



DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université El Hadj Lakhdar Batna
Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
Magister en Génie Civil

OPTION : Mécanique des sols

Thème :

Comportement Dynamique d'un Talus Renforcé par des
Géotextiles

Présenté par :

Zeghina hakim

Président	: S.BENMBAREK	Pr.	Université de BISKRA
Rapporteur	: A.BOUMEKIK	Pr.	Université de CONSTANTINE
Examineurs	: M.BAHEDDI	C.C	Université de BATNA
	: K.ABBECHE	M.C	Université de BATNA
	: F.HAMMOUD	M.C	Université de BATNA

Soutenue le : /.... /2007

Remerciements

Je remercie en premier mon Dieu pour tout ce qu'il ma donner.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

Toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu.

*En fin, mes sincères remerciement et gratitudes à tous mes enseignants, du
primaire aux étude supérieures*

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter
d'examiner mon travail.*

Tableau de matière :

CHAPITRE 1 : Notions sur la terre renforcé.....	1
1-1 introduction	1
1-2 technologie de réalisation	2
1-2-1 Le matériau de remblai	3
1-2-2 les armatures	4
1-2-3 la peau	10
1-3 principe de fonctionnement de la terre armée	11
1-4 la cohésion due aux armatures	13
1-5 Rupture des ouvrages en terre armée.....	15
1 5-1 analyses de la stabilité interne	15
1-6 Quelques méthodes statiques d'analyse de stabilité d'un talus renforcé	17
1-6-1 Calcul d'un massif en terre armée par le coins de rupture	17
1-6-2 Calcul d'un massif en terre armée par la méthode de cercle de rupture	19
Chapitre 2 : calcul dynamique.	23
2-1 introduction	23
2-2 Origine de l'énergie sismique.....	24
2-3 Ondes sismiques.....	24
2-3-1 Les ondes de volumes	24
2-3-2 Les ondes de surface	25
2-4 Enregistrement:Sismographe.....	26
2-4-1 La magnitude	26
2-4-2 Magnitude et énergie	27
2-4-3 L'intensité.....	27
2-4-4 Echelles d'intensité.....	28
2-5 L'aléa sismique « seismic hazard ».....	28
2-6 La prévision des séismes.....	28
2-6-1 L'approche probabiliste	29
2-7 L'Algérie et le risque sismique.....	29
2-7-1 La sismicité en Algérie :.....	29
2-8 Les performances de l'analyse pseudo-statique.....	30
2-8-1 De mauvais résultats.....	30
2-8-2 La stabilité des remblais aux séismes et les méthodes pseudo statiques.....	31
2-8-3 Signification du coefficient sismique.....	31
2-8-4 Valeurs du coefficient sismique	32
2-8-5 Les valeurs empiriques	33
2-9 quelques méthodes de calcul au dynamique	35
2-9-1 la méthode d'équilibre limite (el)	35
2-9-2 la méthode d'analyse limite (AL)	38
Chapitre 3 : La simulation sur le code PLAXIS.....	42
3-1 introduction	42
3-1-2 Signalement d'un élément fini	42
3-1-2 Formulation de la MEF en géomécanique	43
3-2 Le code Plaxis	44

3-2-1 Le modèle de Mohr-Coulomb	44
3-3 Le module dynamique du Plaxis	48
3-3-1 chargement harmonique	48
3-3-2 chargement arbitraire	49
3-4 Les conditions aux limites	50
3-4-1 Les bandes absorbantes	50
3-4-2 Les blocages	50
3-5 Equation de base du comportement dynamique en Plaxis.....	51
3-6 étude d'un modèle sous chargement pseudo statique	52
3-6-1 Introduction.....	52
3-6-2 talus homogène.....	52
3-6-3 talus renforcé.....	55
3-6-4 redistribution des renforcement.....	59
3-6-5 comparaison entre le calcul théorique avec les résultats de modélisation.....	61
3-7 étude d'un modèle sous chargement dynamique.....	63
3-7-1 Introduction.....	63
3-7-2 les données géométriques	63
3-7-3 les données géotechniques	64
3-7-4 les données du séisme.....	65
3-7-5 Les phases de calculs.....	66
3-7-6 les résultats de calcul.....	68
3-7-7 conclusion.....	72
 Chapitre 4 : L'étude paramétrique.....	 73
4-1 Introduction.....	73
4-2 Effet des paramètres de discrétisation.....	73
4-2-1 l'élément	73
4-3 Effet des paramètres géométriques.....	77
4-3-1 Influence de β	77
4-3-2 Influence de L_t	78
4-4 Effet des paramètres géotechniques.....	79
4-4-1 Influence de C	79
4-4-2 Influence de φ	81
4-4-3 Influence du coefficient d'interaction η	82
4-5 Effet des paramètres du séisme.....	84
4.6 Conclusion.....	86
 5- conclusion générale	 87

annexe

Liste des notations

γ : Poids volumique Humide.

Γ : Frontière.

δ : Déplacement unitaire.

ε_v : Déformation volumique.

ν : Coefficient de Poisson.

σ : Contrainte.

σ_n : Contraintes normales.

τ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).

φ : Angle de frottement interne du sol.

ψ : Angle de dilatance du sol.

Ω : Domaine.

n : le nombre de couches

μ : la rugosité

F_{min} : coefficient de sécurité minimale

L : la longueur de l'armature

Δh : espacement vertical entre les couches

T_{max} : la force de tension maximale

h : hauteur

b : largeur de la couche de renforcement

L_i : la longueur d'ancrage de l'armature

W : poids

F : force due au renforcement

R : force de réaction

Z : profondeur

θ : angle du plan de rupture

T_f : effort globale mobilisable

V_n : force normale a la tranche

H_n : force laterale a la tranche

K_{ae} : coefficient de poussée M.O

P_{ae} : force de poussée des terres

Δ_{dyn} : force de poussée dynamique des terres

K_h : coefficient dynamique horizontal

K_v : coefficient dynamique vertical

r : rayon

K : coefficient de participation du renforcement

w : travail externe

D : travail interne

γ_{dry} : Poids volumique Humide.

δ : Déplacement unitaire.

ν : Coefficient de Poisson.

σ : Contrainte.

τ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).

φ : Angle de frottement interne du sol.

c : Cohésion du sol.

E : Module d'Young.

E_{50} : Module sécant dans un essai triaxial.

E_{oed} : Module tangent dans un essai oedométrique.

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité de flexion.

G : Module de cisaillement.

$[K]$: Matrice de rigidité.

L : Longueur.

Abréviations

LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

MEF : Méthode des Eléments Finis.

SETRA : Société d'étude de la terre armée

GTR : Guide technique de réalisation

AL : Analyse limite

EL : Equilibre limite

Résumé

L'utilisation de la méthode des éléments finis dans le domaine géotechnique est très courante pour les grands projets. On peut procéder des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un problème géotechnique, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Notre travail consiste à étudier l'influence de différents paramètres sur la stabilité des ouvrages en terre renforcée par des géotextiles sous chargement pseudo statique et dynamique.

Pour atteindre notre objectif on a entamé une étude bibliographique sur les géotextiles, la méthode des éléments finis et des notions sur la sismologie. En utilisant une simulation par éléments finis sur Plaxis on a fait :

- Une étude paramétrique pour montrer l'influence des paramètres géométriques, les paramètres géotechniques, et les paramètres de discrétisation
- Une étude de stabilité sur un modèle de référence et démontrer le rôle du renforcement par les nappes en géotextiles sur la stabilité de l'ouvrage en utilisant une sollicitation pseudo statique. Et faire une comparaison entre les résultats obtenus par le calcul analytique et les résultats obtenus par le calcul numérique.
- Solliciter l'ouvrage avec une action dynamique et faire varier les paramètres du séisme a fin de montrer l'écart dans les résultats provoqué par chaque paramètre. Et encor valider notre travail avec d'autre recherche.

Mots clefs :

Sol renforcé, géotextiles, mef, Plaxis, séisme, paramètre, coefficient sismique, amplitude, fréquence, pseudo statique, déplacement.

Abstract

The use of the finite elements method in the géotechnique domain is very current for important projects. We can do some analyses by finite elements to verify the stability of a géotechnique problem, control the values of acceptable movements and help in the dimensionnement of the structures.

The reinforced earth is a new material of construction for the big works, because it is heavy, supple and especially its easy employment.

Our work consists enlightened the influence of several parameters on the stability of the works in reinforced earth under dynamic load.

To affect our objective we have shared our research on two axes. In the first place we began a bibliographical study on géotextiles, finite elements method and code Plaxis. Secondly we proceeded in numerical calculation on three axes for:

- Make a paramétrique study to show the influence of the geographic parameters, the géotechniques parameters, and the parameters of modelling
- Make a study of stability on a benchmark model and demonstrate the role of the reinforcement by géotextiles layers on the stability of the project by using a pseudo static application. And to make a comparison between the results obtained by the analytical calculation and the results obtained by numerical calculation
- load the construction with a dynamic action and make vary the parameters of the earthquake to show the divergence in the results provoked by every parameter. And validate our work with the other research.

Key words:

Reinforced earth, geotextile, FEM, Plaxis, earthquake, parametre, seismic coefficient, amplitude, frequency, pseudo static, displacement.

CHAPITRE 1 : NOTIONS SUR LA TERRE RENFORCEE

1-1 Introduction

Dans le domaine du génie civil un nouveau concept de produit a été créé : “ Les géotextiles “.

Il s’agit de produits employés principalement dans le domaine de la géotechnique et sont constitués de fibres textiles.

Aux états unis, l’application d’un géotextile (tissé en coton) remonte à 1930. La première application d’un géotextile de fibres synthétiques date de, et était destinée à éviter l’érosion (Barret, 1966).

En Europe, l’application des géotextiles tissés pour protéger contre l’érosion remonte à 1960 en Hollande (Gicot et Perfetti, 1982) pendant les grands travaux de rénovation et reconstruction des digues détruites au cours de l’hiver 1952-1953.

La première application de géotextiles non-tissés en France a été faite en juin 1969. L’objet de cette application était l’amélioration des conditions d’épandage sur un sol mou d’une couche drainante en sable, dans le but d’éviter la pollution de cette couche, et de faciliter sa mise en place. Au début de 1971, Puig et Al ont expérimenté pour la première fois l’utilisation de géotextiles non-tissés comme renforcement d’un remblai.

Depuis lors, de nouvelles applications des géotextiles ont été proposées et l’industrie textile, en plein essor, a su proposer une très grande variété de produits qui ont obtenu des succès tout aussi impressionnants. On compte, de nos jours, au moins une centaine de fabricants de ces produits et le nombre des différents types de géotextiles et produits apparentés doivent dépasser plusieurs centaines.

Ceci a ainsi conduit à une situation à la fois stimulante et dangereuse, car les chercheurs ne réussissaient pas à développer spécifications concernant les méthodes de dimensionnement et le mode d’emploi de ces produits à la vitesse ou « envahissaient » le marché...

C’est seulement en Avril 1977 qu’a été organisé en France le premier colloque international des géotextiles. Cette date marque de la part des administrations, des concepteurs et maîtres d’œuvre une reconnaissance du « phénomène géotextiles » et le début de la recherche programmée dans ce domaine par la création de groupes de travail, de comité, d’associations qui cherchent à normaliser et à définir des géotextiles.

Les deux composants de la terre armée ont des modules de déformations très différents. L'interaction entre eux est assurée par le frottement qui se développe sur leurs surfaces de contact et qui empêche leurs déplacements relatifs ainsi lors d'une sollicitation la terre transmet aux armatures les efforts de traction qui se développent dans la masse. Les armatures empêchent l'expansion du matériau dans les directions du renforcement et tout se passe comme si la terre possédait dans les directions des armatures une cohésion proportionnelle à la traction.

Dans un massif en terre armée les armatures ne sont donc placées que dans la direction où la terre est la plus sollicitée en traction. Pour des raisons de facilité de mise en œuvre le renforcement est généralement effectué uniformément et horizontalement.



Figure1-1 : renforcement par files



Figure1-2 : renforcement par nappes

Le renforcement des sols de fondations par géotextiles a pour objectif de :

1. Augmenter la capacité portante effective sous des semelles superficielles.
2. Réduire le tassement différentiel.
3. Fournir une surface portante stable aux fondations sur des sols susceptibles à la liquéfaction sismique.
4. Minimiser les volumes de sur excavation et de remblai.

1-2 Technologie de réalisation

En vue générale d'un massif en terre armée, on voit trois éléments constitutifs.

- Le sol granulaire formant la masse.
- Les armatures placées horizontalement et qui résiste a la traction
- Le parement qui a le rôle de limiter le bloc armé dans l'espace et d'éviter les ruptures locales et l'érosion superficielle.

Pour construire un ouvrage en terre armée il nous faut des recommandations et des règles de l'art. Les praticiens précise les qualités des matériaux à utiliser, tant pour assurer le frottement entre le remblai et les armatures

1-2-1 Le matériau de remblai

D'une façon générale, la qualité des matériaux de remblai utilisables pour la terre armée, qu'ils soient d'origine naturelle ou industrielle, doit répondre à des critères bien déterminés. On distinguera parmi ceux-ci.

D'une part les critères géotechniques et mettre en œuvre

D'autre part des critères chimiques

1-2-1-1 Critères géotechniques

Les critères géotechniques sont nécessaires pour assurer un bon frottement sol armature et la plus faible poussée possible. Les recommandations et règle de l'art du LCPC [13] et de SETRA pour les ouvrages en terre armée indiquent comme critère purement granulométrique le tableau suivant :

Passant à 80 μ	<15%	Critère mécanique satisfait				
	>15%	Passant à 15 μ	<10%	Critère mécanique satisfait		
			10à20%	Armature HA	Argile de frottement interne >25 ⁰	Critère mécanique satisfait
					Argile de frottement interne <25 ⁰	Matériau inutilisable en terre armée
				Armature lisse	Argile de frottement sol - armature >22 ⁰	Critère mécanique satisfait
					Argile de frottement sol – armature <22 ⁰	Matériau inutilisable en terre armée
>20%	Matériau inutilisable en terre armée					

Tableau 1-1 : critère mécaniques pour choix du matériau de remblai

1-2-1-2 Mise en œuvre

Ces critères permettent de garantir un bon compactage et une mise en œuvre aisée du matériau. Ce sont les mêmes que ceux qui dirigent la mise en œuvre de tout remblais et qui sont définis dans le guide technique de réalisation des remblai et qui sont définis dans le guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme GTR1992 du LCPC et du SETRA

1-2-1-3 Critère chimique

Les critères chimiques sont liés à la durabilité des armatures qui conditionne la durée de vie d'un ouvrage en terre armée les recherches effectuées sur la corrosion des armatures enterrées dans le sol ont consistés à étudier les vitesses de corrosion en fonction des divers facteurs qui les caractérisent : la nature du sol, le type d'armature.

1-2-2 Les armatures

Le choix des armatures est conditionné par la durabilité de l'ouvrage et l'assurance d'une bonne interaction sol armature. Et pour éviter le phénomène d'érosion, l'utilisation des géotextiles comme matériau de renforcement est devenu plus large.



Figure1-3 : armatures en géotextiles

1-2-2-1 Matière première

Les géotextiles sont des produits employés largement dans le domaine de la géotechnique. Ils sont constitués de fibres polymères synthétiques, c'est pourquoi ces produits sont souvent appelés géosynthétiques. Les polymères synthétiques principaux sont les polymères thermofusibles comme le polystère, les polyamides, le polypropylène et le polyéthylène. Le tableau suivant présente les propriétés les plus importantes de ces polymères.

Polymère					
		polyptère	polyamide	polypropylène	polyéthylène
Propriétés					
Résistance à la traction		***	**	*	*
Déformation à la rupture		**	**	***	***
Vitesse de fluage		*	**	***	***
Masse surfacique		***	**	*	*
prix		***	**	*	*
Résistance aux rayons ultraviolets	Non stabilisé	***	**	*	*
	stabilisé	***	**	***	***

Résistance au micro organisme	**	**	**	***
Résistance aux huiles	**	**	*	*
Résistance a l'alcali	*	***	***	***
Résistance aux détergents	***	***	***	***

*** grande

** moyen

* faible

Tableau1-2 : comparaison des propriétés des polymères synthétiques (John 1987)

1-2-2-2 Principaux types :

Les géotextiles et les produits apparentés se différencient non seulement par leur élément constituant, la fibre, mais aussi par leur structure, qui résulte du procédé de fabrication.

a) **Un non-tissé** : est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées au hasard, et dont la liaison peut être de différents types :



Figure 1-4 : Type d'assemblage des fibres (non tissé)

b) Un tissé : fait de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateau, les bâches).



Figure 1-5 : Type d'assemblage des fibres(tissé)

c) Une géogrille : est une structure plane, à base de polymère, constituée un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier.

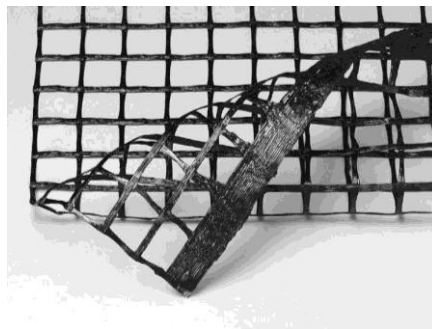


Figure 1-6 : Une géogrille.

d) Les géocomposites : sont un assemblage de matériaux, utilisant au moins un géotextile ou un produit apparenté parmi ses composants.



Figure 1-7: Une géocomposite

e) **Les mattes** : sont constitués de fils relativement rigides, liés thermiquement à leurs intersections, créent des structures (tridimensionnels) très ouvertes.



Figure 1-8 : Une matre

f) **Les géomembranes** : sont des feuilles étanches, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques ou bitumineux, utilisées dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. La principale application des géomembranes est donc constituer une barrière étanche entre un sol et un fluide,



Figure 1-9 : une géomembrane

1-2-2-3 Principales fonctions des géotextiles :

Il est possible de distinguer dans les applications des géotextiles six fonctions principales : drainage, filtration, séparation, protection, interfaces antifissures et renforcement.

Ces fonctions sont complémentaires mais généralement une est considérée comme la fonction principale par rapport aux autres.

Afin de pouvoir remplir ces fonctions, les géotextiles doivent présenter diverses propriétés dépendant des conditions du sol, de l'eau et des sollicitations.

Le tableau suivant donne une vue d'ensemble des principales fonctions et des propriétés déterminantes du géotextile.

A) Drainage :

La fonction Drainage décrit la nécessité de recueillir et de transporter les liquides présents sur ou dans une structure. L'introduction d'un géotextile permet par exemple l'écoulement de l'eau dans son plan (transmissivité). Les géodraines sont spécialement conçus pour améliorer le drainage déficient des sols. Ces produits remplacent avantageusement les tranchées drainantes traditionnelles en réduisant les volumes d'excavation et en facilitant l'installation. On les emploie notamment pour le drainage de fondations, les ouvrages routiers et les murs de soutènement.

B) Filtration :

La filtration consiste à séparer la phase liquide de la phase solide du sol générée de surpression. Par exemple, le géotextile en tant que filtre doit séparer une couche de grains fins d'une couche de grains grossiers et permettre l'établissement d'un débit d'eau à surpression nulle entre les deux couches, en bloquant simultanément tout transport solide et cela de façon continue.

C) Séparation :

La séparation a pour but d'empêcher le mélange de matériaux de qualités différentes. Le géotextile en tant que séparateur définit une frontière géométrique entre deux couches de matériaux de nature différente.

D) Protection :

Les géotextiles peuvent assurer une transmission entre deux milieux et jouer le rôle de répartiteur face à des sollicitations localisées. La protection sera efficace que le géotextile sera compact et épais.

E) Interface antifissures :

Le géotextile constitue une couche de transition entre la couche de base de la route et la nouvelle couche de revêtement bitumineux dans le but de différer la propagation des fissures.

F) Renforcement :

Contrairement aux sols, les géotextiles disposent d'une résistance à la traction et peuvent de ce fait jouer le rôle d'armature dans un massif de sol. Les propriétés de contact et notamment de frottement des géotextiles avec des sols permettent à ces matériaux d'assurer à la fois une bonne transmission et une bonne répartition des contraintes dans le milieu environnant.

Propriétés	Fonctions					
	Drain	Filtre	Séparation	Renforcement	Protection	Conteneur
Epaisseur	***	*			***	*
Compressibilité		**			*	
Permittivité	**	***	**			**
Transmissivité	***	*				*
Distribution des pores	***					
Résistance à la traction			*	**	*	*
Raideur				***		
Déformation			***	*	*	**
Résistance au déchirement			**	**	***	
Résistance au percement			***	**	***	*
Frottement				****	**	**

*** -propriété d'importance majeure

** -propriété d'importance moyenne

* -propriété d'importance faible

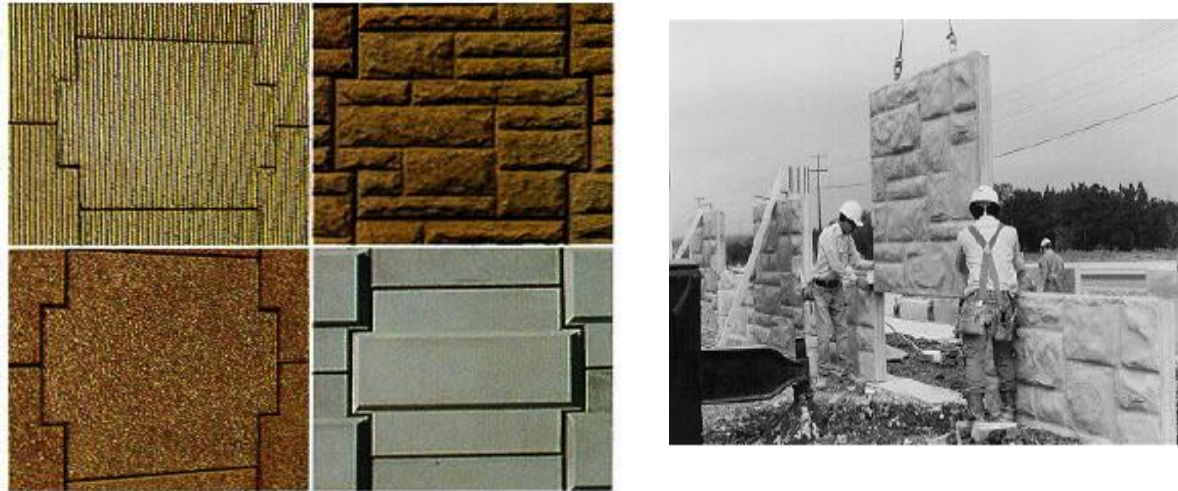
Tableau1-3 : les principales fonctions et les propriétés déterminantes du géotextile.

1-2-3 la peau

La peau a pour but de tenir la terre entre deux lits d'armatures au voisinage immédiat du parement des ouvrages. Bien que ne soit pas importante pour la stabilité de l'ouvrage, la peau doit cependant pouvoir s'adapter sans désordre sans introduire d'effort parasite aux déformations du massif de la terre armée. Les peaux sont constituées d'éléments fabriqués en béton, appelés écailles, facilement maniables et permettant un assemblage rapide.

Les écailles sont des plaques de béton cruciformes, d'un poids approximatif de 700Kg, séparées par des joints épais, elles sont imbriquées les unes dans les autres par un système de goujons verticaux destiné à la facilité de montage et à assurer la continuité de la pose. Le parement obtenu est une mosaïque dont le module est de 1,5x1,5m. Bien que chaque élément obtenu soit rigide, l'ensemble donne au parement une flexibilité verticale du même ordre que celle des éléments métalliques. Les possibilités de rotation autour des goujons permettent de réaliser des murs courbes avec des écailles standard jusqu'à 20m de rayon. Des effets

architecturaux peuvent être envisagés en modifiant l'aspect et la forme de la surface extérieure des écaïlles standard.



Precast concrete panels are available in a variety of surface textures, shapes, and colors.

Figure 1-10 : des écaïlles

1-3 Principe de fonctionnement de la terre armée

La terre armée est formée par l'association de terre et l'armature, ces dernières étant le plus souvent des éléments linéaires susceptibles de supporter des efforts de traction importantes.

Le fonctionnement de ce matériau composite, repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le sol et les armatures. Il est donc très important de bien représenter ce phénomène pour obtenir une modélisation correcte d'une structure en terre armée.

Généralement les armatures sont distribuées dans le massif en terre de telle sorte que l'on puisse considérer le matériau terre armée comme pratiquement homogène. Ce pendant les armatures ne sont placées que dans la direction ou la terre est la plus sollicitée en traction et pour des raisons de mise en œuvre, il s'agit le plus souvent de la direction horizontale et uniforme pour tout le massif.

C'est le frottement entre la terre et les armatures qui est le phénomène essentiel dans la terre armée ; la terre transmet aux armatures par le biais du frottement les efforts de qui se développent dans la masse. Les armatures se mettent en traction et tout se passe comme la

terre possédait dans les directions des armatures une cohésion proportionnelle à la résistance à la traction.

Le principe de la terre armée repose ainsi sur l'existence d'un frottement entre la terre et les armatures, il nécessite que le matériau de remblai utilisé ait un bon frottement interne de façon à pouvoir faire jouer les efforts normaux qui s'exercent sur des lits d'armatures. Cela écarte a priori l'utilisation de sol purement cohérent comme les argiles.

Le frottement se traduit par des contraintes de cisaillement, qui se développent dans le sol à la surface des armatures, entraînant une variation continue des efforts de traction dans ces dernières.

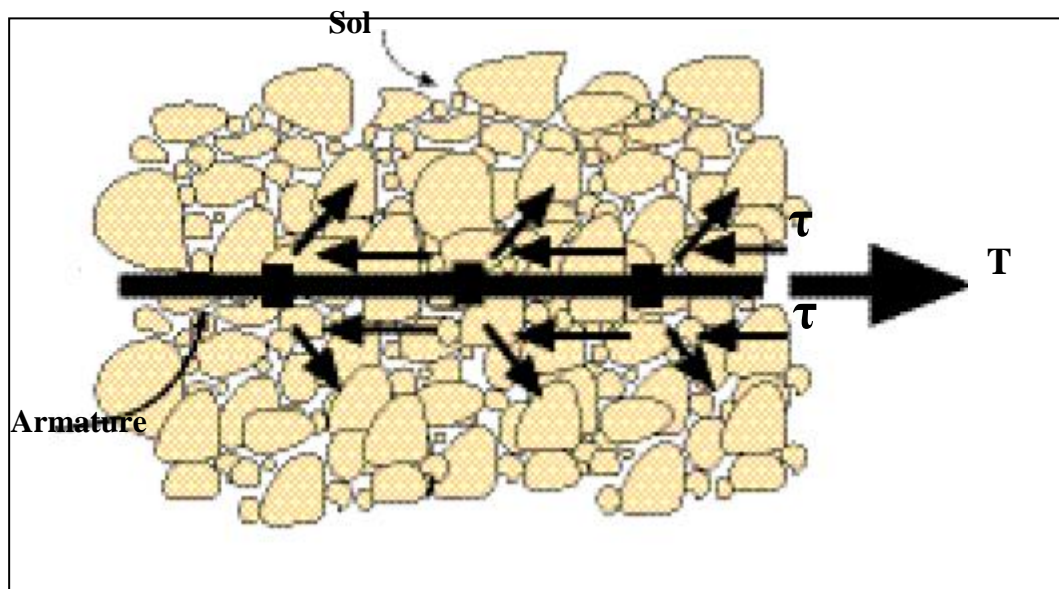


Figure 1-11 : effort de traction dans les armatures due au frottement

La contrainte de cisaillement représentée dans la figure (1-5) pour l'expression

$$\tau 2b dL = dT \quad (1-1)$$

b : la largeur de l'armature

T : effort de traction des l'armature

L : longueur d'ancrage de l'armature

$$T = 2 \mu \sigma_v \tan \varphi L b \quad (1-2)$$

μ = coefficient d'interaction sol armature

σ_v = contrainte effective

φ = angle de frottement interne du sol

La mobilisation de frottement dT/dL n'est pas constant le long de l'armature dans un massif en terre armée, ceci est due au phénomène de dilatance.

Le lieu où les tractions sont maximales divise le massif de sol renforcé en deux zones :

- **Une zone active** : où le sol tend à glisser vers l'extérieur du massif et est retenu par les efforts de frottement mobilisés sur les surfaces d'armature. Ces efforts sont dirigés vers l'extérieur du massif et entraînant une augmentation des efforts de traction dans les armatures.

- **Une zone résistante** : où les armatures soumis à la force de traction maximal, tend à glisser vers l'extérieur du massif, mobilisant ainsi les efforts de frottement sur ses surfaces de contact avec le sol.

Les armatures confèrent au massif en terre armée une cohésion globale apparente en créant une liaison entre la zone active et la zone résistante.

