

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والرى
المرجع:

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

Magister en Génie civil
Option : Interaction sol-structure

**ESTIMATION DES PRESSIONS ACTIVES SUR
LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN PRESENCE
D'EAU SOUS SOLlicitation SISMique**

Présenté par :

ZERGUINE Salah

Soutenu publiquement le :06/11/2013

Devant le jury composé de :

Dr. BENMEBAREK Sadok	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. BENMEBAREK Naïma	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. BELOUNAR Lamine	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Dr. BOURAZZANE Messaoud	Maitre de Conférences 'A'	Examineur	Université de Biskra

Remerciements

Avant tout, je remercie mon Dieu pour tout.

Ce travail du mémoire de magister, réalisé à Université Mohamed KHIDER- Biskra n'aurait pu être mené à bien sans l'aide des personnes à qui je voudrais adresser toute ma gratitude.

Je voudrais remercier tout d'abord le professeur BENMEBAREK Sadok qui m'a fait l'honneur de présider mon jury, ainsi pour leurs conseils scientifiques précis. Je voudrais remercier également le professeur BENMEBAREK Naïma d'avoir accepté de rapporter sur mon mémoire de magister et d'avoir suscité ma réflexion par leurs remarques et questions. J'adresse aussi mes remerciements au professeur BELOUNAR Lamine et au maître de conférences BOURAZZANE Messaoud, qui ont accepté d'examiner mon travail, pour leurs questions pertinentes et remarques constructives.

Je réserve aussi une pensée chaleureuse à toute ma famille surtout ma chère mère HAIDER Aziza, ma femme et mes fils Ahmed Said, Mohamed Nacereddine et ma fille Kaouthar, mon frère Mohamed, mes sœurs et ses époux, qui n'ont cessé de m'encourager et de me pousser vers l'avant et qui être toujours de mes côtés.

Enfin je dédie ce mémoire à l'esprit de mon cher père que je lui dis: «je sais que tu serais très fier de moi si tu étais là, toutefois que la terre te soit légère».

الخلاصة

إن تصميم المنشآت الساندة للأتربة في وجود الماء تحت تأثير الهزات الأرضية هي لحد الآن فن في طور النمو. الهزات الأرضية الشديدة الناجمة عن الزلازل تؤدي غالبا إلى تحطيم المنشآت الساندة للأتربة مرفوقة بظاهرة تمييع الردوم المشبعة بالماء. بقليل من إمعان النظر في تجهيز و مقارنة بعض المنشآت، تكاد طرق الحساب التحليلي المتوفرة تكون محدودة القدرة على تفسير بعض الظواهر. كما أنه من الواضح أن هناك عدم إلمام بظاهرة التفاعل بين التربة و المنشأ، ضغط الماء الزائد و الفعل الزلزالي. في هذا العمل، نهتم بالتقييم الرقمي للضغوط الفعالة المؤثرة على جدران الاستناد بواسطة برنامج بلاكسيس. العديد من الافتراضات بخصوص الضغوط، ضغوط المياه الزائدة، الانتقال و التسارع ستجرب.

الكلمات المفتاحية:

الاستناد، الدفع، الزلزال، الضغط الزائد، الانتقال، التسارع، التماثل الرقمي

Résumé

La conception des structures de soutènement des terres en présence d'eau sous l'action d'un tremblement de terre est encore un art en évolution. Les secousses sismiques violentes induisent souvent la rupture des structures de soutènement accompagnée par la liquéfaction du sol soutenu particulièrement dans le cas des sols saturés par une nappe d'eau. Avec peu d'opportunité de comparaison avec des ouvrages auscultés et observés, les méthodes de calcul théorique disponibles en littérature semblent être limitées. Ainsi, il est noté une insuffisance de compréhension de l'interaction complexe sol-structure, surpression interstitielle et action sismique. Le présent travail s'intéresse à l'estimation numérique des pressions actives sur les murs de soutènement rigides en présence d'eau sous sollicitation sismique à l'aide du logiciel Plaxis. Différentes hypothèses sur les pressions, les surpressions interstitielles, les déplacements et les accélérations seront testées.

Mots clés: Soutènement, poussée, séisme, pression interstitielle, déplacement, accélération, modélisation numérique.

Abstract

The design of earth retaining structures in the presence of water, under the action of an earthquake is an art in evolution. Violent earthquake often induce the breakdown of retaining structures accompanied by liquefaction of embankments saturated by water. With little opportunity of comparison with works auscultated and observed, the theoretical calculation methods available in literature seem to be limited. Thus, it is noted a lack of understanding of the complex soil-structure interaction, pore pressure and seismic action. This work focuses on the numerical estimation of active pressure on rigid retaining walls in the presence of water under seismic loading using PLAXIS software. Different assumptions about the pressure, pore pressure, displacement and acceleration will be tested.

Key words: Retaining, thrust, earthquake, pore water pressure, displacement, acceleration, numerical modeling.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciement	i
خلاصة	ii
Résumé	iii
Abstract	iv
Table des matières	v
Notations et abréviations	x
Liste des figures	xiii
Liste des tableaux	xviii
Introduction générale	1
 CHAPITRE 1: SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT. 	
1.1 Introduction	3
1.2 Généralités sur les ouvrages de soutènement	4
1.2.1 Introduction	4
1.2.2 Les différents types de soutènement	4
1.2.2.1 Fonctionnement par le poids	4
1.2.2.2 Fonctionnement par encastrement	5
1.2.2.3 Fonctionnement par ancrage	5
1.2.3 Dimensionnement des ouvrages de soutènement	5
1.2.3.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	6
1.2.3.1.1 Influence de la résistance au cisaillement	6
1.2.3.1.2 Frottement sol-mur (δ).....	7
1.2.4 Dimensionnement des murs poids	7
1.2.4.1 Sécurité contre le glissement de la base du mur	9
1.2.4.2 Sécurité au renversement	10
1.2.4.3 Sécurité contre le poinçonnement	10
1.2.4.4 Sécurité au grand glissement	12
1.2.5 Différences étapes de calcul de la stabilité d'un ouvrage de soutènement	13
1.3 Généralités sur les effets des séismes	13
1.3.1 Introduction	13
1.3.2 Les catégories de séismes	14

1.3.2.1 Les séismes tectoniques	14
1.3.4 Les ondes sismiques	16
1.3.4.1 Généralités	16
1.3.4.2 Les ondes de fond (de volume)	16
1.3.4.2.1 Les ondes primaires P	16
1.3.4.2.2 Les ondes secondaires S	16
1.3.4.3 Les ondes de surfaces	18
1.3.4.3.1 Les ondes de Love	18
1.3.4.3.2 Les ondes de Rayleigh	18
1.3.5 Caractéristiques des séismes	19
1.3.5.1 Le foyer	19
1.3.5.2 L'épicentre	19
1.3.5.3 La magnitude	20
1.3.5.4 L'intensité	22
1.3.5.4.1 Diversité des échelles d'intensité macrosismique	22
1.3.6 Les facteurs désespérants	23
1.3.6.1 Les effets de site	24
1.3.6.2 La liquéfaction	24
1.3.6.3 Les tsunamis	25
1.3.6.4 Les mouvements de terrain	26
1.3.7 L'Algérie et le risque sismique	27
1.4 conclusion	29

CHAPITRE 2: METHODES DE CALCUL

2.1 Introduction	30
2.2 Pression active statique	32
2.2.1 Théorie de Rankine	32
2.2.1.1 Introduction	32
2.2.1.2 Etat actif - sols pulvérulents	33
2.2.1.3 Etat actif - sols cohérents (cas général)	34
2.2.2 Théorie de Coulomb	35
2.2.2.1 Introduction	35

2.2.2.2 Etat actif - sols pulvérulents	35
2.2.2.3 Etat actif - sols cohérents	37
2.2.2.3.1 Cas général	37
2.2.2.3.2 Cas d'un mur vertical et un sol horizontal	38
2.2.3 Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique)	38
2.2.4 Méthode de Sokolovski	40
2.2.5 Méthode d'analyse limite	41
2.2.6 Comparaison entre les différentes méthodes de calcul statique	42
2.3 Pression active dynamique	43
2.3.1 Méthodes analytiques	43
2.3.1.1 Approche de calcul pseudo-statique	43
2.3.1.1.1 Mononobe-Okabe (1926,1929)	44
2.3.1.1.2 Seed & Whitman (1970)	46
2.3.1.1.3 Ortigosa (2005)	47
2.3.1.2 Approche de calcul pseudo-dynamique	48
2.3.1.2.1 Steedman & Zeng (1990)	48
2.3.1.2.2 Choudhury & Nimbalkar (2006)	49
2.3.2 Méthodes expérimentales	51
2.3.3 Méthodes numériques	54
2.3.3.1 Rouili & al. (2005)	54
2.3.3.2 Bhattacharjee & Muralikrishna (2011)	55
2.3.3.3 Jesmani & Alirezanejad (2011)	56
2.3.4 Comparaison entre différentes méthodes de calcul dynamique	58
2.4 Pression active dynamique en présence d'eau	59
2.4.1 Effet de saturation du remblai dans la méthode de Mononobe-Okabe	59
2.4.1.1 Remblai saturé sans surpressions interstitielles	59
2.4.1.2 Remblai saturé avec surpressions interstitielles	61
2.4.1.2.1 Dewoolkar & al. (2000)	62
2.4.1.2.2 Sadrekarimi (2010)	63
2.4.2 Effet des accélérations verticales sur les pressions actives dynamiques	65
2.5 Conclusion	65

CHAPITRE 3: PRÉSENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMÉRIQUE

3.1 Introduction	67
3.2 Modélisation des murs gravitaires par PLAXIS^{2D}	69
3.2.1 Modélisation du comportement du sol	69
3.2.1.1 Modélisation par PLAXIS ^{2D} V8.2	69
3.2.1.2 Les évolutions de PLAXIS ^{2D} V 2010 par rapport PLAXIS ^{2D} V 8.2.....	71
3.2.2 Les éléments de maillage	72
3.2.3 Les interfaces	72
3.2.4 Modélisation de l'interface sol/béton	75
3.2.5 Modélisation d'un mur gravitaire.....	75
3.2.6 Maillage	75
3.2.7 Conditions aux limites	75
3.3 Modélisation du séisme	75
3.3.1 Introduction	75
3.3.2 Étude dynamique	76
3.3.2.1 Procédé pour exécuter une analyse dynamique	76
3.3.2.2 Problèmes de tremblement de terre (séisme)	77
3.3.3 Études pseudo-statique	79
3.4 Modélisation d'écoulement	80
3.5 Conclusion	83

CHAPITRE 4: APPLICATION NUMÉRIQUE

4.1 Introduction	84
4.2 Validation d'un exemple de calcul	86
4.2.1 Introduction	86
4.2.2 Les données géométriques	86
4.2.3 Les données géotechniques	87
4.2.4 Les phases de calculs	88
4.2.5 Mécanismes de rupture	93
4.2.6 Résultat de validation	94
4.3 Études paramétriques	95

4.3.1 Introduction	95
4.3.2 Le paramètre de modélisation	96
4.3.2.1 Pressions latérales totales	96
4.3.2.1.1 Effet de précision de calcul	96
4.3.3 Les paramètres géotechniques	97
4.3.3.1 Déplacement horizontal dû à l'effet dynamique	97
4.3.3.1.1 Effet d'angle de frottement φ et l'angle d'interface δ	97
4.3.3.2 Pressions latérales dynamiques et/ou totales	99
4.3.3.2.1 Effet d'écoulement par rapport à une nappe	99
4.3.3.2.2 Effet d'angle de frottement interne du sol (φ)	101
4.3.3.2.3 Effet d'angle de frottement du mur (δ)	102
4.3.3.3 Surpressions interstitielles	103
4.3.3.3.1 Effet d'écoulement par rapport à une nappe	103
4.3.3.3.2 Effet d'angle de frottement interne du sol (φ)	105
4.3.5.3.6 Effet de l'angle de frottement du mur (δ)	105
4.3.4 Les paramètres du séisme	106
4.3.4.1 Pressions dynamiques	106
4.3.4.1.1 Effet d'accélération horizontale	106
4.3.4.1.2 Effet d'accélération verticale	107
4.3.4.1 Surpressions interstitielles	108
4.3.5.3.4 Effet de l'accélération verticale sur les surpressions interstitielles	108
4.3.5.3.5 Effet de l'accélération horizontale sur les surpressions interstitielles	109
4.3.5 Les paramètres géométriques	110
4.3.5.1 Surpressions interstitielles	110
4.3.5.1.1 Effet d'éloignement à partir du mur	110
4.3.5.1.2 Effet d'altitude à partir de la base du mur	111
4.3.5.2 Accélération horizontales	112
4.3.5.2.1 Effet d'altitude à partir de la base du modèle	112
4.4 Conclusion	115
Conclusion générale	116
Références bibliographiques	119


LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS✓ **NOTATIONS**

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire :

✚ **Lettres Latines**

A	L'amplitude des mouvements du sol dus au séisme considéré, mesurée par les sismographes à une distance donnée de l'épicentre (100 km).
A_0	L'amplitude maximale à la même distance d'un séisme de référence.
a	Accélération sismique
a_v	Accélération verticale du séisme
a_h	Accélération horizontale du séisme
c	Cohésion du sol.
D	la surface de la faille
E	Module d'Young.
g	Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)
H	Hauteur du mur de soutènement.
H_w	Hauteur du niveau de la nappe phréatique.
K_a	Coefficient de poussée des terres.
K_p	Coefficient de butée des terres.
K_v	Coefficient d'accélération verticale.
K_h	Coefficient d'accélération horizontale.
k_x	Perméabilité selon l'axe X.
k_y	Perméabilité selon l'axe Y.
k	Un coefficient multiplicateur.
[K]	Matrice de rigidité
[M]	Matrice de masse
M_0	Le moment sismique
S_u	Force de cisaillement agissant sur le côté de l'élément.
S_o	Le seuil d'un patin
S	Le déplacement moyen de la faille
z	Profondeur depuis le sommet d'un ouvrage en remblai.
P_a	La résultante des pressions actives.
p_a	La pression active.

q	Pression répartie des surcharges.
u	La pression hydrostatique.
R_{inter}	Rapport de réduction

 **Lettres grecques**

α	Angle de la ligne de rupture
β	Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.
γ	Poids volumique du terrain.
γ'	Poids volumique déjaugé.
γ_b	Poids volumique flottant.
δ	Angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée
ε	Déformation.
ν	Coefficient de Poisson.
μ	La rigidité du milieu
σ	Contrainte, verticale (σ_v), horizontale (σ_h)
τ_{max}	Contrainte maximale de cisaillement mobilisable dans le terrain glissant.
τ	Contrainte de cisaillement.
φ	Angle de frottement interne en contraintes effectives.
ψ	Angle de dilatance.
θ	Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale.
ζ	Coefficient d'amortissement

✓ **ABREVIATIONS**

Nous donnons ci-dessous les principales abréviations utilisées dans ce mémoire :

GSI	Geological Strength Index.
APFS	Association des Professeurs Français de la Saskatchewan.
NAVFAC	Naval Facilities Engineering Command.
DOM- TOM	Département d'outre-mer ; territoire d'outre-mer

RMSA	Root Mean Square Acceleration
IPSN	Institut de Protection et de Sûreté Nucléaire.
EMS	European Macro seismic Scale
MSK	Medvedev-Sponheuer-Karnik
JMA	Japanese Meteorological Agency
SOCOTEC	Société de control technique
FHWA	Federal HighWay Administration

LISTE DES FIGURES

Fig.1.1.	Murs partiellement ou totalement ancrés, d'après Schlosser (1995)	5
Fig.1.2.	Mécanismes de ruine des ouvrages de soutènement, d'après Schlosser (1995) .	6
Fig.1.3.	Forces s'exerçant sur un mur-poids	8
Fig.1.4.	Dispositifs de drainage derrière un mur, d'après Schlosser (1995)	9
Fig.1.5.	Sécurité vis-à-vis un glissement de la base du mur, d'après Schlosser (1995) ...	9
Fig.1.6.	Sécurité au renversement	10
Fig.1.7.	Surface de rupture du sol de fondation, d'après Schlosser (1995)	12
Fig.1.8.	Rupture par grand glissement, d'après Schlosser (1995)	12
Fig.1.9.	Différentes étapes de calcul de la stabilité d'un ouvrage de soutènement, d'après Soukatchoff et al.(2003)	13
Fig.1.10.	Mouvement des failles, d'après Pecker (1984)	15
Fig.1.11.	Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents (petits points), ainsi que les volcans (gros points), d'après Yelles Chaouche (1993).....	15
Fig.1.12.	Les ondes de volume (source: IPSN)	17
Fig.1.13.	Les ondes de surface (source: Université de Laval)	18
Fig.1.14.	Trajectoire des ondes sismiques, d'après Capra & Davidovici (1982)	19
Fig.1.15.	Séisme de San Francisco du 22 mars 1967 enregistré à <i>Golden Gate Park</i> , d'après Capra & Davidovici (1982)	20
Fig.1.16.	Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique	25
Fig.1.17.	Mécanisme d'un tsunami (source: Université de Laval)	26
Fig.1.18.	Carte géodynamique de l'Afrique du nord (Argus et al. (1991), in east.u- strasbg.fr).....	27
Fig.1.19.	Géologie de l'Algérie (www.mem-algeria.org)	28
Fig.1.20.	Faille de <i>Thénia</i> et localisation du séisme du 21 mai 2003 (d'après Boudiaf, http://east.u-strasbourg.fr)	28
Fig.2.1.	Pressions actives de Rankine d'un remblai horizontal, d'après NAVFAC 7.2..	33
Fig.2.2.	Pressions actives et passives de Rankine pour un mur vertical et un remblai incliné, d'après Ebeling & Morrison (1992)	34
Fig.2.3.	Théorie de Coulomb à l'état actif	35
Fig.2.4.	Diagramme d'équilibre des forces	36

Fig.2.5.	Théorie de Coulomb à l'état actif d'un sol cohérent	37
Fig.2.6.	Equilibres de Boussinesq et Rankine	39
Fig.2.7.	Comparaisons entre les coefficients K_{An} donnés par les diverses méthodes, pour un remblai horizontal soutenu par un mur vertical: a) $\delta = 0$; b) $\delta = \varphi$, d'après Visone (2008)	43
Fig.2.8.	Approche de Mononobe-Okabe	44
Fig.2.9.	Force de pression active statique et dynamique incrémentale, pour un remblai sec, d'après Ebeling & Morrison (1992)	47
Fig.2.10.	Le modèle considéré par Steedman & Zeng (1990)	48
Fig.2.11.	Le modèle considéré par Choudhury & Nimbalkar (2006)	50
Fig.2.12.	Dispositif d'un modèle réduit d'un mur de soutènement	52
Fig.2.13.	Dispositif d'un appareil centrifugeur	52
Fig.2.14.	Pressions latérales agissantes sur un mur rigide de forme L, d'après Rouili & al. (2005)	52
Fig.2.15.	Capteurs combinés de contraintes totales et surpressions interstitielles	53
Fig.2.16.	Dispositif expérimental des essais de Mundell (2009), sur mur en pierre sèche	53
Fig.2.17.	Prototype d'un mur de forme L, proposé par Rouili & al. (2005)	54
Fig.2.18.	Modèle d'un mur de soutènement gravitaire proposé par Bhattacharjee & Muralikrishna (2011)	55
Fig.2.19.	Variation du déplacement horizontal, $RMSA$ et la pression horizontale, avec $K_h=0.3$ et $\zeta=5\%$, d'après Bhattacharjee & Muralikrishna (2011)	56
Fig.2.20.	Variation relative du déplacement horizontal à la base du remblai pour les altitudes 4 et 8 m, d'après Bhattacharjee & Muralikrishna (2011).....	56
Fig.2.21.	Modèle du système mur-sol en FLAC ^{2D} proposé par Jesmani & Alirezanejad (2011).....	57
Fig.2.22.	Valeurs des coefficients sismiques de pressions actives des terres, pour un sol cohérent, d'après Jesmani & Alirezanejad (2011)	57
Fig.2.23.	Comparaison entre différentes méthodes de calcul dynamique, d'après Visone (2008)	58
Fig.2.24.	Modèle réduit d'un mur cantilever proposé par Dewoolkar & al. (2000)	62
Fig.2.25.	L'historique des pressions actives latérales en différentes altitudes, d'après Dewoolkar & al. (2000).	63
Fig.2.26.	Modèle réduit d'un mur poids à dos brisé et leur instrumentations, d'après	

	Sadrekarimi (2010)	64
Fig.2.27.	Pressions actives agissantes sur un mur à dos brisé pendant et après la secousse, d'après Sadrekarimi (2010)	64
Fig. 3.1.	Représentation monodimensionnel du comportement élasto-plastique	70
Fig. 3.2.	Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)	71
Fig. 3.3.	Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol	73
Fig. 3.4.	Différents programmes de calcul en PLAXIS ^{2D}	76
Fig. 3.5.	Fenêtres d'entrée les coefficients d'amortissement de Rayleigh ; α et β	78
Fig. 3.6.	Mode de création géométrique, avec les conditions aux limites statique et cinématique	78
Fig.3.7.	Direction de la force résultante (r) selon différentes combinaisons de la gravité (g) et de l'accélération (a)	80
Fig.3.8.	Fenêtre des conditions aux limites (écoulement), pour la base du modèle	81
Fig.3.9.	Conditions aux limites (écoulement), pour les frontières du modèle	81
Fig.3.10.	Variation de précipitation dans le temps, (manuel PLAXIS 2010)	82
Fig. 4.1.	Modèle d'un mur gravitaire en béton	87
Fig. 4.2.	Les phases de calculs	88
Fig. 4.3.	Fenêtre correspondant à la construction par étape de la phase initiale	89
Fig. 4.4.	Représentation numérique de la phase initiale	89
Fig. 4.5.	Fenêtre correspondant à la phase de construction du mur	89
Fig. 4.6.	Représentation numérique de la phase de construction du mur	90
Fig. 4.7.	Fenêtre correspondant à la phase de pose du remblai	90
Fig. 4.8.	Représentation numérique de la phase de pose du remblai	90
Fig. 4.9.	Fenêtre de la phase d'application de la méthode dynamique	91
Fig.4.10.	Présentation d'accélération à la base du modèle suivant l'axe X	91
Fig.4.11.	Présentation d'accélération à la base du modèle suivant l'axe Y	92
Fig.4.12.	Fenêtre de la phase d'application de la méthode pseudo-statique	92
Fig.4.13.	Fenêtre des réglages généraux du programme d'entrée des données	93
Fig.4.14.	Fenêtre de réglage des paramètres d'accélération et du poids pour la méthode pseudo-statique	93
Fig.4.15.	Maillage déformé pour le problème dynamique	93
Fig.4.16.	Démonstration des points plastifiés pour le problème dynamique	94

Fig.4.17.	Comparaison entre les résultats adimensionnels de la pression totale active des terres estimée par plusieurs approches	94
Fig.4.18.	Pression d'eau d'une nappe phréatique au niveau de la surface du terrain naturel	95
Fig.4.19.	Trajectoire d'écoulement transitoire (eaux pluviales), après 15 jours de précipitation	96
Fig.4.20.	Influence de la précision de calcul sur les valeurs des pressions latérales totales (cas d'une nappe phréatique)	97
Fig.4.21.	Influence d'angle de frottement interne φ et l'angle de frottement d'interface δ sur le déplacement horizontal relatif du mur sous l'effet dynamique en considérant l'écoulement transitoire	98
Fig.4.22.	Le déplacement horizontal sous l'effet dynamique, en considérant un remblai sec, avec $K_h = 0.2$ et $K_v = 0$	99
Fig.4.23.	Comparaison des valeurs des pressions totales et dynamiques pour les cas d'écoulement, nappe et le calcul analytique	100
Fig.4.24.	Répartition des contraintes latérales totales pour le cas d'un écoulement transitoire	101
Fig.4.25.	Répartition des contraintes latérales totales pour le cas d'une nappe phréatique	101
Fig.4.26.	Influence de l'angle de frottement interne du sol φ , sur les pressions dynamiques, en considérant un cas d'une nappe	102
Fig.4.27.	Influence de l'angle de frottement d'interface δ , sur les pressions dynamiques, en considérant un cas d'une nappe	103
Fig.4.28.	Comparaison des valeurs de surpressions interstitielles, entre un calcul avec écoulement et un autre considère une nappe phréatique	104
Fig.4.29.	Surpressions interstitielles générées dans le remblai, (cas d'écoulement)	104
Fig.4.30.	Influence de l'angle de frottement interne sur les valeurs des surpressions interstitielles au voisinage du mur (cas d'écoulement)	105
Fig.4.31.	Influence de l'angle de frottement du mur (δ) sur les surpressions interstitielles, (cas d'écoulement)	106
Fig.4.32.	Influence du coefficient sismique horizontal sur les pressions dynamiques en considérant un cas d'écoulement	107
Fig.4.33.	Influence du coefficient sismique vertical sur les pressions dynamiques en considérant un cas d'écoulement	108

Fig.4.34. Influence de l'accélération verticale sur les surpressions interstitielle (cas d'écoulement)	109
Fig.4.35. Influence de l'accélération horizontale sur les surpressions interstitielles (cas d'écoulement)	110
Fig.4.36. Influence de l'éloignement à partir du mur sur le rapport de surpressions interstitielles (cas d'écoulement)	111
Fig.4.37. Influence d'altitude à partir de la base du mur sur les surpressions interstitielles (cas d'écoulement)	112
Fig.4.38. L'accélération (a_x) à la base du modèle, (cas d'un écoulement transitoire)	113
Fig.4.39. L'accélération (a_x) à la base du remblai, (cas d'un écoulement transitoire)	113
Fig.4.40. L'accélération (a_x) au sommet du remblai, (cas d'un écoulement transitoire) ...	114
Fig.4.41. Fuseau des valeurs des accélérations (a_x) pour toute la hauteur, à côté du mur pour $K_h = 0.2$ et $K_v = 0$, $\delta/\varphi = 1$, $\varphi = 25^\circ$, (cas d'un écoulement transitoire)	114

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Valeur de δ/φ , (d'après Schlosser).....	7
Tableau 1.2	Classement des séismes selon leur mode de génération (source: http://eost.u-strasbourg.fr)	14
Tableau 2.1	Des valeurs représentatives de K_A , d'après Caquot & Kerisel (1948).	39
Tableau 2.2	Des valeurs représentatives de K_A par la méthode des lignes de glissement, d'après Sokolovski (1965).....	41
Tableau 2.3	Des valeurs représentatives de K_A par la méthode de la limite supérieure, d'après Chen & Liu (1990)	42
Tableau 3.1	Données de précipitation, (Source: manuel PLAXIS ^{2D} 2010)	82
Tableau 4.1	Paramètres des sols	87
Tableau 4.2	Caractéristiques du mur de soutènement	88

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La bonne conception des murs de soutènement constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil. Ces murs sont généralement dimensionnés pour maintenir les remblais et les surcharges dans le cas statique et même s'il existe une sollicitation sismique. Le côté sécuritaire et le coût de réalisation jouent un rôle primordial dans le choix du type du mur à considérer. Pour cette raison le choix d'un mur gravitaire en béton offre la possibilité de résister facilement contre le mouvement du sol dans le cas statique, comme il est un obstacle rigide contre les charges sismiques. D'un autre part, la mise en œuvre de ce type des murs est facile et son coût d'exécution est moins cher que d'autres types.

Le travail de ce mémoire, a pour objet de donner une estimation des pressions actives, sur les murs de soutènement rigides, en présence d'eau et sous sollicitation sismique, à l'aide d'un outil de simulation numérique (PLAXIS ^{2D}). Différentes hypothèses sur les pressions et les surpressions interstitielles seront testées. La présence d'eau sera considérée, soit par une nappe phréatique au niveau du terrain naturel, ou bien un écoulement transitoire. L'accélération sera considérée soit agissante suivant les axes X ou Y, ou une combinaison des deux.

Dans le cas général, les murs de soutènement sont souvent soumis à des chargements latéraux du remblai sec ou mouillé dans le cas statique ou bien dynamique, des structures voisines, les charges dues à la géométrie du terrain et les surcharges appliquées au dessus du remblai telle que les routes. Ces facteurs induits des pressions latérales contrent les murs de soutènement, qui peuvent causer le renversement, le déplacement du mur ou bien l'instabilité de l'ensemble mur-remblai.

Les procédés d'estimation des pressions statiques des terres sont nécessaires pour la conception. Ces procédés forment également la base des méthodes simplifiées pour déterminer les pressions dynamiques des terres liées aux séismes. Okabe (1926), Mononobe et Matsuo (1929) avaient fait l'extension de la théorie de Coulomb concernant les pressions actives et passives statiques des terres par l'inclusion des effets des pressions dynamiques sur des murs de soutènement. La théorie de Mononobe-Okabe incorpore l'effet des séismes par l'utilisation d'une accélération horizontale constante agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai. Malgré que cette méthode donne un aperçu sur le comportement des murs de soutènement vis-à-vis l'effet sismique, mais elle reste incapable de prédire l'état et la distribution

des contraintes dans le remblai soutenu et les déformations induites dans chaque point. Par suite, plusieurs chercheurs ont fait des efforts pour résoudre ces incomplets, en se basant sur la théorie de Mononobe-Okabe.

Avec le développement des outils informatiques, la simulation numérique qui avait apparu depuis 1970, possède maintenant une grande importance dans tous les domaines sans exception.

L'analyse de ce genre de problème compliqué, nécessite le choix d'un outil numérique puissant, tel que le logiciel PLAXIS. Ce logiciel est fondé sur la méthode des éléments finis. PLAXIS peut effectuer des opérations compliquées telles que ; la détermination de la distribution des contraintes, le calcul des déplacements, la détermination des surpressions interstitielles engendrées par l'effet sismique, etc.

Ce mémoire comporte quatre chapitres:

- Le premier chapitre sera consacré pour donner une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement y compris l'effet des séismes.
- Le deuxième chapitre sera consacré pour citer les méthodes de calcul des murs de soutènements, avec une formulation détaillée pour chaque cas ; statique ou dynamique, à l'état sec ou en présence d'eau.
- Le troisième chapitre comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (PLAXIS^{2D}) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement gravitaires dans le cas statique et dynamique.
- Le quatrième chapitre comporte des applications numériques, une application est sur un remblai sec pour la validation. L'étude paramétrique comporte des applications faites sur des modèles examinent les deux cas suivant: soit une nappe phréatique au niveau de la surface du terrain naturel, soit un écoulement transitoire de quinze (15) jours. Trois propositions d'effet d'accélération verticale sont illustrées $K_v = 0$, $K_v = 0.1$ et $K_v = 0.2$. Même chose dite pour l'effet d'accélération horizontale c.-à-d. ; $K_h = 0$, $K_h = 0.1$ et $K_h = 0.2$. L'effet de l'interaction sol-mur est survenue dans ce travail, en considérant les deux propositions $\delta/\varphi = 0.5$ et $\delta/\varphi = 1$.

Chapitre 1 :

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT.

1.1 Introduction.

La notion d'écran de soutènement couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres. Dans la définition de l'Eurocode 7-1 (2004), «un ouvrage de soutènement retient des terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de l'eau. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent». Dans le travail présent, la notion d'ouvrage de soutènement se réfère principalement aux *murs gravitaires*.

L'effort de poussée exercée par le massif de terre retenu, poussée et butée peut être repris de diverses façons. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ; qui est le cas de notre modèle.
- la poussée est reprise par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

Sous l'effet sismique, les poussées des terres reviennent plus intéressantes et peuvent causer des dégâts catastrophiques, notamment en présence d'eau qui engendre généralement des surpressions interstitielles dans le massif du remblai, ces surpressions peuvent entraîner la ruine de l'ouvrage de soutènement.

La recherche bibliographique de cette étude comporte deux parties principales:

- généralités sur les ouvrages de soutènement.
- généralités sur les effets des séismes.

1.2 Généralités sur les ouvrages de soutènement.

1.2.1 Introduction.

Les ouvrages de soutènement sont des constructions ont pour but de prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux; leur mise en œuvre peut être faite à titre temporaire ou définitif. La réalisation des ouvrages de soutènement est nécessaire, soit pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches dans les zones montagneuses, soit pour réduire l'emprise des talus naturels dans les sites citadins, lors de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Distinguons deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

Les murs de soutènement qui sont constitués d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, comme les murs en béton armé en (T renversé ou L) ou les murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (gabions métalliques,...).

Les écrans de soutènement qui sont constitués uniquement d'une paroi résistante comme les rideaux de palplanches, les parois moulées en béton armé, murs en terre armée avec parement composé d'écailles en béton.

1.2.2 Les différents types de soutènement.

Un ouvrage de soutènement est employé soit pour retenir un sol excavé, qu'il s'agit de soutènement en déblai, soit pour retenir un sol artificiel construit par couches compactées qu'il s'agit de soutènement en remblai.

Il existe diverses classifications des ouvrages de soutènement basées sur le mode de fonctionnement d'ouvrage, leur matériau de construction, la rigidité du système mur-sol, ou par la durée de vie de l'ouvrage.

La reprise des efforts de poussée ou de butée peut s'assurer par différents modes de fonctionnement. Citons les trois modes suivants :

1.2.2.1 Fonctionnement par le poids.

Dans ce cas, c'est le poids propre du mur de soutènement qui assure l'équilibre d'ouvrage vis-à-vis les différentes sollicitations attribuées, citons ; *les murs poids, les murs en gabions ; les murs en terre armée et les ouvrages cellulaires ou en caissons.*

1.2.2.2 Fonctionnement par encastrement.

Dans ce cas, la semelle du mur doit avoir une largeur suffisante pour résister contre les formes d'instabilité, comme pour *le mur cantilever* qui peut être considéré comme un ouvrage poids, *les parois moulées* qui fonctionnent par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation et *les rideaux de palplanches*, qui sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage, leur fonctionnement est par encastrement en faisant intervenir la partie fichée dans le sol.

1.2.2.3 Fonctionnement par ancrage.

Où l'effort de poussée est repris partiellement ou totalement par des tirants d'ancrage, c'est le cas notamment des rideaux *des parois moulées* et *des parois berlinoises* (figure 1.1.a). Il existe aussi des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints. C'est le cas *des murs épinglés* fondés par excavations successives de 2 m de hauteur environ, avec coulage d'éléments verticaux en béton armé et mise en place d'ancrages précontraints (figure 1.1.b).

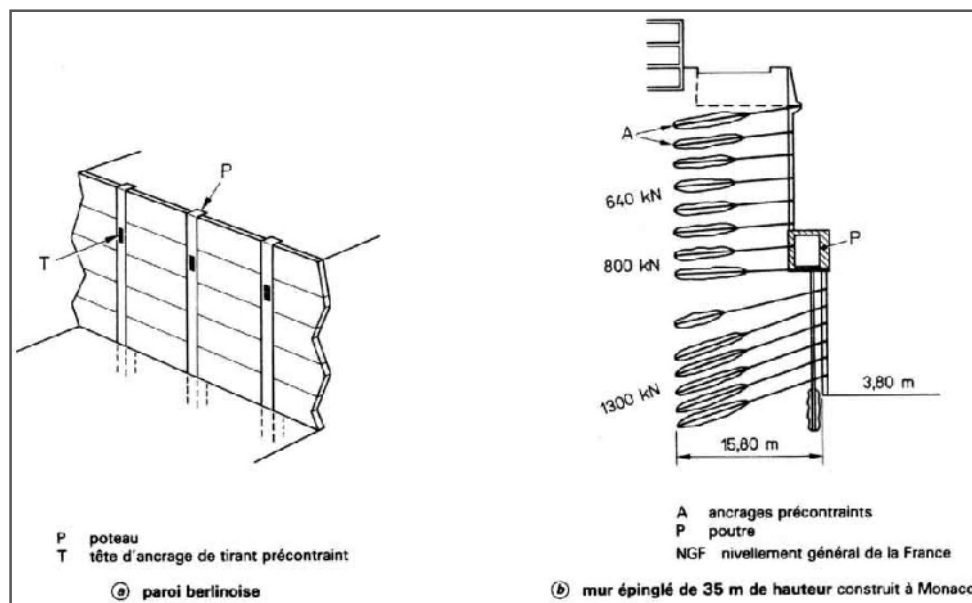


Fig.1.1. Murs partiellement ou totalement ancrés, d'après Schlosser (1995).

1.2.3 Dimensionnement des ouvrages de soutènement.

Cette phase consiste à déterminer les éléments géométriques et les éléments structuraux de l'ouvrage sous l'action des différentes sollicitations. La majorité des

procédés de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture en prenant compte des coefficients de sécurité.

1.2.3.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

On peut rencontrer cinq modes de rupture comme il est montré sur la figure 1.2:

- le glissement de l'ouvrage (figure 1.2.a) ;
- le renversement de l'ouvrage (figure 1.2.b) ;
- le poinçonnement du sol de fondation (figure 1.2.c) ;
- le grand glissement d'ouvrage (figure 1.2.d) ;
- instabilité interne d'ouvrage (figure 1.2.e).

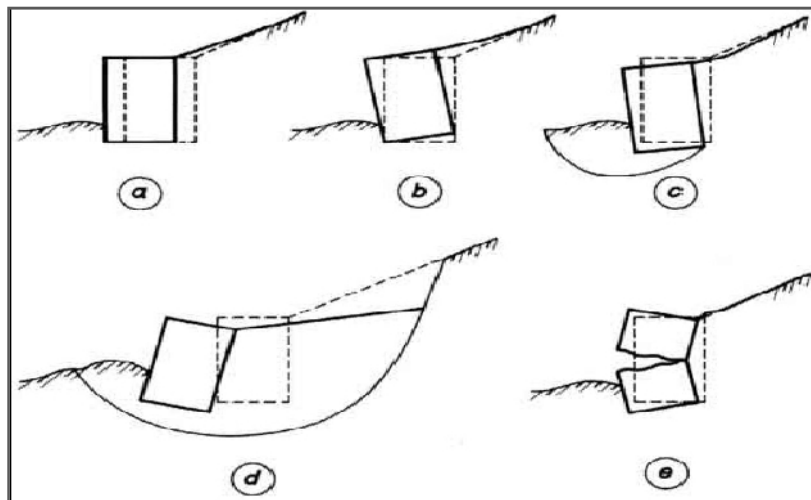


Fig.1.2. Mécanismes de ruine des ouvrages de soutènement, d'après Schlosser (1995).

1.2.3.1.1 Influence de la résistance au cisaillement.

- La résistance au cisaillement du sol est l'un des paramètres les plus importants dans l'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement. En dehors des sols pulvérulents où seul intervient l'angle de frottement.
- Pour un sol fin saturé, la résistance à court terme est caractérisée par la seule cohésion non drainée c_u , l'angle de frottement étant alors nul ($\varphi_u = 0$). Par contre, la résistance effective ou à long terme est caractérisée par deux paramètres : c' la cohésion effective et φ' l'angle de frottement interne effectif.

Pour le calcul des efforts de poussée ou de butée d'un *sol non saturé* on prendra généralement la résistance effective (c', φ') mesurée sur le sol saturé. Dans le cas d'un *sol fin saturé* (limon, argile), il sera parfois nécessaire de faire deux calculs, l'un à court terme correspondant aux conditions juste après la construction, l'autre à long

terme correspondant aux conditions dans lesquelles les surpressions interstitielles se sont dissipées, soit quelques semaines à quelques mois après la construction. C'est le cas des parois exécutées dans le sol en place avec excavation. Cependant l'expérience montre que le calcul à long terme et en contraintes effectives (c', φ') qui est le plus défavorable, aussi se contente-t-on souvent de ce seul calcul.

1.2.3.1.2 Frottement sol-mur (δ).

Généralement l'angle de frottement sol-mur δ dépend des facteurs suivants :

- la rugosité du parement ;
- l'angle de frottement interne du sol φ ;
- le tassement relatif entre le mur et le sol ;
- l'inclinaison de la surface.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Pour tous les cas habituels de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3 \varphi$ est celle à retenir. Les valeurs recommandées dans les fiches techniques *SOCOTEC* sont données dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1: Valeur de δ/φ , d'après Schlosser (1995).

Parement ⁽¹⁾	Angle de frottement interne du sol					
	$\varphi < 30^0$		30 à 35 ⁰		$\varphi > 35^0$	
	Poussée	Butée	Poussée	Butée	Poussée	Butée
Lisse	0	-1/3	0	-2/3	+1/3	-2/3
Rugueux	0	-1/3	+1/3	-2/3	+2/3	-2/3
Très rugueux	+1/3	-1/3	+2/3	-2/3	+2/3	-2/3

(1) lorsque les murs de soutènement retiennent des remblais ou sont équipés d'un tapis synthétique drainant, il convient d'adopter $\delta=0$ pour la poussée.

1.2.4 Dimensionnement des murs poids.

Le dimensionnement d'un mur nécessite la détermination de sa géométrie et son ferrailage (pour un mur en béton armé), pour qu'il soit stable sous l'action des forces suivantes (figure 1.3) :

- le poids du mur W
- la force de poussée F_a
- la force de butée F_p
- la réaction du sol sous la fondation R

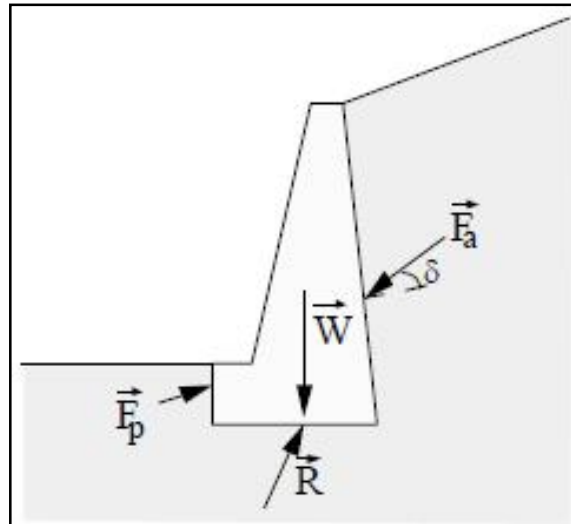


Fig.1.3. Forces s'exerçant sur un mur-poids.

Le dimensionnement comporte les étapes suivantes en ce qui intéresse la stabilité externe :

- calcul des efforts de poussée et de butée ;
- sécurité contre le glissement sur la base du mur ;
- sécurité au renversement ;
- sécurité contre la rupture du sol de fondation ;
- sécurité contre le grand glissement joignant le mur.

Il faut noter qu'un remblai horizontal totalement saturé d'eau pousse approximativement 2,5 fois plus que le même remblai sec, donc il faut éviter toute saturation du remblai en s'assurant le bon drainage à l'arrière d'un.

Parmi les dispositifs de drainage les plus utilisés, on distingue (figure 1.4):

- *Les barbacanes* sont des tubes légèrement inclinés vers l'aval et traversant le mur, ce qui permet l'évacuation d'eau située derrière le mur.
- *Le filtre placé à l'arrière du mur*, soit directement contre le parement vertical, soit sur le terrain naturel en pente.

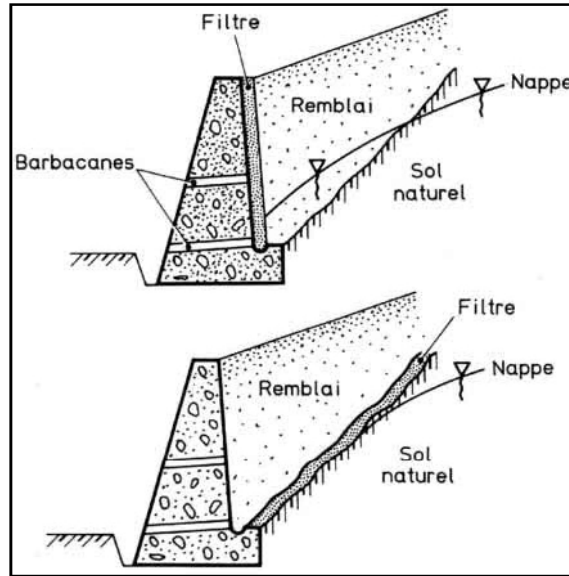


Fig.1.4. Dispositifs de drainage derrière un mur, d'après Schlosser (1995).

1.2.4.1 Sécurité contre le glissement de la base du mur.

Ce coefficient de sécurité F_G est défini comme le rapport de la force résistante de cisaillement à la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base.

Si R est la force de réaction, T et N ses composantes suivant la base du mur et la normale (figure 1.5), $(\tan \delta)$ le coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base du mur, le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement a pour expression :

$$F_G = \frac{N}{T} \tan \delta \quad (1.1)$$

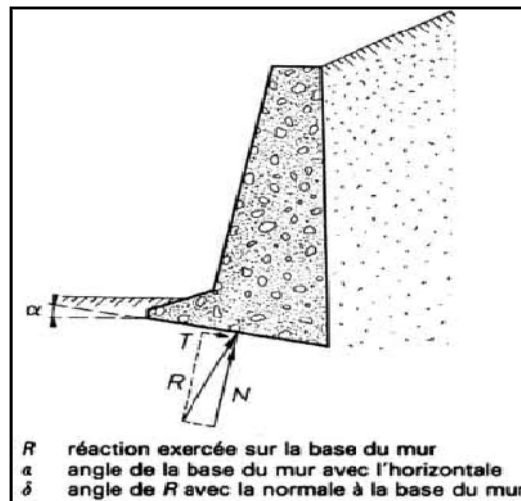


Fig.1.5. Sécurité vis-à-vis un glissement de la base du mur, d'après Schlosser (1995).

