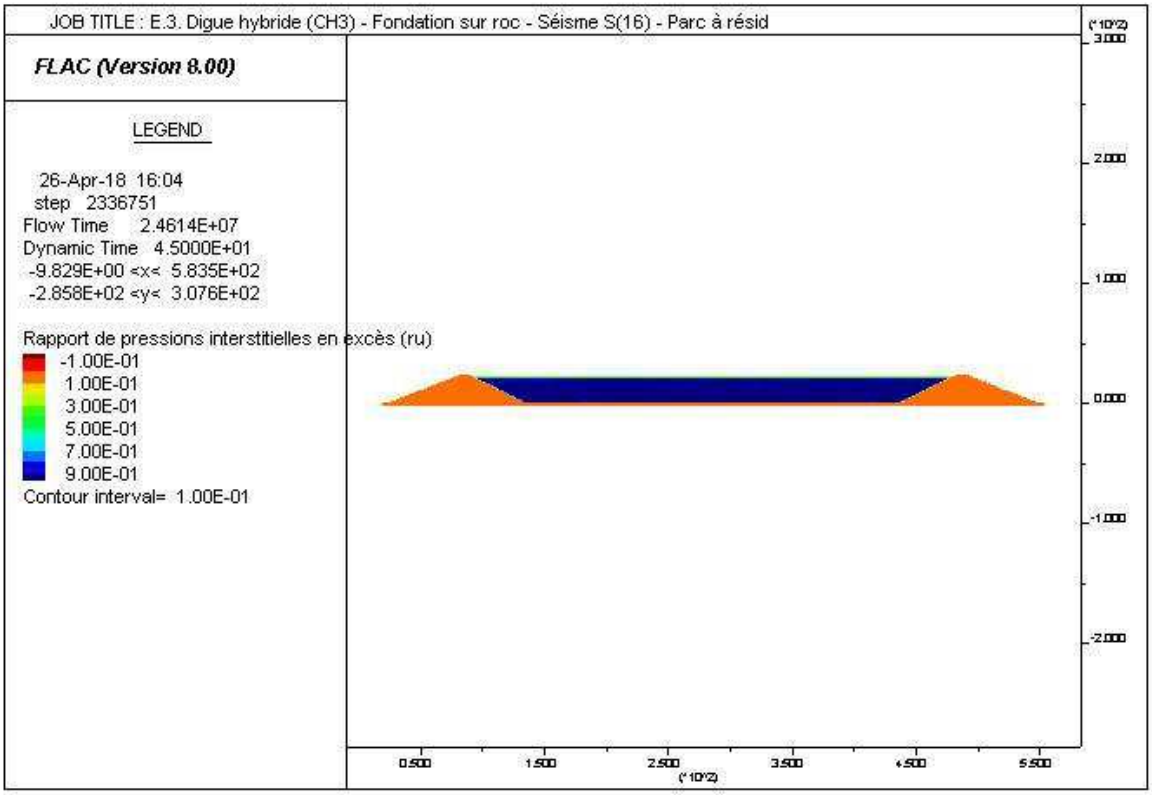

JOB TITLE : E.2. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(4) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:03
step 1836751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 3.5000E+01
-9.723E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
1.00E+00
2.00E+00
3.00E+00
4.00E+00
5.00E+00
Contour interval= 5.00E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

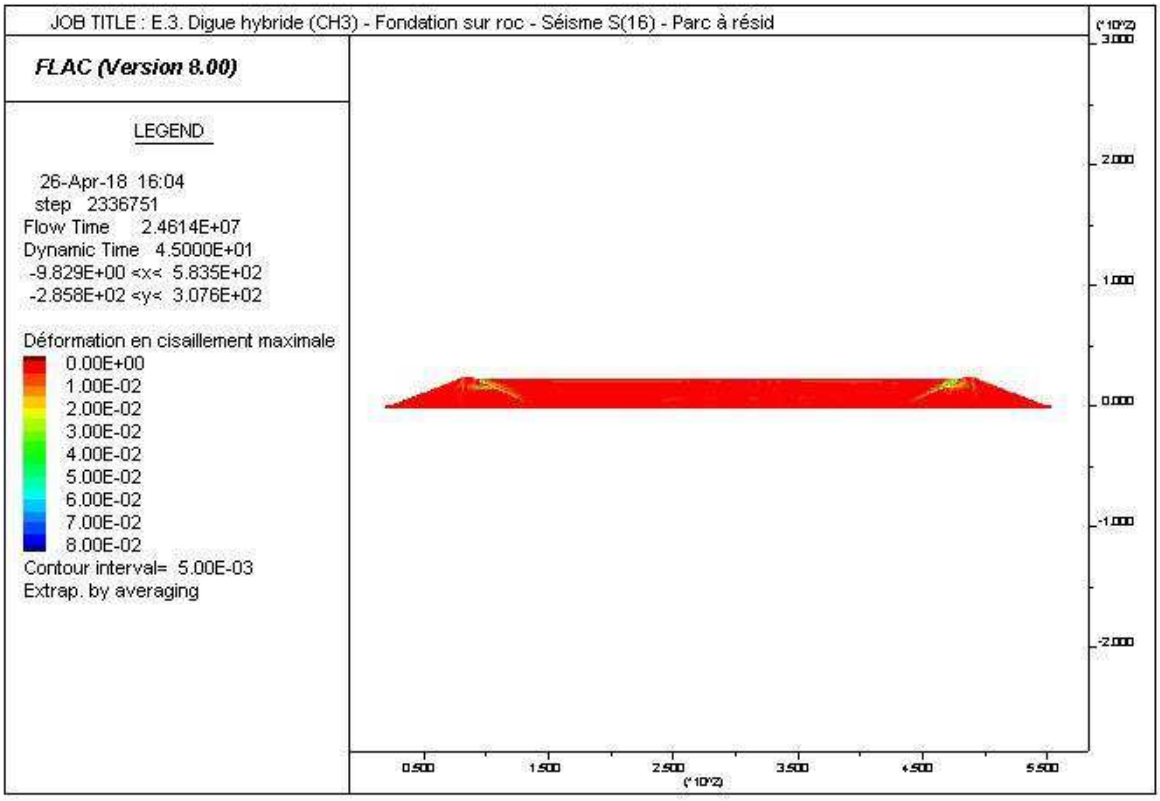

JOB TITLE : E.2. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(4) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:03
step 1836751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 3.5000E+01
-9.723E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
0.00E+00
1.00E-01
2.00E-01
3.00E-01
4.00E-01
5.00E-01
6.00E-01
7.00E-01
8.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000

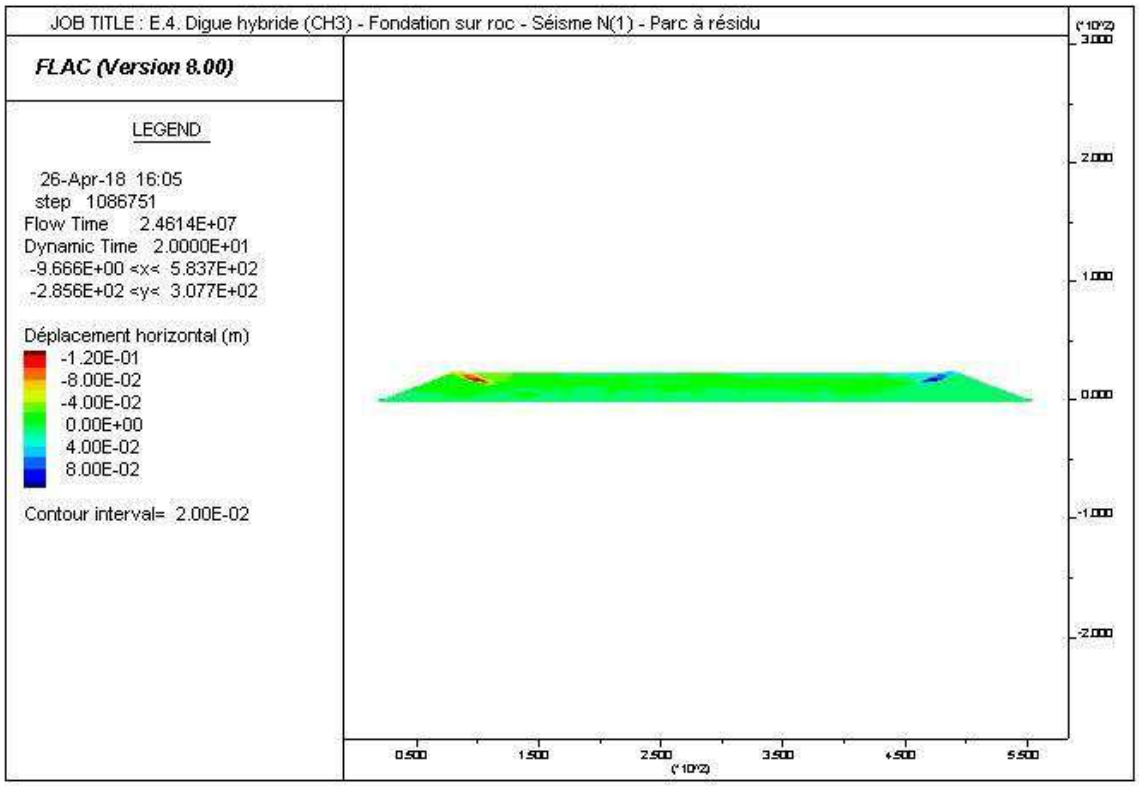

JOB TITLE : E.2. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(4) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:03
step 1836751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 3.5000E+01
-9.723E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
5.00E-03
1.00E-02
1.50E-02
2.00E-02
2.50E-02
3.00E-02
3.50E-02
Contour interval= 2.50E-03
Extrap. by averaging
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000

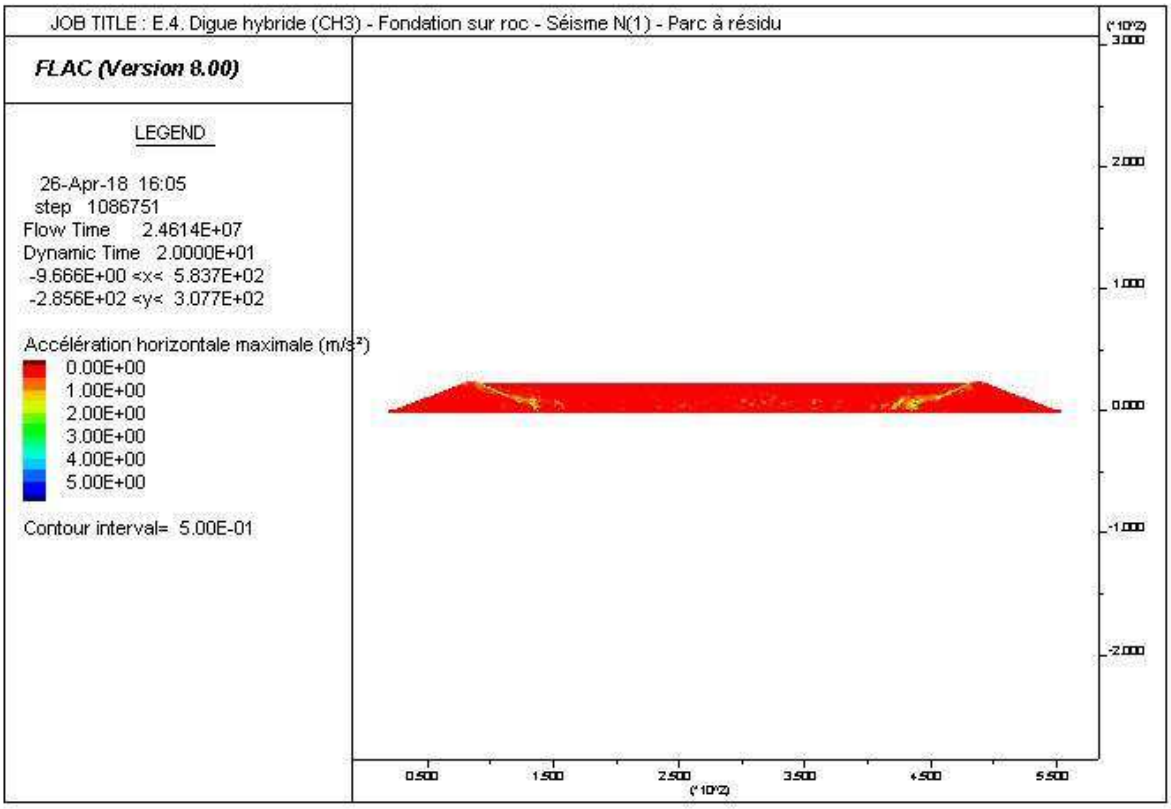

JOB TITLE : E.3. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(16) - Parc à résid
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:04
step 2336751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 4.5000E+01
-9.829E+00 <x< 5.835E+02
-2.858E+02 <y< 3.076E+02
Déplacement horizontal (m)
-2.75E-01
-2.25E-01
-1.75E-01
-1.25E-01
-7.50E-02
-2.50E-02
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

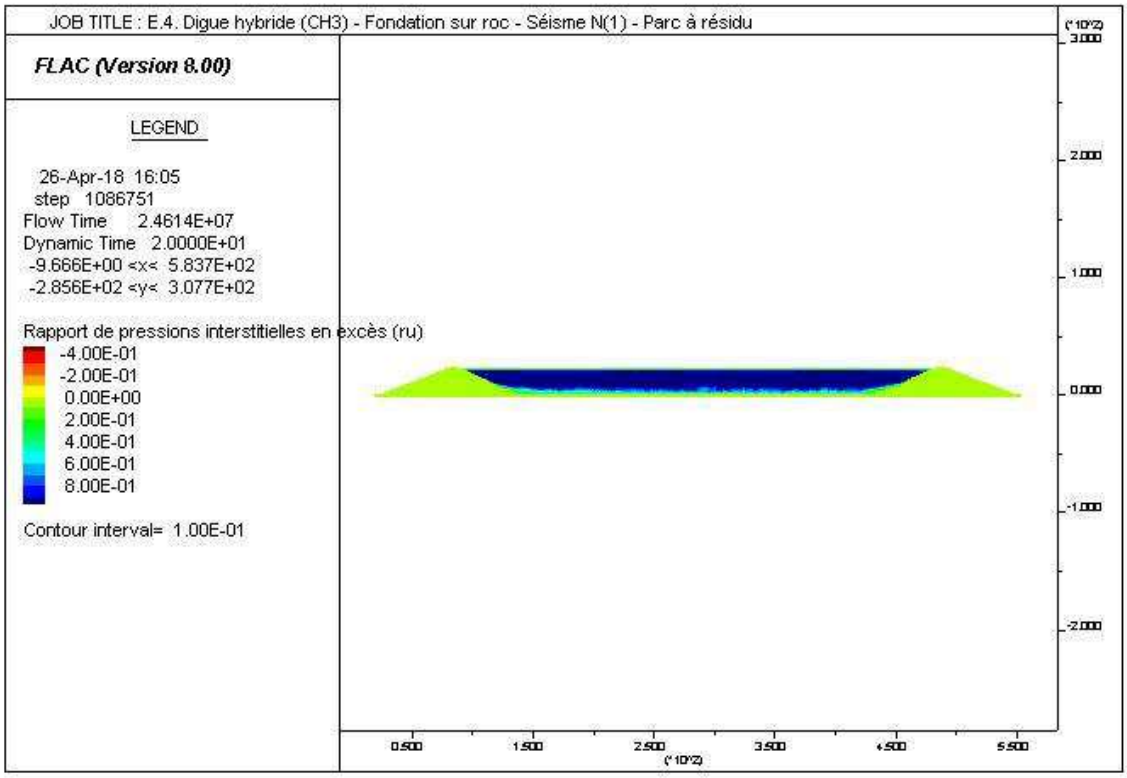

JOB TITLE : E.3. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(16) - Parc à résid
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:04
step 2336751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 4.5000E+01
-9.829E+00 <x< 5.835E+02
-2.858E+02 <y< 3.076E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
1.00E+00
2.00E+00
3.00E+00
4.00E+00
5.00E+00
6.00E+00
7.00E+00
Contour interval= 5.00E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

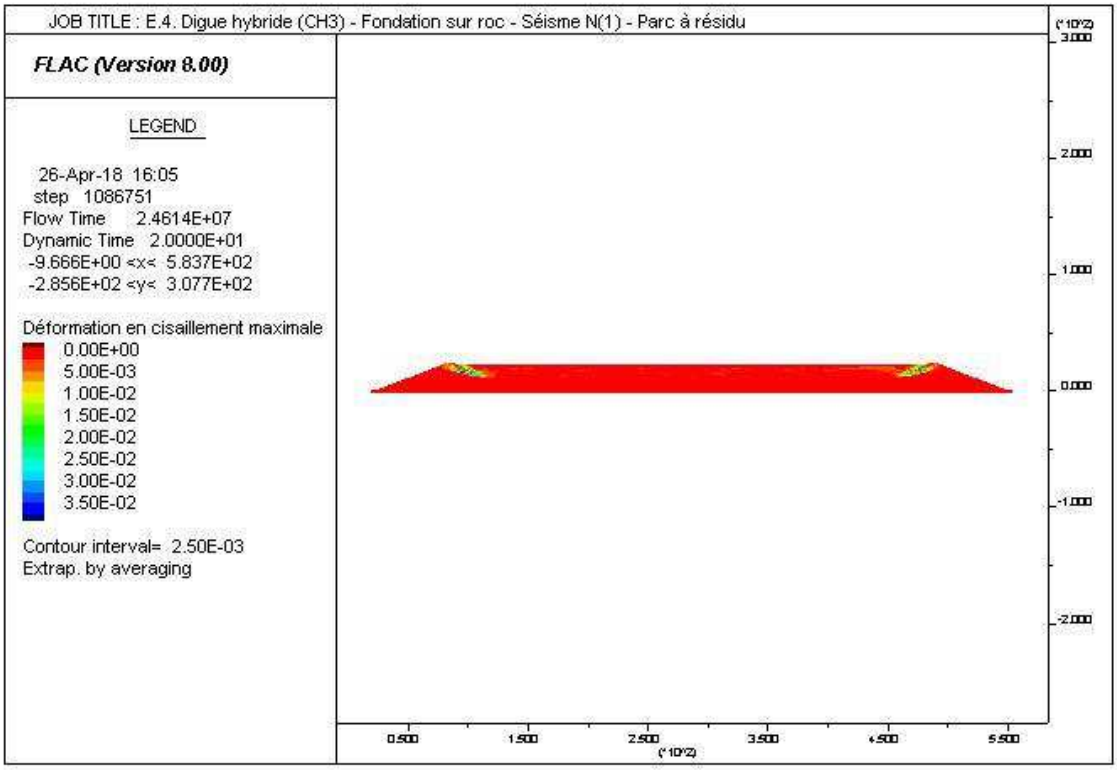

JOB TITLE : E.3. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(16) - Parc à résid
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:04
step 2336751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 4.5000E+01
-9.829E+00 <x< 5.835E+02
-2.858E+02 <y< 3.076E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

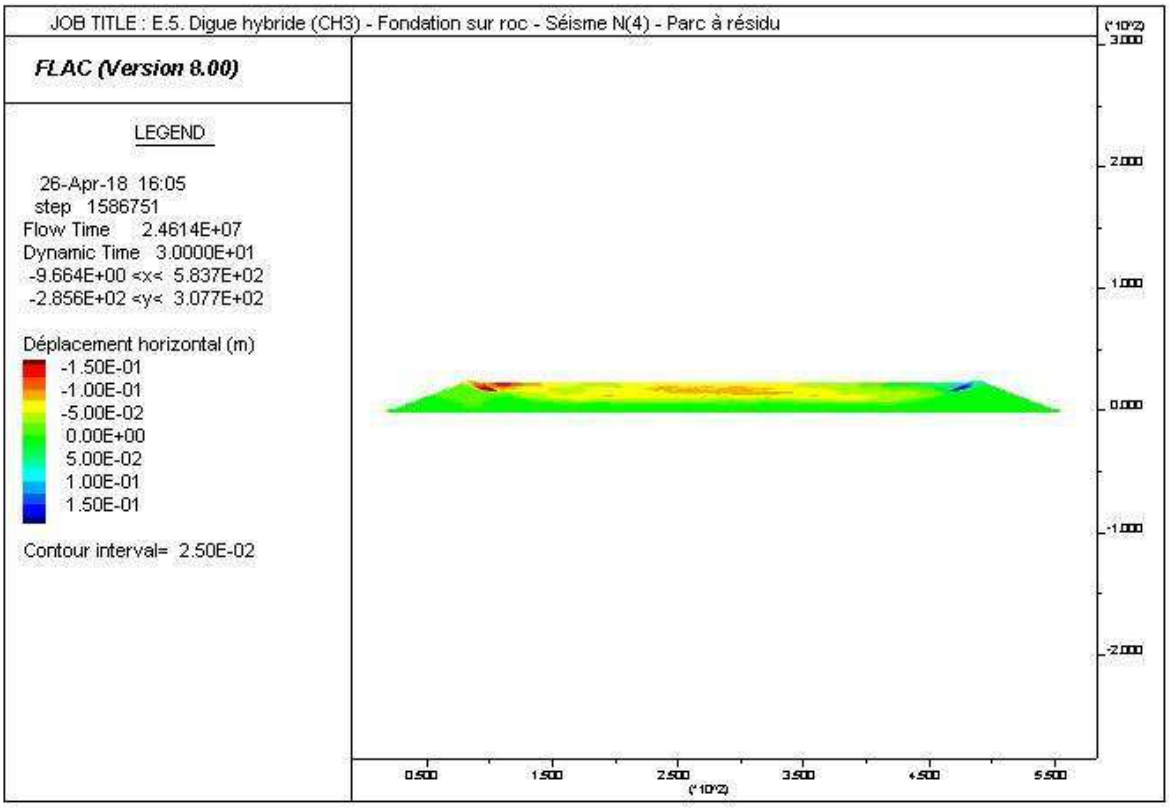

JOB TITLE : E.3. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(16) - Parc à résid
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:04
step 2336751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 4.5000E+01
-9.829E+00 <x< 5.835E+02
-2.858E+02 <y< 3.076E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
3.00E-02
4.00E-02
5.00E-02
6.00E-02
7.00E-02
8.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

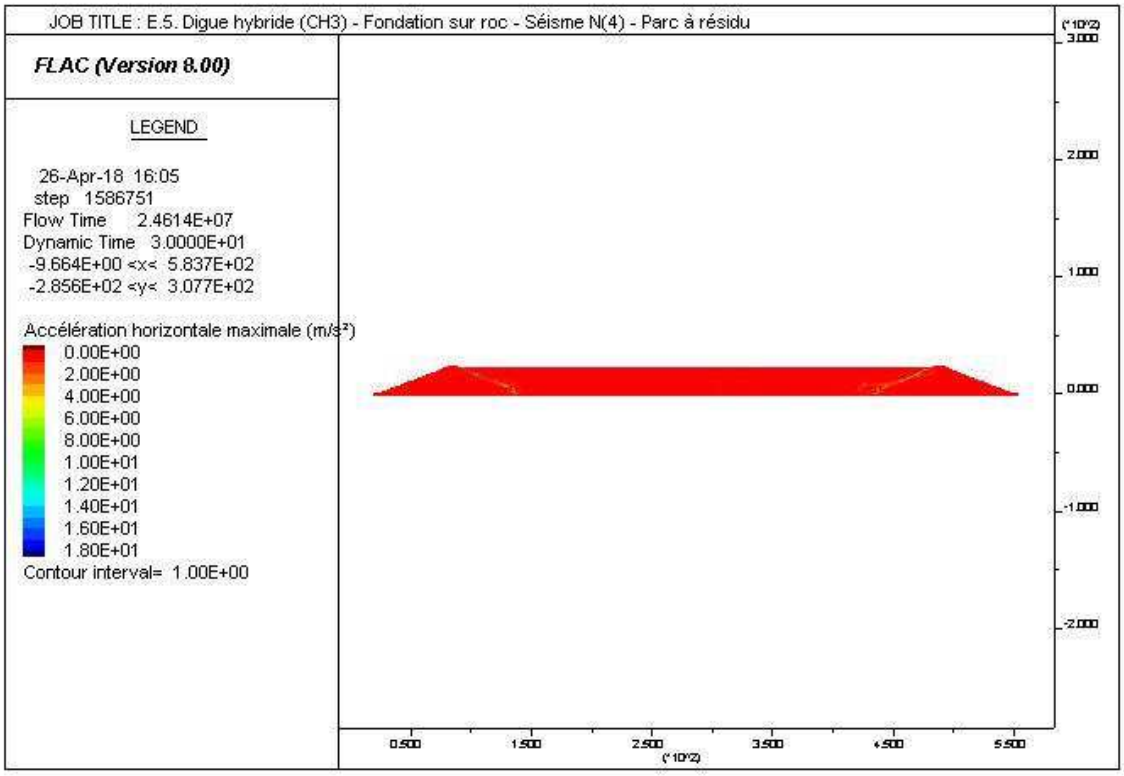

JOB TITLE : E.4. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(1) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:05
step 1086751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-9.666E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.077E+02
Déplacement horizontal (m)
-1.20E-01
-8.00E-02
-4.00E-02
0.00E+00
4.00E-02
8.00E-02
Contour interval= 2.00E-02
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

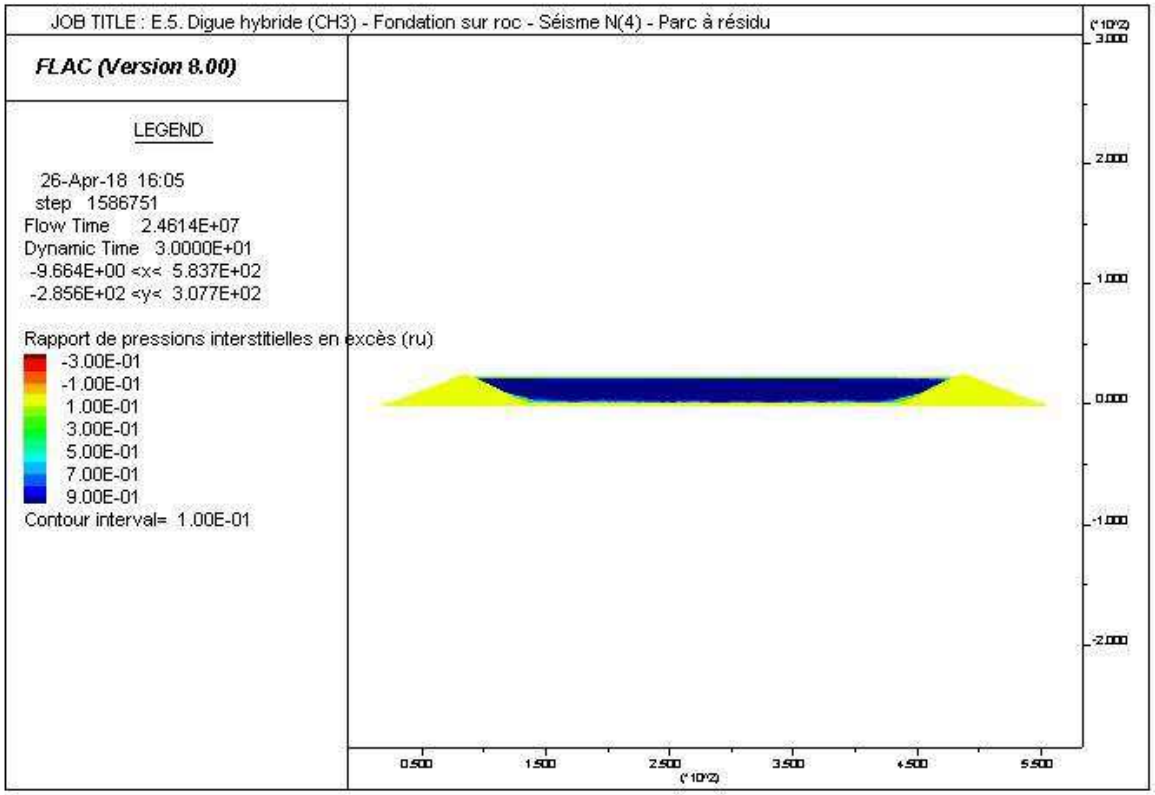

JOB TITLE : E.4. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(1) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:05
step 1086751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-9.666E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.077E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
1.00E+00
2.00E+00
3.00E+00
4.00E+00
5.00E+00
Contour interval= 5.00E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