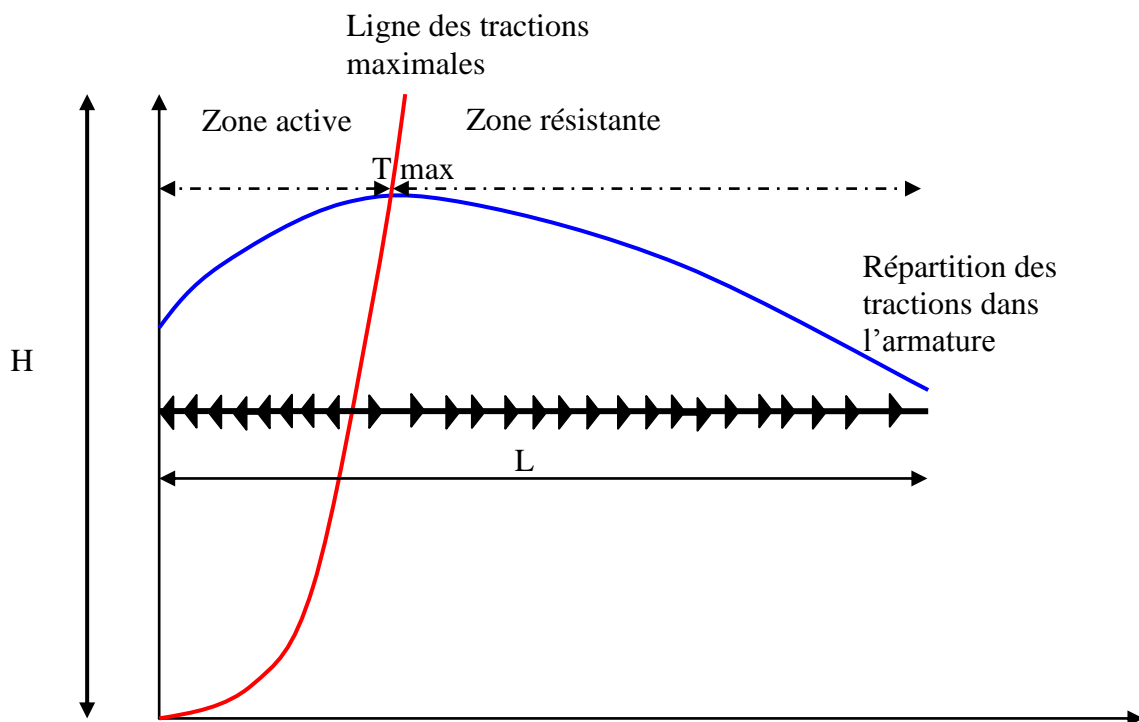


Figure 1-12 : distribution des tractions dans les armatures

1-4 La cohésion due aux armatures

Comme nous allons voir, c'est en empêchant les déformations du massif de terre, que les armatures donnent à la terre armée sa cohésion.

Considérons un massif de terre homogène à surface horizontale. Supposons que cette terre ne possède aucune cohésion.

A la profondeur h les contraintes principales sont verticales et horizontales. Les équations indéfinies de l'équilibre montrent que la contrainte verticale a pour valeur :

$$\sigma_v = \gamma h \quad (1-3)$$

la contrainte horizontale σ_h dépend par contre de la déformation latérale ε_h du massif. Si cette déformation est nulle :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0 \gamma h \quad (1-4)$$

ou : K_0 est le coefficient de pression latérale des terres au repos.

En augmentant progressivement la déformation latérale dans un sens ou dans l'autre, on peut amener tout le massif à la rupture :

Par expansion latérale on obtient la rupture de poussée :

$$\sigma_h = K_a \sigma_v \quad (1-5)$$

ou : K_a est le coefficient de poussée active. Pour un milieu pulvérulent :

$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) \quad (1-6)$$

Par contraction latérale on obtient la rupture de butée :

$$\sigma_h = K_p \sigma_v \quad (1-7)$$

ou : K_p est le coefficient de poussée passive. Pour un milieu pulvérulent :

$$K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) \quad (1-8)$$

Supposant maintenant que dans le massif de terre nous ayons disposé des armatures horizontales suffisamment rapprochées, réalisant ainsi un massif en terre armée et essayons d'amener le massif de terre armée à la rupture par expansion latérale.

Toute tranche de sol comprise entre deux couches d'armatures consécutives est freinée à ses deux bases et n'admettant comme déformation latérale que la seule déformation permise par les armatures à condition toutefois que le frottement entre le sol et les armatures ait une valeur suffisamment rapprochée les unes des autres. Les armatures ont donc se mettent en traction et si le matériau constituant les armatures a un module de Young très élevé par rapport au module de déformation du sol, les déformations latérales du massif sont négligeables et n'ont alors aucune influence sur les contraintes dans le sol.

L'état de contraintes dans le sol reste sensiblement le même que l'état initial tant qu'il n'y a pas de rupture des armatures, ($\sigma_v = \gamma h$, $\sigma_h = K_0 \sigma_v$)

Le massif de terre armée possède donc dans la direction des armatures une cohésion qui est proportionnelle à la résistance en traction de ces armatures.

1-5 Rupture des ouvrages en terre armée

1 5-1 Analyses de la stabilité interne

Un grand nombre d'essais sur des modèles réduits bidimensionnel utilisant la méthode des rouleaux de Schneebeli Guégan Y et al 1969 [09] ont mise en évidence deux modes possibles de désorganisation d'un massif en terre armée

A) Par cassure des armatures

La rupture de l'ouvrage, par exemple un mur, est progressive. La rupture s'amorce en un point ou casse une première armature. Puis elle se propage rapidement par cassures successive des armatures suivant ligne de rupture qu'il est possible de visualiser. L'expression montre que dans un modèle réduit, la rupture propage de bas en haut suivant une ligne qui n'est pas éloignée. Il y a ainsi une assez grande différence entre la surface de rupture potentielle représentée par le lieu des points de traction maximale dans les lit d'armatures et la surface de rupture réelle qui est engendrée par le point de traction maximale au fur à mesure que les lits des armatures cassent.



Figure 1-13 : rupture d'un talus renforcé

Suivant le critère de conception des murs de soutènement classique, trois approches furent adaptées pour estimer la charge maximale des éléments de renforcement, se sont la méthode de Rankine, la méthode des forces de Coulomb et la méthode des moments de Coulomb.

Dans la méthode de Rankine, la force de tension maximale dans les éléments, de renforcement est développée au bas du mur et peut être comptée comme suit :

$$T_{\max} = K_a \gamma h \Delta h \Delta b \quad (1-9)$$

K_a : coefficient de la pression active des terres.

γ : poids volumique du remblai

h : hauteur du mur

Δh : espacement verticale des couches de renforcement

Δb : largeur de la couche de renforcement

Dans la méthode des forces de Coulomb, la poussée des terres armées actives sur le mur est mise en équation avec la somme des forces développées dans chacun des m éléments de renforcement au niveau requis. Une distribution linéaire de la tension fut supposée, ce qui indique que la force de tension maximale sera développée dans les éléments les plus faibles et peut être exprimée comme suit :

$$T_{\max} = (m/m+1) K_a \gamma h \Delta h \Delta b \quad (1-10)$$

m : nombre de couche de renforcement

Lee (1973) utilisa la méthode des moments de Coulomb où la force maximale de tension est déterminée par l'égalité des moments de pression des terres et ceux des forces développées dans les éléments de renforcement autour du pied du mur. Cette force est donnée par :

$$T_{\max} = (m^2/m+1) K_a \gamma h \Delta h \Delta b \quad (1-11)$$

B) Par défaut d'adhérence :

Ce type de rupture se produit lorsque les armatures ne sont pas suffisamment longues, compte tenu de la valeur du coefficient de frottement terre – armatures pour mobiliser les efforts de traction nécessaires dans les armatures. Il y a en quelque sorte une décohésion du massif en terre armée : le massif s'écoule, sans que les armatures se rompent, par glissement du sol entre les armatures.

Différentes recherches ont donné les expressions du coefficient de sécurité minimal à la cohésion. En utilisant la méthode de Rankine, le coefficient de sécurité minimal (f_{\min}) à la cohésion être exprimé comme suit :

De (1-2) et (1-9)

$$T = 2 \mu \sigma_v \tan \varphi L b$$

$$T = f_{\min} K_a \gamma h \Delta h \Delta b$$

$$f_{\min} = \frac{2 \mu b L}{k a \Delta h \Delta b} \quad (1-12)$$

Dans la méthode des moments de Coulomb, le coefficient de sécurité minimal peut être exprimé comme suit :

$$f_{\min} = \frac{2 \mu \Delta h^2}{k a h^3 \Delta b} \sum_{i=1}^m [i^2 (B - (m - i) \Delta h \cdot \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))] \quad (1-13)$$

1-6 Quelques méthodes statiques de l'analyse de stabilité d'un talus renforcé

1-6-1 Calcul d'un massif en terre armée par le coins de rupture

D'après la société d'étude de la terre armée, France

Le coin de coulomb reste probablement la manière la plus commode d'aborder les problèmes de soutènement, et de ce fait l'angle $\pi/4 + \varphi/2$ est un peu à la mécanique des sols comme $pl^2/8$ à la résistance des matériaux.

Il est nécessaire de ne privilégier aucun type de rupture a priori : les armatures peuvent céder soit par l'insuffisance de leur section au point où elles traversent le plan de rupture, soit par manque d'adhérence. Nous admettons donc que les deux types de ruptures peuvent être simultanées le long du plan considéré.

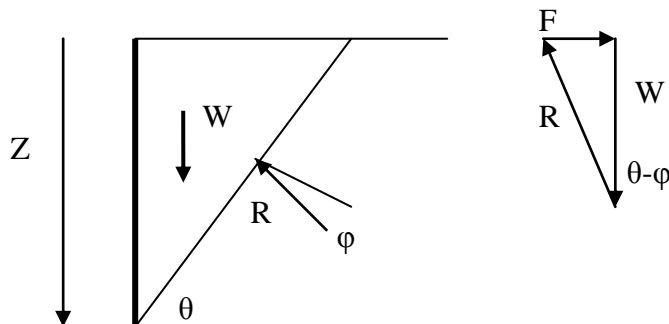


Figure 1-14: stabilité d'un coin derrière l'écran

Pour retenir un coin de terre non armée sait que l'écran opposer une réaction

$$F = W \operatorname{tg}(\theta - \varphi)$$

$$W = 1/2 \cdot \gamma z^2 / \operatorname{tg} \theta$$

C'est à dire $F = 1/2 \cdot \gamma z^2 \operatorname{tg}(\theta - \varphi) / \operatorname{tg} \theta$

L'effort f est maximal quand $dF/d\theta = 0$

C'est à dire quand : $\operatorname{tg} \theta / \cos^2(\theta - \varphi) - \operatorname{tg}(\theta - \varphi) / \cos^2(\theta) = 0$

$$\text{Ou } \sin \theta \cos \theta = \sin 2(\theta - \varphi) \text{ d'où vient le fameux } \theta = \pi/4 + \varphi/2 \quad (1)$$

Voyons maintenant le cas ou le coin est stabilisé, non plus par l'écran, mais par une première armature située à la profondeur $z/2$

Supposant que l'épaisseur de l'armature soit surabondante, l'effort T que peut mobiliser par frottement d'armature vaut

$$T = 2 \cdot b \cdot \mu \cdot \sigma_v \cdot l_i$$

$$\text{Ou } \sigma_v = \gamma z/2 \text{ et } l_i = L - z/2 \operatorname{tg} \theta$$

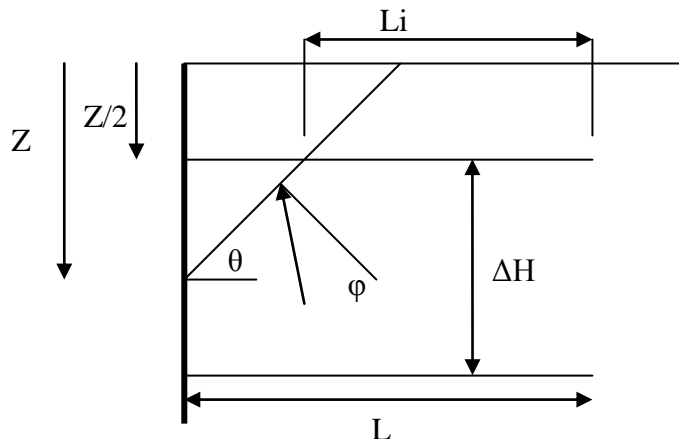


Figure 1-15 : coin stabilisé par une armature

Soit

$$T_f = b \cdot \mu \cdot \gamma z (L - z/2 \operatorname{tg} \theta) \quad (2)$$

Pour que $T_f = F$ il faut donc

$$b = \gamma z^2 \operatorname{tg}(\theta - \varphi) / 2 \operatorname{tg} \theta \cdot 2 \operatorname{tg} \theta / \mu \cdot \gamma z (L \operatorname{tg} \theta - z)$$

c'est-à-dire

$$b = \frac{1}{\mu} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\theta - \varphi)}{\frac{2L}{z} \operatorname{tg} \theta - 1}$$

Cette largeur est maximale quand $db/d\theta = 0$

$$\text{soit } \frac{(2L \operatorname{tg} \theta / z) - 1}{\cos^2(\theta - \varphi)} - \frac{(2L \operatorname{tg}(\theta - \varphi) / z)}{\cos^2 \theta} = 0$$

$$\text{ou } (\operatorname{tg} \theta - z/2L) \cos^2 \theta = \cos^2(\theta - \varphi) \operatorname{tg}(\theta - \varphi)$$

C'est-à-dire

$$\sin 2\theta - (z/L) \cos^2 \theta = \sin 2(\theta - \varphi) \quad (3)$$

En rapprochant cette équation à l'égalité (1), on constate que la valeur critique de θ n'est plus ici égale à $\pi/4 + \varphi/2$

de la même manière, on montre aisément que si un prisme n'est stabilisé que par le frottement mis en jeu par n lits d'armatures semblables de largeur b espacés verticalement de ΔH , l'effort global mobilisable T_f est :

$$T_f = n^2 b \mu \gamma \Delta H (L - \lambda/2) \Delta H / \operatorname{tg} \theta$$

$$\text{Ou } \lambda = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (2i-1)(2n-(2i-1))}{n^2}$$

Et par suite la valeur de b maximale est :

$$\sin 2\theta - \lambda \Delta H / L \cdot \cos^2 \theta = \sin 2(\theta - \varphi) \quad (4)$$

La résolution de cette équation en fonction de ces variables φ ; L ; n ; ΔH ; conduit toujours à une valeur de θ inférieure à $\pi/4 - \varphi/2$. Cette observation confirme donc qu'il ne faut pas la vérification au seul plan incliné.

1-6-2 Calcul d'un massif en terre armée par la méthode de cercle de rupture

La vérification de la stabilité au grand glissement de tels ouvrages se fait classiquement en utilisant la méthode des tranches de Bishop et en considérant des cercles de rupture passant en dehors de la masse armée. Deux méthodes sont ici présentées : une extension de la méthode de Bishop où chaque tranche est liée à la présence d'une armature et une méthode globale considérant l'équilibre de tout le coin limité par le cercle de rupture.

1-6-2-1 Méthode par tranche

La surface de rupture considérée est un cylindre à base circulaire et le coin en rupture est subdivisé en tranches verticales de sorte que dans chaque tranche il n'y ait au plus qu'une armature, recoupant la surface de rupture.

Dans l'équilibre d'une tranche, il faut tenir compte de la force de traction mobilisée dans cette armature, qui est supposée avoir la direction de l'armature. La rupture peut se produire soit par défaut d'adhérence soit par glissement de l'armature. Pour cette raison, la force de traction mobilisée T_i est comprise égale à la valeur minimale des deux forces T_f et T_r .

$$T_f = 2 \cdot b \cdot \mu \cdot \sigma_v \cdot l_i$$

$$T_r = b \cdot e \cdot \sigma_r$$

L'étude de l'équilibre de la zone en rupture permet de définir un coefficient de sécurité F globale conforme à la théorie de la stabilité des pentes.

De la façon la plus générale ce coefficient peut affecter tous les éléments résistants, c'est-à-dire à la fois la résistance au cisaillement du sol, le frottement sol armature et la résistance à la traction de l'armature. Il en résulte que les équations de l'équilibre sont écrites avec les éléments réduits suivants :

- La cohésion réduite $c' = c/F$
- Angle de frottement interne réduit $\theta' = \arctg(tg\theta/F)$
- Coefficient de frottement réduit sol armature $\mu' = \mu/F$

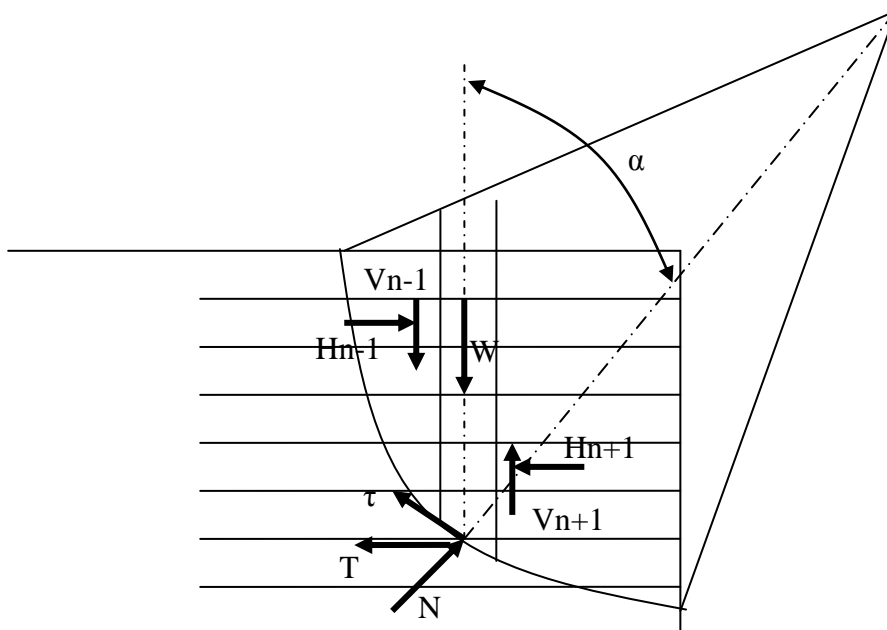


Figure 1-16 : méthode par tranche

Comme dans la méthode des tranches la stabilité est définie par un coefficient de sécurité globale F portant sur tous les éléments résistants. En utilisant les expressions réduites de ces éléments.

a) résultante nulle

$$\vec{W}' + \frac{\sum_i \vec{T}_i}{F} + \int_{AB} \vec{s} dl = 0 \quad (8)$$

b) moment nul par rapport au centre du cercle :

$$\gamma R^2 \int_{\alpha_1}^{\alpha_0} h \sin \alpha \cos \alpha \, d\alpha - R/F \sum_i T_i \cos B_i - R^2 \cos \theta' \operatorname{tg} \varphi / F \int_{\alpha_1}^{\alpha_0} s \, d\alpha = 0 \quad (9)$$

L'équation (9) donne pour F l'expression

$$F = \left\{ \cos \theta' \operatorname{tg} \varphi \int_{\alpha_1}^{\alpha_0} s R \, d\alpha + \sum_i T_i \cos B_i \right\} / \left\{ \gamma R \int_{\alpha_1}^{\alpha_0} h \sin \alpha \cos \alpha \, d\alpha \right\} \quad (10)$$

CHAPITRE 2 : CALCUL DYNAMIQUE

2-1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter quelques notions sur l'action dynamique (origine, magnitude, types d'ondes, intensité.... ;) et sont influence sur le mode de calcul de la stabilité des talus renforcés, en mentionnant quelques méthode de calcul.

Les séismes tectoniques apparaissent comme les conséquences des lentes déformations qui affectent les régions supérieures du globe et au cours desquelles il y a une forte accumulation d'énergie de déformation. Lorsqu'en un point l'équilibre limite est dépassé il y a une rupture qui s'étend rapidement dans le voisinage l'énergie potentielle accumulée dans les déformations antérieures se libérer brusquement et donne naissance à un ébranlement qui se propage sous la forme d'ondes sismiques. Cette hypothèse est valable pour les séismes superficiels tandis que les séismes profonds. on a avancé des mécanismes différents relatifs aux changements d'état physique des matériaux.

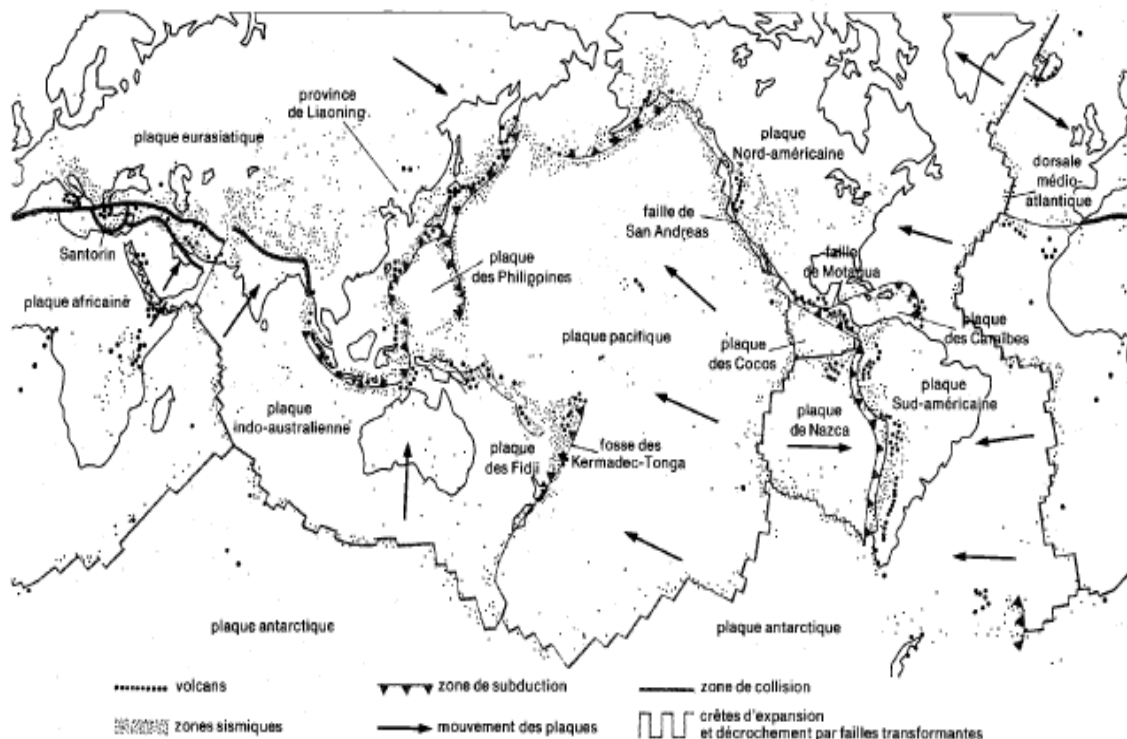


Figure 2-1 : plaques tectoniques

-2 Origine de l'énergie sismique

On pense actuellement que cette énergie ne peut provenir que des échanges thermiques qui se produisent entre les régions centrales du globe, sièges des hautes températures, et sa périphérie, refroidie par rayonnement.

2-3 Ondes sismiques

La propagation du choc sismique se fait à travers des ondes. On distingue deux types d'ondes :

2-3-1 Les ondes de volumes

qui se composent des ondes P appelées longitudinales et les ondes transversales S. Ces ondes se propagent radialement dans le sol, selon une surface sphérique et leur intensité diminue de manière inversement proportionnelle à la distance. Suivant que la direction de propagation de ces ondes et celle du mouvement des grains est parallèle ou perpendiculaire.

a) Les ondes longitudinales P

La direction de propagation de ces ondes de compression est celle du mouvement, sont parallèles. Elles sont plus rapides, leur vitesse de propagation peut atteindre 14 Km/s

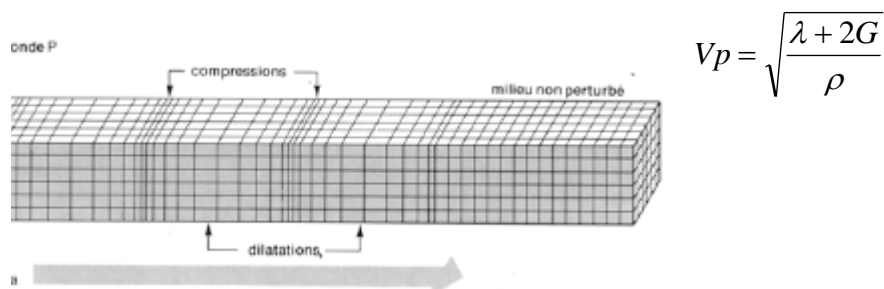


Figure 2-2 : les ondes P

b) Les ondes transversales S

Ce type d'ondes engendre dans le milieu des modifications de forme et non de volume. Elles sont appelées ondes de cisaillement, ou de distorsion. Leur vitesse est inférieure à celle des ondes P.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

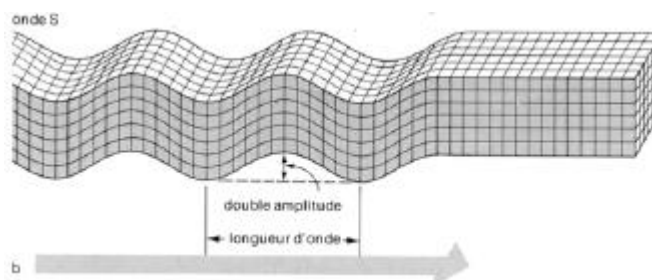


Figure 2-3 : les ondes S

2-3-2 Les ondes de surface

En matière de tremblement de terre, on sait que l'énergie la plus importante est dépensée dans des ondes de surfaces. Ces ondes produites par les ondes de volume lorsqu'elles arrivent à la surface de la terre. Ces ondes de surfaces se composent des ondes de Rayleigh R et des ondes de Love L

a) Les ondes de Love L :

L'observation des mouvements du sol montre qu'il existe une composante horizontale de cisaillement se déplace horizontalement. Love a montré que telles ondes existent lorsqu'une couche superficielle repose sur un semi-espace infini dans lequel la vitesse de propagation des ondes S est plus élevée que dans la couche superficielle.

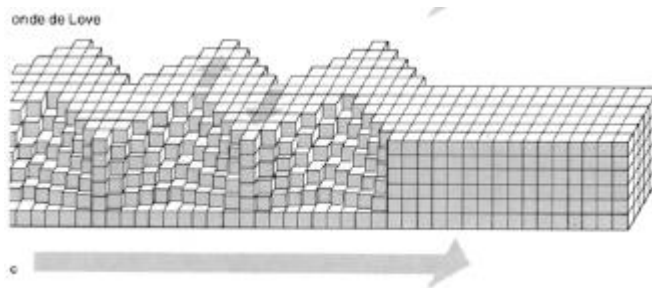


Figure 2-4 : les ondes L

b) Les ondes de Rayleigh R :

Ce sont des ondes qui se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi infini. Ces ondes qui se propagent en plan horizontal produisent des déplacements verticaux pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses.

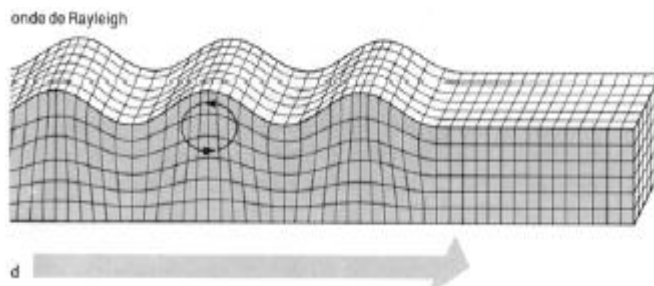


Figure 2-5 : les ondes R

2-4 Enregistrement:Sismographe

Un sismomètre est un détecteur de mouvements du sol qui comporte un capteur mécanique, un transducteur, un amplificateur et un enregistreur. Actuellement on utilise surtout des sismomètres électromagnétiques. Ils ne mesurent pas le mouvement du sol mais la vitesse de mouvement du sol.

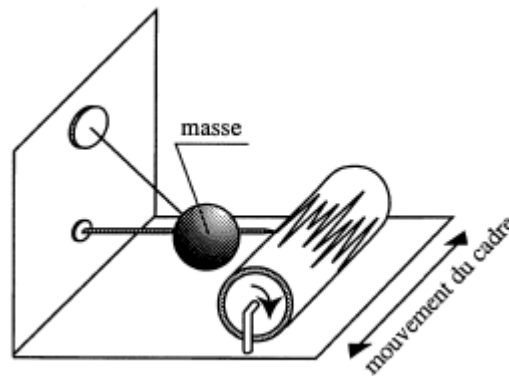


Figure 2-6 : sismomètre

2-4-1 La magnitude

Richter a introduit la notion de magnitude en vue de comparer entre les séismes de Californie au moyen d'une formule conventionnelle : la magnitude locale d'un séismes est définie par :

$$M = \log_{10} A / A_0$$

Où :

A : est l'amplitude maximale mesurée en millimètres sur l'enregistrement d'un sismographe horizontal Wood- Andersen à une distance donnée.

A_0 : l'amplitude de référence (1 micron pour une distance de 100 Km) qui correspond à la magnitude 0.

2-4-2 Magnitude et énergie

Il existe une corrélation entre la magnitude et l'énergie libérée au foyer. Les formules empiriques sont liées au type de foyer (normal, intermédiaire, profond) et à l'éloignement de la station.

Celle de richter (1958) est souvent utilisée pour les séismes normaux aux distances usuelles d'enregistrement.

$$\text{Log}_{10} E = 1.5M - 1.6 \quad (1.2)$$

Où E est exprimée en MJ

De fait un séisme de magnitude inférieure à 5 est rarement destructeur et on évalue à 9.0 ou 9.2 la plus grande magnitude concevable dans l'état actuel de nos connaissances.

Séisme	Magnitude	E (M J)
Agrandir 1960	5,9	$1,8.10^7$
SKopje 1963	6,0	$2,5.10^7$
Caracas 1967	6,5	$1,4.10^8$
San Fernande 1971	6,6	$2,0.10^8$
Alger 2003	6,7	$2,8.10^8$
Niigata 1964	7,4	$3,2.10^9$
Mexico 1957	7,9	$1,8.10^{10}$
Alaska 1964	8,3	$7,1.10^{10}$
Haut-Assam 1960	8,6	$2,0.10^{11}$
Altai 1957	8,6	$2,0.10^{11}$
Chili 1960	8,75	$3,4.10^{11}$

Tableau 2-1 : quelques séismes

2-4-3 L'intensité

Contrairement à la magnitude qui caractérise la puissance d'ensemble du séisme, l'intensité représente la violence de la secousse en un lieu donné. C'est une caractéristique attachée au point d'observation et qui incorpore les effets des particularités géologiques locales du site.