Généralement, on ne tient pas compte, dans la détermination de la force R , de la butée des terres qui s'exerce sur la partie frontale du mur. Pour un contact sol-béton, on accepte que le frottement sol-mur sur la base a la même valeur qu'au parement :

$\delta = \frac{2}{3}\varphi$ où φ est l'angle de frottement interne du sol, le coefficient de sécurité F_G doit être supérieur ou égal à 1,5.

1.2.4.2 Sécurité au renversement.

La sécurité au renversement d'un mur traduit son équilibre statique par rapport au moment des forces exercées. Le coefficient de sécurité est calculé en considérant l'équilibre limite.

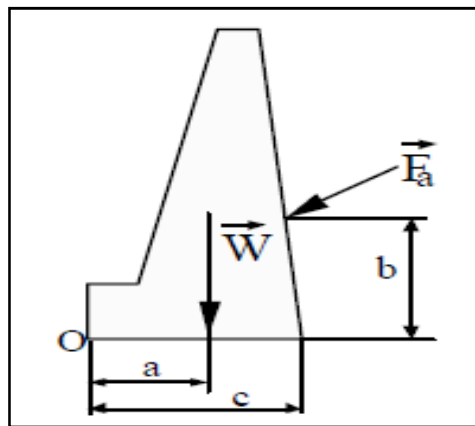


Fig.1.6. Sécurité au renversement.

Au-dessus de la base, le mur est sollicité par deux types de forces (figure 1.6) :

- des forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure ; principalement la force de poussée ;
- des forces qui tendent à stabiliser le mur autour de cette arête ; principalement le poids du mur.

Si M_1 et M_2 sont les moments de ces forces autour O, on définit le coefficient de

sécurité au renversement F_R par:
$$F_R = \frac{M_2}{M_1} = \frac{Wa + F_v c}{F_h b} \quad (1.2)$$

La valeur de F_R doit être supérieure ou égale à 1,5 ; où F_v et F_h sont les composantes verticale et horizontale de F_a respectivement.

1.2.4.3 Sécurité contre le poinçonnement.

La sécurité vis-à-vis la rupture du sol de fondation est obtenue, par l'adoption d'un coefficient de sécurité égal à 3 sur la capacité portante du sol de fondation relative à une charge excentrée et inclinée.

L'étude de la capacité portante q repose soit sur des essais de laboratoire, soit sur des essais en place.

Pour tenir compte de l'excentrement e de la charge, on peut utiliser fréquemment la **formule de Meyerhof** qui consiste à calculer la force portante sur la largeur réduite $(B - 2e)$ de la semelle.

- **Méthode basée sur les essais en laboratoire ;**

$$q = (B - 2e)q_a \quad (1.3)$$

$$\text{Avec } q_a = q_0 + \frac{1}{3} \left[cN_c + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 (N_q - 1) \right] \quad (1.4)$$

où γ est le poids volumique du sol.

Les coefficients N_q , N_c et N_γ dépendent de l'angle de frottement interne φ et de l'inclinaison de la charge.

- **Méthode basée sur les essais en place ;** (par exemple, la méthode pressiométrique)

La force portante est :

$$q = (B - 2e)q_a \quad (1.5)$$

$$\text{avec } q_a = q_0 + \frac{k_p}{3} (p_l - p_0) \quad (1.6)$$

où q est la pression limite déterminée au pressiomètre, p_0 et q_0 sont les contraintes initiales dans le sol, q_a est la pression admissible.

Le facteur de portance k_p dépend à la fois de la géométrie de la fondation et de la nature du sol.

La force portante Q du sol de fondation doit être supérieure ou égale à la composante verticale R_v de la réaction sur la base.

On compare la capacité portante q_a , calculée précédemment, par la contrainte de référence q_r , qui est la contrainte verticale existant aux trois quarts de la largeur comprimée dans l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes verticales à la base du mur (figure 1.7).

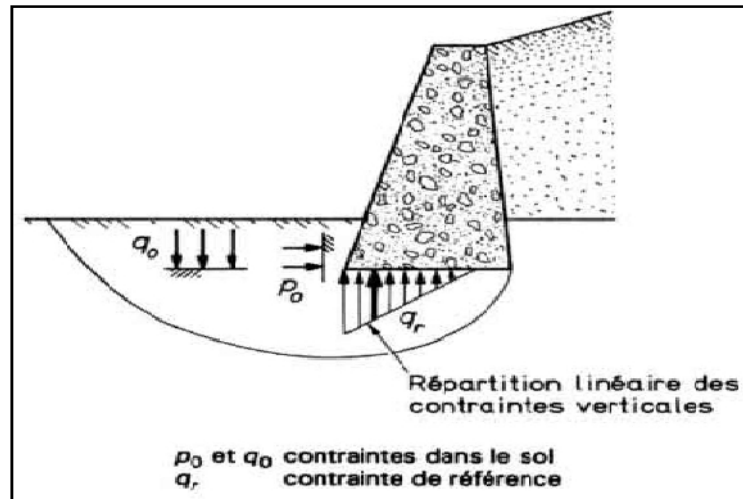


Fig.1.7. Surface de rupture du sol de fondation, d'après Schlosser (1995).

1.2.4.4 Sécurité au grand glissement.

Il y a rupture du mur par glissement global quand la partie du massif de sol qui glisse englobe le mur (figure 1.8). Le coefficient de sécurité correspondant est le rapport du moment des forces motrices (forces de pesanteur) au moment des forces résistantes mobilisables le long de la surface de rupture.

On utilise, en général, des surfaces de rupture cylindriques, à section circulaire, et l'on détermine par un calcul systématique, le plus souvent fait à l'ordinateur, la valeur minimale du coefficient de sécurité et la position du cercle de la rupture correspondant.

La méthode la plus fréquemment adaptée est la méthode des tranches de Bishop.

La valeur du coefficient de sécurité doit être supérieure ou égale à 1,5.

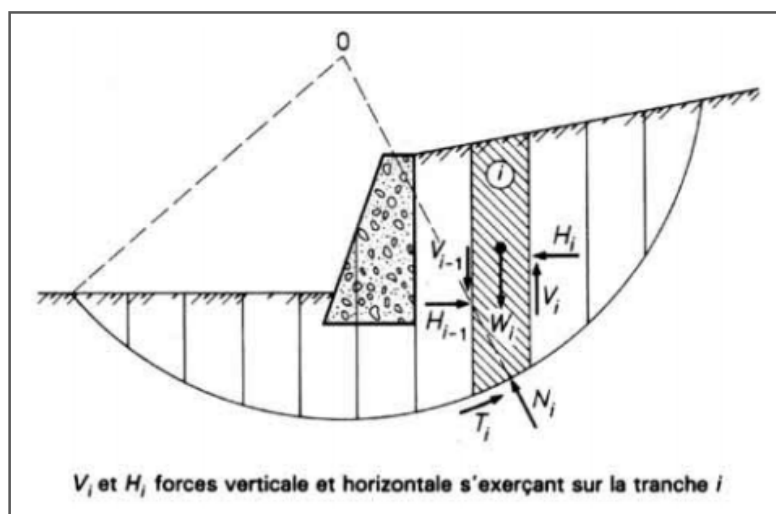


Fig.1.8. Rupture par grand glissement, d'après Schlosser (1995).

1.2.5 Différentes étapes de calcul de la stabilité d'un ouvrage de soutènement.

La figure 1.9 montre la démarche pour examiner la stabilité d'un ouvrage de soutènement rigide.

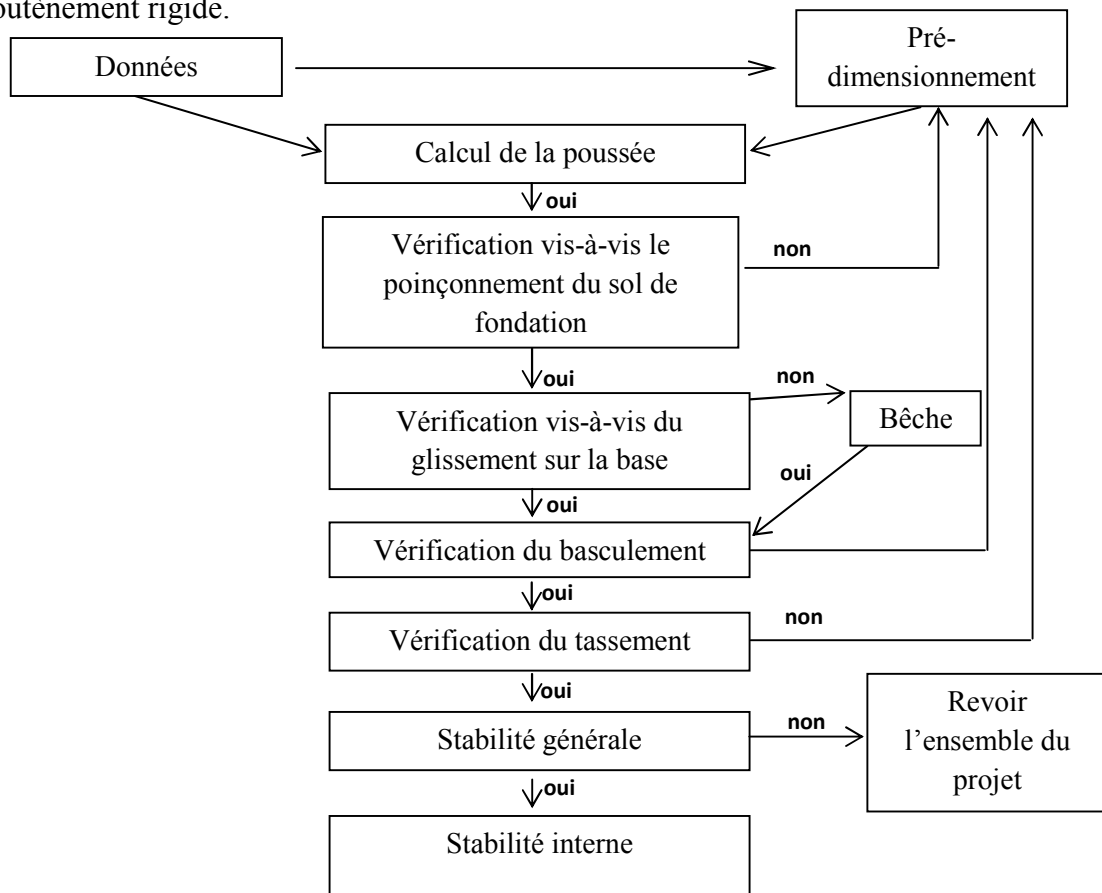


Fig.1.9. Différentes étapes de calcul de la stabilité d'un ouvrage de soutènement, d'après Soukatchoff et al.(2003).

1.3 Généralités sur les effets des séismes.

1.3.1 Introduction.

L'analyse des mécanismes et des caractéristiques d'un séisme montre que l'action sismique est avant tout définie par un mouvement de sol. Ce mouvement peut être caractérisé en termes de déplacement, vitesse ou accélération. Chacun de ces paramètres fluctue avec le temps et suivant toutes les directions de l'espace.

L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action. Un mouvement de terre est le phénomène géodynamique le plus répandue, il se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur provoquant des ondes

sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active).

Les tremblements de terre sont couramment provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). L'endroit où se produit le séisme est appelé foyer ou hypocentre, le point de la surface du sol directement au-dessus est appelé épïcentre. Dans l'état actuel, il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où un séisme va se produire, mais il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence.

Certains sols sableux ou limoneux saturés peuvent présenter une bonne capacité portante pour les charges statiques, mais lorsqu'ils sont soumis à un tremblement de terre, ils peuvent se liquéfier.

1.3.2 Les catégories de séismes.

Les séismes peuvent se classés selon leur mode de génération comme il est montré sur le tableau 1.2.

Tableau 1.2: Classement des séismes selon leur mode de génération (source: <http://eost.u-strasbourg.fr>).

Mécanisme à l'hypocentre	Séismes naturels	Séismes artificiels/anthropiques
Jeu d'une faille	Séismes tectoniques : Rupture soudaine des roches.	Mise en eau d'un grand barrage. Exploitation de gaz...
Explosion	Séismes volcaniques : Fracturation des roches dues à l'intrusion de magma. Dégazage, oscillation propre du réservoir magmatique.	Tirs d'explosion sismique. Tirs de mines et carrières. Essais nucléaires souterrains.
Implosion	Séismes d'effondrement: Effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire. Effondrement lié à un grand glissement de terrain.	Phénomènes dynamiques d'origine minière (effondrements...).

On s'intéresse aux séismes tectoniques.

1.3.2.1 Les séismes tectoniques.

Ce sont les plus courants et les plus meurtriers. En effet, même si un nombre infime de ces séismes sont destructeurs, certains sont paroxysmiques et entraînent des

catastrophes parmi les mauvais que l'on connaisse. On distingue généralement trois types de mouvements (figure 1.10):

- 1/ un mouvement latéral, lorsqu'une plaque se déplace latéralement par rapport à une autre ;
- 2/ des mouvements divergents, lorsqu'une plaque s'éloigne d'une autre, formant une tranchée océanique ;
- 3/ un mouvement de subduction, lorsque deux plaques convergent, forçant l'une à s'enfoncer sous l'autre.

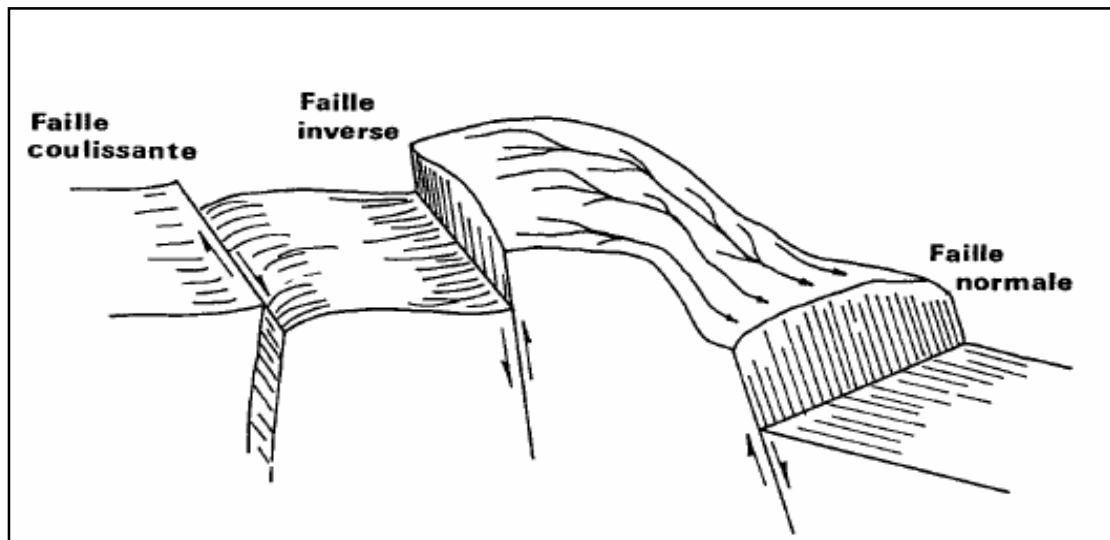


Fig.1.10. Mouvement des failles, d'après Pecker (1984).

Généralement, les séismes sont dus aux mouvements des plaques tectoniques terrestres (figure 1.11).

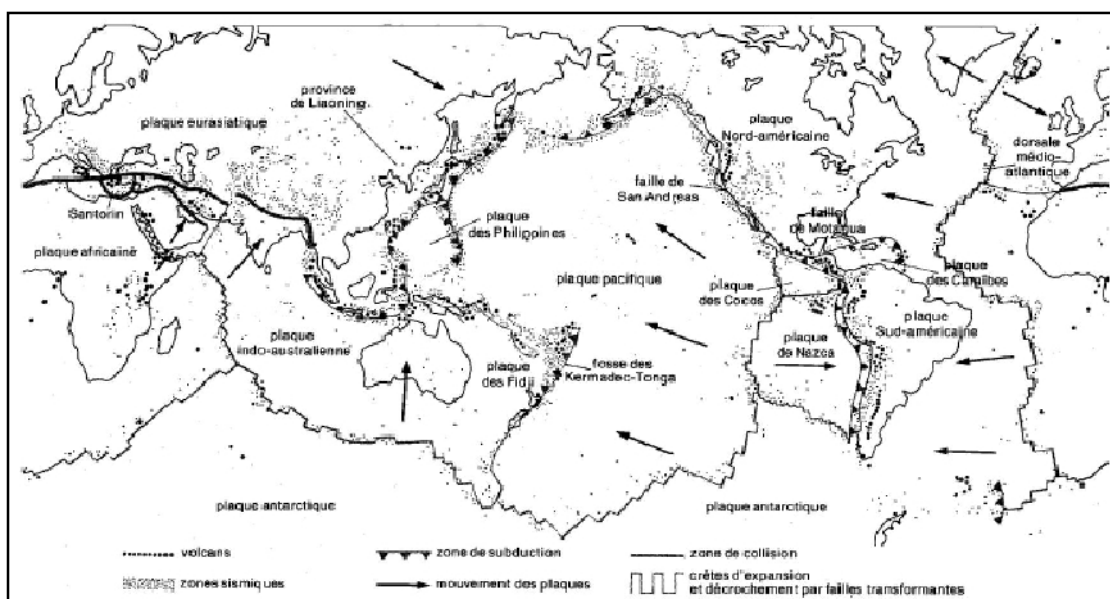


Fig.1.11. Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents (petits points), ainsi que les volcans (gros points), d'après Yelles Chaouche (1993).

1.4.4 Les ondes sismiques.

1.3.4.1 Généralités.

La fréquence moyenne d'une vibration peut varier selon la nature de la secousse d'origine, la compacité du matériau traversé et la distance parcourue dans la gamme de plus de 500 Hz à moins de 0,01 Hz. Les vibrations dans l'intervalle de 0,1 à 2 secondes de période ($f = 0,5$ à 10 Hz) affectent le plus les bâtiments courants.

Par conséquent, à l'origine, le spectre des fréquences de la vibration est très étendu. Le filtrage des hautes fréquences se fait progressivement selon le chemin parcouru et les matériaux traversés ; les matériaux arrêtent des fréquences d'autant plus basses qu'ils sont peu compacts.

Distinguons deux grands types d'ondes émises par un séisme : les ondes de fond, celles qui traversent la terre et qui comprennent les ondes *S* et *P*, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'à la surface et auxquelles appartiennent, en particulier, les ondes de *Love* et de *Rayleigh*.

1.3.4.2 Les ondes de fond (de volume).

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes:

1.3.4.2.1 Les ondes primaires P.

Elles s'appellent aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Ces ondes sont comparables aux ondes sonores, elles se propagent dans tous les états de la matière avec une vitesse de 7 à 8 km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées). Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre. La vitesse de ces ondes a pour expression:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (1.7)$$

1.3.4.2.2 Les ondes secondaires S.

Elles s'appellent aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. Ces ondes ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde si bien qu'à leur passage, les

mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Elles apparaissent en second sur les sismogrammes.

Ces ondes se déplacent avec une vitesse de 4 à 5 km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume (figure 1.12). La vitesse de ces ondes est donnée par :

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.8)$$

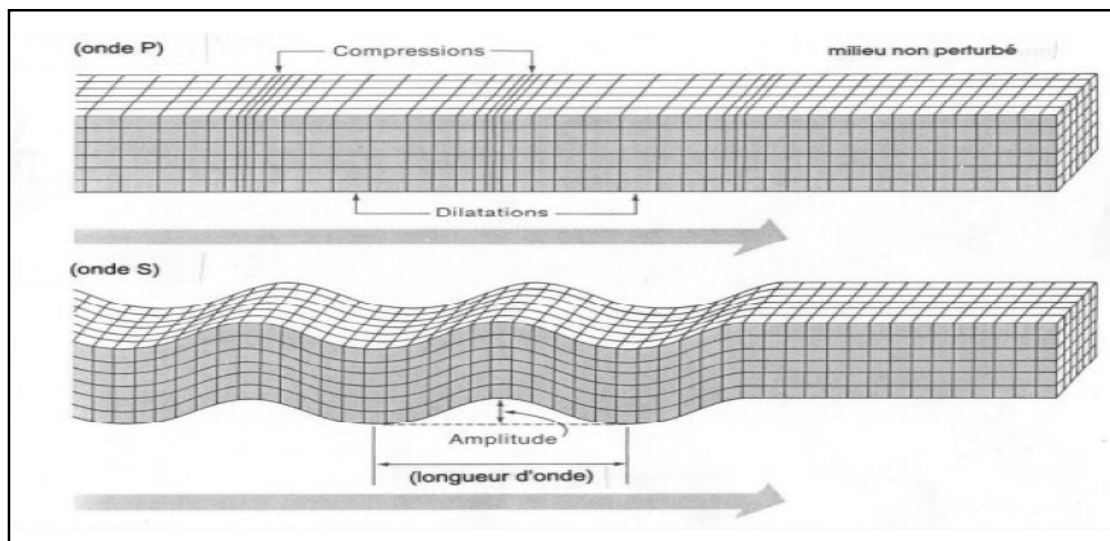


Fig.1.12. Les ondes de volume (source: IPSN)

où ;

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (1.9)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.10)$$

λ et G sont les constantes de Lamé.

Remarquons que le rapport ;

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \quad (1.11)$$

ne dépend que du coefficient de Poisson ν ; Soit :

$$\nu = 0 \quad \text{correspond à} \quad \frac{v_p}{v_s} = 1,41$$

$$\nu=0,15 \quad \text{correspond à} \quad \frac{v_p}{v_s} = 1,56$$

$$\nu=0,25 \quad \text{correspond à} \quad \frac{v_p}{v_s} = 1,71$$

1.3.4.3 Les ondes de surfaces.

Il s'agit des ondes planes et plus longues, et qui se propagent en surface d'une vitesse plus lente que celle des ondes de volume. On distingue principalement :

1.3.4.3.1 Les ondes de Love.

Le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S sans mouvement vertical (oscillation horizontale). Aussi ne les enregistre-t-on que sur les composantes horizontales du sismomètre (figure 1.13). Elles impriment au sol un mouvement de vibrations latérales ou ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. Elles se propagent à environ de 4 km/s. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation. Elles n'engendrent que des contraintes de cisaillement.

1.3.4.3.2 Les ondes de Rayleigh.

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation (figure 1.13). Ce mouvement est semblable au mouvement d'une houle, il entraîne des compressions (ou des tractions) ainsi que des cisaillements dans le sol.

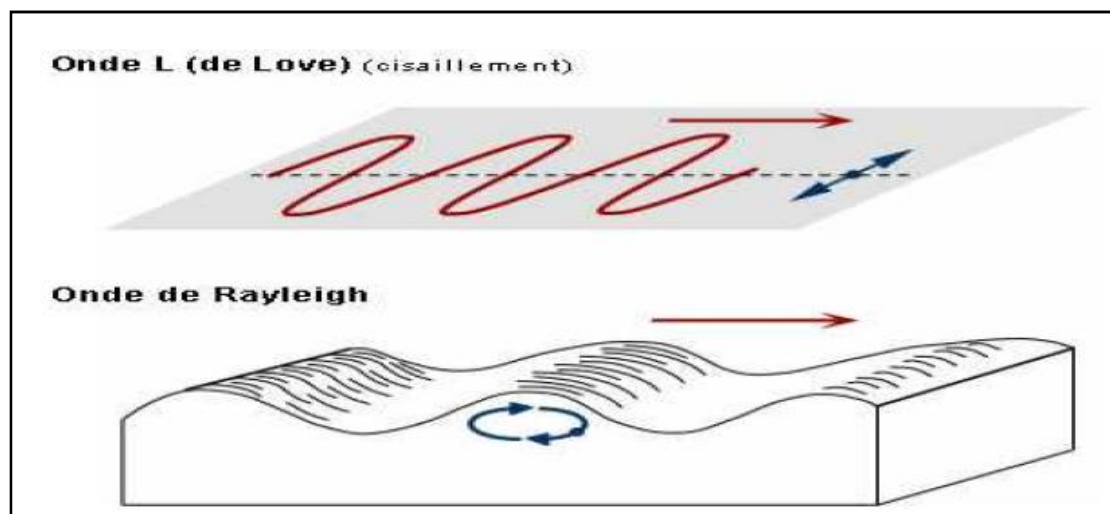


Fig.1.13. Les ondes de surface (source: Université de Laval)

Ces ondes sont enregistrées sur les trois composantes du sismomètre. Elles sont moins rapides que les ondes de Love. Les vibrations engendrées par ces ondes durent plusieurs minutes. Les ondes de surface ont des vitesses de propagation de 1,5 à 5 km/s dans les terrains compacts ou rocheux et de 0,5 à 1,5 km/s dans les terrains meubles.

1.3.5 Caractéristiques des séismes.

1.3.5.1 Le foyer.

Le foyer (ou l'hypocentre) est l'emplacement de la rupture des roches en profondeur. C'est la région de la faille d'où partent les ondes sismiques.

1.3.5.2 L'épicentre.

L'épicentre est le point de la surface terrestre situé à la verticale d'hypocentre. Le centre de la zone de plus forte intensité est appelé l'*épicentre macrosismique*. Il peut être différent de l'*épicentre réel*, dit *micro-sismique*, à cause de présence d'alluvions ou des reliefs pouvant amplifier les ondes sismiques (figure 1.14).

Les enregistrements effectués montrent qu'il n'y a pas de direction horizontale favorisée devant une autre; par exemple les accélérogrammes du séisme de San

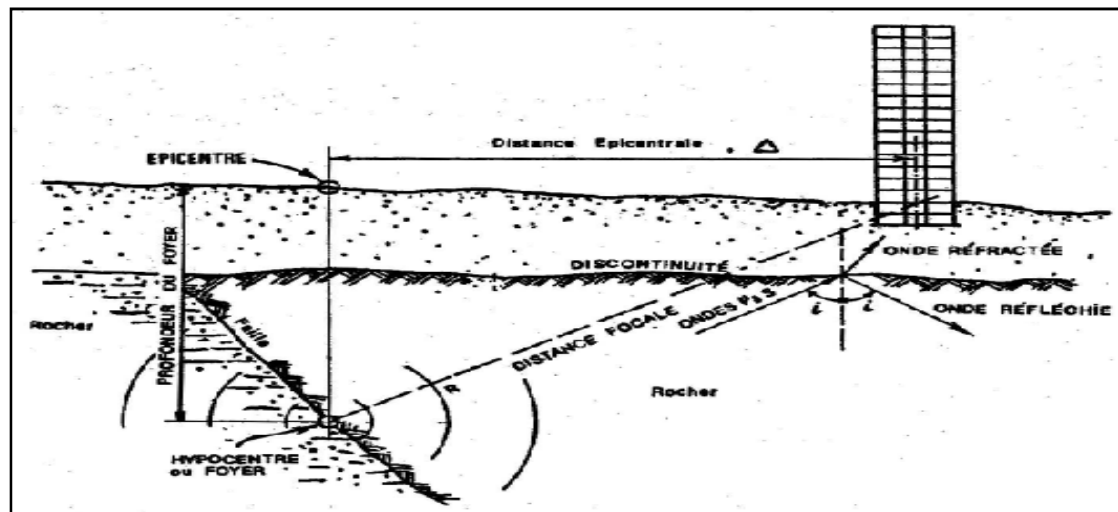


Fig.1.14. Trajectoire des ondes sismiques, d'après Capra & Davidovici (1982).

Francisco du 22 mars 1957 enregistrés à *Golden Gate Park* suivant la direction Est-Ouest et Nord-Sud, indiquent que les accélérations maximales sont comparables (figure 1.15).

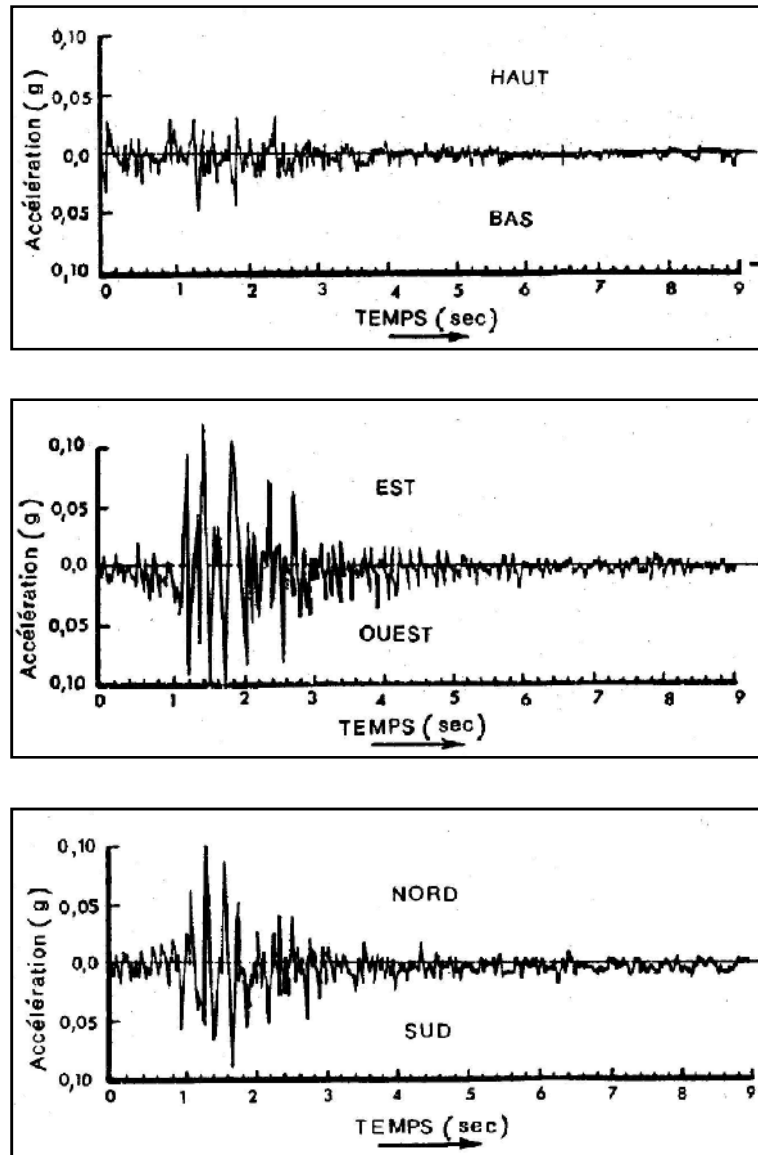


Fig.1.15. Séisme de San Francisco du 22 mars 1967 enregistré à *Golden Gate Park*, d'après Capra & Davidovici (1982).

1.3.5.3 La magnitude.

Pour un séisme quelconque, il n'y a pas de magnitude unique. Distinguons la magnitude des ondes de volumes, la magnitude des ondes de surface M_S et la magnitude locale M_L définie par l'Américain Charles Francis Richter en 1935 pour les séismes de Californie, celle-ci est une fonction de l'amplitude maximale qu'enregistrerait un sismographe particulier à 100 km de l'épicentre. Cette magnitude est actuellement utilisée d'une manière universelle.

En pratique, la magnitude d'une secousse sismique est déterminée d'après les enregistrements des mouvements du sol effectués en un certain nombre de points d'observation situés à des distances quelconques de l'épicentre. La magnitude est la

mesure de la quantité d'énergie libérée lors d'un séisme. C'est une valeur intrinsèque du séisme, indépendante du lieu d'observation, des rapports de la population. Richter l'a définie comme suit :

$$M = k (\log A - \log A_0) \quad (1.12)$$

Où, A : l'amplitude des mouvements du sol dus au séisme considéré, mesurée par les sismographes à une distance donnée de l'épicentre (100 km).

k : un coefficient multiplicateur.

Ce paramètre n'a pas de limites inférieure ou supérieure. En réalité, sa valeur minimale est liée à la sensibilité du sismographe (un sismographe très sensible peut enregistrer une magnitude d'ordre de (-2) , équivalente à l'énergie dégagée par la chute d'une brique sur le sol d'une hauteur de 1 mètre). Sa valeur maximale est liée à la résistance de la lithosphère, aux forces tectoniques et à la longueur maximale de la faille susceptible de se fracturer d'un seul coup. Le séisme de plus grande magnitude connu au cours de ce siècle est celui du Chili en 1960, de magnitude 9,5 ; la zone de rupture de la faille a atteint plus de 1000 km de long. Les séismes de magnitude supérieure à 9 sont très rares et la magnitude 10 semble être une limite raisonnable compte tenu de la solidité des roches et de la fragmentation des failles.

Les différentes échelles de magnitude sont les suivantes :

- **La magnitude locale M_L** : elle est appropriée à celle de Richter, elle est utilisée pour des séismes dits locaux. L'échelle comprend 9 degrés. Plusieurs relations empiriques ont été proposées pour relier l'énergie libérée d'un séisme sous forme radiative E_r (en ergs) et la magnitude, par exemple:

$$\text{Log}E_r = 11.4 + 1,5M_L \quad (1.13)$$

On n'a pas encore mesuré plus de $M_L=8.5$, ce qui est considérable. La magnitude est définie à partir de l'amplitude maximale des ondes P et des ondes de surface. Elle est toujours moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrections locales.

- **La magnitude de durée M_D ou M_τ** : on l'utilise également pour des séismes proches mais elle est définie à partir de la durée du signal.

- **La magnitude des ondes de surface M_S** : elle est utilisée pour les séismes lointains, dits télé-séismes, dont la profondeur est inférieure à 80 km. Elle se calcule à partir de l'amplitude des ondes de surface.

- **La magnitude des ondes de volume M_B** : cette magnitude est définie pour tous les télé-séismes et particulièrement pour les séismes profonds, puisque ceux-ci génèrent

difficilement des ondes de surface. Elle est calculée à partir de l'amplitude de l'onde P qui arrive au début du sismogramme.

• **La magnitude d'énergie ou de Kanamori M_W** : elle est définie pour les très gros séismes. Elle est calculée à partir d'un modèle physique très théorique de double couple qui provoquerait la fracture à l'origine du séisme et est reliée au moment sismique m_0 :

$$m_0 = \mu SD \quad (1.14)$$

Où ; μ : représente la rigidité du milieu.

S : le déplacement moyen de la faille.

D : la surface de la faille.

Les résultats diffèrent beaucoup plus pour les très gros séismes, ceux dont la magnitude est supérieure à 7. Le calcul des magnitudes M_S et M_W est alors mieux adapté.

1.3.5.4 L'intensité.

Elle correspond à l'estimation des effets et dégâts observés et ressentis par l'homme sur le terrain en un lieu donné. L'intensité varie suivant l'éloignement du foyer, la nature du sol, l'effet de site... Elle est généralement maximale à l'aplomb de site (*intensité épiscopentrale*) et elle décroît avec la distance (sauf effets de site, sur terrain sédimentaire par exemple).

Elle est d'autant plus importante que le foyer est superficiel. Une forte intensité est souvent associée à des zones de roches molles (sable, vase, argile et remblais), alors qu'on note une faible intensité dans des zones de roches plus solides (grès).

Pour mesurer les effets d'un séisme en un lieu donné de la surface du sol, les sismologues ont établi des *échelles d'intensité* dans lesquelles le degré d'intensité établi sur un ensemble de critères tels que les dégâts subis par les constructions, les modifications de la surface du sol ou les impressions des témoins, caractérise le niveau de sévérité de la secousse sismique. Ces échelles font donc appel à une bonne part de subjectivité.

1.3.5.4.1 Diversité des échelles d'intensité macrosismique.

La première véritable échelle macrosismique reposant sur des critères précis ne fut mise au point qu'en 1883 par l'Italien De Rossi et le Suisse Forel. Elle était limitée à 10 degrés. En 1902, le sismologue et volcanologue Italien Mercalli, proposa une

échelle plus détaillée qui fut ensuite élargie à 12 degrés par Cancani, puis présentée sous une forme plus élaborée par Sieberg. Dénommée échelle MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg), et fondée sur un questionnaire d'informations, base de l'enquête macrosismique établie auprès d'un grand nombre d'observateurs, l'échelle était d'abord essentiellement descriptive. Au fur et à mesure, souvent après l'apparition de séismes destructeurs, elle fut modifiée pour prendre en compte de nouveaux critères et servir de base à l'établissement de règlements de construction.

Ainsi fut mise au point en 1931, par les californiens Wood et Neumann, l'échelle Mercalli modifiée, dont une version améliorée en 1956 par Richter, est encore utilisée actuellement dans le monde.

Cependant, d'autres échelles se développèrent dans d'autres pays pour prendre en compte les spécificités nationales aussi bien constructives que sismiques. Une compilation des échelles macrosismiques les plus utilisées fut proposée en 1964 par les sismologues Medvedev, Sponheuer et Karnik. Cette échelle, dite échelle MSK est actuellement utilisée par la France et dans la plupart des pays d'Europe.

L'échelle Mercalli modifiée comme l'échelle MSK comportent douze degrés d'endommagement et sont numérotées en chiffres romains de I à XII.

Le degré I correspond aux secousses les plus faibles, à un séisme non perceptible.

Le degré V correspond aux faibles dommages.

Le degré XII correspond aux secousses les plus fortes, celles ayant entraîné une destruction totale des bâtiments et un changement total du paysage.

1.3.6 Les facteurs désespérants.

Pour le matériau terrestre, qui n'est ni homogène, ni isotrope, ni élastique, comme le demanderait la théorie, les effets des vibrations, hormis les problèmes éventuels posés par la rupture en surface de la faille, dépendent des caractéristiques réelles de ce matériau, et notamment de sa compacité et de sa teneur en eau. Un massif rocheux compact est relativement proche du modèle théorique ; en général, il vibre sans que sa structure soit sensiblement altérée. Il n'en va pas de même d'une formation de matériau meuble ; sa structure tend à se compacter en passant généralement par une phase de réaménagement des grains. Deux types d'effets peuvent alors être mis en évidence :

- des effets directs, dus à la modification d'action vibratoire; qui peuvent conduire à des «effets de site»;

- des effets induits, dus à des ruptures du sol (affaissements, glissements, éboulements et même liquéfactions si la structure est saturée) qui peuvent modifier l'environnement. Autre effet induit possible, le tsunami, ou raz-de-marée, pouvant être provoqué par un tremblement de terre ou une éruption volcanique.

1.3.6.1 Les effets de site.

Les irrégularités de la surface topographique et la présence de couches géologiques souterraines de nature et géométrie variables, peuvent accroître les effets dévastateurs d'un séisme par modification des caractéristiques du mouvement vibratoire.

Deux grands ensembles d'effets de site peuvent être distingués :

- ***Les effets de site topographiques:***

Les sommets des buttes, des crêtes allongées, les rebords de plateaux et de falaises sont souvent le siège d'amplifications importantes, intéressant une large gamme de constructions.

- ***Les effets de site liés à la structure et à la nature du sous-sol:***

Les caractéristiques mécaniques de certaines formations superficielles (densité, rigidité, compressibilité...), la géométrie de ces formations (empilement, remplissage de fond de vallée, contact tectonique ou stratigraphique) sont susceptibles de modifier le signal sismique. Il s'agit de zones présentant deux séries lithologiques très contrastées, par rapport aux vitesses des ondes de cisaillement, la série la plus rigide correspond au substratum. Plus particulièrement, les ondes peuvent être amplifiées par des dépôts sédimentaires récents.

1.3.6.2 La liquéfaction.

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (éventuellement en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité anthropique).

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance au cisaillement d'un matériau sableux saturé en eau, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. C'est-à-dire que la pression de l'eau entre les grains réduit leur capacité à s'accrocher les uns aux autres : ils peuvent se mettre à rouler tels des billes, et le milieu se comporte mécaniquement comme un liquide (figure 1.16).

La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol qui se liquéfie, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

La liquéfaction concerne certaines formations géologiques définies par :

- leur nature : sables, limons, vases,
- leur cohésion : formations peu compactes,
- leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau,
- leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm.

Ces formations sont présentes dans les plaines et vallées alluviales.

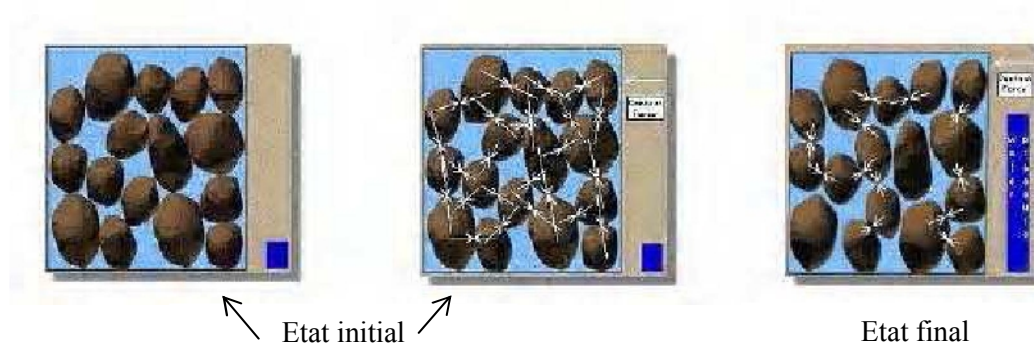


Fig.1.16. Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.

⇒ : Représente la force de contact entre les particules.

■ : Représente le niveau de la pression interstitielle.

1.3.6.3 Les tsunamis.

Un séisme déclenché dans la croûte océanique engendre un mouvement oscillatoire de l'eau (figure 1.17). L'amplitude de ces ondes dépend de la profondeur. En eau profonde, un tsunami est à peine perceptible ; il ne se distingue pas d'une vague (moins d'un mètre d'amplitude). Il peut parcourir ainsi des dizaines de milliers de kilomètres, puis il s'enfle près des côtes pour atteindre des amplitudes allant jusqu'à 30 m dans les baies en forme de V (de telles vagues ont déjà été observées à *Hawaï* et au *Japon*). On peut aisément imaginer leur effet destructeur sur les zones côtières habitées (*Chili*).

Les tsunamis se propagent dans toutes les directions et leur vitesse est fonction de la profondeur de l'eau. Dans les grands bassins océaniques, leur vitesse moyenne est de 700 km/h (entre 500 et 800 km/h) et leur périodicité est de l'ordre de 15 à 60 minutes. Ainsi, un raz-de-marée initié par un séisme qui se sera produit à 1000 km des côtes viendra frapper ces côtes une à 2 heures plus tard. Cette grande différence de vitesse

de propagation entre ondes sismiques et tsunamis permet de prévoir ces derniers si la distance de l'épicentre à la région menacée est supérieure à 2000 km. En raison des importantes zones sismiques qui courent autour du Pacifique, les pays de la zone circumpacifique sont les plus menacés par les tsunamis. De plus, de tels phénomènes ayant des effets particulièrement redoutables sur les îles basses, les *DOM-TOM* et les îles polynésiennes se trouvent être les plus menacés par ce type de risque.

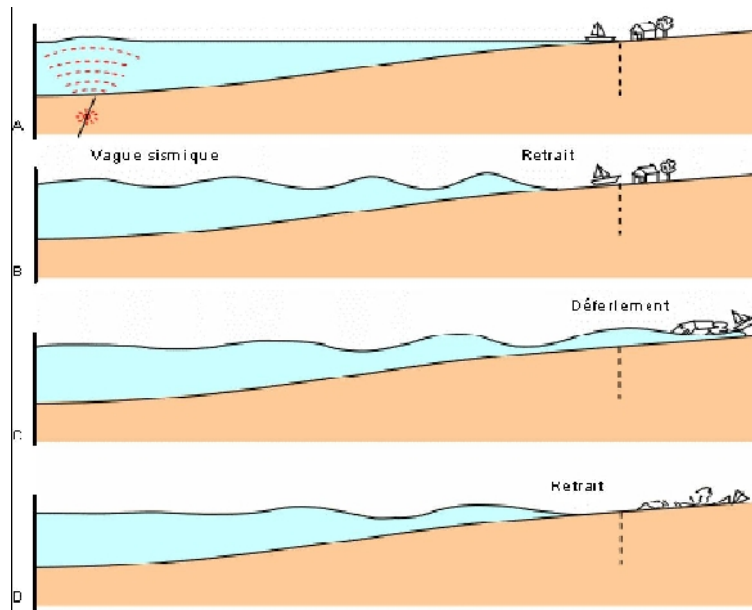


Fig.1.17. Mécanisme d'un tsunami (source: Université de Laval).

1.3.6.4 Les mouvements de terrain.

Les séismes peuvent déclencher des mouvements de terrains tels que des glissements de terrain, des éboulements des chutes de blocs, des effondrements de cavités souterraines. L'intensité de ces phénomènes peut être très importante et induire des dégâts considérables. Le séisme d'*IZMIT (Turquie)* survenu le 17 août 1999 a provoqué pratiquement tous les phénomènes possibles, depuis les mouvements de terrain, les éboulements rocheux le long des escarpements jusqu'aux grands déplacements du sol, par glissement et affaissement se traduisant même par des immersions locales de terrains en bordures de mer (région de *Gölçuk*). Ces phénomènes ont affecté aussi bien les fonds marins que les sols.

1.3.7 L'Algérie et le risque sismique.

L'Algérie est partagée en deux unités tectoniques importantes séparées par la faille sud-atlasique. Le nord porte l'empreinte de la tectonique alpine tandis que le sud formé par la plateforme saharienne est relativement stable.

Ce pays est situé sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques ; la plaque Eurasienne et la plaque Africaine. Le séisme de *Zemmouri-Boumerdes* survenu le 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif produit par la remontée nord-ouest de la plaque Africaine contre la plaque Eurasienne. D'après le modèle global (Argus *et al.* 1991, AFPS, 2003), la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 *mm/an* dans la région d'Alger (figure 1.18).