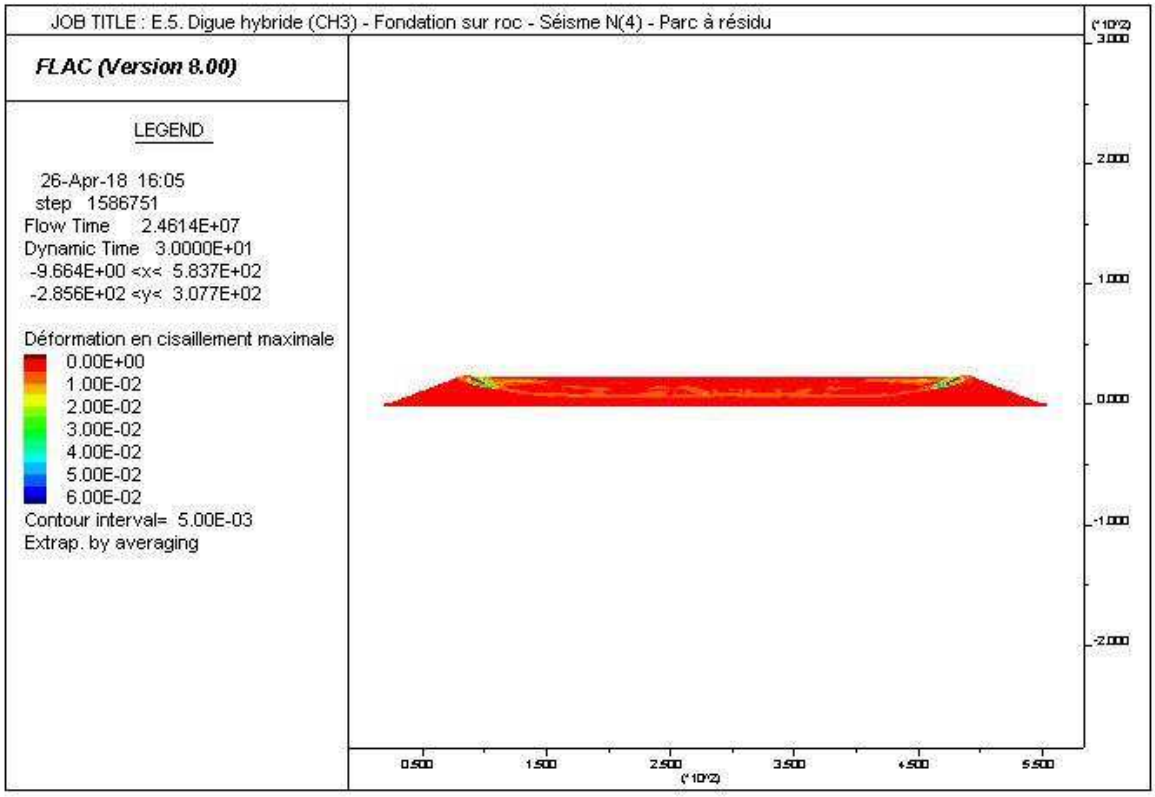

JOB TITLE : E.4. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(1) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:05
step 1086751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-9.666E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.077E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-4.00E-01
-2.00E-01
0.00E+00
2.00E-01
4.00E-01
6.00E-01
8.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

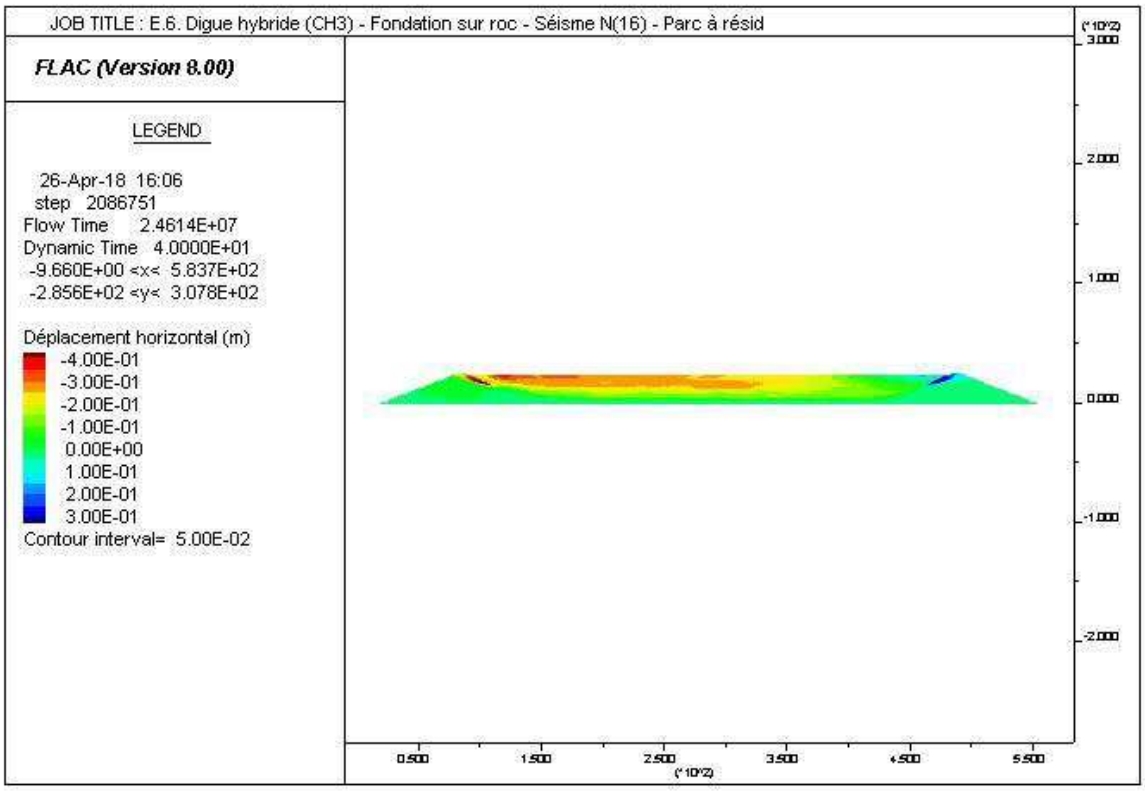

JOB TITLE : E.4. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(1) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:05
step 1086751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-9.666E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.077E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
5.00E-03
1.00E-02
1.50E-02
2.00E-02
2.50E-02
3.00E-02
3.50E-02
Contour interval= 2.50E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

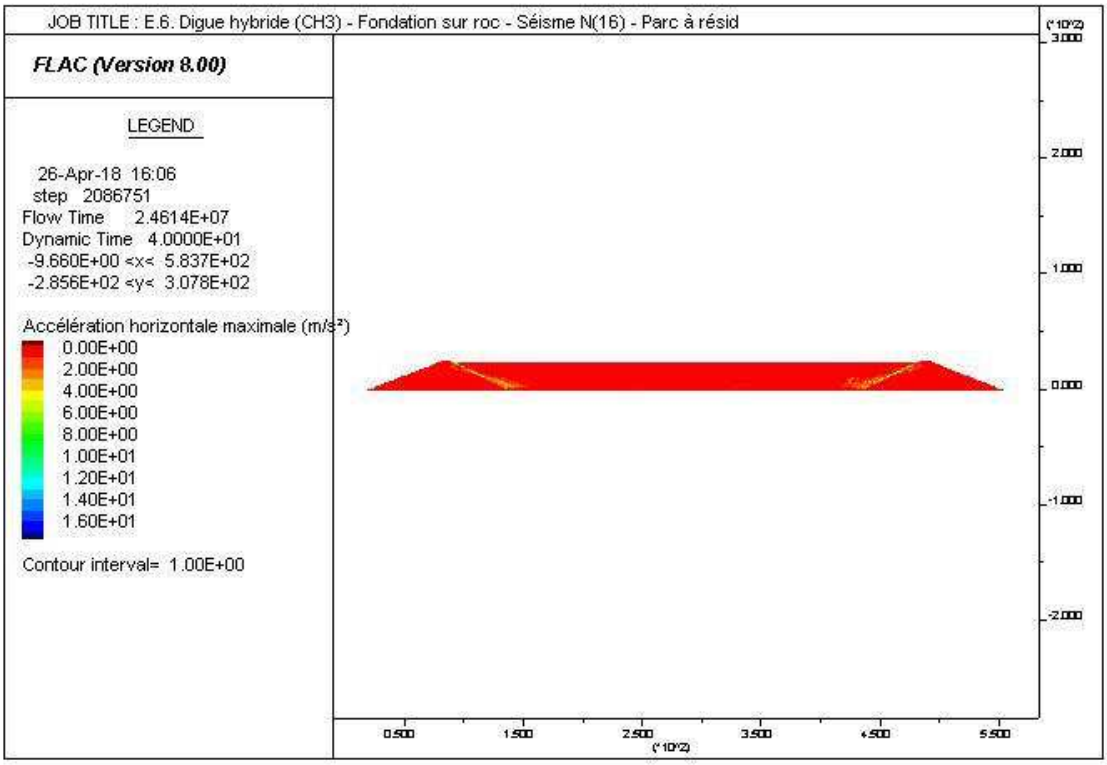

JOB TITLE : E.5. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(4) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:05
step 1586751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 3.0000E+01
-9.664E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.077E+02
Déplacement horizontal (m)
-1.50E-01
-1.00E-01
-5.00E-02
0.00E+00
5.00E-02
1.00E-01
1.50E-01
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

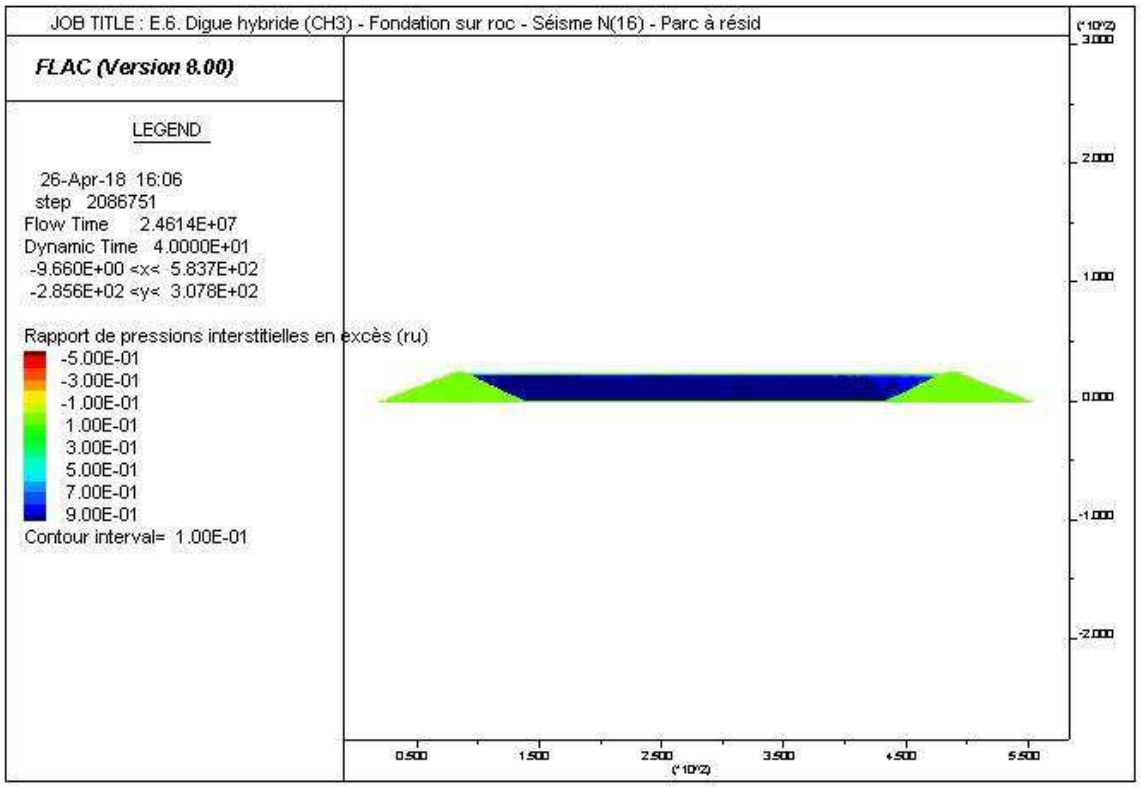

JOB TITLE : E.5. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(4) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:05
step 1586751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 3.0000E+01
-9.664E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.077E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
2.00E+00
4.00E+00
6.00E+00
8.00E+00
1.00E+01
1.20E+01
1.40E+01
1.60E+01
1.80E+01
Contour interval= 1.00E+00
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

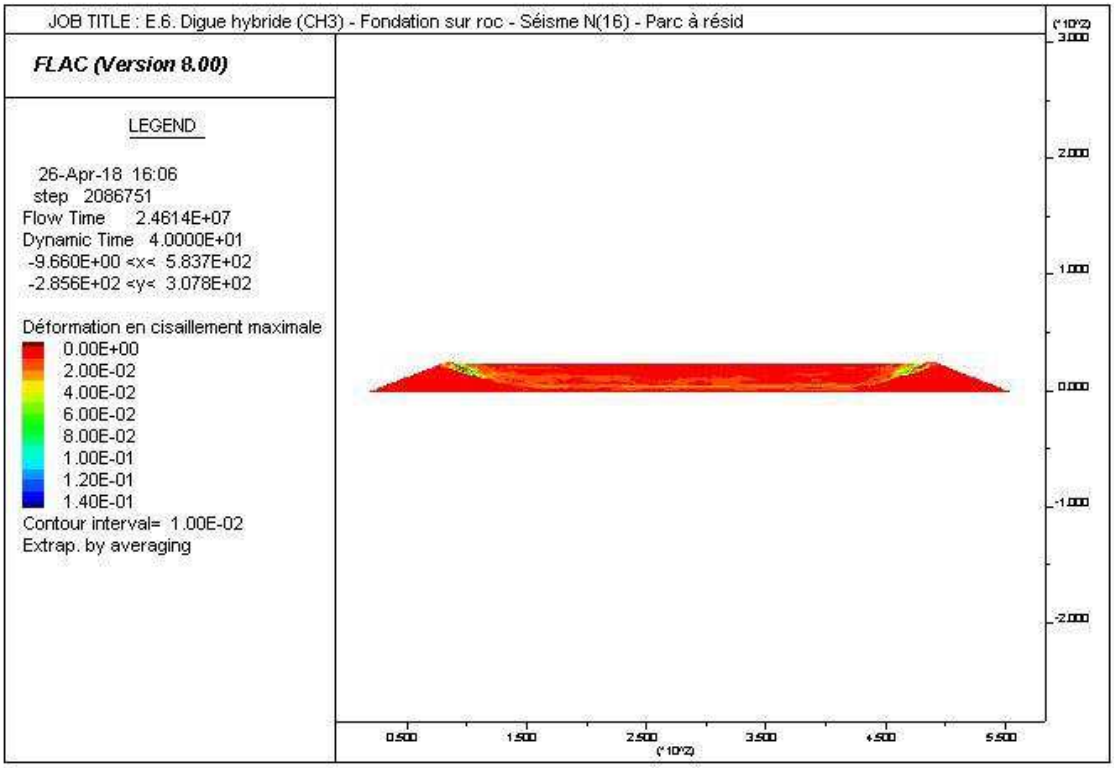

JOB TITLE : E.5. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(4) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:05
step 1586751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 3.0000E+01
-9.664E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.077E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-3.00E-01
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

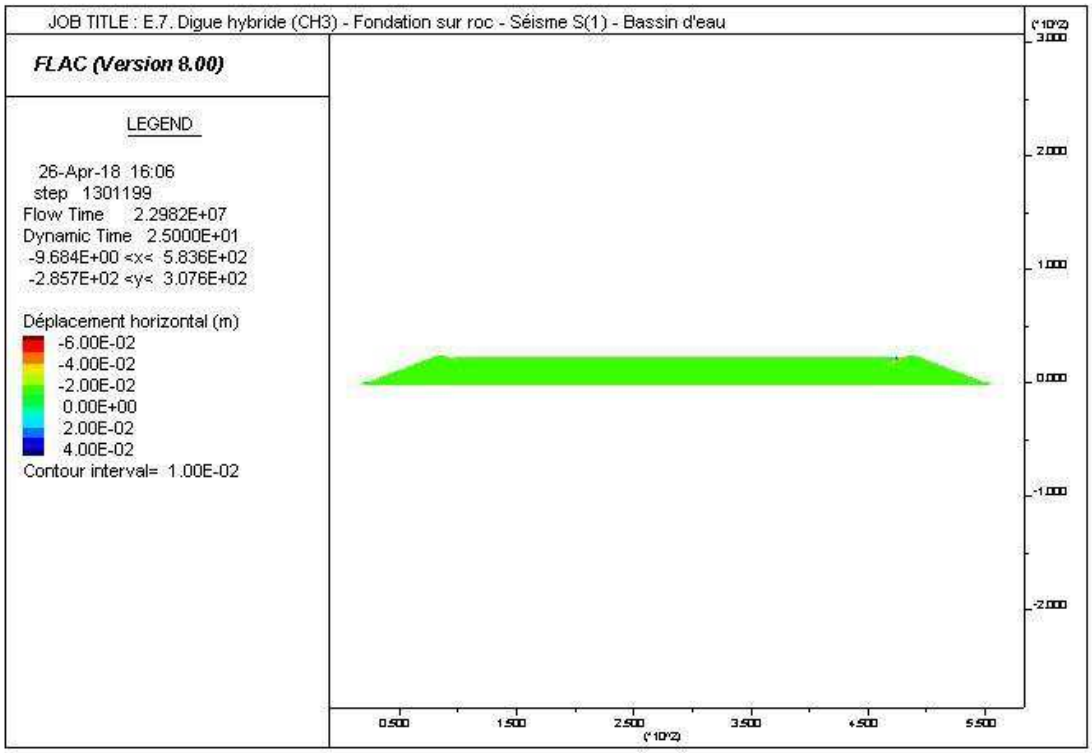

JOB TITLE : E.5. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(4) - Parc à résidu
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:05
step 1586751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 3.0000E+01
-9.664E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.077E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
3.00E-02
4.00E-02
5.00E-02
6.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

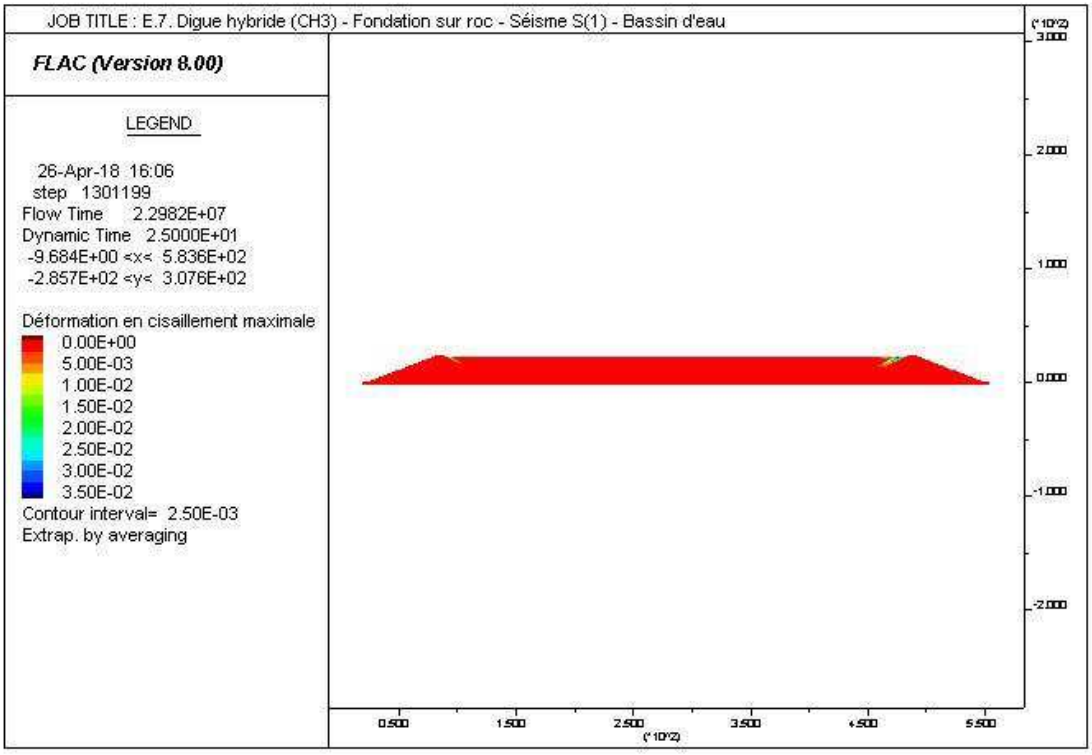

JOB TITLE : E.6. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(16) - Parc à résid
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 2086751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 4.0000E+01
-9.660E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.078E+02
Déplacement horizontal (m)
-4.00E-01
-3.00E-01
-2.00E-01
-1.00E-01
0.00E+00
1.00E-01
2.00E-01
3.00E-01
Contour interval= 5.00E-02
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

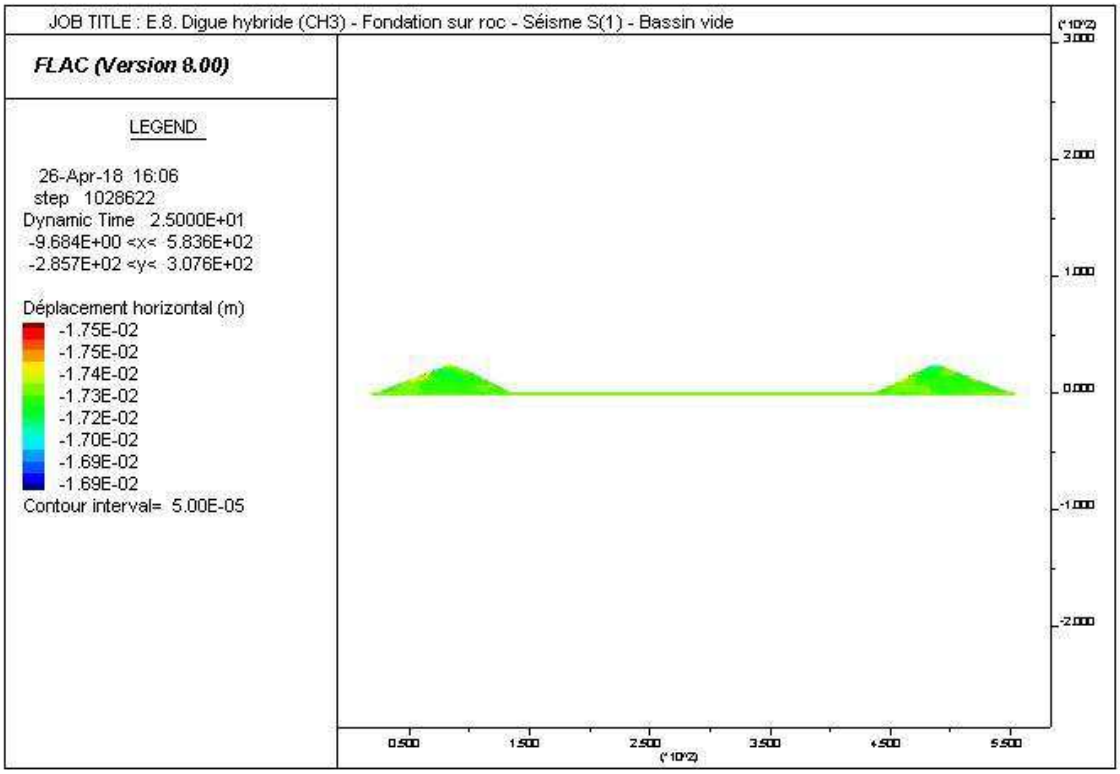

JOB TITLE : E.6. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(16) - Parc à résid
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 2086751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 4.0000E+01
-9.660E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.078E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
2.00E+00
4.00E+00
6.00E+00
8.00E+00
1.00E+01
1.20E+01
1.40E+01
1.60E+01
Contour interval= 1.00E+00
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

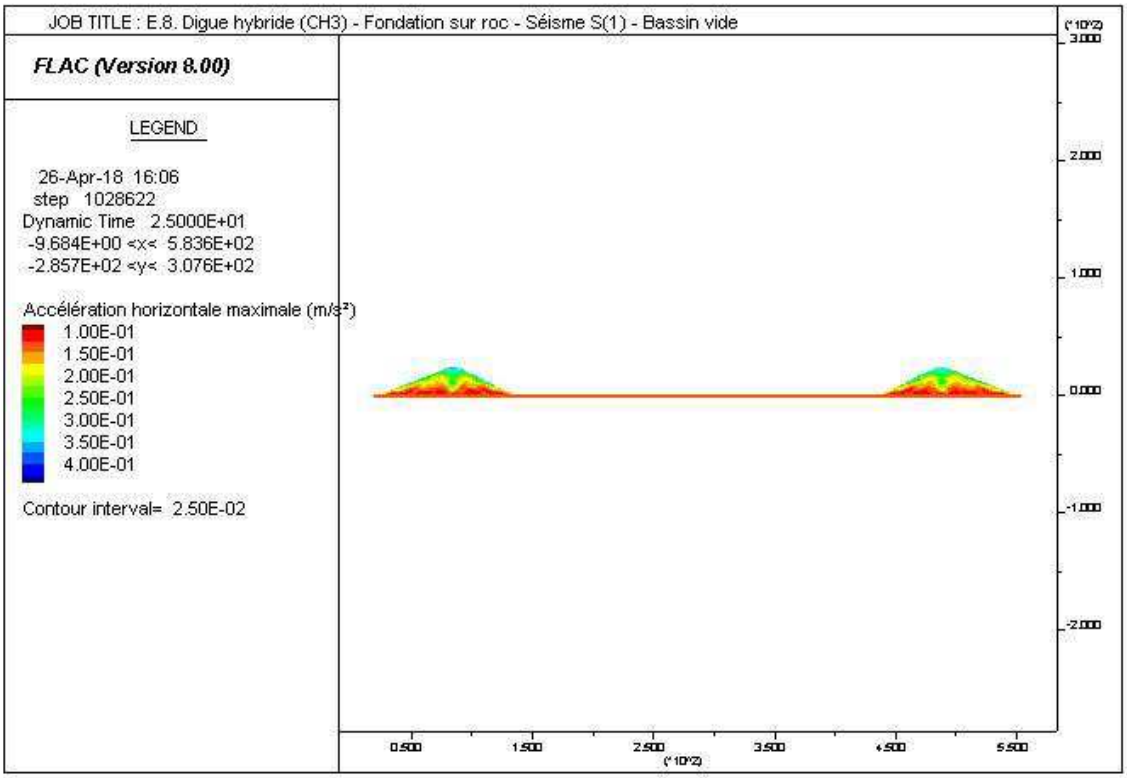

JOB TITLE : E.6. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(16) - Parc à résid
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 2086751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 4.0000E+01
-9.660E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.078E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-5.00E-01
-3.00E-01
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

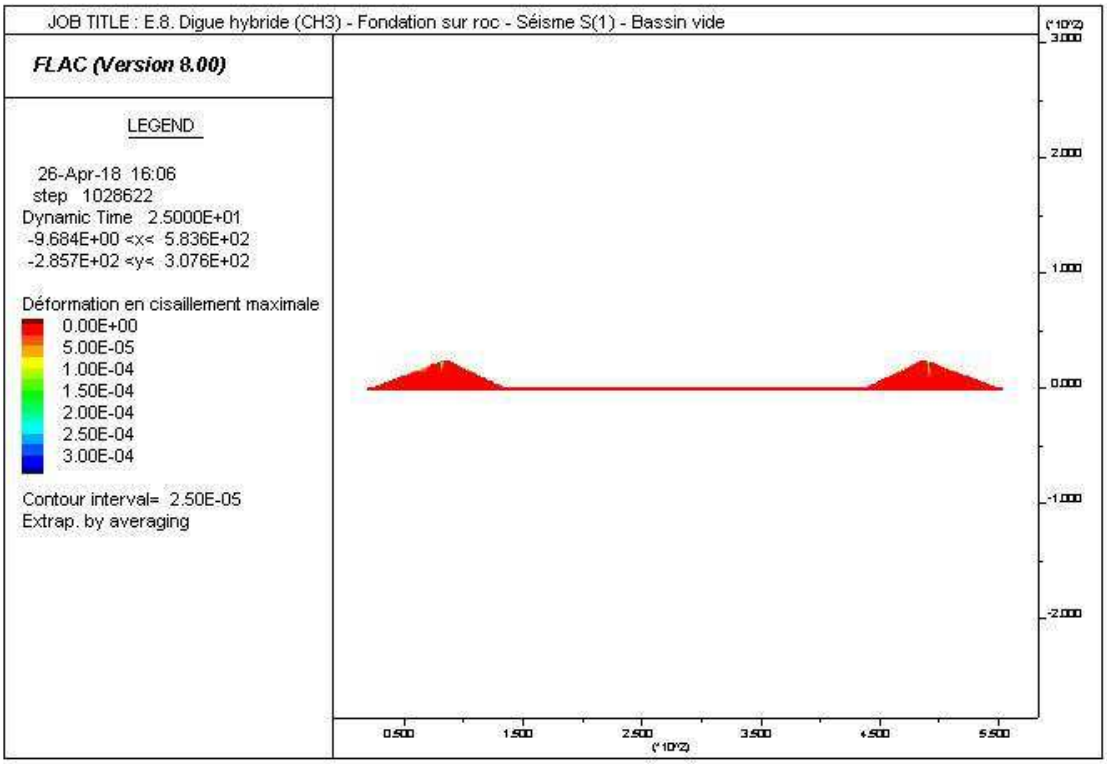

JOB TITLE : E.6. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme N(16) - Parc à résid
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 2086751
Flow Time 2.4614E+07
Dynamic Time 4.0000E+01
-9.660E+00 <x< 5.837E+02
-2.856E+02 <y< 3.078E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
2.00E-02
4.00E-02
6.00E-02
8.00E-02
1.00E-01
1.20E-01
1.40E-01
Contour interval= 1.00E-02
Extrap. by averaging
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