L'intensité s'évalue par comparaison des effets observés (par exemple les effets sur les constructions) à ceux décrits dans une échelle de référence dite « échelle d'intensité ».

L'intensité apparaît donc comme une grandeur repérée. Sa détermination l'intensité d'une certaine imprécision, repose sur l'enquête et laisse une grande part à l'appréciation personnelle de l'observateur.

2-4-4 Echelles d'intensité

Il y a deux actuellement en usage au plan international

L'échelle macrosismique internationale (E.M.I) appelée encore Echelle de Mercalli modifiée (M.M.I.S). Elle comporte 12 degrés repérés par des chiffres romains.

L'échelle M.S.K (Medvedev, Sponhauer, Karnik) recommandée par l'UNESCO et préférée en Europe. Elle dérive de l'E.M.I par l'introduction de critères quantitatifs pour l'appréciation de l'étendue des dommages et par une meilleure prise en considération de la qualité des constructions et des performances que l'on peut en attendre.

- l'ingénieur est intéressé par les degrés VII et au-delà. Le degré X correspond à des secousses vis-à-vis desquelles il devient très difficile de se protéger. Les secousses d'intensité VIII à X seraient responsables de 80% des destructions.

2-5 L'aléa sismique « seismic hazard »

Est définie en un site donné par la probabilité qu'au cours d'une période de référence (par exemple probabilité annuelle), une secousse sismique atteigne ou dépasse en ce site une certaine intensité (qu'il s'agisse d'intensité macrosismique ou de paramètre du mouvement du sol : accélération maximale, vitesse, etc.).

2-6 La prévision des séismes

Même si la prévention reste le plus sûr moyen de limiter les conséquences d'un grand séisme, l'objectif ultime du sismologue doit rester la prévision des plus grands avec une fiabilité acceptable, c'est-à-dire en un lieu et à une date précis.

2-6-1 L'approche probabiliste

Puisque la tectonique des plaques permet de comprendre la distribution des zones sismiques dans le monde, on peut alors considérer la prévision statistique ou probabiliste (dans le sens de la prévision météorologique) comme un premier type de prévision. Il s'agit dans les zones dangereuses, à partir de nombreuses observations faites sur de longues périodes de calculer la probabilité pour qu'un séisme de magnitude donnée puisse se produire dans un intervalle de temps spécifié. Cette approche n'est malheureusement pas très fiable en domaine

méditerranéen car l'activité sismique y est trop irrégulière et la sismique historique pas toujours bien connue.

Ces nombreuses observations exigent un investissement scientifique et technique important. Une dizaine de séismes ont pu être ainsi prévus, en général de magnitude moyenne 5 à 6. La prévision la plus réussie fut celle du séisme chinois du Liaoning du 4 février 1975. Mais l'année suivante, malgré deux ans de surveillance, le séisme catastrophique de Tangshan faisait plusieurs centaines de milliers de morts.

2-7 L'Algérie et le risque sismique

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut parfois obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme de Chlef du 10 octobre 1980 dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de remboursements de dette.

2-7-1 La sismicité en Algérie :

L'Algérie se trouve sur la plaque Africaine laquelle est en collision avec la plaque eurasiennne, l'une se déplaçant vers l'autre. Cette situation est responsable de la formation de vastes chaînes de montagnes et du raccourcissement de la terre sur une bande large de près de 400 Km parallèle à la côte, c'est-à-dire le long de la zone de collision. Dans cette zone couvrant le

Nord du pays, les structures dominantes sont constituées par des failles de chevauchement et des plis orientés Est-ouest à Est Nord-est, parallèles à la limite de la plaque et normales à la direction de convergence des plaques.

Une importante zone d'activité sismique de faible profondeur s'étend le long de la partie Nord Africaine de la marge de la plaque. En Algérie, l'activité sismique est concentrée dans les régions côtières et est associée avec les traits structuraux des montagnes de l'Atlas. Dans ces régions on remarque trois zones de séismes destructeurs.

-Une zone définie par le triangle Oran-Mascara-Relizane.

-Une zone s'étendant du massif du Dahra aux montagnes du Hadra et des Aurès.

-Une zone qui correspond à l'axe Kerrata-Constantine-Guelma.

Des séismes destructeurs ont eu lieu dans les trois zones.

Le catalogue de la sismicité historique que rapportent les événements passés sur plusieurs siècles montre que l'Algérie est sismique. Des événements majeurs ont eu lieu à Alger (1716), Oran (1736), Blida (1825) ; la liste est longue. Le contexte sismotectonique montre que les séismes ont eu lieu tout au long des temps géologiques.

Des séismes majeurs continueront à se manifester comme dans le passé géologique. D'ailleurs les séismes de Chlef (1954 et 1980) ainsi que ceux de Constantine (1985), de Tipasa (1989) et d'Alger (21 mai 2003) sont là pour nous le rappeler.

2-8 Les performances de l'analyse pseudo statique

2-8-1 De mauvais résultats

La meilleure façon de juger des performances d'une méthode de calcul est de comparer les résultats prévus par la théorie avec ceux fournis par la réalité. Cependant dans le cas des talus en terre construits à partir des résultats de l'analyse pseudo statique, ce n'est pas vraiment simple car les fortes secousses sismiques sont tout de même exceptionnelles.

C'est le séisme de San Fernando en 1971 qui a servi de banc d'essai, dramatique d'ailleurs. Il a en effet provoqué des glissements de pente dans 2 barrages importants : San Fernando inférieur et San Fernando supérieur, prouvant par là même l'incapacité de cette approche à prédire le comportement de l'ouvrage pendant le séisme. Déjà en 1964 lors du séisme de L'Alaska on s'aperçut qu'il avait été impossible de prévoir les glissements de terrain d'Anchorage par une méthode pseudo statique.

ouvrage	Coefficient Sismique	Facteur de sécurité (pseudo statique)	Effets du séisme
Sheffield	0.1	1.2	Rupture totale
San Fernando inférieur	0.15	1.3	Rupture de pente amont
San Fernando supérieur	0.15	2.0 à 2.5	Glissement de la crête vers l'aval de 1.5m
Barrage de stockage	0.2	1.3	Rupture du barrage avec libération des déchets contaminés stockés.

Tableau 2-2 : quelques projets en terre

2-8-2 La stabilité des remblais aux séismes et les méthodes pseudo statiques

La méthode pseudo statique a constitué, durant plusieurs années, la principale approche du problème de la stabilité dynamique des talus. Elle consiste à schématiser l'action dynamique du séisme sur un élément par une répartition des forces d'inertie égale à une fraction de la force de pesanteur sur cet élément.

Ces forces d'inertie sont généralement supposées horizontales, l'influence de la composante verticale du mouvement sismique étant supposée avoir un effet négligeable.

La sollicitation sismique est de cette façon prise en compte sous la forme d'un chargement statique particulier, exprimé comme le produit d'un coefficient sismique K et le poids W de la masse potentielle de glissement.

2-8-3 Signification du coefficient sismique

Durant les tremblements de terre, les mouvements de sol provoquent d'importantes forces d'inertie dans les remblais. Il en résulte que chaque pente de remblai est sujette à des forces d'inertie qui s'alternent dans différentes directions durant le séisme et il est nécessaire de déterminer l'effet de ces contraintes qui viennent se superposer à l'état de contrainte statique. Pendant un séisme, les forces d'inertie qui se développent dans certaines zones du remblai peuvent devenir assez importantes pour que le facteur de sécurité devienne inférieur à 1. Au cours de ces durées, des déplacements permanents peuvent avoir lieu mais le mouvement s'arrête lorsque l'accélération décroît ou s'inverse. L'effet de ces forces d'inertie successives, importantes mais de faible durée, sera ainsi un déplacement cumulé ; cependant, une fois que le mouvement de sol qu'ont généré ces forces d'inertie a cessé, aucune déformation ne se produira à moins que la résistance du sol ait baissé considérablement.

Certains ingénieurs admettent que le produit $K.W$ représente la force d'inertie maximale développée pendant le séisme. L'application statique de cette force qui n'agit en fait que quelques fractions de seconde est naturellement pessimiste puis qu'une force importante peut agir pendant un Temps très court sans provoquer de déformations significatives parce que le temps est un facteur très important dans le développement des déformations. Considérer une force transitoire, comme une force statique peut surestimer ces effets. L'adoption de cette approche équivaut à accepter le concept que le développement de toute déformation permanente, si infinie soit elle, constitue une rupture du remblai, ce qui est rarement le cas.

Généralement, le projecteur des déformations limitées lors des forts tremblements de terre, alors que l'utilisation d'un coefficient sismique représentant la force d'inertie maximale est trop pessimiste.

D'autres considèrent que le coefficient sismique est un moyen pour représenter la force statique dont les effets (c'est à dire les déformations produites dans le remblai) sont identiques à ceux induits par les forces d'inertie dynamiques réelles. Dans ce cas, la force sismique équivalente serait beaucoup plus faible que la force d'inertie transitoire maximale.

Mais si cette définition semble séduisante et acceptable, elle est virtuellement impossible à mettre en œuvre puisque pour calculer K il faut connaître les effets des forces dynamiques réelles et que si on connaît ces effets il est inutile de revenir à une méthode statique.

Une troisième approche plus pragmatique est de considérer le coefficient sismique comme une constante empirique qui sert à désigner une force latérale utilisée pour représenter les effets des sollicitations dynamiques sur le remblai. C'est un objectif raisonnable mais malheureusement pas aisément réalisé.

2-8-4 Valeurs du coefficient sismique

Quel que soit le concept choisi par l'ingénieur parmi les trois présentés ci-dessus, il subsiste toujours le problème qui consiste à donner une valeur numérique à K. Il y a différentes méthodes avec notamment l'adoption de règles empiriques, l'hypothèse de la réponse du corps rigide ou l'utilisation de la réponse élastique.

2-8-5 Les valeurs empiriques

Aux USA ces valeurs sont comprises entre 0.05 et 0.15. Il est raisonnable de penser à différencier les cas selon la sismicité du lieu, les conditions de fondations, il n'y a pas à proprement parler de d'arguments logiques pour utiliser ces valeurs.

Généralement, une valeur est simplement sélectionnée parce qu'elle est utilisée par d'autres ingénieurs, bien qu'il y ait quelques croyances qui disent que ces valeurs ont une base rationnelle, mais ces ingénieurs où cela peut-il se trouver.

Il apparaît, donc, que continuer d'utiliser ces valeurs empiriques semble donner aux ingénieurs un critère de bonne source, Maintenant, il semble que personne ne sait pourquoi ces valeurs ont été sélectionnées pour la première fois.

On peut néanmoins trouver les raisons d'un tel choix parmi les considérations suivantes : Les valeurs sont du même ordre de grandeur que celles suggérées par Westergaard pour déterminer les pressions hydrauliques sur les barrages en béton pendant les séismes. C'est en fait un problème très différent de celui de la conception des remblais.

Ces valeurs sont également du même ordre de grandeur que les coefficients sismiques recommandés pour la conception structurale des immeubles dans les régions actives sismiquement. Mais les ingénieurs des structures reconnaissent qu'il y a encore de fortes déformations plastiques lors des gros séismes même avec un facteur de sécurité initiale de 2 ou 3. Or, pour les structures en terre, les facteurs de sécurité sont beaucoup plus faibles et les déformations plastiques plus importantes et de conséquences plus lourdes.

On a parfois suggéré également que l'emploi de valeurs inférieures à 0.1 et l'acceptation d'un facteur de sécurité inférieur lors des conditions exceptionnelles du séisme permettait de ne pas modifier un projet initial tout en faisant croire qu'un calcul antisismique a été réalisé.

Il est possible qu'une valeur de 0.10 à 0.15 puisse mener à des conditions de sécurité dans la plupart des cas, mais jusqu'à ce qu'on ait les moyens de juger de leur validité soit par des comparaisons avec des méthodes plus rigoureuses ou par des essais grandeur nature ou des observations de remblais réels-leur utilisation doit être considérée comme contestable.

Pour le cas des talus renforcés par des géotextiles Whitman (1990) a utilisé un coefficient de 0.05 à 0.15. Bonapart et al (1986) a utilisé un coefficient de l'ordre de 0.85

FHWA [7] (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION) a proposé une équation de Kh

$$K_h = a_h/g. (1.45 - a_h/g)$$

pays	magnitude	Distance de l'épicentre (Km)	Horiz accel (g)	Hauteur des murs (m)	Effets du séisme
Italy 1976	6.4	25		4	non
Belgique 1983	5	0.8	0.2	6	nom
Japan 1983 Honshu	7.7	80	0.1		Tassement de quelques cm
N ziland 1987	6.3	30		6	non
Japan 1978 Toho oki	6.7	40	0.22	5.5	non

USA1989 Loma prieta	7.1	11	0.4	>10	Mouvement de pick de 0.2%H
Japan1993 Kushiro oki	7.8	40	0.3	4.4	non
USA 1994 Northridge	6.7	84	0.3	17	Craquement des panneaux
		61	0.1	16	Déformation aux milieux du mur
Japan 1995 Hyogokn	6.9	16	>0.8	6	Mouvement de pick de 30cm+ Craquement des panneaux
USA 2001 Nisqually	6.8	23	0.25	4	effondrement

Tableau 2-3 : quelques projet en terre armée [17]

2-9 Quelques méthodes de calcul au dynamique

2-9-1 La méthode d'équilibre limite (el)

Cette méthode se base sur l'équilibre des forces aux limites en supposant un plan de rupture.

L'hypothèse de calcul est basée sur :

- l'effet de l'action sismique est représenté par une force égale au produit d'un coefficient sismique K_h par la masse potentielle de glissement
- la pression interstitielle est négligeable
- le remblai est homogène
- les nappes de géotextiles ont la même longueur

2-9-1-1 L'approche de MONONOBE – OKABE

L'approche pseudo statique du corps rigide de M-O [15] a été utilisée pour calculer la force dynamique du sol ou la pression total (P_{ae}) est de :

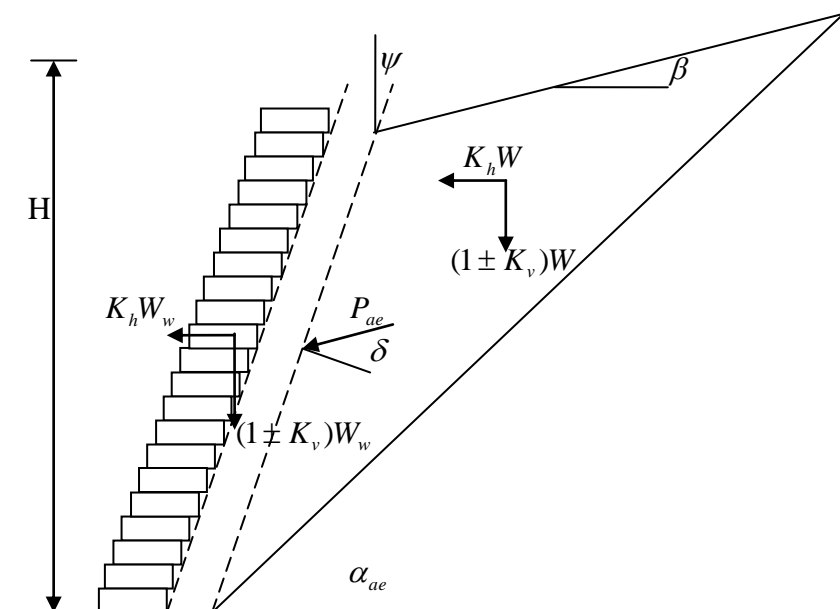


Figure 2-7 : méthode Mononobe- Okabe

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot (1 \pm K_v) K_{ae} \gamma H^2$$

γ = poids volumique

H = hauteur

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi + \psi - \theta) / \cos\theta \cos^2\psi \cos(\delta - \psi + \theta)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \phi)}{\cos(\delta - \psi + \theta) \cos(\psi + \beta)}}\right)}$$

ϕ = angle de frottement interne

ψ = angle d'inclinaison du talus

$\theta = \text{tg}^{-1}(c_{\text{coefficient}} / (1 \pm K_v))$

K_h et K_v sont des coefficients sismiques
 α_{ae} a été reportée par ZARRABI 1979[20]

$$\alpha_{ae} = \phi - \theta + \tan^{-1}\left(\frac{-A\alpha + D\alpha}{E\alpha}\right)$$

où

$$A\alpha = \tan(\phi - \theta - \beta)$$

$$D\alpha = \sqrt{A\alpha(A\alpha + B\alpha)(B\alpha C\alpha + 1)}$$

$$E\alpha = 1 + [C\alpha(A\alpha + B\alpha)]$$

$$B\alpha = 1 / \tan(\phi - \phi + \psi)$$

$$C\alpha = \tan(\delta + \phi - \psi)$$

BATHURST et CAI 1995 [3] on proposé une formule de superposition de forces qui sépare l'action statique de l'action dynamique

$$P_{ae} = P_A + \Delta P_{dyn} \quad / \quad \Delta P_{dyn} = K_h W_A$$

ou

$$(1 \pm K_v) K_{ae} = K_{A+} \Delta K_{dyn}$$

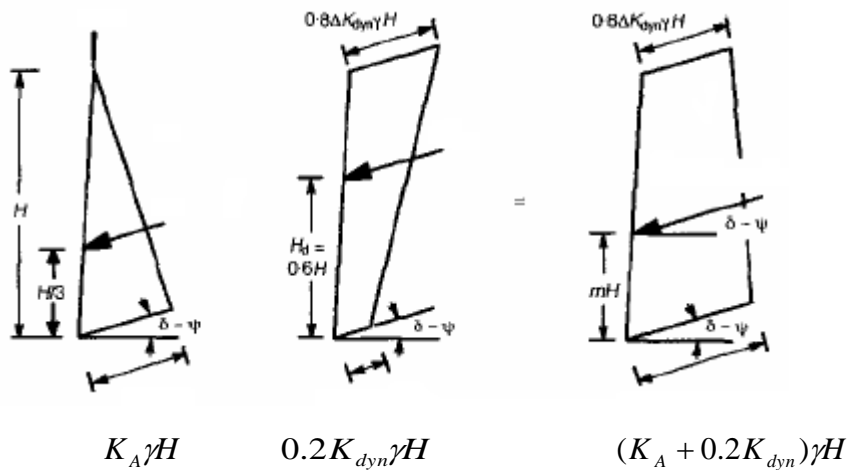


Figure 2-8 : méthode de BATHURST

2-9-1-2 L'approche de deux blocs adjacents

Cette approche a été utilisée par BONAPART 1986 [4]

Cette méthode consiste à étudier la stabilité de l'ouvrage en lui considérant comme deux blocs adjacents.

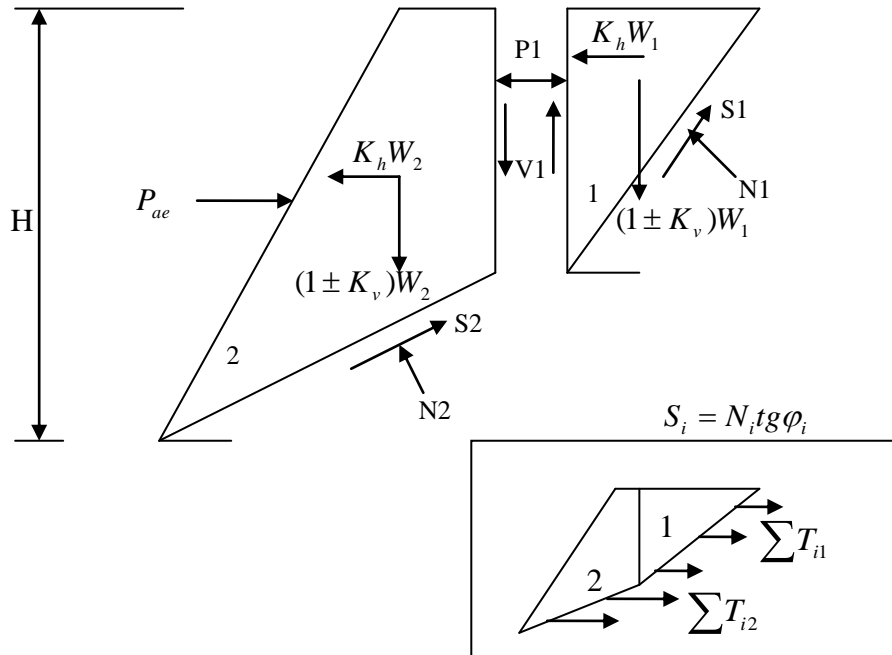


Figure 2-9 : méthode de deux blocs adjacents

On prend l'équilibre de la partie (1)

$$V_1 - (1+K_v)W_1 + N_1 \tan\Phi \sin\theta_1 + N_1 \cos\theta_1 = 0 \quad \{2-1\}$$

$$P_1 - K_h W_1 + N_1 \tan\Phi \cos\theta_1 - N_1 \sin\theta_1 = 0 \quad \{2-2\}$$

De {2-1} et {2-2}

$$N_1 = (K_h W_1 - P_1) / (\tan\Phi \cos\theta_1 - \sin\theta_1)$$

$$P_1 = \frac{(1 + K_v)W_1 + B_1 A_1 K_h W_1}{\lambda \tan \phi_f + B_1 A_1} \quad / \quad \phi_f = \tan^{-1}(\tan \phi / F_s)$$

$$V_1 = \lambda P_1 \tan \phi_f$$

λ = coefficient d'interaction entre les deux part / $0 < \lambda < 1$

$$A_1 = \frac{1}{\sin \phi_1 - \tan \phi_f \cos \phi_1}$$

$$B_1 = \cos \phi_1 + \tan \phi_f \sin \phi_1$$

Pour l'équilibre de la partie (2)

$$P_{ae} - K_h W_2 - P_2 - N_2 \sin \theta_2 + N_2 \tan \Phi \cos \theta_2 = 0 \quad \{2-3\}$$

$$N_2 \cos \theta_2 + N_2 \tan \Phi \sin \theta_2 - (1 + K_v) W_2 - V_1 = 0 \quad \{2-4\}$$

De {2-3} et {2-4}

$$N_2 = (1 + K_v) W_2 + V_1 / \cos \theta_2 + \tan \Phi \sin \theta_2$$

$$P_{ae} = P_1 + K_h W_2 - B_2 A_2 [(1 + K_v) W_2 + V_1]$$

Pour assurer l'équilibre du talus renforcé par les géotextiles il faut que ;

$$\sum T_i = P_{ae} \quad / \quad K_{ae} = 2 P_{ae} \gamma H^2$$

Pour les conditions :

$$\phi_1 = \phi_2 \quad / \quad \lambda = \psi = 0$$

BUTHURST [2] a réécrit la formule de P_{ae}

$$P_{ae} = P_1 - \frac{B_1 A_1 \sum T_{i1}}{\lambda \tan \phi_f + B_1 A_1} + K_h W_2 - \sum T_{i2} - B_2 A_2 [(1 + K_v) W_2 + V]$$

$$K_{ae} = 2 / \gamma H^2 (P_1 - \frac{B_1 A_1 \sum T_{i1}}{\lambda \tan \phi_f + B_1 A_1} + K_h W_2 - \sum T_{i2} - B_2 A_2 [(1 + K_v) W_2 + V]) \quad \{2-5\}$$

2-9-2 La méthode d'analyse limite (AL)

Le théorème cinématique de l'analyse limite est appliqué pour analyser la stabilité des talus renforcés sous chargement sismique. La rupture est provoquée si le travail externe dû au séisme et à la masse du corps potentiel est supérieur au travail interne dû au frottement des couches. L'application de ce théorème dépend de la déformation plastique de COU LAMB.

2-9-2-1 Le mécanisme de rupture log-spiral

Dans ce mode de rupture, le corps de glissement tourne autour du centre de glissement avec une vitesse angulaire ω ou la log-spiral surface de rupture est une fonction de r

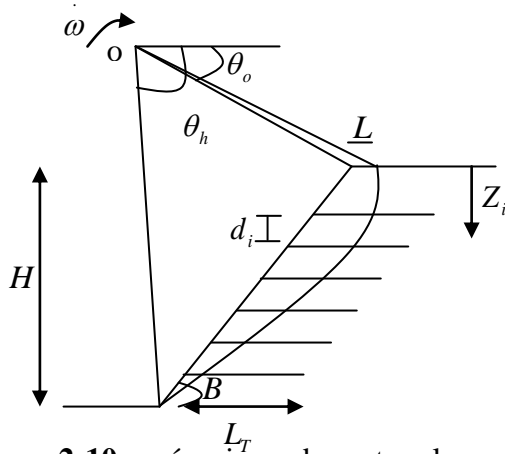


Figure 2-10 : mécanisme de rupture log-spiral

$$r = r_o e^{(\theta - \theta_o) \operatorname{tg} \varphi}$$

D'après MICHALOWSKI 1998 [14], le travail externe est de :

$$\dot{W} = \gamma r_o^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3] + K_h \gamma r_o^3 \dot{\omega} [f_4 - f_5 - f_6] \quad \{3-1\}$$

K_h = Coefficient sismique

γ = Poids volumique

f_1-f_6 = Dépend de $\theta_o, \theta_h, \varphi, \beta$

$$f_1 = \frac{\{(3 \operatorname{tg} \varphi \cos \theta_h) \exp [3(\theta_h - \theta_o) \operatorname{tg} \varphi] - 3 \operatorname{tg} \varphi \cos \theta_o - \sin \varphi\}}{3(1 + 9 \operatorname{tg}^2 \varphi)}$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_o} \left(2 \cos \theta_o - \frac{L}{r_o} \right) \sin \theta_o$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \exp [3(\theta_h - \theta_o) \operatorname{tg} \varphi] \left[\sin(\theta_h - \theta_o) - \frac{L}{r_o} \sin \theta_o \right] \left\{ \cos \theta_o - \frac{L}{r_o} + \cos \theta_h \exp [(\theta_h - \theta_o) \operatorname{tg} \varphi] \right\}$$

$$f_4 = \frac{1}{3(1 + 9 \operatorname{tg}^2 \varphi)} \{ (3 \operatorname{tg} \varphi \sin \theta_h - \cos \theta_h) \exp [3(\theta_h - \theta_o) \operatorname{tg} \varphi] - [3 \operatorname{tg} \varphi \sin \theta_o - \cos \theta_o] \}$$

$$f_5 = \frac{1}{3} \frac{L}{r_o} \sin^2 \theta_o$$

$$f_6 = \frac{1}{6} \exp [(\theta_h - \theta_o) \operatorname{tg} \varphi] \left[\sin(\theta_h - \theta_o) - \frac{L}{r_o} \sin \theta_h \right] \left\{ \cos \theta_o + \sin \theta_h \exp [(\theta_h - \theta_o) \operatorname{tg} \varphi] \right\}$$

L'énergie interne est de :

$$\dot{D} = \dot{\omega} r_o \sum_{i=1}^n T_i \left(\sin \theta_o + \frac{Z_i}{R_o} \right)$$

Z_i = la profondeur de la couche i

T_i = la force de traction dans la couche i = min[T_r, T_f]

T_r = la force ultime du renforcement

T_f = la force de traction due au frottement

μ = coefficient d'interaction sol armature

l_i = longueur d'ancrage

-D'après LING et al 1997[11]

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{(1/2)\gamma H^2}$$

On peut calculer la valeur de T dans chaque nappe

$$T_i = K \gamma z_i d_i$$

d_i est l'épaisseur de la couche

$$\frac{H}{r_o} = a$$

$$a = \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_o) \tan \phi} - \sin \theta_o$$

On peut écrire la formule de D comme suite :

$$\dot{D} = \dot{\omega} r_o K \gamma \sum_{i=1}^n \left[Z_i d_i \left(\sin \theta_o + \frac{Z_i a}{H} \right) \right] \quad (3-2)$$

Si on fait l'égalité entre les équations (3-1) et (3-2)

$$K = \frac{H^2 (f_1 - f_2 - f_3) + K_h (f_4 - f_5 - f_6)}{a^2 \sum_{i=1}^n [z_i d_i (\sin \theta_o + (z_i a / H))]}$$

Quand la distribution des nappes soit uniformément répartie :

$$z_i = i \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad d_i = \frac{H}{n}$$

La formule de K devient

$$K = \frac{n^2 (f_1 - f_2 - f_3) + K_h (f_4 - f_5 - f_6)}{a^2 \sum_{i=1}^n [i (\sin \phi_o + (i a / n))]} \quad (3-3)$$

2-9-2-2 Le mécanisme de rupture plan

Le sol renforcé se déplace comme un corps rigide avec une vitesse V

Le phénomène est spécifié par deux paramètres H et Ω .