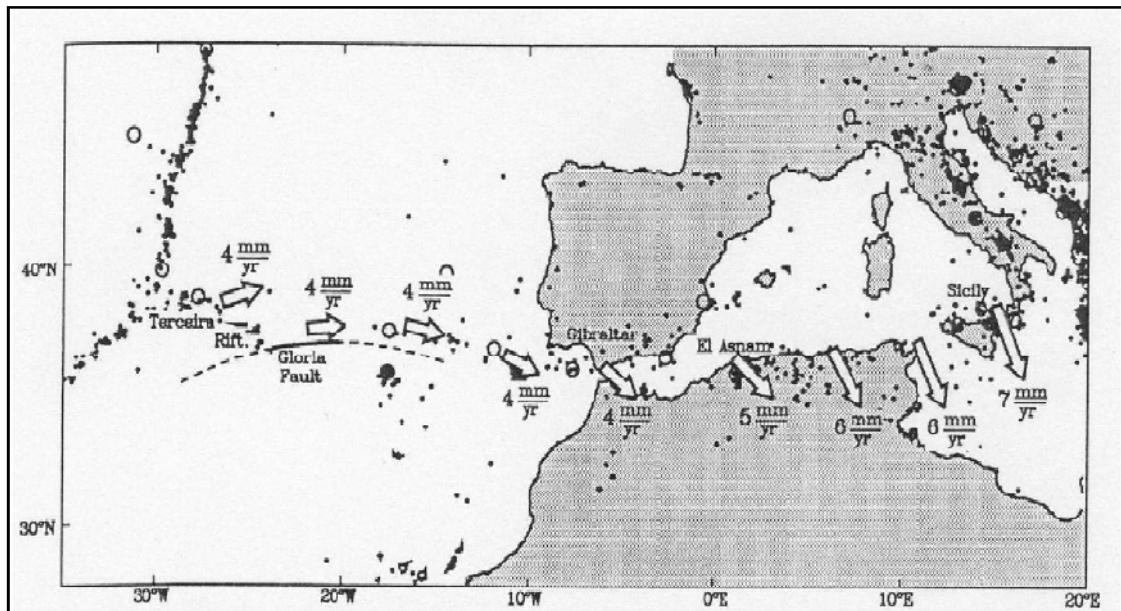


Fig.1.18. Carte géodynamique de l'Afrique du nord (Argus et al. (1991), <http://east.u-strasbourg.fr>)

L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au miocène inférieur (figure 1.19).

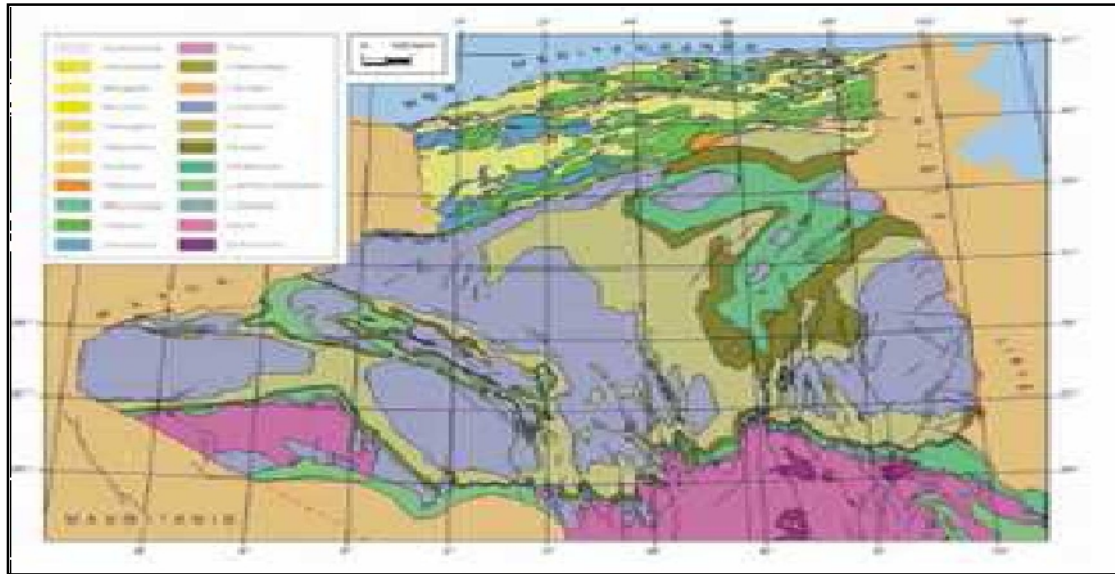


Fig.1.19. Géologie de l'Algérie (www.mem-algeria.org).

Les cartes sismo-tectoniques disponibles pour le nord de l'Algérie se divisent en deux types ; d'une part des failles décrochant comme la faille de *Thénia* (figure 1.20) et d'autre part, des failles en compression avec des prolongements marins probables. Ainsi, les failles bordant la *Mitidja* et le *Sahel* se prolongeraient en mer au large de la côte entre *Boumerdès* et *Dellys*.

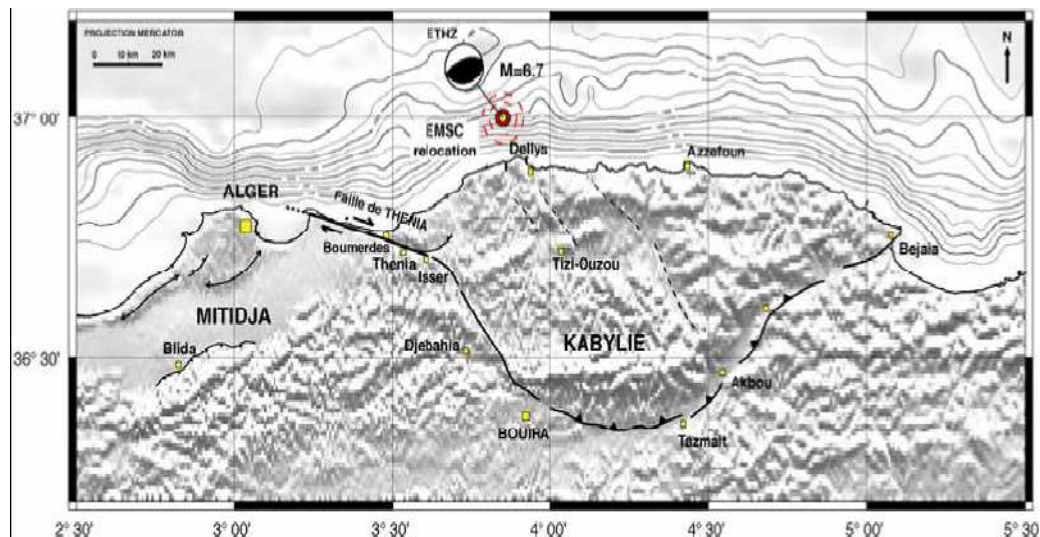


Fig.1.20. Faille de *Thénia* et localisation du séisme du 21 mai 2003, d'après Boudiaf, <http://east.u-strasbourg.fr>.

Le séisme du 21 mai 2003, très important, s'est produit dans une zone où l'activité sismique était considérée comme modérée par rapport à la sismicité d'autres régions de l'Algérie. Au cours de ce séisme, une faille importante de l'ordre de quelques dizaines de kilomètres, a été activée. Cette faille n'est pas cartographiée.

1.4 Conclusion

Les murs de soutènement se révèlent parfois nécessaires. Pour assurer leur solidité, leur construction obéit à des règles très strictes. L'objectif est d'aplanir le terrain, de réaliser une terrasse, ou bien border une voie d'accès, etc....

Ces ouvrages ne doivent pas être réalisés à la légère : les contraintes qui s'exercent sur les murs de soutènement sont très importantes, et tout particulièrement lorsqu'il s'agit de retenir du remblai saturé sous sollicitation sismique. La mauvaise mise en œuvre des règles de construction se soldent par une sanction sans appel ; fissuration dans le meilleur des cas, effondrement dans le pire.

L'analyse des mécanismes et des caractéristiques d'un séisme montre que l'action sismique est avant tout définie par un mouvement de sol. Ce mouvement peut être caractérisé en termes de déplacement, vitesse ou accélération.

Généralement, l'accélération et le déplacement sont considérés comme caractéristiques temporelles de l'action sismique. Cette dernière se propage à travers les constructions par leurs appuis. L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action.

Chapitre 2:

MÉTHODES DE CALCUL

2.1 Introduction.

Un des problèmes fondamentaux en mécanique des sols, est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci.

Les méthodes d'évaluation des pressions statiques des terres, sont essentielles pour la conception. Elles forment également la base des méthodes simplifiées, pour déterminer les pressions dynamiques des terres liées aux séismes. Ce chapitre décrit des procédures pour calculer les pressions des terres, en zone maintenant des structures soumises à des chargements statiques, ainsi à des chargements dynamiques.

Pour les chargements statiques, cinq méthodes sont décrites ; les théories classiques des pressions des terres de Rankine, Coulomb, Boussinesq, Sokolovski et la méthode d'analyse limite. Des nombreux auteurs ont développé des relations pour des coefficients de poussée et de butée des terres, basées sur une hypothèse d'une surface logarithmique de rupture. Un des ensembles des coefficients les plus utilisés généralement, a été tabulé par Caquot & Kerisel (1948). Des valeurs représentatives de K_A de cet effort sont illustrées dans le tableau 2.1.

Pour les chargements dynamiques, trois approches fondamentales sont décrites ; les méthodes analytiques, les méthodes numériques et les méthodes expérimentales.

Les méthodes analytiques sont basées sur la méthode de Mononobe-Okabe (Mononobe et Matsuo 1929; Okabe 1924). Des modifications basées sur l'approche de Mononobe-Okabe sont développées au plus tard ; Kapila (1962), Arango (1969), Nadim & Whitman (1983), Richards & al. (1999), Wu & Finn (1999), Choudhury (2002), Fang & al. (2003), Ghosh (2008), Visone & Santucci de Magistris (2008), Kolathayar & Ghosh (2009). L'utilisation d'une construction graphique, telle que celle de Coulomb ou Melbye, a été décrite par Kabila (1962). Arango (1969) a développé une procédure simple pour obtenir la valeur de la pression latérale dynamique des terres, à l'état actif en utilisant la méthode de Coulomb. Ebeling & Morrison (1992), ont donné un rapport détaillé traitant les méthodes de calcul des pressions actives et passives des terres, en cas statique et dynamique.

Des résultats fournis, en utilisant la méthode expérimentale pour la mesure des pressions de contact, entre le sol et les ouvrages de soutènement ; Ichihara & Matsuzawa (1973), Shérif & Fang (1983), Matsuzawa et al. (1985), Gattermann (1998), Duca & al. (2003), Gattermann (2004) et Mundell (2009). D'autres essais sur des modèles réduits en présence d'eau, sont effectués par Dewoolkar & al. (2000), Sadrekarimi (2010). Ces essais ont donné un aperçu sur l'historique de génération des surpressions interstitielles, pendant une secousse dynamique, et ainsi des mesures directes des pressions latérales statiques et dynamiques.

Des analyses numériques en utilisant des divers codes de calcul, ont été employées pour estimer les pressions actives des terres, citons ; Alampalli & Elgamel (1990), Finn & al (1992), Iai & Kameoke (1993), Al-Homoud & Whitman (1999), Harkness & al. (2000), Green & Ebeling (2003), Klonaris & Gazetas (2005), Rouili & al. (2005), Bhattacharjee & Muralikrishna (2011), Tiznado & Rodríguez-Roa (2011), Jesmani & Alirezanejad (2011).

Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre.

2.2 Pression active statique.

2.2.1. Théorie de Rankine.

2.2.1.1 Introduction.

En plus des hypothèses suivantes :

- sol semi-infini, homogène, isotrope.
- condition de déformation plane.
- courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb.
- massif à surface libre plane.

Rankine (1857) avait rajouté l'hypothèse que, *la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif*. Cette théorie est la plus simple des théories des pressions des terres. L'inconvénient d'une telle hypothèse, est de ne pas tenir compte de la valeur du frottement mur/sol.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes, et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante.

La figure 2.1 montre trois types de remblai ; frottant ($c = 0, \varphi > 0$), cohérent ($c > 0, \varphi = 0$), ou une combinaison des deux ($c > 0, \varphi > 0$). Des méthodes de contraintes effectives et totales, sont employées dans l'analyse de stabilité des écrans de soutènement. Dans une analyse des contraintes effectives, la relation de la résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb, définit la résistance au cisaillement finale τ_f , du remblai est comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma'_n \tan \varphi \quad (2.1)$$

où c est la cohésion effective, σ'_n est la contrainte normale effective sur le plan de rupture, et φ est l'angle de frottement interne effectif. La contrainte effective σ' est donnée par :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.2)$$

où u est la pression d'eau interstitielle.

2.2.1.2 Etat actif - sols pulvérulents.

La pression active des terres se résulte, quand les mouvements de mur dus au remblai, sont suffisants pour mobiliser entièrement, la résistance au cisaillement dans le massif du sol derrière le mur, en utilisant le coefficient de poussée K_A :

$$\sigma_A = K_A \cdot \gamma z \tag{2.3}$$

Si les contraintes de cisaillement sont nulles, sur les plans verticaux et horizontaux, le coefficient de poussée de Rankine K_A , est égal à :

$$K_A = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \tag{2.4}$$

Suivant les indications de la figure 2.1(a), une surface plane de glissement se prolonge du talon vers le haut du mur, incliné d'un angle α_A avec l'horizontal. Pour un remblai frottant:

$$\alpha_A = 45 + \frac{\phi}{2} \tag{2.5}$$

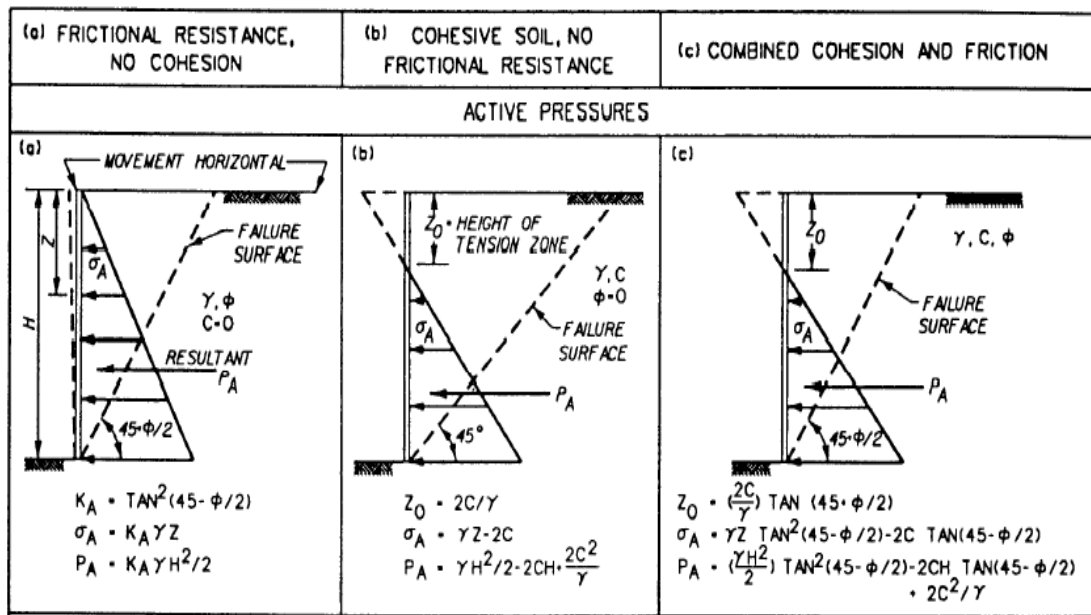


Fig.2.1. Pressions actives de Rankine d'un remblai horizontal, d'après NAVFAC 7.2.

La résultante des contraintes σ_A , agissant derrière le mur à $H/3$ au-dessus du talon

du mur est:

$$P_A = K_A \frac{1}{2} \gamma H^2 \tag{2.6}$$

Si le sol est saturé par une nappe phréatique à la surface, les équations antérieures s'appliquent toujours en remplaçant γ (poids spécifique sec) par γ_b (poids spécifique déjaugé). Le coefficient de poussée de Rankine, pour un remblai sec frottant et incliné d'un angle β de l'horizontal, est déterminé en calculant les forces résultantes, agissantes sur les plans verticaux dans une pente infinie, comme décrit par Terzaghi (1943) et Taylor (1948), est égal à:

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2.7)$$

Tant que $\beta \leq \varphi$, l'équation (2.4) s'applique, mais toujours inclinée d'un angle β du talus, suivant les indications de la figure 2.2. La résultante P_A est calculée en utilisant l'équation (2.6). Elle est inclinée d'un angle β à la normale derrière le mur.

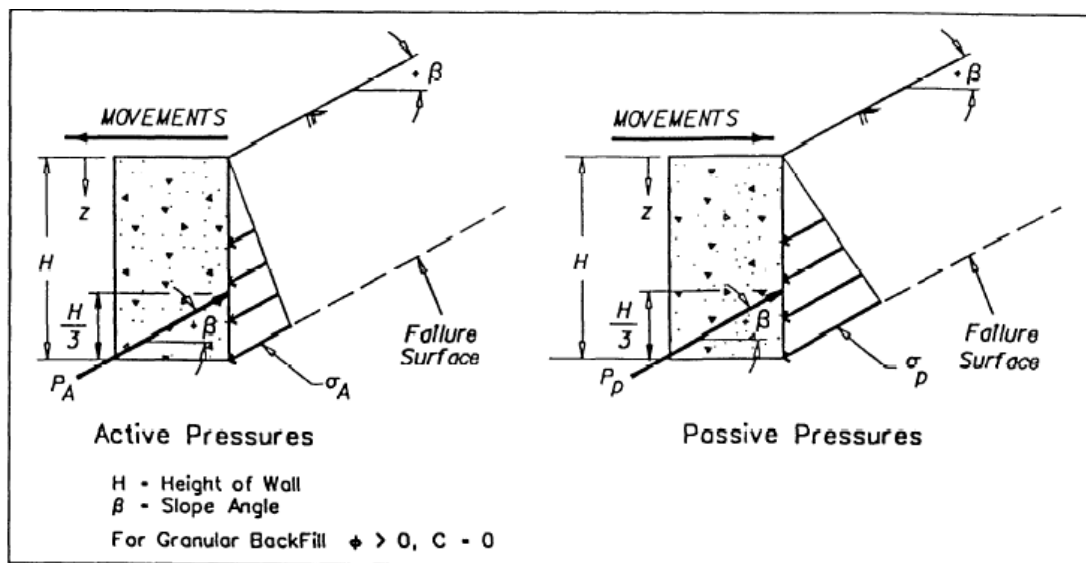


Fig.2.2. Pressions actives et passives de Rankine pour un mur vertical et un remblai incliné, d'après Ebeling & Morrison (1992).

2.2.1.3 Etat actif - sols cohérents (cas général).

Pour les cas représentés sur la figure 2.1(b) et (c), la pression active des terres σ_A est égale à:

$$\sigma_A = \gamma_t z K_A - 2c \sqrt{K_A} \quad (2.8)$$

Selon l'équation (2.8), les contraintes de traction se développent à une profondeur z_0 dans le remblai. Un vide peut se former dans cette région avec le temps. Pendant les tempêtes de pluie, ces vides se rempliront de l'eau, ce qui entraîne des pressions d'eau hydrostatiques à la profondeur z_0 , le long du parement intérieur du mur.

2.2.2 Théorie de Coulomb.

2.2.2.1 Introduction.

La théorie de Coulomb (1776), est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque (figure 2.3). Les forces agissant sur le sol, sont évaluées à l'état d'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté δ .

Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhérence écran-sol, peut être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbe au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose des lignes de glissement droites. Dans le cas de poussée active, la courbure est faible, ce qui fait que l'erreur de l'approximation est négligeable. Ceci est aussi correct dans le cas d'une poussée passive lorsque $\delta < \varphi/3$, mais quand $\delta > \varphi/3$, l'erreur devient plus grande. Pour un sol horizontal, et un écran vertical, et pour $\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb coïncident.

2.2.2.2 Etat actif - sols pulvérulents.

Soit le coin de sol caractérisé par la figure 2.3.

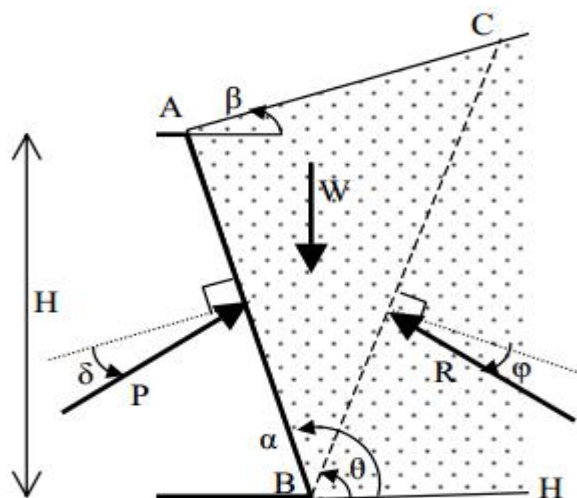


Fig.2.3. Théorie de Coulomb à l'état actif.

L'écran et le remblai font les angles α et β avec l'horizontal respectivement. Le plan de glissement BC fait l'angle θ avec l'horizontal. La rugosité du mur c'est l'angle de frottement mur-sol δ . Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes:

W: poids propre du massif de sol.

P : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement. Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite (figure 2.4), où on montre que:

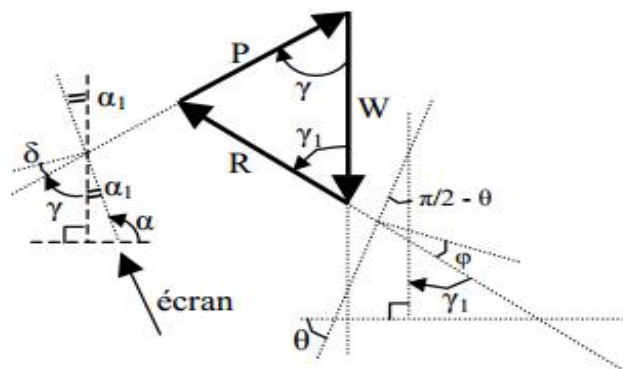
l'angle (W,P) = $\pi - \alpha - \delta$

l'angle (W,R) = $\theta - \varphi$

Ceci permet de calculer la poussée P_a . La poussée active P_a correspond donc à :

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \quad (2.9)$$

Celui-ci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois P et ne garder pour P_a que la valeur maximale. Tout calcul fait, on abouti à l'équation (2.6).



$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \pi - [(\pi/2 - \theta) + (\pi/2 + \varphi)] = \theta - \varphi \\ \alpha_1 &= \pi/2 - [\pi - \alpha] = \alpha - \pi/2 \\ \gamma &= \pi/2 - (\delta + \alpha_1) = \pi - \alpha - \delta \end{aligned}$$

Fig.2.4. Diagramme d'équilibre des forces.

avec

$$K_A = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad (2.10)$$

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P_a agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant K_a pour différentes valeurs de φ et δ , et des valeurs particulières de α et β .

2.2.2.3 Etat actif - sols cohérents.

2.2.2.3.1 Cas général.

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion c et de l'adhérence sol-mur notée c_w (figure 2.5). On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur z_0 . Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions c et c_w .

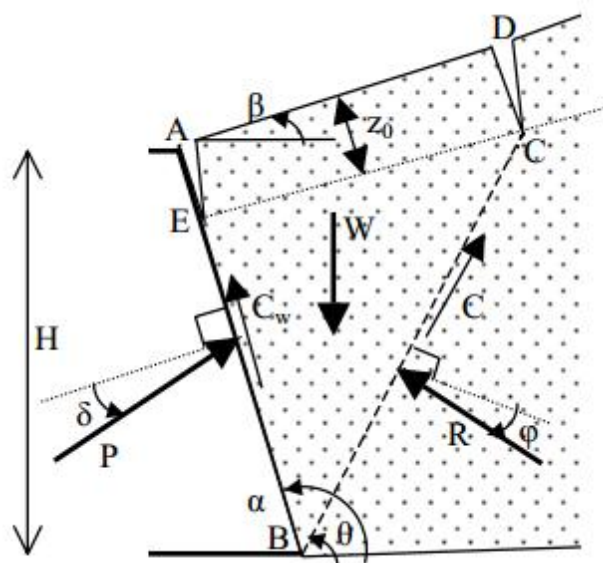


Fig.2.5. Théorie de Coulomb à l'état actif d'un sol cohérent.

Les forces agissantes sont :

W: le poids propre du coin de sol.

P : la résultante de la réaction du mur sur le sol.

C_w : résultante due à l'adhérence mur-sol :

$C_w = c_w$. EB

R : la réaction sur le plan de glissement.

C : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement : $C = c$. BC

Les directions d'action de ces forces sont connues, on construit le diagramme des forces comme décrit précédemment. La poussée active correspond à la satisfaction de l'équation (2.9).

2.2.2.3.2 Cas d'un mur vertical et un sol horizontal.

Dans le cas général d'un sol (c , φ), la pression latérale à la profondeur z est donnée par :

$$p_A = K_A \gamma z - K_{Ac} c \quad (2.11)$$

avec

$$K_{Ac} = 2 \sqrt{K_A \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)} \quad (2.12)$$

où, K_A est donné par (2.4). La cohésion c est remplacée par c' pour un drainage complet et par c_u dans le cas non drainé.

La profondeur des fissures z_0 correspond à $p_a = 0$, d'où ;

$$z_0 = \frac{2c \sqrt{1 + \frac{c_w}{c}}}{\gamma \sqrt{K_A}} \leq \frac{H}{2} \quad (2.13)$$

2.2.3 Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique).

En 1882, Boussinesq a amélioré la théorie de Rankine, en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire, en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone, où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran (figure 2.6).

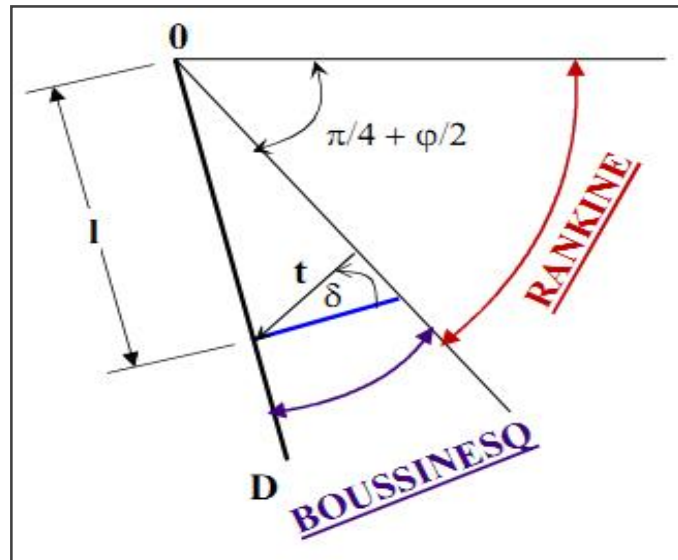


Fig.2.6. Equilibres de Boussinesq et Rankine.

Une surface de rupture logarithmique spirale, peut être employée pour déterminer les pressions actives et passives agissant sur les écrans de soutènement, quand le frottement d'interface agit le long du parement intérieur du mur.

Des valeurs des coefficients de poussée active des terres, sont présentées sur le tableau 2.2 donné par Caquot & Kerisel (1948). Kerisel & Absi (1990), ont également assemblé des tables pour les valeurs de K_A et K_P , basées sur la méthode logarithmique spirale.

Tableau 2.1. Des valeurs représentatives de K_A , d'après Caquot & Kerisel (1948).

K_A								
δ	β	θ	φ					
			20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	-15°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.14	0.11
		0°	0.42	0.35	0.29	0.24	0.19	0.16
		10°	0.45	0.39	0.34	0.29	0.24	0.21
	0°	-10°	0.42	0.34	0.27	0.21	0.16	0.12
		0°	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22	0.17
		10°	0.55	0.47	0.40	0.34	0.28	0.24
	+15°	-10°	0.55	0.41	0.32	0.23	0.17	0.13
		0°	0.65	0.51	0.41	0.32	0.25	0.20
		10°	0.75	0.60	0.49	0.41	0.34	0.28

φ	-15°	-10°	0.31	0.26	0.21	0.17	0.14	0.11
		0°	0.37	0.31	0.26	0.23	0.19	0.17
		10°	0.41	0.36	0.31	0.27	0.25	0.23
	0°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.15	0.12
		0°	0.44	0.37	0.30	0.26	0.22	0.19
		10°	0.50	0.43	0.38	0.33	0.30	0.26
	+15°	-10°	0.50	0.37	0.29	0.22	0.17	0.14
		0°	0.61	0.48	0.37	0.32	0.25	0.21
		10°	0.72	0.58	0.46	0.42	0.35	0.31

2.2.4 Méthode de Sokolovski.

Nous venons de voir comment la méthode de Caquot-Kérisel traite le cas d'un massif pesant chargé. On notera toutefois que cette manière de procéder n'est pas satisfaisante sur le plan théorique, en effet, la superposition n'est possible que dans le cas de l'élasticité linéaire, ce qui n'est nullement le cas des problèmes de poussée d'un sol sur un écran, ou l'on se place à l'état limite plastique. D'autre part, les méthodes théoriques de calcul des poussées dues à des massifs chargés, sont très compliquées et nécessitent pratiquement l'emploi d'un programme de calcul informatique, pour chaque cas particulier.

Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques, permettant d'aborder de manière rigoureuse les problèmes en milieu pulvérulent ou cohérent. Cette méthode, consiste simplement à résoudre le système d'équations différentielles d'équilibre du milieu considéré. Mais cette méthode reste d'une utilisation limitée car elle nécessite des calculs longs et fastidieux qui ne peuvent être exécutés, que par un ordinateur pour chaque cas particulier. De plus, la distribution des contraintes n'est pas linéaire, ce qui ne facilite pas l'exploitation des résultats. Son seul intérêt semble de permettre d'apprécier les erreurs induites par l'application des autres méthodes. Le tableau 2.2 illustre quelques valeurs du coefficient K_A par la méthode de Sokolovski.

Tableau 2.2. Des valeurs représentatives de K_A par la méthode des lignes de glissement, d'après Sokolovski (1965)

β	φ	10°			20°			30°			40°		
	δ	0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
-30°	K_A	0.72	0.68	0.68	0.60	0.57	0.57	0.50	0.47	0.50	0.42	0.40	0.46
-20°		0.73	0.70	0.70	0.58	0.54	0.54	0.46	0.43	0.45	0.35	0.34	0.38
-10°		0.72	0.70	0.68	0.54	0.50	0.50	0.40	0.37	0.38	0.29	0.27	0.29
0		0.70	0.67	0.65	0.49	0.54	0.44	0.33	0.30	0.31	0.22	0.20	0.22
10°		0.65	0.61	0.59	0.42	0.38	0.37	0.26	0.24	0.24	0.16	0.14	0.15
20°		0.58	0.54	0.52	0.35	0.31	0.30	0.20	0.18	0.17	0.11	0.09	0.10
30°		0.49	0.45	0.44	0.27	0.24	0.23	0.13	0.12	0.11	0.06	0.05	0.05

2.2.5 Méthode d'analyse limite.

L'analyse limite est une méthode efficace pour calculer la charge d'effondrement d'une façon directe. Les applications de cette méthode aux structures en béton renforcées, (Chen, 1982) sont les plus récentes. Les applications aux problèmes typiques de stabilité dans la mécanique de sol, ont été l'aspect le plus fortement développé de l'analyse limite. L'évaluation des pressions des terres c'est l'opération la plus disponible dans la littérature (tableau 2.3). L'utilisation de ce théorème, peut donner un aperçu sur la charge de ruine, même s'il ne peut pas la déterminer exactement.

Dans l'*approche de la limite inférieure*; on détermine s'il existe un champ de contraintes équilibré par le champ des charges appliquées, en considérant que l'état d'écoulement plastique n'est pas apparu à n'importe quel point du remblai. Si un tel champ de contrainte existe, il peut être s'assurer que la charge appliquée est inférieure à la charge limite, et aucune rupture plastique aura lieu dans le remblai. Dans l'*approche de la limite supérieure*, on détermine s'il existe un champ de vitesse cinématiquement admissible, nous calculons ensuite les dissipations d'énergie plastique internes et externes. Si la dissipation d'énergie externe est plus grande que l'interne, on peut dire que la charge est plus grande que la charge limite. De cette façon, la charge limite peut être définie comme la charge, sous laquelle existe un

champ de contrainte statiquement admissible; pourtant un écoulement plastique libre peut se produire.

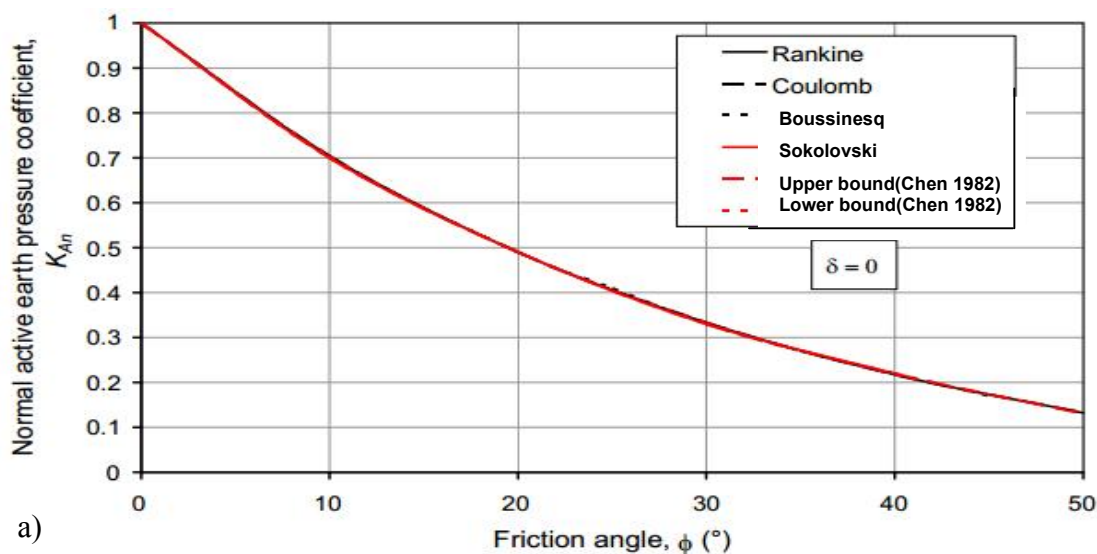
Une technique numérique efficace et précise telle que la méthode des éléments finis est essentielle pour faire l'analyse limite applicable aux problèmes compliqués de la stabilité.

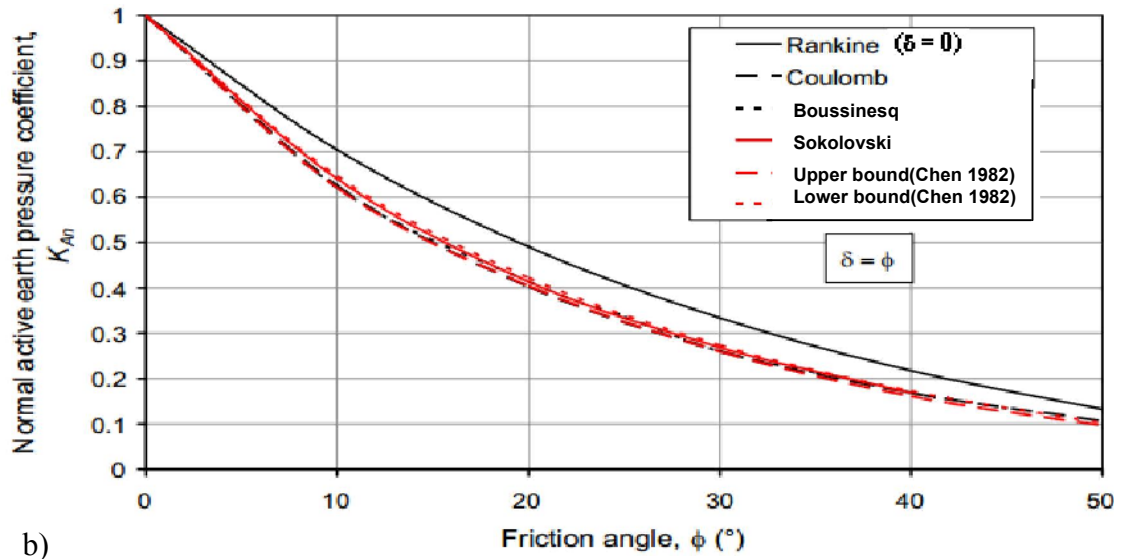
Tableau 2.3. Des valeurs représentatives de K_A par la méthode de la limite supérieure, d'après Chen & Liu (1990).

β	φ	20°			30°			40°			50°			
		δ	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°	0°	25°	50°
-30°	K_A		0.77	0.74	0.76	0.62	0.61	0.67	0.49	0.50	0.62	0.38	0.42	0.65
-15°			0.60	0.56	0.56	0.45	0.42	0.44	0.33	0.32	0.36	0.23	0.23	0.31
0			0.49	0.45	0.43	0.33	0.30	0.30	0.22	0.20	0.21	0.13	0.13	0.15
15°			0.41	0.37	0.34	0.24	0.21	0.21	0.13	0.12	0.12	0.06	0.06	0.06
30°			0.34	0.29	0.27	0.17	0.14	0.13	0.07	0.05	0.05	0.01	0.01	0.01

2.2.6 Comparaison entre les différentes méthodes de calcul statique.

Dans sa thèse de doctorat, Visone (2008), a fait une comparaison entre les différentes méthodes de calcul, sous forme des représentations graphiques des résultats obtenus à partir de l'application des différentes théories (figure 2.7). Il a noté que les coefficients de pressions actives des terres, ne sont pas fortement affectés par l'angle d'interface δ , cette affectation diminue avec la diminution de la valeur de δ .





b) **Fig.2.7.** Comparaisons entre les coefficients K_{An} donnés par les diverses méthodes, pour un remblai horizontal soutenu par un mur vertical: a) $\delta = 0$; b) $\delta = \phi$, d'après Visone (2008).

2.3 Pression active dynamique.

Les méthodes employées pour estimer la pression dynamique des terres sur les murs de soutènement peuvent être classifiées dans trois groupes principaux:

(1) *Méthode analytique* ; qui peut utiliser soit l'approche de calcul pseudo-statique, qui consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif du remblai, ou bien l'approche de calcul pseudo-dynamique qui repose sur la résolution d'une équation comprenant l'introduction des vitesses des ondes primaires et secondaires, pour estimer les valeurs des accélérations produites dans le massif du sol.

(2) *Méthode numérique* ; l'approche de calcul dynamique direct est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies.

(3) *Méthode expérimentale* ; cette méthode repose sur les essais expérimentaux, soit en vraie grandeur ou à partir des modélisations physiques (modèles réduits de laboratoire et modèles réduits centrifugés).

2.3.1 Méthodes analytiques.

2.3.1.1 Approche de calcul pseudo-statique.

Cette approche repose sur un calcul d'équilibre limite à la rupture ou de l'analyse limite, dans laquelle on introduit un effort appliqué au centre de gravité du massif

étudié, où l'intensité égale à son poids multiplié par un coefficient d'accélération sismique.

Le principe de l'approche pseudo-statique, consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente, qui tient compte de la réaction probable du massif du remblai. Les efforts pseudo-statiques sont représentés par deux coefficients K_h et K_v appelés coefficients sismiques, destinés à caractériser respectivement les composantes horizontale dirigée vers l'aval et verticale descendante ou ascendante des forces P apportées au massif du remblai.

2.3.1.1 Mononobe-Okabe (1926,1929).

Okabe (1926), Mononobe & Matsuo (1929), avaient développé une méthode basée sur l'approche pseudo statique, fondée sur la théorie de Coulomb des pressions actives et passives statiques des terres. La théorie de Mononobe-Okabe, incorpore l'effet des séismes par l'inclusion d'une accélération horizontale constante donnée par $a_h = K_h \cdot g$, et une accélération verticale constante donnée par $a_v = K_v \cdot g$, agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai (figure 2.8). Cette méthode peut être employée pour estimer les forces sismiques agissantes sur les ouvrages de soutènement.

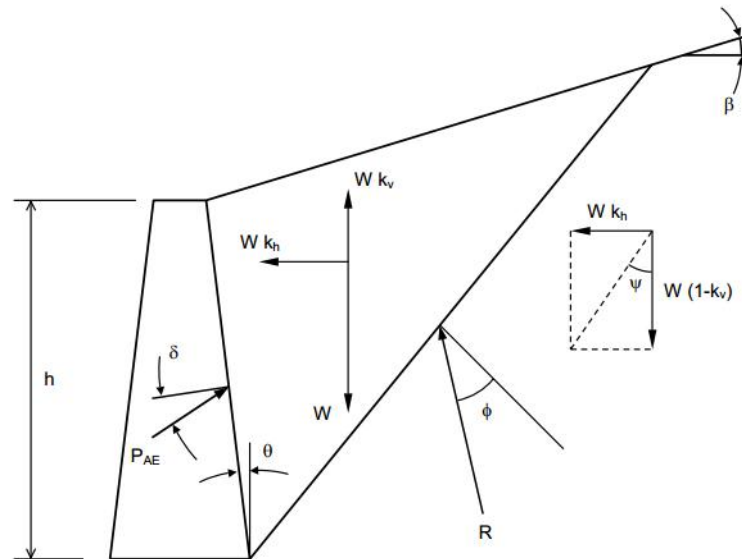


Fig.2.8. Approche de Mononobe-Okabe.

La relation de Mononobe-Okabe de P_{AE} pour un remblai sec, est donnée par:

$$P_{AE} = K_{AE} \cdot \frac{1}{2} [\gamma_t (1 - K_v)] H^2 \quad (2.14)$$

elle agit sous un angle δ de la normale du parement intérieur du mur de la hauteur H .

Le coefficient de poussée dynamique, K_{AE} est égal à :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\psi + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.15)$$

et l'angle d'inertie sismique ψ égal à :

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right] \quad (2.16)$$

L'angle d'inertie sismique, représente l'angle avec lequel, la résultante de la force de pesanteur et des forces d'inertie s'est tournée à partir de la verticale. Dans le cas d'un mur vertical ($\theta = 0$) soutenant un remblai horizontal ($\beta = 0$), l'équation (2.15) devient

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2} \quad (2.17)$$

La surface plane de glissement se prolonge du talon du mur vers le haut dans le remblai d'un angle α_{AE} avec l'horizontal donné par Zarrabi (1978) :

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + c_{1AE}}{c_{2AE}} \right] \quad (2.18)$$

où ;

$$c_{1AE} = \left[\sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta)} \left[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta) \right] \cdot k \right]$$

$$\text{Avec } k = \left[1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi - \theta) \right]$$

$$\text{et } c_{2AE} = 1 + \left[\left[\tan(\delta + \psi + \theta) \right] \left[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta) \right] \right]$$

Un nombre limité des modèles dynamiques de murs de soutènement testés par Ichihara & Matsuzawa (1973), et shérif & Fang (1983) sur des sables secs montrent que δ s'étend de $\varphi/2$ à $2\varphi/3$ selon l'importance d'accélération (Ebeling & Morrison, 1992).

2.3.1.1.2 Seed & Whitman (1970).

Une procédure simplifiée pour calculer la pression active dynamique des terres, sur un mur vertical maintient un remblai sec, est présenté par Seed & Whitman (1970). Ils ont considéré un mur vertical ($\theta = 0$) supportant un remblai pulvérulent horizontal ($\beta = 0$) avec ($\varphi \approx 35^\circ$), ($\delta = \frac{\varphi}{2}$) et ($K_v = 0$), la force de pression active dynamique des terres est donnée par :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (2.19)$$

Où, l'incrément de cette force est donnée par :

$$\Delta P_{AE} = \Delta K_{AE} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \quad (2.20)$$

Le coefficient de pression active dynamique des terres est égal à :

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad (2.21)$$

où

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} K_h \quad (2.22)$$

En procédant la méthode simplifiée, K_A est calculé par l'équation (2.10). P_A agit à $\frac{H}{3}$ au-dessus du talon du mur, et ΔP_{AE} agit à une hauteur $0,6H$. P_{AE} agit à une hauteur, γ qui s'étend de $\frac{H}{3}$ à $0,6H$ (figure 2.9), calculée comme suit :

$$Y = \frac{P_A \cdot \left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{AE} \cdot (0,6H)}{P_{AE}} \quad (2.23)$$

Des résultats fournis à partir des essais des tables vibrantes, effectués sur des modèles réduits des murs maintiennent des sables denses (Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura, 1985), montrent que ΔP_{AE} agit à une hauteur entre $0,43H$ et $0,58H$, selon le mode du mouvement du mur qui se produit pendant la secousse.