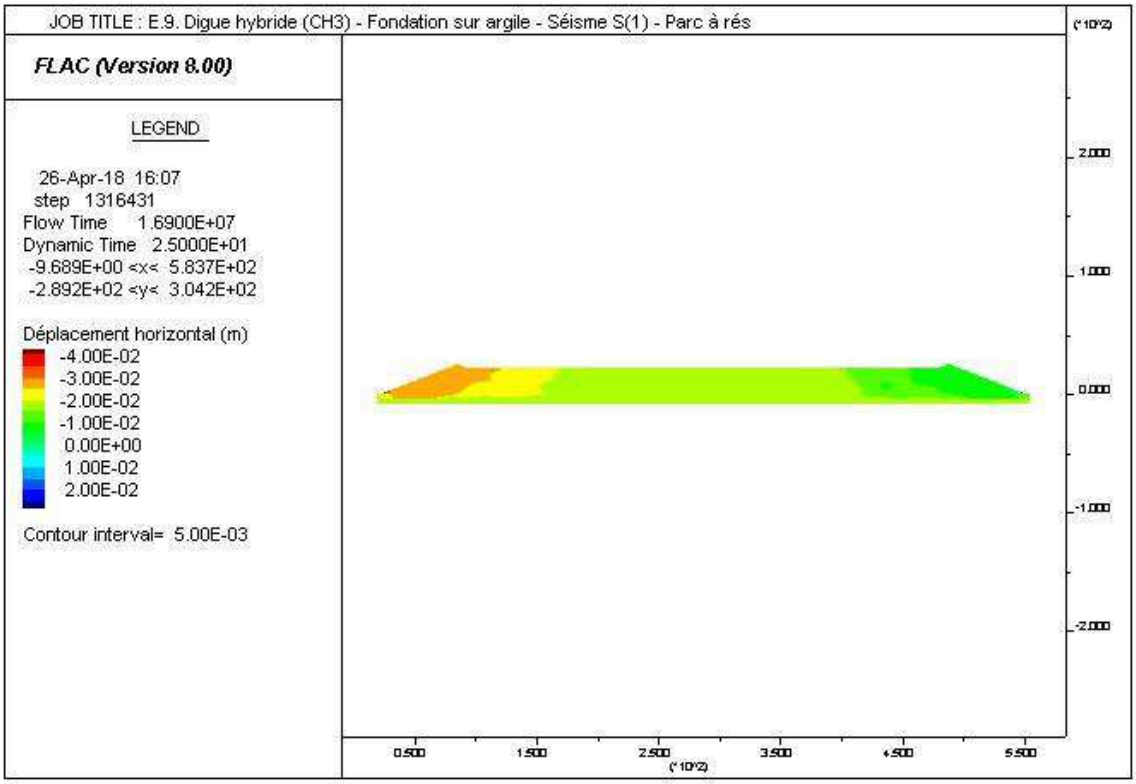

JOB TITLE : E.7. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Bassin d'eau
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 1301199
Flow Time 2.2982E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Déplacement horizontal (m)
-6.00E-02
-4.00E-02
-2.00E-02
0.00E+00
2.00E-02
4.00E-02
Contour interval= 1.00E-02
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

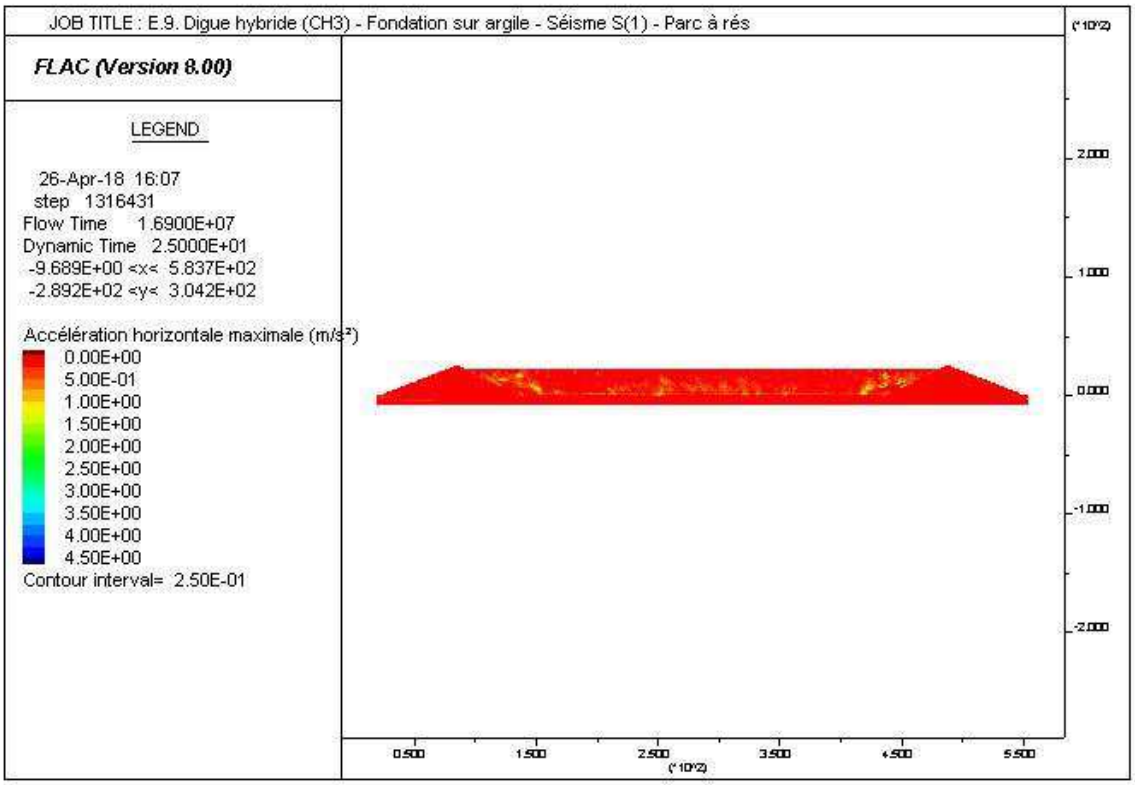

JOB TITLE : E.7. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Bassin d'eau
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 1301199
Flow Time 2.2982E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
5.00E-03
1.00E-02
1.50E-02
2.00E-02
2.50E-02
3.00E-02
3.50E-02
Contour interval= 2.50E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

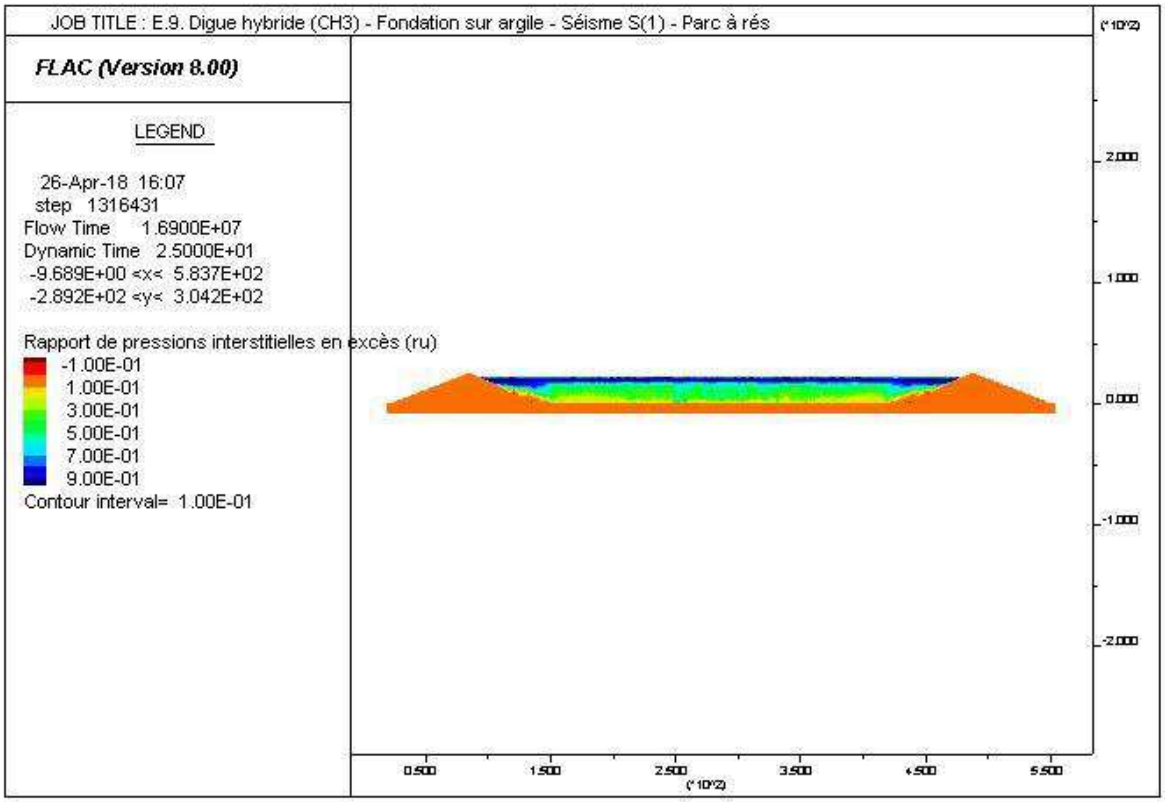

JOB TITLE : E.8. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Bassin vide
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 1028622
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Déplacement horizontal (m)
-1.75E-02
-1.75E-02
-1.74E-02
-1.73E-02
-1.72E-02
-1.70E-02
-1.69E-02
-1.69E-02
Contour interval= 5.00E-05
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

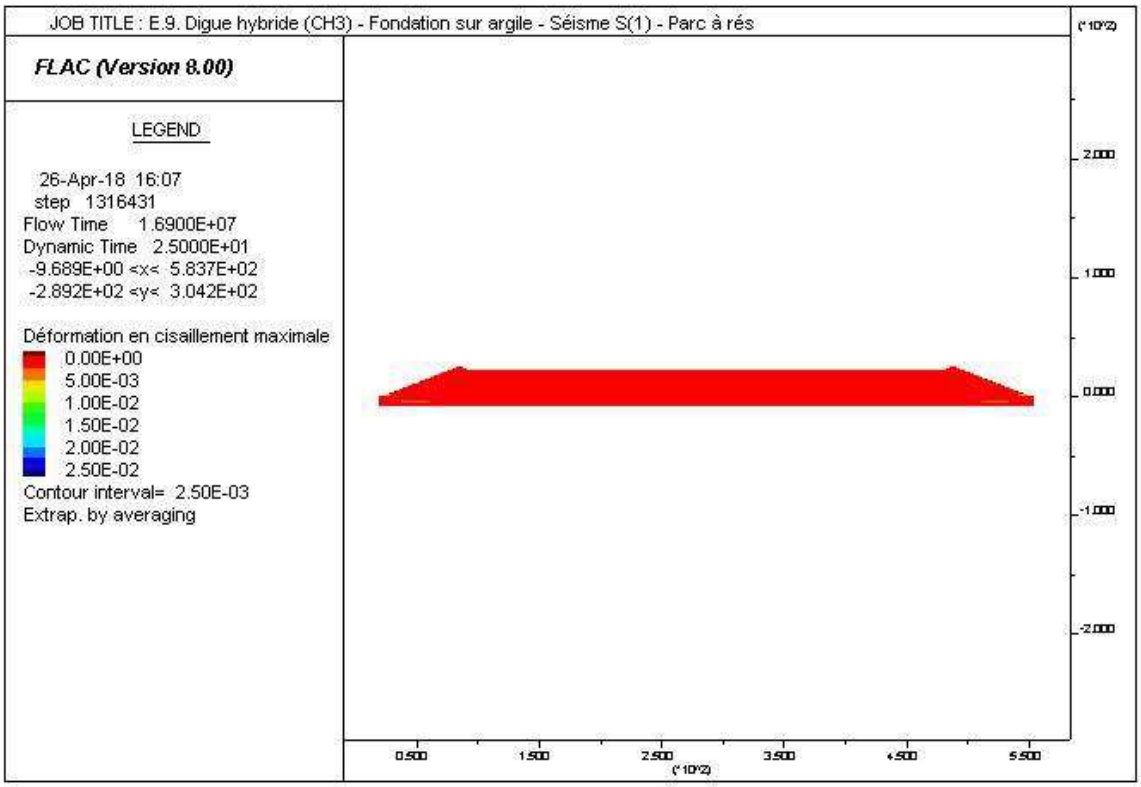

JOB TITLE : E.8. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Bassin vide
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 1028622
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
1.00E-01
1.50E-01
2.00E-01
2.50E-01
3.00E-01
3.50E-01
4.00E-01
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

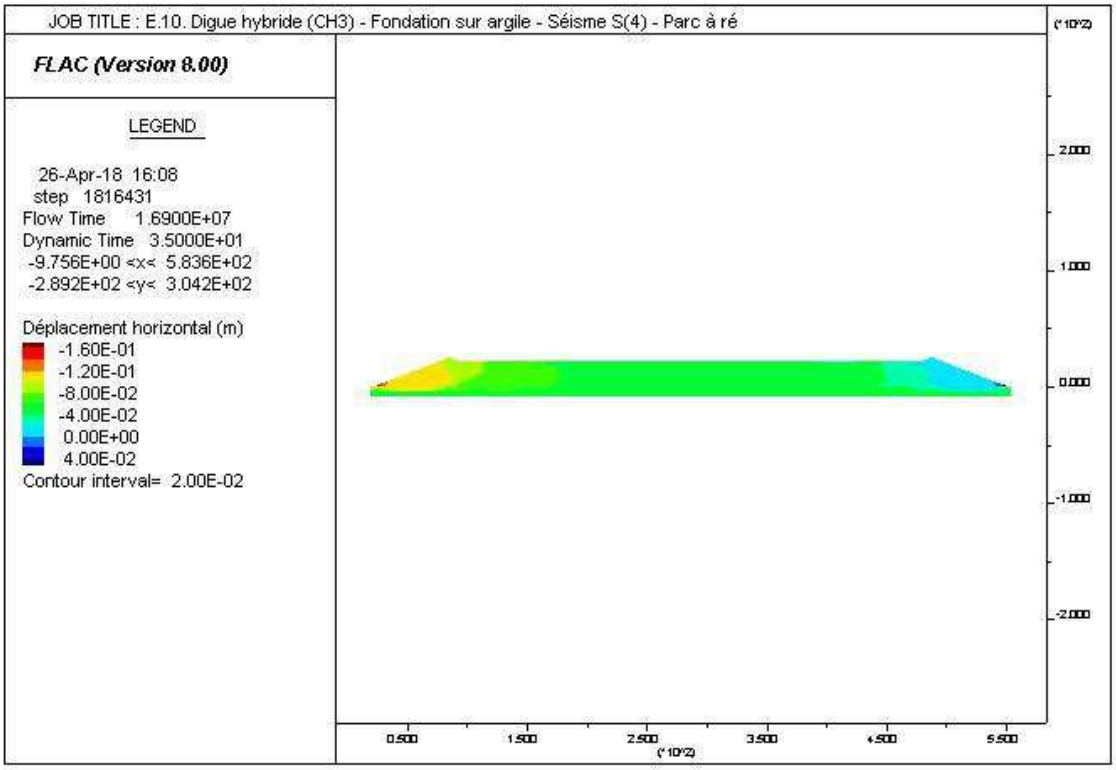

JOB TITLE : E.8. Digue hybride (CH3) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Bassin vide
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:06
step 1028622
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.836E+02
-2.857E+02 <y< 3.076E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
5.00E-05
1.00E-04
1.50E-04
2.00E-04
2.50E-04
3.00E-04
Contour interval= 2.50E-05
Extrap. by averaging
(*10^2)
3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

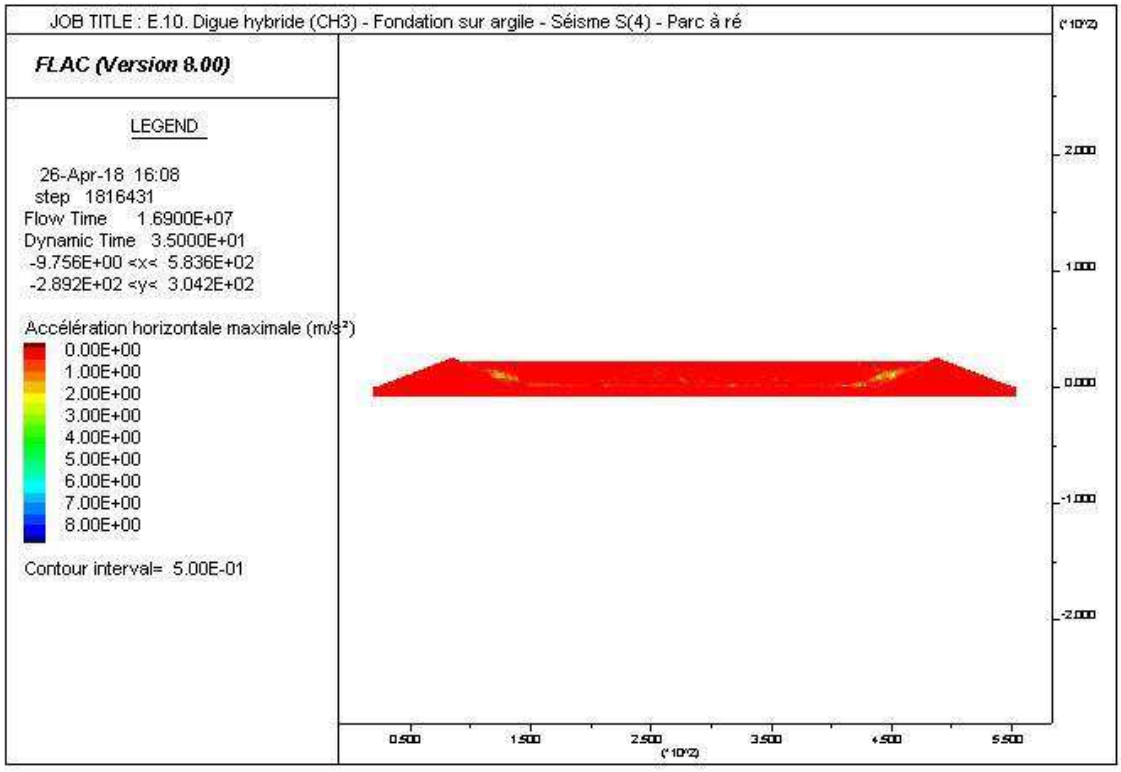

JOB TITLE : E.9. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Parc à rés
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:07
step 1316431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.689E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déplacement horizontal (m)
-4.00E-02
-3.00E-02
-2.00E-02
-1.00E-02
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

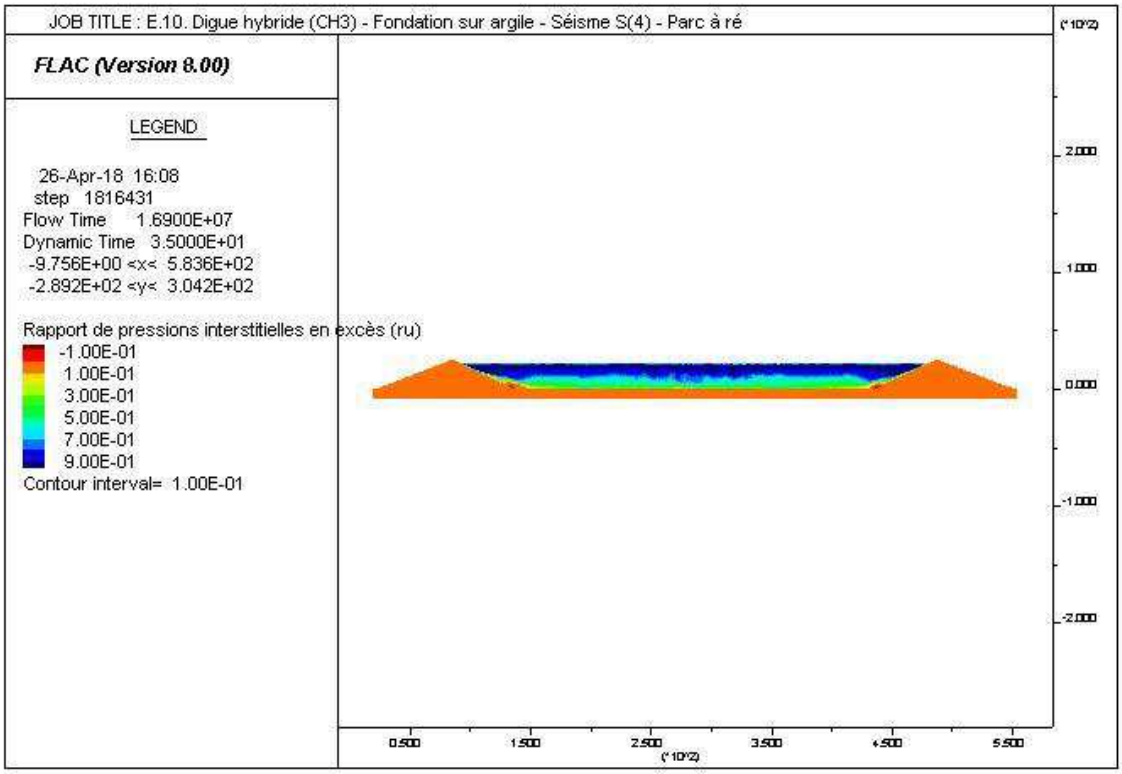

JOB TITLE : E.9. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Parc à rés
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:07
step 1316431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.689E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
5.00E-01
1.00E+00
1.50E+00
2.00E+00
2.50E+00
3.00E+00
3.50E+00
4.00E+00
4.50E+00
Contour interval= 2.50E-01
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

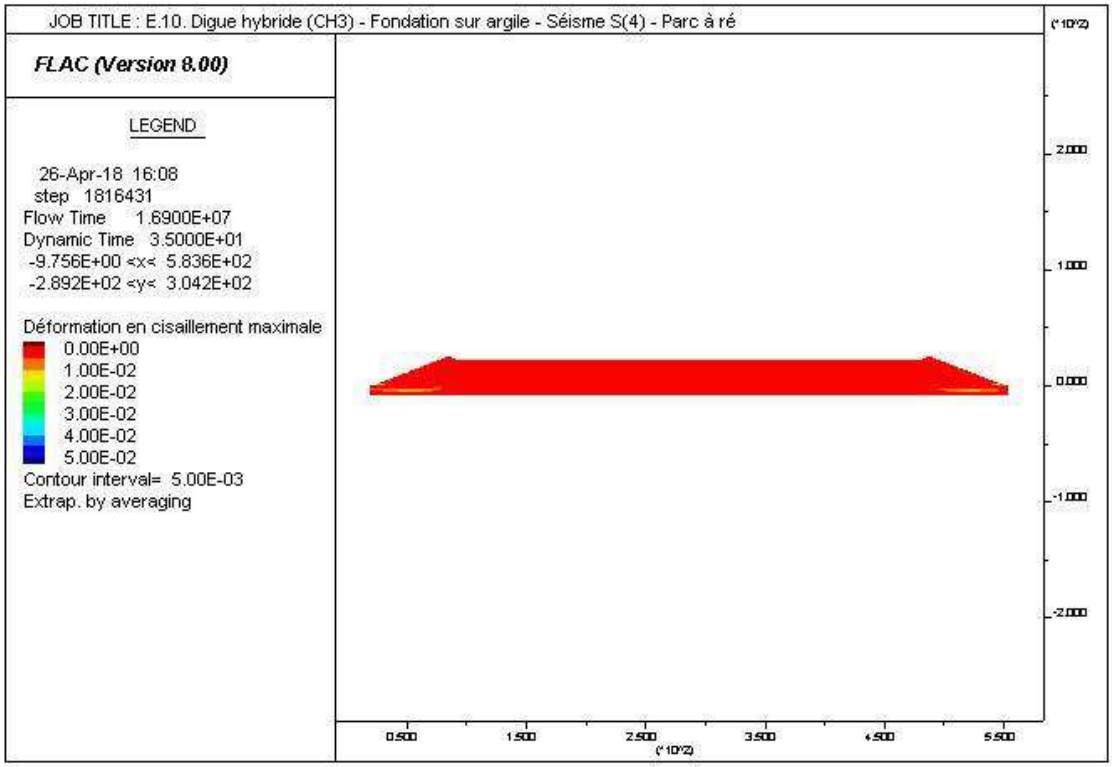

JOB TITLE : E.9. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Parc à rés
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:07
step 1316431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.689E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

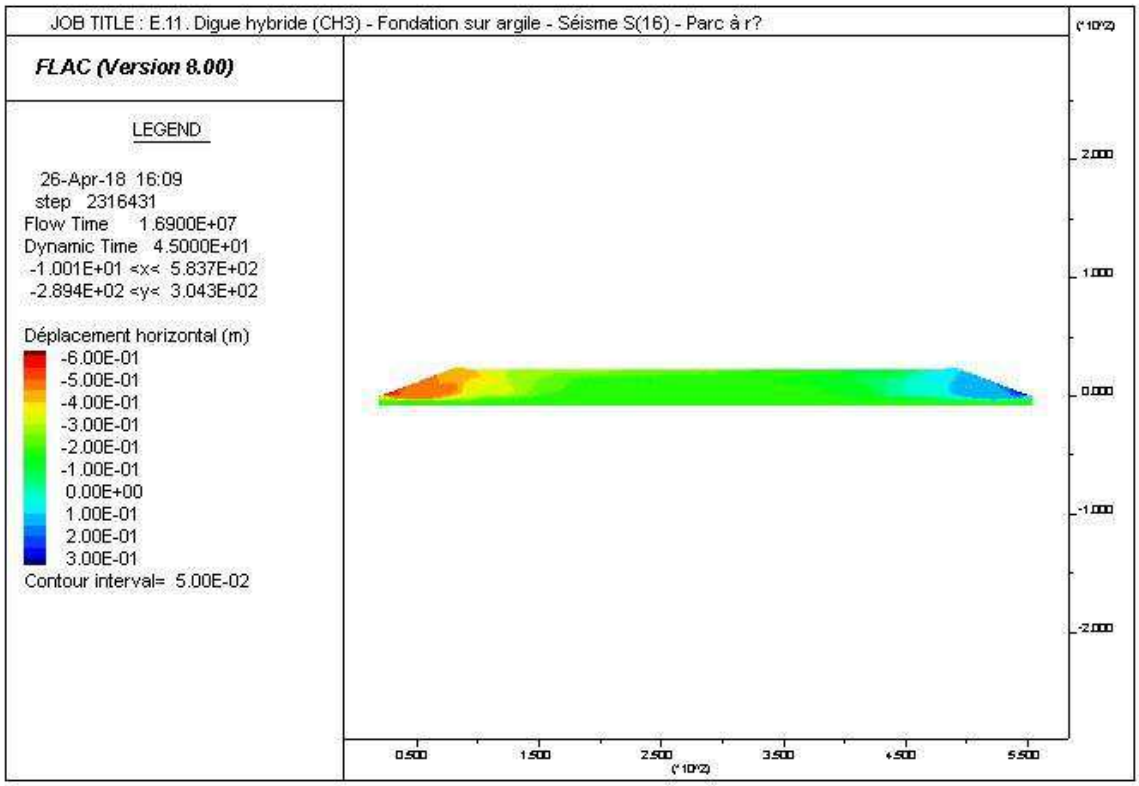

JOB TITLE : E.9. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Parc à rés
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:07
step 1316431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.689E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
5.00E-03
1.00E-02
1.50E-02
2.00E-02
2.50E-02
Contour interval= 2.50E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