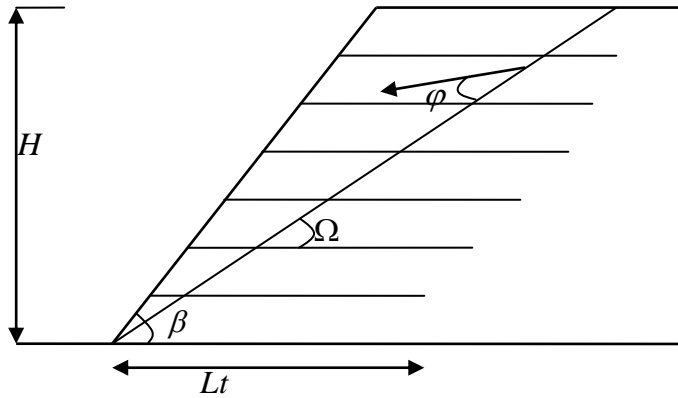


Figure 2-11 : mécanisme de rupture plan

D'après DENTE et al 2000 [6]

Le travail externe est de :

$$\dot{W} = GV \sin(\Omega - \varphi) + K_h GV \cos(\Omega - \varphi) \quad \{3-4\}$$

$$G = (1/2)\gamma H^2 \frac{\sin(\beta - \Omega)}{\sin \Omega \sin \beta}$$

Le travail interne est de :

$$\dot{D} = V \cos(\Omega - \varphi) \sum_{i=1}^n T_i$$

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n T_1}{(1/2)\gamma H^2}$$

$$\dot{D} = 1/2.V \cos(\Omega - \varphi) K \gamma H^2 \quad \{3-5\}$$

de {3-4} et de {3-5}

$$K = \frac{\sin(\beta - \Omega)}{\sin \Omega \sin \beta} [tg(\Omega - \varphi) + K_h] \quad \{3-6\}$$

Pour calculer Ω on a $(\delta K / \delta \Omega) = 0$

$$\Omega = tg^{-1} \left[\frac{-K tg \varphi tg \beta + tg^2 \varphi tg \beta + \sqrt{-tg \beta (tg^2 \varphi + 1) (tg \varphi tg \beta + 1) (K_h - tg \varphi)}}{1 + tg^2 \varphi + K_h tg^2 \varphi tg \beta + tg \varphi tg \beta} \right]$$

CHAPITRE 3 : LA SIMULATION SUR LE CODE PLAXIS

3-1 Introduction

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

3-1-2 Signalement d'un élément fini

Le signalement d'un élément fini comprend les points suivants

- A) la géométrie : un élément fini peut être 1D, 2D, 3d. Sa forme est simple (segment de droite ou de courbe ; triangle ou quadrilatère ; tétraèdre prisme hexaèdre)
- B) le matériau : le matériau de l'élément est défini par une loi de comportement (loi de hook isotrope et ses propriétés mécaniques E et ν).
- C) les nœuds : ils définissent la géométrie et assurent la connections des éléments
- D) les degrés de liberté : pour tout élément fini on doit faire le choix du champ de déplacement

E) les forces nodales : a travers des nœuds transitent des forces associées aux degrés de liberté. Les unes sont des réactions internes, les autres sont des forces dues aux charges appliquées à l'élément.

3-1-2 Formulation de la MEF en géomécanique

Soit une structure soumise a des forces de volume $[f^v]$, des forces de surface $[f^s]$, selon le principe des travaux virtuels, l'énergie virtuelle de déformation est égale aux travaux virtuel pour les petits déplacements virtuels compatibles.

$$\int_v [\varepsilon]^T [\sigma] dv = \int_v [U]^T [f^v] dv + \int_v [U^s]^T [f_s^s] ds + \sum [U^i]^T [f^i]$$

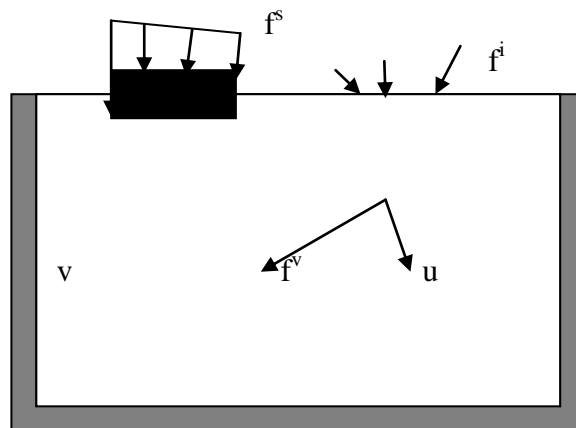


Figure 3-1 : forces de volume et forces de surface

$[\varepsilon]$: le vecteur des déformations virtuelles correspondant aux déplacements virtuels $[U]$.

$[U^s]$ et $[U^i]$ sont les déplacements virtuels surfaciques et ponctuels correspondants aux forces de surfaces $[f^s]$ et ponctuels $[f^i]$

terme à gauche : énergie virtuelle de déformation

terme à droite : travail des forces extérieures

3-2 Le code Plaxis

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse dynamique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

3-2-1 Le modèle de Mohr-Coulomb.

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle 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 .



Figure 3-2 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

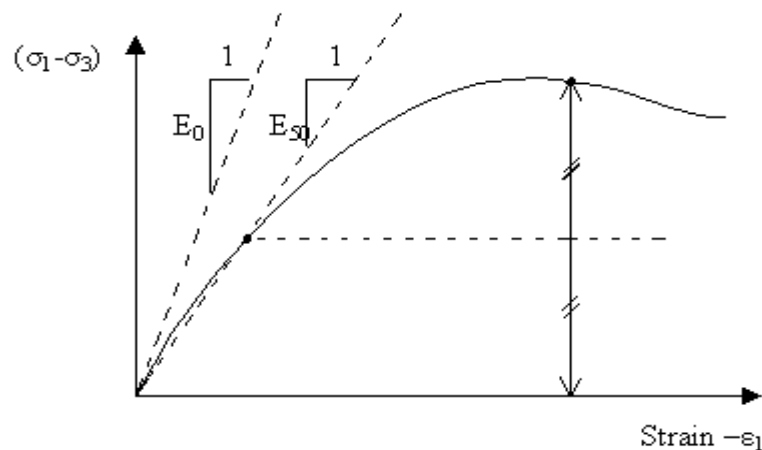


Figure 3-3 : Définition du module à 50% de la rupture.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Le coefficient de poisson

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0).

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de $\Sigma Mweight$ de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1-\nu)$

c) L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

d) La cohésion

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler 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

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \phi - 40^\circ \text{ pour } \phi > 40^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \phi < 40^\circ$$

les cas où $\Psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 4.4). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension *cut-off*) ou de les diminuer (*tensile strength*).

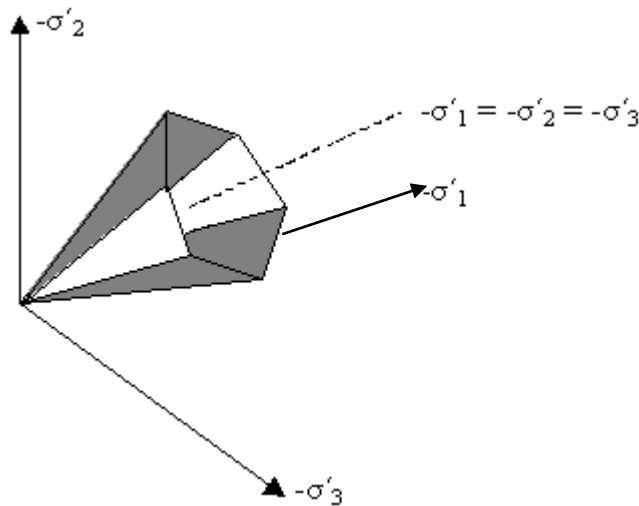


Figure 3-4 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

g) Autres paramètres de raideur

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module oedométrique, E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

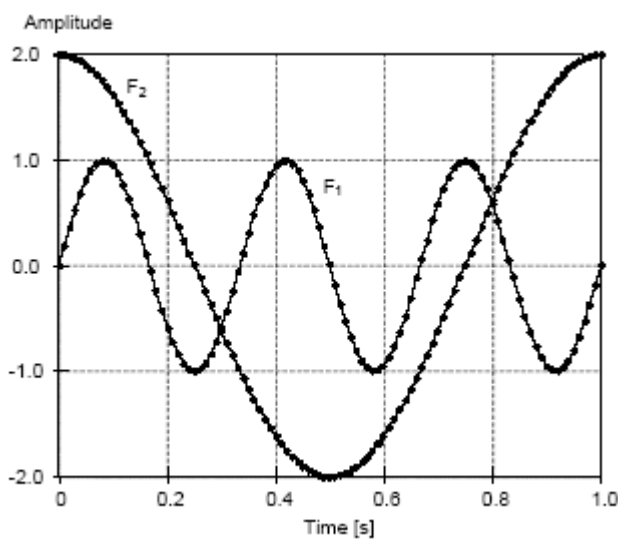
Lorsque l'utilisateur définit l'un de ces autres paramètres, PLAXIS retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

3-3 Le module dynamique du Plaxis

Le Plaxis V8 nous permet d'étudier un problème dynamique. la charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. Cette action peut être représentée par une force, vitesse, ou une accélération variable en fonction du temps,

Dans le programme Input ; il faut spécifier quel est le système de chargement qu'on va choisir pour représenter l'action dynamique par l'option de (set dynamic load system). Dans le programme de calcul on peut traiter la charge dynamique de plusieurs façons (harmonique ou arbitraire ; on peut même modéliser un séisme réel)

3-3-1 Chargement harmonique



$$F_1 = \sin(6\pi t), F_2 = 2 \sin(2\pi t + \pi/2).$$

Figure 3-5 : chargement harmonique

Comme on voit sur la figure précédent on peut modifier les caractéristique du mouvement de vibration.

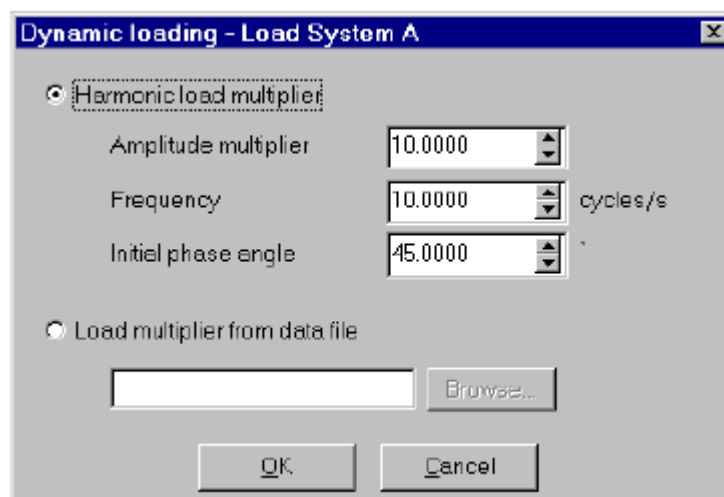


Figure 3-6 : fenêtre de commande d'une excitation harmonique

3-3-2 Chargement arbitraire

Le Plaxis nous donne la main de simuler n'importe quel séisme par l'utilisation du fichier SMC (Strong Motion CD-ROM) ce programme est utilisé par (U.S Geological Survey National Strong-motion Program) ;et il est possible de porter plus de 200 valeurs par second . ce programme porte toutes les informations d'un séisme ou d'une vibration (la date, le site, la station, l'amplitude, la fréquence, la magnitudes) quelque model sont dans l'annexe

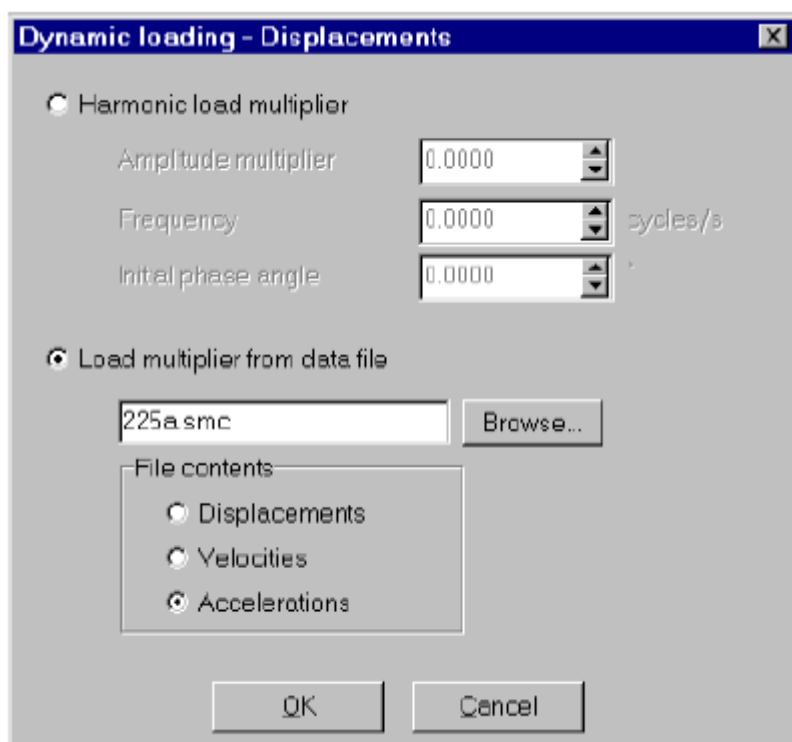


Figure 3-7 : fenêtre d'insertion d'un fichier accélérogramme

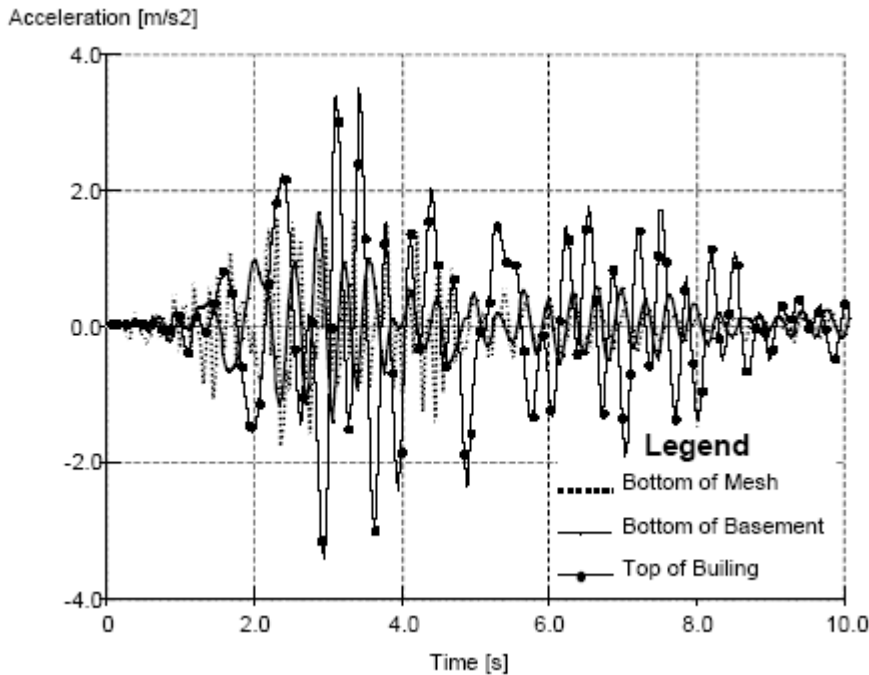


Figure 3-8 : accélérogramme arbitraire

3-4 Les conditions aux limites

3-4-1 Les bandes absorbantes

Ces bandes absorbent les incréments des contraintes sur les parois de la surface modélisée pour éviter le phénomène de la réflexion des charges dynamiques .

Dans le Plaxis on peut activer cette option par le choix du (standard absorbent bondaries) du menu charge

3-4-2 Les blocages

En sélectionnant les blocages standards (Standard fixities) depuis le menu des charges (Loads) ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

- Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement ($u_x = 0$).
- Les lignes géométriques pour lesquelles l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($u_x = u_y = 0$).

Les blocages standard peuvent être utilisés comme une option d'entrée pratique et rapide pour beaucoup d'applications.

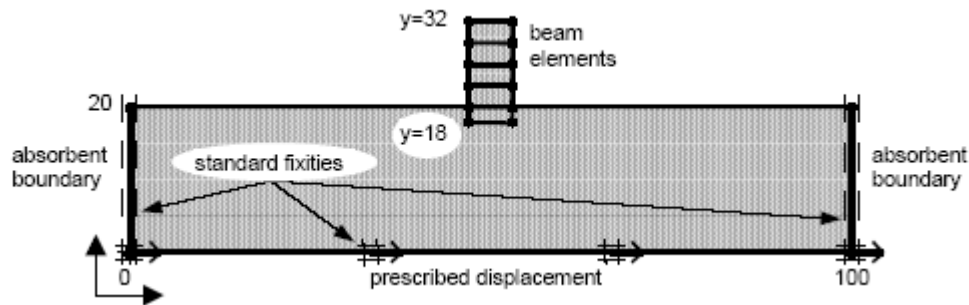


Figure 3-9 : exemple montre les conditions aux limites

3-5 Equation de base du comportement dynamique en PLaxis

L'équation de base du mouvement temps déplacement d'un volume sous l'influence du chargement dynamique c'est :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$$

M : matrice de masse

C : matrice d'amortissement

K : matrice de rigidité

u : Vecteur de déplacement

\dot{u} : La vitesse

\ddot{u} : L'accélération

la matrice M est une matrice de masse qui prend en considération le sol, l'eau, et toutes les constructions

la matrice C représente l'amortissement du matériau dans la réalité cet amortissement due au frottement ou due à la déformation irréversible (plasticité ou viscosité). Plus la viscosité augmente plus l'énergie de vibration est dissipée pour déterminer la matrice d'amortissement d'autres paramètres sont demandés. Généralement la matrice d'amortissement est formulée à partir de la matrice de masse et la matrice de rigidité ; d'après la formule de Rayleigh

$$C = \alpha_R M + \beta_R K$$

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

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

3-6 Etude d'un modèle sous chargement pseudo statique

3-6-1 Introduction

Ce chapitre est consacré pour présenter l'influence de l'introduction de la force sismique figurée par l'accélération statique équivalente. Et pour aussi montrer l'importance du renforcement par des nappes en géotextiles sur la stabilité du talus.

Les applications qu'on a choisies pour la première partie sont les suivantes :

- un talus homogène sans renforcement instable sous son poids propre
- un talus homogène avec renforcement stable sous son poids propre mais instable sous l'action de l'accélération
- redistribution du renforcement pour stabiliser l'ouvrage sous l'action sismique

pour la deuxième partie (5-5) on va faire une comparaison entre le calcul théorique et les résultats de modélisation par PLaxis

3-6-2 Talus homogène

Premièrement on va analyser le comportement d'un talus homogène sans renforcement avec :

Un angle $\theta=55^{\circ}$ et une hauteur $H=5\text{m}$

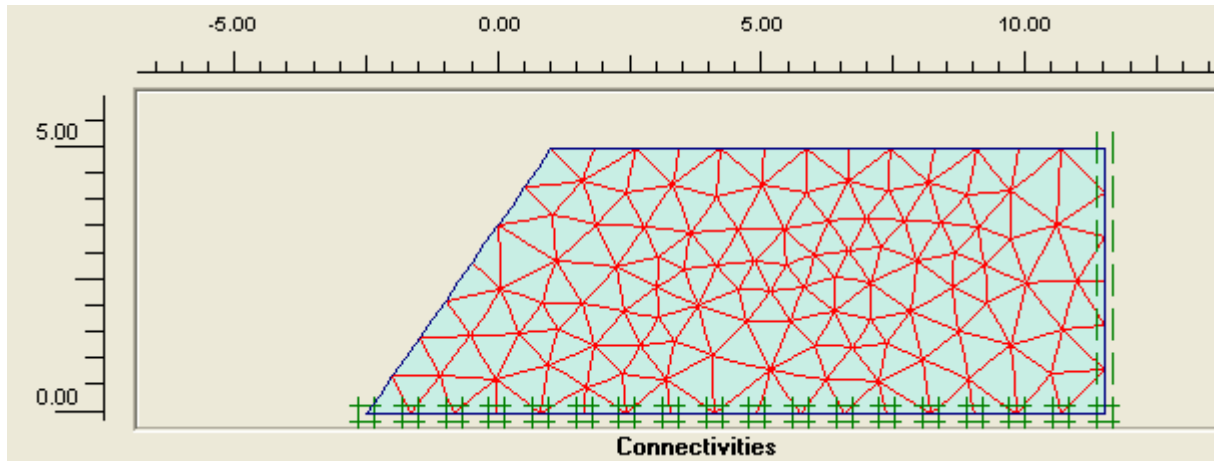


Figure 3-10 : talus homogène

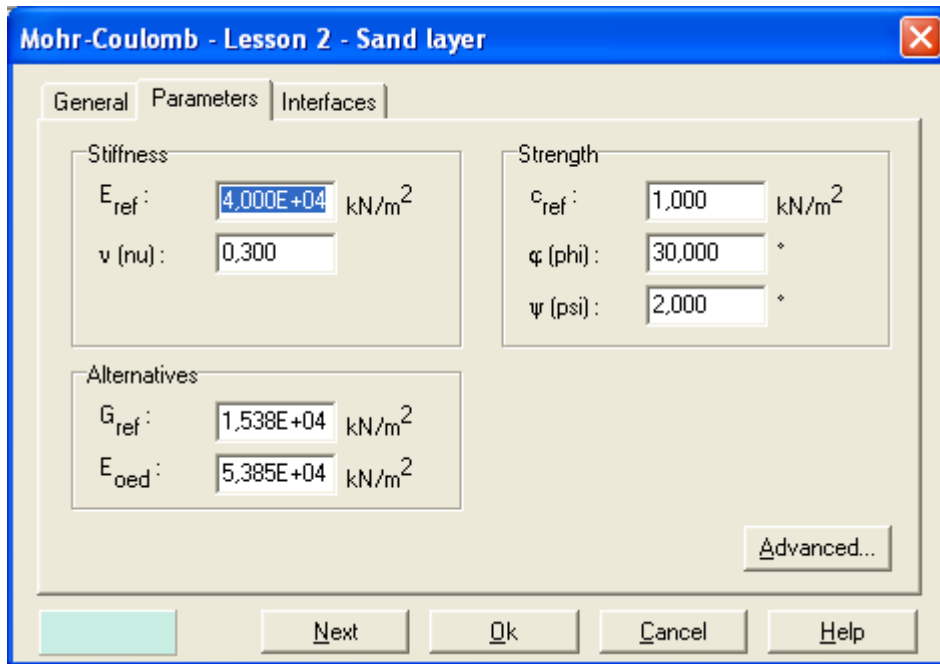


Figure 3-11 : données géotechnique

Les paramètres géotechniques du sol sont acquis de la bibliothèque du code Plaxis.

En passant vers le calcul nous allons voir que le talus est instable sous son poids propre et le calcul ne s'exécute que pour la première phase

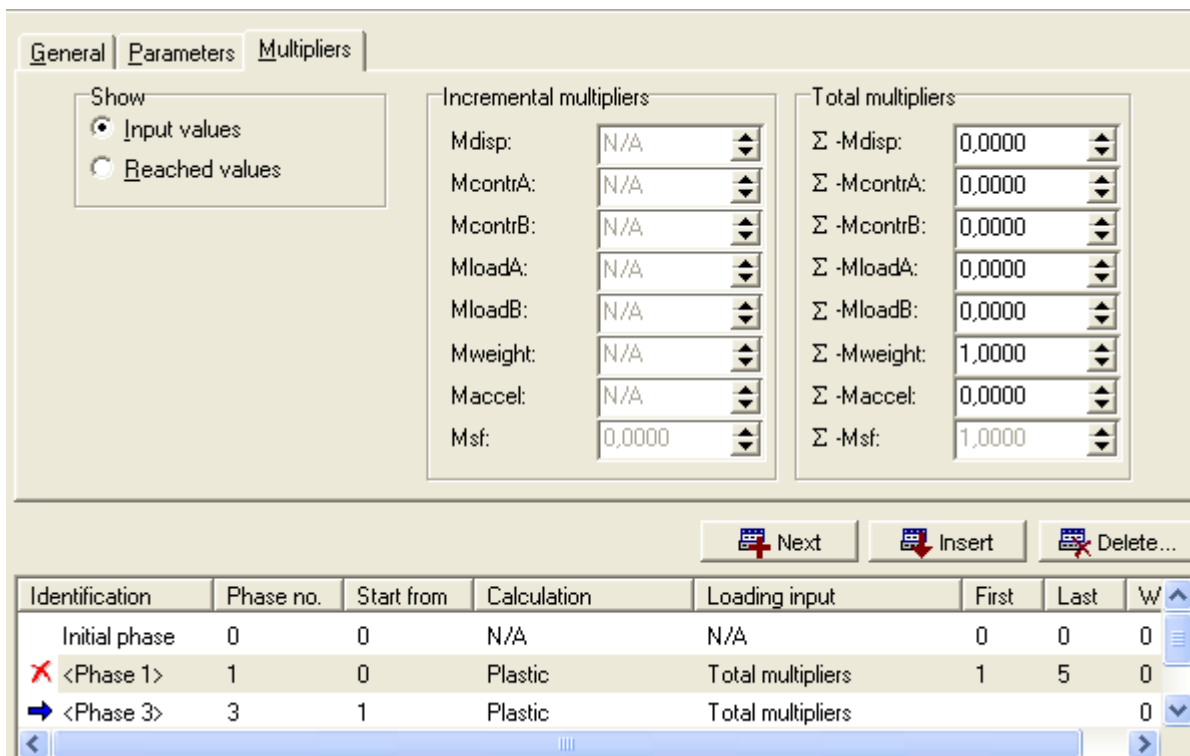


Figure 3-12 : phases de calcul

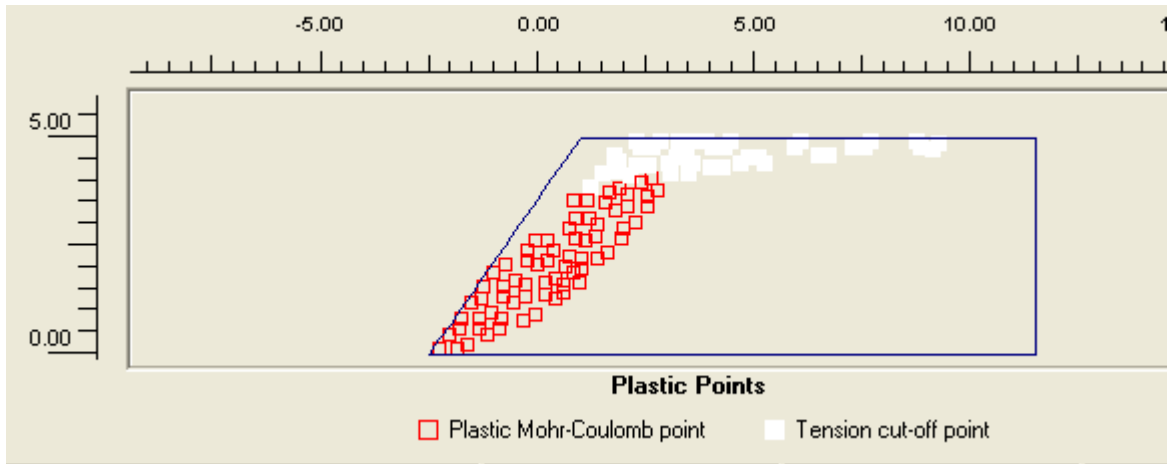


Figure 3-13 : les points plastiques

Dans le Plaxis le calcul poste rupture n'est pas pris en considération. Dans le tableau suivant on va remarquer que le déplacement est calculé seulement pour la phase stable repérer au sommet de la courbe poids propre – déplacement. Dans ce cas le déplacement est considéré continue.