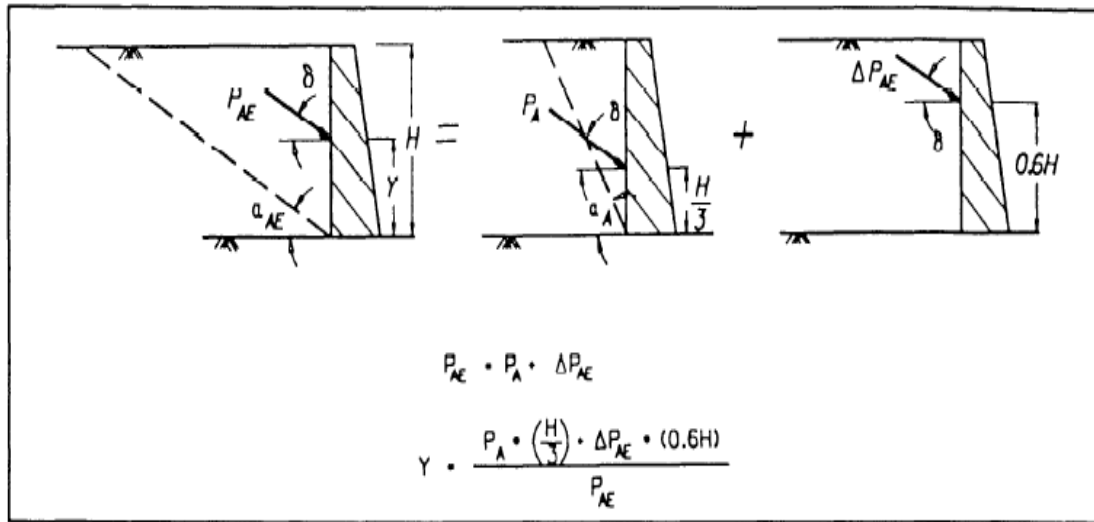


Fig.2.9. Force de pression active statique et dynamique incrémentale, pour un remblai sec, d'après Ebeling & Morrison (1992).

2.3.1.1.3 Ortigosa (2005).

L'expression de Mononobe-Okabe ne prend pas la cohésion de sol en considération, ce problème a été traité par Prakash (1981), en utilisant la méthode du coin solide de Coulomb. Basé sur les expressions de Prakash, Ortigosa (2005) a proposé de découpler la résolution du problème de la manière suivante:

1. Déterminant la poussée statique P_c , y compris la cohésion de sol c , avec la profondeur des fissures.
2. Déterminant la charge statique et sismique résultante P_{ae} , avec l'expression de Mononobe -Okabe, en considérant $c = 0$.
3. Déterminant la poussée statique, P_0 , en posant $c = 0$.
4. Déterminant la composante de poussée sismique comme suit:

$$P_e = P_{ae} - P_0 \quad (2.24)$$

Donc, la résultante des poussées statique et sismique est donnée par :

$$P_{ec} = P_c + P_e \quad (2.25)$$

Plus récemment, Richards & Shi (1994) ont utilisé un modèle d'interaction entre l'élément de soutènement et le champ libre du mouvement sismique du sol dans lequel ils incorporent la cohésion.

2.3.1.2 Approche de calcul pseudo-dynamique.

L'avantage de cette approche par rapport la précédente, c'est qu'elle permet d'estimer la charge dynamique dans le temps, et d'évaluer les effets d'amplification dans le sol.

2.3.1.2.1 Steedman & Zeng (1990).

Steedman & Zeng (1990), ont considéré une accélération horizontale harmonique d'une amplitude a_h à la base d'un mur cantilever fixé de sa base (figure 2.10), pour la simplicité, ils ont considéré que $\theta = \beta = k_v = 0$.

A la profondeur z_0 , l'accélération peut être exprimée par:

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{V_s} \right) \right] \quad (2.26)$$

avec

ω : la fréquence angulaire

t : le temps d'excitation

V_s : la vitesse des ondes de cisaillement

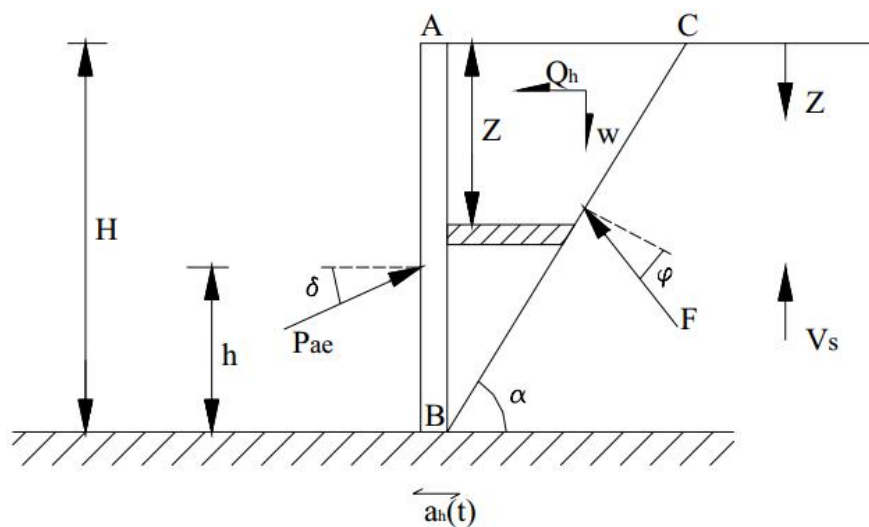


Fig.2.10. Le modèle considéré par Steedman & Zeng (1990).

La surface de rupture plane est inclinée d'un angle α avec l'horizontal. La force sismique active totale, agissante sur le mur est donnée par :

$$P_{ae}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (2.27)$$

Où ; la force d'inertie horizontale totale est donnée par :

$$Q_{ha}(t) = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha_a} \left[2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t) \right] \quad (2.28)$$

Avec

$$\lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega} \quad (2.29)$$

$$\zeta = 1 - \frac{H}{V_s} \quad (2.30)$$

Le point d'application de la force sismique active est donnée par :

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \sin \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)} \quad (2.31)$$

Pour les fréquences basses, le point d'application de la force sismique est $h_d = H/3$ (Petite valeur de H/λ ; les mouvements de remblai essentiellement dans la phase). Pour les fréquences plus élevée, h_d se déplace vers le haut c-à-d $h_d > H/3$. Cette solution explique le phénomène de la non uniformité de l'accélération dans la massif de sol mais elle néglige l'amplification dynamique.

2.3.1.2.2 Choudhury & Nimbalkar (2006).

Steedman et Zeng (1990), n'ont pas considéré l'effet d'accélération verticale, ce problème a été corrigé par Choudhury & Nimbalkar (2006), qu'ils ont réalisé une analyse pseudo-dynamique pour estimer la pression active au voisinage d'un mur de soutènement rigide (figure 2.11).

L'effet de variation de plusieurs paramètres, tel que l'angle de frottement interne du sol φ , l'angle d'interface δ , le temps d'excitation T , les coefficients sismiques horizontal et vertical K_h et K_v , les vitesses des ondes de cisaillement V_s et des ondes primaires V_p , sont considérés dans cette analyse.

Choudhury & al. (2006) ont fait aussi, une comparaison entre l'approche pseudo-statique et celle pseudo-dynamique.

Une surface de rupture plane BC, inclinée d'un angle α avec l'horizontal est supposée pour simplifier le problème analysé.

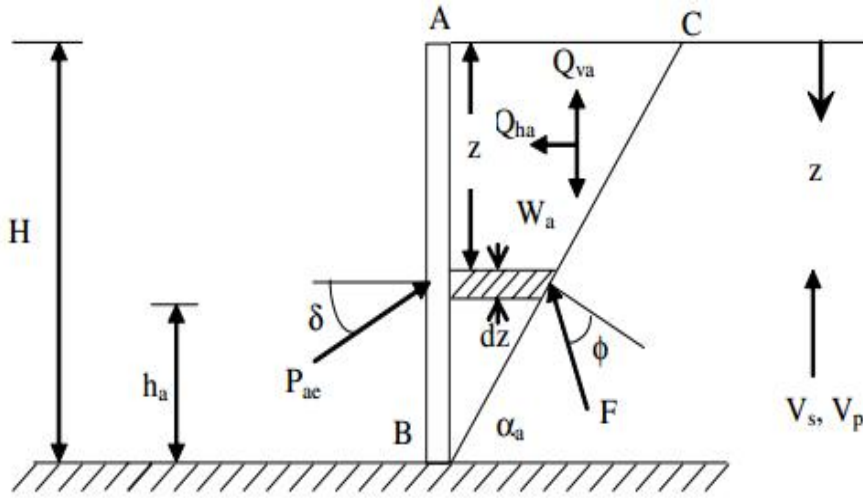


Fig.2.11. Le modèle considéré par Choudhury & Nimbalkar (2006).

La base est excitée par des accélérations harmoniques ; horizontale d'une amplitude a_h et verticale d'une amplitude a_v . À la profondeur z_0 , l'accélération horizontale est donnée par l'équation (2.26), et l'accélération verticale est donnée par :

$$a_v(z, t) = a_v \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{V_p} \right) \right] \quad (2.32)$$

La force d'inertie horizontale totale, est donnée par l'équation (2.28), et celle verticale est donnée comme suit :

$$Q_{va}(t) = \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha_a} \left[2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t) \right] \quad (2.33)$$

avec

$$\eta = \frac{2\pi V_p}{\omega} \quad (2.34)$$

$$\psi = 1 - \frac{H}{V_p} \quad (2.35)$$

La force active totale (statique et dynamique) résultante peut être obtenue en résolvant les forces agissantes sur le coin solide ; c'est-à-dire :

$$P_{ae}(t) = \frac{W_a \sin(\alpha_a - \varphi) + Q_{ha} \cos(\alpha_a - \varphi) + Q_{va} \sin(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} \quad (2.36)$$

avec

$$W_a = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{\tan \alpha_a} \quad (2.37)$$

Choudhury & al. (2006), montrent que l'approche pseudo-dynamique est plus réaliste, puisque elle donne une distribution non-linéaire des pressions actives des terres, par rapport la méthode de Mononobe-Okabe (pseudo-statique), qui donne seulement une distribution linéaire; La pression passive est plus sensible à l'angle de frottement du mur par rapport la pression active.

En appliquant la méthode pseudo-dynamique, les pressions actives et passives sont petites par rapport à celles calculées en employant la méthode pseudo-statique.

2.3.2 Méthodes expérimentales.

La mesure des pressions de contact du sol et des ouvrages, reste un enjeu important pour le développement des études expérimentales en mécanique de sol. Généralement, on utilise de façon couplée, des capteurs de contraintes totales et des capteurs de pression interstitielle (piézomètres). On peut distinguer :

- *les capteurs de mesure disposés à l'interface d'un massif de sol avec une structure*, par exemple un soutènement ou une fondation superficielle ou profonde.
- *les capteurs de mesure placés au sein d'un massif de sol*, qui peuvent être installés dans un remblai ou foncés dans le terrain naturel.

Il existe des capteurs mesurant uniquement les pressions normales, et d'autres qui mesurent les pressions normales et tangentielles. Dans sa thèse de doctorat, Duca (2001), décrit de façon détaillée le principe de la mesure des pressions totales. Pour le premier champ d'application (à l'interface), il présente différents types de capteurs et donne des exemples d'application sur chantier.

Dans son travail expérimental, il s'est concerné sur des essais à échelle réduite en laboratoire (figure 2.12) et en centrifugeuse (figure 2.13), d'une part, et a effectué une expérimentation en vraie grandeur sur chantier, la paroi moulée de la «*Trémie Pasteur*» à Rouen (Duca et al. 2003), d'autre part. Il a été possible de suivre le comportement de la paroi pendant son exécution et en redondance avec les mesures

inclinométriques, de déterminer les moments fléchissant de la paroi d'une façon cohérente.

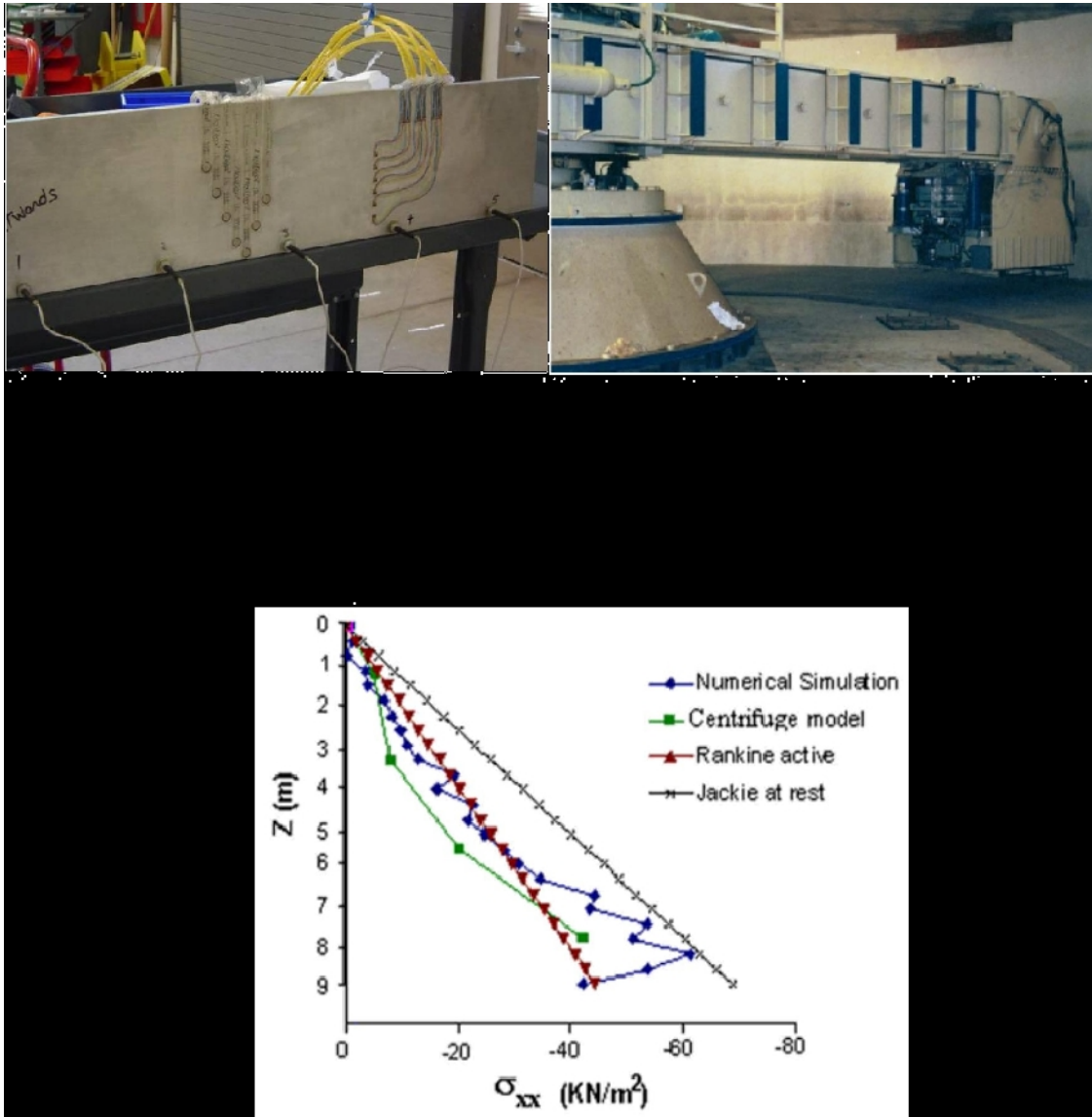


Fig.2.14. Pressions latérales agissantes sur un mur rigide de forme L, d'après Rouili & al. (2005).

Un bon exemple d'utilisation de cellules de mesure de la pression des terres, est donné par Gattermann (1998), qui a suivi le comportement de nombreux quais dans le Port Autonome d'Hambourg en Allemagne. Contrairement aux capteurs étudiés par Duca et al. (2003), ces cellules en forme de bêche (figure 2.15), sont foncés dans le terrain naturel au fond d'un forage exécuté dans ce but. Les capteurs mesurent d'une part les contraintes totales régnant dans le sol et, d'autre part, grâce à un piézomètre

intégré, les pressions interstitielles au même endroit. La mise en place des capteurs est décrite par exemple par Gattermann (2004).



Fig.2.15. Capteurs combinés de contraintes totales et suppressions interstitielles.

Dans le cadre d'une instrumentation courante, les capteurs de contraintes sont rarement utilisés. Pourtant, pour la vérification des hypothèses de calcul, la mesure «directe» des sollicitations du terrain ainsi que de la butée développée devant le pied de l'écran est le meilleur moyen actuellement disponible.

Au cours de la thèse de Mundell (2009) à Bath (Royaume-Uni). Quatre murs en calcaire ont ainsi été construits sur une plate-forme rectangulaire mobile et remblayés avec du gravier (figure 2.16), l'objectif étant de mesurer le déplacement du mur et la force agissante sur lui.



Fig.2.16. Dispositif expérimental des essais de Mundell (2009), sur mur en pierre sèche.

2.3.3 Méthodes numériques.

Cette approche est basée sur la résolution des équations d'équilibre dynamique à, l'aide de la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, qui prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif, et des lois de comportement élastique ou élasto-plastique, et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate : état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc. Par ailleurs, il est possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

2.3.3.1 Rouili & al. (2005).

Rouili & al. (2005), ont développé un modèle numérique en utilisant le programme Plaxis v8, pour la simulation du comportement d'une structure rigide de soutènement en forme L (figure 2.17), supportant du sable. Pour la validation du modèle proposé, il est fait référence au comportement d'un modèle réduit testé en centrifugeuse.

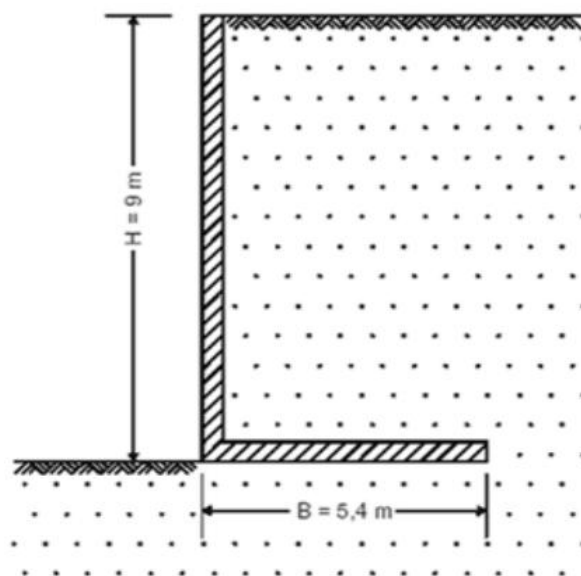


Fig.2.17. Prototype d'un mur de forme L, proposé par Rouili & al. (2005).

Le modèle numérique proposé, a été utilisé pour prédire le comportement du prototype, et de vérifier la validité du concept de modélisation utilisé. En prenant en considération, la géométrie et les dimensions du modèle expérimental utilisé dans la centrifugeuse, le modèle adopté c'est « *the hardening soil model* ». Les résultats de la simulation numérique obtenus, en termes de mode et amplitude des déplacements du

mur, sont très proches aux résultats mesurés expérimentalement, à partir de la table centrifugeuse. Une très bonne concordance a également été obtenue, entre la pression latérale mesurée et celle calculée par le model numérique proposé, en comparaison avec l'approche classique (voir la figure 2.14).

2.3.3.2 Bhattacharjee & Muralikrishna (2011).

Ils ont fait une simulation d'un mur gravitaire, comme il est montré sur la figure 2.18, sollicité par un séisme à l'aide du code $FLAC^{3D}$ (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*).

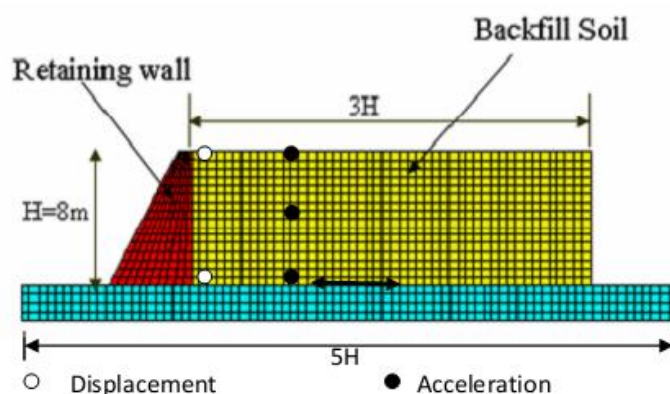


Fig.2.18. Modèle d'un mur de soutènement gravitaire proposé par Bhattacharjee & Muralikrishna (2011).

Dans cette étude dynamique, ils considèrent un modèle de comportement élastique pour le mur, pour le sol ils considèrent le modèle de comportement de Coulomb-Mohr.

La comparaison des résultats de $FLAC^{3D}$, sont faites avec des résultats disponibles dans la littérature, pour calculer le déplacement permanent du mur. Les effets de l'accélération et de la fréquence, sur le déplacement permanent, et de la pression horizontale sur le mur sont étudiés. L'effet 3D sur le déplacement et l'effort horizontal, également sont étudiés en variant la longueur du mur.

Les résultats obtenus à partir du modèle numérique sont raisonnables avec ceux du modèle analytique. Les déplacements horizontaux et les pressions horizontales varient, avec la variation de la fréquence de l'excitation. Dans cette simulation numérique, Ils ont observé que le déplacement horizontal augmente avec la diminution de la fréquence. La pression horizontale augmente de 50% pour un

changement de 6Hz à 3Hz. La variation de la longueur du mur ne cause pas une différence significative du déplacement horizontal, d'amplification de *RMSA* (*root mean square acceleration*) et d'accélération, comme il est montré sur la figure 2.19.

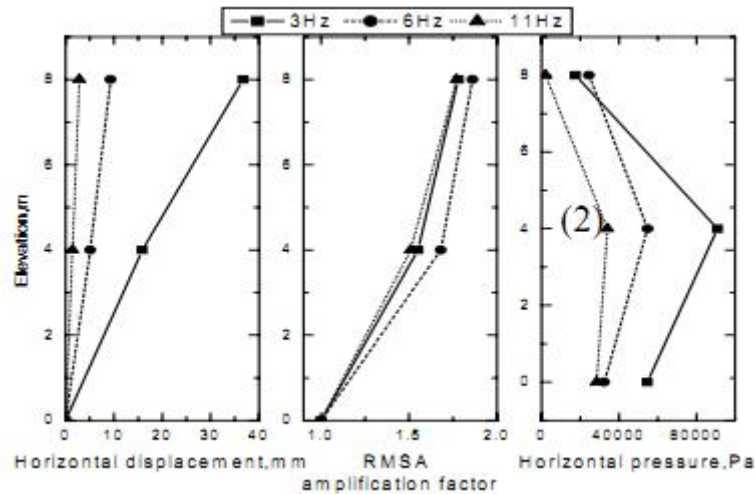


Fig.2.19. Variation du déplacement horizontal, *RMSA* et la pression horizontale, avec $K_h=0.3$ et $\zeta=5\%$, d'après Bhattacharjee & Muralikrishna (2011).

Le déplacement relatif à la base du modèle du mur augmente en augmentant la hauteur du mur, comme il est illustré sur la figure 2.20.

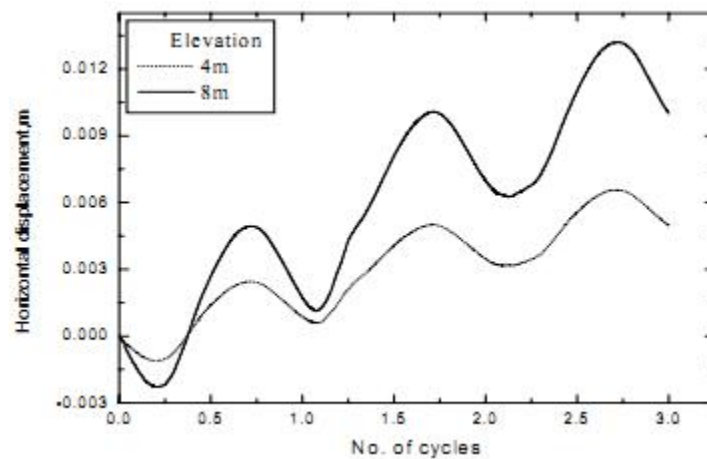


Fig.2.20. Variation relative du déplacement horizontal à la base du remblai pour les altitudes 4 et 8 m, d'après Bhattacharjee & Muralikrishna (2011).

2.3.3.3 Jesmani & Alirezanejad (2011).

Un modèle numérique en utilisant le code *FLAC*^{2D}, (figure 2.21) est proposé par Jesmani & Alirezanejad (2011). Ils ont présenté une étude sur les valeurs du coefficient de pression latérale du sol pour l'état actif K_a , pour les sols pulvérulents et

même cohérents (figure 2.22). Ils ont montré que $K_a > 1$ au sommet de la paroi, en raison des fissures de traction dans le sol.

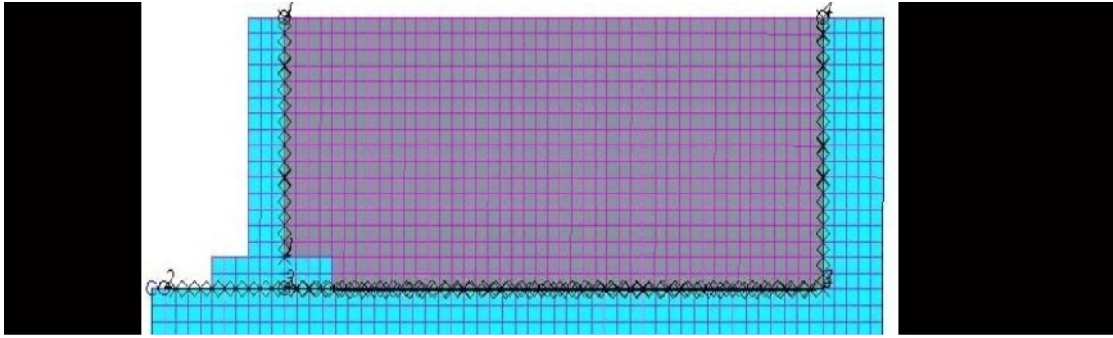


Fig.2.21. Modèle du système mur-sol en FLAC^{2D} proposé par Jesmani & Alirezanejad (2011).

Da
étu
été

-
-
-
-
-

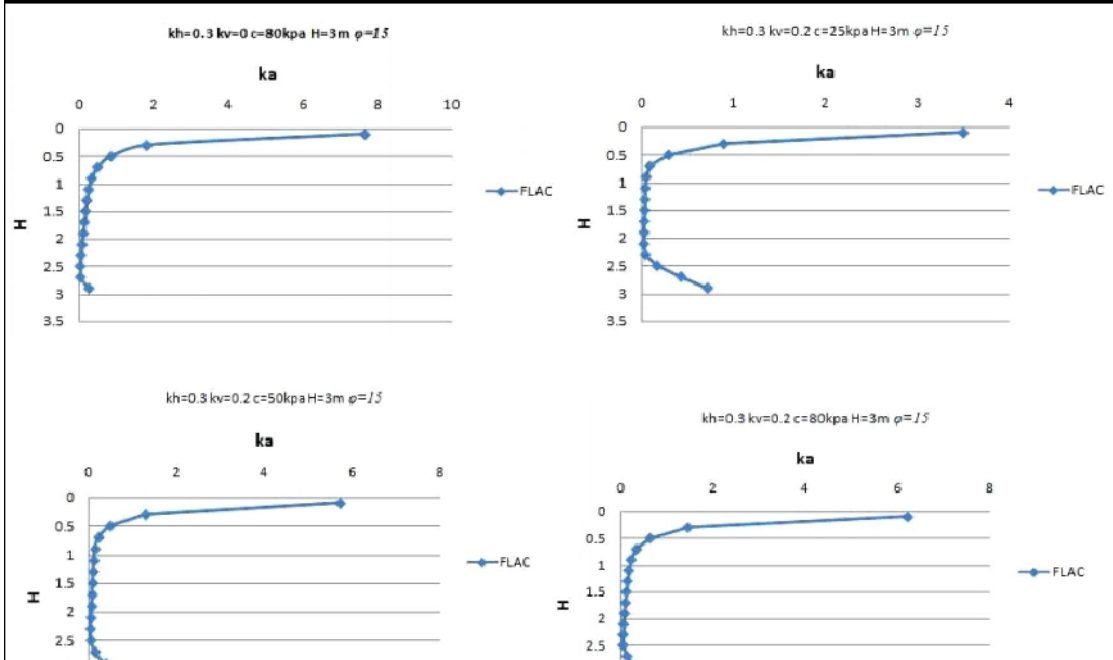
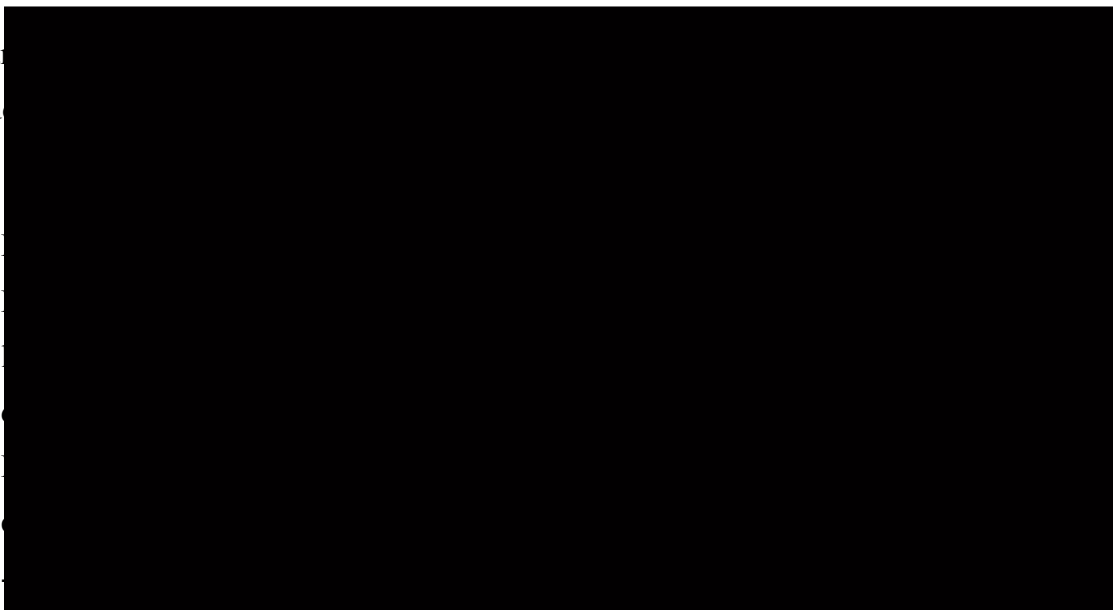


Fig.2.22. Valeurs des coefficients sismiques de pressions actives des terres, pour un sol cohérent, d’après Jesmani & Alirezanejad (2011).

2.3.4 Comparaison entre différentes méthodes de calcul dynamique.

La figure 2.23, montre les valeurs des composants normaux des coefficients actifs, des pressions des terres, exercées sur des murs verticaux, maintiennent des remblais horizontaux, comparées avec les deux méthodes décrites précédemment.

Pour le cas actif et quand le mur est approximativement vertical, les valeurs de K_{AE_n} obtenues par la méthode d'équilibre limite, et celle d'analyse limite, sont pratiquement identiques. Si l'angle de frottement interne du remblai est plus grand que zéro, la ligne de glissement est pratiquement plane.

Pour les murs lisses, la surface de glissement est pratiquement plane, et les différentes méthodes donnent des résultats presque identiques.

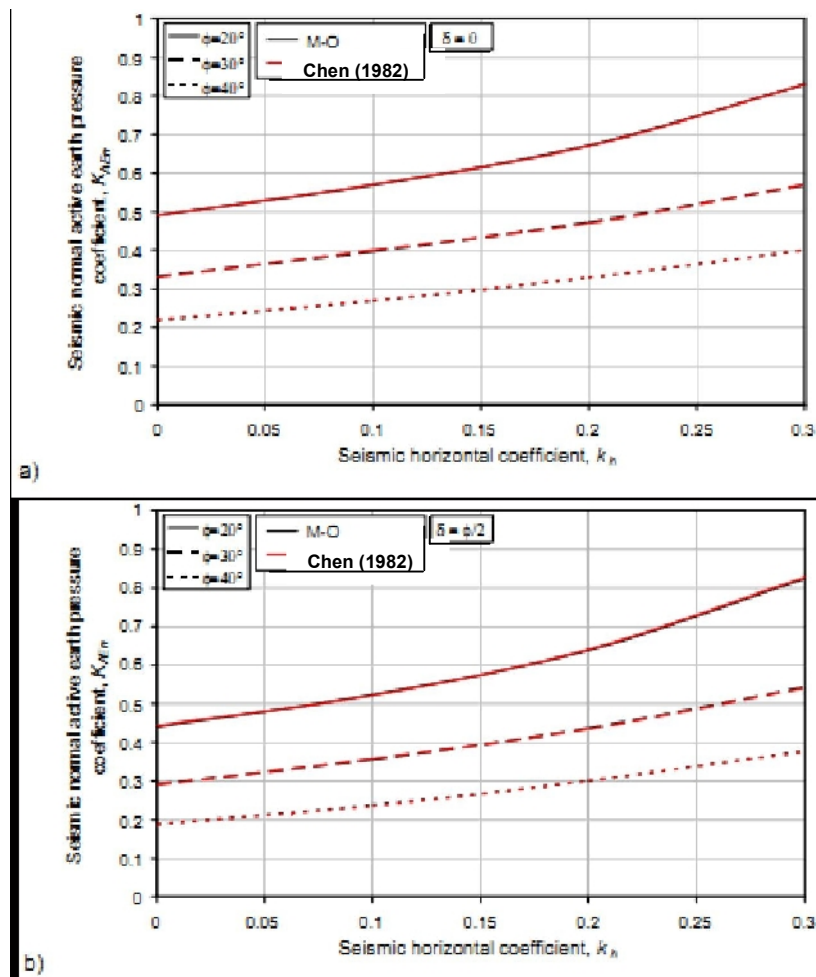


Fig.2.23. Comparaison entre différentes méthodes de calcul dynamique, d'après Visone (2008).

2.4 Pression active dynamique en présence d'eau.

2.4.1 Effet de saturation du remblai dans la méthode de Mononobe-Okabe.

En cas de présence d'eau dans le remblai, les relations de Mononobe-Okabe pour P_{AE} , K_{AE} , et ψ sont différentes de ceux exprimés par les équations (2.14), (2.15), et (2.16), respectivement. Les variations des pressions interstitielles dans le remblai, changeront l'emplacement de la surface critique de glissement ainsi la valeur de P_{AE} .

En outre, pendant une secousse sismique, et dans la partie saturée du remblai, les pressions d'eau interstitielle peuvent être augmentées au-dessus de leurs valeurs d'état stationnaire, comme décrit par Tokimatsu & Yoshimi (1983), Tokimatsu & Seed (1987), Seed & Harder (1990), ainsi Marcuson, Hynes & Franklin (1990).

2.4.1.1 Remblai saturé sans surpressions interstitielles.

Dans cette section, on suppose que la secousse ne cause aucune surpression interstitielle. L'étude la plus complète de ce cas, apparaît chez Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura (1985), ainsi Ishibashi & Madi (1990). Ils proposent deux conditions limites pour la conception : (a) des sols de faible perméabilité c.-à-d. $K < 10^{-3} \text{ cm/sec}$, où l'eau interstitielle se déplace avec les grains du sol; (b) les sols de perméabilité élevée c.-à-d. $K > 1 \text{ cm/sec}$, où l'eau interstitielle peut se déplacer indépendamment entre les grains du sol. Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura (1985), ont déterminé également un paramètre, qui peut être employé pour interpoler entre ces cas de limitation. Cependant, la compréhension du cas (b) et du paramètre d'interpolation est toujours très inachevée.

Cas de l'eau retenue:

Dans ce cas, Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura (1985), font la condition que les pressions interstitielles ne changent pas en raison des accélérations horizontales. En considérant un coin solide de Coulomb, et avec soustraction des pressions interstitielles statiques, il y a une force d'inertie horizontale proportionnelle à $\gamma_t \cdot K_h$, et une force d'inertie verticale proportionnelle à γ_b . Ainsi, en absence des accélérations verticales, l'angle sismique équivalent est :

$$\psi_{e1} = \tan^{-1} \frac{\gamma_t \cdot K_h}{\gamma_b} \quad (2.38)$$

Le coefficient sismique horizontal équivalent est :

$$K_{he1} = \frac{\gamma_t}{\gamma_b} K_h \quad (2.39)$$

Si les accélérations verticales sont considérées, Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura (1985), recommandent d'employer :

$$\psi_{e1} = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_t K_h}{\gamma_b (1 - K_v)} \right] \quad (2.40)$$

Ceci implique que les accélérations verticales ont un effet sur les pressions interstitielles.

Cas de l'eau libre:

Il est difficile de fournir un ensemble de prétentions complètement logiques pour ce cas. Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura (1985) suggèrent que toute la poussée active se compose d'une poussée des grains du sol, calculée en utilisant:

$$K_{he2} = \frac{\gamma_d}{\gamma_b} K_h = \frac{G_s}{G_s - 1} K_h \quad (2.41)$$

et

$$\psi_{e2} = \tan^{-1} \left[\frac{K_{he2}}{(1 - K_v)} \right] \quad (2.42)$$

Où, G_s est la densité spécifique des grains solides. La force de pression hydrodynamique d'eau pour l'eau libre dans le remblai P_{wd} , est donnée par les relations de Westergaard (1931) ;

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w H^2 \quad (2.43)$$

P_{wd} agit à $0.4 H$ au-dessus de la base du mur.

2.4.1.2 Remblai saturé avec surpressions interstitielles.

Des surpressions interstitielles produites par une secousse cyclique peuvent être représentées par la relation $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_v}$, où Δu est la surpression interstitielle et σ'_v est la contrainte effective verticale initiale. Tandis qu'il n'y a aucun essor rigoureux pour adapter la solution de Mononobe-Okabe, les essors suivants sont suggérés ;

Cas de l'eau retenue:

Ignorant les accélérations verticales, le poids spécifique effectif du sol devient :

$$\gamma_{e3} = \gamma_b (1 - r_u) \quad (2.44)$$

Tandis que le poids spécifique effectif de l'eau est :

$$\gamma_{w3} = \gamma_w + \gamma_b \cdot r_u \quad (2.45)$$

La poussée du squelette de sol P_{AE} , est calculée en utilisant :

$$K_{he3} = \frac{\gamma_t}{\gamma_{e3}} K_h \quad (2.46)$$

et

$$\psi_{e3} = \tan^{-1} [K_{he3}] \quad (2.47)$$

L'effet de l'accélération verticale, peut être expliqué par l'insertion de $(1 - K_v)$ dans le dénominateur de l'équation (2.47).

Si r_u approche à l'unité, $\gamma_{e3} \succ 0$ et $\gamma_{w3} = \gamma_t$, de telle sorte que le sol sera entièrement liquéfié, c.-à-d. devient un fluide lourd. Il sera logique d'ajouter une pression interstitielle dynamique calculée en utilisant les équations (2.43) et (2.45).

Cas de l'eau libre:

La poussée des grains du sol peut être estimée en utilisant:

$$K_{he4} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{e3}} K_h \quad (2.48)$$

$$\text{où, } \gamma_d = \frac{\gamma_t}{1+w}$$

À cette poussée, sont ajoutés ; la pression d'eau dynamique de Westergaard (calculée en utilisant γ_w) et une pression d'eau «statique» calculée en utilisant γ_{w3} de l'équation (2.45).

Dans ce contexte, une série d'ouvrages expérimentaux en modèles réduits réalisés est décrite par Dewoolkar & al. (2000), et Sadrekarimi (2010).

2.4.1.2.1 Dewoolkar & al. (2000).

Dewoolkar & al. (2000), ont étudié les effets des tremblements de terre sur les murs de soutènement cantilever, soutenant un remblai liquéfiable (figure 2.24). Une série d'essais de centrifugeuse a été effectuée sur un modèle en aluminium à base fixe soutenant un remblai pulvérulent saturé.

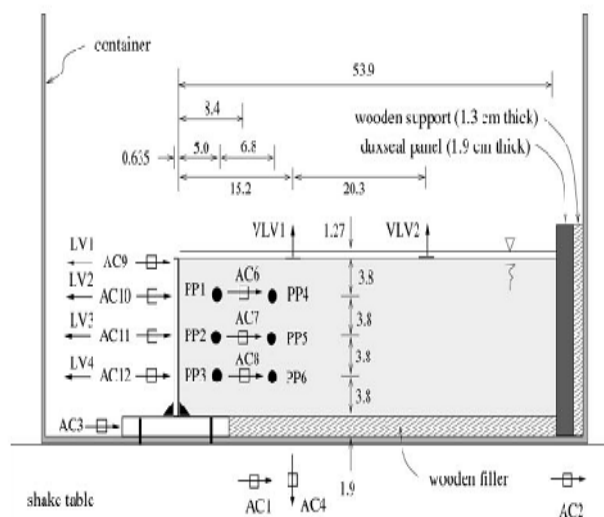


Fig.2.24. Modèle réduit d'un mur cantilever proposé par Dewoolkar & al. (2000).

Des valeurs d'accélération au niveau des murs et dans le remblai, des pressions hydrostatiques et des surpressions interstitielles dans le sol, des moments de flexion et des déformations dans le mur ont été mesurées. En outre, des mesures directes des pressions latérales statiques et dynamiques des terres ont été faites. Ils ont conclu que, la charge statique et dynamique des pressions latérales des terres, les accélérations, les moments de flexion et les déplacements du mur en modèle réduit, étaient conformes à la réalité.

Les capteurs de pression des terres, ont fourni des mesures fiables des pressions latérales des terres si le sable saturé du Nevada est utilisé. En utilisant le test de la table vibrante, la figure 2.25, montre l'historique des pressions actives des terres en différentes altitudes, en fonction du temps.

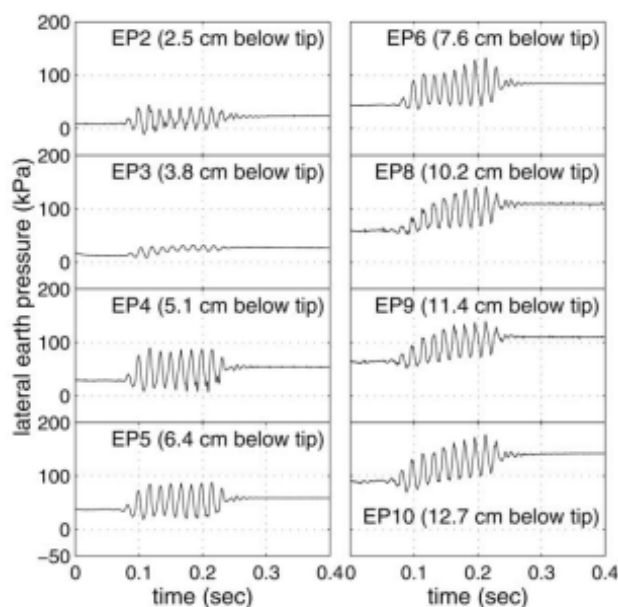


Fig.2.25. L'historique des pressions actives latérales en différentes altitudes, d'après Dewoolkar & al. (2000).

En outre, d'autres interprétations détaillées des mesures expérimentales, pourraient être effectuées pour étudier le problème complexe d'interaction structure-fluide et dynamique-sol-pore, des murs de soutènement sollicités par un séisme et soutenant un remblai liquéfiable.

2.4.1.2.2 Sadrekarimi (2010).

Sadrekarimi (2010), a effectué des essais à l'échelle réduite à l'aide de la table vibrante, sur des murs de quais à dos brisé en blocs de béton, avec deux formes de dos différentes, (figure 2.26). Huit modèles expérimentales de table vibrantes ont été exécutées sur deux types de murs à dos brisé.

Les pressions latérales des terres, sont aussi estimées par l'approche de Mononobe-Okabe, puisque cette approche est largement utilisée dans l'ingénierie et la conception.