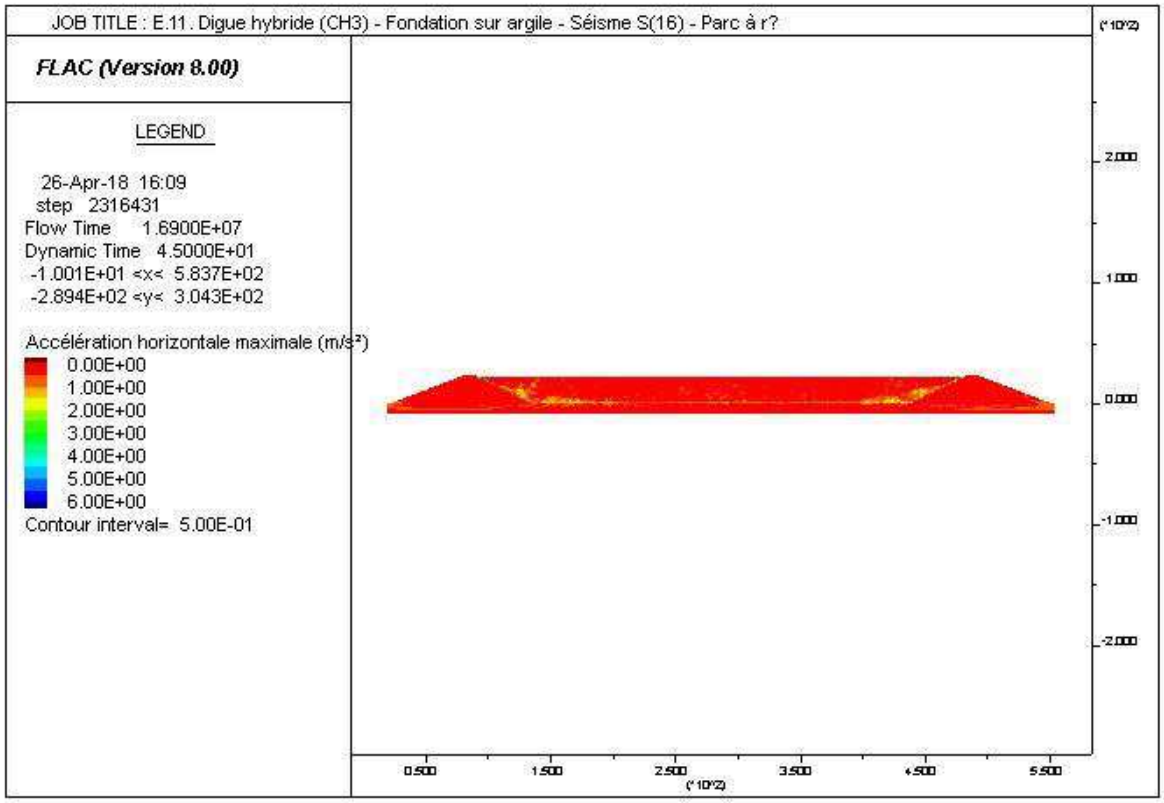

JOB TITLE : E.10. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(4) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:08
step 1816431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 3.5000E+01
-9.756E+00 <x< 5.836E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déplacement horizontal (m)
-1.60E-01
-1.20E-01
-8.00E-02
-4.00E-02
0.00E+00
4.00E-02
Contour interval= 2.00E-02
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500

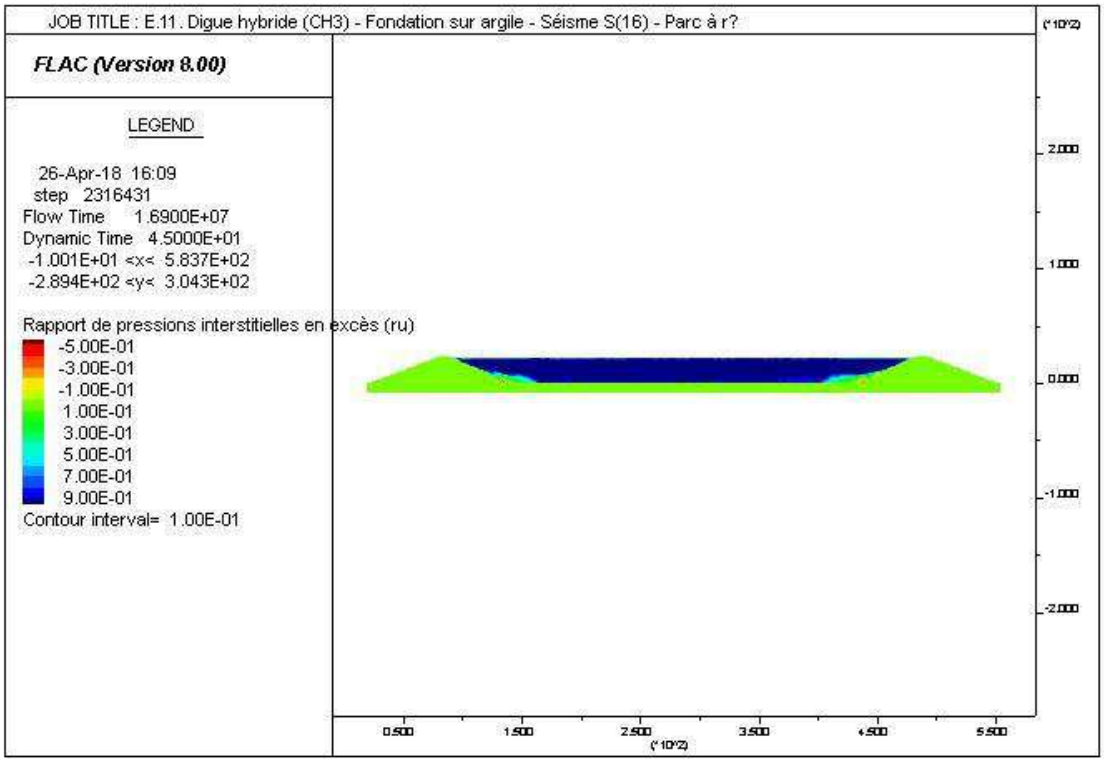

JOB TITLE : E.10. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(4) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:08
step 1816431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 3.5000E+01
-9.756E+00 <x< 5.836E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
1.00E+00
2.00E+00
3.00E+00
4.00E+00
5.00E+00
6.00E+00
7.00E+00
8.00E+00
Contour interval= 5.00E-01
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

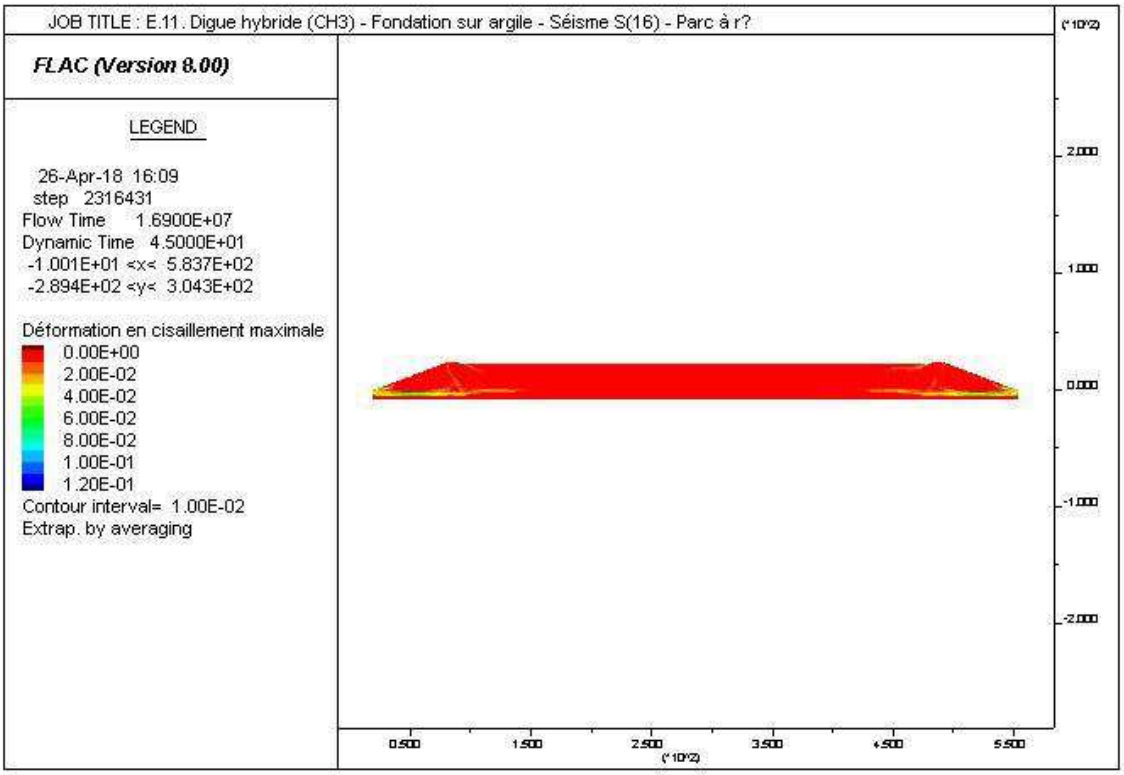

JOB TITLE : E.10. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(4) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:08
step 1816431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 3.5000E+01
-9.756E+00 <x< 5.836E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

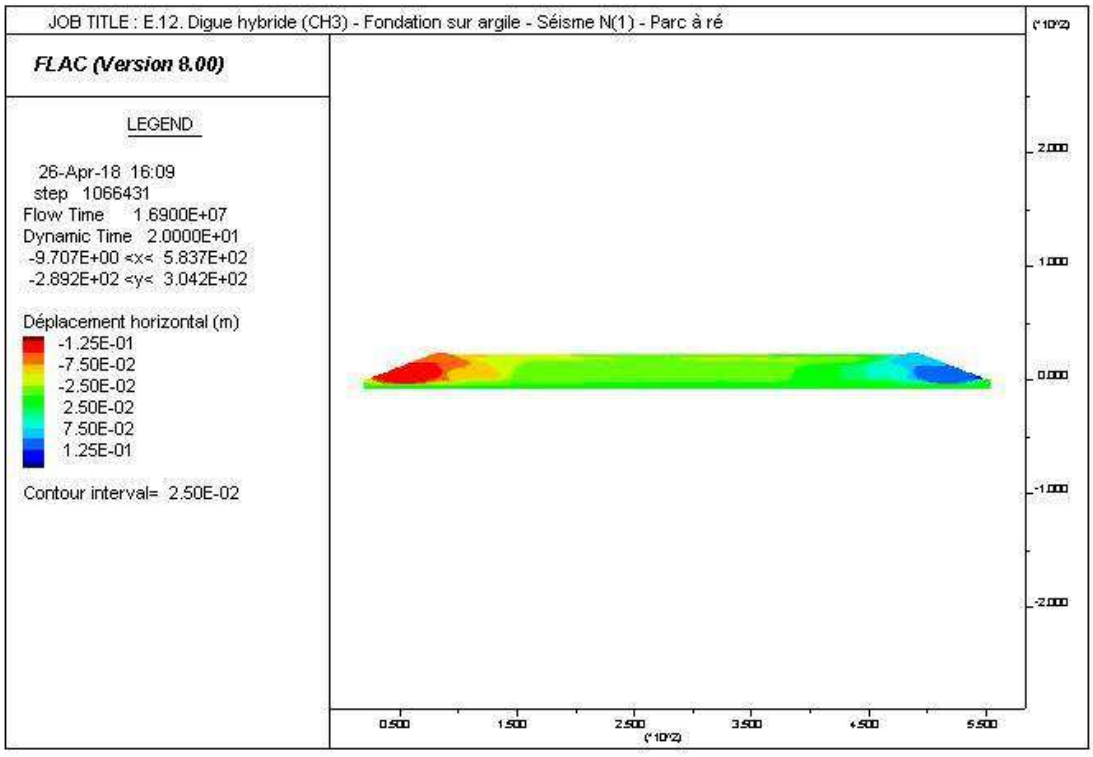

JOB TITLE : E.10. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(4) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:08
step 1816431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 3.5000E+01
-9.756E+00 <x< 5.836E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
3.00E-02
4.00E-02
5.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
Extrap. by averaging
(*10**2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10**2)

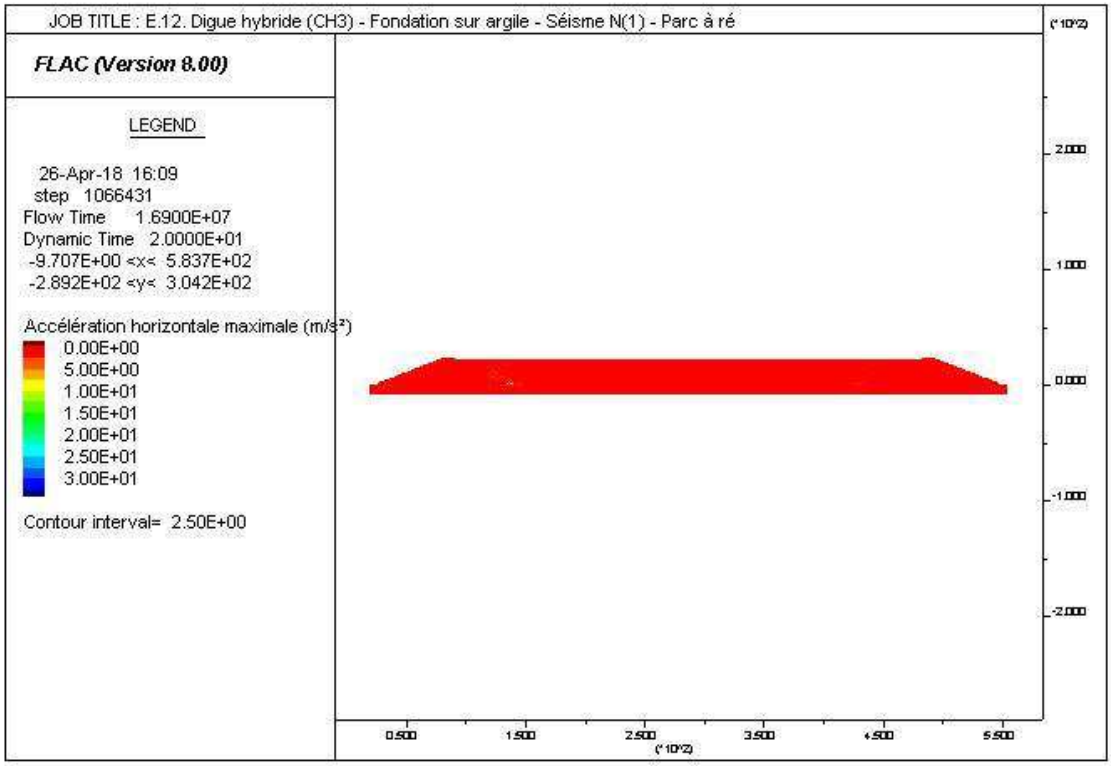

JOB TITLE : E.11. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(16) - Parc à r?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:09
step 2316431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 4.5000E+01
-1.001E+01 <x< 5.837E+02
-2.894E+02 <y< 3.043E+02
Déplacement horizontal (m)
-6.00E-01
-5.00E-01
-4.00E-01
-3.00E-01
-2.00E-01
-1.00E-01
0.00E+00
1.00E-01
2.00E-01
3.00E-01
Contour interval= 5.00E-02
(*10**2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10**2)

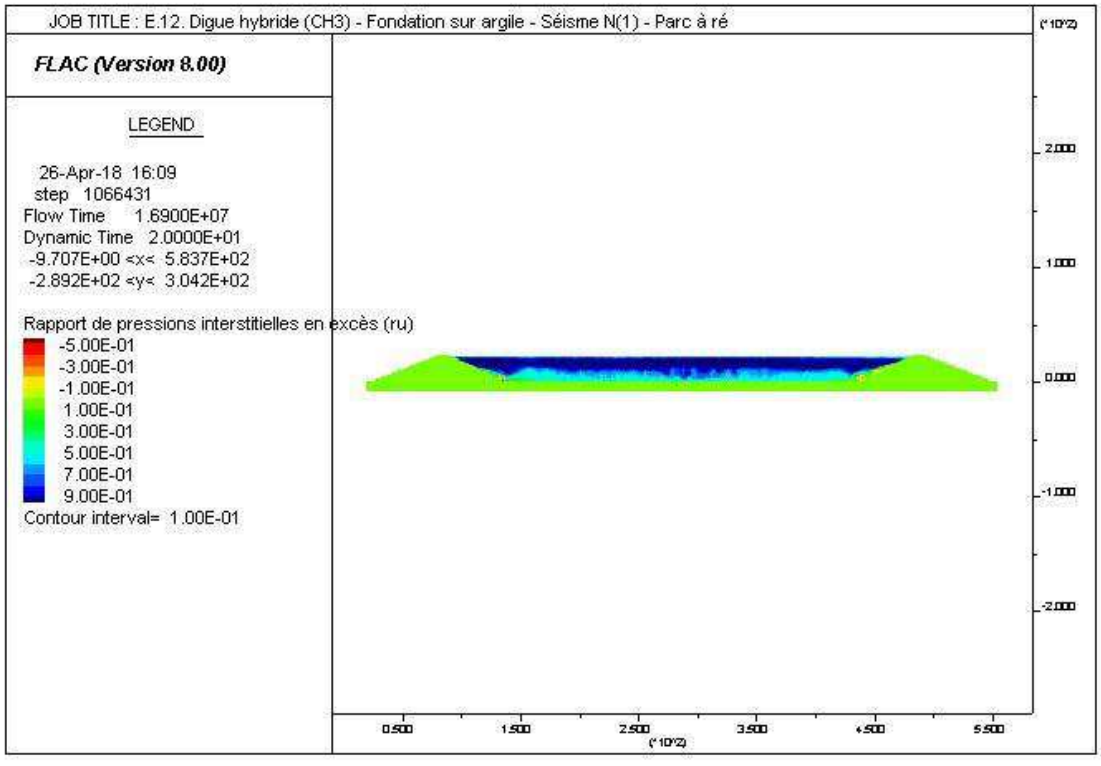

JOB TITLE : E.11. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(16) - Parc à r?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:09
step 2316431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 4.5000E+01
-1.001E+01 <x< 5.837E+02
-2.894E+02 <y< 3.043E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
1.00E+00
2.00E+00
3.00E+00
4.00E+00
5.00E+00
6.00E+00
Contour interval= 5.00E-01
(*10^2)
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000

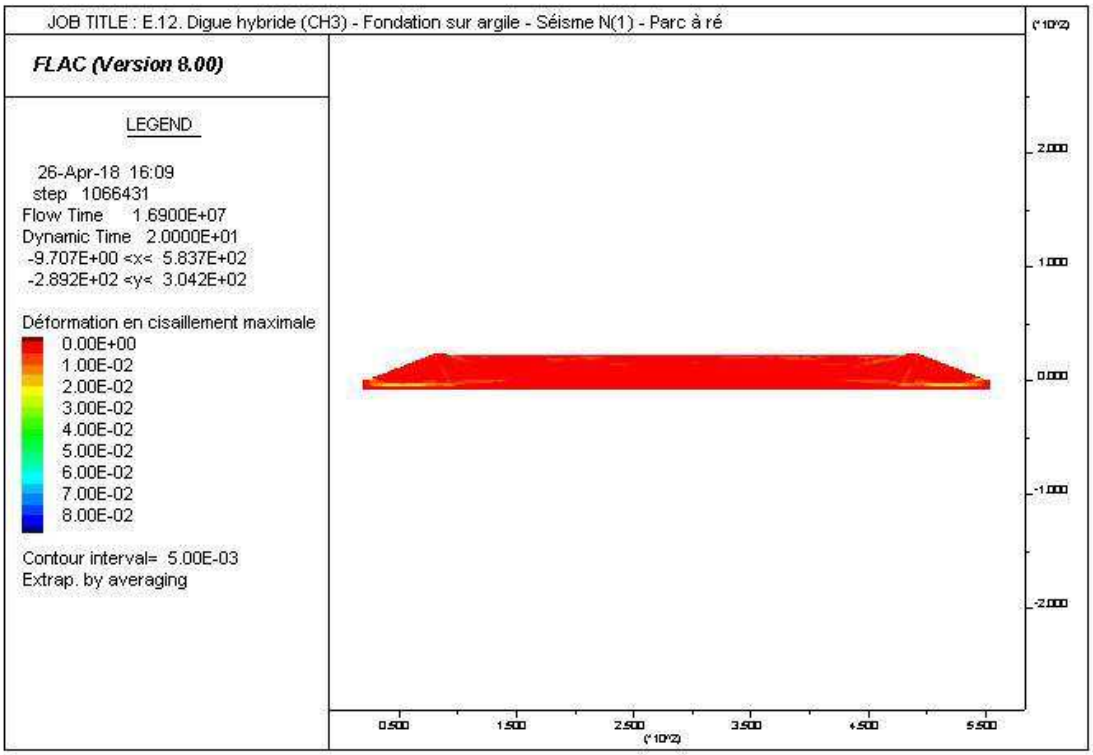

JOB TITLE : E.11. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(16) - Parc à r?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:09
step 2316431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 4.5000E+01
-1.001E+01 <x< 5.837E+02
-2.894E+02 <y< 3.043E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-5.00E-01
-3.00E-01
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000

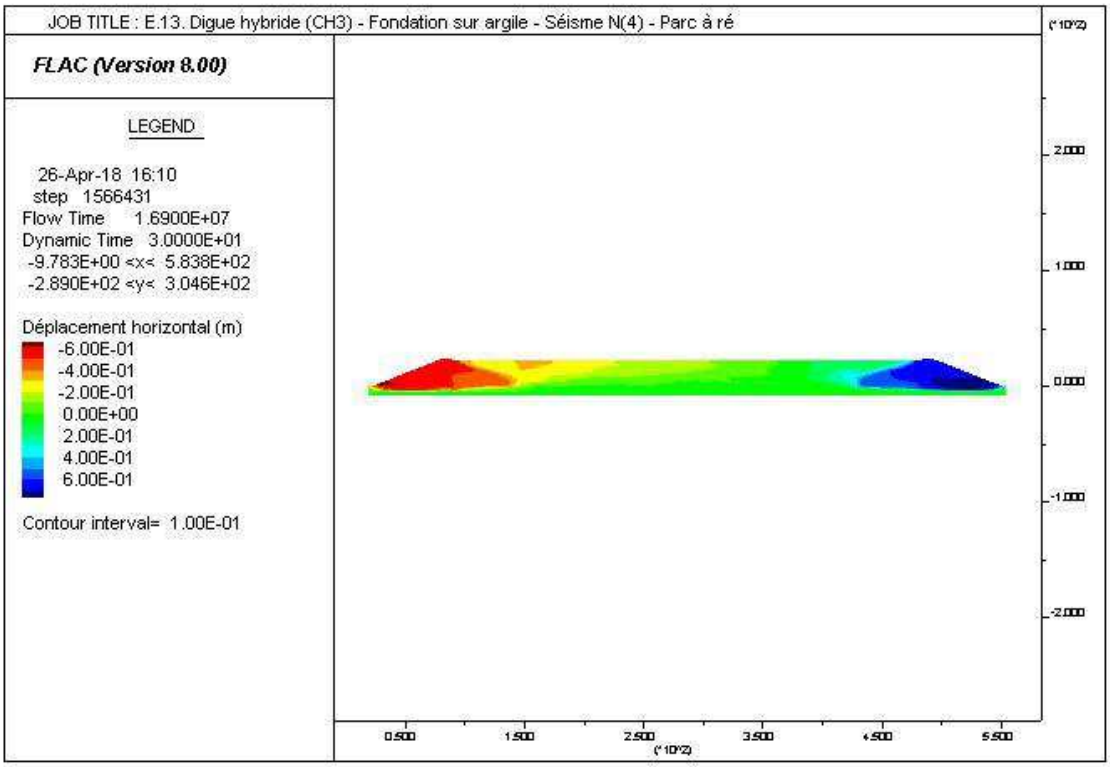

JOB TITLE : E.11. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(16) - Parc à r?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:09
step 2316431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 4.5000E+01
-1.001E+01 <x< 5.837E+02
-2.894E+02 <y< 3.043E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
2.00E-02
4.00E-02
6.00E-02
8.00E-02
1.00E-01
1.20E-01
Contour interval= 1.00E-02
Extrap. by averaging
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

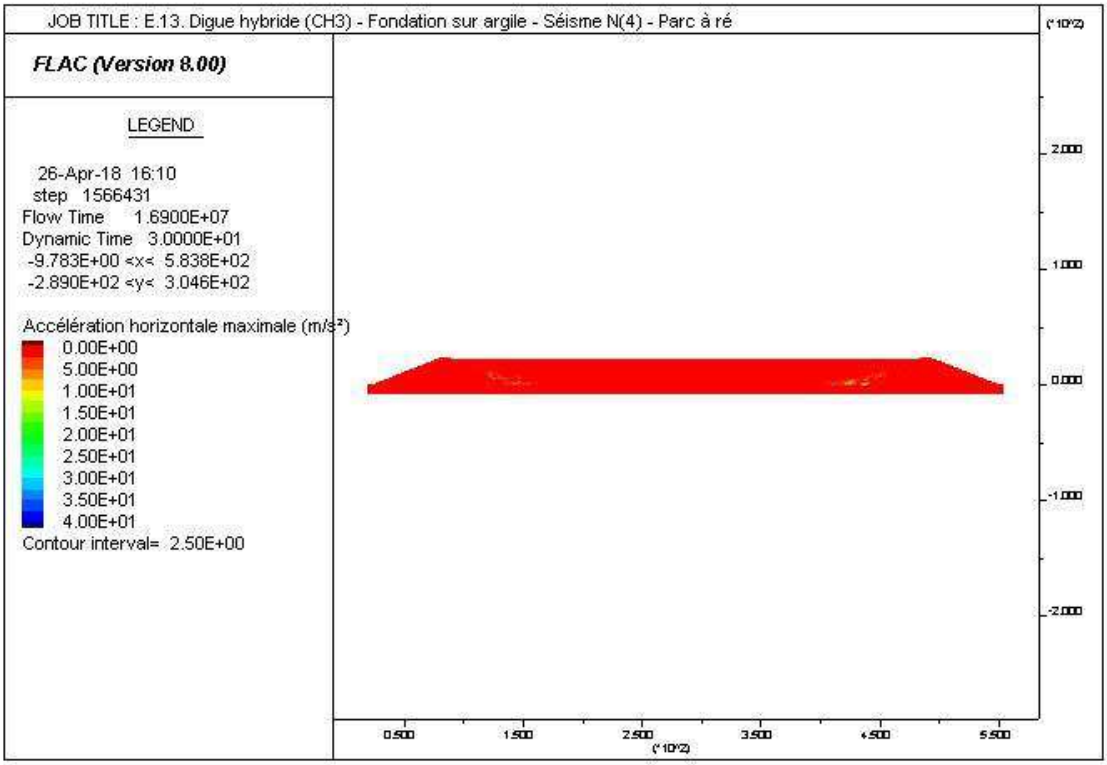

JOB TITLE : E.12. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(1) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:09
step 1066431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-9.707E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déplacement horizontal (m)
-1.25E-01
-7.50E-02
-2.50E-02
2.50E-02
7.50E-02
1.25E-01
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

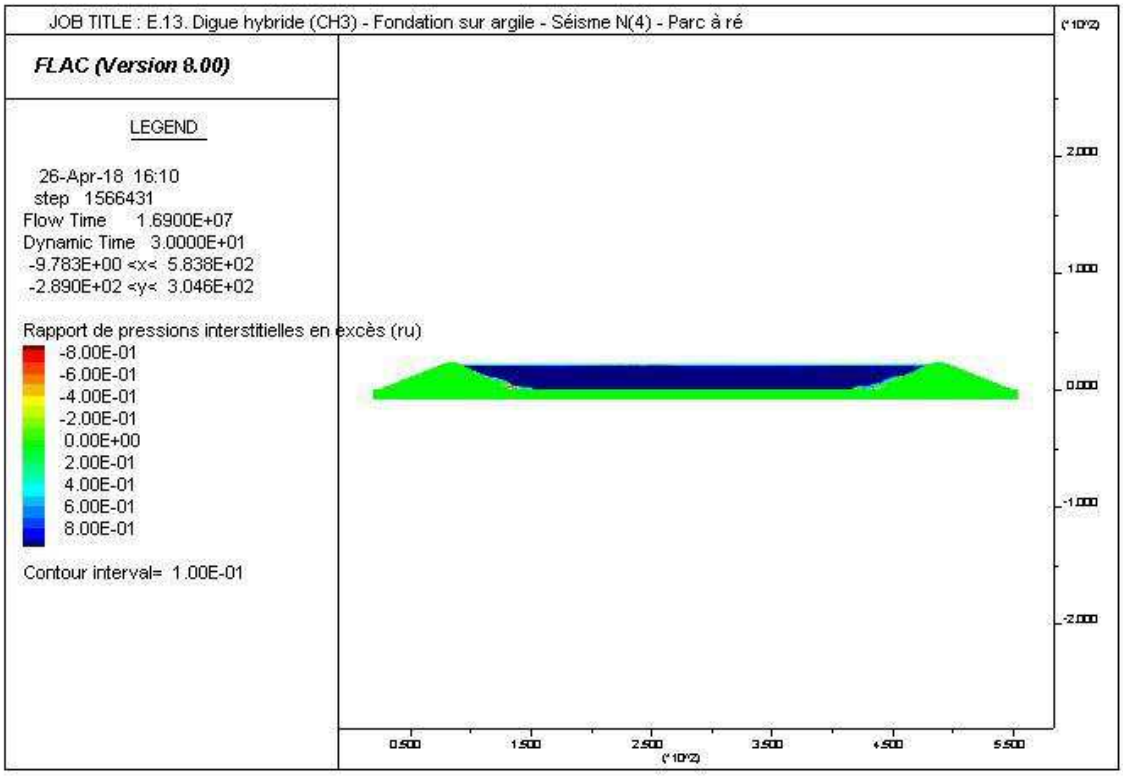

JOB TITLE : E.12. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(1) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:09
step 1066431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-9.707E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
5.00E+00
1.00E+01
1.50E+01
2.00E+01
2.50E+01
3.00E+01
Contour interval= 2.50E+00
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