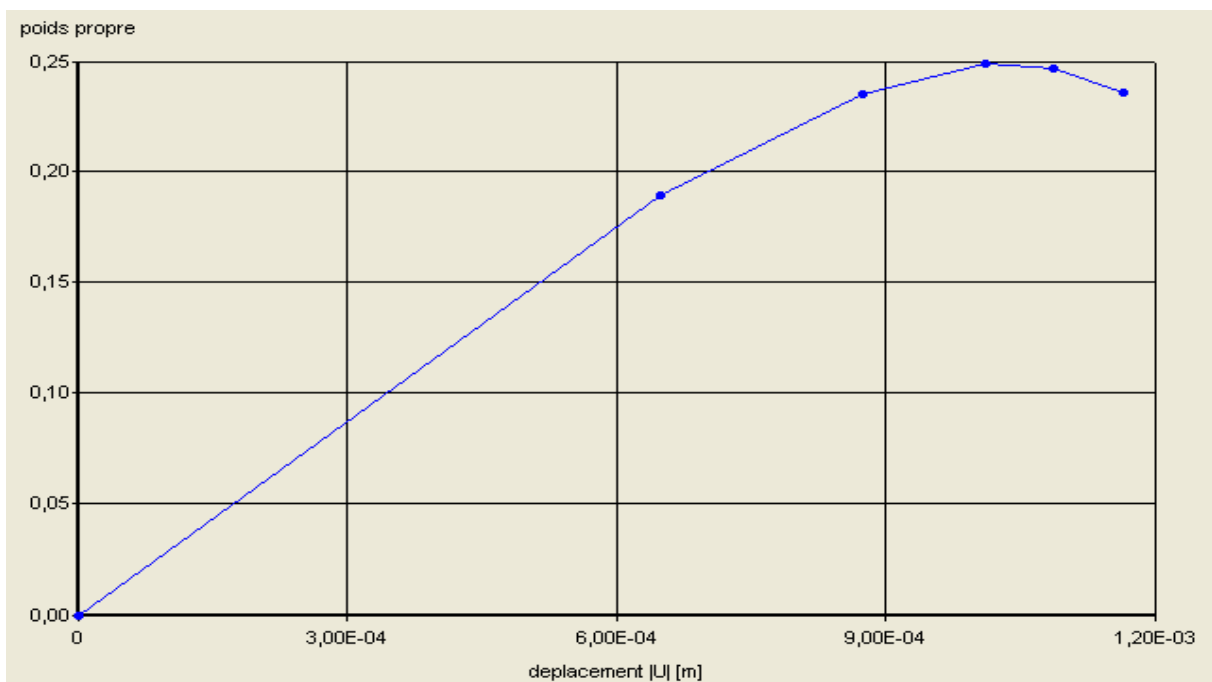


Figure 3-14 : le déplacement d'un point A au sommet du talus

Dans cette courbe on voit clairement la rupture de l'ouvrage à 25% de l'application de la charge due au poids propre du sol

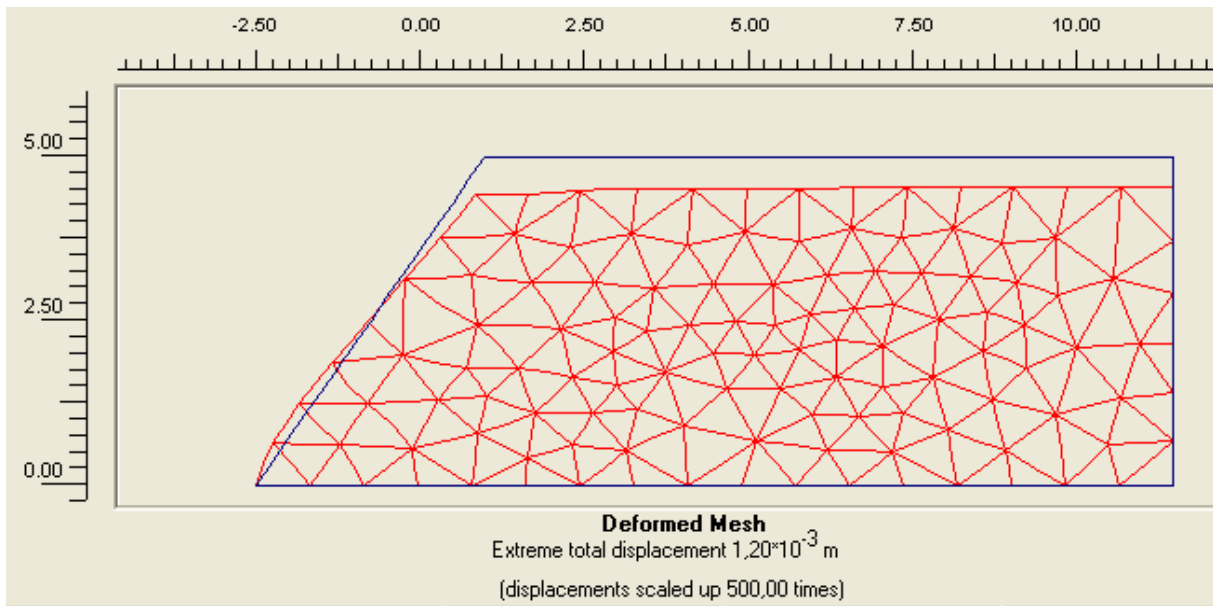


Figure 3-15: la déformation du talus

Le déplacement extrême affiché est celui due au moment e la rupture.

3-6 -3 Talus renforcé

Pour cette application nous allons étudier le même talus sauf qu'il est renforcé par des nappes en géotextiles

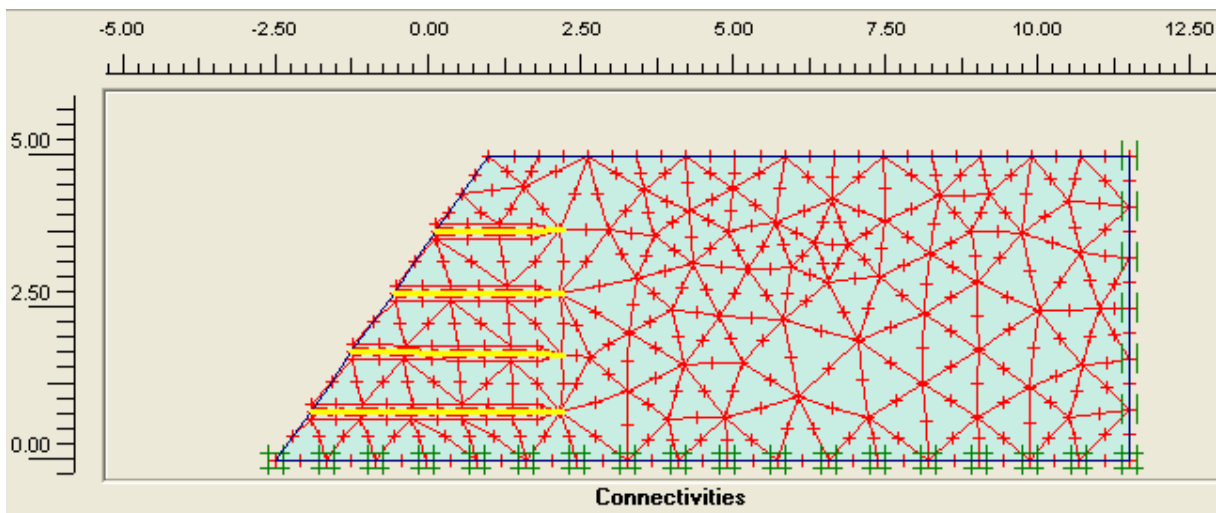


Figure 3-16: talus renforcé

On a opté pour renforcer l'ouvrage par quatre nappes parallèle de géogride

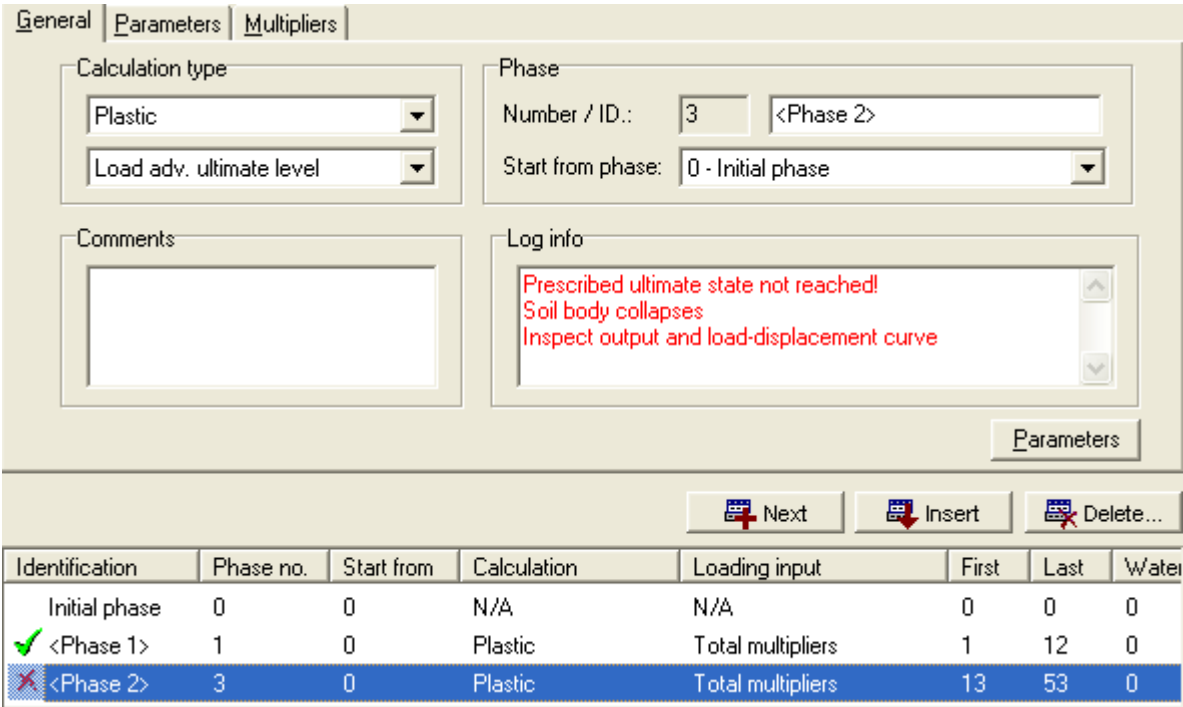


Figure 3-17: phases de calculs

D'après ce tableau la première phase <phase1> ou la structure est soumise seulement sous le poids propre est stable. La rupture s'est produit dans la deuxième phase <phase2> lorsque on a introduisait l'accélération horizontale.

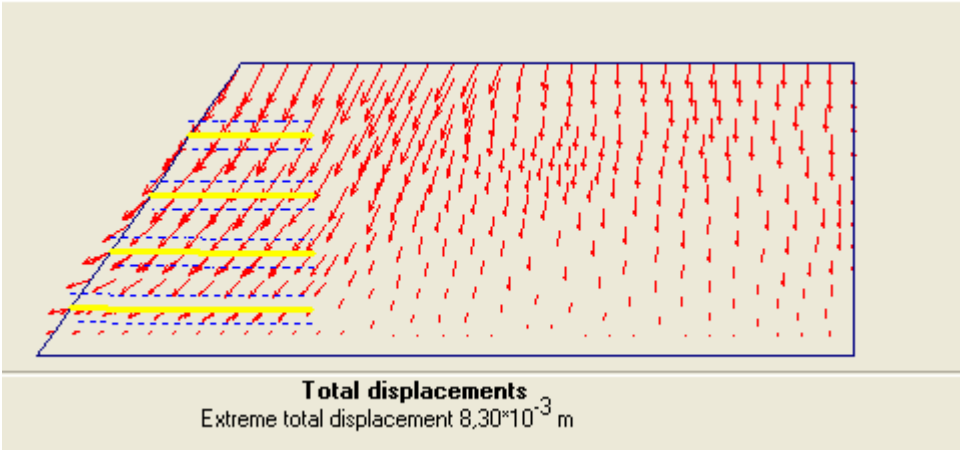


Figure 3-18: le déplacement dans la première phase <phase1>

Dans ce cas les déplacements principaux sont les déplacements verticaux.

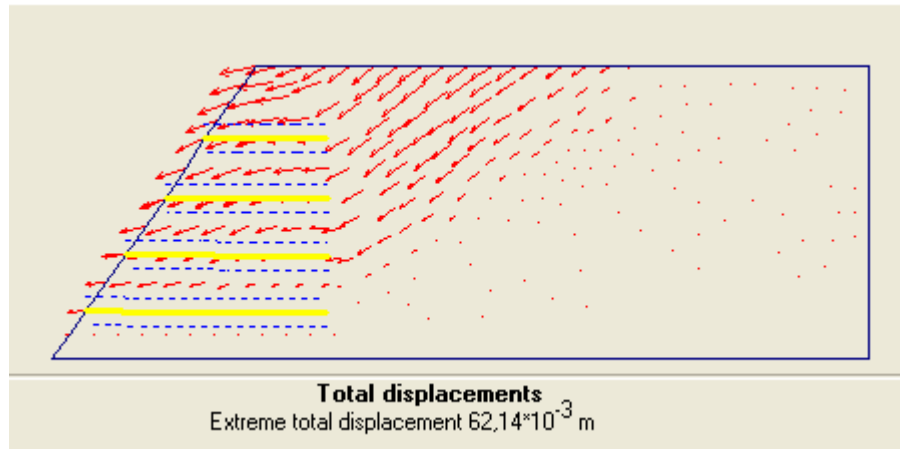


Figure 3-19: le déplacement dans la deuxième phase <phase2>

Après l'application de la force horizontale les déplacements produits sont plus grands et dans le sens de la force appliquée.

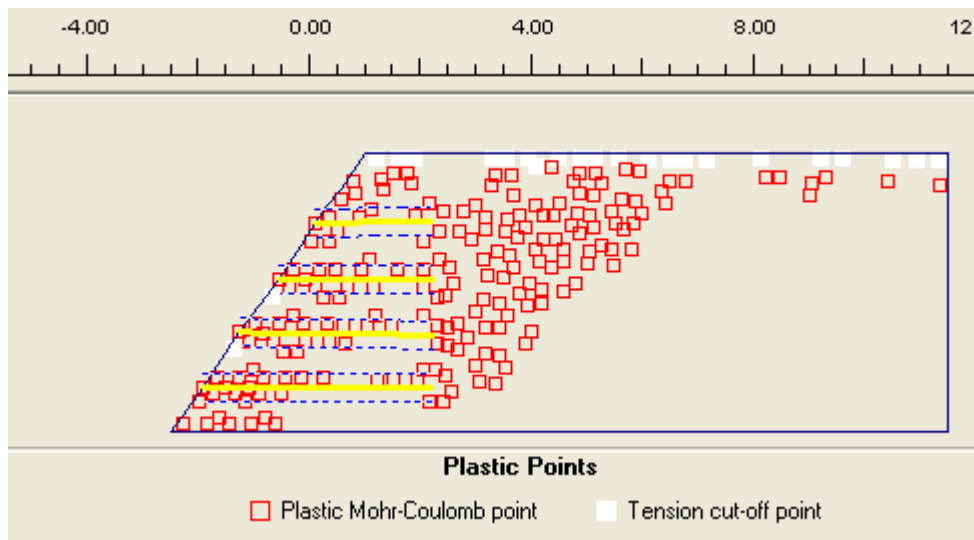


Figure 3-20: les points plastiques dans la première phase <phase1>

On remarque que les points plastiques sont dispersés

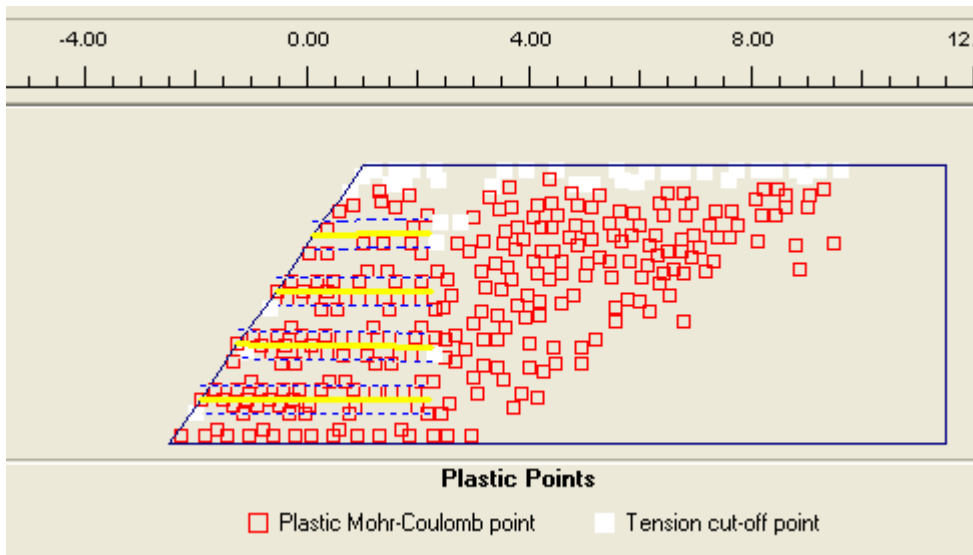


Figure 3-21: les points plastiques dans la deuxième phase <phase2>

L'action sismique a provoquée une concentration de points plastiques ce qui engendre une rupture de l'ouvrage.

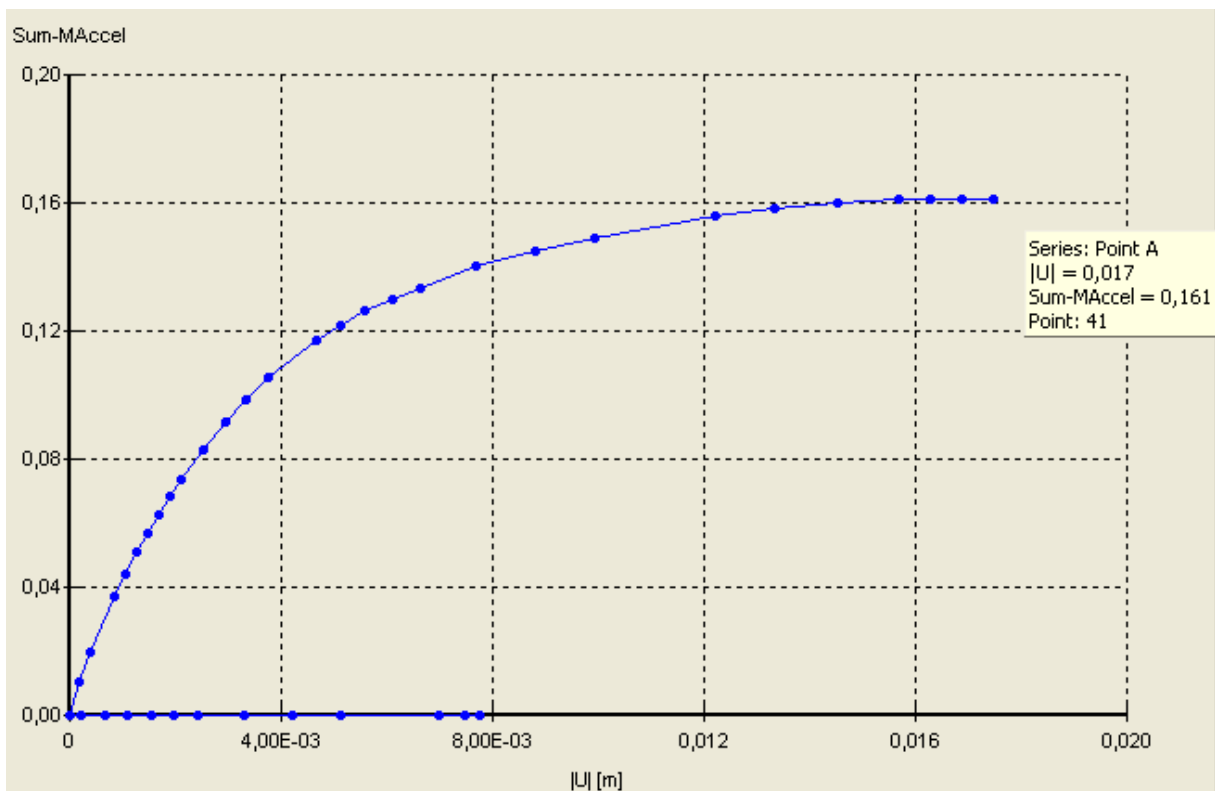


Figure 3-22 : le déplacement d'un point A au sommet du talus en fonction de l'accélération

On peut remarquer dans la courbe supérieure < phase2>. La rupture résulte au point acc = 0.16

3-6 -4 Redistribution des renforcement

Dans cette étape d'étude on va essayer de renforcer l'ouvrage de telle façon qu'il peut supporter des sollicitations plus grandes avec des déplacements minimes

On va garder les mêmes caractéristiques géométriques et géotechniques de l'ouvrage. Et on va augmenter la longueur d'ancrage des géogrids et augmenter le nombre de couches.

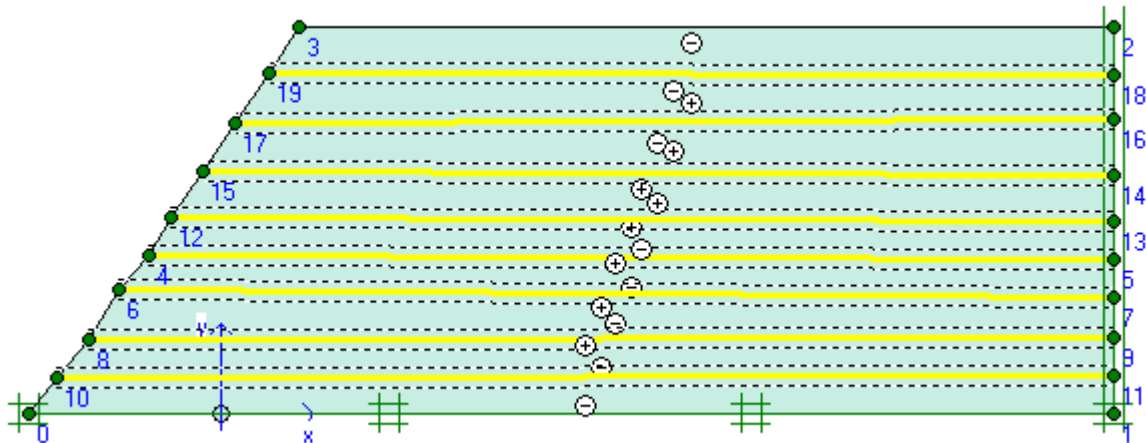


Figure 3-23 : talus avec plusieurs couches en géotextiles

General | Parameters | Multipliers

Calculation type

Plastic

Load adv. ultimate level

Phase

Number / ID.: 4 <Phase 4>

Start from phase: 1 - <Phase 1>

Comments

Log info

Prescribed ultimate state fully reached

Parameters

Next
Insert
Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Total multipliers	1	10	0
✓ <Phase 3>	3	1	Plastic	Total multipliers	11	44	0
✓ <Phase 4>	4	1	Plastic	Total multipliers	45	93	0

Figure 3-24 : les étapes de calcul

On remarque ici que les étapes de calcul sont admises par Plaxis, et l'ouvrage est stable durant l'application de l'action horizontale

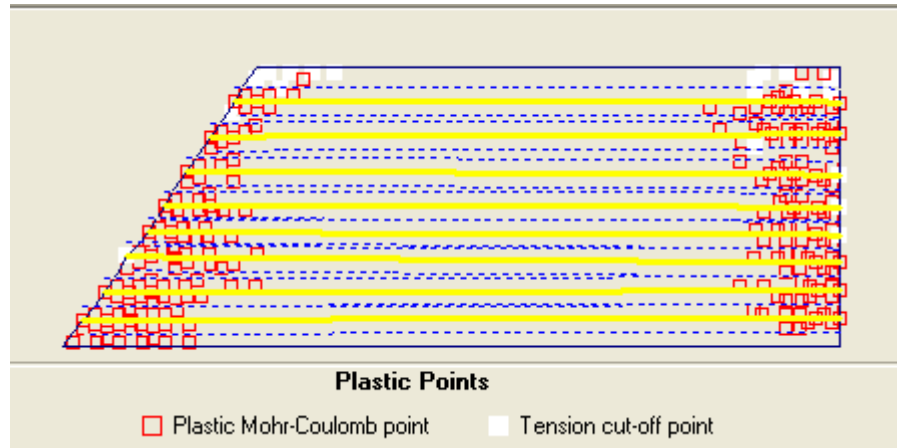


Figure 3-25 : les points plastiques dans le talus <phase 4>

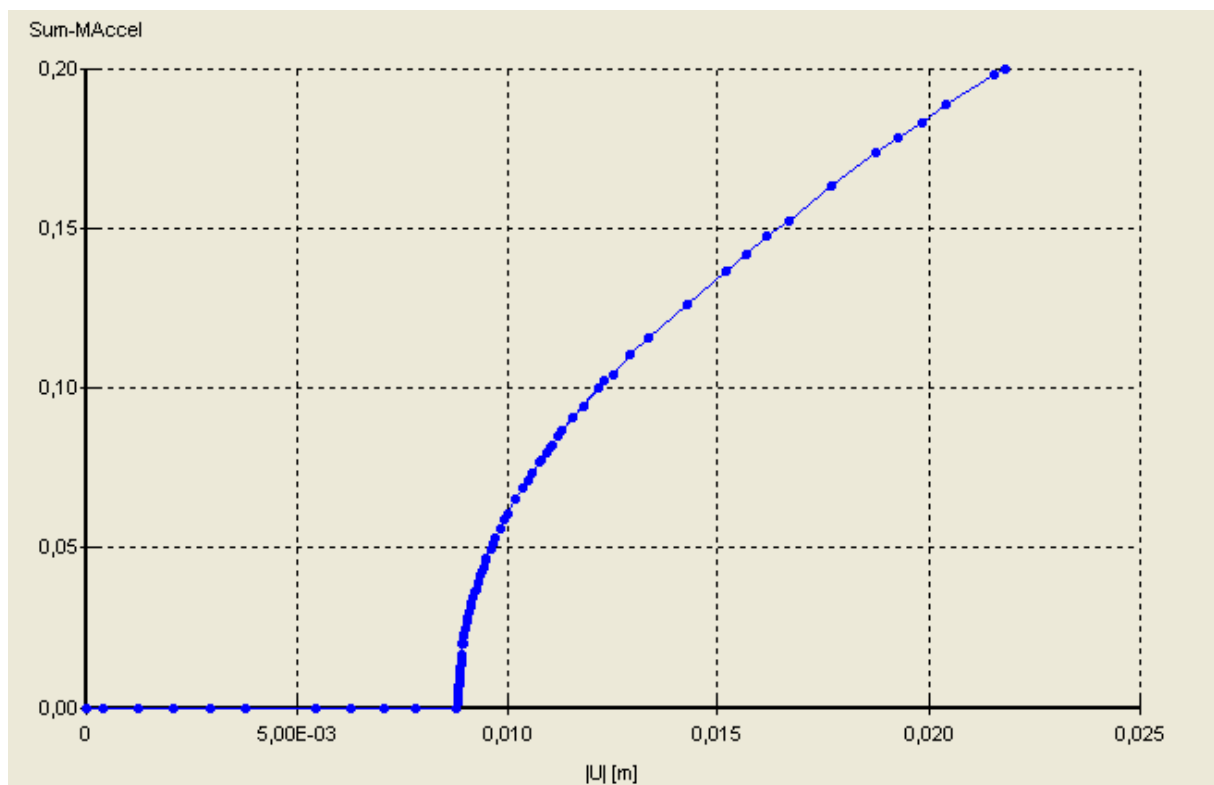


Figure 3-26 : la courbe accélération déplacement

On remarque que pour les mêmes données de l'ouvrage, mais en changeons la disposition des nappes de géogride. La structure est stable et le calcul est accompli sans rupture.

3-6-5 Comparaison entre le calcul théorique avec les résultats de modélisation

Dans cette partie du travail on va modéliser une structure avec les mêmes données que les pratiquants des méthodes analytiques ont utilisées.

$C=0.8$; $n=10$; $L=5\text{ m}$; $H=5\text{ m}$; $\beta=45^\circ$

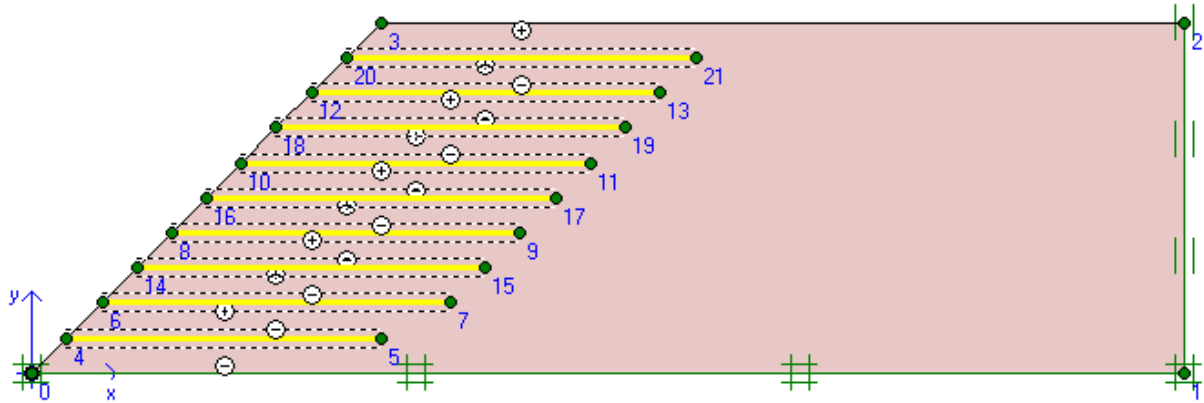


Figure 3-27 : structure de référence pour la comparaison

Pour calculer le coefficient K on a suivi le sens inverse de calcul par l'obtention des efforts de traction T_i dans chaque nappes, puis on calcul K a partir de l'équation

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{(1/2)\gamma H^2}$$

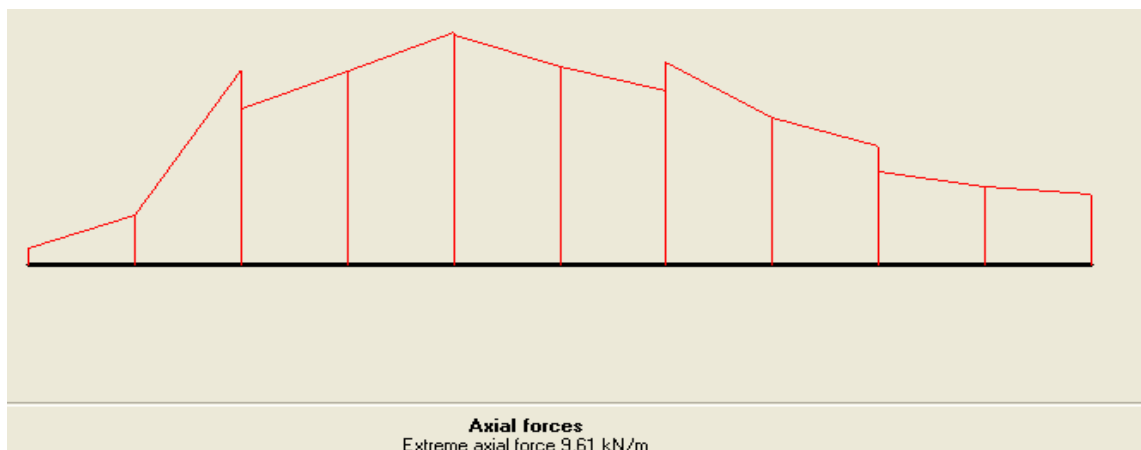


Figure 3-28 : la force axiale obtenue dans une nappe

Pour rassembler les résultats il nous faut quatre structures a fin de mailler l'angle de frottement de 25° à 40° et pour chaque structure on fait varier le coefficient

K_h de 0.1 à 0.3

On va obtenir 12 calculs. Dans chaque calcul on va tirer la somme des efforts de traction dans toutes les nappes ($\sum T_i$)

On divisant $\sum T_i$ par $(1/2)\gamma H^2$ nous obtiendrons le coefficient K qu'on va comparer avec les méthodes analytiques

Le tableau suivant nous rassemble les résultats de K en fonction de K_h et de φ

$K_h \backslash \varphi$	25	30	35	40
0,1	0,17	0,1	0,08	0,065
0,2	0,33	0,19	0,13	0,087
0,3	0,52	0,38	0,23	0,15

En présentant ces résultats sur les courbes en face les courbes de E.Ausilio(2000)[6] qui a travaillé avec la méthode de l'analyse limite.