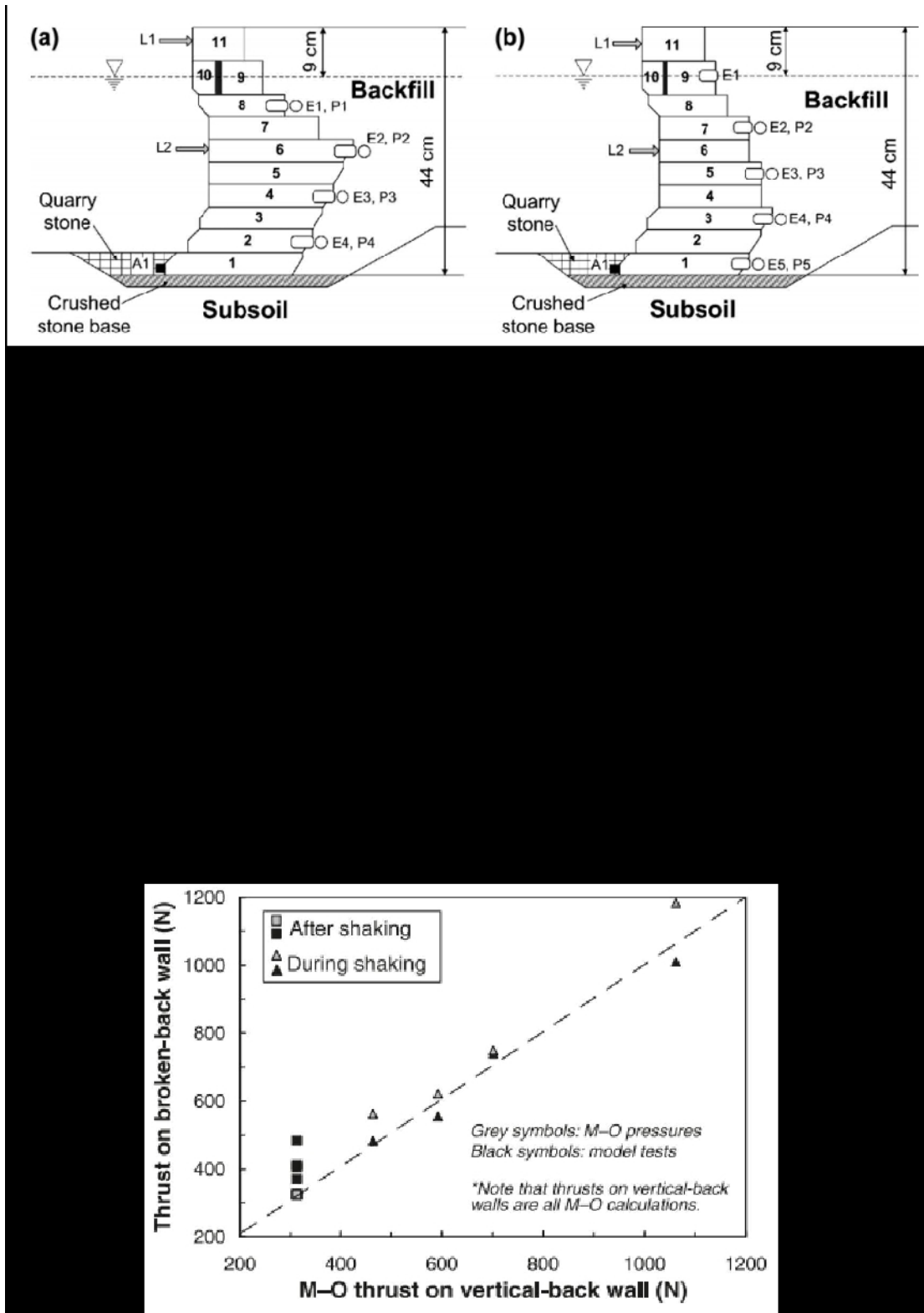


Fig.2.27. Pressions actives agissantes sur un mur à dos brisé, pendant et après la secousse, d’après Sadrekarimi (2010).

Les résultats ont montré que la pression latérale des terres diminue sur la face inclinée vers l’arrière et augmente sur la face inclinée vers l’avant d’un mur à dos brisé.

2.4.2 Effet des accélérations verticales sur les pressions actives dynamiques.

Dans l'analyse pseudo-statique, les accélérations horizontales et verticales d'un massif du sol pendant un séisme, sont considérées en appliquant une force d'inertie équivalente $K_h W$ et $K_v W$ respectivement, agissant sur un coin solide de sol au sens opposé d'accélération. Une valeur positive d'accélération horizontale augmente la valeur de P_{AE} et diminue la valeur de P_{PE} . La composante verticale de l'accélération a une influence sur les valeurs de P_{AE} , P_{PE} , K_{AE} et K_{PE} .

Les accélérations ascendantes ($-K_v.g$) résultent des valeurs plus petites de K_{AE} et des valeurs plus grandes de P_{AE} , par comparaison avec les valeurs de K_{AE} et P_{AE} quand $K_v=0$. Les accélérations ascendantes ($-K_v.g$) augmentent la valeur de P_{AE} due à la contribution du terme $(1-K_v)$ dans l'équation (2.14). Cette tendance est renversée quand l'accélération verticale soit descendante ($+K_v.g$). Seed & Whitman (1970) et Chang & Chen (1982) ont prouvé que la variation de la valeur de K_{AE} dépende des valeurs de K_v et K_h . Des calculs avec $K_v = (1/2)K_h$ à $K_v = (2/3)K_h$ montrent que la différence entre les valeurs calculées de K_{AE} pour les deux cas $K_v=0$ et $K_v \neq 0$ est moins de 10 %. Seed & Whitman (1970) ont prouvé que pour des problèmes typiques de conception de murs poids, les accélérations verticales peuvent être ignorées pour le calcul de K_{AE} . La valeur de K_v a une influence sur le calcul de P_{PE} élevée par rapport P_{AE} .

2.5 Conclusion.

La théorie de Rankine, théorie des coins solides de Coulomb, la procédure en spirale logarithmique, la méthode de Sokolovski et celle d'analyse limite donnent des résultats ont des valeurs semblables pour la poussée active quand le frottement d'interface entre le mur et le remblai est nul. Pour les angles de frottement supérieurs à zéro, la méthode des coins solides et les résultats en spirale logarithmique ont presque les mêmes valeurs pour la poussée active. La procédure en spirale logarithmique donne des valeurs précises pour la poussée passive pour toutes les valeurs de frottement d'interface entre le mur et le remblai. L'exactitude des valeurs des poussées passives calculées suivant la méthode des coins solides se diminue avec l'augmentation des valeurs de frottement d'interface parce que la frontière du bloc de

rupture devient de plus en plus incurvée. L'analyse pseudo-statique peut déterminer le point d'action de cette force le long du parement intérieur du mur.

La méthode d'équilibre limite et celle d'analyse limite sont pratiquement identiques, quand le mur est approximativement vertical et l'angle de frottement interne du remblai est plus grand que zéro, et la ligne de glissement est pratiquement plane. Pour les murs lisses, la surface de glissement est pratiquement plane et les différentes méthodes donnent des résultats presque identiques. Des essais expérimentaux et des analyses par éléments finis ou différences finis peuvent être employées pour estimer les pressions, les surpressions interstitielles et les forces dynamiques agissantes sur les murs, et elles donnent des résultats acceptables et réalistes par rapport ceux analytique.

Chapitre 3 :

PRÉSENTATION DE L'OUTILS DE SIMULATION NUMÉRIQUE

3.1 Introduction.

La modélisation en géotechnique ayant un objectif qui est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier ou complexe. La modélisation numérique est un outil robuste, elle est en amélioration depuis les années soixante dix. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Les méthodes de calcul numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure soit naturelle ou artificielle.

La géotechnique utilise une série de méthodes numériques, diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Nous citons quelques logiciels professionnels suivants :

- Flac 2D, FLAC Slope (*Itasca, USA*), pour traiter tout problème « contrainte-déformation » du sol et surtout l'analyse des mouvements de pentes.

- UDEC, 3DEC (*Itasca, USA*), pour la modélisation des tunnels en milieu rocheux, de la stabilité des massifs rocheux, ainsi la stabilité des massifs en maçonnerie.
- PLAXIS V8. 2 et la version 2010 (Delft, Pays-Bas), pour toute modélisation ayant un contact avec le sol (consolidation, fondation, centre d'enfouissement technique, ouvrages de soutènement, etc.). Ce logiciel est actuellement parmi les logiciels les plus utilisés dans le domaine de la géotechnique.

Nous avons choisi d'utiliser le code PLAXIS ^{2D} en ses deux versions 8.2 et 2010.

PLAXIS ^{2D} est un code en éléments finis en deux dimensions, spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, développé par PLAXIS BV des Pays Bas. Son nom est une combinaison de déformation plane et axisymétrique (*Plane strain and axisymmetric*). Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique, permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis, basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Ce code travaille sous *Windows*.

Il permet l'analyse des problèmes géotechniques en 2D, et se caractérise notamment par:

- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Un générateur automatique du maillage;
- Outil particulièrement convivial, pour l'ingénierie et la recherche.
- Interaction sols-structure (éléments d'interface intégrés) ;
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent ou transitoire) ;
- Calcul de consolidation ;
- Calcul de coefficient de sécurité (procédure *phi/c réduction*) ;
- Calcul en grandes déformations ;
- Calcul dynamique (Pour la simulation des vibrations et séismes) ;
- Plusieurs lois de comportement disponibles: *linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model*.

3.2 Modélisation des murs gravitaires par PLAXIS ^{2D}.

3.2.1 Modélisation du comportement du Sol.

3.2.1.1 Modélisation par PLAXIS ^{2D} V8.2.

PLAXIS propose différents modèles, qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

- **Modèle élastique linéaire:**

Ce modèle représente la loi de *Hooke* pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'*Young* E , et le coefficient de *Poisson* ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

- **Modèle de Mohr-Coulomb:**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres: le module d'*Young*, E , le coefficient de *Poisson*, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ .

- **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model):**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel, le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

- **Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model):**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique, formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression, pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous le premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, et même les sols mous, comme les argiles et les limons.

- **Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model):**

C'est un modèle de type Cam-Clay, qui permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

- **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model):**

C'est un modèle du deuxième ordre, formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

- **Modèle défini par l'utilisateur:**

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standards de PLAXIS.

Remarque :

Toutes les modélisations ont supposé un comportement élasto-plastique, répondant au modèle à critère de rupture de *Mohr-Coulomb*, qui est le modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le comportement élasto-plastique peut être représenté par le modèle monodimensionnel (figure 3.1) comprend un ressort de raideur K (pour symboliser l'élasticité), et un patin de seuil S_0 .

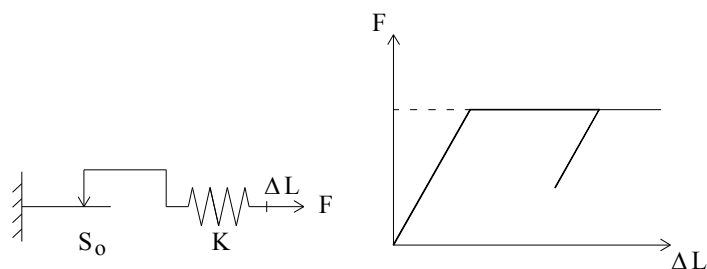


Fig. 3.1. Représentation monodimensionnelle du comportement élasto-plastique.

Le modèle élasto-plastique "*Mohr-Coulomb*" est caractérisé par cinq paramètres, qui sont :

en élasticité ;	E	module d'élasticité de <i>Young</i> ,
	ν	coefficient de <i>Poisson</i> ,
en plasticité ;	c	cohésion,
	φ	angle de frottement,
	ψ	angle de dilatance.

Sous sollicitation triaxiale, les paramètres du modèle sont représentés sur la figure 3.2.

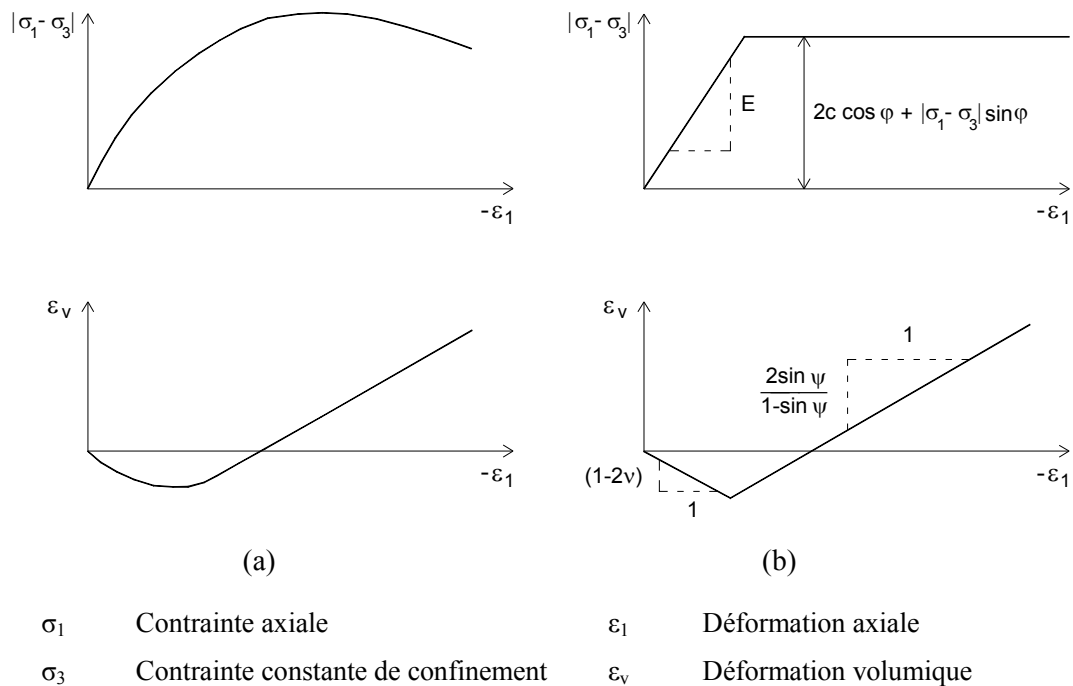


Fig. 3.2. Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b).

3.2.1.2 Les évolutions de PLAXIS^{2D} V 2010 par rapport PLAXIS^{2D} V 8.2.

✓ *Le modèle de comportement (HS Small Strain Stiffness):*

- Prise en compte de la variation de raideur à petite déformations, en déchargement et rechargement (comportement élastique).
- Deux paramètres supplémentaires ;
- $G_{0,ref}$: module de cisaillement à très petite déformation.
- $G_{0,7}$: niveau de déformation pour lequel $G/G_0 = 0,7$.

✓ *L'outil "soil tests" pour la simulation des essais de laboratoire:*

- Essais triaxiaux.
- Essais œnométriques.
- Essais de compression (CRS).
- Essais de cisaillement simple (DSS).
- Essais « user-defined » (General).

✓ **Les nouvelles lois de comportement:**

- *Hoek & Brown* (roches)
- Modèle NGI-ADP (argiles à cohésion non-drainée anisotrope)
- Modèles “user-defined” disponibles sur demande (voir la liste des modèles disponibles sur le site internet de PLAXIS).

3.2.2 Les éléments de maillage

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et les autres éléments de volume (figure 3.3). L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds. L'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

3.2.3 Les interfaces.

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Ils sont composées d'éléments "*interface*". La figure 3.3 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à six nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur cette figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface a une "épaisseur virtuelle", qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle

(*Virtual thickness factor*) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de *Virtual thickness factor* est 0.1. Cette valeur peut être changée en double cliquant sur la ligne géométrique, et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, des précautions doivent être prises en changeant le facteur par défaut. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes, il peut être nécessaire de réduire l'épaisseur virtuelle.

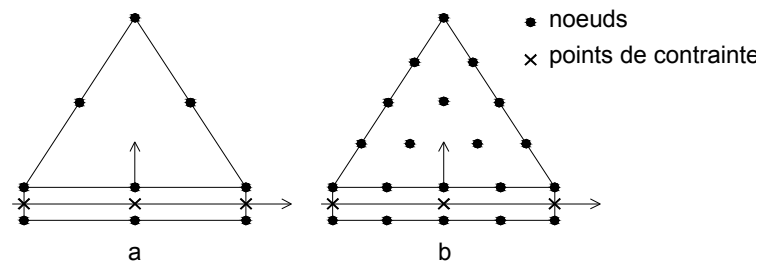


Fig. 3.3. Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol.

La matrice de rigidité des éléments d'interface, est obtenue en utilisant les points d'intégration de *Newton-Cotes*. La position de ces points d'intégration, (ou points de contrainte) coïncide avec la position des paires de nœuds. Ainsi, pour les éléments d'interface à six nœuds, une intégration de *Newton-Cotes* avec trois points est utilisée, alors que les éléments d'interface à dix nœuds nécessitent cinq points d'intégration.

Réduction d'interface (R_{inter}).

Un modèle élasto-plastique, permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de *Coulomb* est utilisé pour distinguer le comportement élastique (où des petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces), et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire. Pour les interfaces, dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (3.1)$$

Et pour un comportement plastique, τ est donnée par:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (3.2)$$

Où ; φ_i et c_i sont, l'angle de frottement et la cohésion de l'interface.

Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé, et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes:

$$\begin{cases} c_i = R_{inter} \cdot c_{sol} \\ \tan \delta_i = R_{inter} \cdot \tan \varphi_i \end{cases} \quad (3.3)$$

Où ; $0.01 \leq R_{inter} \leq 1$

L'angle de dilatance est donné par la relation suivante :

$$\psi_i = \begin{cases} 0 & \text{pour } R_{inter} < 1 \\ \psi_{sol} & \text{pour } R_{inter} = 1 \end{cases} \quad (3.4)$$

Indications :

- PLAXIS peut analyser des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur (voir Paramètres avancés).
- L'angle de dilatance ψ , est donné en degrés. Les couches très sur-consolidées et les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour les sables siliceux, on peut prendre $\psi \approx \varphi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

Si la résistance d'interface est régie par l'option Manuel, la valeur de R_{inter} peut être entrée manuellement. En général, pour des interactions réelles entre sol et structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de R_{inter} dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est habituel de prendre une valeur approximative $R_{inter} = 2/3$ pour un contact sable-acier, et $R_{inter} = 1/2$ pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de $R_{inter} > 1$ ne devraient normalement pas être utilisées.

3.2.4 Modélisation de l'interface sol/béton.

Les interfaces sol/béton démontrent toujours le comportement réduit de résistance, en ce qui concerne aux interfaces sol/sol. Pour cette étude un facteur de 0.67 est employé.

3.2.5 Modélisation d'un mur gravitaire.

Le mur gravitaire est modélisé avec des éléments triangulaires de 15 nœuds *élastiques linéaires non poreux*. L'intégration numérique de ces éléments implique 12 points de contraintes Gaussiens.

3.2.6 Maillage.

Le maillage de la géométrie sous PLAXIS a été agréé, afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs, et de vitesse optimale de résolution. A ces buts, le maillage a été densifié à proximité de l'ouvrage de soutènement (zone la plus sollicitée et déformée) et élargi progressivement vers les limites du modèle.

Les limites du modèle sont déterminées de manière, à éviter toute interférence avec la zone d'influence « en termes de modification des états de contrainte et de déformation » de l'ouvrage.

3.2.7 Conditions aux limites.

Les conditions imposées aux limites du modèle, sont des conditions en déplacement. Afin de permettre l'initialisation des contraintes sans perturbation par les frontières, les déplacements verticaux sont autorisés sur les limites latérales.

Les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

La surface topographique étant une surface libre, tout déplacement est tolérée sur la limite supérieure.

3.3 Modélisation du séisme.

3.3.1 Introduction.

Le code PLAXIS ^{2D} offre deux types d'analyse aux chargements séismiques :

- une analyse pseudo-statique, (En plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante, pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique).

- une analyse dynamique, (par exemple à partir des accélérogrammes appliqués à la base du modèle) qui est une option du modèle dynamique complémentaire.

3.3.2 Étude dynamique.

Le procédé pour exécuter une analyse dynamique avec PLAXIS, est de façon ou d'autre, semblable à celui pour une analyse statique. Ceci nécessite la création de la géométrie d'un modèle, génération de maillage, génération des contraintes initiales, définition et exécution du calcul, et par suite l'évaluation des résultats.

Les frontières verticales sont prises relativement lointaines de l'ouvrage. L'amortissement physique dans l'ouvrage et le sol est simulée au moyen d'amortissement de Rayleigh. Le tremblement de terre est modélisé en imposant un déplacement à la frontière inférieure. Avec l'unité standard de la longueur utilisée dans PLAXIS [m]. La démarche de fonctionnalité d'une analyse par PLAXIS est donnée par la figure 3.4.

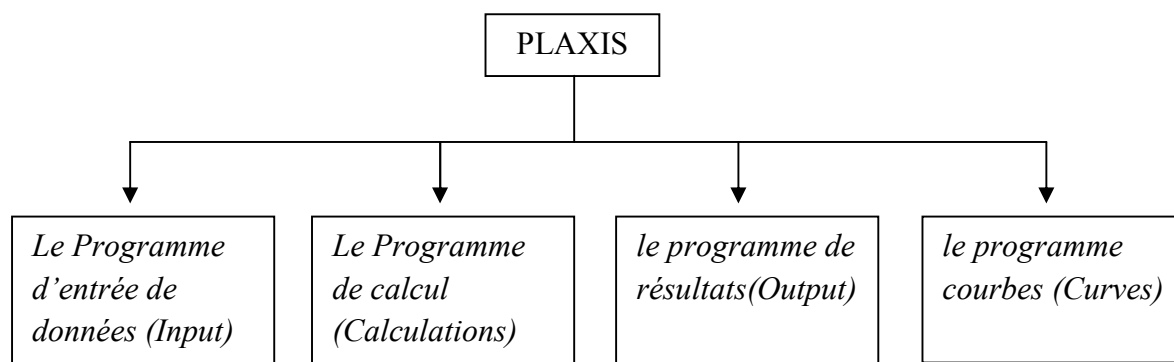


Fig. 3.4. Différents programmes de calcul en PLAXIS ^{2D}.

3.3.2.1 Procédé pour exécuter une analyse dynamique.

Dans les réglages généraux d'un nouveau projet, vous pouvez définir les conditions de base des analyses dynamiques que vous voulez exécuter. Des analyses dynamiques dans PLAXIS peuvent principalement être divisées en deux types de problèmes :

- Vibrations de simple-source.
- Problèmes de tremblement de terre (séisme).

3.3.2.2 Problèmes de tremblement de terre (séisme).

Dans les problèmes de tremblement de terre, la source de chargement dynamique est habituellement appliquée le long du fond du modèle, résultant aux ondes de cisaillement qui propagent vers le haut. Ce type de problèmes est généralement simulé avec un modèle de déformation plane. Notons qu'un modèle de déformation plane n'inclut pas l'amortissement géométrique. Par conséquent il peut être nécessaire d'inclure l'amortissement matériel pour obtenir des résultats réalistes.

▪ *Amortissement matériel de Rayleigh (alpha et beta).*

La matrice C représente l'amortissement matériel. En réalité, l'amortissement matériel est provoqué par le frottement ou par des déformations irréversibles (plasticité ou viscosité). Dans des formulations d'éléments finis, C est souvent formulé en fonction des matrices de la masse et de rigidité comme suit:

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (3.5)$$

Avec ; K : matrice de rigidité

M : matrice de masse

Si la contribution de M est dominante, par exemple ($\alpha_R = 10^{-3}$ et $\beta_R = 10^{-2}$), plus les fréquences basses sont amortis. Si la contribution de K est dominante, par exemple ($\beta_R = 10^{-3}$ et $\alpha_R = 10^{-2}$), plus les hautes fréquences sont amortis.

Les coefficients d'amortissement de Rayleigh, α et β peuvent être déterminés au moins de deux donnés des constantes d'amortissement ξ_i , qui correspondent à deux fréquences de vibration ω_i . Le rapport entre α , β , ξ_i et ω_i peut être donné par :

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\xi_i \quad (3.6)$$

Cependant, si plus de deux paires de données sont disponibles, des quantités moyennes doivent être faites pour produire deux équations.

Si on suppose cet amortissement réduit identique aux 2 fréquences ($\xi_1 = \xi_2 = \xi$), (Combescure, 2006), donc:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3.7)$$

Pour notre cas, les valeurs de ces coefficients sont représentées sur la figure 3.5.

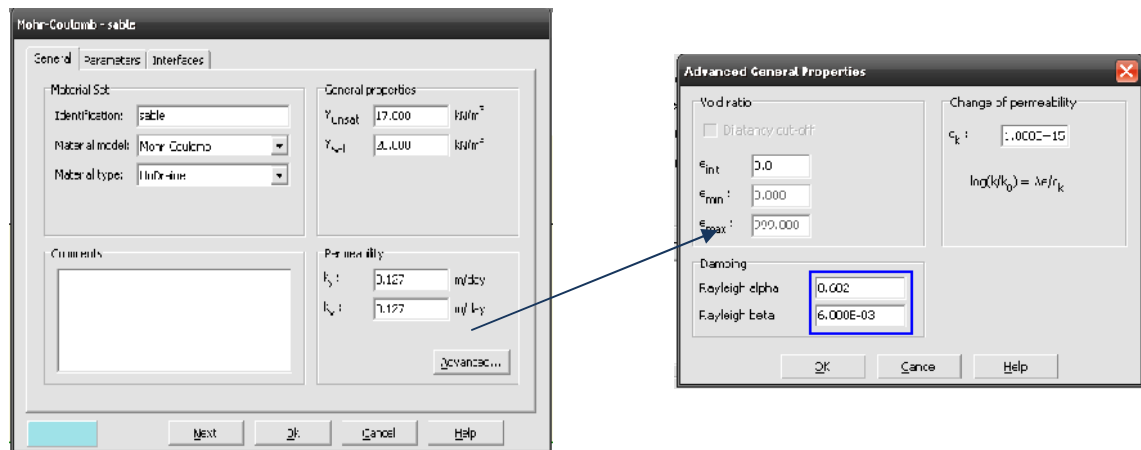


Fig. 3.5. Fenêtres d'entrée des coefficients d'amortissement de Rayleigh ; α et β .

Les données du programme d'entrée (*Input*), sont montrées sur la figure 3.6.

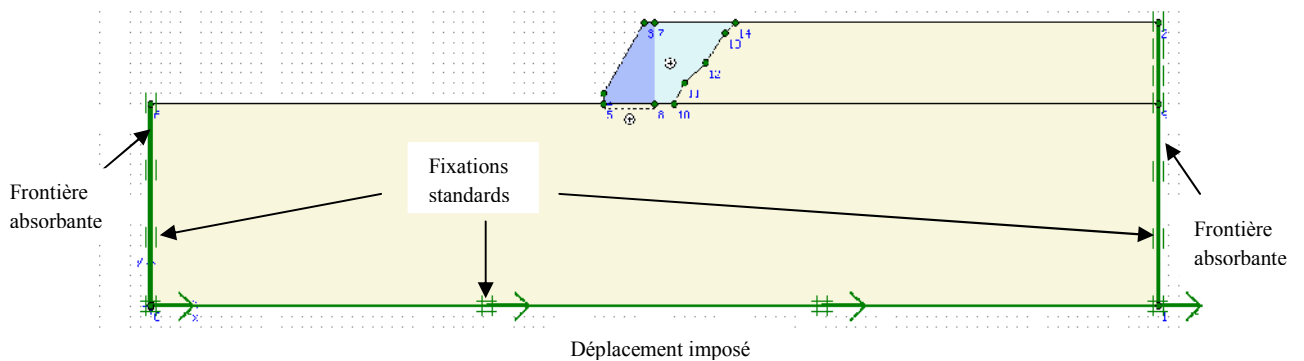


Fig. 3.6. Mode de création géométrique, avec les conditions aux limites statique et cinématique.

Le Programme de Calcul (*Calculations*):

- Choissant l'analyse dynamique (*General*).

Dans le programme de calcul, des multiplicateurs sont utilisés pour activer les charges dynamiques. Quand l'option analyse dynamique est choisie, nous pouvons cliquer à la droite des multiplicateurs $\Sigma Mdisp$, $\Sigma MloadA$ et $\Sigma MloadB$. Cette option est seulement disponible si la charge correspondante est placée en tant que charge dynamique dans le menu de charges du programme d'entrée.

La charge active qui est employée dans un calcul dynamique est le produit de la valeur d'entrée de la charge, comme spécifique dans le programme d'entrée, et le multiplicateur dynamique correspondant de charge :

$$Active\ load = Dynamic\ multiplier * Input\ value$$

On s'intéresse dans notre étude à introduire les fichiers SMC

Fichier SMC:

Le format de *SMC* (*Strong Motion CD-ROM*) est actuellement utilisé par le programme (*U.S. Geological Survey National Strong motion*) pour enregistrer des données des tremblements de terre et d'autres vibrations fortes. Dans les fichiers de *SMC*, des données sont données pour chaque 0.005s (200 valeurs par seconde). L'information en-tête est conçue pour fournir à l'utilisateur des informations sur le tremblement de terre et l'instrument enregistreur.

La plupart des fichiers de *SMC* contiennent des accélérations, mais elles peuvent également contenir la série de vitesse ou de déplacement et les spectres de réponses. On lui recommande vivement d'employer les articles de données corrigés de tremblement de terre.

3.3.3 Étude pseudo-statique.**▪ *Gravité et accélération***

La direction de la gravité est fixée à -90° , ce qui correspond à la partie négative de l'axe des y. Il n'est pas nécessaire de donner une valeur pour la gravité, car elle est implicitement incluse dans les poids volumiques entrés par l'utilisateur. De cette manière, la gravité est contrôlée par le coefficient de charge totale relatif au poids des matériaux, $\Sigma Mweight$.

En plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique. Les composantes sont exprimées comme fraction de l'accélération normale de la gravité g . L'activation d'une accélération additionnelle dans les calculs est contrôlée par les coefficients de charge *Maccel* et $\Sigma maccel$.

Maccel, $\Sigma Maccel$:

Ces coefficients contrôlent l'amplitude des forces pseudo-statiques à partir des composantes d'accélération saisies dans la fenêtre *General settings* du programme *Input*. La figure 3.7 donne un aperçu des différentes combinaisons du poids du sol et de l'accélération.

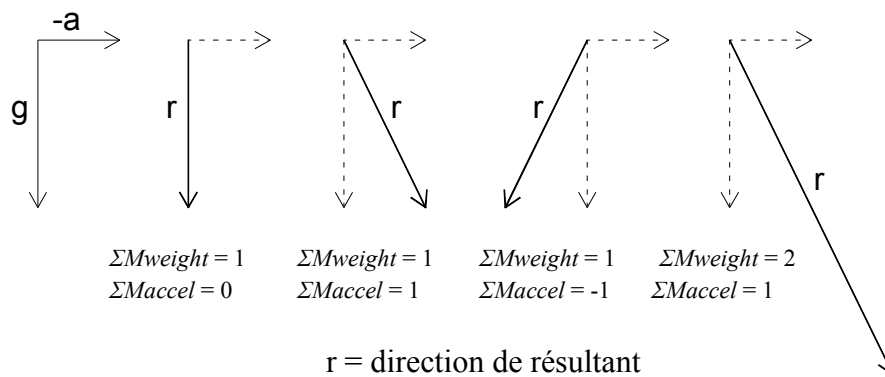


Fig. 3.7. Direction de la force résultante (r) selon différentes combinaisons de la gravité (g) et de l'accélération (a).

L'amplitude totale de l'accélération appliquée pendant le calcul est le produit des composantes de l'accélération et du paramètre $\Sigma Maccel$. Initialement, la valeur de $\Sigma Maccel$ est fixée à zéro. Dans les calculs où «*Loading input*» est réglé sur «*Incremental multipliers*», *Maccel* est utilisé pour indiquer l'incrément d'accélération pris en compte par le premier pas de calcul.

Les forces pseudo-statiques ne peuvent être activées que si le poids du matériau est déjà actif ($\Sigma Mweight = 1$). Pour $\Sigma Mweight = 1$ et $\Sigma Maccel = 1$, les forces gravitaires et les forces pseudo-gravitaires sont toutes actives.

3.4 Modélisation d'écoulement transitoire.

La version PLAXIS 2010 offre un calcul d'écoulement en régime permanent ou transitoire, pour notre étude on s'intéresse à considérer un écoulement en régime transitoire. On suit les étapes suivantes pour modéliser cet écoulement par PLAXIS:

Phase initiale ;

- ✓ On introduit dans le paramètre « *tabsheet* », une durée d'écoulement de 15 jours et un nombre maximum de 250 étapes.
- ✓ On introduit les conditions d'écoulement d'eau entre les points (50; 28) et (100; 28).
- ✓ On active le l'icône de précipitation.
- ✓ On choisit l'option « *closed flow boundary* » pour la base du modèle (figure 3.8).

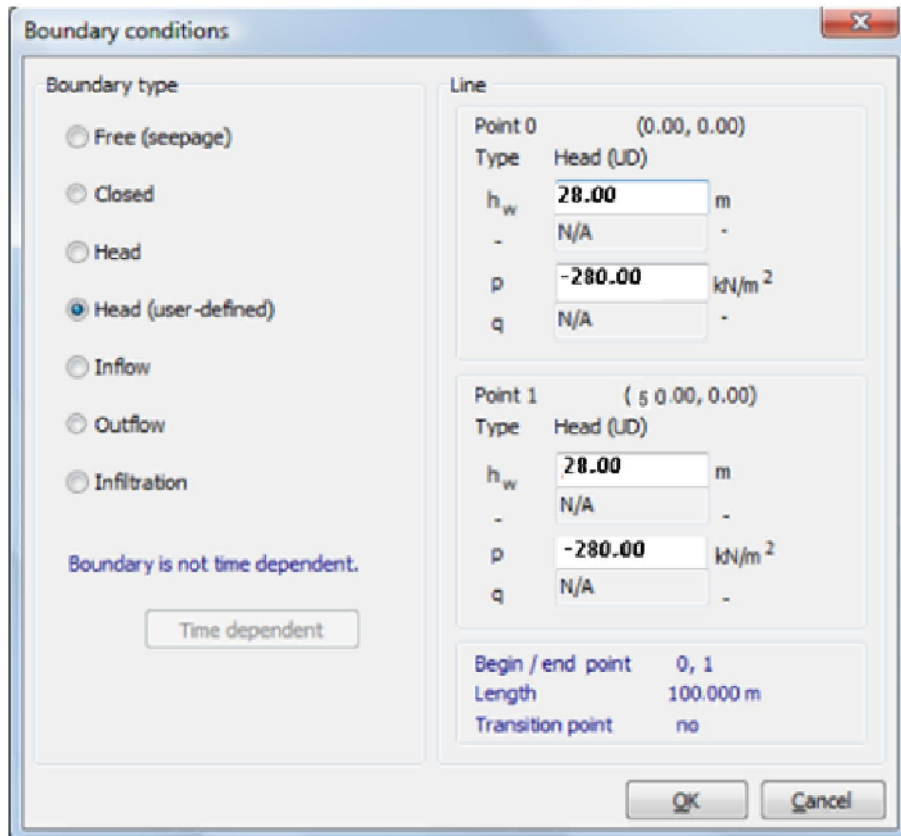


Fig. 3.8. Fenêtre des conditions aux limites (écoulement), pour la base du modèle.

✓ On choisit l'option « *closed flow boundary* » pour les frontières droites et gauche (figure 3.9).

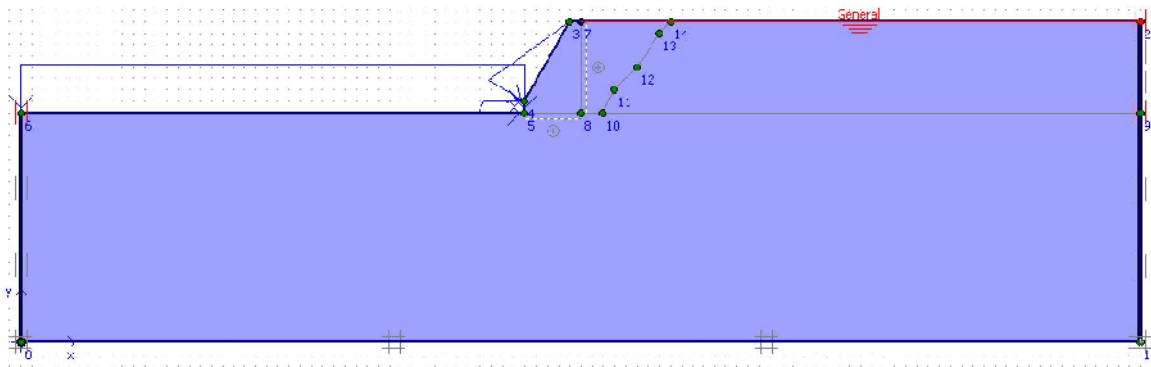


Fig. 3.9. Condition aux limites (écoulement), pour les frontières du modèle.

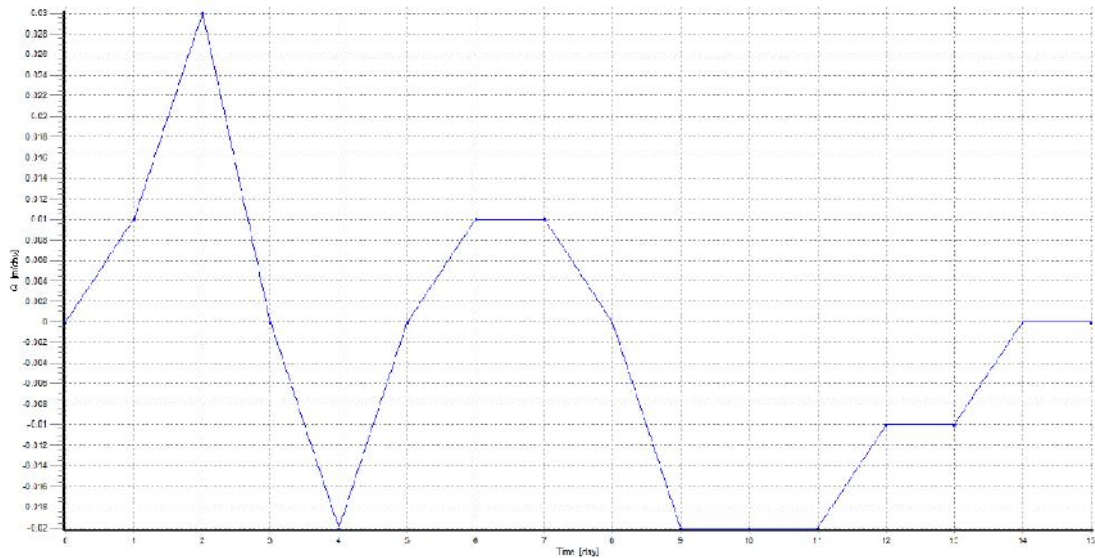
Phase transitoire ;

✓ On choisit le tableau donnant la quantité des eaux pluviales (Tableau 3.1) qui est conforme à la figure 3.10.

Tableau.3.1: Données de précipitation (manuel PLAXIS^{2D} 2010).

ID	Temps (jour)	Δq (m/jour)
1	0	0
2	1	0.01
3	2	0.03
4	3	0
5	4	-0.02
6	5	0
7	6	0.01
8	7	0.01
9	8	0
10	9	-0.02
11	10	-0.02
12	11	-0.02
13	12	-0.01
14	13	-0.01
15	14	0
16	15	0

La figure suivante, représente la variation de précipitation dans le temps.

**Fig. 3.10.** Variation de précipitation dans le temps, (manuel PLAXIS^{2D} 2010).

3.5 Conclusion.

Comme tous les produits universellement utilisés, PLAXIS ^{2D} en ses deux versions V8 et la version 2010, représente un outil facile d'utilisation, il permet l'analyse de problèmes géotechniques en 2D. La barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre permettant en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outils de la gauche vers la droite.

Il se caractérise notamment par les fonctions les plus importantes «constructions par étapes» (*Staged construction*) est le type de chargement (*Loading input*). Grâce à cette fonctionnalité spéciale de PLAXIS, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet de donner une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, quelque soit une construction ou une excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions hydrauliques dans la géométrie.

Il est possible dans la version 2010 d'attribuer l'effet d'écoulement transitoire ou de régime permanent en plus de l'effet de présence d'une nappe phréatique, comme il est possible également de simuler le phénomène sismique en considérant l'effet d'écoulement d'eau dans le sol.

Chapitre 4 :

APPLICATIONS NUMÉRIQUES

MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UN MUR GRAVITAIRE SOUS SOLLICITATION SISMIQUE EN/SANS PRÉSENCE D'EAU.

4.1 Introduction.

La modélisation d'un mur rigide sous l'effet sismique en présence d'eau, nous permet d'évaluer les pressions latérales agissantes sur ce dernier, ainsi d'estimer les pressions dynamiques, les surpressions interstitielles et les déplacements induits. Différentes

études effectuées dans ce domaine ; Iai & Kameoka (1993), Gómez & al. (1999), Green & Ebeling (2002), etc...

La présente étude numérique comporte les étapes suivantes :

- La détermination des déplacements du sol au voisinage du mur ;
- L'évaluation des pressions latérales actives derrière le mur ;
- L'estimation des pressions dynamiques derrière le mur ;
- L'évaluation des surpressions interstitielles et leurs évolutions à court terme ;
- L'estimation des accélérations aux différents niveaux au voisinage du mur ;

Ce chapitre comporte une analyse élastoplastique du remblai en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Le code utilisé pour la simulation de cette étude, c'est PLAXIS^{2D} en ses deux versions : 8.2 et 2010.

Deux problèmes de la présence d'eau sont considérés; pour le premier cas, on a considéré une nappe phréatique au niveau du terrain naturel (régime permanent), et pour le deuxième cas, un écoulement transitoire de 15 jours (eaux pluviales) est considéré. La considération de ces deux cas, a pour but de prévoir, quel est le cas le plus défavorable sur le taux des pressions, et les surpressions interstitielles.

Le problème d'interaction sol-structure est représenté en considérant deux valeurs ($\delta/\varphi = 0.5$ et $\delta/\varphi = 1$), pour illustrer l'effet de ce problème sur les valeurs des pressions latérales totales et dynamiques. Trois valeurs d'angle de frottement ont été considérés, $\varphi = 20^\circ$, $\varphi = 25^\circ$ et $\varphi = 35^\circ$.

Dans l'étude paramétrique, l'effet de l'accélération sur les résultats, est pris en considération. Pour le sens horizontal (sens X), l'accélération (a_x) représentée par le coefficient d'accélération horizontale K_h , varie entre 0 et 0.2. Pour le sens vertical (sens Y), l'accélération (a_y), représentée par le coefficient d'accélération verticale K_v , varie entre 0 et 0.2.

Pour cette étude, deux méthodes pour le cas dynamique sont considérées, en utilisant le code PLAXIS^{2D} : La méthode dynamique directe (MDD), à l'aide des accélérogrammes réels du séisme de Loma Prieta en Californie, sous forme des fichiers SMC, et la méthode simplifiée, dite méthode pseudo-statique (MPS). L'utilisation de la méthode simplifiée est à titre de comparaison entre les différentes méthodes utilisées.

4.2 Validation d'un exemple de calcul.

4.2.1 Introduction.

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique, dit de référence. Pour cette étude, on a exploité le cas étudié par Choudhury et al. (2006). Des résultats sous forme graphique, nous permettent d'observer directement les valeurs des pressions latérales totales, qui se développent dans le sol maintenu, derrière le mur de soutènement, après l'application de la méthode dynamique directe (MDD) ou bien la méthode pseudo-statique (MPS).

4.2.2 Les données géométriques.

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un mur gravitaire en béton d'une hauteur de 8 m, et d'une largeur 5 m à la base et 1 m au sommet, reposant sur une couche de limon ayant une épaisseur de 20 m, et supportant un remblai d'une épaisseur de 8 m. La largeur du modèle est de 100 m. On s'intéresse d'estimer les pressions latérales actives des terres pour la validation. Pour l'étude paramétrique, on s'intéresse aussi d'estimer les pressions dynamiques des terres, les surpressions interstitielles, le déplacement du mur et les accélérations aux différents niveaux du sol.

Trois types de calculs sont pris en considération; premièrement on fait un calcul à l'état sec du sol maintenu, pour comparer les résultats obtenus avec ceux de la référence "Choudhury & al. (2006)", par suite nous refaisons les mêmes étapes de calcul, en prenant en compte soit l'effet d'écoulement d'eau dans le sol maintenu d'une part, soit l'effet d'une nappe phréatique au niveau du terrain nature, d'autre part. L'objectif d'utilisation de ces deux modes de calcul, c'est pour montrer le risque d'écoulement par rapport la nappe, notamment pendant une secousse sismique. La figure 4.1 représente les différents termes descriptifs de l'ensemble : mur, sol de fondation et le remblai, dans ce cas étudié. Les caractéristiques géotechniques et mécaniques du matériau de remblai et de sol de fondation, ainsi le terrain naturel sont récapitulées dans les tableaux 4.1 et 4.2 respectivement.

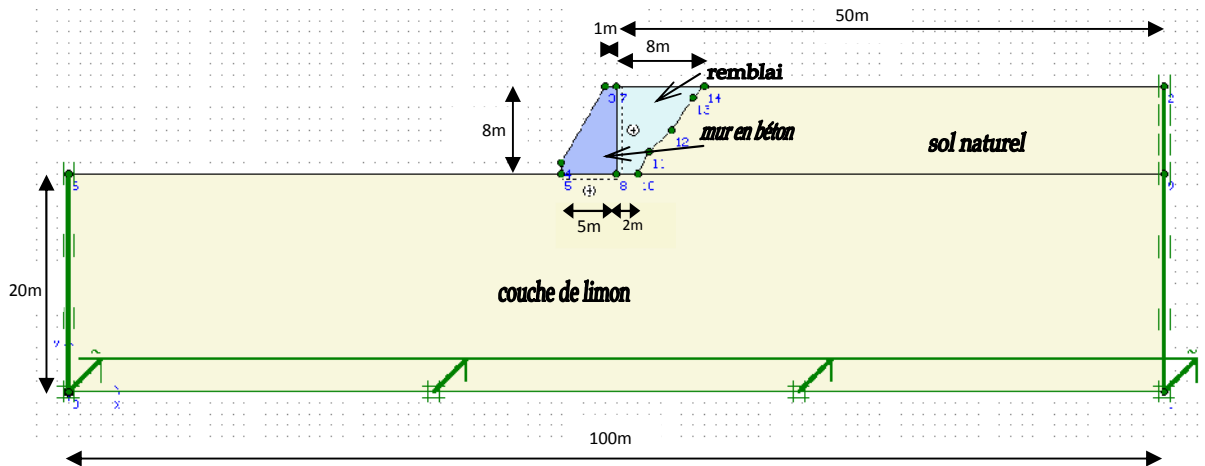


Fig. 4.1. Modèle d'un mur gravitaire en béton.

4.2.3 Les données géotechniques.

Les paramètres de sol, les caractéristiques du mur de soutènement et le descriptif du maillage, sont récapitulées dans les tableaux suivants:

Tableau.4.1: Paramètres des sols.