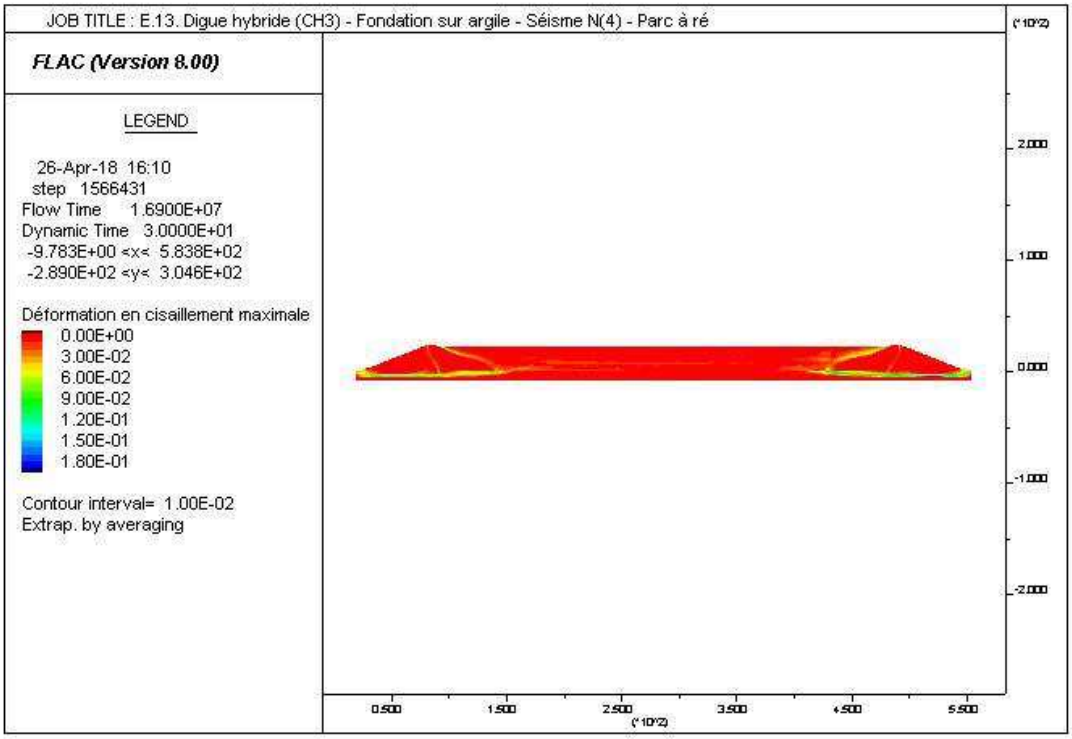

JOB TITLE : E.12. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(1) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:09
step 1066431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-9.707E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-5.00E-01
-3.00E-01
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

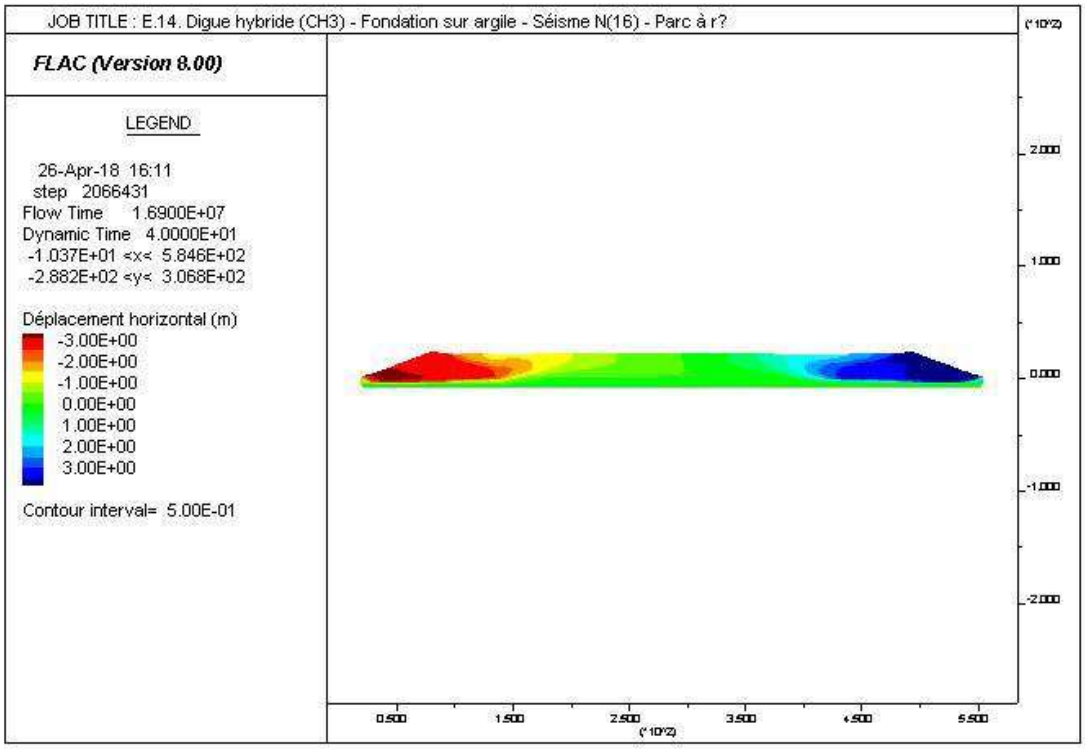

JOB TITLE : E.12. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(1) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:09
step 1066431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-9.707E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
3.00E-02
4.00E-02
5.00E-02
6.00E-02
7.00E-02
8.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
Extrap. by averaging
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000

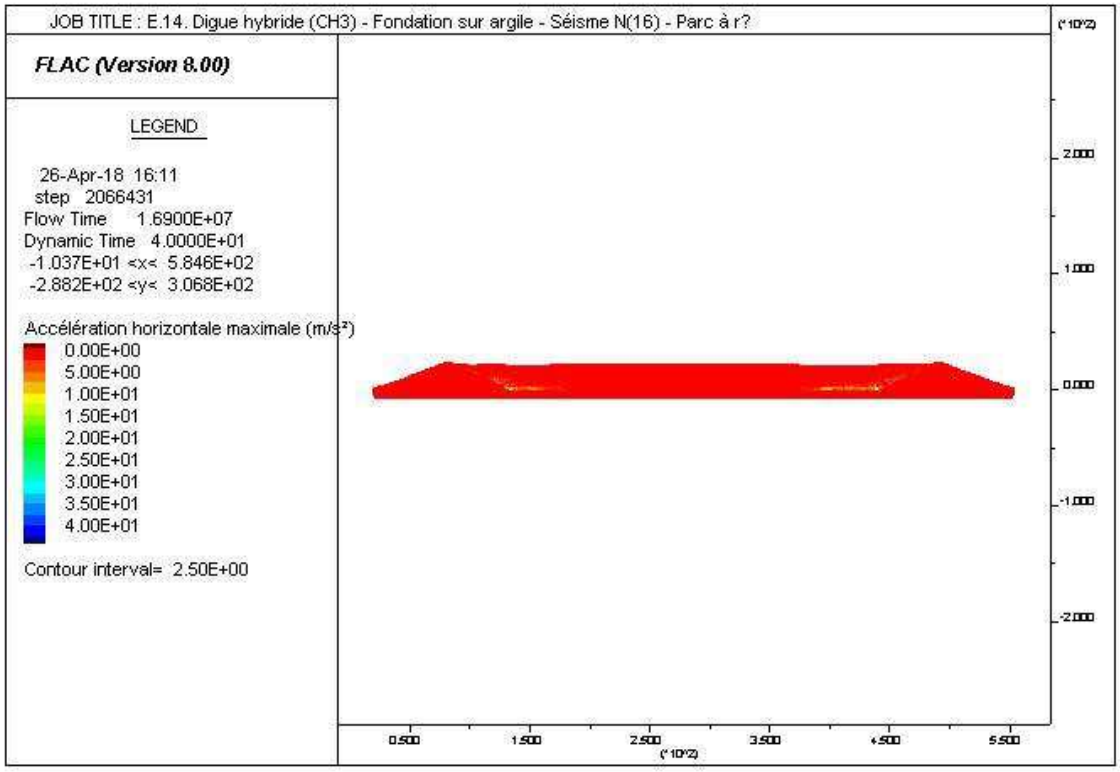

JOB TITLE : E.13. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(4) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:10
step 1566431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 3.0000E+01
-9.783E+00 <x< 5.838E+02
-2.890E+02 <y< 3.046E+02
Déplacement horizontal (m)
-6.00E-01
-4.00E-01
-2.00E-01
0.00E+00
2.00E-01
4.00E-01
6.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000

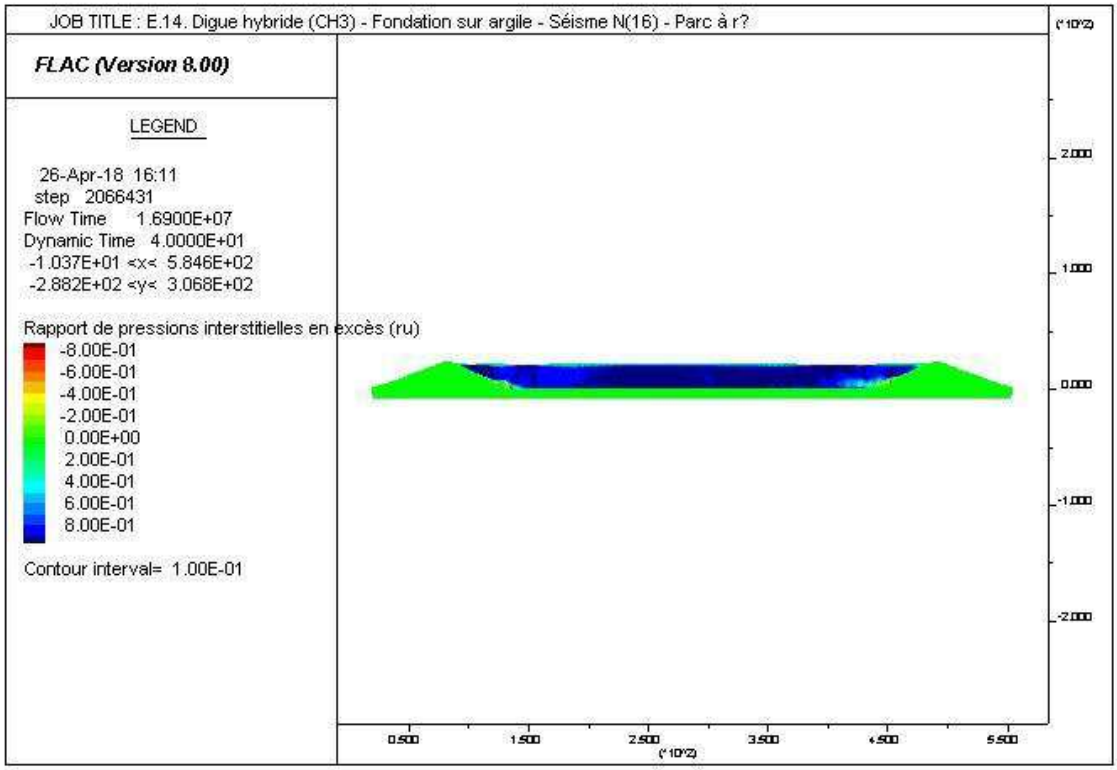

JOB TITLE : E.13. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(4) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:10
step 1566431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 3.0000E+01
-9.783E+00 <x< 5.838E+02
-2.890E+02 <y< 3.046E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
5.00E+00
1.00E+01
1.50E+01
2.00E+01
2.50E+01
3.00E+01
3.50E+01
4.00E+01
Contour interval= 2.50E+00
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

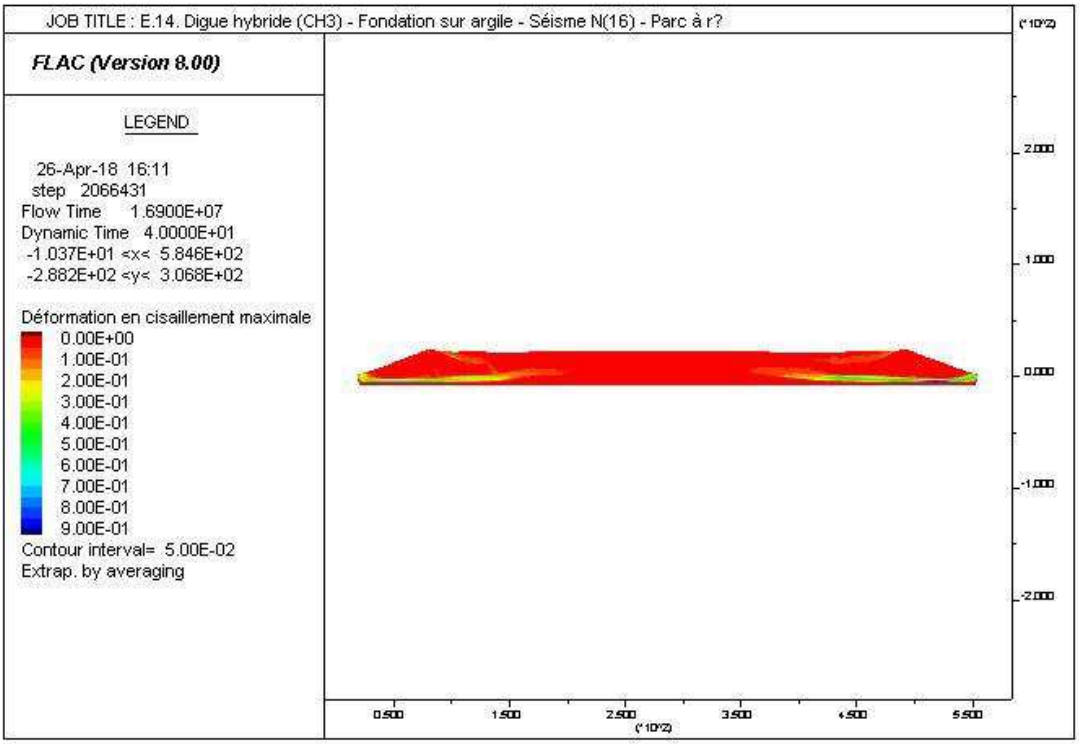

JOB TITLE : E.13. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(4) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:10
step 1566431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 3.0000E+01
-9.783E+00 <x< 5.838E+02
-2.890E+02 <y< 3.046E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-8.00E-01
-6.00E-01
-4.00E-01
-2.00E-01
0.00E+00
2.00E-01
4.00E-01
6.00E-01
8.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

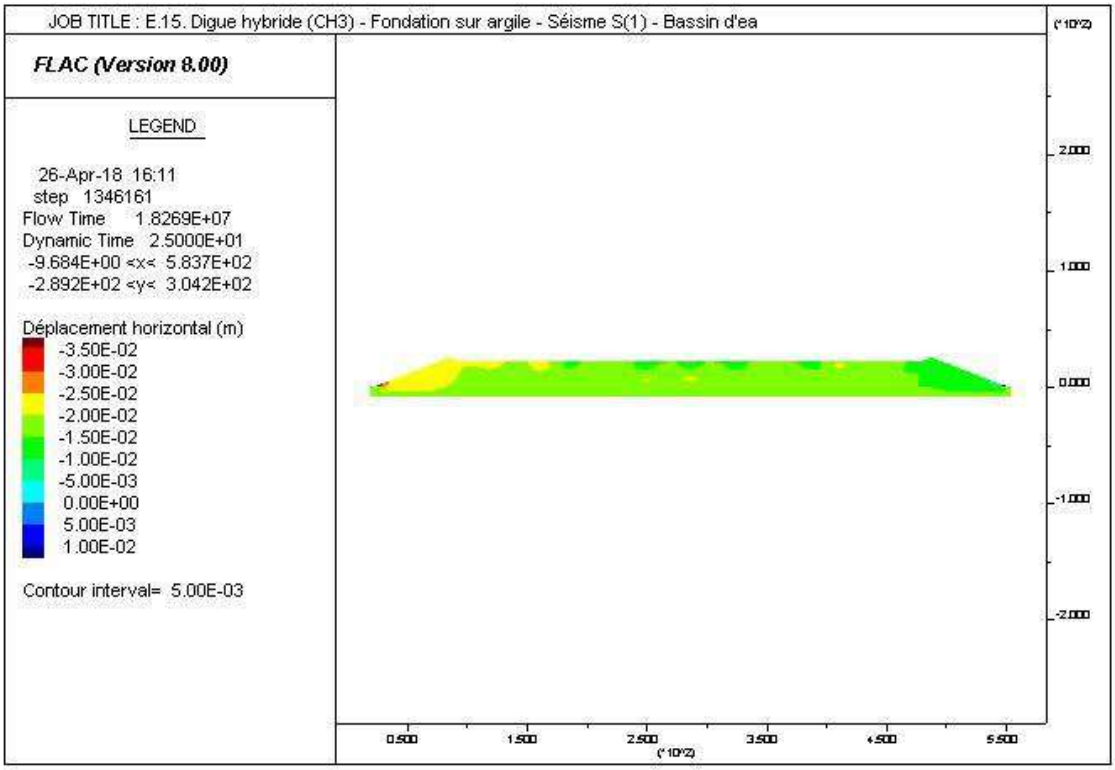

JOB TITLE : E.13. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(4) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:10
step 1566431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 3.0000E+01
-9.783E+00 <x< 5.838E+02
-2.890E+02 <y< 3.046E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
3.00E-02
6.00E-02
9.00E-02
1.20E-01
1.50E-01
1.80E-01
Contour interval= 1.00E-02
Extrap. by averaging
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

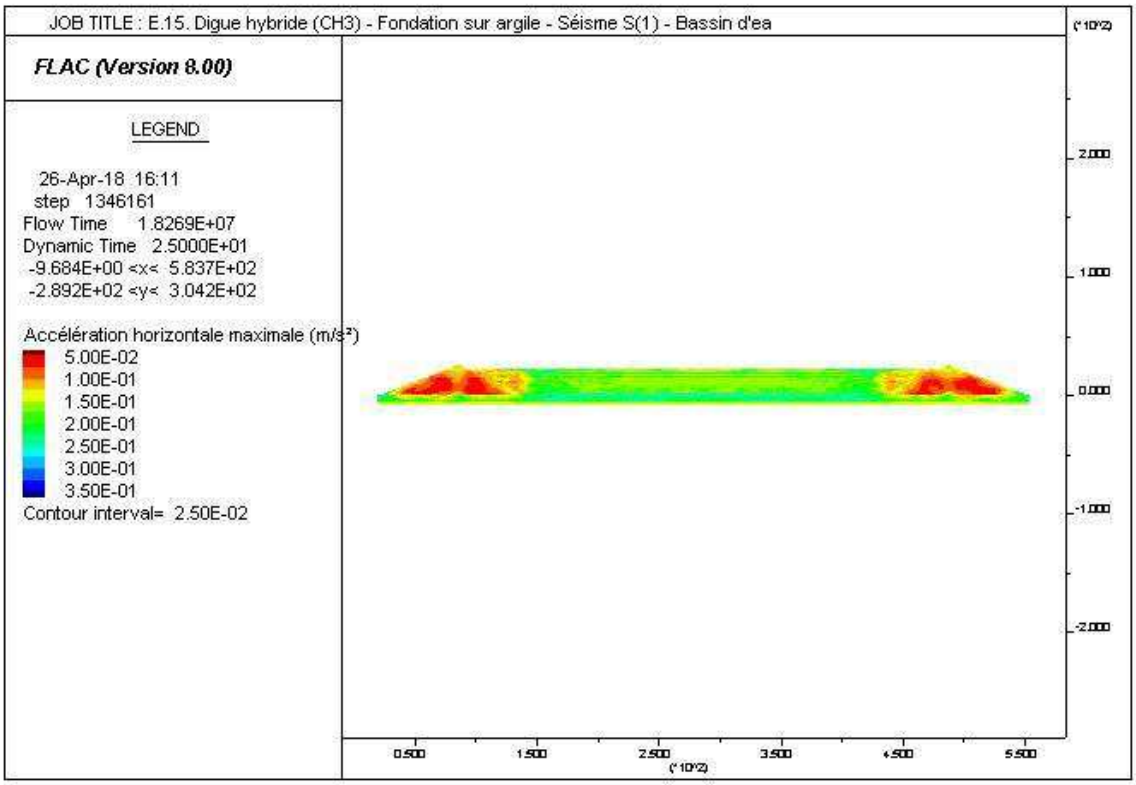

JOB TITLE : E.14. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(16) - Parc à r?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 2066431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 4.0000E+01
-1.037E+01 <x< 5.846E+02
-2.882E+02 <y< 3.068E+02
Déplacement horizontal (m)
-3.00E+00
-2.00E+00
-1.00E+00
0.00E+00
1.00E+00
2.00E+00
3.00E+00
Contour interval= 5.00E-01
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

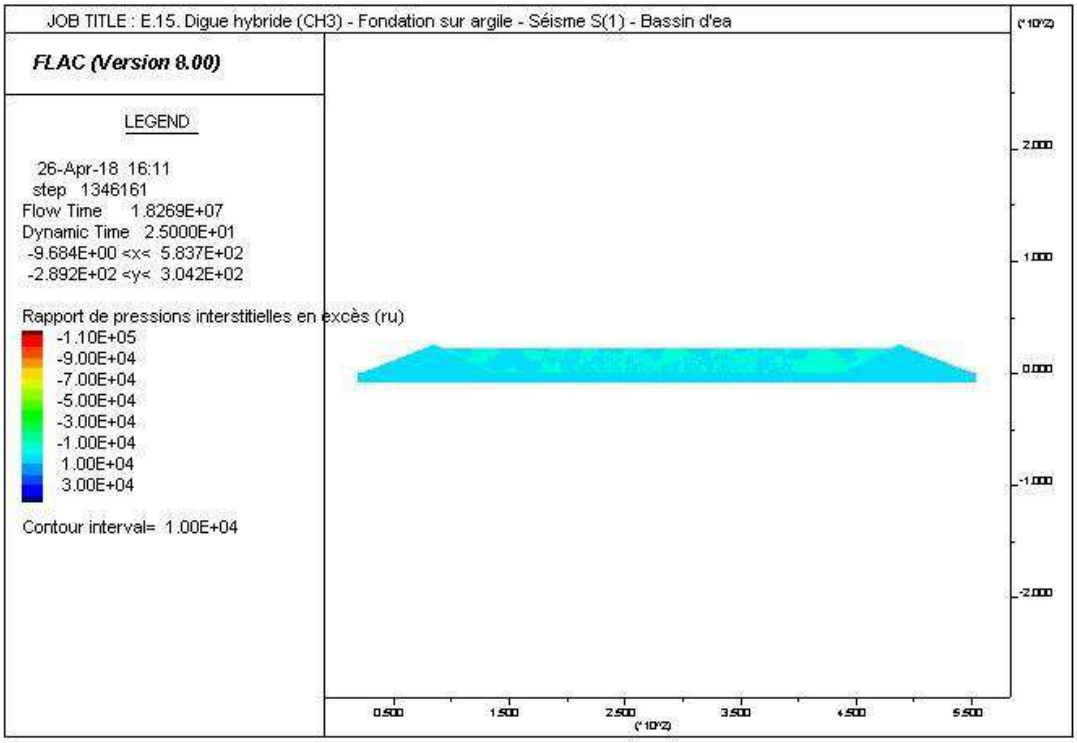

JOB TITLE : E.14. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(16) - Parc à r?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 2066431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 4.0000E+01
-1.037E+01 <x< 5.846E+02
-2.882E+02 <y< 3.068E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
5.00E+00
1.00E+01
1.50E+01
2.00E+01
2.50E+01
3.00E+01
3.50E+01
4.00E+01
Contour interval= 2.50E+00
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

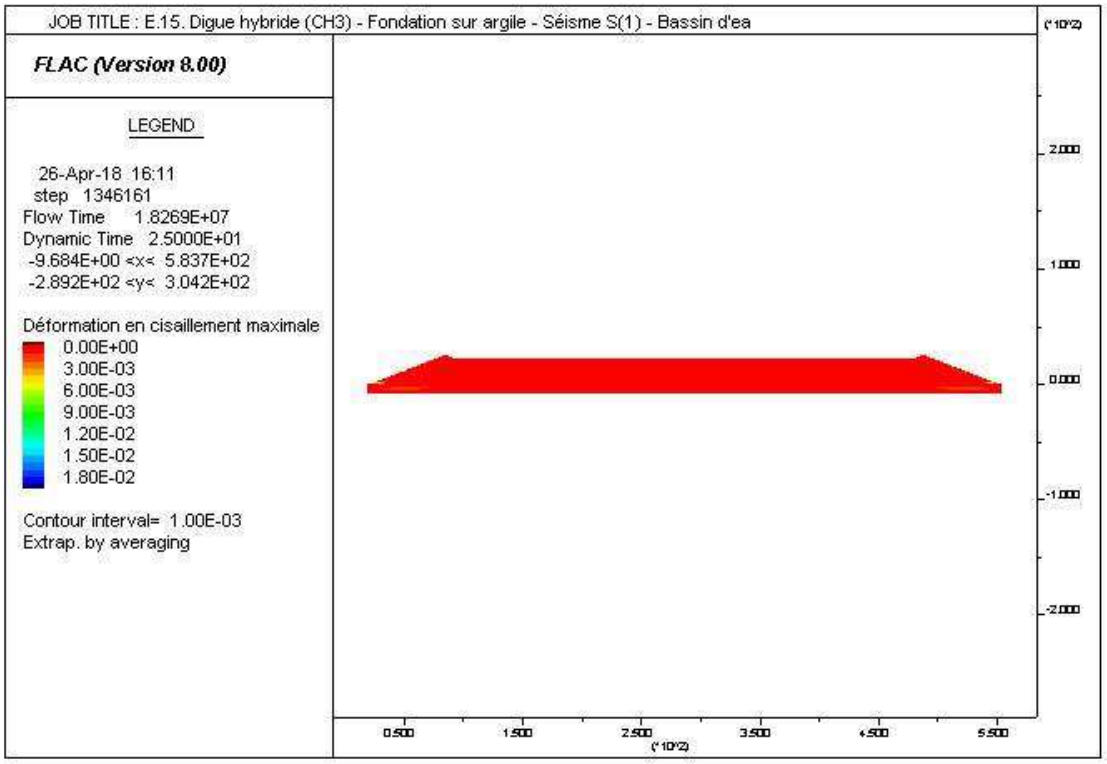

JOB TITLE : E.14. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(16) - Parc à r?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 2066431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 4.0000E+01
-1.037E+01 <x< 5.846E+02
-2.882E+02 <y< 3.068E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-8.00E-01
-6.00E-01
-4.00E-01
-2.00E-01
0.00E+00
2.00E-01
4.00E-01
6.00E-01
8.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

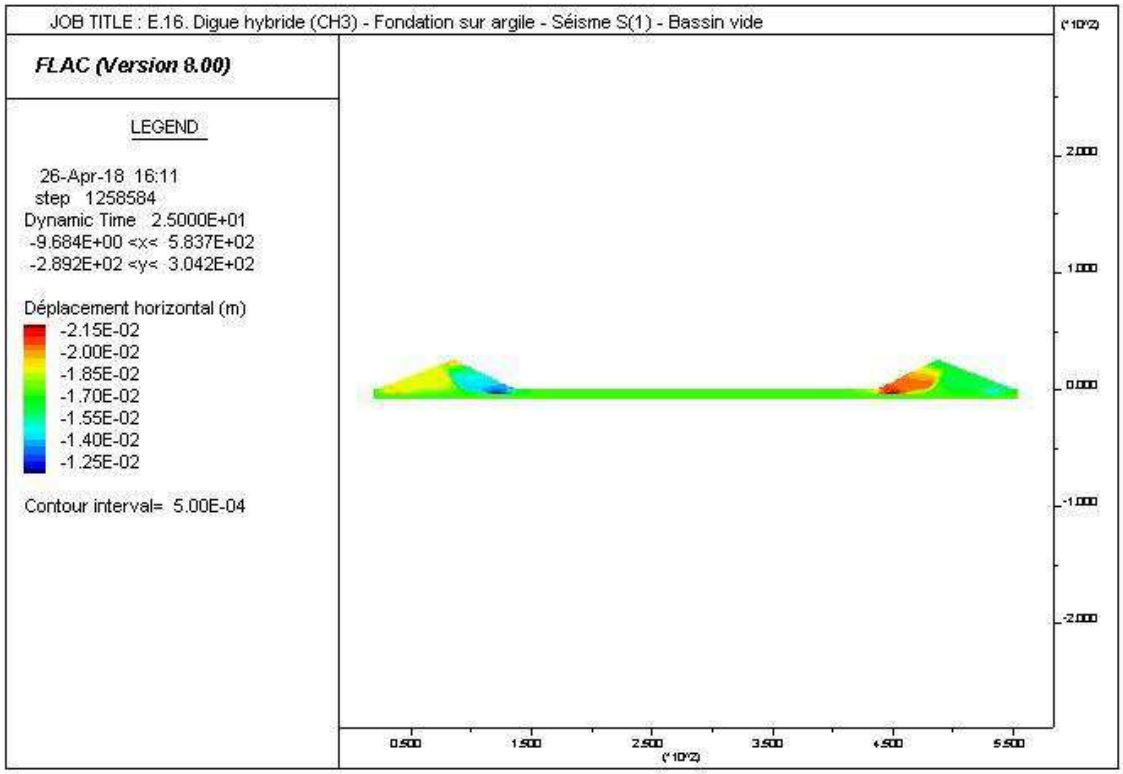

JOB TITLE : E.14. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme N(16) - Parc à r?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 2066431
Flow Time 1.6900E+07
Dynamic Time 4.0000E+01
-1.037E+01 <x< 5.846E+02
-2.882E+02 <y< 3.068E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-01
2.00E-01
3.00E-01
4.00E-01
5.00E-01
6.00E-01
7.00E-01
8.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 5.00E-02
Extrap. by averaging
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000