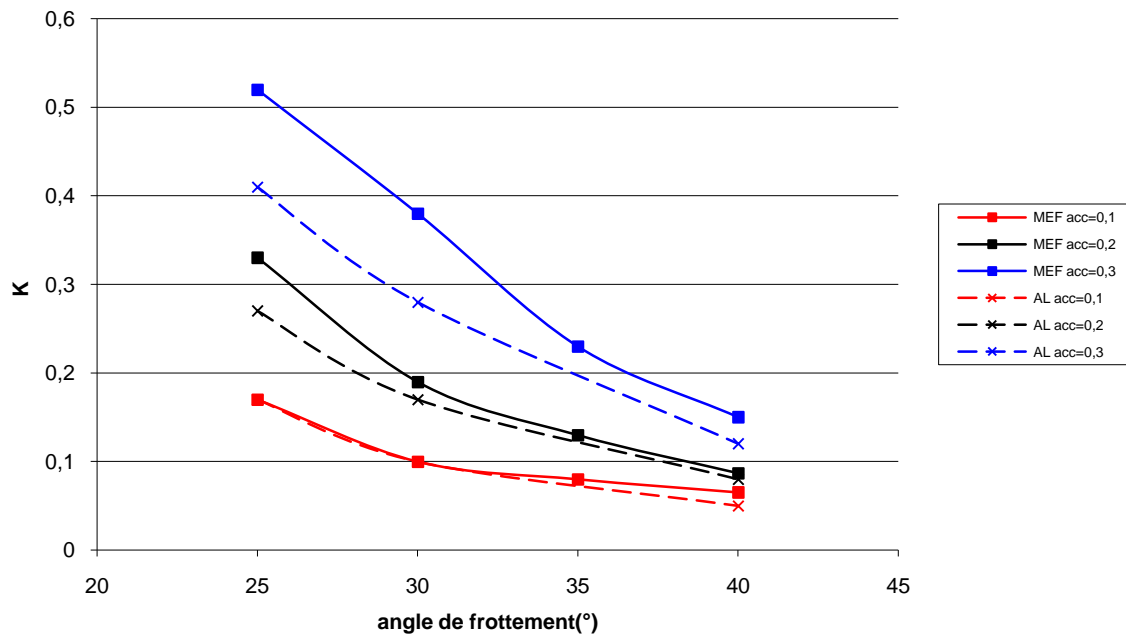


Figure 3-29 : K en fonction de K_h et φ

On remarque que pour des petites valeurs de K_h les résultats obtenus par la modélisation sont plus proches avec celle de la méthode analytique. Et pour les petites valeurs de φ les résultats sont plus écartées.

3-7 Etude d'un modèle sous chargement dynamique

3-7-1 Introduction

Dans ce chapitre on va travailler sur un modèle très connu qui a été largement étudié, Bathurst & Hatami 1998 [2] et Erol Guler & M.Melih Demirkan 2000[10] et autres. Cette étude nous conduit à connaître l'influence de la fréquence et l'amplitude de l'action dynamique sur le comportement de la structure sous un chargement sismique. Un talus de référence vertical est utilisé avec une peau en béton, renforcé par des nappes en géotextile, et repose sur un sol rigide de fondation. Notre modèle est soumis sous un chargement cyclique harmonique de même fréquence le long de la base du talus. Nous avons utilisé deux séries de chargement avec deux pic (0.2g-0.4g) dans chaque série on a varié la fréquence de 2,3 et 4Hz.

3-7-2 Les données géométriques

Les caractéristiques géométriques du modèle sont présentées sur la figure suivante.

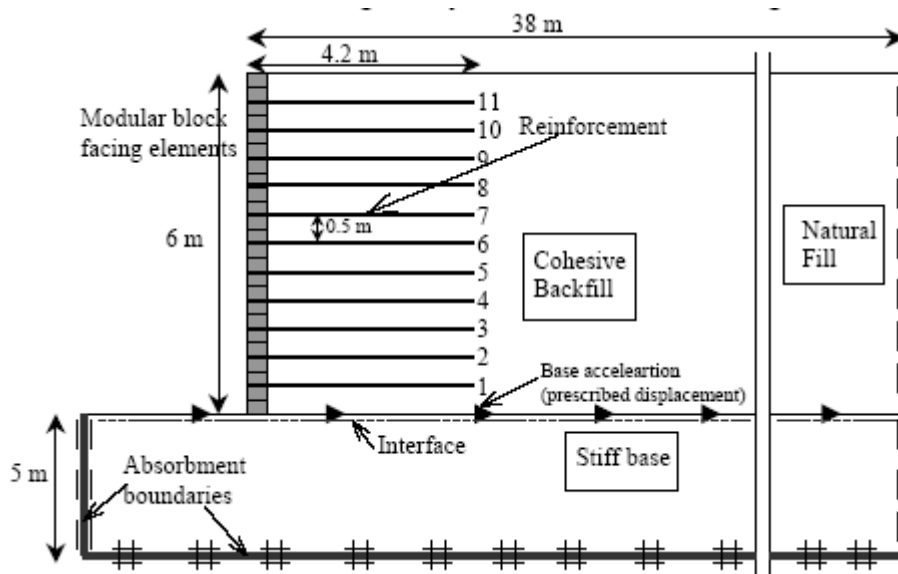


Figure 3-30 : le modèle de référence pour l'étude de chargement harmonique

On a un mur de 6m de hauteur avec parement vertical composé d'écailles rigides. Le sol utilisé est un sol cohérent à 28m de longueur renforcé par des nappes en géotextile espacé de 50cm et d'une longueur de $L/H = 4.2m$. FHWA [7]

3-7-3 Les données géotechniques

Pour les caractéristique géotechnique :

- trois types de sol (le sol cohérent, le sol naturel, et le sol de fondation)

- le parement vertical (les écailles)
- le module d'élasticité EA du géotextile et dans ce cas EA = 2000 KN/m

Types	Model de comportement	γ_{sec} KN/m ³	E KN/m ²	ν	C KN/m ²	ϕ (°)	ψ (°)
Sol cohérent	M.C	18	30000	0,3	50	5	0
Sol naturel	M.C	19	35000	0,2	50	1	0
Sol de fondation	M.C	22	20000	0,1	100	30	0
Le parement	M.C	20	30000	0,1	200	35	0

* M.C= Mohr Coulomb

Tableau 3-1 : les caractéristiques géotechniques du modèle

Pour les conditions aux limites, on a utilisé un bloc standard avec une bande absorbante.

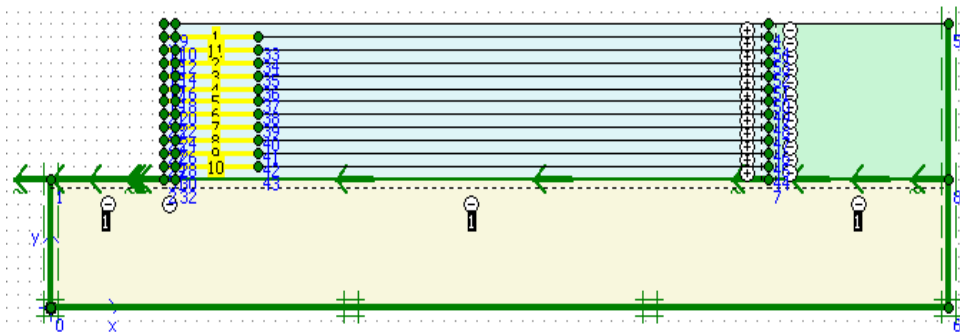


Figure 3-31 : la structure modélisée au Plaxis

3-7-4 Les données du séisme

Pour l'action dynamique utilisée dans ce modèle, elle est une accélération variable en fonction du temps de forme sinusoïdale avec un départ faible grandissante vers le pic à temps puis descendante et amortie vers zéro à la fin. La durée totale de cette action est de 6 sec.

Dans cette étude on a utilisé 6 accélérogrammes sont présentés dans le tableau suivant et figurés avec leur fichiers dans l'annexe:

accélérogramme	Amplitude (g)	Fréquence Hz
222.smc	0.2	2
223.smc	0.2	3
224.smc	0.2	4
242.smc	0.4	2
243.smc	0.4	3
244.smc	0.4	4

Tableau 3-2 : les accélérogrammes du modèle

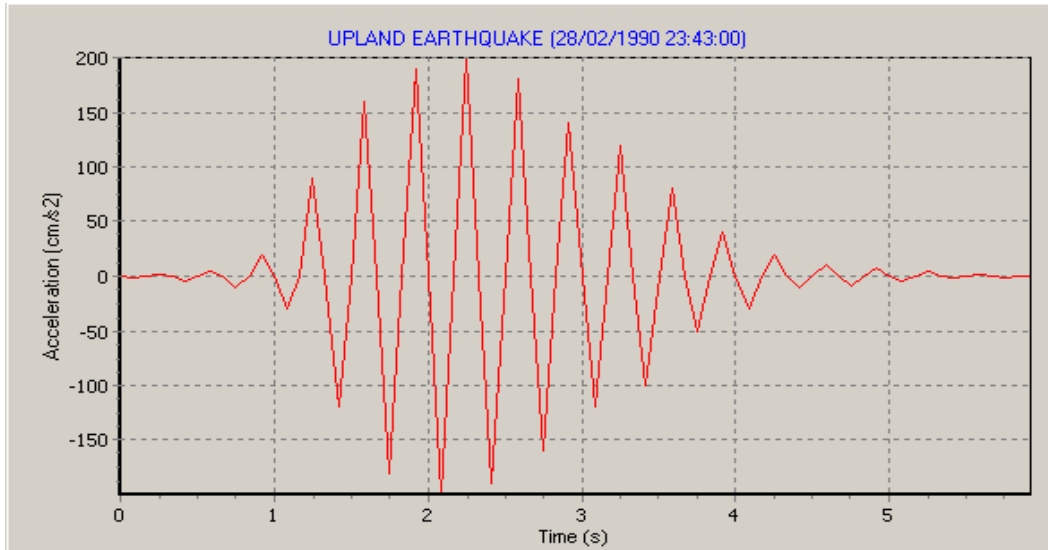


Figure 3-32 : accélérogrammes 223.smc

3-7-5 Les phases de calculs

on a exécuté neuf phases de calcul.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Total multipliers	10,00 s	0
✓ <Phase 2>	2	1	Dynamic analysis	Total multipliers	6,00 s	0
✓ <Phase 3>	3	1	Dynamic analysis	Total multipliers	6,00 s	0
✓ <Phase 4>	4	1	Dynamic analysis	Total multipliers	6,00 s	0
✓ <Phase 5>	5	1	Dynamic analysis	Total multipliers	6,00 s	0
✓ <Phase 6>	6	1	Dynamic analysis	Total multipliers	6,00 s	0
✓ <Phase 7>	7	1	Dynamic analysis	Total multipliers	6,00 s	0
✓ <Phase 8>	8	1	Plastic	Total multipliers	6,00 s	0
✓ <Phase 9>	9	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 s	0

Figure 3-33 : les phases de calculs

- la phase 1 : représente l'action du poids propre de la structure

The screenshot shows the 'Multipliers' tab in a software interface. It is divided into two main sections: 'Incremental multipliers' and 'Total multipliers'. Each section contains a list of parameters with corresponding input fields (spinners).
 Under 'Incremental multipliers':
 - Mdisp: N/A
 - MloadA: N/A
 - MloadB: N/A
 - Mweight: N/A
 - Maccel: N/A
 - Msf: 0,0000
 Under 'Total multipliers':
 - Σ -Mdisp: N/A
 - Σ -MloadA: 0,0000
 - Σ -MloadB: 0,0000
 - Σ -Mweight: 1,0000
 - Σ -Maccel: 0,0000
 - Σ -Msf: 1,0000
 On the left, there is a 'Show' section with two radio buttons: 'Input values' (selected) and 'Reached values'.

Figure 3-34 : chargement sous poids propre

- la phase 2 : représente l'application de la première charge sismique 222.smc

This screenshot shows a close-up of the 'Total multipliers' section from the previous figure. It lists the same parameters as Figure 3-34, but with small icons to the right of the input fields:
 - Σ -Mdisp: N/A (no icon)
 - Σ -MloadA: 0,0000 (red sine wave icon)
 - Σ -MloadB: 0,0000 (blue sine wave icon)
 - Σ -Mweight: 1,0000 (no icon)
 - Σ -Maccel: 0,0000 (no icon)
 - Σ -Msf: 1,0000 (no icon)

Figure 3-35 : activation de la charge dynamique

On remarque dans cette fenêtre que le poids propre est pris par défaut =1 et de même pour le coefficient de sécurité Msf.

- la phase 3 : comme il est indiqué dans la figure 6-4 toutes les phases débutent après la première phase (start from). accélérogramme appliqué dans cette phase est le 223,smc

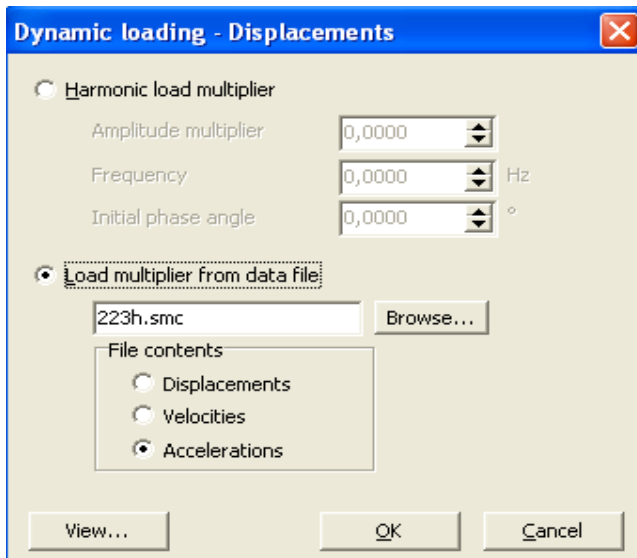


Figure 3-36 : fenêtre d'insertion d'un fichier *.smc

- la phase 4 : l'accélérogramme utilisé est 224.smc
- la phase 5 : l'accélérogramme utilisé est 242.smc
- la phase 6 : l'accélérogramme utilisé est 243.smc
- la phase 7 : l'accélérogramme utilisé est 244.smc
- la phase 8 : on a appliqué une force pseudo statique de 0.2g pour pouvoir comparer entre les méthodes

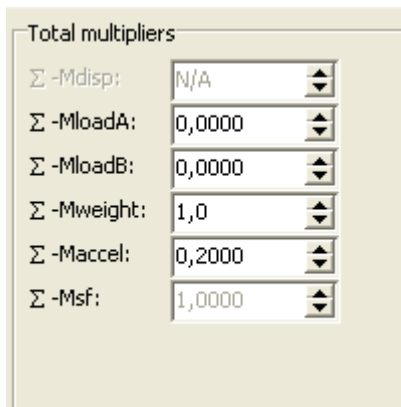


Figure 3-37 : application d'une force pseudo statique

- la phase 9 : dans cette phase on va démontrer un calcul du coefficient de sécurité de la structure dans la phase 1

La réduction des caractéristiques mécaniques (*Phi-c réduction*) est une option disponible dans PLAXIS qui permet de calculer des coefficients de sécurité. Cette option peut être sélectionnée dans la liste des types de calcul (*Calculation type*) dans l'onglet *Général*.

Dans l'approche *Phi-c réduction*, les caractéristiques $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces, s'il y en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, les caractéristiques des éléments de structure comme les plaques et les tirants d'ancrage ne sont pas influencées par *Phi-c réduction*. Le coefficient total ΣMsf permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse:

Où les caractéristiques notées 'donnée' se réfèrent aux propriétés saisies dans les propriétés des matériaux et les caractéristiques notées 'réduit' se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣMsf vaut 1,0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

Un calcul de *Phi-c réduction* est réalisé en utilisant la procédure de chargement *Load advancement nombre of steps*. Le multiplicateur incrémental Msf est utilisé pour spécifier un incrément du facteur de réduction de la résistance pour le premier pas de calcul. Cet incrément est par défaut fixé à 0,1, ce qui est généralement une bonne valeur de départ.

$$\Sigma Msf = \frac{\tan\phi_{\text{donnée}}}{\tan\phi_{\text{réduisée}}} = \frac{C_{\text{donnée}}}{C_{\text{réduisée}}}$$

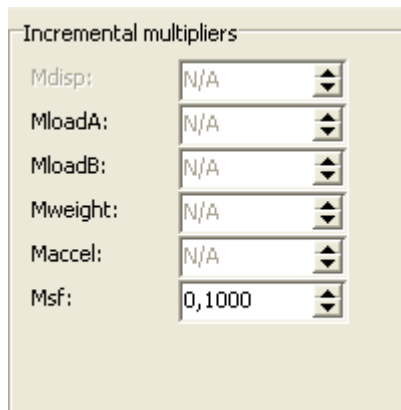


Figure 3-38 : utilisation d'un facteur de réduction de 0.1

3-7-6 Les résultats de calcul

Pour qu'on puissent comparer les résultats on va présenter le déplacement horizontal du parement sous chaque chargement.

- la phase 1 : dans la première phase de calcul on va d'abord vérifier la stabilité de la structure sous son poids propre. On remarque clairement que le déplacement horizontal du parement est minime (9,1mm).

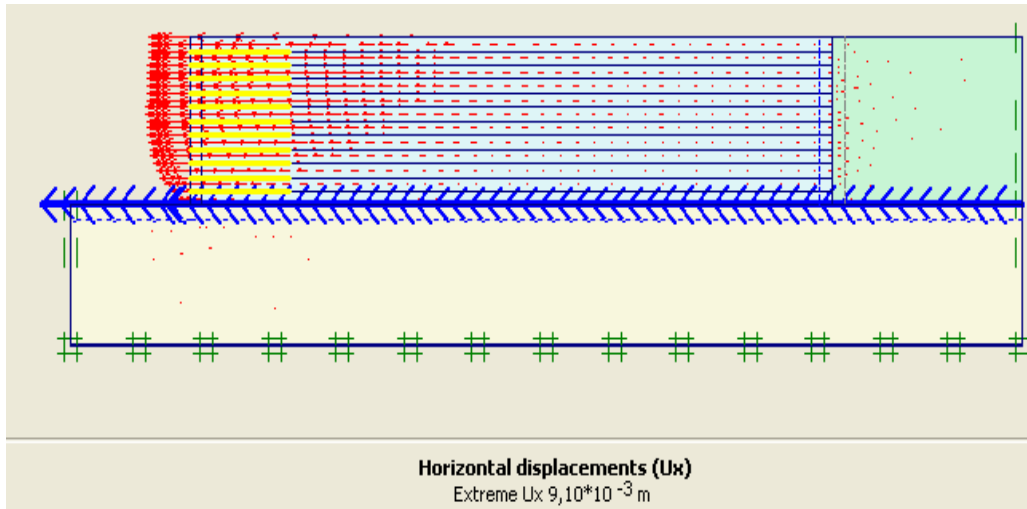


Figure 3-39 : le déplacement horizontal dans la phase 1

et pour mieux vérifier cette stabilité on a choisie de calculer le coefficient de sécurité de la structure dans la phase 9

- phase 9 : le coefficient de sécurité que nous avons obtenir de cette étape est $\sum -M_{sf} = 3,46$
L'ouvrage donc est très stable. Ce résultat peut nous justifier le déplacement minime dans la première phase.

Total Multipliers	
$\Sigma -M_{disp}$:	0,000
$\Sigma -M_{loadA}$:	0,000
$\Sigma -M_{loadB}$:	0,000
$\Sigma -M_{weight}$:	1,000
$\Sigma -M_{accl}$:	0,000
$\Sigma -M_{sf}$:	3,462
End time:	10,000
End time:	0,000

Figure 3-40 : le coefficient de sécurité

- phase 2 : dans cette phase on a sollicité l'ouvrage avec une action dynamique d'une amplitude de 0,2g et d'une fréquence de 2 Hz (222.smc).

on remarque que le de placement du parement a augmenté dans le sens horizontal.

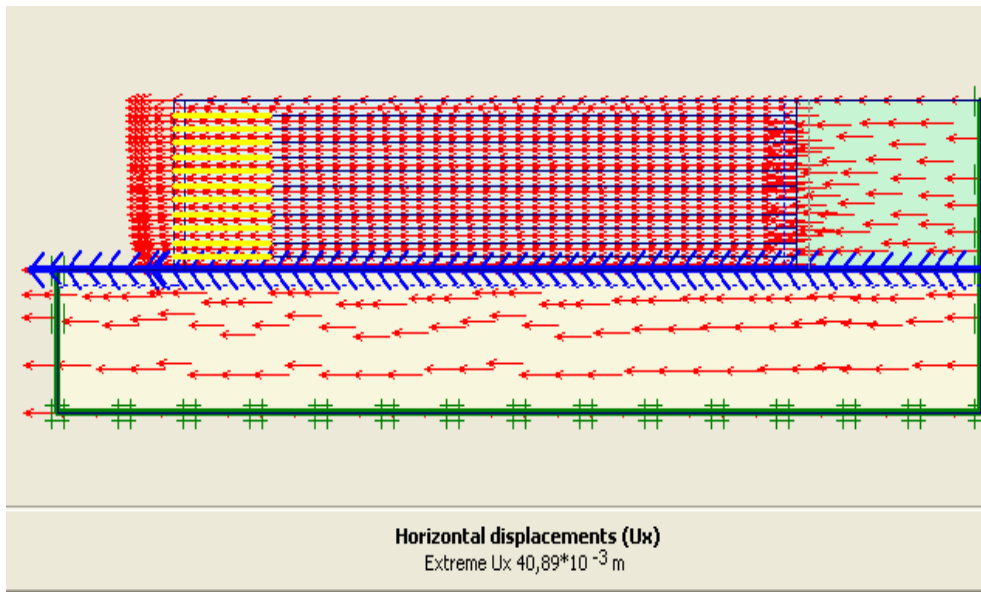


Figure 3-41 : déplacement horizontal dans la phase 2

- phase 3 : dans cette phase on a utilisé une charge dynamique de la même amplitude mais avec une fréquence plus élevée (223.smc). On remarque dans cette phase que le déplacement du parement est encor augmenté vers 75.26 mm.

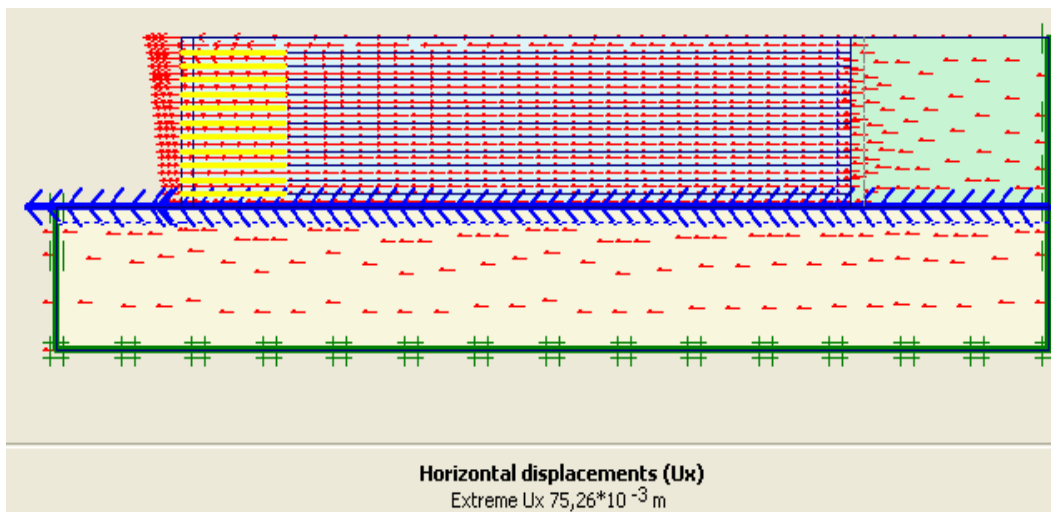


Figure 3-42 : le déplacement horizontal dans la phase 3

- la phase 4 : dans cette phase on a encore augmenté la fréquence du chargement à 4 Hz on remarque que contrairement a la fréquence, le déplacement horizontal du parement a diminué à 16.62mm.

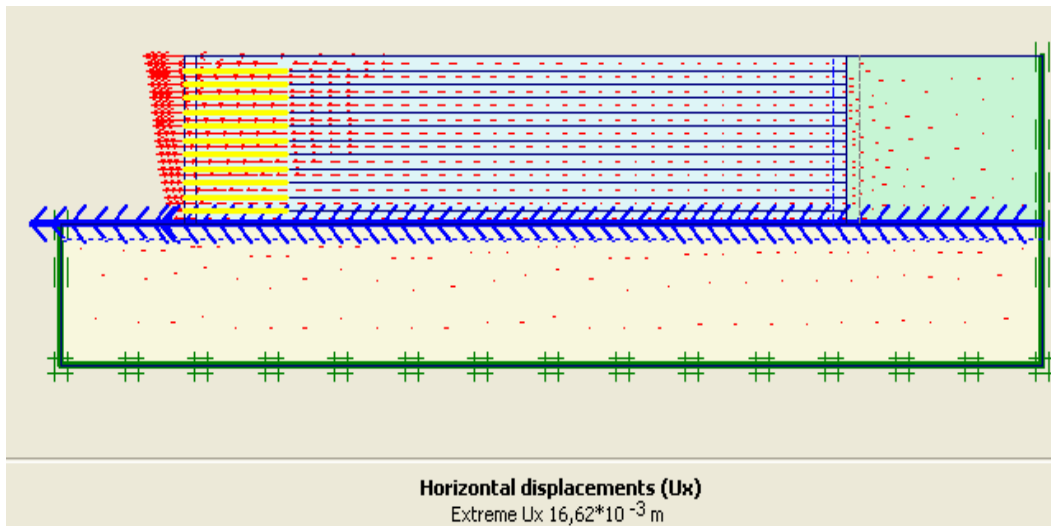


Figure 3-43 : le déplacement horizontal dans la phase 4

de la même façon on a exécuté les calculs dans les phases 5,6 et 7

- phase 5 : le déplacement horizontal est de 88.84mm
 - phase 6 : le déplacement horizontal est de 160.70mm
 - phase 7 : le déplacement horizontal est de 35.16mm
- sur la base de ces résultats nous allons tracer les courbes suivantes.

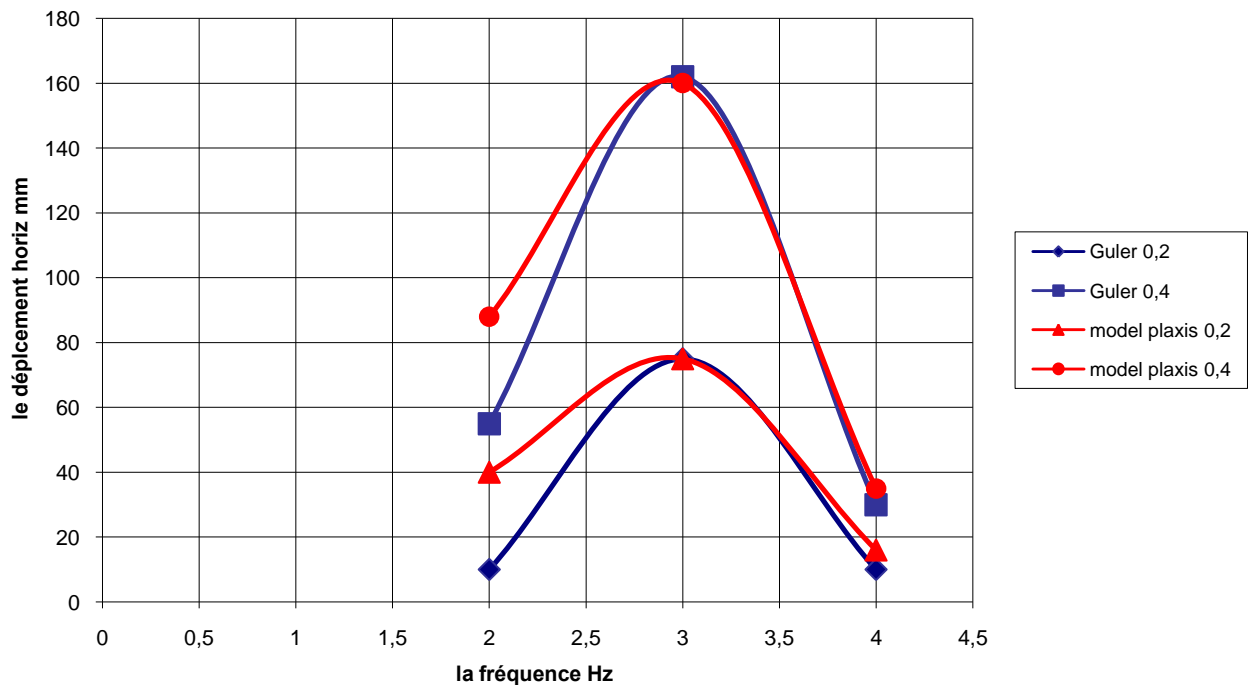


Figure 3-44 : influence de la fréquence sur le déplacement du parement

On remarque que les deux courbes sont similaires de même allure et de même pic.