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3
		Sol de fondation	Sol maintenu	sol naturel
Type		<i>drainé</i>	<i>non drainé</i>	<i>drainé</i>
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17.000	17.000	17.000
γ_{sat}	[kN/m ³]	19.000	20.000	19.000
k_x	[m/jour]	0.01538	0.127	0.01538
k_y	[m/jour]	0.01538	0.127	0.01538
E_{ref}	[kN/m ²]	20000.000	13000.000	20000.000
ν	[-]	0.330	0.300	0.330
ϕ	[°]	29.00	35.00	29.00
c	[kN/m ²]	8.000	0.200	8.000
ψ	[°]	0.000	5.000	0.000
$R_{inter.}$	[-]	1.000	1.000	1.000
α	[-]	0.682	0.682	0.682
β	[-]	0.003	0.003	0.003

Tableau. 4.2: Caractéristiques du mur de soutènement.

<i>Linear Elastic</i>		Mur gravitaire
Type		<i>non poreux</i>
γ	[kN/m ³]	25.00
k_x	[m/s]	0.000
k_y	[m/s]	0.000
E	[kN/m ²]	1.082*10 ⁷
ν	[-]	0.200
R_{inter}	[-]	1.000
α	[-]	0.682
β	[-]	0.003

Modèle : déformations planes
 Éléments : 15 nœuds
 Nombre des éléments = 597
 Nombre des nœuds = 5109

4.2.4 Les phases de calculs.

Le calcul est effectué en cinq étapes (figure 4.2). La démarche de simulation du problème envisagé, consiste à utiliser la procédure de construction par étape pour les trois premières étapes, pour le reste on utilise ‘total multipliers’.

The screenshot shows a software interface with the following details:

- General Parameters:**
 - Phase Number / ID.: 5
 - Phase Name: Effet pseudo-statique
 - Start from phase: 3 - Ajout du remblai
 - Calculation type: Plastic
 - Log info: Prescribed ultimate state fully reached
 - Comments: (empty)
- Table of Phases:**

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A	0,00 s
✓ Etat initial	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 s
✓ Construction du mur	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 s
✓ Ajout du remblai	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 s
✓ Effet dynamique	4	3	Dynamic analysis	Total multipliers	10,00 s
✓ Effet pseudo-statique	5	3	Plastic	Total multipliers	0,00 s

Fig. 4.2. Les phases de calculs.

La phase 1, représente l'état initial (avant la construction du mur), comme le montre les figures 4.3 et 4.4.

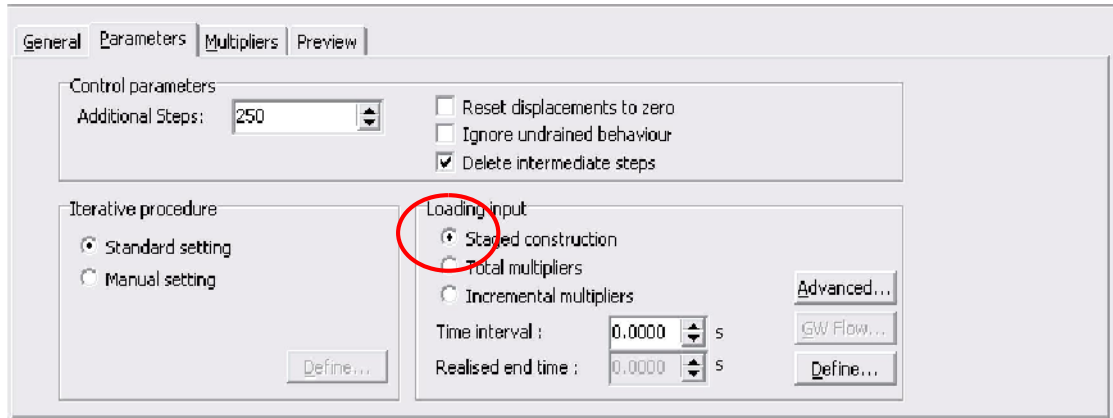


Fig. 4.3. Fenêtre correspondant à la construction par étape de la phase initiale.

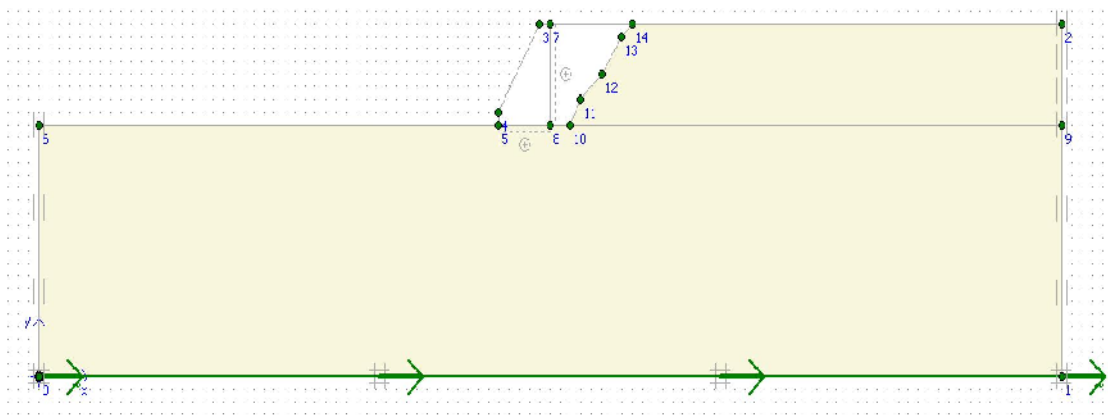


Fig. 4.4. Représentation numérique de la phase initiale.

La phase 2, représente la construction du mur, comme il est indiqué sur les figures 4.5 et 4.6.

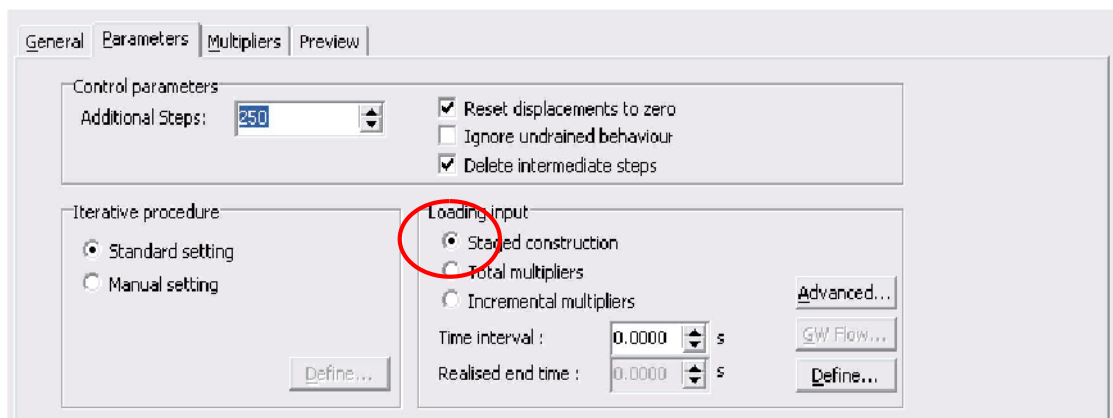


Fig. 4.5. Fenêtre correspondant à la phase de construction du mur.

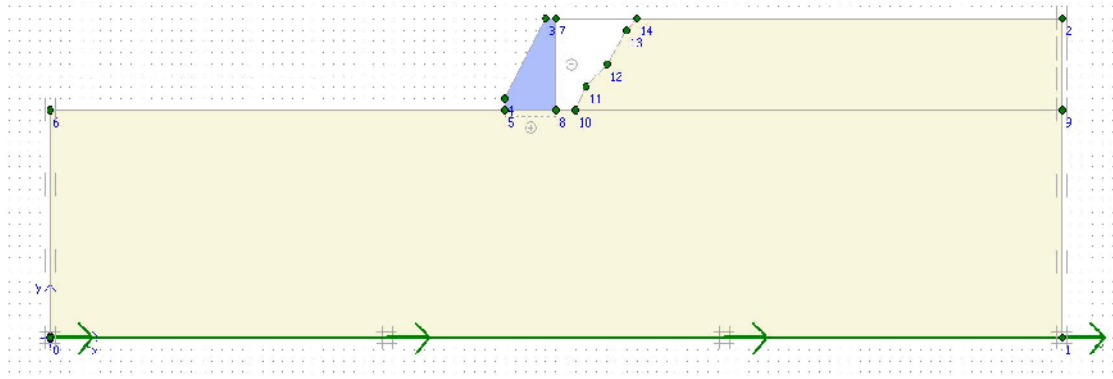


Fig. 4.6. Représentation numérique de la phase de construction du mur.

La phase 3, représente la pose du remblai, comme il est présenté sur les figures 4.7 et 4.8.

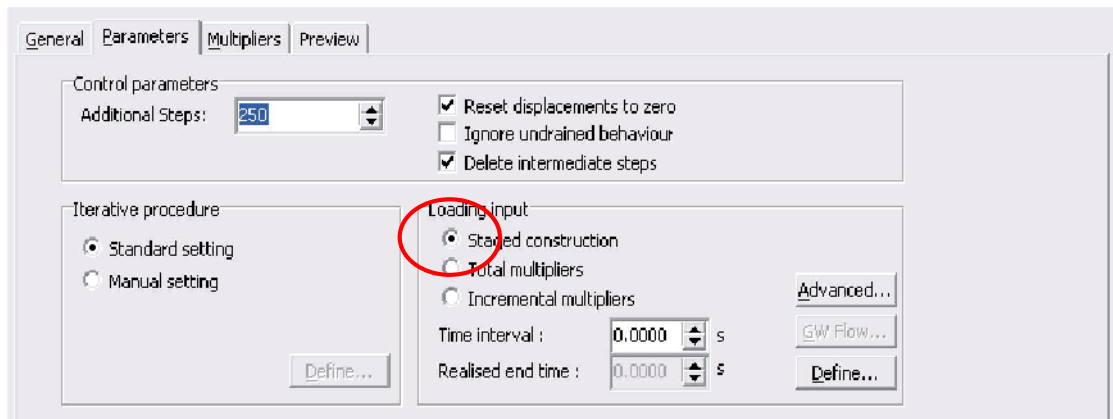


Fig. 4.7. Fenêtre correspondant à la phase de pose du remblai.

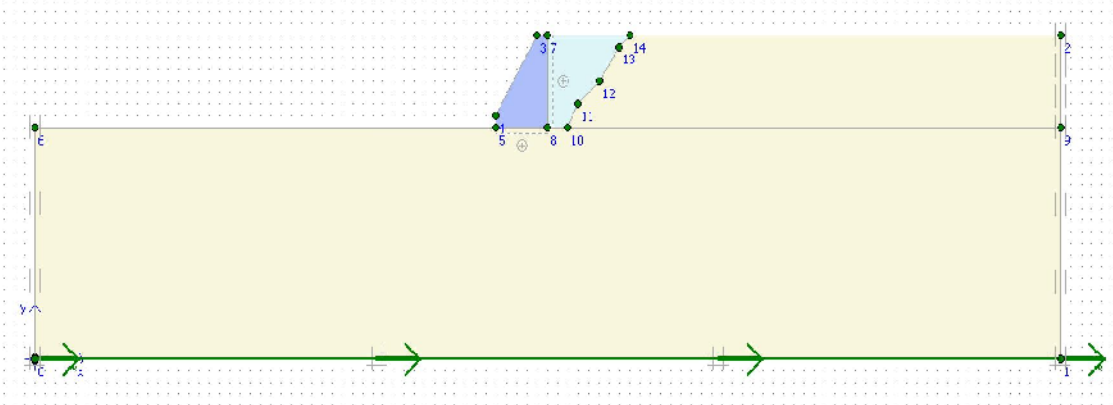


Fig. 4.8. Représentation numérique de la phase de pose du remblai.

La phase 4, représente l'application de la méthode dynamique directe, comme la montre la figure 4.9.

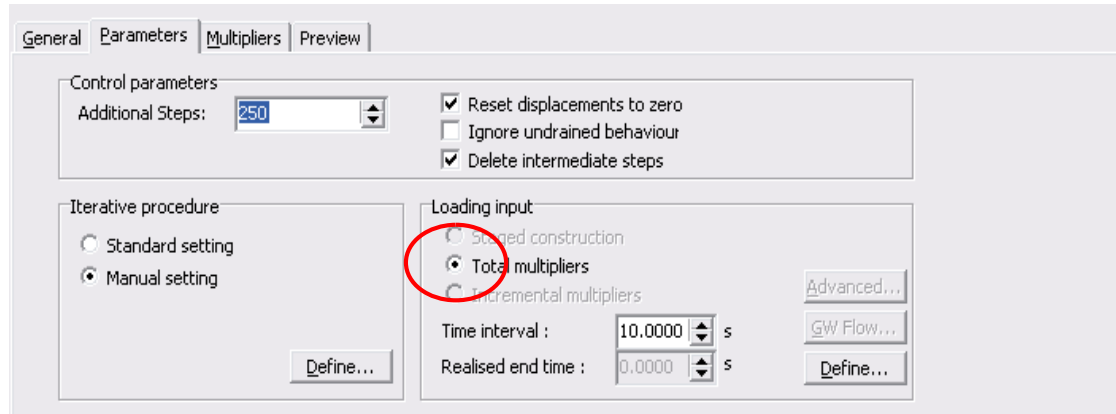


Fig. 4.9. Fenêtre de la phase d'application de la méthode dynamique.

En cliquant sur l'icône "Define" à droite de la fenêtre précédente, nous aboutissons *les données du séisme*.

Pour ce problème, on a considéré que le modèle est excité par deux composantes du séisme de Californie 1990, d'une magnitude de 5.4 et d'un pic d'accélération de 2.32 m/s^2 dans le sens horizontal, et de 1.04 m/s^2 dans le sens vertical. Les figures 4.10 et 4.11 montrent l'historique des deux composantes d'accélération au niveau de la base du modèle. La durée totale de cette action est de 10 secondes.

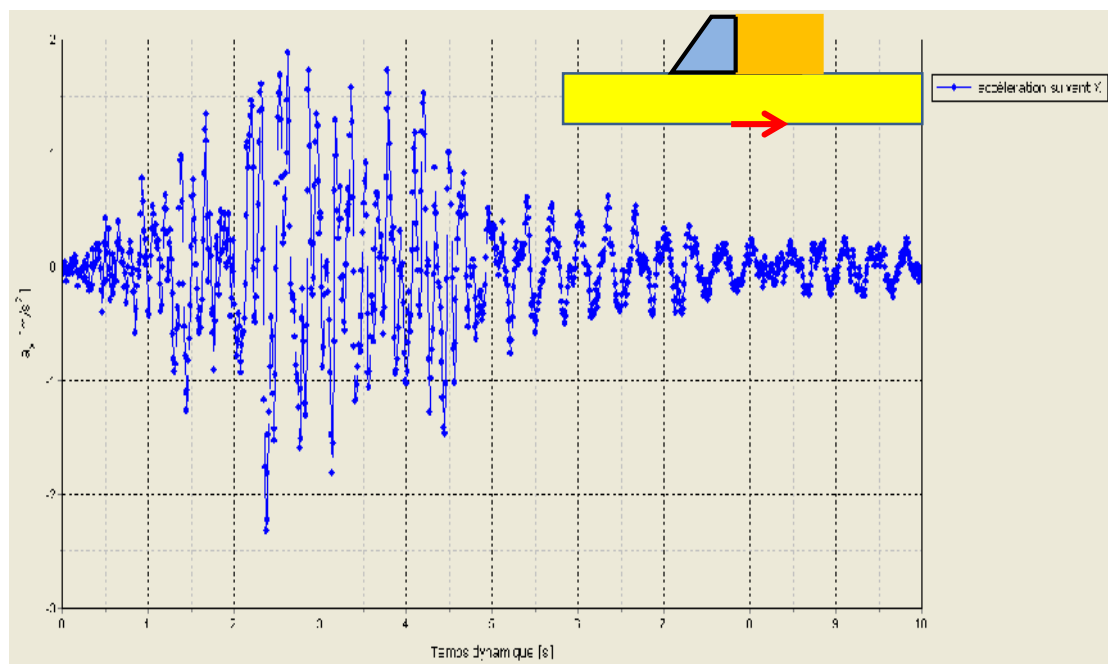


Fig. 4.10. Présentation d'accélération à la base du modèle suivant l'axe X.

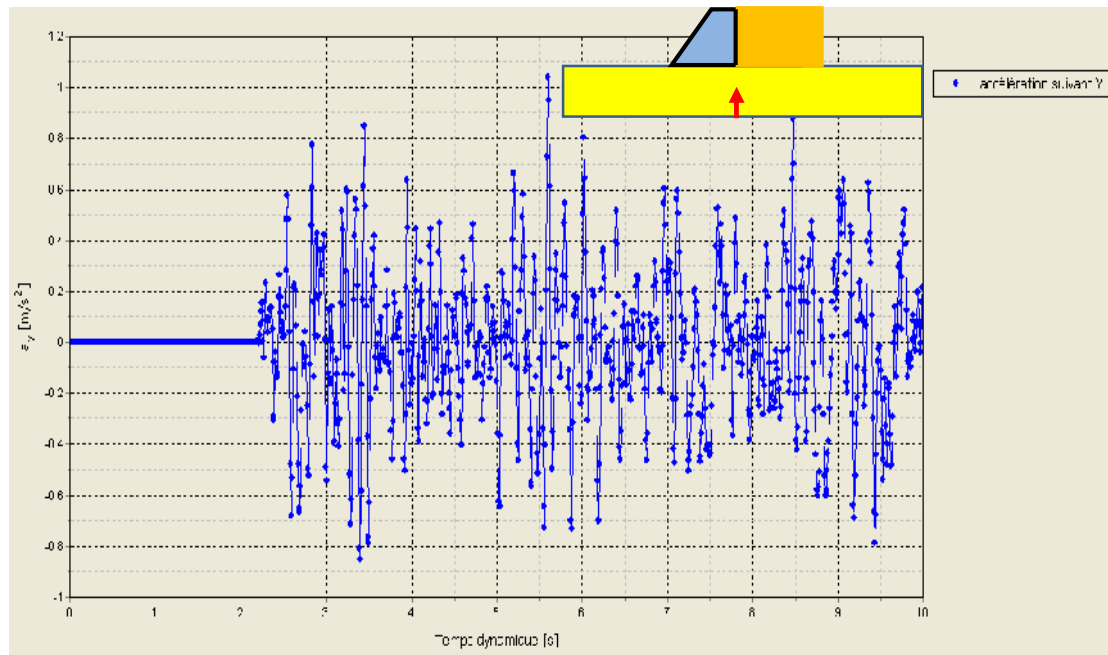


Fig. 4.11. Présentation d'accélération à la base du modèle suivant l'axe Y.

La phase 5, représente l'application de la méthode pseudo-statique de 0.2 g dans le sens horizontal et 0.1 g dans le sens vertical pour pouvoir comparer entre les différentes méthodes. La figure 4.12 montre la fenêtre d'application de la méthode pseudo-statique. Les figures 4.13 et 4.14 montrent respectivement les fenêtres de réglage général du programme d'entrée des données et le réglage des paramètres d'accélération et du poids pour la méthode pseudo-statique.

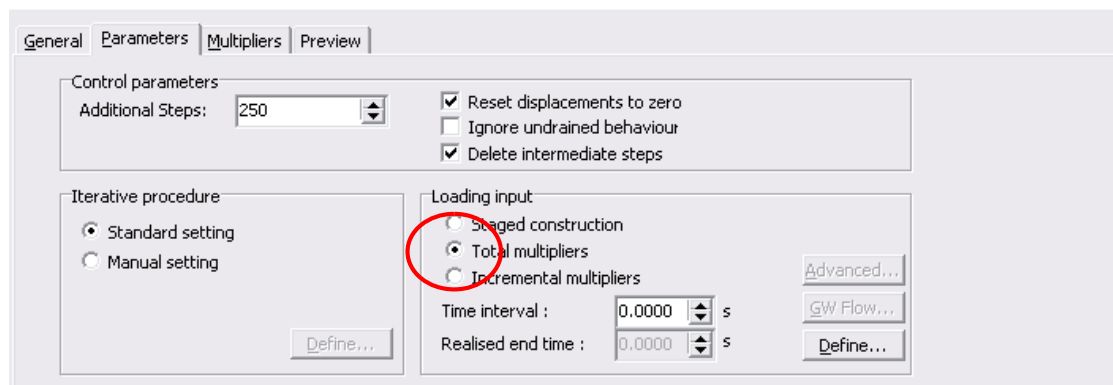


Fig. 4.12. Fenêtre de la phase d'application de la méthode pseudo-statique.

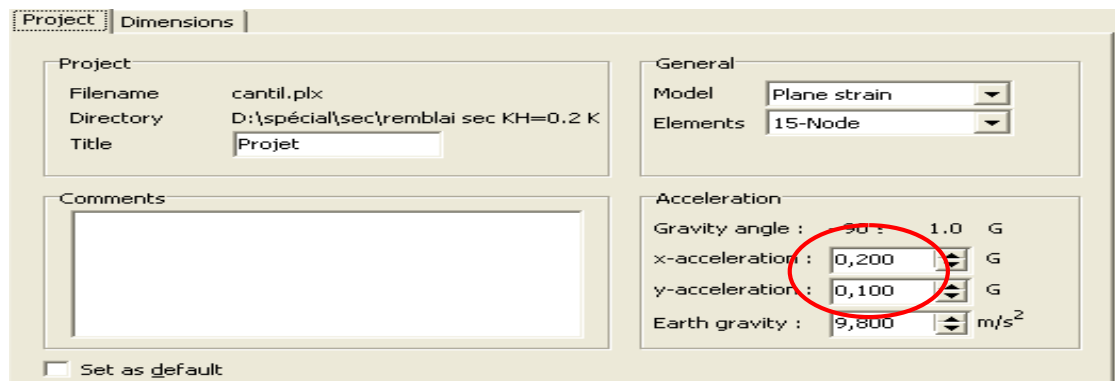


Fig. 4.13. Fenêtre des réglages généraux du programme d'entrée des données.

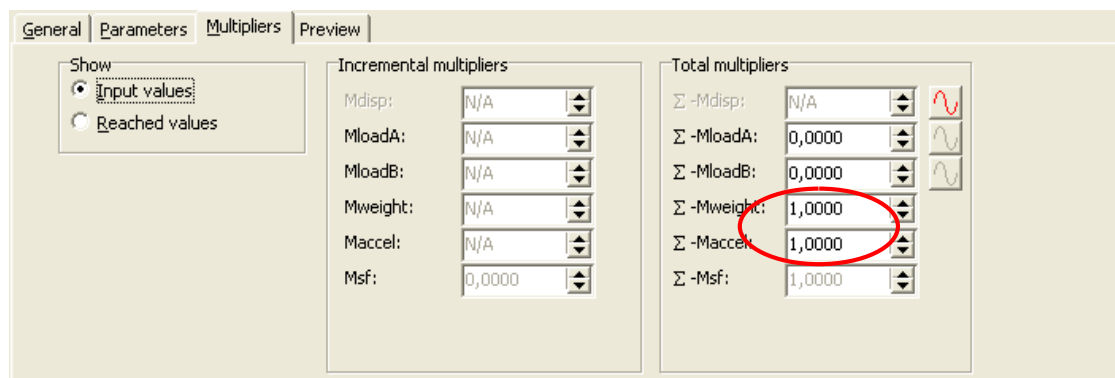


Fig. 4.14. Fenêtre de réglage des paramètres d'accélération et du poids pour la méthode pseudo-statique.

4.2.5 Résultats des études.

4.2.5 Mécanismes de rupture.

L'étude du comportement d'un ensemble de mur gravitaire, le remblai maintenu, le sol de fondation et le terrain naturel, vis-à-vis une secousse sismique, est traitée à l'aide d'un code en éléments finis (FEM, PLAXIS ^{2D}). Les mécanismes de rupture développés numériquement tendent vers un mécanisme de glissement. La figure 4.15 montre la déformation de l'ensemble du maillage après la secousse sismique.

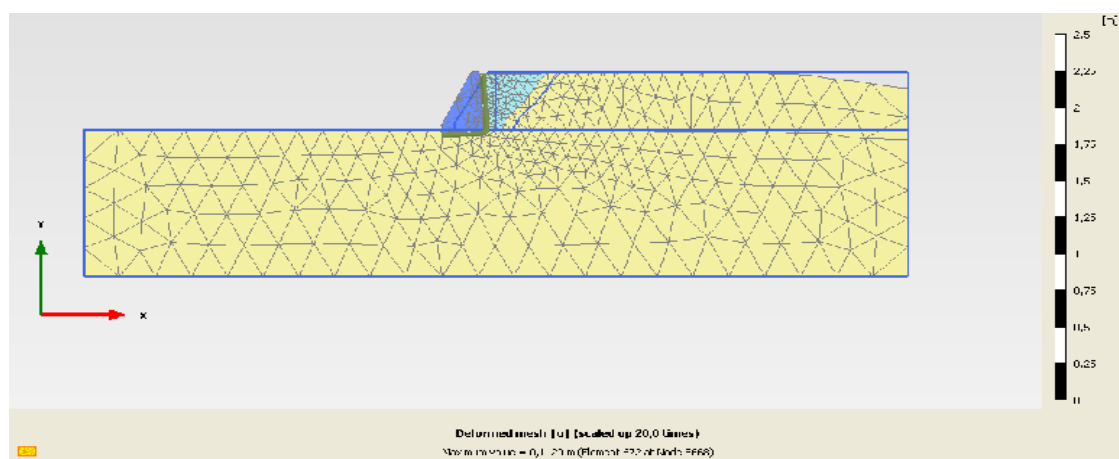


Fig. 4.15. Maillage déformé pour le problème dynamique.

La figure 4.16 montre les points plastifiés qui s'apparaissent le long de la ligne de glissement, dans la partie de contact entre mur-remblai et à la base du mur.

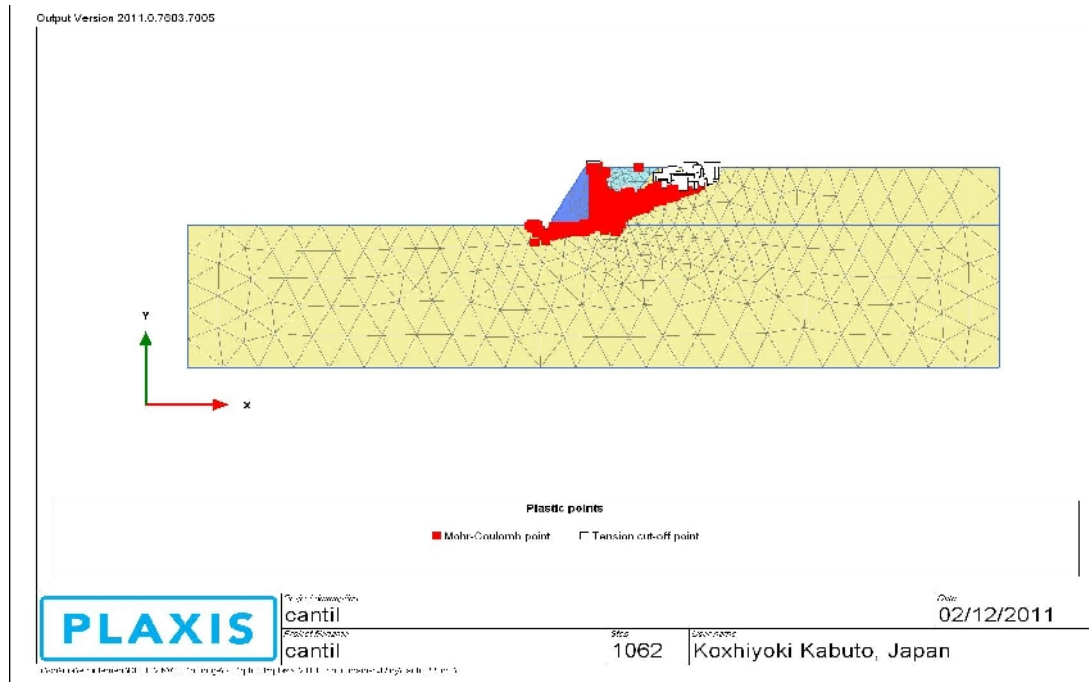


Fig. 4.16. Démonstration des points plastifiés pour le problème dynamique.

4.2.6 Résultat de validation.

La figure 4.17 montre une comparaison entre les résultats adimensionnels de la pression totale active des terres en absence d'eau, estimée par plusieurs approches.

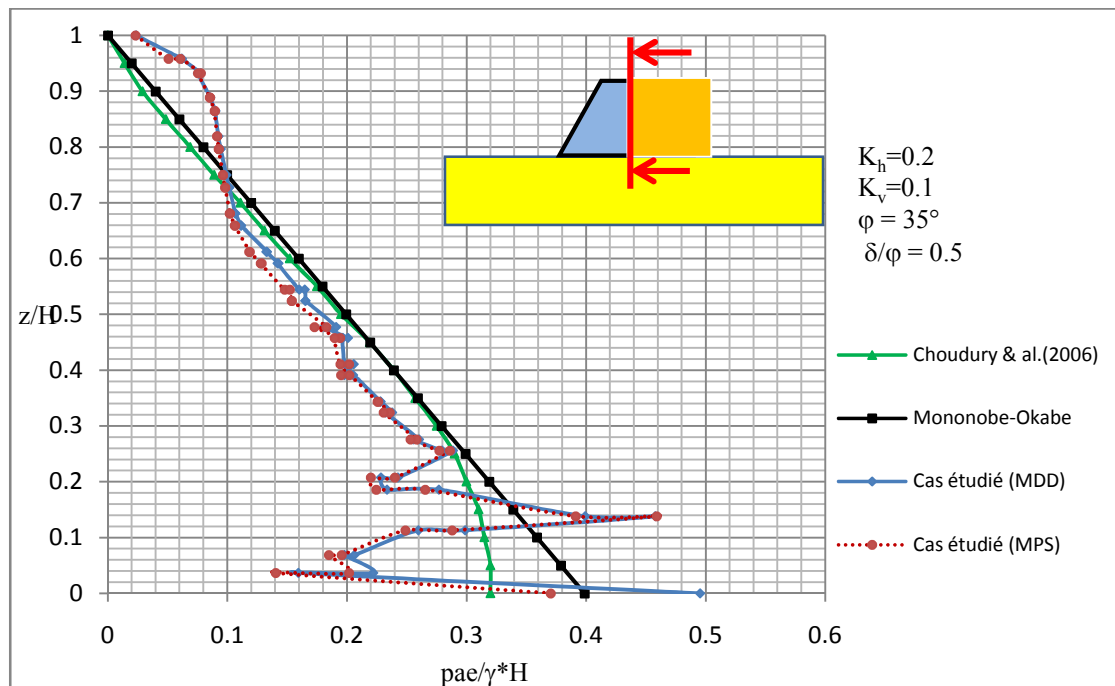


Fig. 4.17. Comparaison entre les résultats adimensionnels de la pression totale active des terres estimée par plusieurs approches.

Remarquons sur la figure précédente, qu'il y a une similitude entre les résultats fournis par PLAXIS ^{2D}, en appliquant soit la méthode dynamique directe, ou bien la méthode pseudo-statique, et ceux élaborés par la référence, ce qui signifie que les procédures de simulation par PLAXIS ^{2D} sont acceptables.

4.3 Études paramétriques.

4.3.1 Introduction.

Dans cette étude, on va montrer l'effet des paramètres sur le déplacement du mur, sur les pressions latérales (totales et/ou dynamiques) sur toute la hauteur du mur, sur les surpressions interstitielles générées dans le remblai, et enfin sur les accélérations aux différents niveaux sur toute la hauteur du modèle.

On a quatre types de paramètres :

- ✚ Le paramètre de modélisation.
- ✚ Les paramètres géotechniques.
- ✚ Les paramètres géométriques.
- ✚ Les paramètres du séisme.

Dans ce qui suit, on va considérer la présence d'eau, soit par une nappe phréatique au niveau du terrain naturel, ou bien un écoulement transitoire, la figure 4.18 montre les pressions d'eau estimées en considérant une nappe phréatique au niveau du terrain naturel, la figure 4.19 représente la trajectoire des eaux pluviales (précipitation) en considérant un écoulement transitoires de quinze (15) jours.

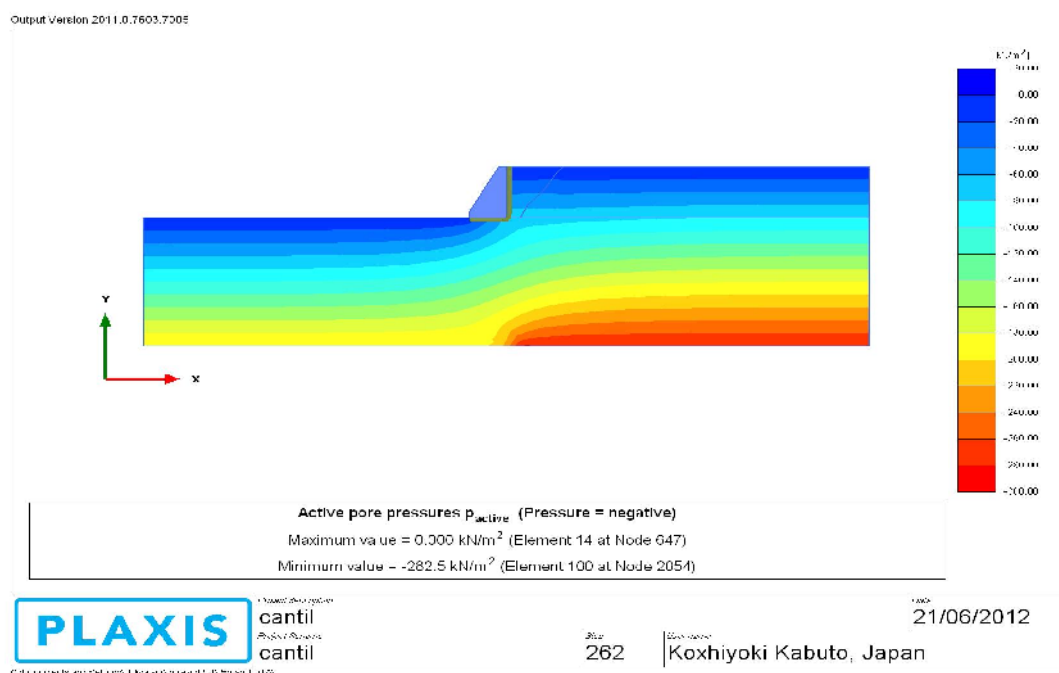


Fig. 4.18. Pression d'eau d'une nappe phréatique au niveau de la surface du terrain naturel.

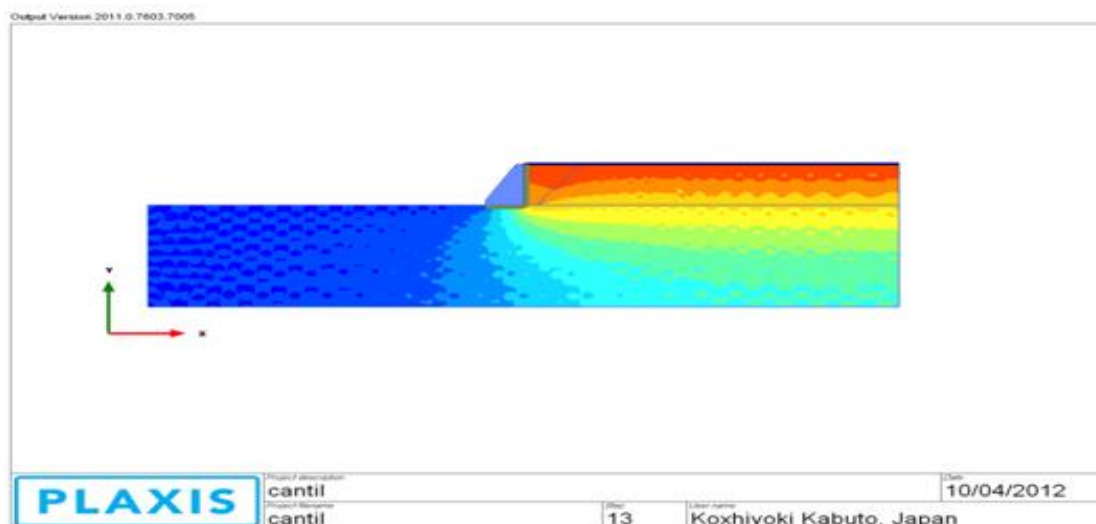


Fig. 4.19. Trajectoire d'écoulement transitoire (eaux pluviales), après 15 jours de précipitation.

4.3.2 Le paramètre de modélisation.

On se limitant dans cette étape à un seul paramètre, qui est le facteur de précision de calcul, nommé: « Dynamic sub steps », pour juger que la valeur donnée pour ce facteur est acceptable de donner des bons résultats pour l'étude paramétrique, où l'objectif c'est la limitation du temps de calcul.

4.3.2.1 Pressions latérales totales.

On se limite à l'application du paramètre de précision de calcul, seulement sur la distribution des pressions latérales totales, le résultat sera généralisé sur les autres variantes.

4.3.2.1.1 Effet de précision de calcul.

Remarquons, à partir du graphe 4.20, qu'il ya une légère différence dans les valeurs des pressions latérales totales qui se développent après le calcul dynamique, entre la valeur « *Dynamic sub steps* » par défaut (précision élevée) et « *Dynamic sub steps = 1* » (précision modérée), qui est la plus faible valeur.

Les valeurs des pressions obtenues pour les deux considérations sont presque identiques, où la valeur de pression maximale est atteinte au point correspondant à $z/H = 0.105$, avec une légère différence entre la précision élevée ($p_{ae}/\gamma \cdot H = 0.531$), et la précision modérée ($p_{ae}/\gamma \cdot H = 0.513$); c.-à-d. d'une variation négligeable de 3.51%. ce qui nous permet d'effectuer les calculs avec la considération « *Dynamic sub steps = 1* » pour accélérer les calculs.

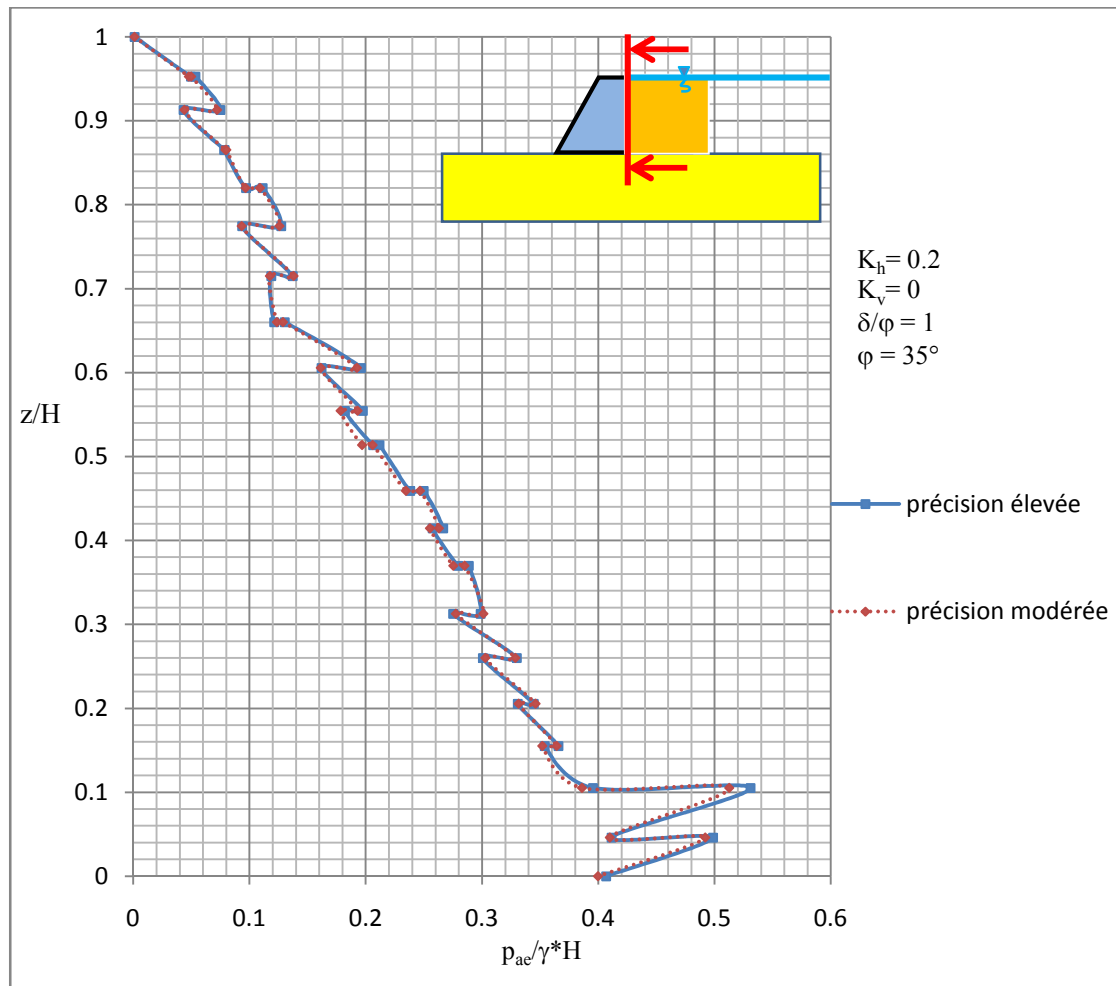


Fig. 4.20. Influence de la précision de calcul sur les valeurs des pressions latérales totales (cas d'une nappe phréatique).

4.3.3 Les paramètres géotechniques.

4.3.3.1 Déplacement horizontal dû à l'effet dynamique.

4.3.3.1.1 Effet d'angle de frottement φ et l'angle d'interface δ .

La figure 4.21 représente une comparaison du déplacement horizontal relatif de deux points arbitraires du sol $(X, Y1) = (50.45 \text{ m}, 20 \text{ m})$, $(X, Y2) = (50.45 \text{ m}, 28 \text{ m})$ sous l'effet dynamique en variant l'angle de frottement d'interface, $\delta = 0.5\varphi$ et $\delta = \varphi$, en considérant un remblai sec pour $k_h = 0.2$ et $k_v = 0$.

Il est notable que le déplacement augmente en diminuant l'angle de frottement du sol et en diminuant l'angle de frottement d'interface. On a enregistré une valeur maximale de déplacement de 2.3 cm.

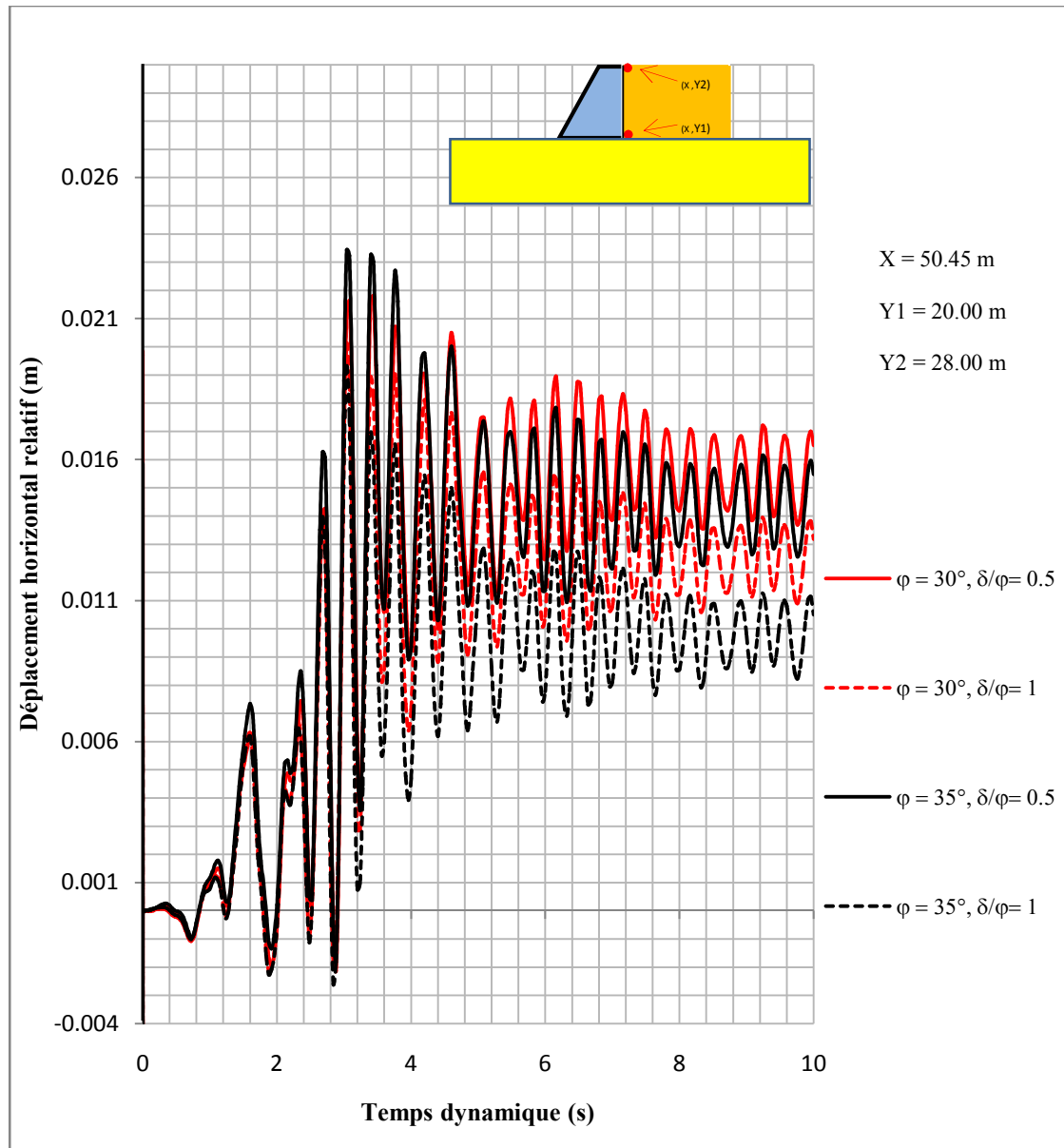


Fig. 4.21. Influence d'angle de frottement interne φ et l'angle de frottement d'interface δ sur le déplacement horizontal relatif du mur sous l'effet dynamique, en considérant un remblai sec avec, $K_h = 0.2$ et $K_v = 0$.