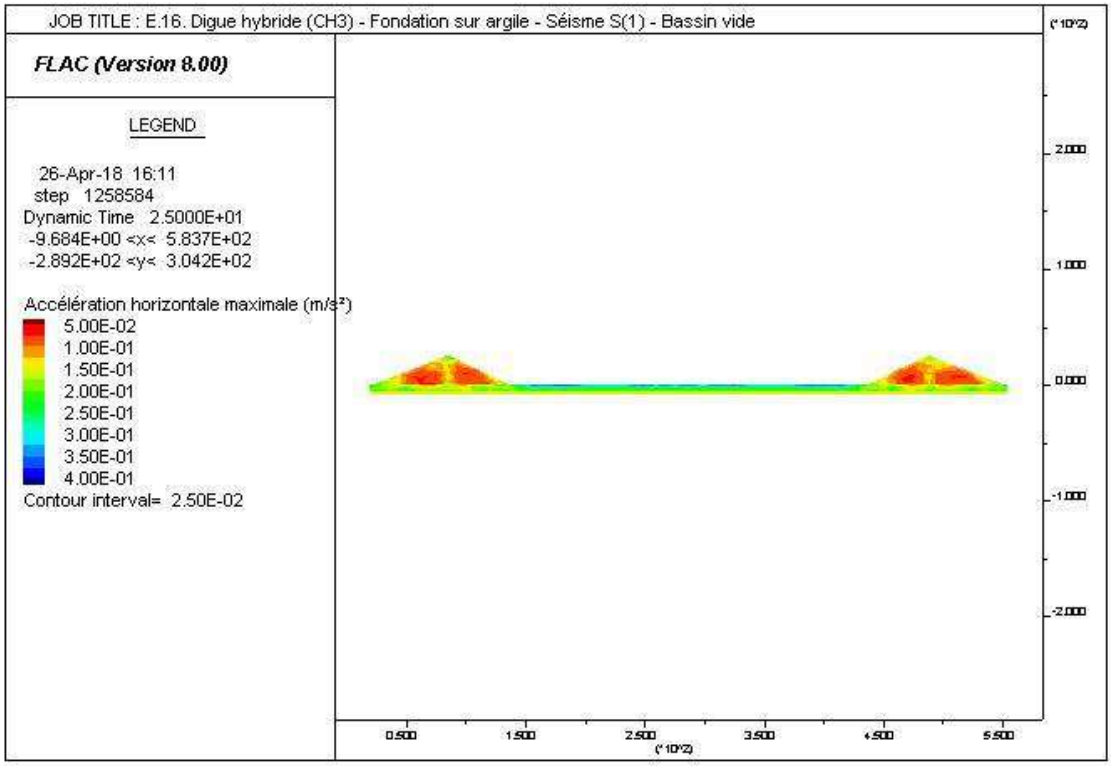

JOB TITLE : E.15. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Bassin d'ea
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 1346161
Flow Time 1.8269E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déplacement horizontal (m)
-3.50E-02
-3.00E-02
-2.50E-02
-2.00E-02
-1.50E-02
-1.00E-02
-5.00E-03
0.00E+00
5.00E-03
1.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000

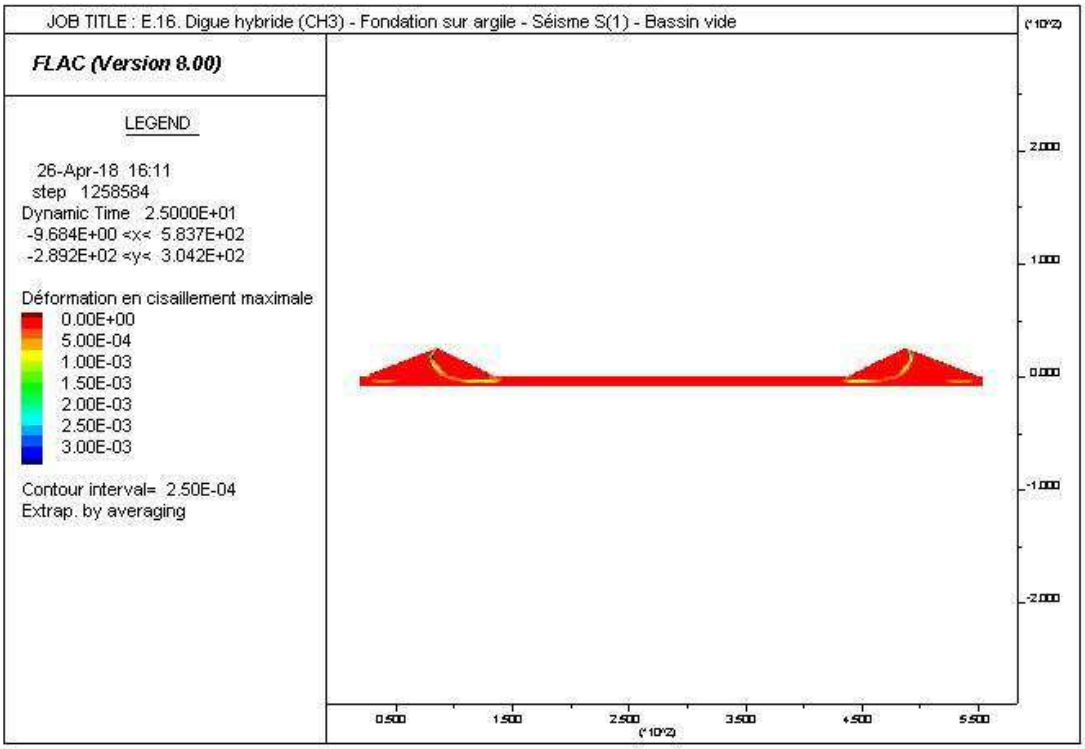

JOB TITLE : E.15. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Bassin d'ea
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 1346161
Flow Time 1.8269E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
5.00E-02
1.00E-01
1.50E-01
2.00E-01
2.50E-01
3.00E-01
3.50E-01
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)


JOB TITLE : E.15. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Bassin d'ea
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 1346161
Flow Time 1.8269E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-1.10E+05
-9.00E+04
-7.00E+04
-5.00E+04
-3.00E+04
-1.00E+04
1.00E+04
3.00E+04
Contour interval= 1.00E+04
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)


JOB TITLE : E.15. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Bassin d'ea
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 1346161
Flow Time 1.8269E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
3.00E-03
6.00E-03
9.00E-03
1.20E-02
1.50E-02
1.80E-02
Contour interval= 1.00E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)


JOB TITLE : E.16. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Bassin vide
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 1258584
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déplacement horizontal (m)
-2.15E-02
-2.00E-02
-1.85E-02
-1.70E-02
-1.55E-02
-1.40E-02
-1.25E-02
Contour interval= 5.00E-04
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)


JOB TITLE : E.16. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Bassin vide
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 1258584
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
5.00E-02
1.00E-01
1.50E-01
2.00E-01
2.50E-01
3.00E-01
3.50E-01
4.00E-01
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)


JOB TITLE : E.16. Digue hybride (CH3) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Bassin vide
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 16:11
step 1258584
Dynamic Time 2.5000E+01
-9.684E+00 <x< 5.837E+02
-2.892E+02 <y< 3.042E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
5.00E-04
1.00E-03
1.50E-03
2.00E-03
2.50E-03
3.00E-03
Contour interval= 2.50E-04
Extrap. by averaging
(*10^2)
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
0.500
1.500
2.500
3.500
4.500
5.500
(*10^2)

ANNEXE E (SUITE) : FIGURES FLAC
MODÈLE NUMÉRIQUE PARC À RÉSIDUS LARONDE AVEC BERMES

F.1. Fondation sur roc – Séisme S(0,5) – Parc à résidus

F.2. Fondation sur argile – Séisme S(0,5) – Parc à résidus

F.3. Fondation sur roc – Séisme S(1) – Parc à résidus

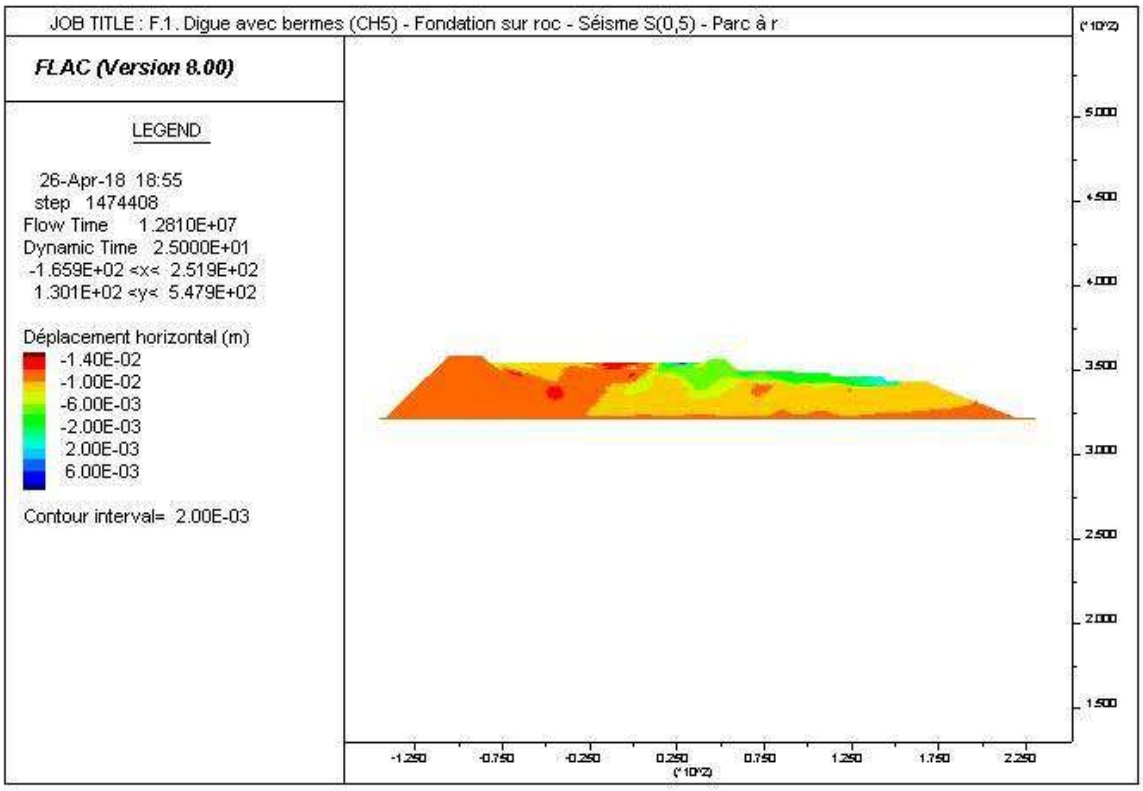
F.4. Fondation sur argile – Séisme S(1) – Parc à résidus

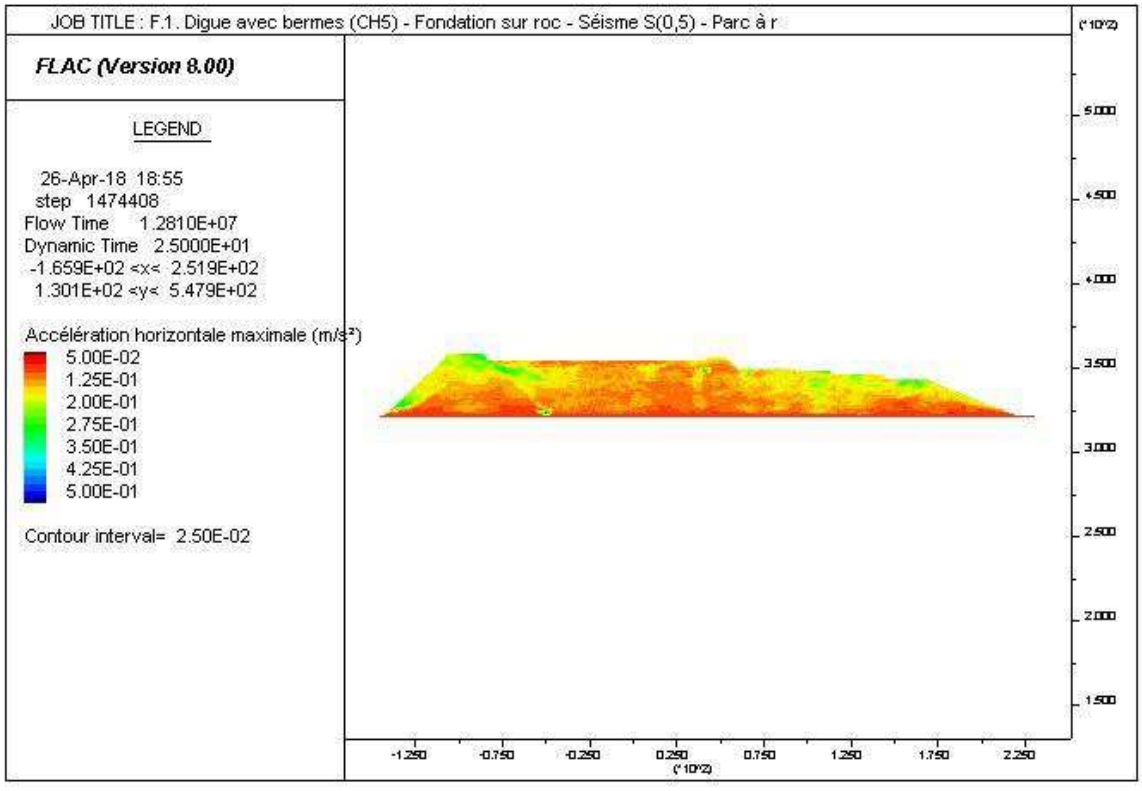
F.5. Fondation sur roc – Séisme N(0,5) – Parc à résidus

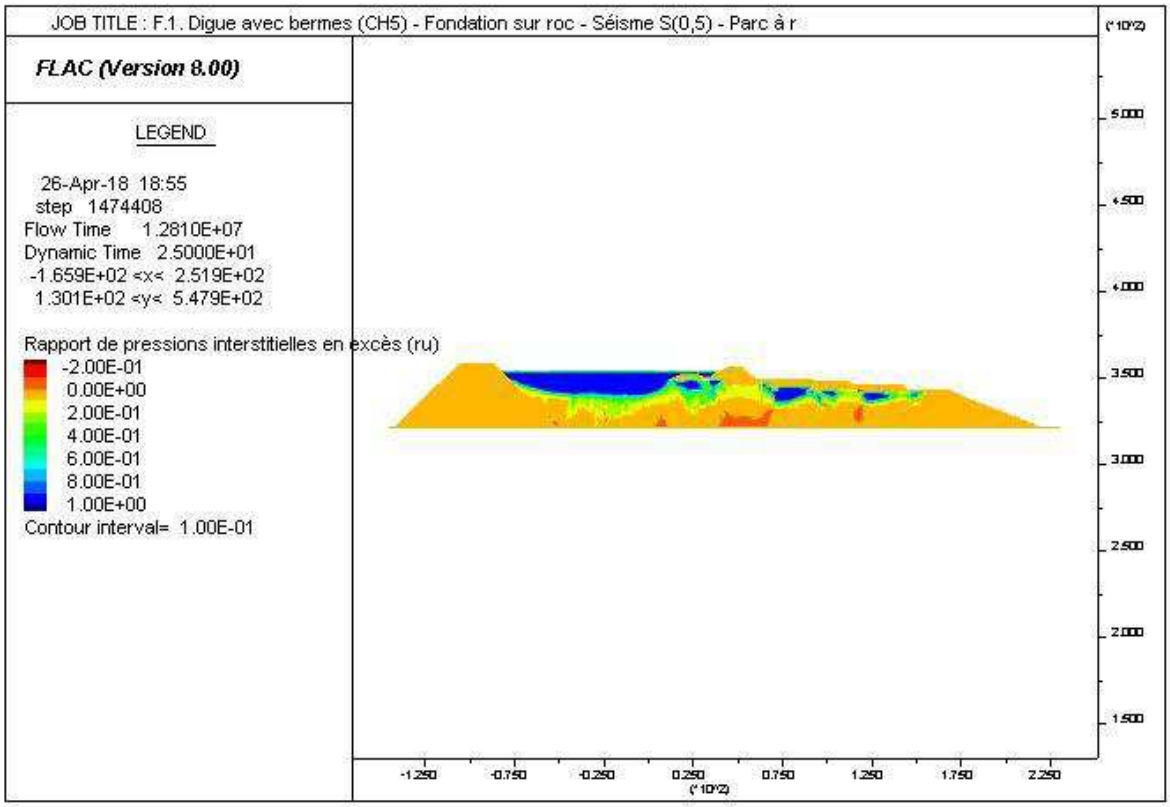
F.6. Fondation sur argile – Séisme N(0,5) – Parc à résidus

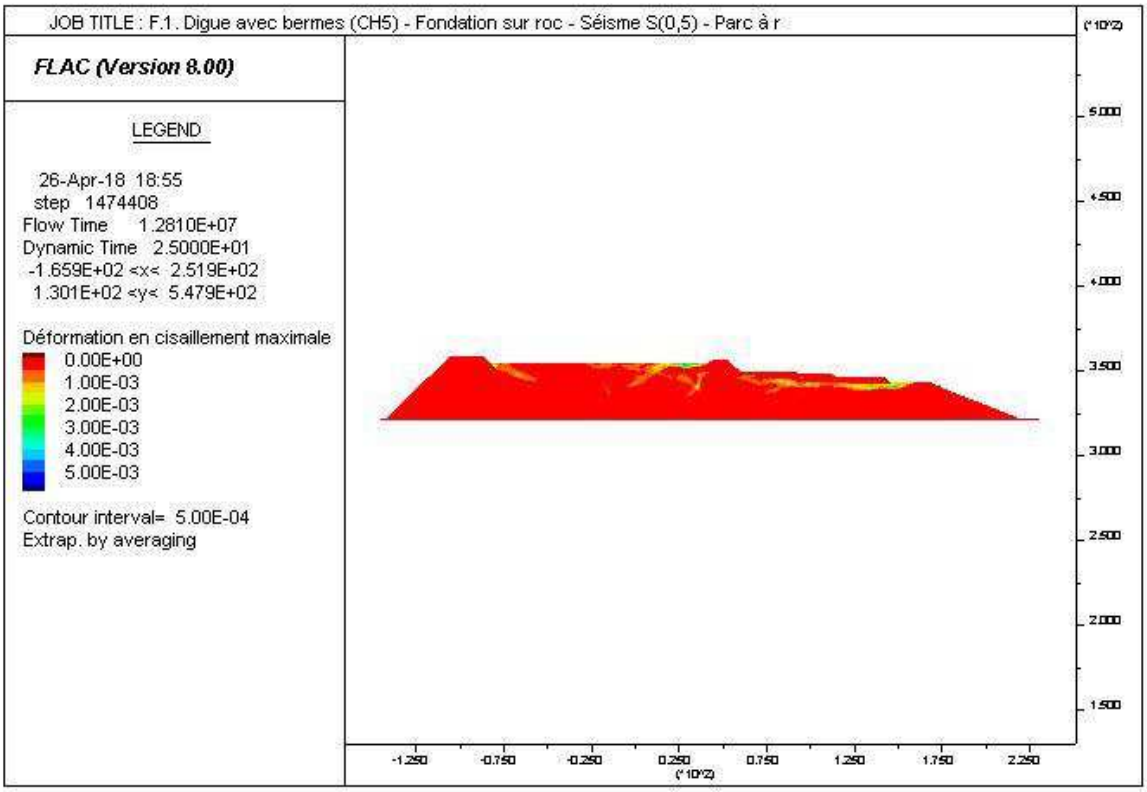
F.7. Fondation sur roc – Séisme N(1) – Parc à résidus

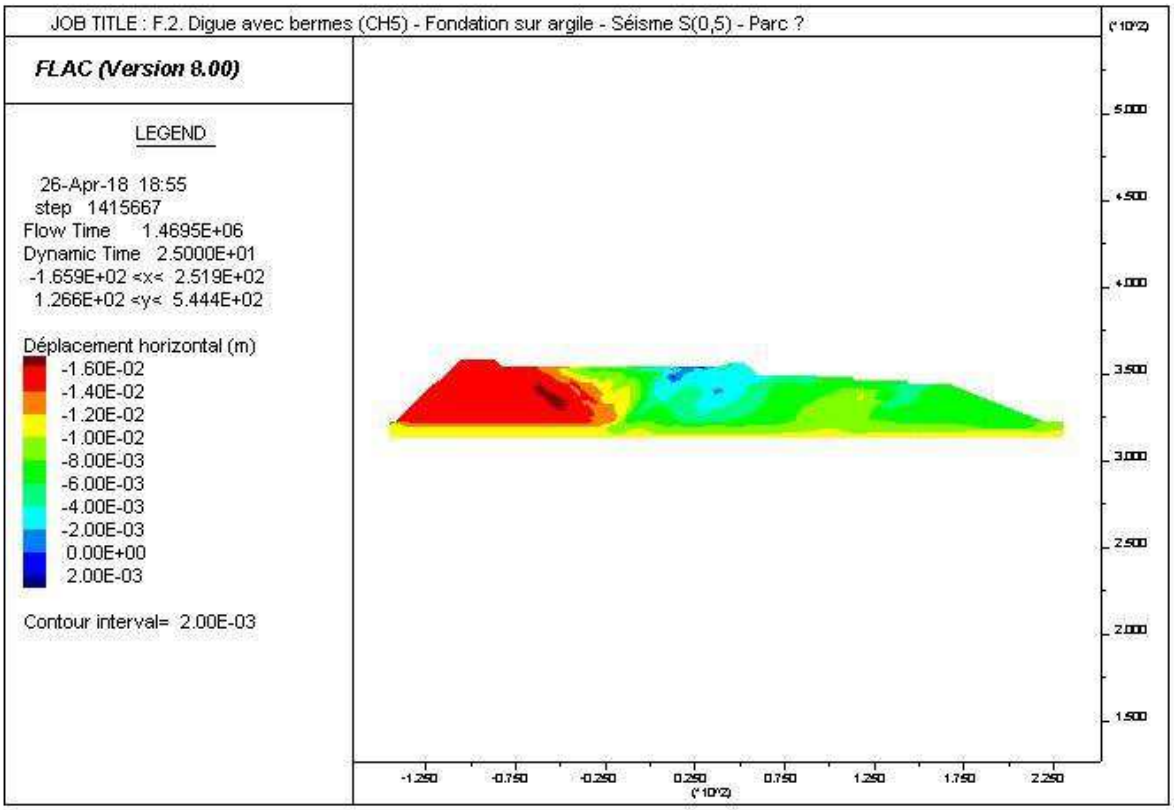
F.8. Fondation sur argile – Séisme N(1) – Parc à résidus

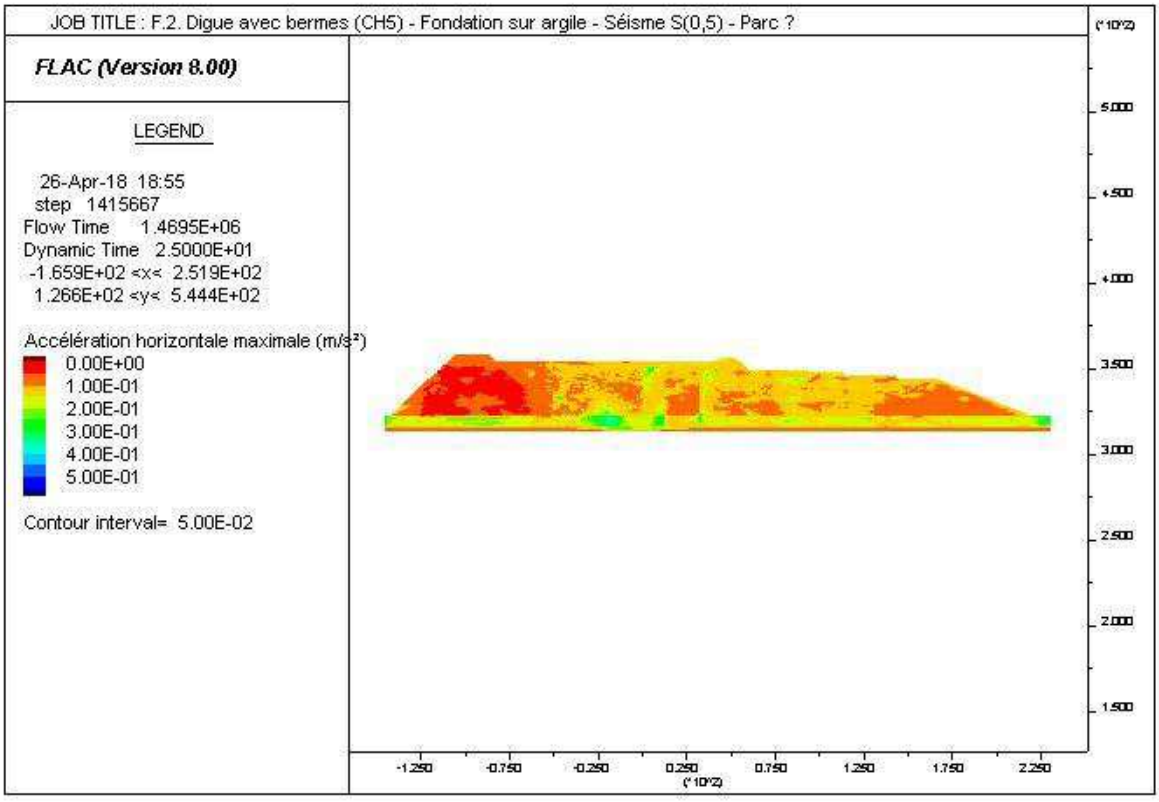

JOB TITLE : F.1. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme S(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:55
step 1474408
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Déplacement horizontal (m)
-1.40E-02
-1.00E-02
-6.00E-03
-2.00E-03
2.00E-03
6.00E-03
Contour interval= 2.00E-03
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250