Et pour avoir une idée sur la différence entre le calcul dynamique et le calcul pseudo statique on a ajouté la phase suivante.

- phase 8 : dans cette phase on a sollicité l'ouvrage avec une accélération pseudo statique de 0,2g. On remarque que le déplacement horizontal est de 31mm

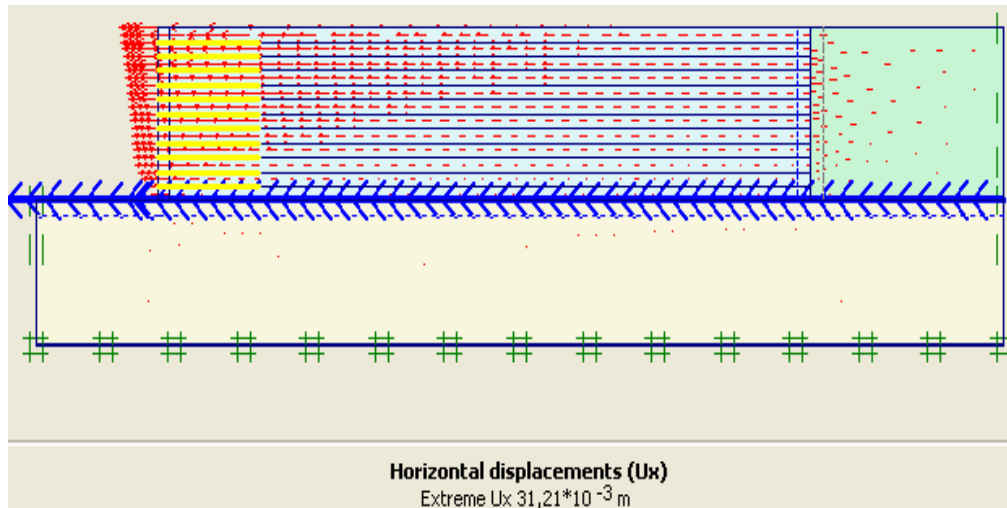


Figure 3-45 : le déplacement horizontal sous charge pseudo statique

3-7-7 Conclusion

Après les observations obtenus par cette modélisation on a conclu que :

- la vérification de la stabilité de l'ouvrage par le calcul du coefficient de sécurité est utile en utilisant le code Plaxis.
- L'amplitude du séisme n'est pas le seul paramètre qui influe sur la réponse de la structure. La fréquence peut aussi influe très largement sur cette réponse.
- L'utilisation de la méthode pseudo statique est insuffisant pour décomposer le problème car elle est basée sur un seul paramètre.

CHAPITRE 4 : L'ETUDE PARAMETRIQUE

4-1 Introduction.

Dans cette étude, on va montrer l'effet des paramètres sur le déplacement dans le talus et sur le comportement des nappes. On utilise différents types de talus, avec des mêmes données de référence et on change chaque fois le paramètre à comparer.

On a trois types de paramètres :

- Les paramètres de modélisation.
- Les paramètres géométriques
- Les paramètres du sol

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur trois types de résultats :

- Déplacements horizontaux du talus.
- Les points plastiques.
- Effort axial dans les nappes.

4-2 Effet des paramètres de discrétisation

Parmi les paramètres de discrétisation, on propose l'étude de l'effet du paramètre suivant :

4-2-1 L'élément

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. 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 type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

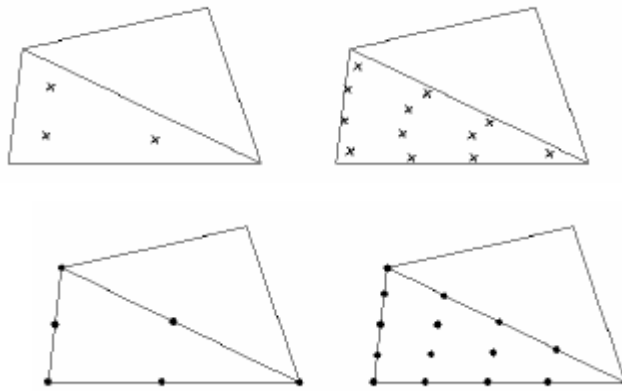


Figure 4-1 : Position des noeuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

Le triangle à 15 noeuds 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 15noeuds 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 noeuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

On change les éléments de 6 noeuds à 15 noeuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

Model de référence : $\beta=45$, $\varphi=40$, $C=2\text{KN}$, $K_h=0.1$, $L_t=5\text{m}$, $H=5\text{m}$, $\eta=0.7$

Les résultats des calculs sont présentés sur les figures suivantes.

4-2-1-1 L'élément a 6 nœuds

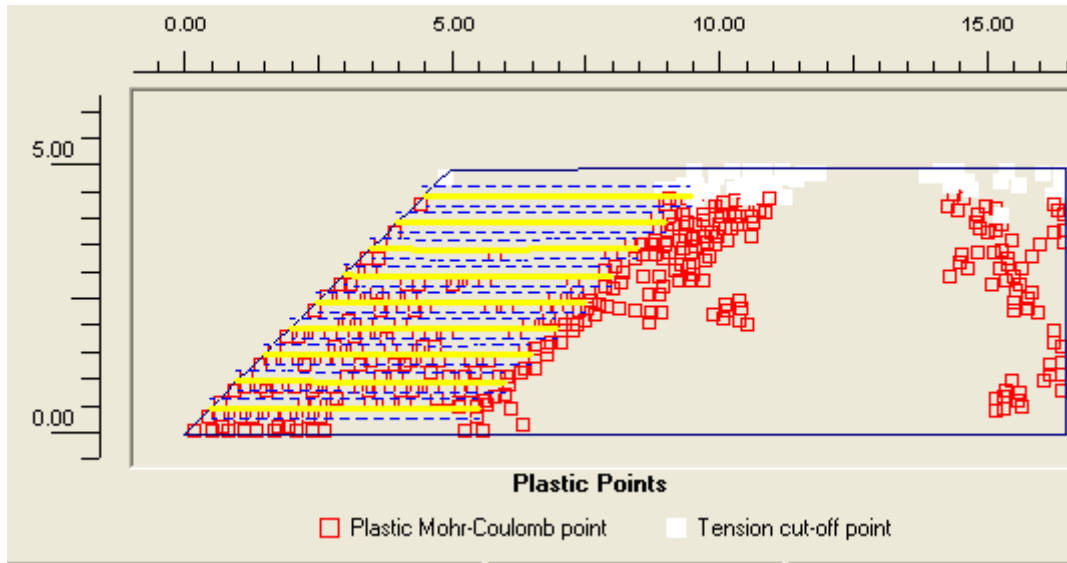


Figure 4-2 : les points plastiques dans un talus a 6 noeuds

Les points plastiques (*Plastic points*) sont les points de contrainte dans un état plastique, affichés dans une représentation non déformée de la géométrie. Les points de contraintes plastiques sont indiqués par de petits symboles qui peuvent avoir différentes formes et différentes couleurs, selon le type de plasticité qui apparaît. Un carré vide rouge indique que les contraintes se trouvent sur la surface de l'enveloppe de rupture de Coulomb. Un carré blanc plein indique que le critère de plafonnement des tractions a été appliqué.

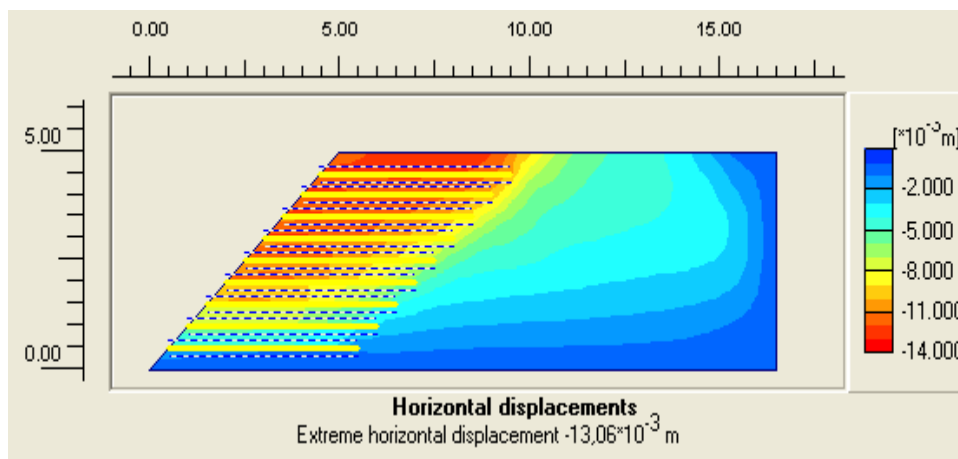


Figure 4-3 : le déplacement horizontal dans un talus a 6 noeuds

4-2-1-2 L'élément a 15 nœuds

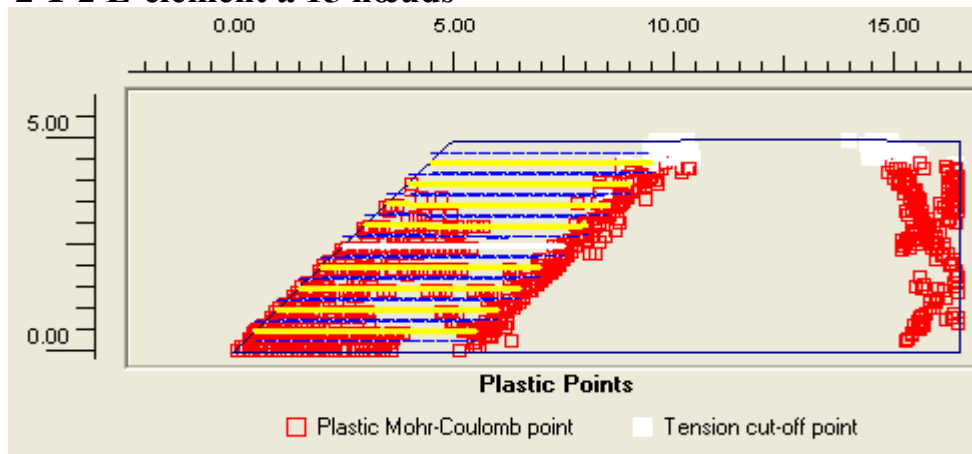


Figure 4-4 : les points plastiques dans un talus a 15 nœuds

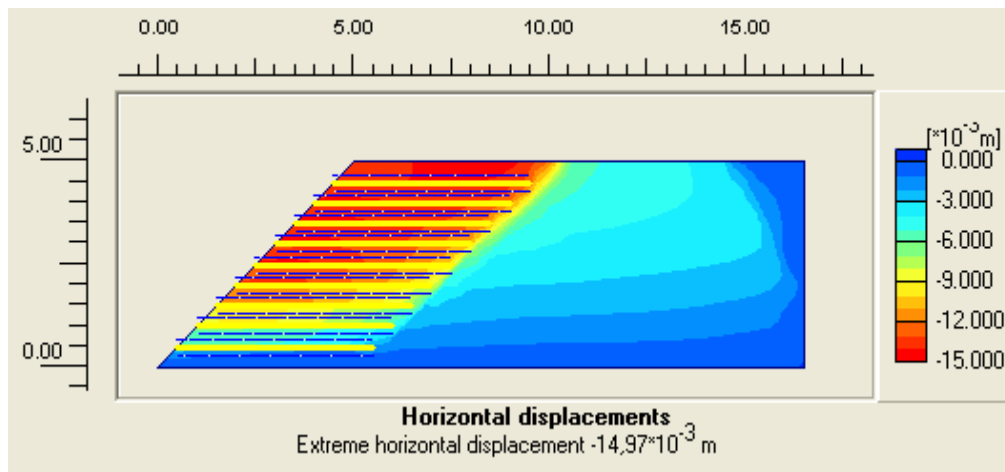


Figure 4-5 : le déplacement horizontal dans un talus a 15 nœuds

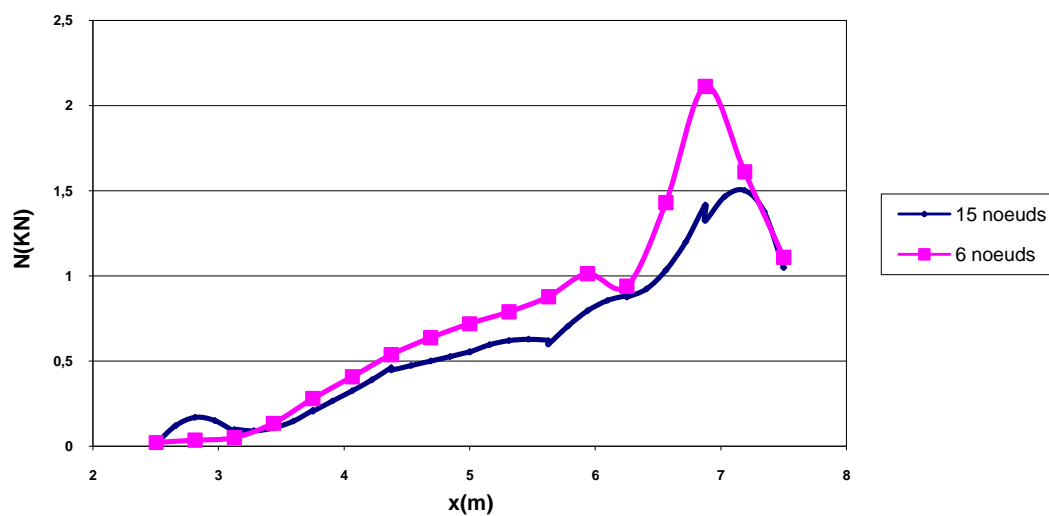


Figure 4-6 : effort axial dans la cinquième nappe 6/15 nœuds

4-3 Effet des paramètres géométriques :

Les paramètres du géométriques sont :

L'angle d'inclinaison du talus β

La longueur d'ancrage des nappes L_t

4-3-1 Influence d'inclinaison du talus β :

Pour l'étude paramétriques on fait les calculs pour :

- $\beta=45^\circ$ $\beta=60^\circ$ $\beta=75^\circ$

Model de référence : $\beta=45$, $\varphi=40$, $C=2\text{KN/m}^2$, $K_h=0.1$, $L_t=5\text{m}$, $H=5\text{m}$, $\eta=0.7$

$\beta=45^\circ$

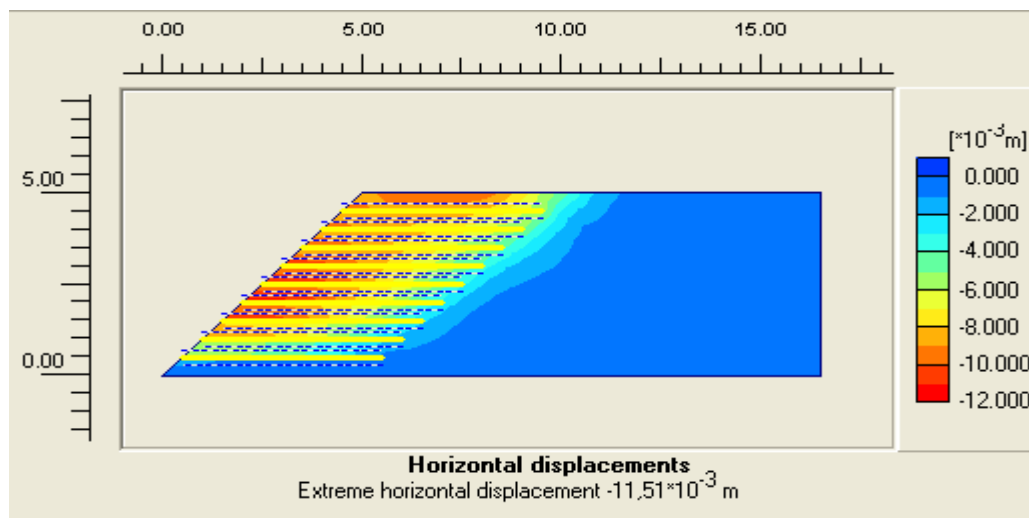


Figure 4-7 : le déplacement horizontal dans un talus de 45°

$\beta=60^\circ$

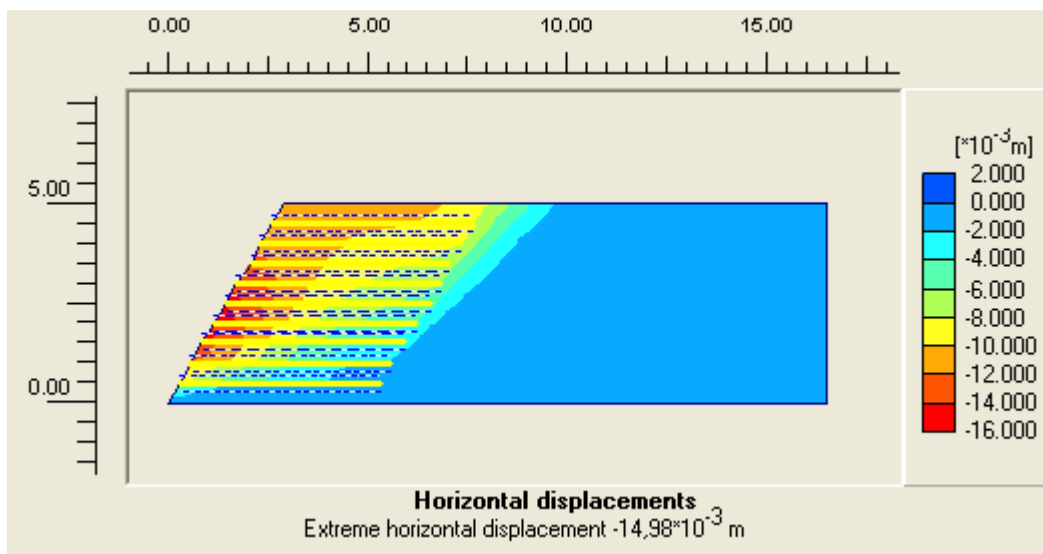


Figure 4-8 : le déplacement horizontal dans un talus de 60°

$\beta=75^\circ$

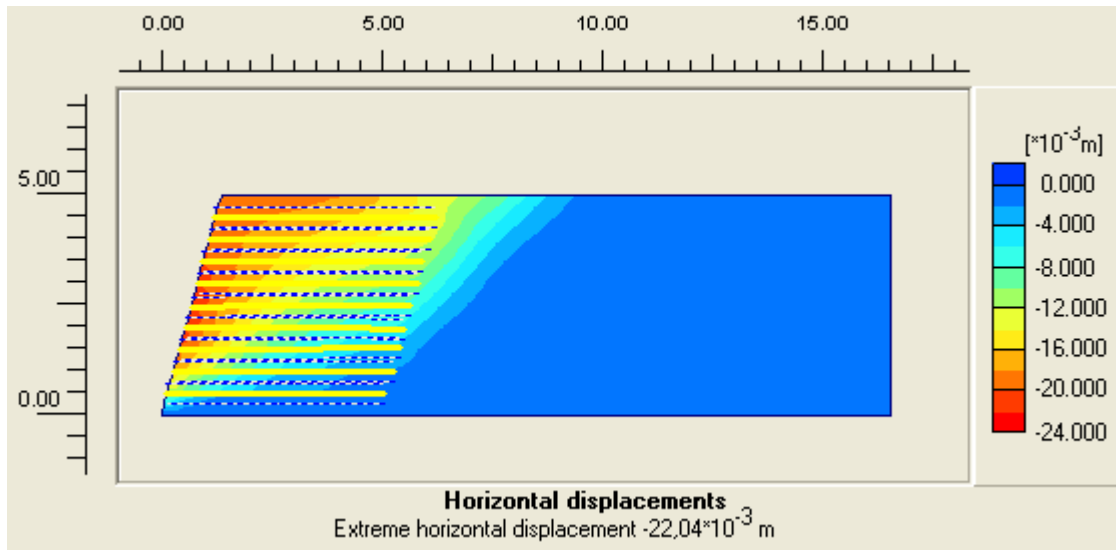


Figure 4-9 : le déplacement horizontal dans un talus de 75°

4-3-2 Influence de la longueur d'ancrage L_t :

Pour l'étude paramétriques on fait les calculs pour :

- $L_t = 5\text{m}$, $L_t = 6\text{m}$, $L_t = 7.5\text{m}$

Model de référence : $L_t=5$, $\beta=45$, $\varphi=30$, $C=1.2$, $K_h=0.2$, $H=5\text{m}$, $\eta=0.7$

Les résultats des calculs sont présentés par les courbes sur les figures 4-9,4-10,4-11.

$L_t = 5\text{m}$

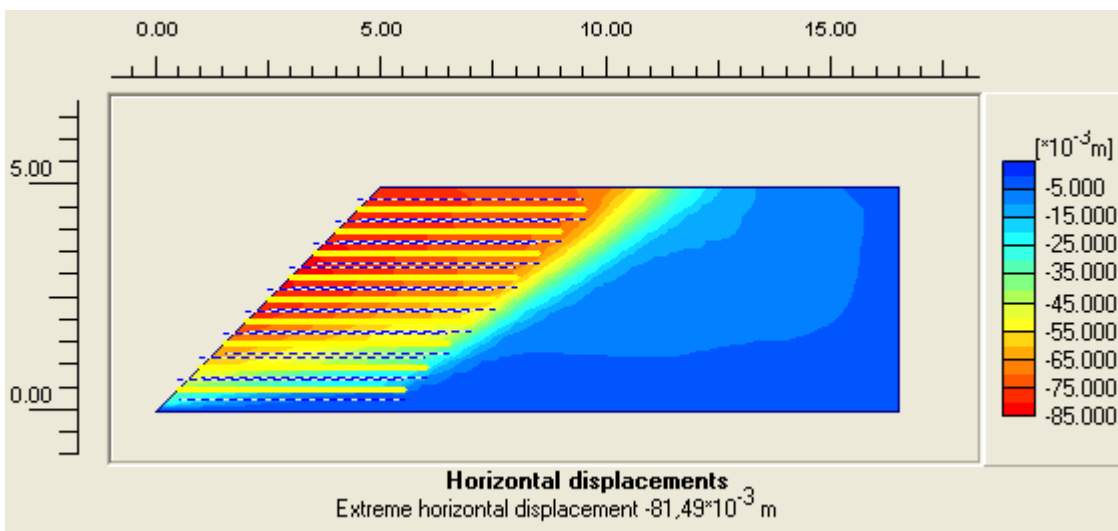


Figure 4-10: le déplacement horizontal dans un talus de $L_t= 5\text{m}$

Lt= 6m

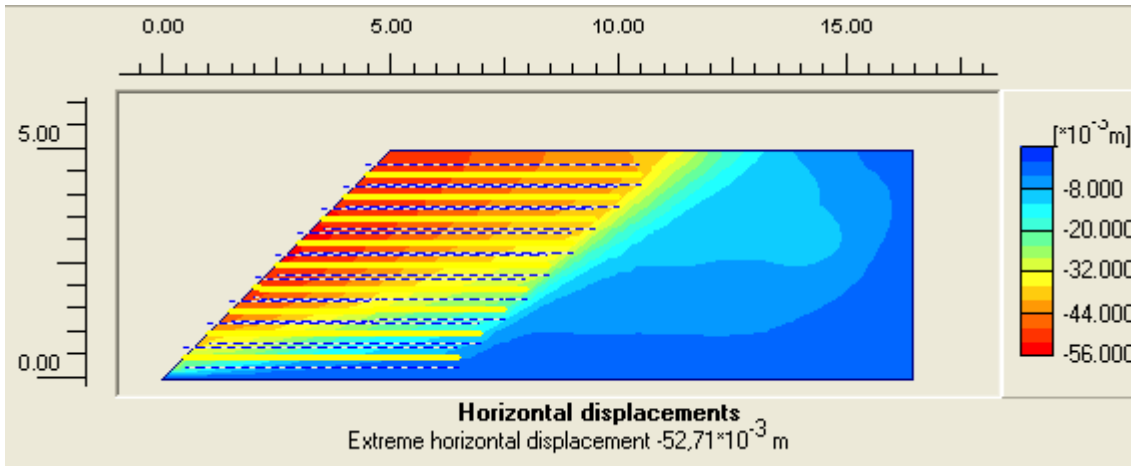


Figure 4-11: le déplacement horizontal dans un talus de Lt= 6m

Lt= 7.5m

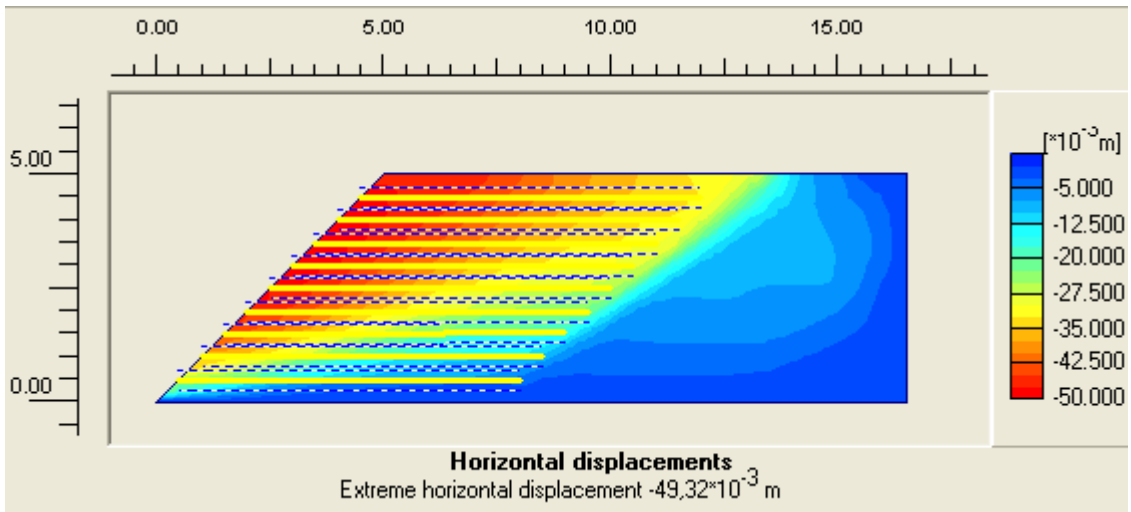


Figure 4-12: le déplacement horizontal dans un talus de Lt= 7.5m

4-4 Effet des paramètres géotechniques :

Les paramètres du sol sont : la cohésion C , l'angle de frottement φ , le coefficient d'interaction sol armature η .

4-4-1 Influence de C :

Pour l'étude paramétriques on fait les calculs pour :

- $C=1.2 \text{ KN/m}^2$, $C=2 \text{ KN/m}^2$, $C=5 \text{ KN/m}^2$.