La figure 4.22 montre une représentation numérique du déplacement horizontal correspondant au graphe précédent.

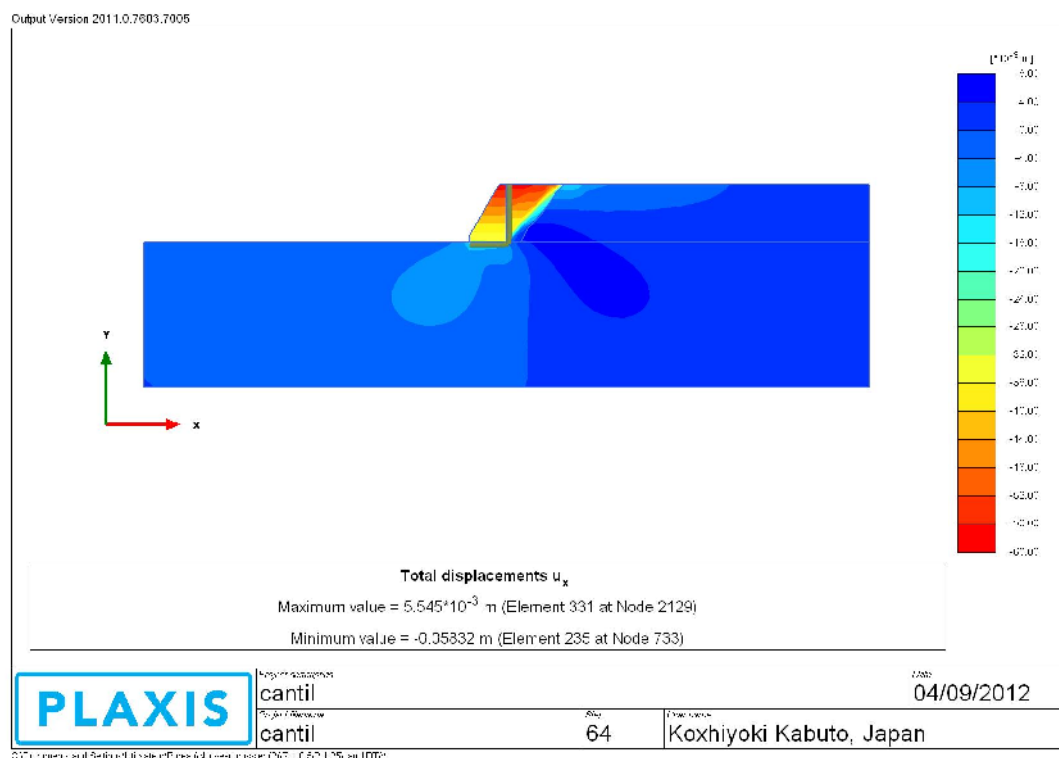


Fig. 4.22. Le déplacement horizontal sous l'effet dynamique, en considérant un remblai sec, avec $K_h = 0.2$ et $K_v = 0$.

4.3.3.2 Pressions latérales dynamiques et/ou totales.

4.3.3.2.1 Effet d'écoulement par rapport à une nappe.

Ce paragraphe a pour but de donner une comparaison des pressions latérales totales et des pressions dynamiques, estimées par trois (3) considérations ; un écoulement transitoire, une nappe phréatique ou analytiquement.

Il est remarquable que la pression latérale totale en cas d'une nappe est supérieure que celle du cas d'écoulement, comme il est présenté sur la figure 4.23, notamment dans l'intervalle $0 \leq z/H \leq 0.66$, où on a enregistré une valeur maximale de $p_{ae}/\gamma \cdot H = 0.824$ à la base du remblai, contre une valeur maximale de $p_{ae}/\gamma \cdot H = 0.668$ au point $z/H=0.069$, pour le cas d'un écoulement. Pour l'intervalle $0.66 \leq z/H \leq 1$, on a enregistré le contraire.

La même figure montre que la pression dynamique pour le cas d'écoulement, est la plus élevée dans l'intervalle $0 \leq z/H \leq 0.47$, où on a enregistré une valeur maximale de $p_{ae}/\gamma \cdot H = 0.382$, au point $z/H = 0.069$, contre une valeur maximale de $p_{ae}/\gamma \cdot H = 0.176$ à la base du remblai, pour le cas d'une nappe.

Les valeurs de la pression dynamique analytique incrémentale donnée par la formule de Seed & Whitman (1970) [$\Delta p_{dyn} = (3/4)K_h \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos(\delta)$], est plus grande que celle calculée numériquement pour le cas d'une nappe.

Pour l'intervalle $0.6 \leq z/H \leq 0.8$, l'effet de la pression dynamique numérique est négatif à cause de développement des contraintes de traction dans cette zone, (où P désigne la pression pour tous ce qui suit).

Donc, le risque des pressions dynamiques contre les ouvrages de soutènement, en présence d'écoulement d'eau, est plus grand que celui, en considérant la présence d'une nappe phréatique.

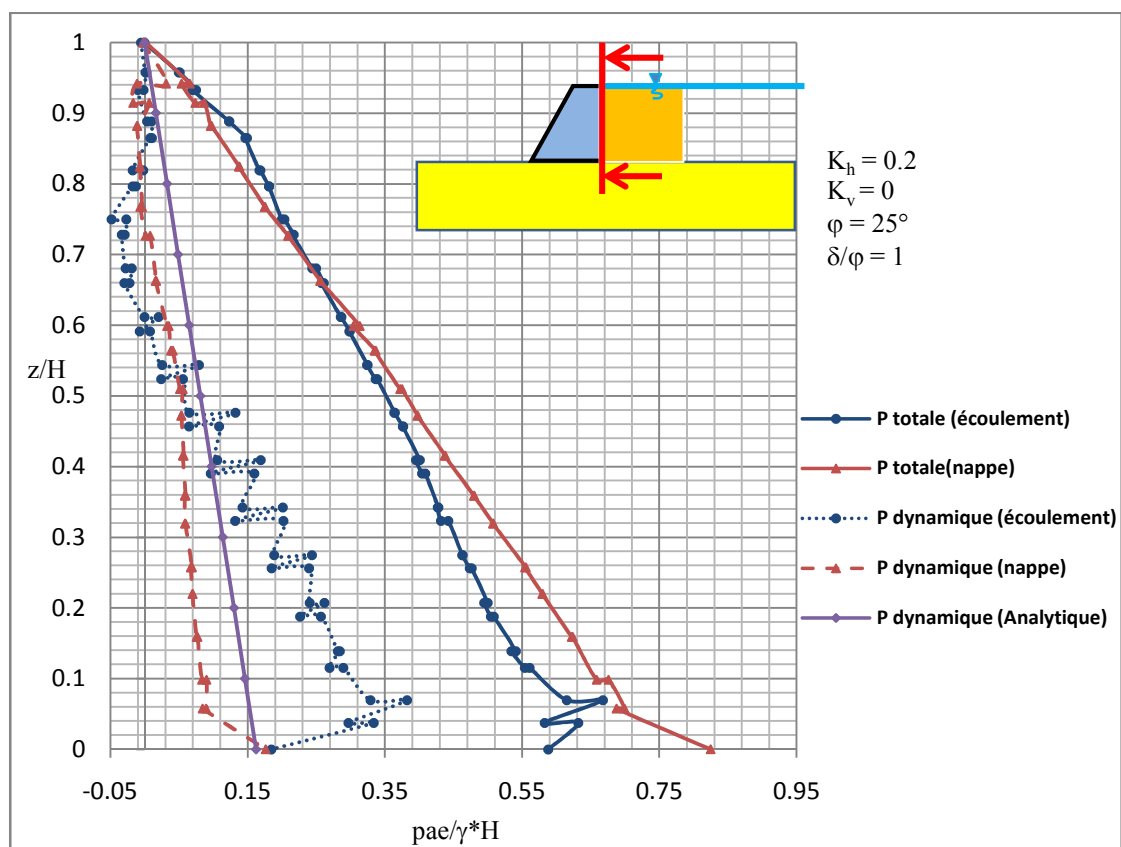


Fig. 4.23. Comparaison des valeurs des pressions totales et dynamiques pour les cas d'écoulement, nappe et le calcul analytique.

La figure 4.24 montre une représentation numérique de la répartition des contraintes latérales totales pour le cas d'un écoulement transitoire. La figure 4.25 montre une représentation numérique de la répartition des contraintes latérales totales pour le cas d'une nappe phréatique.

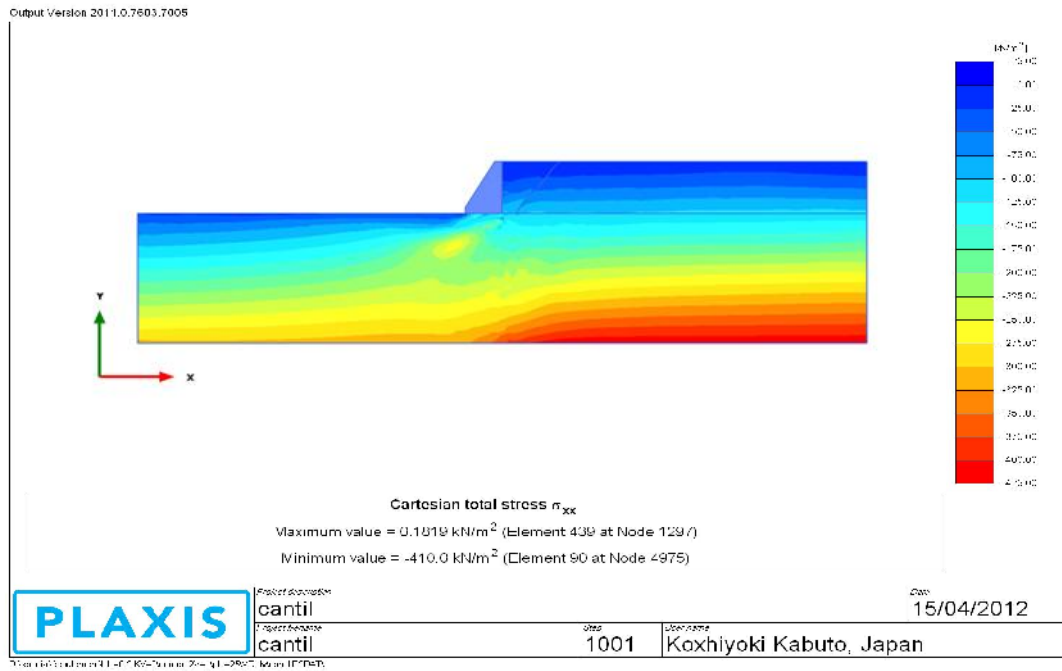


Fig. 4.24. Répartition des contraintes latérales totales pour le cas d'un écoulement transitoire.

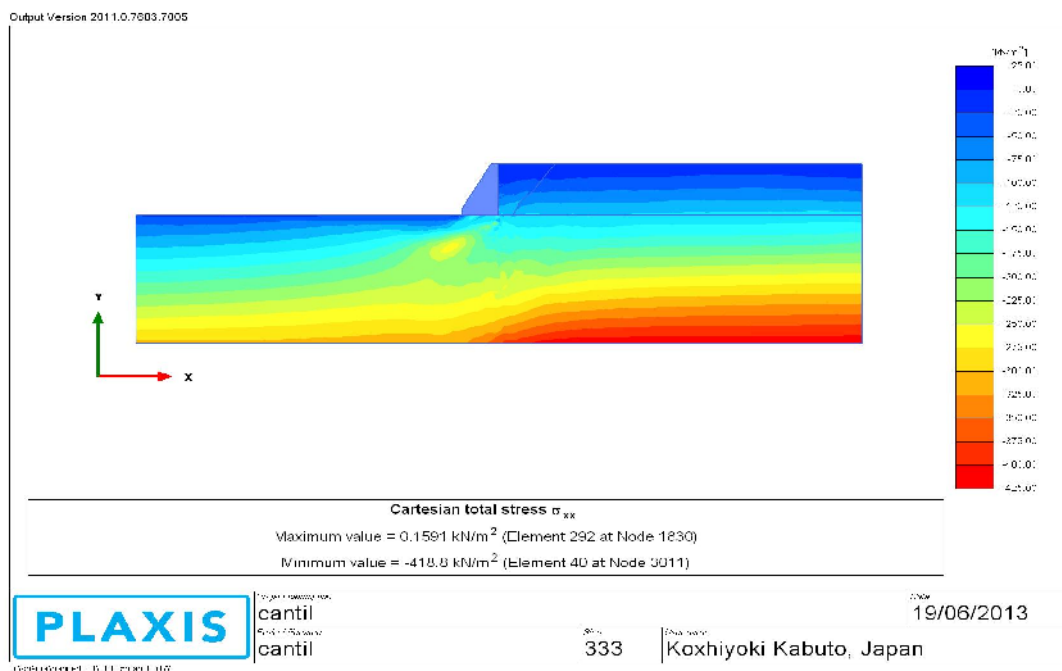


Fig. 4.25. Répartition des contraintes latérales totales pour le cas d'une nappe phréatique.

4.3.3.2 Effet d'angle de frottement interne du sol (ϕ).

Constatons de la figure 4.26, que l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol conduit à la diminution des pressions dynamiques dans l'intervalle $0.34 \leq z/H \leq 1$, et par contre dans le reste. On a enregistré une valeur maximale de $p_{ac}/\gamma * H = 0.41$,

au point $z/H=0.069$, pour $\varphi = 35^\circ$, contre une valeur maximale de $p_{ae}/\gamma^*H=0.37$, au même point pour $\varphi = 25^\circ$.

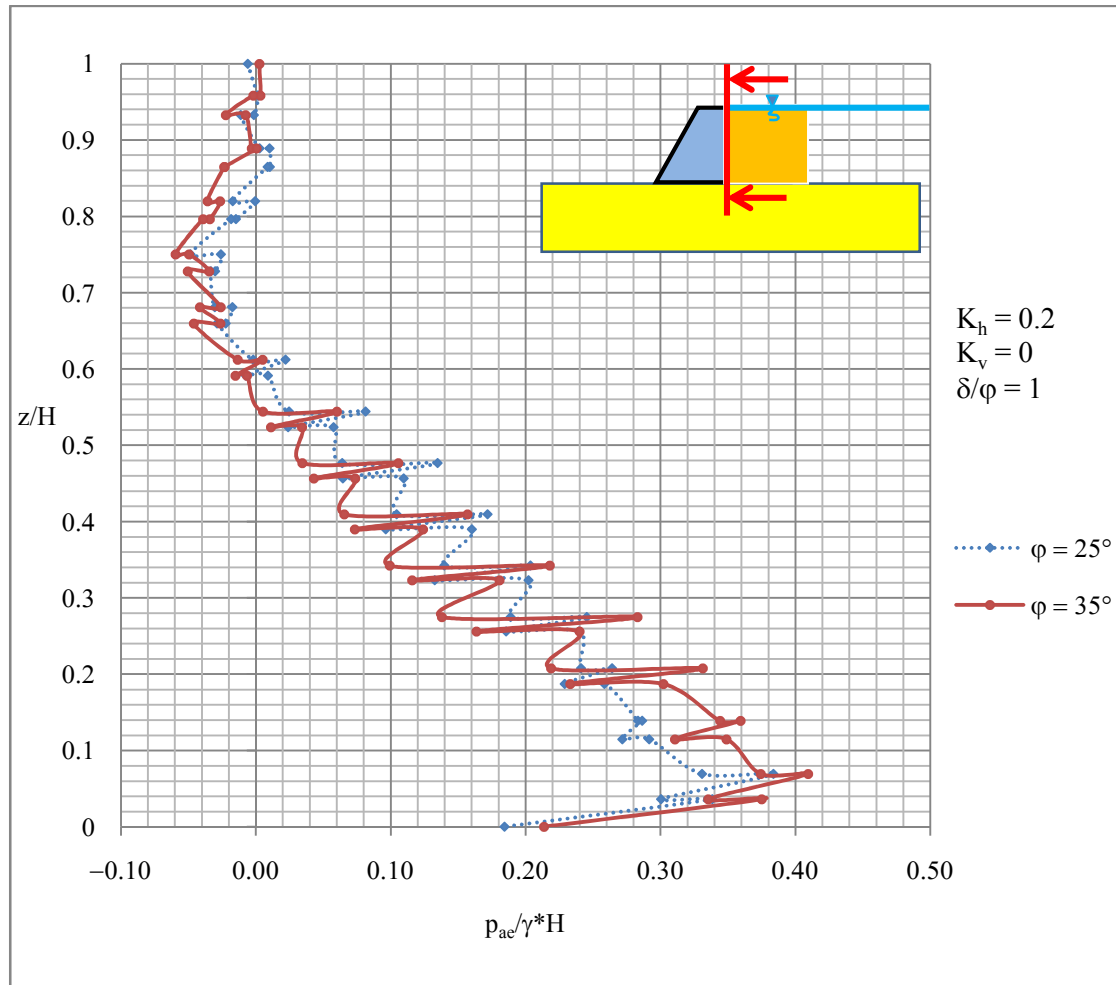


Fig. 4.26. Influence de l'angle de frottement interne du sol φ , sur les pressions dynamiques, en considérant un cas d'une nappe.

4.3.3.2.3 Effet d'angle de frottement du mur (δ).

Remarquons de la figure 4.27, un accroissement des pressions dynamiques relatif à l'accroissement de l'angle de frottement du mur pour les intervalles $0.47 \leq z/H \leq 0.89$ et $0.036 \leq z/H \leq 0.11$, pour le reste, on constate l'inverse.

Les valeurs maximales des pressions dynamiques sont enregistrées à la base du remblai, où $p_{ae}/\gamma^*H=0.55$ pour le cas $\delta/\varphi = 0.5$, et $p_{ae}/\gamma^*H=0.18$ pour le cas $\delta/\varphi = 1$.

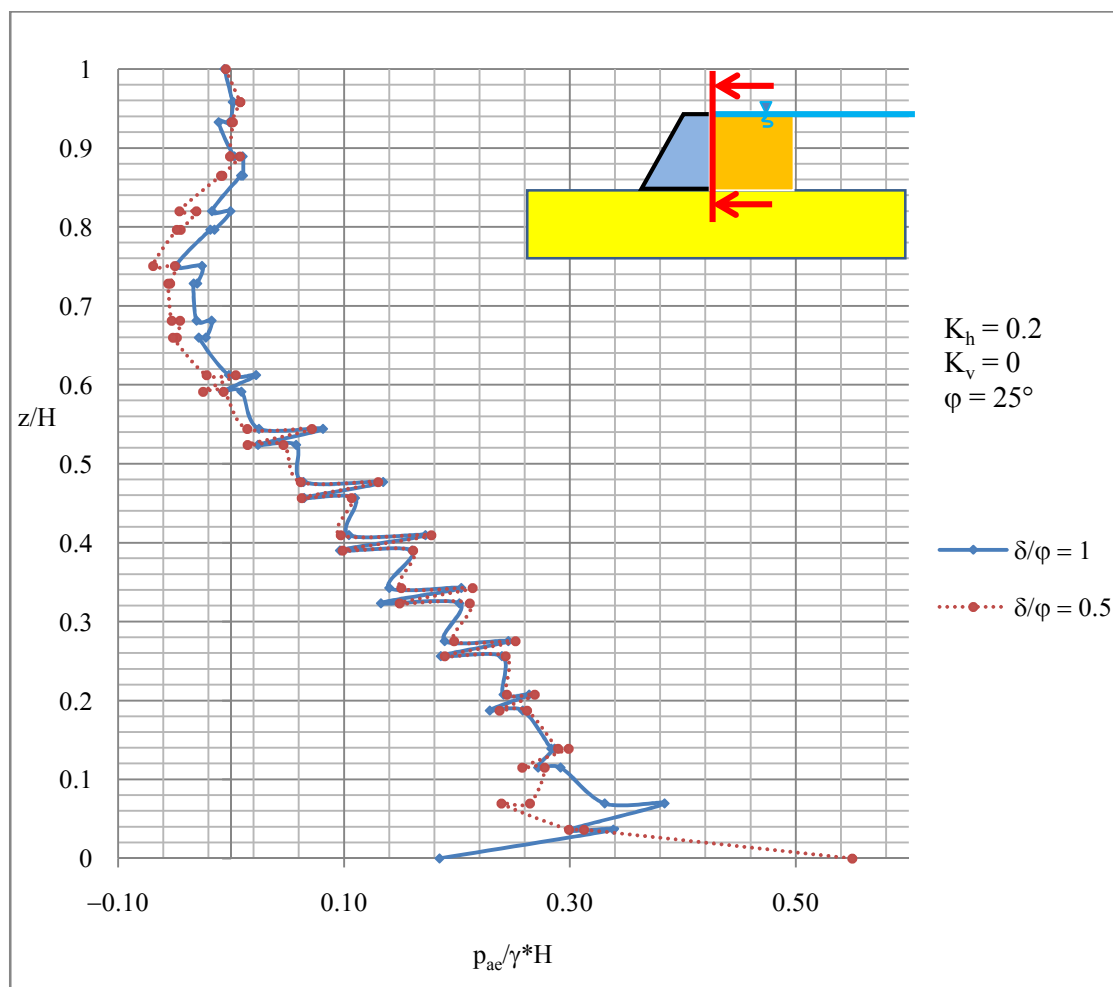


Fig. 4.27. Influence de l'angle de frottement d'interface δ , sur les pressions dynamiques, en considérant un cas d'une nappe.

4.3.3.3 Surpressions interstitielles.

4.3.3.3.1 Effet d'écoulement par rapport à une nappe.

Une comparaison présentée sur la figure 4.28, entre l'historique du rapport de surpressions interstitielles au point (50.58, 20.04) m, pour un calcul avec écoulement et un autre considère une nappe phréatique au niveau du terrain naturel, montre une augmentation considérable de ce rapport pour le premier calcul par rapport le deuxième.

La valeur maximale du rapport des surpressions interstitielles ($r_u = 0.4$) correspond à $t = 2.80s$ pour le cas d'écoulement, par contre, ($r_u = 0.228$) correspond à $t = 2.84s$, pour la nappe. Donc, la considération d'écoulement conduit à un accroissement du rapport des surpressions interstitielles par rapport au cas d'une nappe.

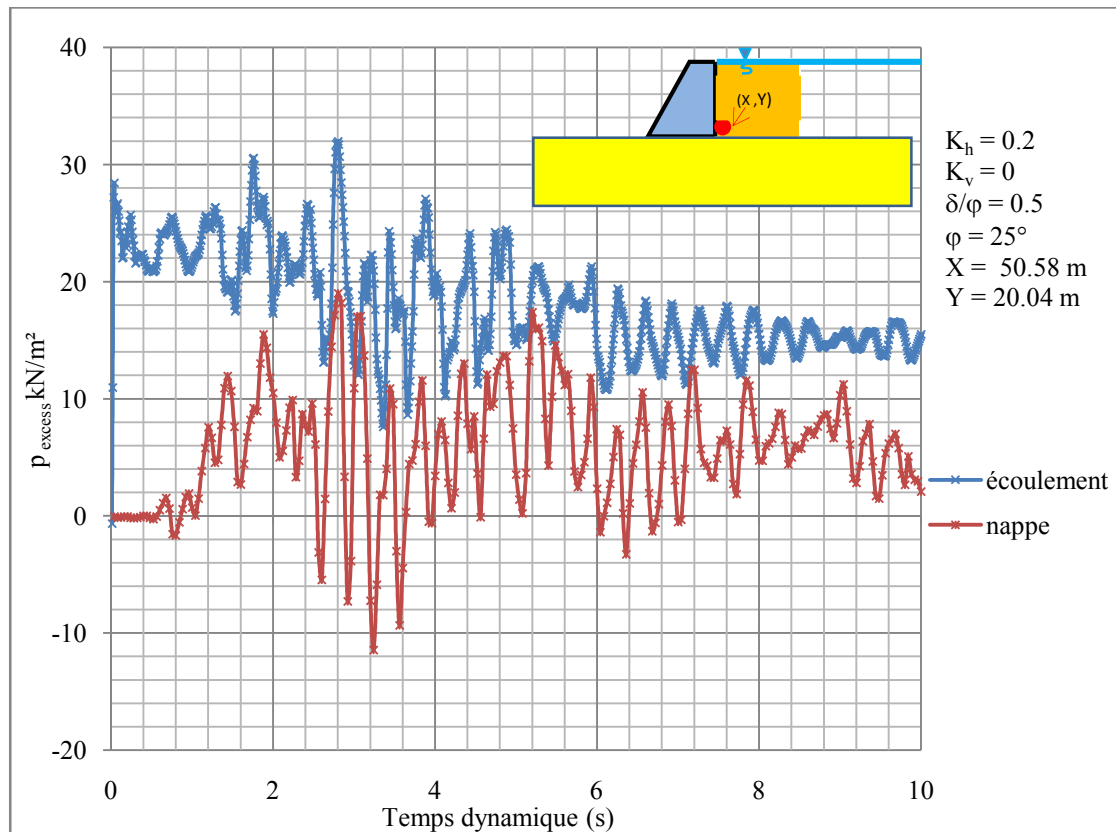


Fig. 4.28. Comparaison des valeurs de surpressions interstitielles, entre un calcul avec écoulement et un autre considère une nappe phréatique.

La figure 4.29 montre la distribution des surpressions interstitielles générées dans le remblai, pour un cas d'écoulement.

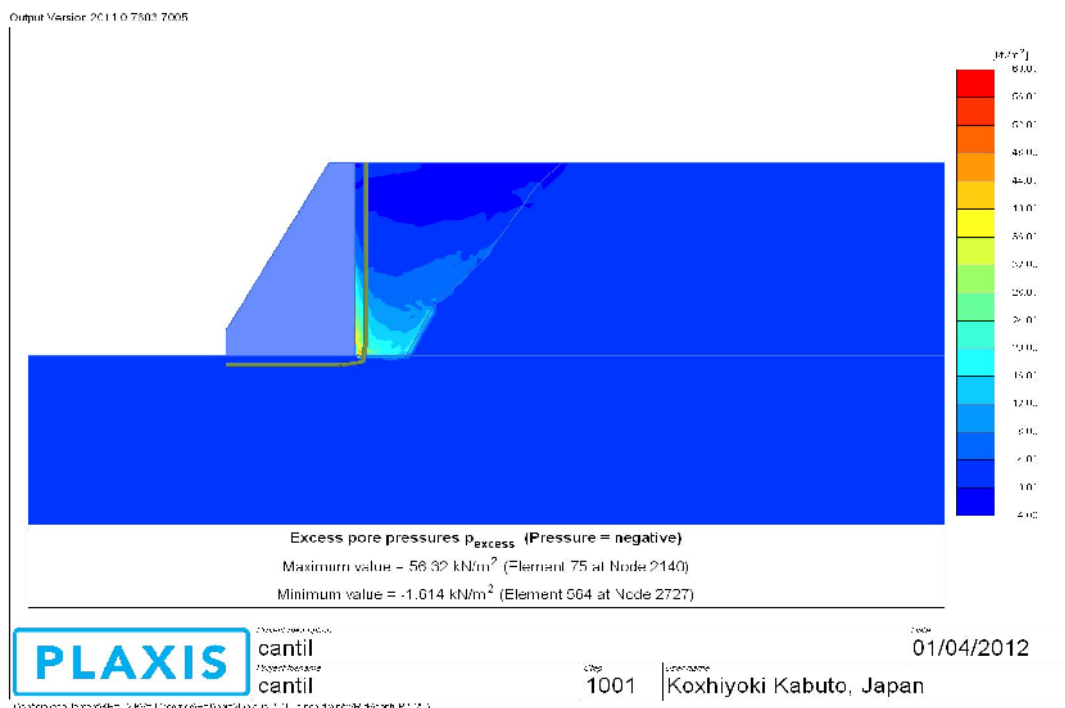


Fig. 4.29. Surpressions interstitielles générées dans le remblai, (cas d'écoulement).

4.3.3.3.2 Effet d'angle de frottement interne du sol (φ).

Remarquons de la figure 4.30, que les surpressions interstitielles augmentent en diminuant l'angle de frottement interne du sol maintenu, ainsi, le pic de toutes ces surpressions correspond à la même valeur du temps qui est $t = 2.88$ s. La variation de l'angle de frottement interne de $\varphi = 35^\circ$ à $\varphi=25^\circ$ produit un accroissement du rapport des surpressions interstitielles ($r_u = \Delta u / \sigma'_v$) de 22.27% ($t = 2.88$ s), et la variation de $\varphi = 25^\circ$ à $\varphi = 20^\circ$ produit une augmentation du rapport de 39.88 %, où on a enregistré $r_u = 0.724$ pour $\varphi = 20^\circ$, $r_u = 0.592$ pour $\varphi=25^\circ$ et $r_u = 0.423$ pour $\varphi=35^\circ$, les valeurs de ce rapport sont assez élevées, notamment pour les sols qui possèdent un angle de frottement interne réduit ; ce qui peut produire le phénomène de la liquéfaction du sol maintenu (sol pulvérulent).

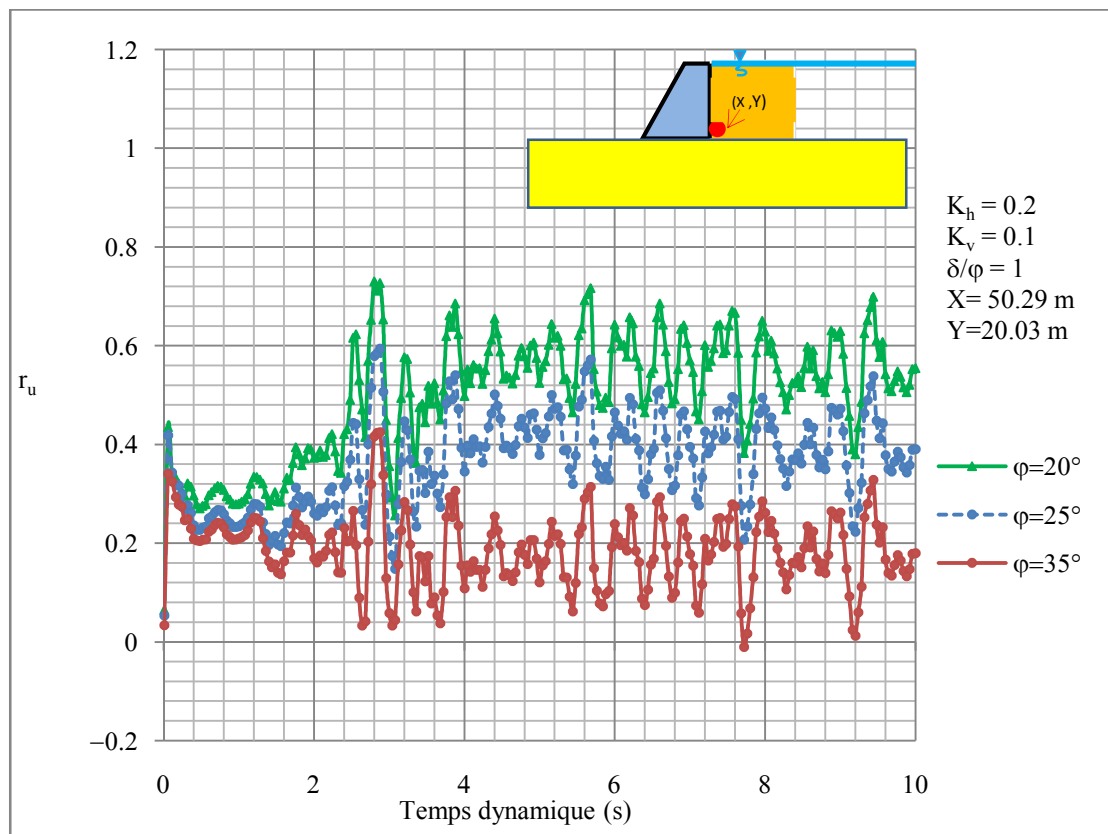


Fig. 4.30. Influence de l'angle de frottement interne sur les valeurs des surpressions interstitielles au voisinage du mur (cas d'écoulement).

4.3.5.3.6 Effet de l'angle de frottement du mur (δ).

De la figure 4.31, on remarque une augmentation légère des surpressions interstitielles en diminuant l'angle de frottement du mur, par exemple on a enregistré

une valeur maximale de $r_u = 0.419$ pour $\delta/\varphi = 0.5$, par contre, on a enregistré une valeur maximale de $r_u = 0.394$ pour $\delta/\varphi = 1$.

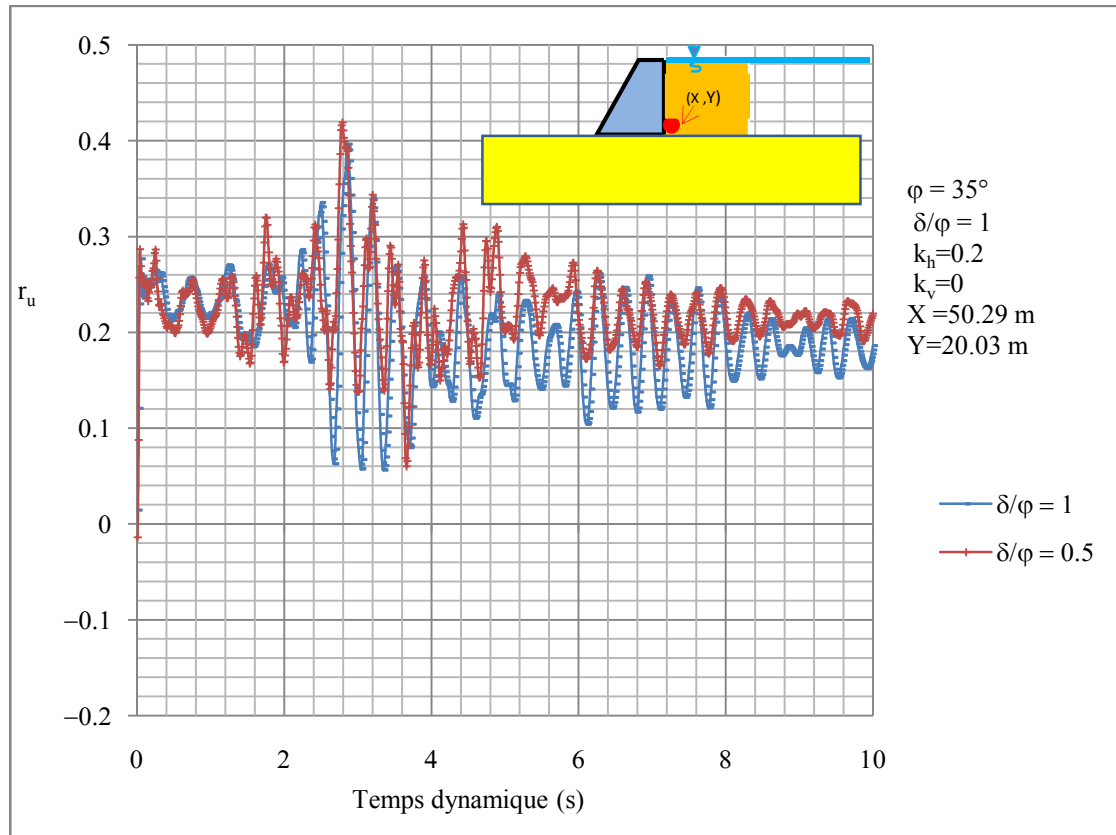


Fig.4.31. Influence de l'angle de frottement du mur (δ) sur les surpressions interstitielles (cas d'écoulement).

4.3.4 Les paramètres du séisme.

4.3.4.1 Pressions dynamiques.

4.3.4.1.1 Effet d'accélération horizontale.

Remarquons de la figure 4.32, que l'augmentation de l'accélération horizontale produit un accroissement des pressions dynamiques. Les valeurs maximales des pressions sont enregistrées au point $z/H = 0.069$, ($p_{ae}/\gamma^*H = 0.443$ pour $K_h = 0.2$ et $p_{ae}/\gamma^*H = 0.376$ pour $K_h = 0.1$). La variation entre les différentes valeurs apparaît clairement dans les intervalles $0 \leq z/H \leq 0.21$ et $0.59 \leq z/H \leq 0.89$.

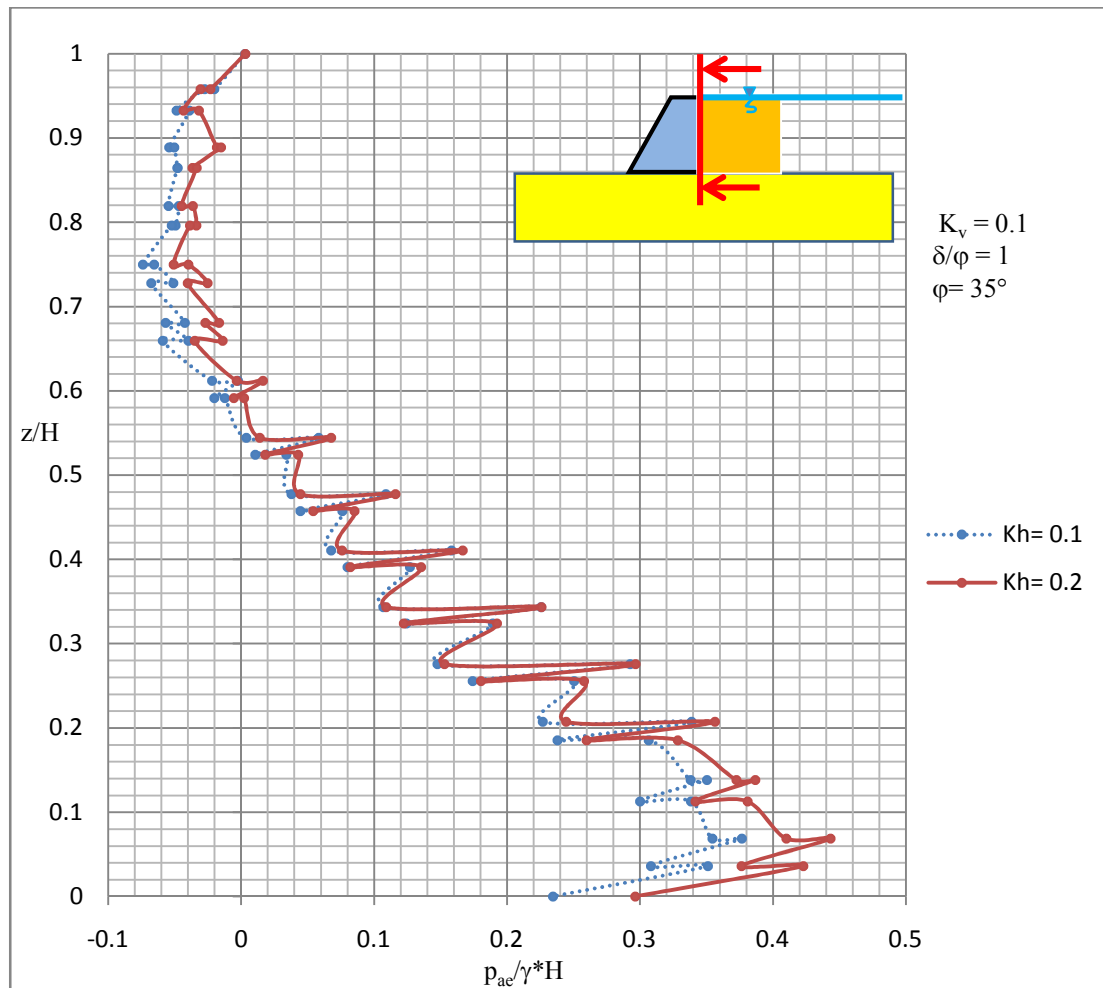


Fig. 4.32. Influence du coefficient sismique horizontal sur les pressions dynamiques en considérant un cas d'écoulement.

4.3.4.1.2 Effet d'accélération verticale.

La figure 4.33 montre que l'augmentation du coefficient sismique vertical induit une augmentation de la pression dynamique pour la majorité de l'élévation, sauf pour le quart supérieur c.-à-d. ; $0.75 \leq z/H \leq 1$. Les valeurs maximales des pressions sont enregistrées au point $z/H = 0.069$, ($p_{ae}/\gamma^*H = 0.411$ pour $K_v = 0.1$ et $p_{ae}/\gamma^*H = 0.382$ pour $K_v = 0$).

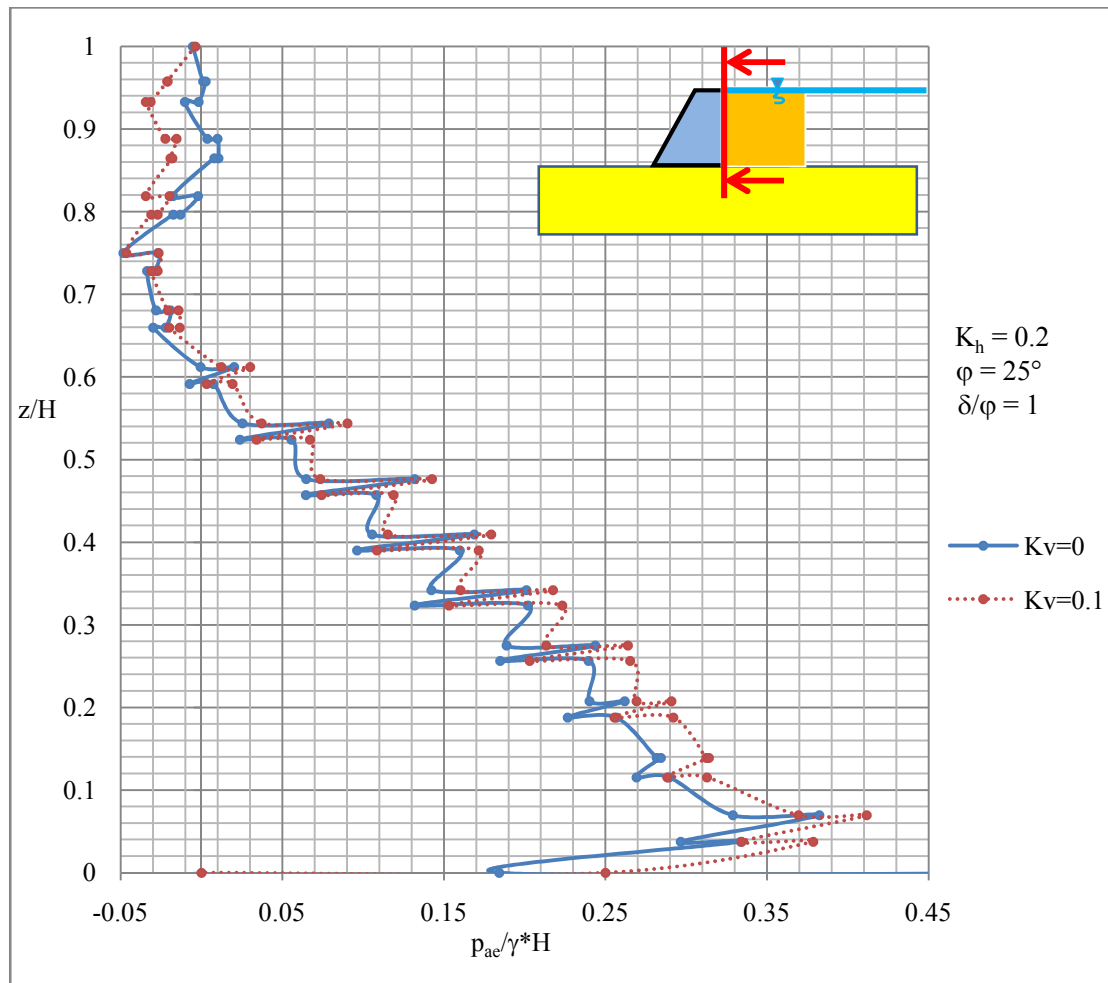


Fig. 4.33. Influence du coefficient sismique vertical sur les pressions dynamiques en considérant un cas d'écoulement.

4.3.4.1 Surpressions interstitielles.

4.3.5.3.4 Effet de l'accélération verticale sur les surpressions interstitielles.

De la figure 4.34, il est clair que l'accroissement du coefficient sismique vertical de $K_v = 0$ à $K_v = 0.1$ conduit à une augmentation du rapport des surpressions interstitielles de $r_u = 0.294$ à $r_u = 0.424$ au pic qui correspond à $t = 2.88s$. Pour un changement du coefficient d'accélération verticale de $K_v = 0.1$ à $K_v = 0.2$, on a enregistré une augmentation du rapport des surpressions interstitielles de $r_u = 0.331$ à $r_u = 0.775$. Donc le pourcentage d'accroissement est relatif à l'augmentation de la valeur d'accélération verticale.