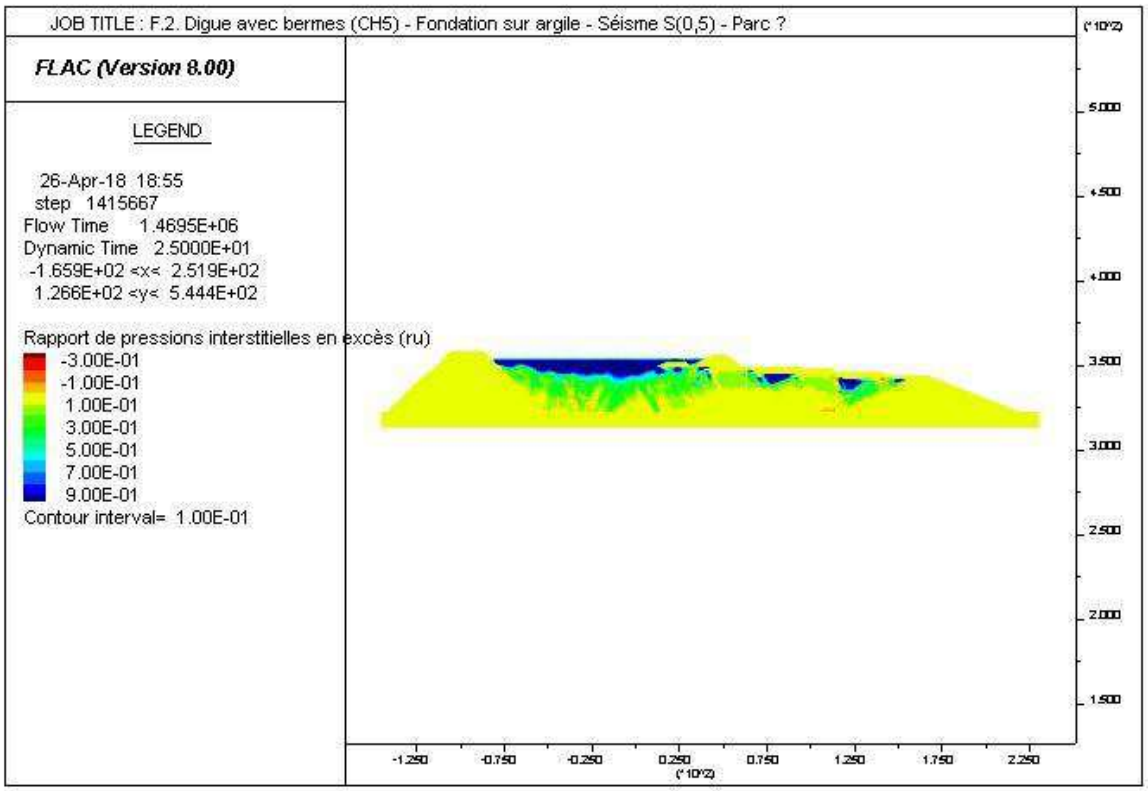

JOB TITLE : F.1. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme S(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:55
step 1474408
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
5.00E-02
1.25E-01
2.00E-01
2.75E-01
3.50E-01
4.25E-01
5.00E-01
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250

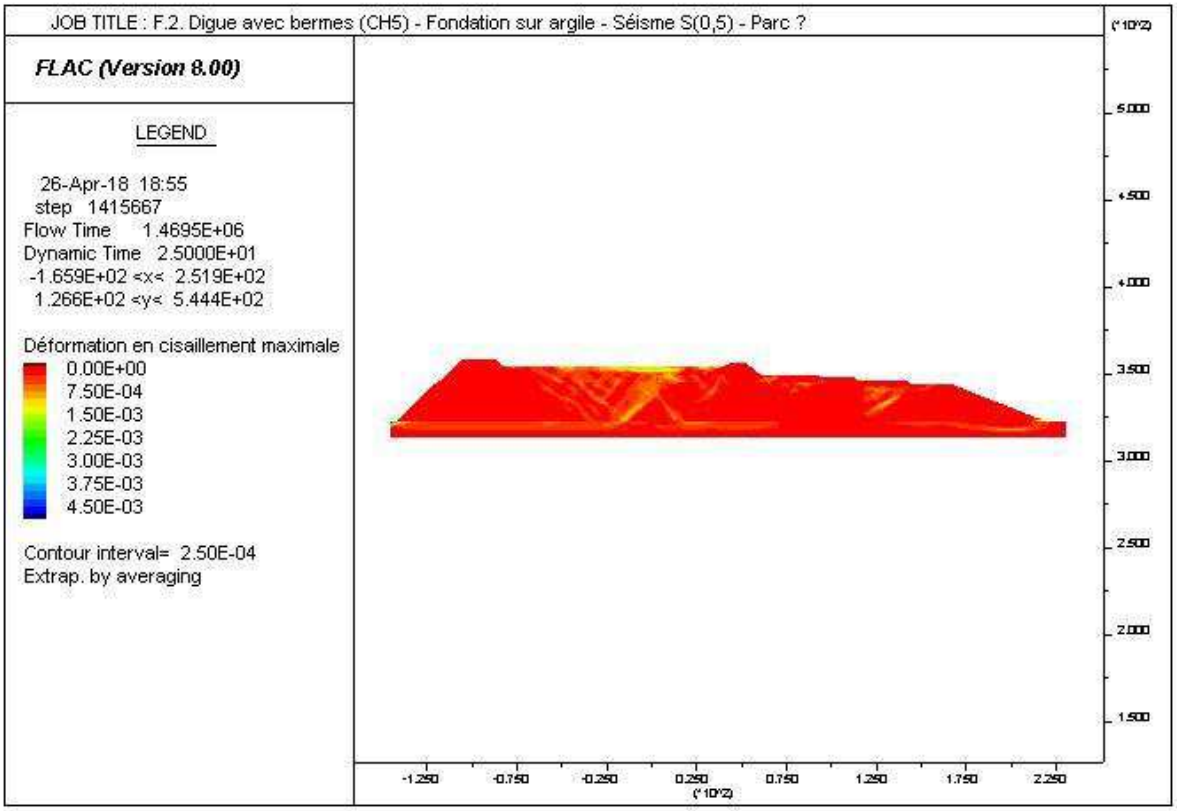

JOB TITLE : F.1. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme S(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:55
step 1474408
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-2.00E-01
0.00E+00
2.00E-01
4.00E-01
6.00E-01
8.00E-01
1.00E+00
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

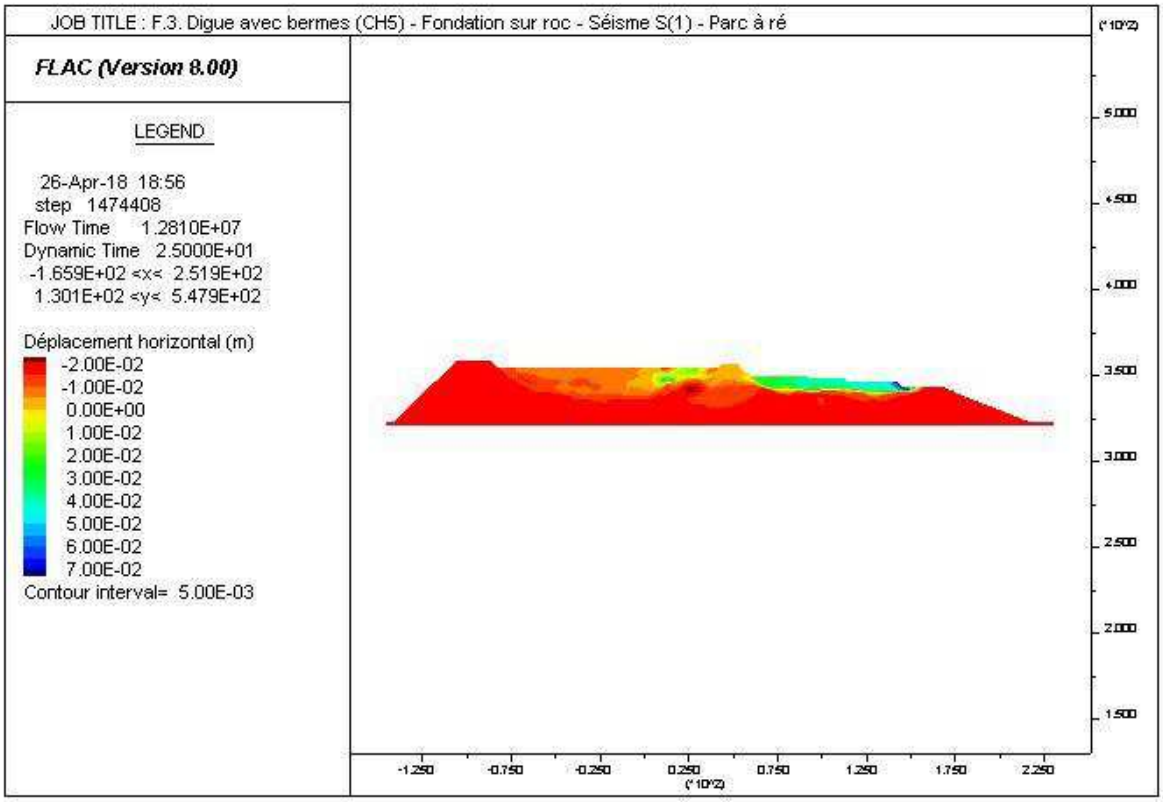

JOB TITLE : F.1. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme S(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:55
step 1474408
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-03
2.00E-03
3.00E-03
4.00E-03
5.00E-03
Contour interval= 5.00E-04
Extrap. by averaging
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

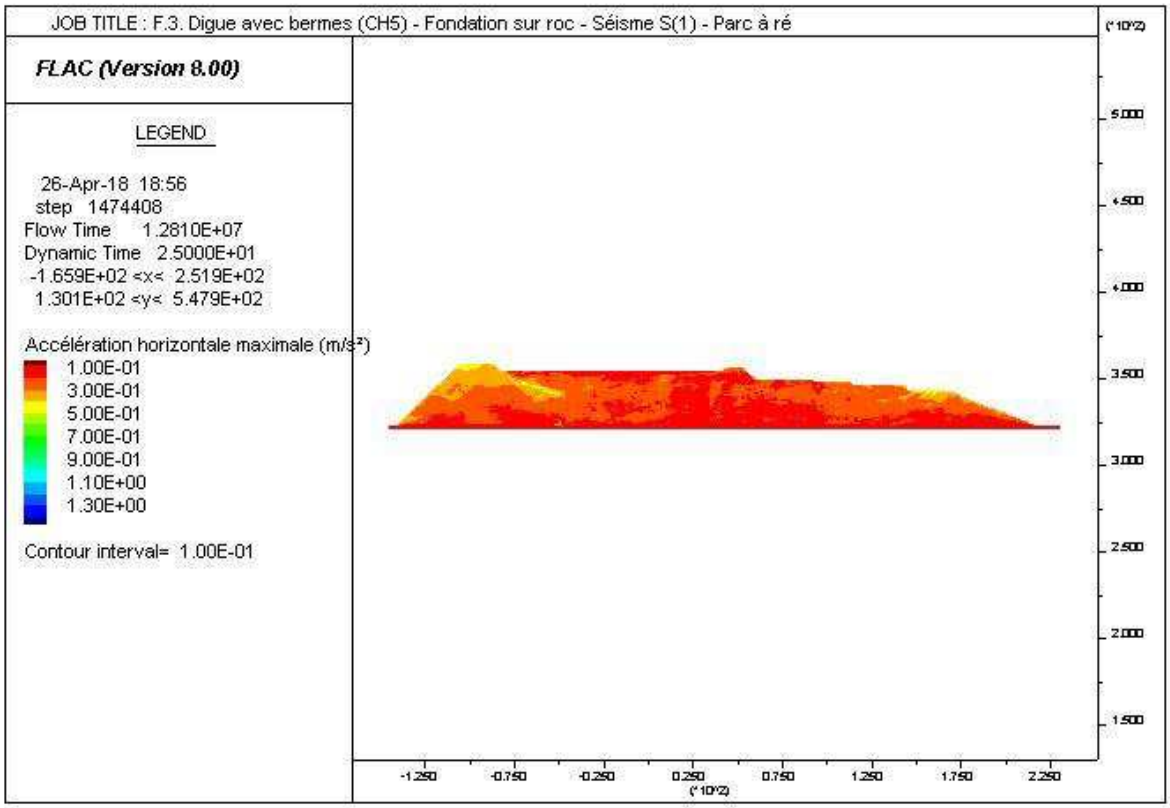

JOB TITLE : F.2. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur argile - Séisme S(0,5) - Parc ?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:55
step 1415667
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Déplacement horizontal (m)
-1.60E-02
-1.40E-02
-1.20E-02
-1.00E-02
-8.00E-03
-6.00E-03
-4.00E-03
-2.00E-03
0.00E+00
2.00E-03
Contour interval= 2.00E-03
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

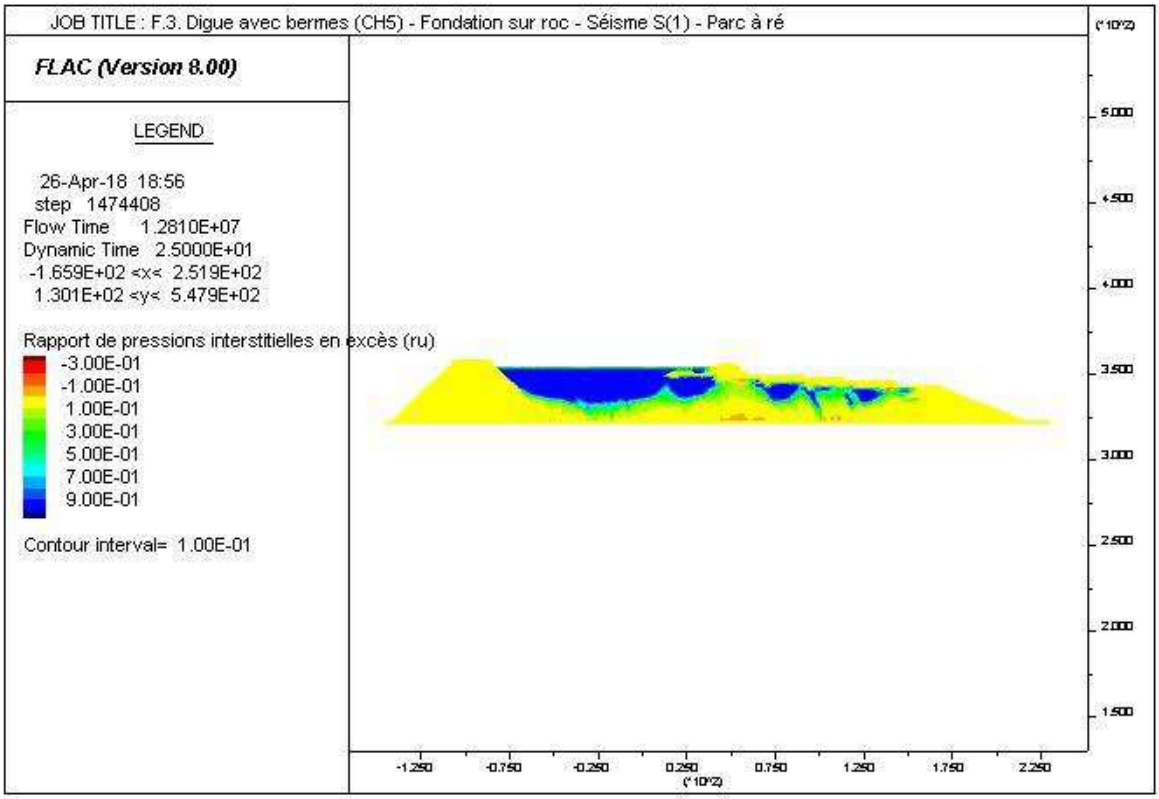

JOB TITLE : F.2. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur argile - Séisme S(0,5) - Parc ?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:55
step 1415667
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
1.00E-01
2.00E-01
3.00E-01
4.00E-01
5.00E-01
Contour interval= 5.00E-02
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

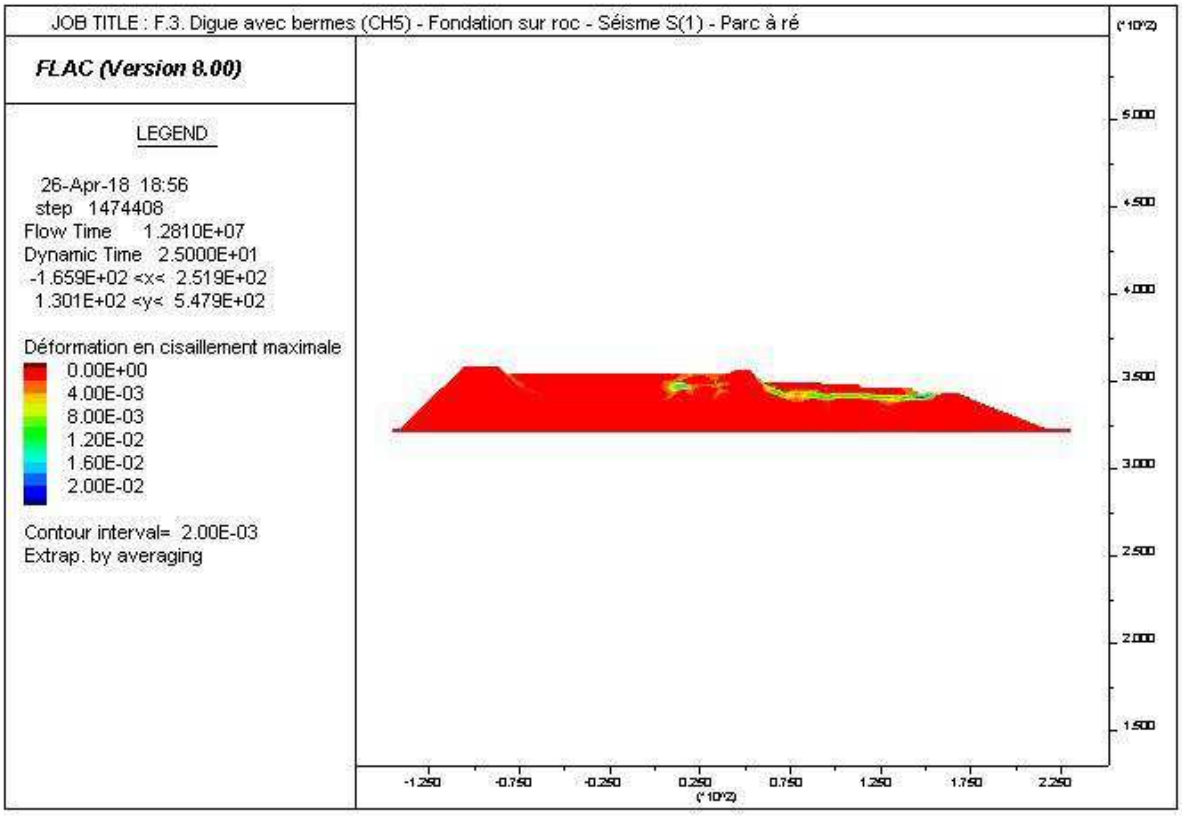

JOB TITLE : F.2. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur argile - Séisme S(0,5) - Parc ?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:55
step 1415667
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-3.00E-01
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

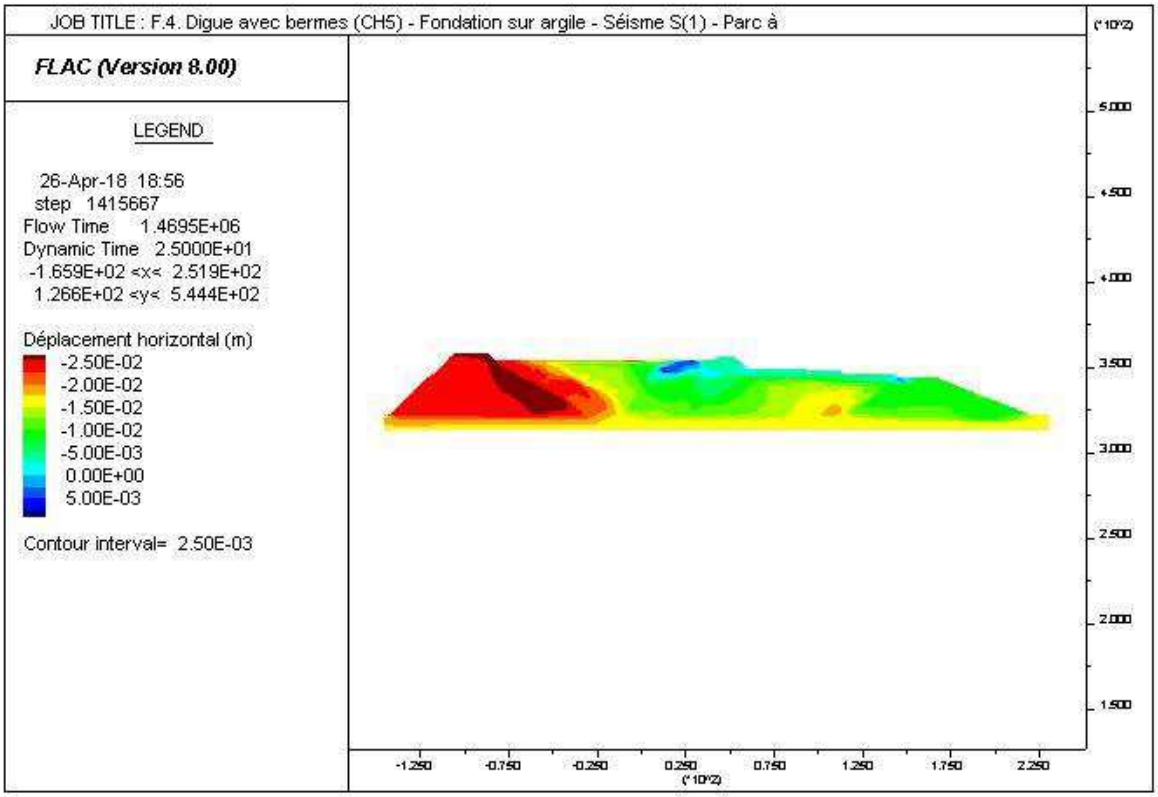

JOB TITLE : F.2. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur argile - Séisme S(0,5) - Parc ?
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:55
step 1415667
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
7.50E-04
1.50E-03
2.25E-03
3.00E-03
3.75E-03
4.50E-03
Contour interval= 2.50E-04
Extrap. by averaging
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

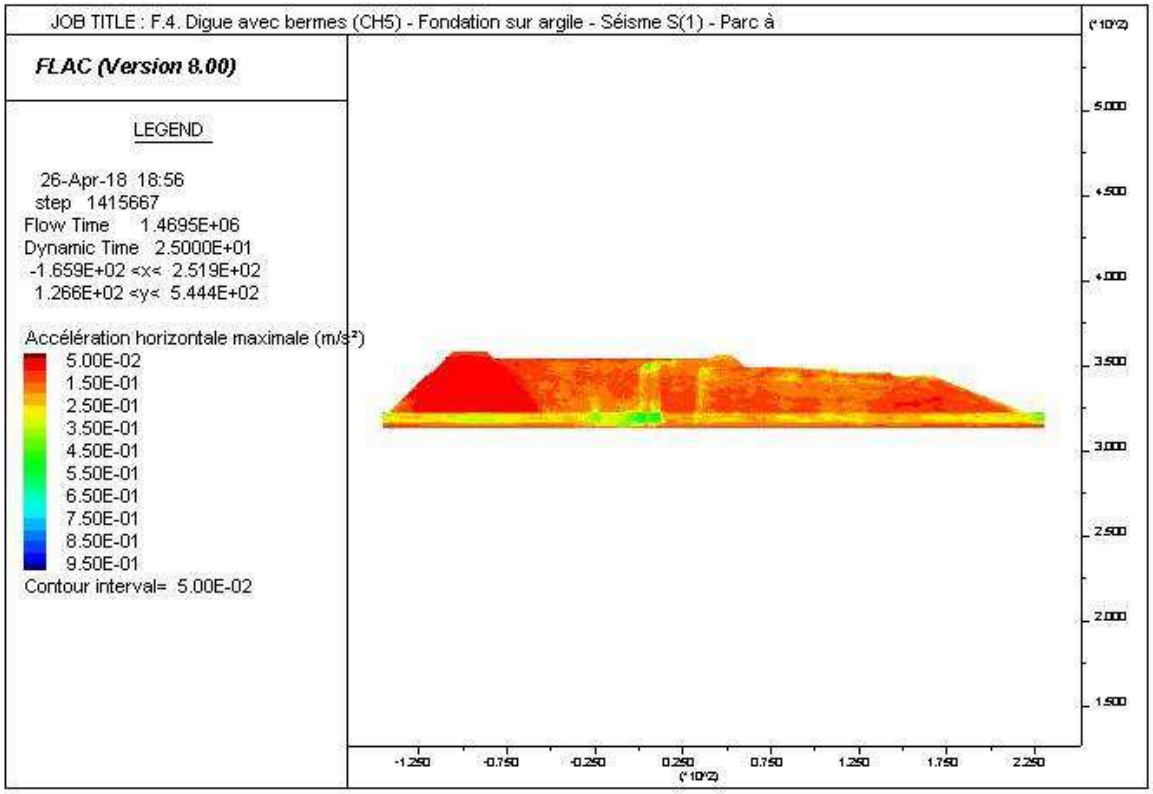

JOB TITLE : F.3. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:56
step 1474408
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Déplacement horizontal (m)
-2.00E-02
-1.00E-02
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
3.00E-02
4.00E-02
5.00E-02
6.00E-02
7.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

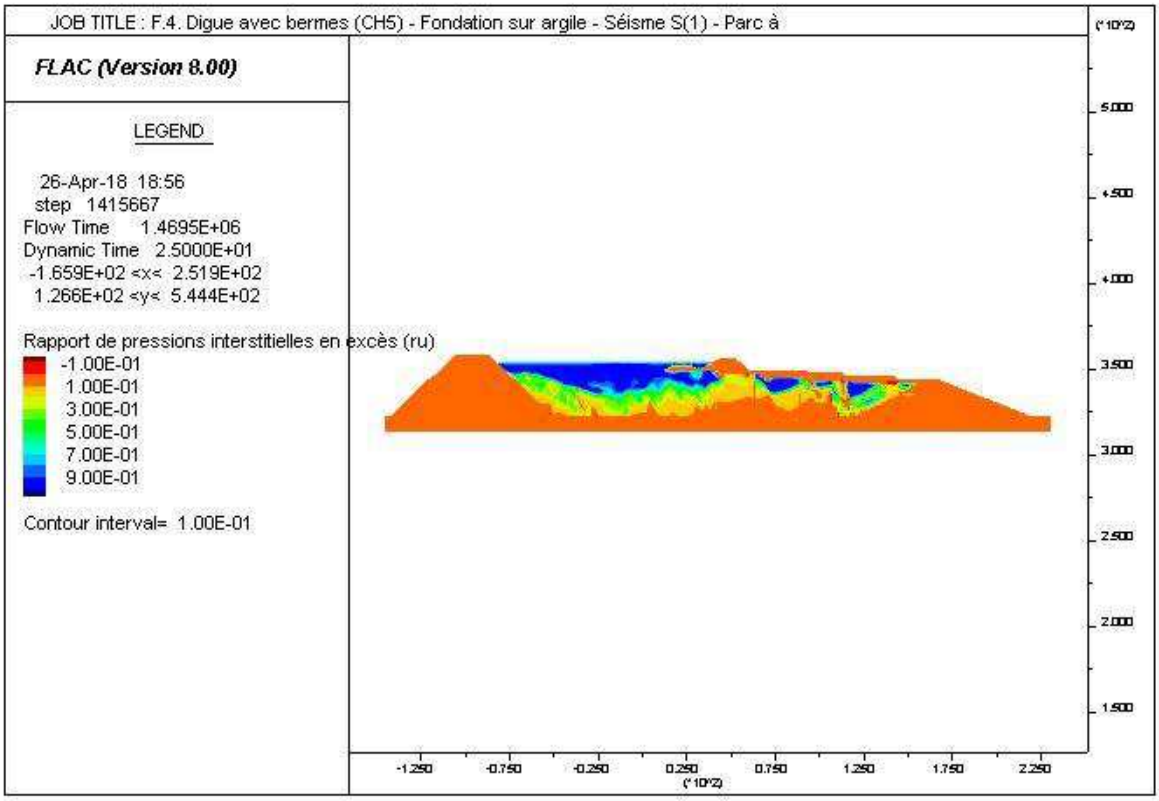

JOB TITLE : F.3. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:56
step 1474408
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
1.10E+00
1.30E+00
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

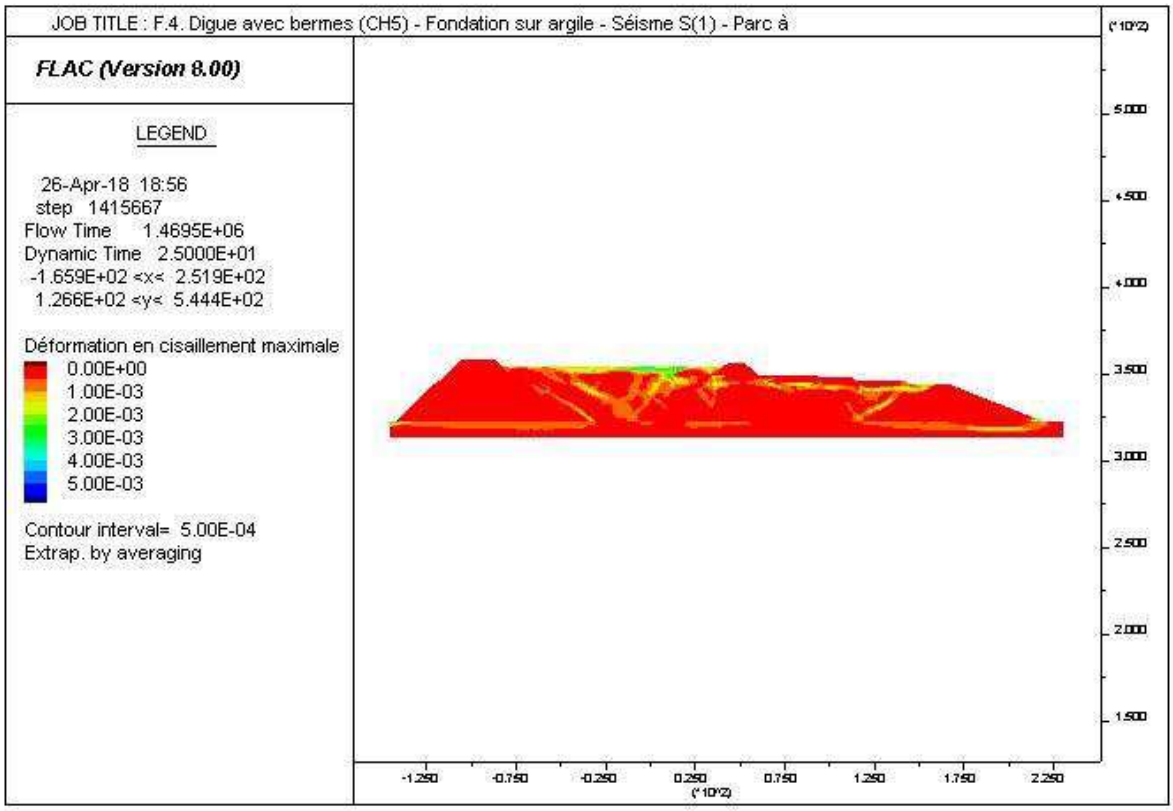

JOB TITLE : F.3. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:56
step 1474408
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-3.00E-01
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