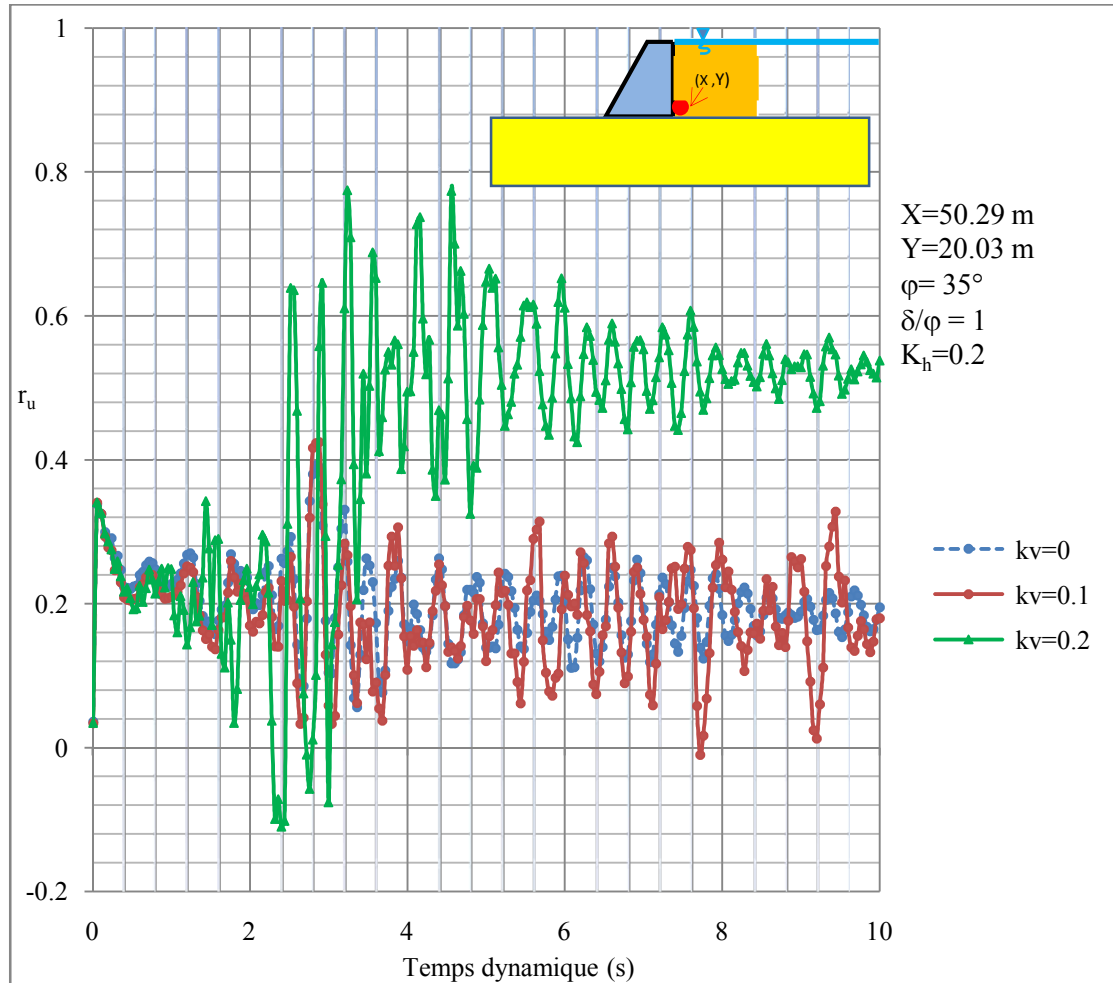


Fig.4.34. Influence de l'accélération verticale sur les surpressions interstitielle (cas d'écoulement).

4.3.5.3.5 Effet de l'accélération horizontale sur les surpressions interstitielles.

Observons sur la figure 4.35, que les surpressions interstitielles augmentent en augmentant l'accélération horizontale, par exemple, on a enregistré un pic de $r_u = 0.423$ pour $K_h = 0.2$ à $t = 2.88 \text{ s}$, par contre $r_u = 0.261$ à $t = 2.84 \text{ s}$ pour $K_h = 0$.

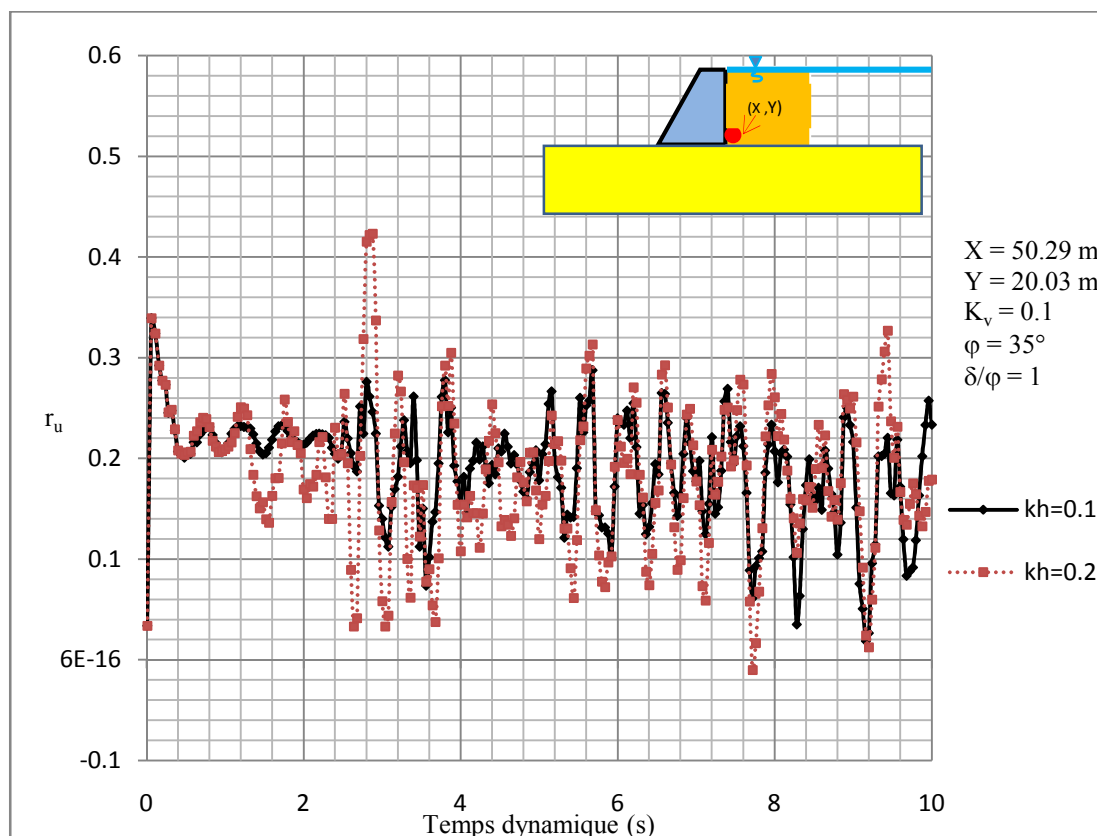


Fig.4.35. Influence de l'accélération horizontale sur les surpressions interstitielles (cas d'écoulement).

4.3.5 Les paramètres géométriques.

4.3.5.1 Surpressions interstitielles.

4.3.5.1.1 Effet d'éloignement à partir du mur.

La figure 4.36 nous offre une comparaison du rapport de surpression interstitielle vis-à-vis l'éloignement du mur, on constate que r_u diminue en éloignant du mur, puisque celui-ci fait un obstacle qui conduit à l'augmentation des surpressions interstitielles. Le pic des surpressions interstitielles est atteint à $t = 2.84\text{s}$, où on a enregistré les valeurs suivantes ; $r_u = 0.29$ au point $(X, Y) = (51.02 \text{ m}, 20.04 \text{ m})$, $r_u = 0.332$ au point $(X, Y) = (50.66 \text{ m}, 20.03 \text{ m})$ et $r_u = 0.423$ au point $(X, Y) = (50.29 \text{ m}, 20.03 \text{ m})$

Ce qui signifie qu'il y a une augmentation du rapport en rapprochant au fur et à mesure du mur.

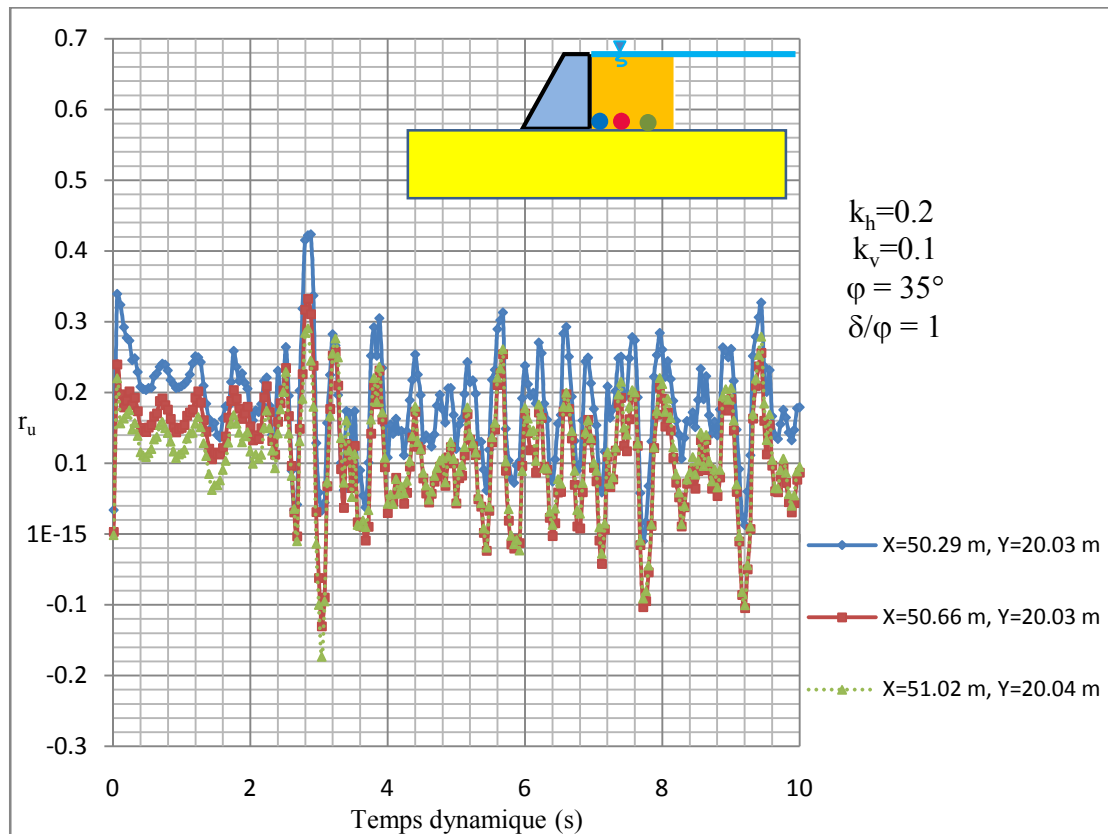


Fig.4.36. Influence de l'éloignement à partir du mur sur le rapport de surpressions interstitielles (cas d'écoulement).

4.3.5.1.2 Effet d'altitude à partir de la base du mur.

La figure 4.37 nous offre une comparaison du rapport de surpression interstitielle vis-à-vis l'altitude à partir de la base du mur, on constate que les surpressions interstitielles diminuent en montant de la base, par exemple, on a enregistré ; une valeur maximale $p1_{\text{excess}} = 0.894 \text{ kN/m}^2$ au point $(X,Y) = (50.03 \text{ m}, 27.97 \text{ m})$, (c.-à-d. à la surface du remblai), une valeur maximale $p2_{\text{excess}} = 16.3 \text{ kN/m}^2$ au point $(X,Y) = (50.03 \text{ m}, 24.09 \text{ m})$, (c.-à-d. à mi-hauteur du mur) et une valeur maximale $p3_{\text{excess}} = 114 \text{ kN/m}^2$ à au point $(X,Y) = (50.03 \text{ m}, 20.03 \text{ m})$, (c.-à-d. à la base du remblai).

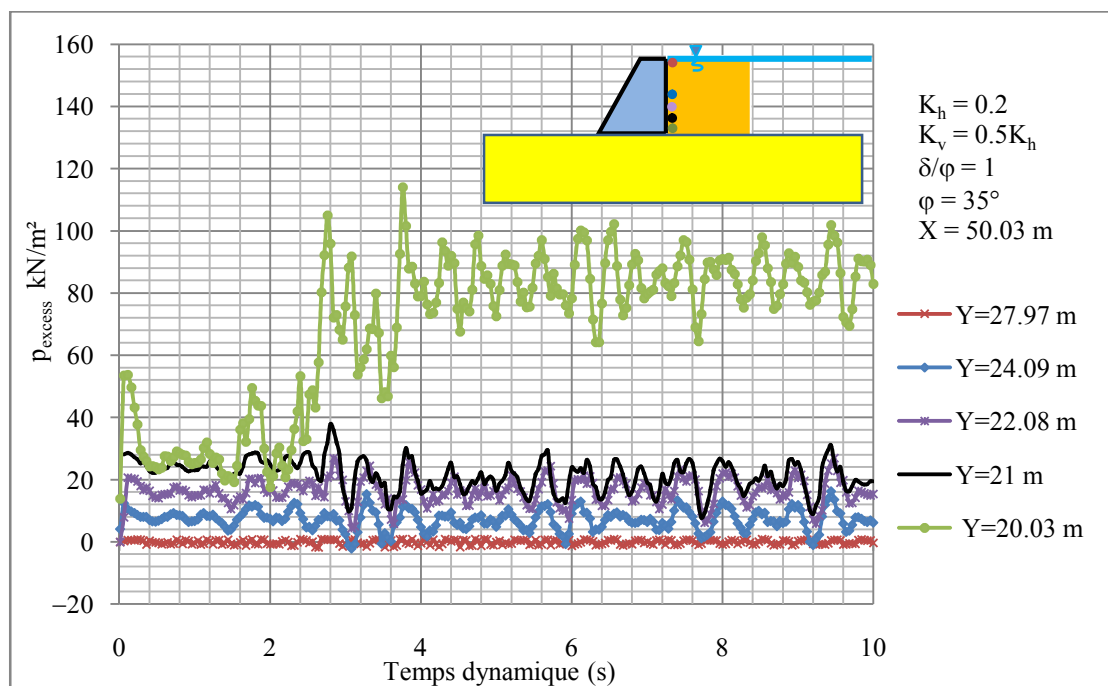


Fig.4.37. Influence d'altitude à partir de la base du mur sur les surpressions interstitielles (cas d'écoulement).

4.3.5.2 Accélération horizontales.

4.3.5.2.1 Effet d'altitude à partir de la base du modèle.

Les figures 4.38, 4.39 et 4.40 montrent une comparaison entre des valeurs d'accélération enregistrées dans trois (3) points arbitraires correspondant à:

- 1) la base du modèle ($Y = 0 \text{ m}$), où on a enregistré une valeur maximale de $a_x = 2.32 \text{ m/s}^2$.
- 2) la base du remblai ($Y = 20 \text{ m}$), où on a enregistré une valeur maximale de $a_x = 1.61 \text{ m/s}^2$.
- 3) le sommet du remblai ($Y = 28 \text{ m}$), où on a enregistré une valeur maximale de $a_x = 2.64 \text{ m/s}^2$.

On remarque qu'il ya une légère augmentation d'accélération au sommet du remblai dans le sol maintenu, de l'ordre de 13.79 % par rapport la base du modèle, ce qui signifie que le remblai présente une certaine amplification vis-à-vis les ondes sismique (effet de site); ainsi qu'il y a une diminution d'accélération au niveau de la base du remblai de l'ordre de 44.22 % par rapport la base du modèle, ce qui indique que le sol de fondation ayant la propriété d'atténuer les effets des ondes sismiques.

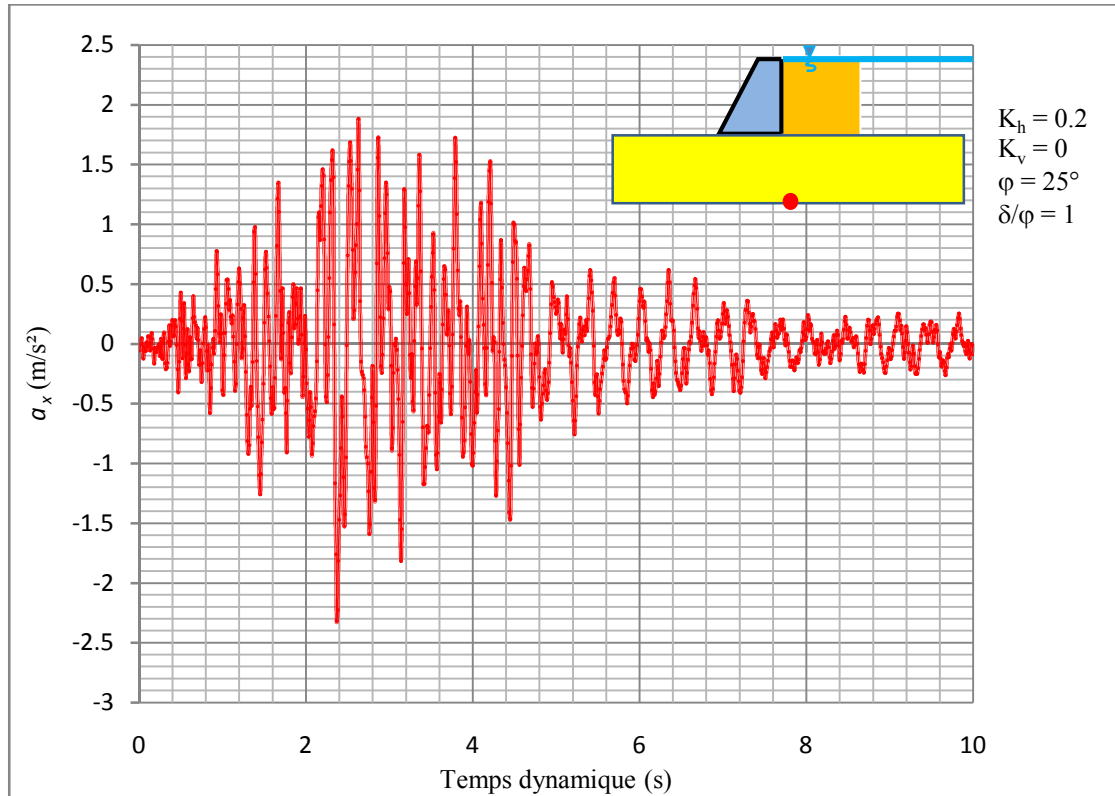


Fig. 4.38. L'accélération (a_x) à la base du modèle, (cas d'un écoulement transitoire).

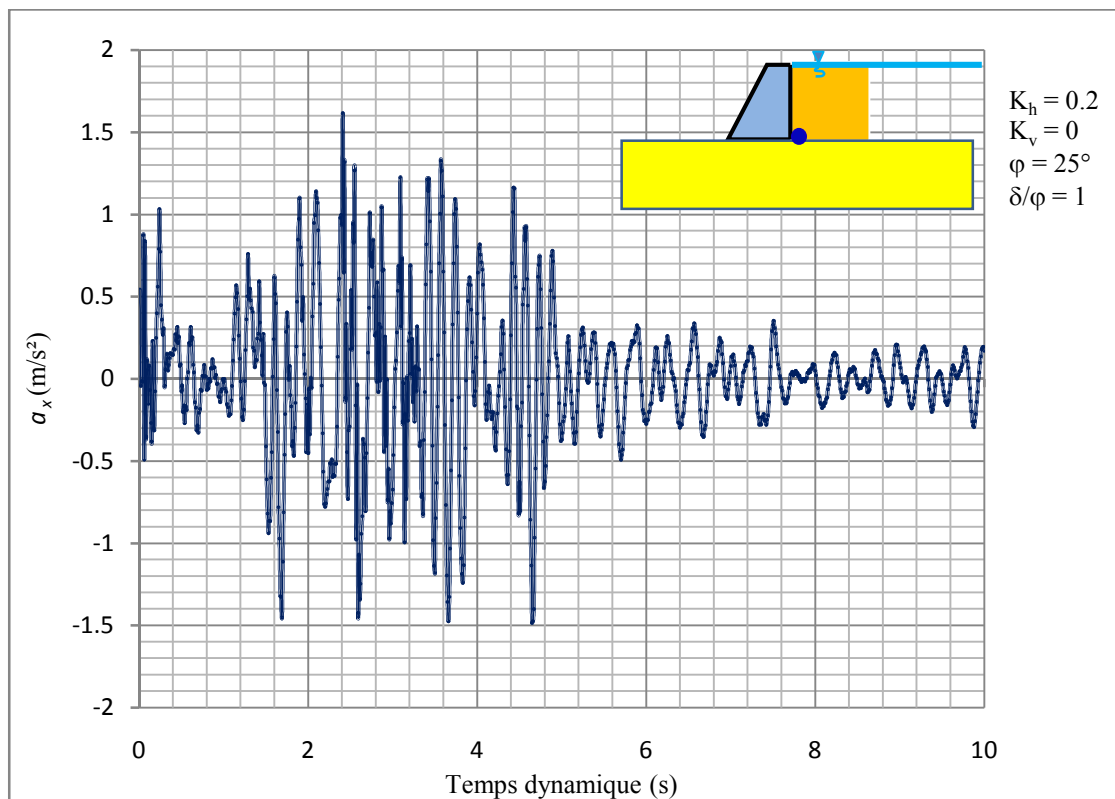


Fig. 4.39. L'accélération (a_x) à la base du remblai, (cas d'un écoulement transitoire).

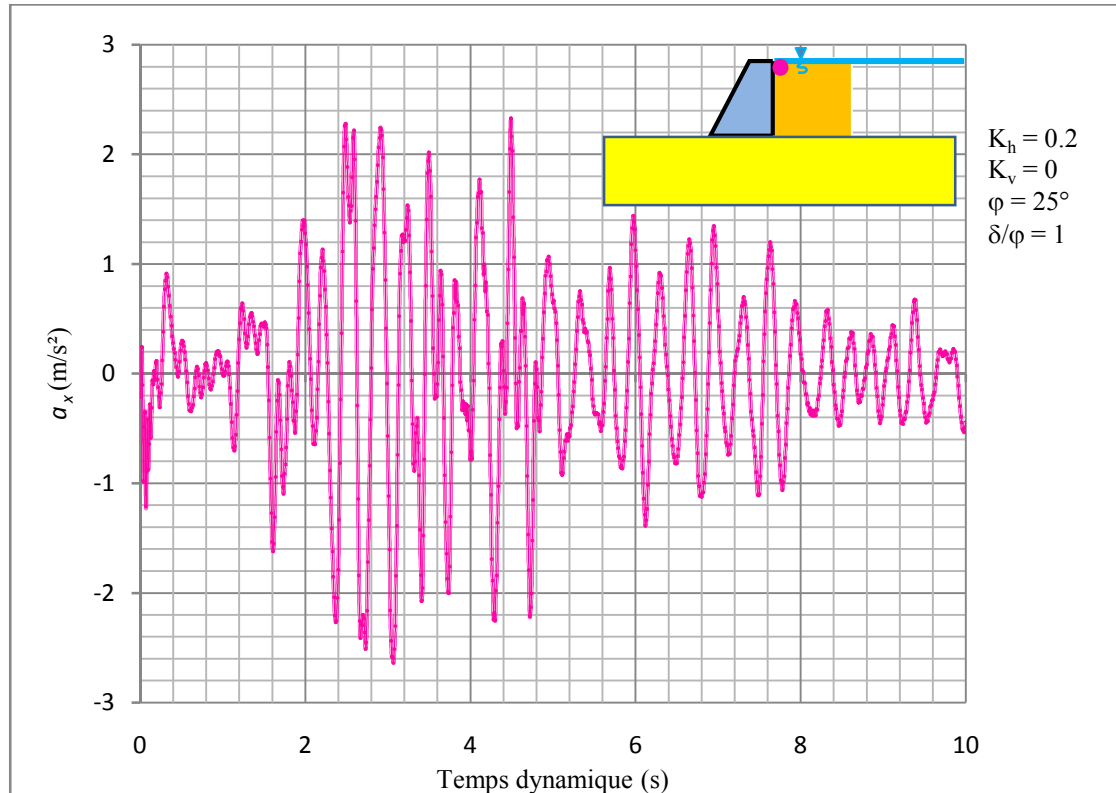


Fig. 4.40. L'accélération (a_x) au sommet du remblai, (cas d'un écoulement transitoire).

La figure 4.41 montre l'historique d'un fuseau des accélérations horizontales, fournit par une coupe verticale, au voisinage du mur de soutènement. Notons que l'accélération varie d'un point à l'autre d'une façon importante.

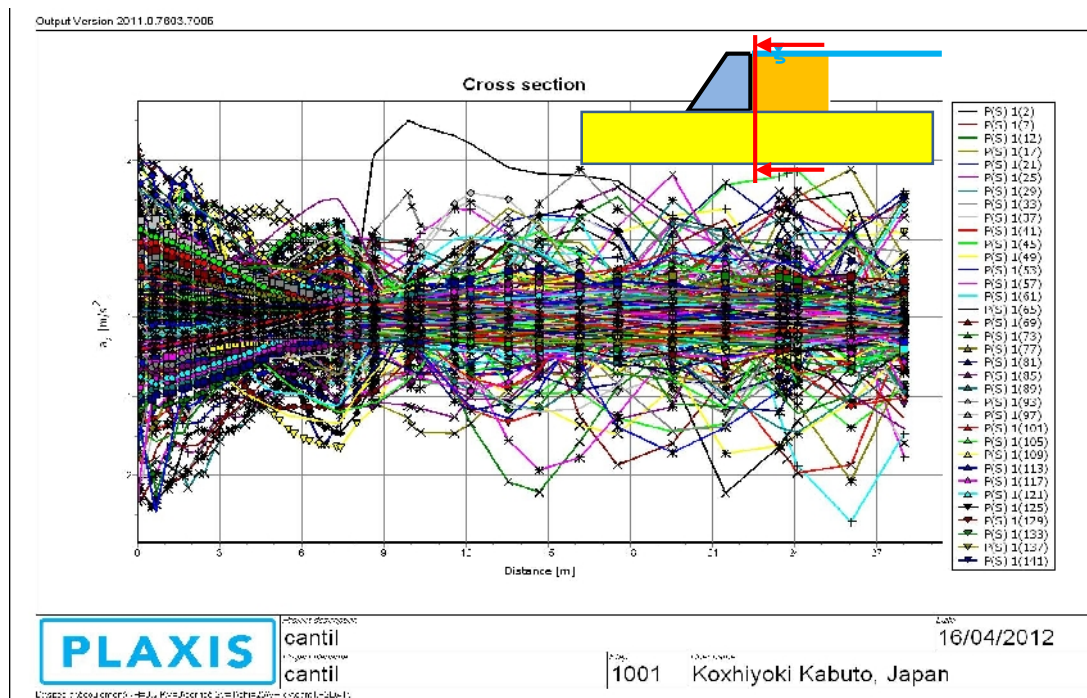


Fig. 4.41. Fuseau des valeurs des accélérations (a_x) pour toute la hauteur, à côté du mur pour $K_h = 0.2$ et $K_v = 0$, $\delta/\varphi = 1$, $\varphi = 25^\circ$, (cas d'un écoulement transitoire).

4.4 Conclusion

L'analyse par éléments finis d'un mur de soutènement gravitaire soumis à une secousse sismique et en présence d'eau, conduit à commenter que certains paramètres ont des influences directes sur l'intensité des valeurs des pressions latérales, pressions dynamique et surpressions interstitielles. L'angle de frottement interne du remblai ayant un grand effet sur toutes les pressions calculées mais il n'est pas le paramètre dominant unique qui détermine l'importance de la réponse du mur puisque l'angle de frottement du mur a certaine influence malgré qu'elle est faible et perturbée sauf pour les surpressions interstitielles, un autre paramètre qui est l'accélération horizontale induit une augmentation des différentes pressions quelque soit sa nature lorsque le coefficient $K_h = 0.1$ se change à $K_h = 0.2$ en conservant une valeur d'accélération verticale $K_h = 0.1$ pour tous les calculs, un autre paramètre joue un rôle important sur la variation des surpressions interstitielles qui est l'éloignement à partir du mur, tel que ces dernières augmentent en rapprochant du mur. A partir des différentes simulations faites on a observé que le déplacement horizontal du mur gravitaire augmente quand l'accélération verticale maximale est augmentée de 0g à 0.1 g, ou bien quand l'accélération horizontale maximale est augmentée de 0.1 g à 0.2. L'endroit du déplacement horizontal maximum est le dessus du mur.

L'utilisation de la méthode pseudo statique est insuffisante pour décomposer le problème car elle est basée sur un seul paramètre.

La simulation numérique donne une estimation des pressions actives séismiques derrière le mur de soutènement, elle est plus réaliste par rapport à la méthode de Mononobe-Okabe utilisant l'approche pseudo-statique, puisque l'approche celle-ci donne seulement la distribution linéaire des pressions des terres, indépendamment de l'état statique et séismique, ce qui implique que cette méthode présente un inconvénient important dans les critères de conception.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le domaine de la géotechnique se caractérise par la construction d'ouvrages uniques adaptés dans chaque cas à un problème spécifique, ces ouvrages peuvent être traités par plusieurs méthodes. Dans ce contexte, il est normal de constater des divergences entre les prévisions de comportements données par les méthodes de calcul et le comportement réellement observé à l'aide d'une auscultation des ouvrages réels ou par un modèle réduit ; Dewoolkar & al. (2000), pour améliorer la fiabilité des méthodes de calcul qui restent incapable de résoudre quelques problèmes compliqués d'interaction sol-structure d'une part, ou de comparer les résultats obtenus par la simulation numérique du problème par un outil puissant tel que PLAXIS^{2D} V8.2, et notamment la version 2010, qui prend en compte l'effet d'écoulement transitoire dans les sol.

Ce travail constitue une contribution à cet objectif. Il vise dans sa première partie une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement, les effets des séismes et les pressions actives des terres, dans sa deuxième partie il se concentre sur les méthodes de calcul analytiques pour les cas statiques ou dynamiques, pour des remblais secs, immergés ou partiellement saturés. Dans sa troisième partie, il donne une présentation de l'outil informatique utilisé pour simuler le problème étudié ; PLAXIS^{2D} V8 et la version 2010. Dans sa quatrième partie, on a validé un cas de la littérature ; Choudhury et al. (2006), et par suite on a fait une étude paramétrique en changeant des paramètres en jeu.

La synthèse bibliographique discutée dans la première partie de ce mémoire comprend trois parts ; premièrement on a donné un aperçu sur les différents types des ouvrages de soutènement, leur dimensionnement et surtout le dimensionnement des murs poids ; en suite on a cité des généralités sur les mouvements sismiques, les ondes libérées et leurs influences sur le terrain, les caractéristiques des séismes et finalement on a cité quelques exemples traitant le cas de poussée des terres soit par la méthode pseudo-statique ou pseudo-dynamique ; Choudhury et al., soit par la méthode des éléments finis ; Rouili & al. (2005) ou des différences finis ; Bhattacharjee & Muralikrishna (2011) ou bien à l'aide des essais de la table centrifugeuse ; Wu & Finn (1999), où la différence entre les résultats obtenus par l'utilisation de chaque méthode est claire, ce qui implique que le problème traité est assez large et trop compliqué.

La deuxième partie consiste à donner les différentes méthodes de calcul analytique disponibles dans la littérature, commençons par le cas statique, le cas dynamique et finalement on a désigné

le cas dynamique avec la présence d'eau où il est clair que les pressions des terres sont plus grandes dans ce cas par rapport les autres cas envisagés, comme on a cité pour chaque cas une comparaison faite entre les différentes méthodes discutées.

La troisième partie vise la description d'un outil permettant de prendre en compte l'interaction sol-structure et de prédire la distribution des pressions actives totales, dynamiques, les surpressions interstitielles, les déplacements et même la variation de l'accélération d'un point à l'autre du modèle choisi. La connaissance de ce comportement est très importante puisqu'il conditionne en grande partie celui de la structure. Cet outil numérique simple, facile d'utilisation et très peu coûteux en temps de calcul basé sur la méthode des éléments finis (PLAXIS), permet de faire des études paramétriques et ainsi de déterminer clairement le comportement d'un ouvrage sous des chargements divers et reposant sur des sols de caractéristiques différentes, en prenant en compte le comportement de Mohr-Coulomb vu à sa simplicité et son rendement pour ce genre de problème.

La quatrième partie offre des allures estimant le déplacement du mur sous charges sismique, et aussi les pressions actives des terres dues au remblai derrière les murs de soutènements gravitaires sous chargements statiques et dynamiques telle que la distribution des pressions latérales totales, dynamiques et les surpressions interstitielles. L'estimation des pressions latérales actives sur les murs de soutènement sous sollicitations sismiques en présence d'eau est encore assez mal connue, puisqu'il n'a fait jusqu'à présent que l'objet d'études partielles. Une étude paramétrique a été faite pour chaque cas en changeant les paramètres en jeu.

Dans cette analyse on a observé que l'effet dynamique calculé par la méthode des éléments finis, ayant une importance particulière sur la réponse du remblai soutenu par rapport l'utilisation des méthodes pseudo-statique et pseudo-dynamique, en ce qui concerne la distribution des pressions totales et dynamiques, et cela pour les raisons suivantes ;

✚ Les méthodes pseudo-statiques ne prennent pas en compte :

- *le contenu fréquentiel de la sollicitation sismique ;*
- *le comportement élasto-plastique des sols ;*
- *L'accroissement des pressions interstitielles.*

✚ Les méthodes aux éléments finis nécessitent :

- *une évaluation précise des nombreux paramètres des matériaux et la réalisation de nombreux essais ;*
- *réalisation des calculs par des spécialistes ;*
- *temps de calculs importants.*

✚ Les méthodes pseudo-statiques peuvent être utilisées si:

- *l'ouvrage est de moindre ou de moyenne importance ;*
- *en phases provisoires ;*
- *l'ouvrage n'est pas fondé sur des sols liquéfiables ou sensibles aux charges cycliques ;*
- *l'ouvrage n'est pas constitué de sols liquéfiables ou sensibles aux charges cycliques ;*
- *de prendre en compte les surpressions interstitielles ;*
- *déterminer de manière adéquate le coefficient sismique.*

✚ Les méthodes dynamiques peuvent être utilisées si:

- *l'ouvrage est de moyenne ou de grande importance ;*
- *en phase finale ;*
- *l'ouvrage est fondé sur des sols sensibles aux charges cycliques ;*
- *l'ouvrage est constitué de sols sensibles aux charges cycliques.*

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Alampalli, S., and Elgamel, A. W., (1990).** “Dynamic response of retaining walls including supported soil backfill- A computational model” Proc., 4th U.S National Conf. on earthquake Engre, Earthquake Eng ineering research Institute, Palm Springs, California, vol.3, pp 623-632.
- Al-Homoud, A. S., and Whitman, R.V., (1999).** “Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior” Soil dynamics and earthquake engineering 247-277.
- Berga, A., (2003).** “Eléments de mécanique des sols”, Centre Universitaire de Béchar, pp. 178-204.
- Bhattacharjee, A. and Muralikrishna, A., (2011).** “Behavior of Gravity Retaining Walls Subjected to Seismic Excitation using FLAC 3D”, ISSN 0974-5904, Volume 04, No 06 SPL, pp. 71-74.
- Brinkgreve, R.B.J. and Vermeer, P.A., (2003).** “PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses”, Version 8. Balkema.
- Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A., (2003a).** “PLAXISVersion 8, material model manual”, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A., (2003b).** “PLAXIS Version 8, scientific manual”, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A., (2010).** “PLAXISVersion 2010, material model manual”, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- Callisto, L. (2006).**“Pseudo-static seismic design of embedded retaining structures”, Workshop of ETC12 Evaluation Committee for the Application of EC8, Athens, pp. 20-21.
- Caquot, A., and Kerisel, F., (1948).** “Tables for the Calculation of Passive Pressure. Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations”, Gauthier-Villars, Paris.
- Capra, A. And Davidovici, V., (1982).** “calcul dynamique des structures en zone sismique” Collection U-T-I, Eyrolles.
- Chang, M. , and Chen, W., (1982).** “Lateral Earth Pressures on Rigid Retaining Walls Subjected to Earthquake Forces”, Solid Mechanics Archives, Vol. 7, No. 4, pp. 315-362.
- Chen, W. F. (1982).** “Constitutive equations for engineering materials, Vol. 1: Elasticity and modelling”, Wiley Interscience, New York, NY, 580 pp.
- Choudhury, D. Nimbalkar, S. and Mandal, J.N., (2006).** “Comparison of Pseudo-Static and Pseudo-Dynamic Methods for Seismic Earth Pressure on Retaining Wall”, Vol.10, No.4, pp. 263-271.

Clough, G. W. and Duncan, J. M., (1991). “Chapter 6: Earth Pressures, in Foundation Engineering Handbook”, Second Edition, edited by H. Y. Fang, Van Nostrand Reinhold, NY, pp. 223–235.

Coulomb, C. A., (1776). “Essai sur une application des règles des maximis et mininis à quelques problèmes de statique relatifs à l’architecture”, Mèm. acad. roy. près divers savants, Vol. 7, Paris.

Department of the Navy., (1982). “NAVFAC DM–7.2. Foundations And Earth Structures, Desire Manual 7.2”, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, 200 Stovall Street, Alexandria, VA.

Dewoolkar, M. M., Ko, H. Y. and Pak, R. Y. S., (2000). “Experimental developments for studying static and seismic behavior of retaining walls with liquefable backfills”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, pp. 583-593.

Ebeling, R. M. and Morrison, E. E., (1992). “Information technology laboratory-Department of the army”, US Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000.

EN 1997-1., (2002). Eurocode 7 Geotechnical Design – Part 1: General Rules. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.

EN 1998-5., (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.

FHWA., (1996). “Mechanically Stabilized Earth and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines”, Federal Highway Administration (FHWA) Demonstration Project 82, Elias V., and B. R.Christopher, Washington DC, USA.

Finn, W. D. L., Wu, G., and Yoshida, N., (1992). “Seismic response of sheet pile walls” Proc., 10th World Conf., on Earthquake Engrg, Madrid, vol. 3, pp 1689-1694.

Green, R.A., and Ebeling, R.M., (2003). “Modeling the dynamic response of cantilever earth retaining walls using FLAC” Numerical modeling in geomechanics.

Harkness, R.M., Powrie, W., Zhang, X., Brady, K.C., and O’Reilly, M.P., (2000). “Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls”, Géotechnique, 50(2), pp. 165–179.

Ichihara, M. , and Matsuzawa, H., (1973). “Earth Pressure During Earthquake”, Soils and Foundations, Vol. 13, No. 4, pp.75-86.

Ishibashi, I. , and Fang, Y., (1987). “Dynamic Earth Pressures with Different Wall Modes, ” Soils and Foundations, Vol. 27, No. 4, pp. 11-22.

Ishibashi, I., and Madi, L., (1990). “Case Studies On QuayWall’s Stability With Liquefied Backfills”, Proceeding of 4th U.S. Conference on Earthquake Engineering, EERI, Vol. 3, Palm Springs, CA, pp. 725-734.

Jesmani, M. and Alirezanejad, H., (2011). “study of active lateral earth pressure coefficient amounts of noncohesive and cohesive soil in the backside of the gravity retaining wall during earthquake”, Imam Khomeini International University t. Qazvin, Iran, Vol. 699.841.

Kapila, I. P., (1962). “Earthquake resistance design of retaining walls” 2nd earthquake symposium, Univ. of Roorkee, India

Kerisel, J., and Absi, E., (1990). “Active and Passive Earth Pressure Tables”, A. A. Balkema International Publishers, pp. 234.

Kolathayar, S. and Ghosh, P., (2009). “Seismic active earth pressure on walls with bilinear backface using pseudo-dynamic approach”, Computers and Geotechnics, Vol. 36, pp. 1229–1236.

Iai, S., and Kameoka, T., (1993). “Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls” Soils and Foundations, vol.33. No.1, pp 71-91.

LIU Zhong-yu and YAN Fu-you., (2006). “Dynamic active earth pressure on rigid retaining walls with submerged soils”, Rock and Soil Mechanics, Vol.27, No.4, pp. 566-570.

Marcuson, W., Hynes, M., and Franklin, A., (1990). “Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments”, Earthquake Spectra, pp. 529-572.

Marten, S., (2005). “étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement”, Thèse de doctorat. LCPC, Paris, 23 p.

Matsuzawa, H., Ishibashi, I. , and Kawamura, M., (1985). “Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils”, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 10, pp. 1161-1176.

Mononobe, N., and Matsuo, H., (1929). “On the determination of earth pressure during earthquakes”, In Proceedings of the World Engineering Conference, Vol. 9, pp. 176.

Newmark, N.M., (1965). “Effects of earthquakes on dams and embankments.” Fifth Rankine lecture. Géotechnique 15(2), 139–193.

Okabe, S., (1926). “General Theory of Earth Pressure”, Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, Vol. 12, No. 1.

Ortigosa, P., (2005). “Seismic earth pressure including soil cohesion” The 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Osaka.

- Peterson, M. S., Kulhawy, F. H., Nucci, L. R., and Wasil, B. A., (1976).** “Stress-Deformation Behavior of Soil-Concrete Interfaces”, Contract Report B-49, Department of Civil Engineering, Syracuse University, Syracuse, NY.
- Potyondy, J. G., (1961).** “Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials”, *Geotechnique*, Vol II, No. 4, pp 339-353.
- Prakash, S., (1981).** “ Analysis of rigid retaining walls during earthquakes” Proc., Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Engrg., and Soil Dyn., Univ. of Missouri, Rolla, Mo., vol III, 1-28.
- Prakash, S., and Basavanna, B., (1969).** “Earth Pressure Distribution Behind Retaining Wall During Earthquake, " Proceeding, 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.
- Psarropoulos, P.N., Klonaris.G., and Gazetas.G., (2005),** “Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls” *J.Soil dynamics and earthquake engineering* vol.25, 795-809.
- Richards, R., and shi, X., (1994).**“Seismic Lateral Pressures in soils with Cohesion” *J.Geotechnical engineering* , ASCE vol.120, N° 7.
- Rouili, A., Djerbib, Y. and Touahmia, M., (2005).** “Numerical modeling of an L - shaped very stiff concrete retaining wall”, *Sciences & Technologie B– N°24, décembre*, pp. 69-74.
- Sadrekarimi, A., (2010).** “Pseudo-static lateral earth pressures on broken-back retaining walls”, *Can. Geotech. J.* 47,pp. 1247–1258.
- Schlosser, F., (1995).** “Ouvrages de soutènement, poussée et butée”, *Techniques de l’ingénieur, Construction*, C242.
- Seed, H., and Whitman, R., (1970).** “Design Dynamic Loads”, *ASCE Specialty Conference and Design of Earth Retaining Structures*, pp. 103-147.
- Seed, R. B. and Harder, L. F., (1990).** “SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Strength”, *Proceedings of the H. B. Seed Memorial Symposium*, Bi Tech Publishing, Vol. II, pp. 351-376.
- SETRA., (1998).** “Les ouvrages de soutènement”, *Guide de Conception générale, Référence F9859.*
- Sokolovskii, V. V., (1965).** “Static of granular media”, Pergamon Press, New York, NY, 232 pp.
- Steedman, R.S. and Zeng, X., (1990).** The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, 40 (1), 103-112.
- Taylor, D., (1948).** “Fundamentals of Soil Mechanics”, John Wiley & Sons, Inc. , New York, pp. 488-491.

- Terzaghi, K., (1943).** “Theoretical soils mechanics”, Wiley, New York.
- Terzaghi, K. , and Peck, R., (1967).** “Soil Mechanics in Engineering Practice”, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc. , New York.
- Tiznad, J. C. and Rodríguez-Roa, F., (2010).**“Seismic lateral movement prediction for gravity retaining walls on granular soils”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering Vol. 09, No. 008, pp.391-400.
- Tokimatsu, A. M., and Seed, H. B., (1987).** “Evaluation of Settlements In Sands Due to Earthquake Shaking”, ASCE, Journal of the Geotechnical Division, Vol. 113, No. 8, pp. 861-878.
- Tokimatsu, K., and Yoshimi, Y., (1983).** “Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content”, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
- Université de Laval, (1996).** Département de géologie et de génie géologique: <http://ggl.ulaval.cavuidart> Isabelle, Les risques naturels, DESS.
- Visone, C., (2008).** “performance-based approach in seismic design of embedded retaining walls”, Sc.M. Thesis, Università degli studi di Napoli Federico II (In Italian)
- Visone, C. and Santucci de Magistris, F., (2003).** “A review of design methods for retaining structures under seismic loadings”, EC8 Part 5.
- Westergaard, H., (1931).** “Water Pressure on Dams During Earthquakes”, Transactions of ASCE, No. 1835, pp. 418-433.
- Zarrabi, K., (1973).** “Sliding of Gravity Retaining Wall During Earthquakes Considering Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface”, SM Thesis, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, pp. 140.

✓ **Sites internet**

- <http://www.afps-seisme.org>
- <http://www.enpc.fr>
- <http://www.ipsn.fr>
- <http://www.lcpc.fr>
- <http://www.mem-algeria.org>
- <http://www.ngdc.noaa.gov/seg/fliers/>
- <http://www.plaxis.nl>
- <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/1544>

www.setra.fr

www.snet.gov.fr

<http://www.vulcanhammer.net>