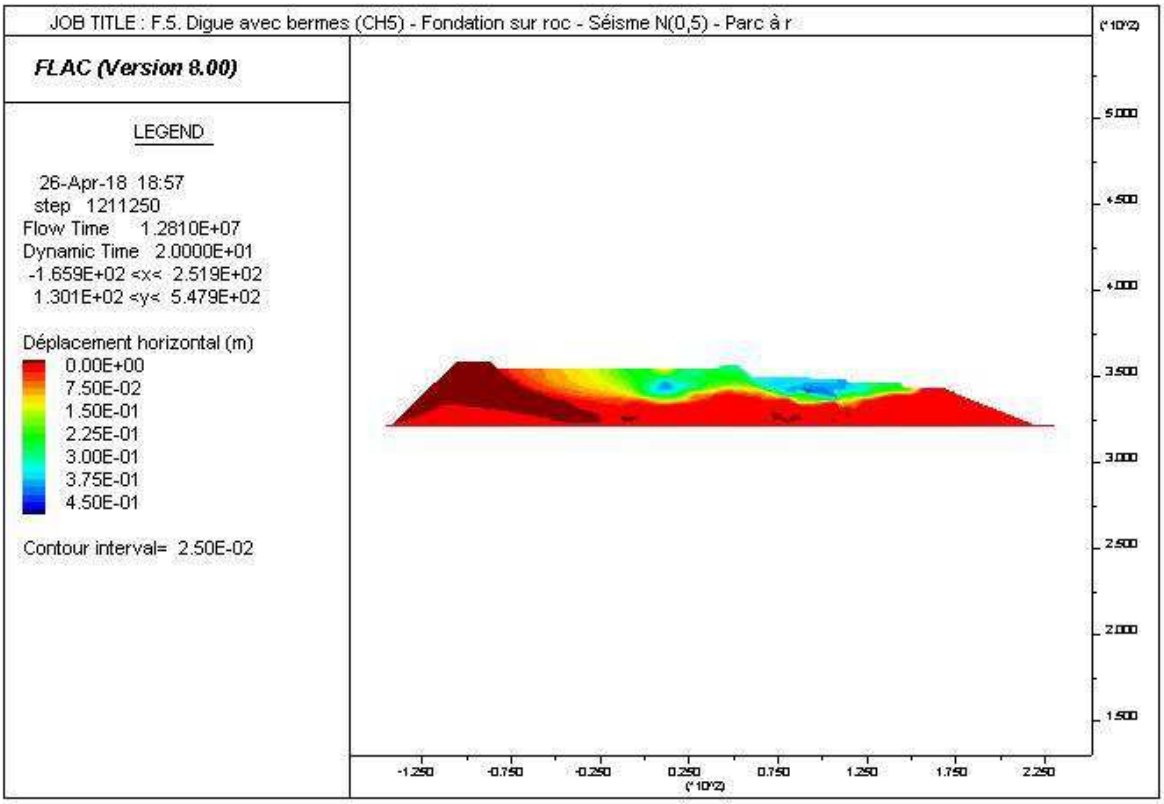

JOB TITLE : F.3. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme S(1) - Parc à ré
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:56
step 1474408
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
4.00E-03
8.00E-03
1.20E-02
1.60E-02
2.00E-02
Contour interval= 2.00E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

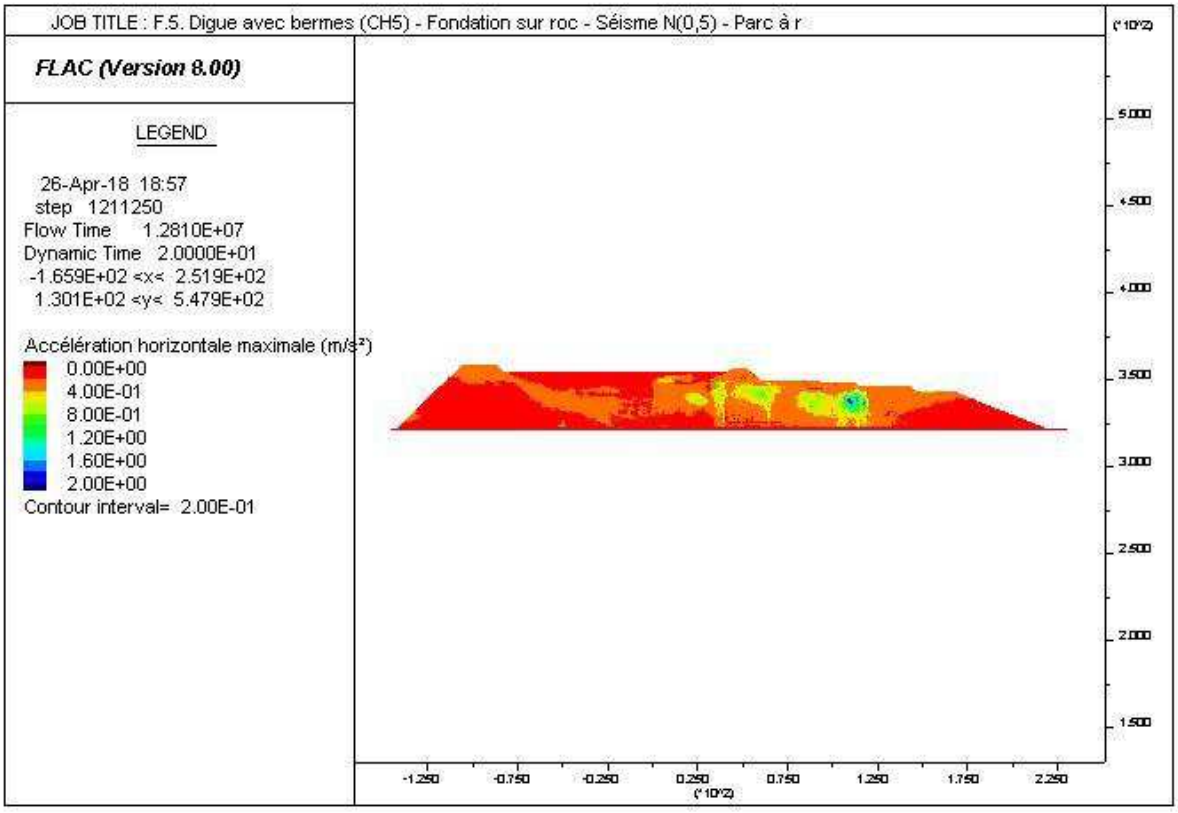

JOB TITLE : F.4. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Parc à
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:56
step 1415667
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Déplacement horizontal (m)
-2.50E-02
-2.00E-02
-1.50E-02
-1.00E-02
-5.00E-03
0.00E+00
5.00E-03
Contour interval= 2.50E-03
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

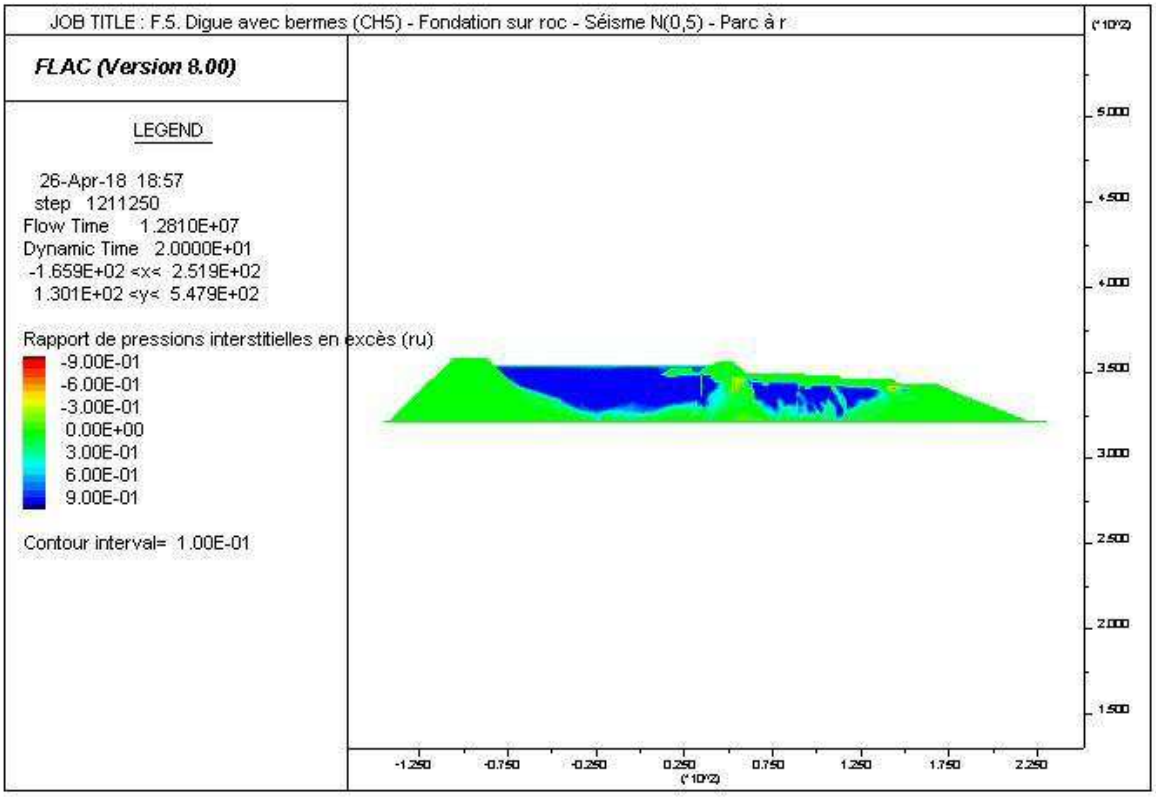

JOB TITLE : F.4. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Parc à
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:56
step 1415667
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
5.00E-02
1.50E-01
2.50E-01
3.50E-01
4.50E-01
5.50E-01
6.50E-01
7.50E-01
8.50E-01
9.50E-01
Contour interval= 5.00E-02
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

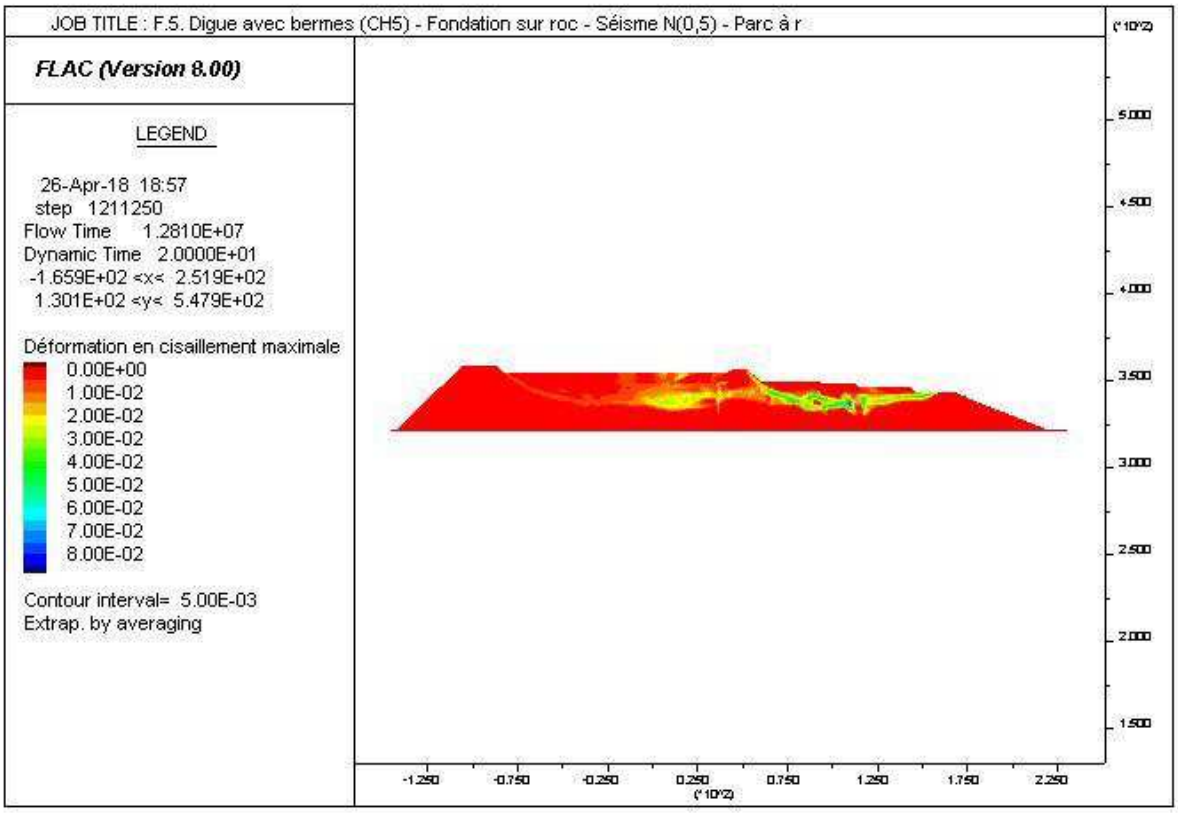

JOB TITLE : F.4. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Parc à
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:56
step 1415667
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-1.00E-01
1.00E-01
3.00E-01
5.00E-01
7.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

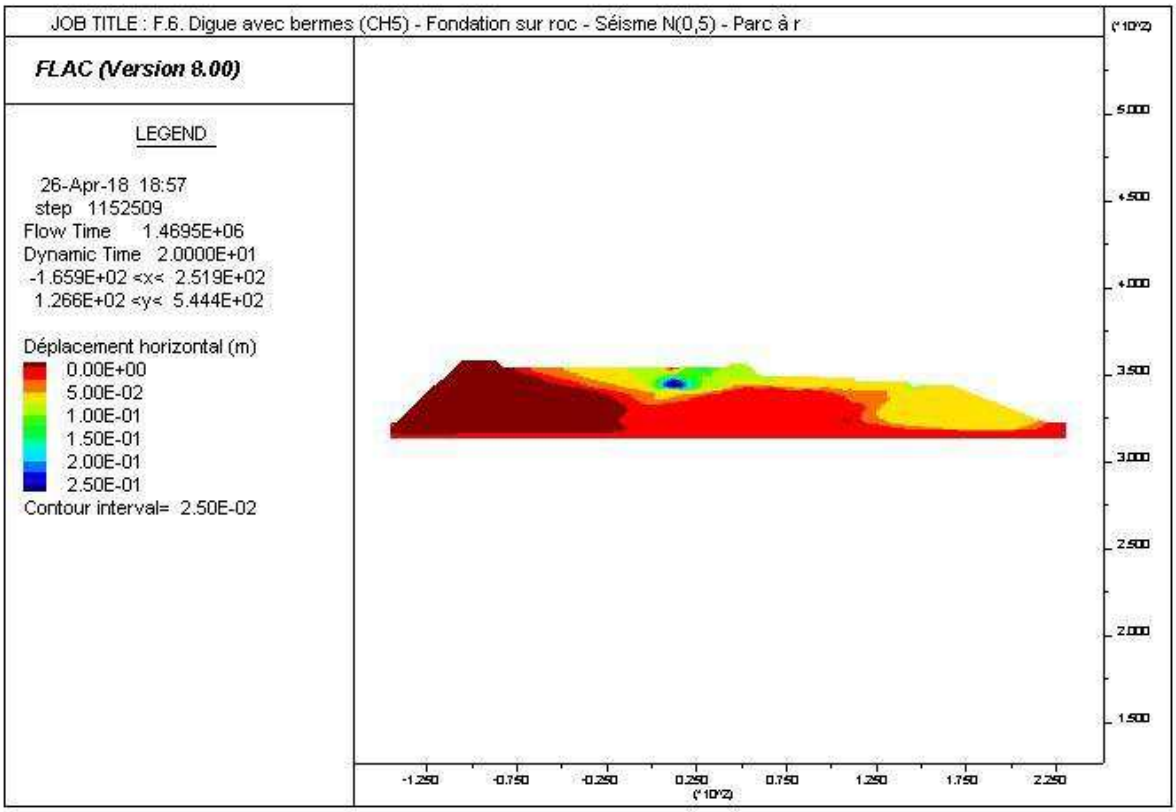

JOB TITLE : F.4. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur argile - Séisme S(1) - Parc à
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:56
step 1415667
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.5000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-03
2.00E-03
3.00E-03
4.00E-03
5.00E-03
Contour interval= 5.00E-04
Extrap. by averaging
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

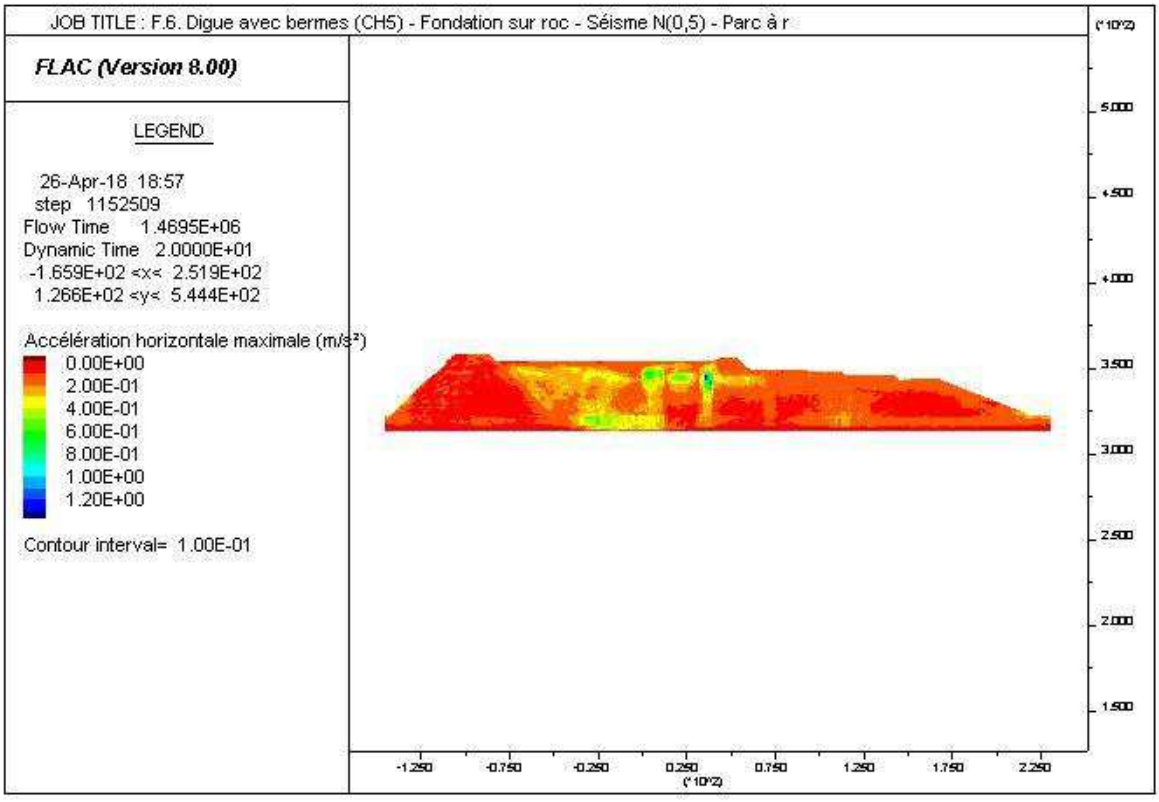

JOB TITLE : F.5. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme N(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:57
step 1211250
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Déplacement horizontal (m)
0.00E+00
7.50E-02
1.50E-01
2.25E-01
3.00E-01
3.75E-01
4.50E-01
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

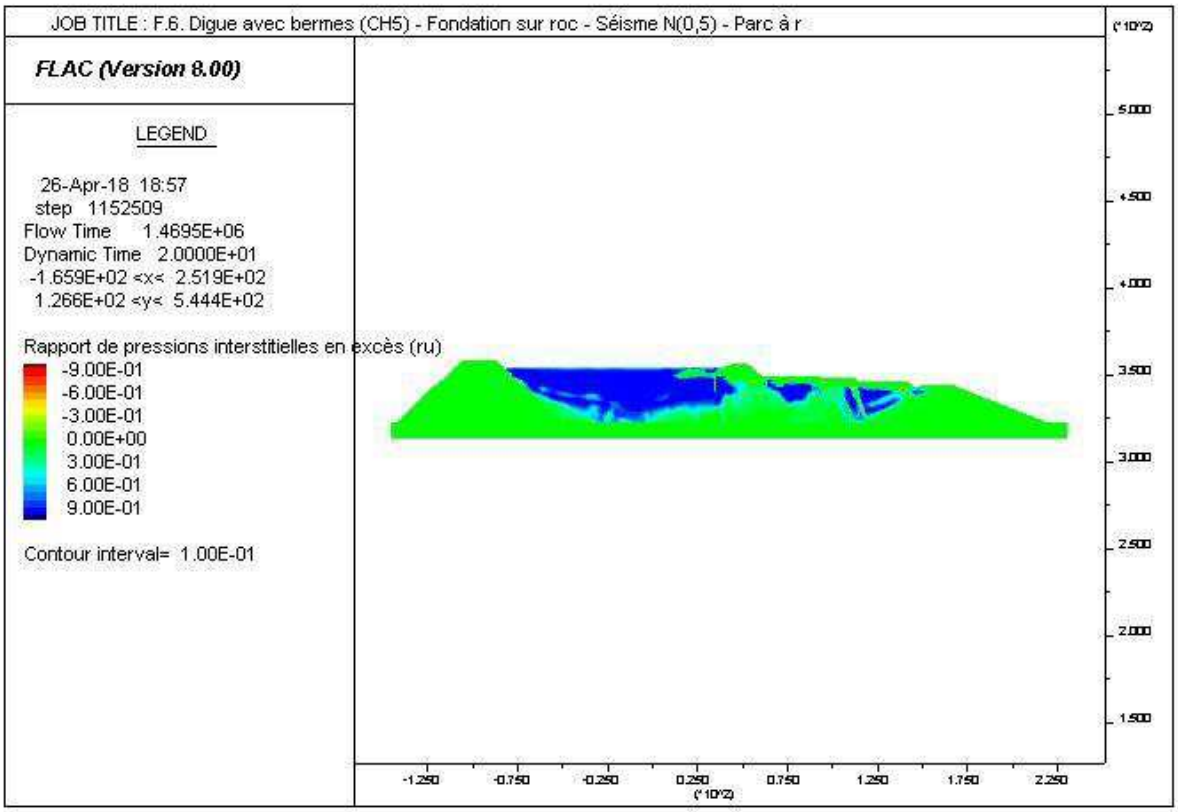

JOB TITLE : F.5. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme N(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:57
step 1211250
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
4.00E-01
8.00E-01
1.20E+00
1.60E+00
2.00E+00
Contour interval= 2.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

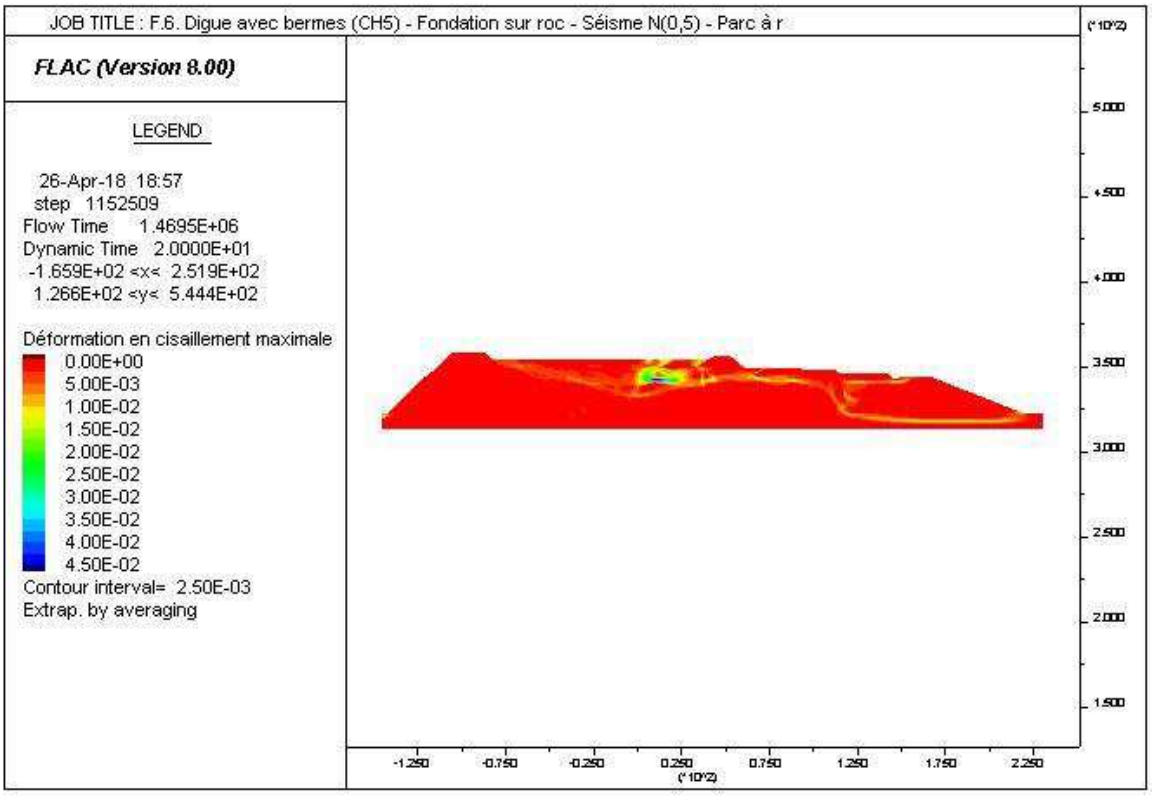

JOB TITLE : F.5. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme N(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:57
step 1211250
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-9.00E-01
-6.00E-01
-3.00E-01
0.00E+00
3.00E-01
6.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)


JOB TITLE : F.5. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme N(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:57
step 1211250
Flow Time 1.2810E+07
Dynamic Time 2.0000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.301E+02 <y< 5.479E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
3.00E-02
4.00E-02
5.00E-02
6.00E-02
7.00E-02
8.00E-02
Contour interval= 5.00E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)


JOB TITLE : F.6. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme N(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:57
step 1152509
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.0000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Déplacement horizontal (m)
0.00E+00
5.00E-02
1.00E-01
1.50E-01
2.00E-01
2.50E-01
Contour interval= 2.50E-02
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)


JOB TITLE : F.6. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme N(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:57
step 1152509
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.0000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Accélération horizontale maximale (m/s²)
0.00E+00
2.00E-01
4.00E-01
6.00E-01
8.00E-01
1.00E+00
1.20E+00
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)


JOB TITLE : F.6. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme N(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:57
step 1152509
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.0000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Rapport de pressions interstitielles en excès (ru)
-9.00E-01
-6.00E-01
-3.00E-01
0.00E+00
3.00E-01
6.00E-01
9.00E-01
Contour interval= 1.00E-01
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)


JOB TITLE : F.6. Digue avec bermes (CH5) - Fondation sur roc - Séisme N(0,5) - Parc à r
FLAC (Version 8.00)
LEGEND
26-Apr-18 18:57
step 1152509
Flow Time 1.4695E+06
Dynamic Time 2.0000E+01
-1.659E+02 <x< 2.519E+02
1.266E+02 <y< 5.444E+02
Déformation en cisaillement maximale
0.00E+00
5.00E-03
1.00E-02
1.50E-02
2.00E-02
2.50E-02
3.00E-02
3.50E-02
4.00E-02
4.50E-02
Contour interval= 2.50E-03
Extrap. by averaging
(*10^2)
5.000
4.500
4.000
3.500
3.000
2.500
2.000
1.500
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)