Model de référence : $C=1.2$, $\beta=45$, $\varphi=30$, $K_h=0.2$, $L_t=5\text{m}$, $H=5\text{m}$, $\eta=0.7$

$C=1.2 \text{ KN/m}^2$

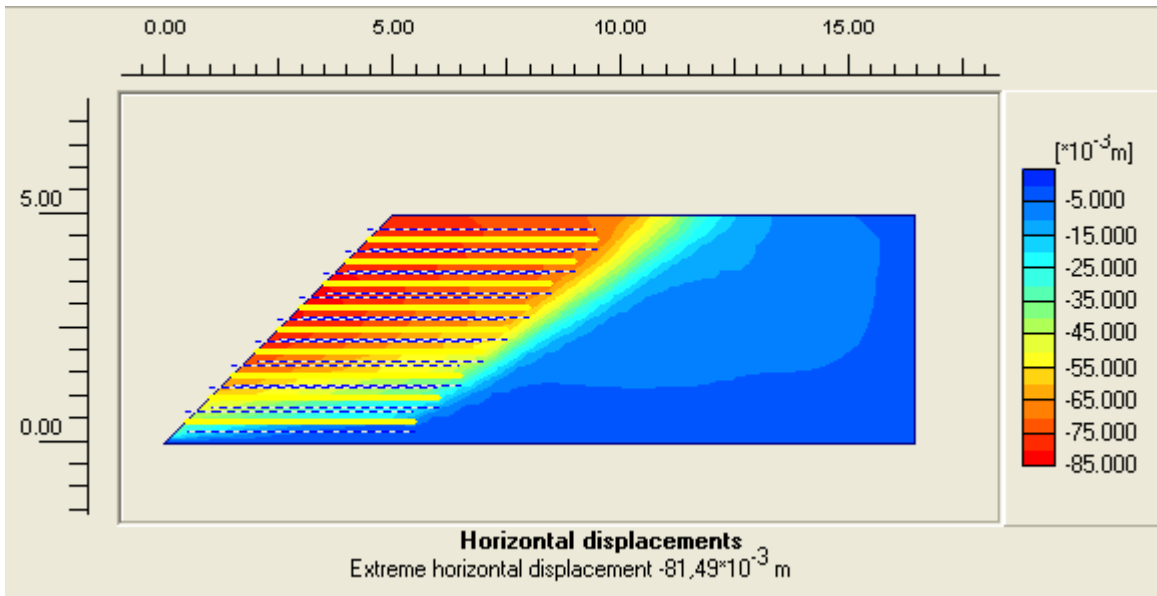


Figure 4-13: le déplacement horizontal dans un talus de $C = 1.2 \text{ KN/m}^2$

$C=2 \text{ KN/m}^2$

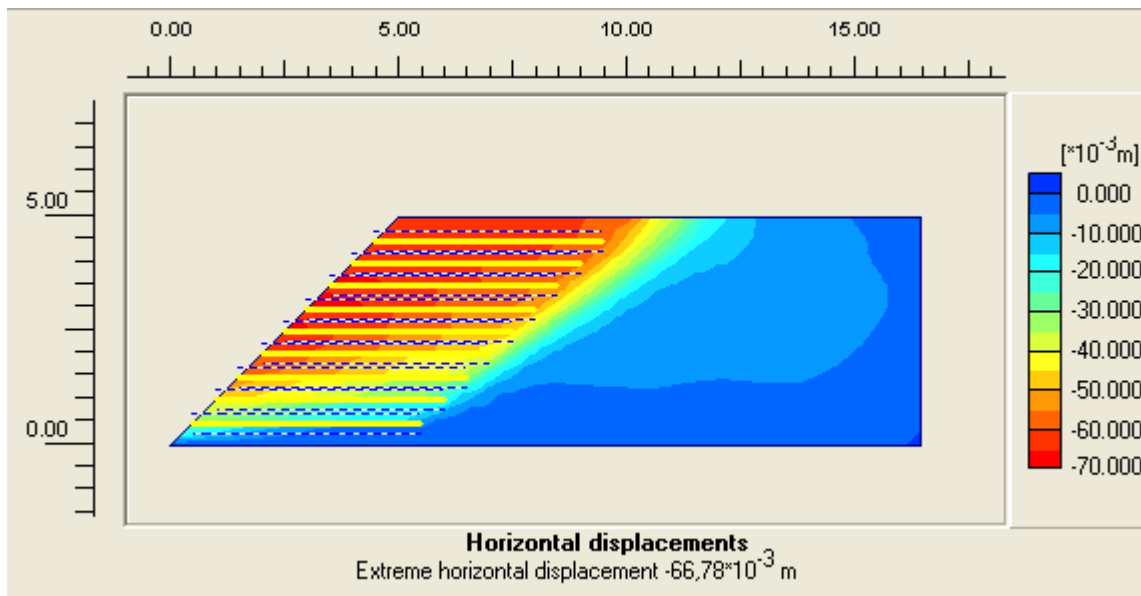


Figure 4-14: le déplacement horizontal dans un talus de $C = 2 \text{ KN/m}^2$

$C=5 \text{ KN/m}^2$

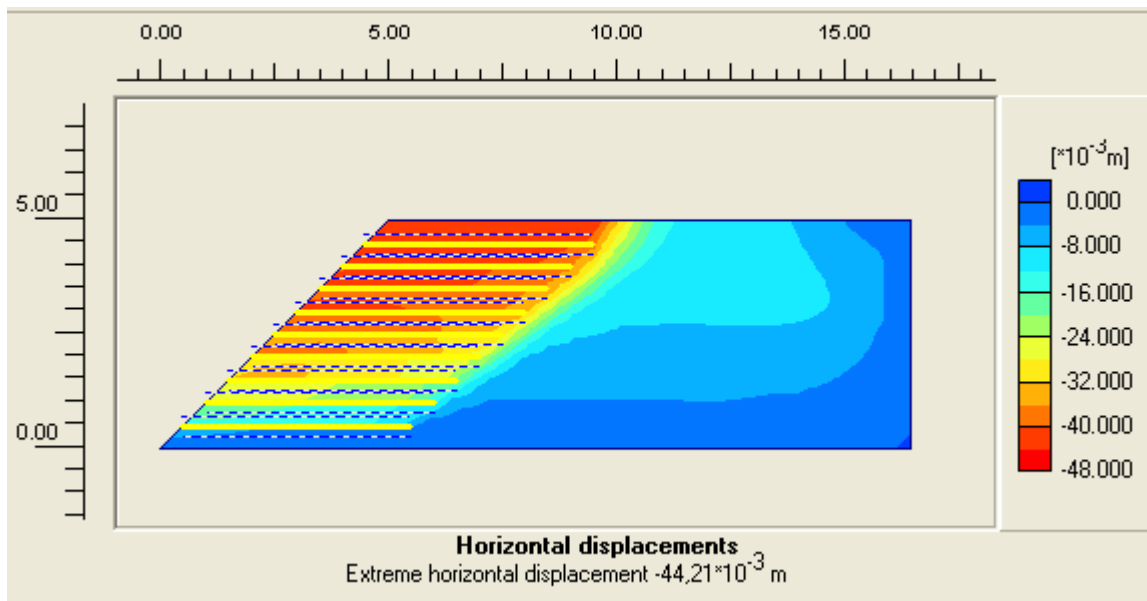


Figure 4-15: le déplacement horizontal dans un talus de $C = 5 \text{ KN/m}^2$

4-4-2 Influence de φ :

Pour l'étude paramétriques on fait les calculs pour :

- $\varphi = 25^\circ, \varphi = 30^\circ, \varphi = 35^\circ$.

Les résultats des calculs sont présentés par les courbes sur les figures 6-15,6-16,6-17.

Model de référence : $\varphi = 25^\circ, C=1.2, \beta=45, K_h=0.2, L_t=5\text{m}, H=5\text{m}, \eta=0.7$

$\varphi = 25^\circ$

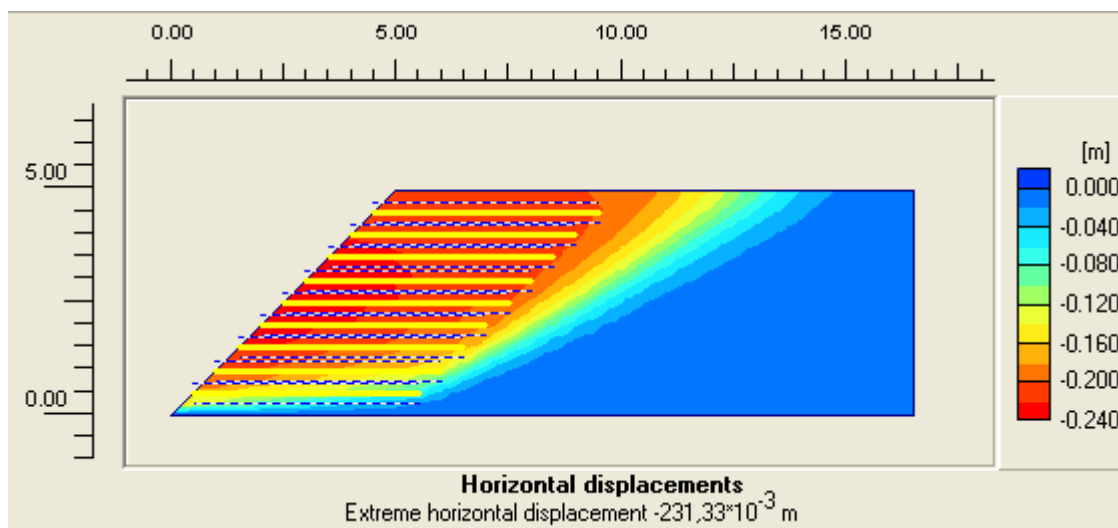


Figure 4-16: le déplacement horizontal dans un talus de $\varphi = 25^\circ$

$\varphi = 30^\circ$

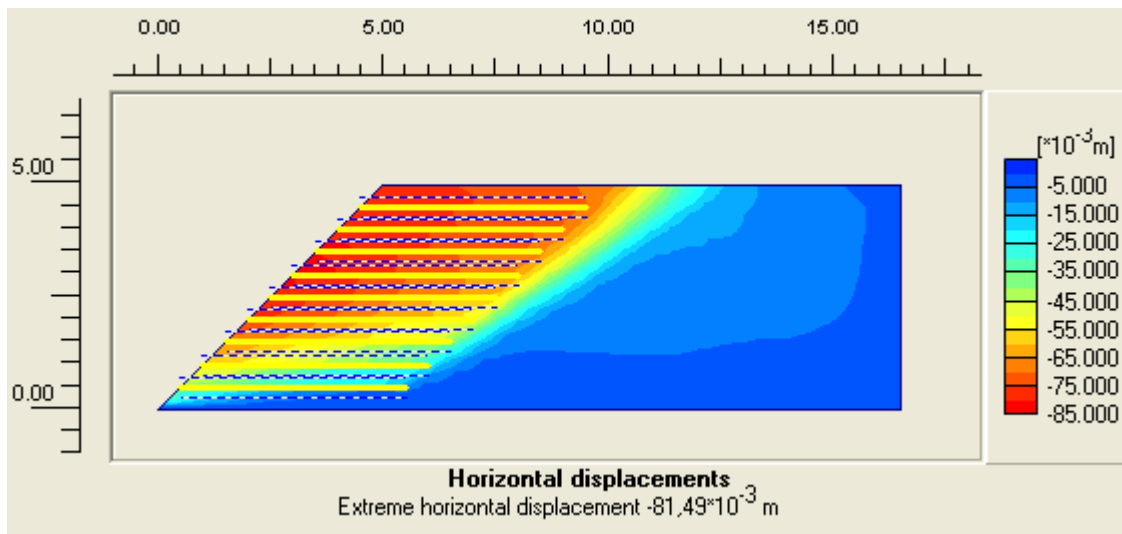


Figure 4-17: le déplacement horizontal dans un talus de $\varphi = 30^\circ$

$\varphi = 35^\circ$

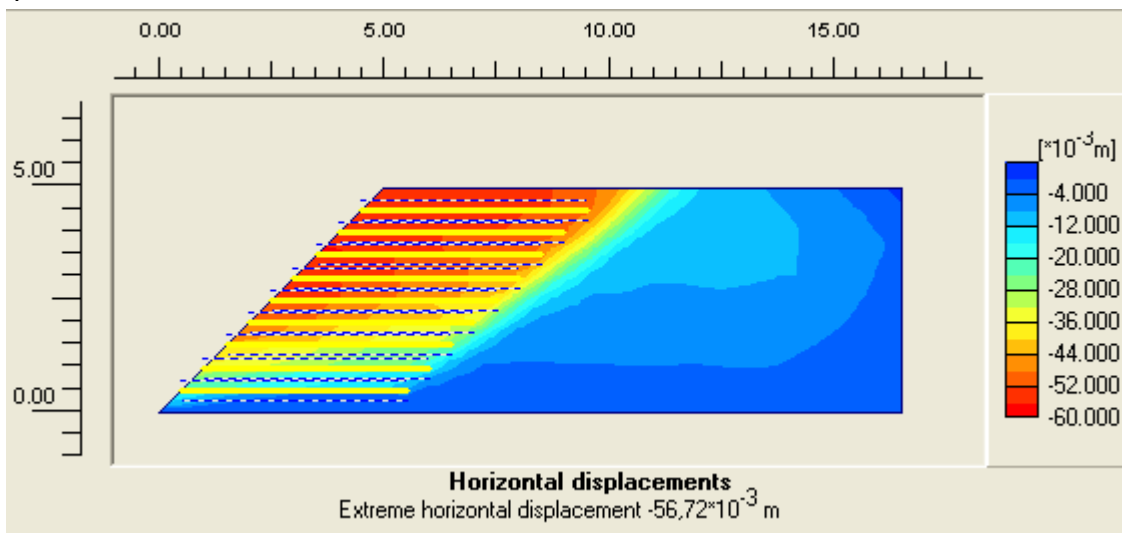


Figure 4-18: le déplacement horizontal dans un talus de $\varphi = 35^\circ$

4-4-3 Influence du coefficient d'interaction η :

Une "épaisseur virtuelle" est assignée à chaque interface. C'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface. Plus l'épaisseur virtuelle est importante et plus les déformations élastiques générées sont importantes. En général, les éléments d'interface sont supposés ne générer que de très petites déformations élastiques et donc l'épaisseur virtuelle devront être faible

La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface. Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion).

Les interfaces sont composées d'éléments d'interface. La figure suivante montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments de sol. Dans le cas d'éléments de sol à 15 noeuds, les éléments d'interface correspondants sont définis par cinq paires de noeuds, alors que pour les éléments de sols à 6 noeuds, les éléments d'interface sont définis par trois paires de noeuds. Sur la figure, les éléments d'interface sont représentés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de noeuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

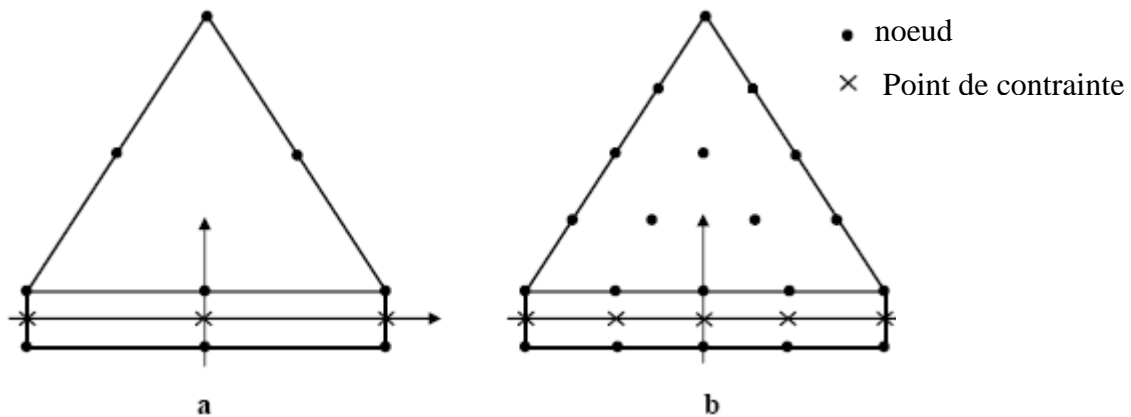


Figure 4-19 : Distribution des noeuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol

Pour l'étude paramétriques on fait les calculs pour :

- $\eta = 0.7, \eta = 1$

Model de référence : $\varphi = 40^\circ, C=2, \beta=45, K_h=0.1, Lt=5m, H=5m,$

Les résultats des calculs sont présentés par les courbes sur la figure 4-18.

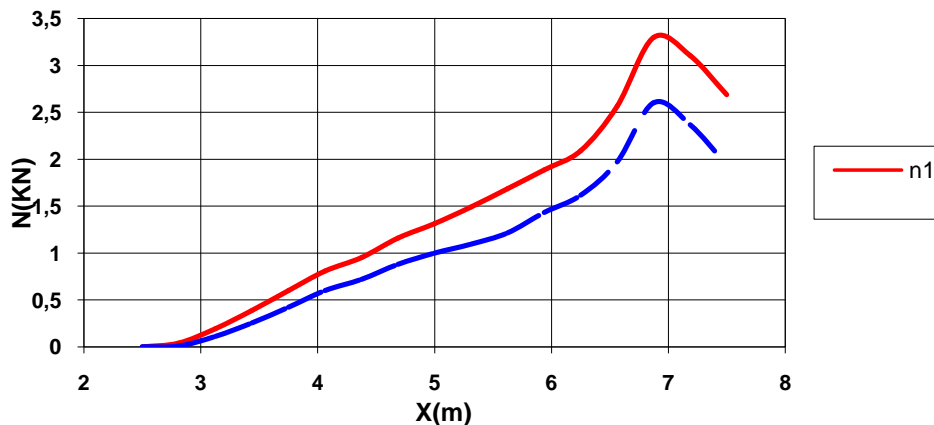


Figure 4-20: influence de η sur l'effort axial dans les nappes

4-5 Effet des paramètres du séisme :

L'amplitude totale de l'accélération appliquée pendant le calcul est le produit des composantes de l'accélération et du paramètre ΣM_{accl} . Initialement, la valeur de ΣM_{accl} est fixée à zéro. Les forces pseudo statiques ne peuvent être activées que si le poids du matériau est déjà actif ($\Sigma M_{weight} = 1$). Pour $\Sigma M_{weight} = 1$ et $\Sigma M_{accl} = 1$ les forces gravitaires et les pseudo gravitaires sont toutes actives. La Figure suivante donne un aperçu des différentes combinaisons du poids du sol et de l'accélération. Notons que l'activation d'une composante d'accélération dans une direction donnée conduit à l'application d'une force pseudo-statique dans la direction opposée. Quand ΣM_{weight} augmente sans que ΣM_{accl} ne change, la force résultante augmentera mais sans changer de direction.

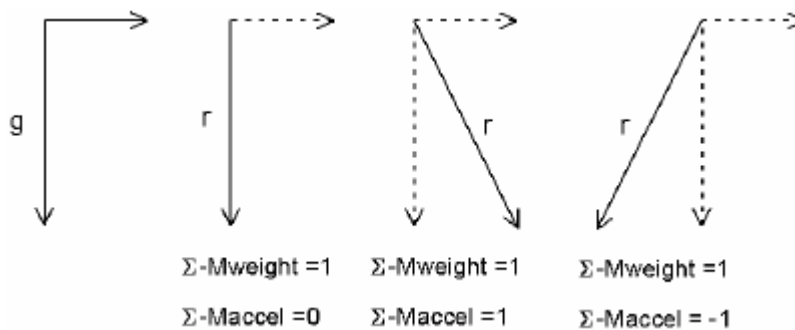


Figure 4-21 : Direction de la force résultante r selon différentes combinaisons de la Gravité g et de l'accélération

Pour l'étude paramétriques on fait les calculs pour :

- $K_h = 0, K_h = 0.1, K_h = 0.2, K_h = 0.3$

Model de référence : $K_h = 0.0, \beta = 45, \varphi = 35, C = 1.2, L_t = 7.5m, H = 5m,$

$K_h = 0.0$

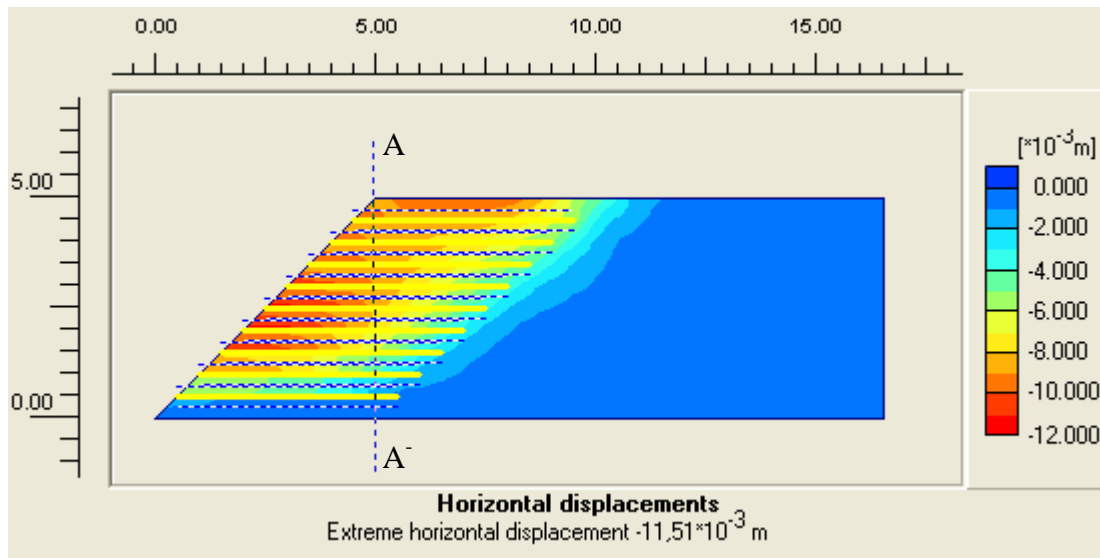


Figure 4-22: le déplacement horizontal dans un talus de $K_h = 0$

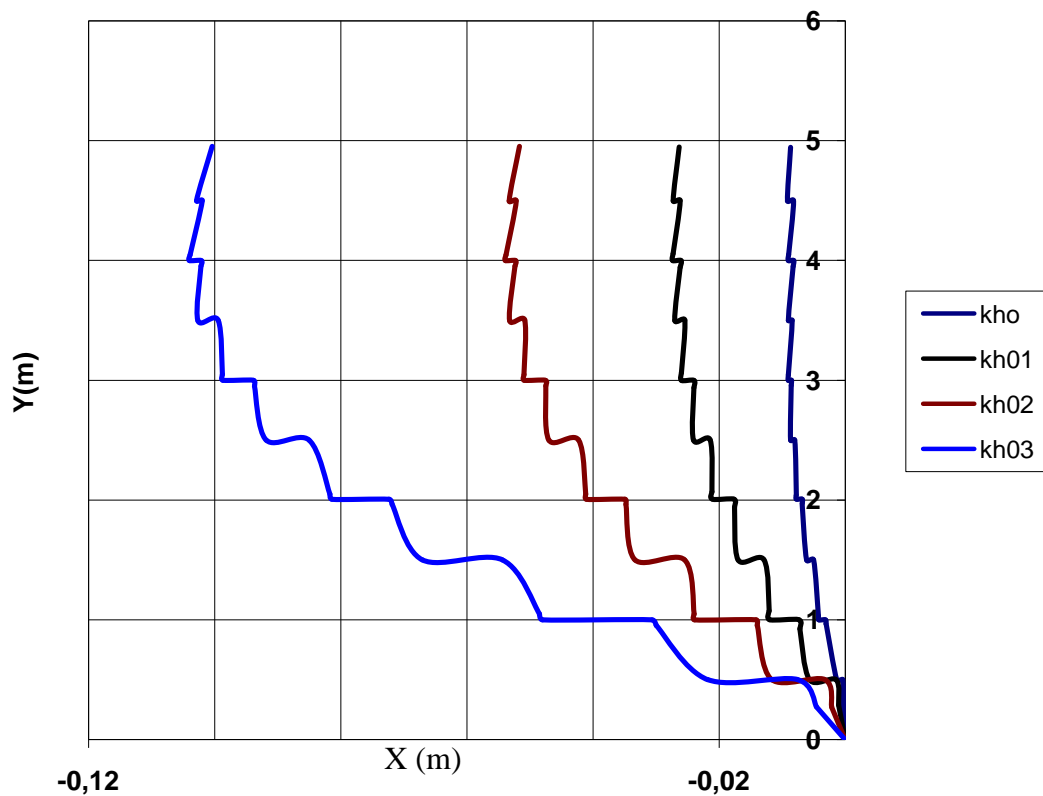


Figure 4-23: le déplacement horizontal dans le talus au niveau de la coupe dans la figure 4-20

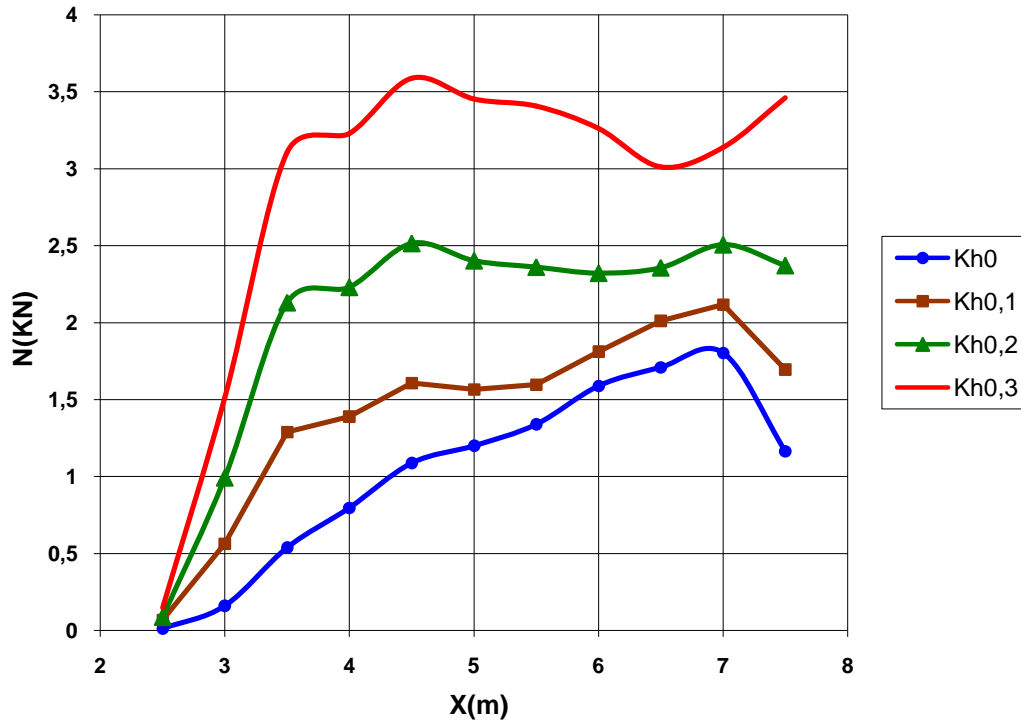


Figure 4-24: effort axial dans la 5^{ème} nappe en fonction de Kh

4.6 Conclusion :

Les résultats affectés par la modification de ce paramètre sont le déplacement horizontal du talus, les points plastiques et l'effort normal dans les nappes.

Pour le maillage une petite augmentation de déplacement du talus et des concentrations des points plastiques, on passant de l'élément à 6 noeuds à l'élément à 15 noeuds.

Une grande diminution de l'effort interne dans les nappes on passant de l'élément à 6 noeuds à l'élément à 15 noeuds.

Pour les paramètres géométriques : l'accroissement de l'angle β provoque un déplacement plus grand. L'augmentation de la longueur des nappes stabilise plus la structure et il donne une solution très pratique pour la réalisation.

Pour les paramètres du sol : une augmentation sensible de φ ou C donne une diminution des déplacements. Alors que l'augmentation du coefficient d'interface fait sollicite plus les nappes ce qui assure la participation des géotextiles.

Le coefficient sismique Kh a un effet destructif sur la stabilité de l'ouvrage. Les résultats obtenus par cette étude paramétrique nous apparaissent très logique.

5- CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire avait rassemblé plusieurs connaissances sur la terre armée comme un matériaux de construction.

Nous avons présentés le problème de la stabilité des talus sollicités par une action sismique du coté analytique par plusieurs méthodes mais particulièrement par une seule approche c'est bien l'approche pseudo statique.

D'autre coté on a utilisé l'outil numérique qui nous a aidé a faire une étude paramétrique pour définir le rôle de chaque paramètre et d'analyser aussi la validité des résultats obtenus.

L'utilisation du code Plaxis nous a aussi simplifié la démonstration de l'importance de l'utilisation des armatures en géotextiles pour la stabilité des ouvrages dans les zones sismiques. Et de faire une comparaison entre les résultats obtenus par le calcul analytique et le calcul numérique.

Ce qui est important aussi dans la modélisation avec Plaxis V8 c'est qu'on a put étudier le comportement d'un ouvrage de soutènement sous chargement dynamique et on a trouvés une grande différence entre le calcul pseudo statique et le calcul dynamique.

annexe

UNCORRECTED ACCELEROGRAM

*

222A

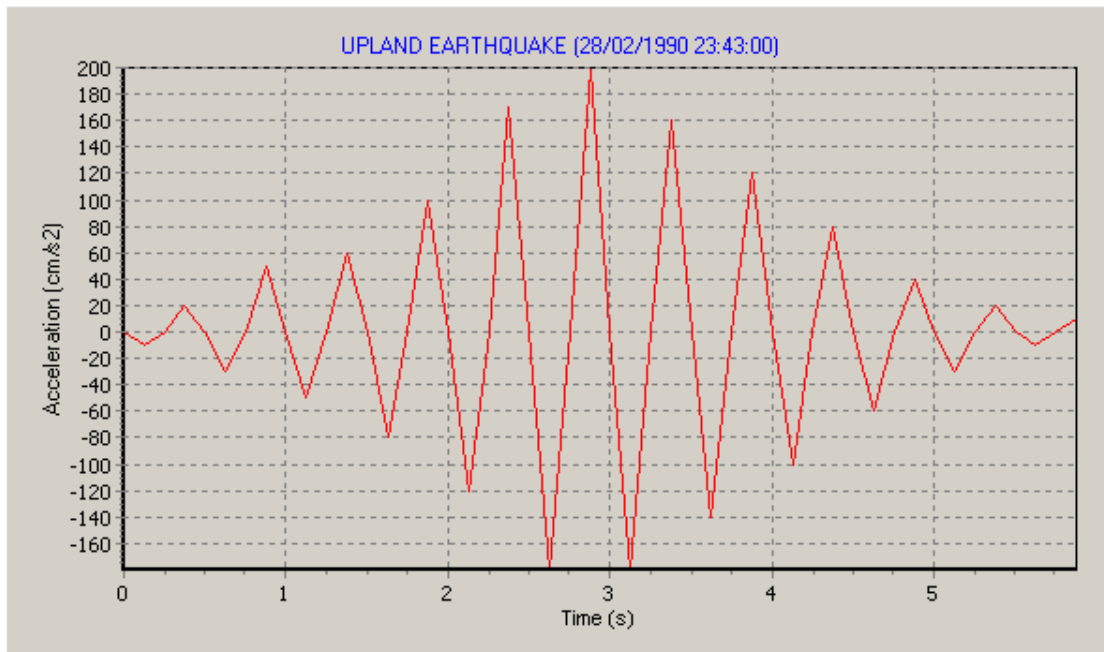
2343 28 02 1990 UPLAND EARTHQUAKE

Moment Mag= Ms= MI= 5.4
station = 0656 component= 155
epicentral dist = 10.0 pk acc = -200.00
inst type=CRA-1 data source = USGS/

-32768 1994 59 23 43 36 750 225
1 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 1
48 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768
-32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768
-32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768
-32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768 -32768

1.7000000E+38 0.8000000E+01 3.4211000E+01 -1.1853800E+02 1.8000000E+01
1.7000000E+38 1.7000000E+38 5.4000000E+00 1.7000000E+38 1.7000000E+38
3.4133999E+01 1.1775300E+02 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
1.7000000E+38 5.0000000E+00 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
1.7000000E+38 5.2631580E+01 6.4999998E-01 1.8300000E+00 1.7000000E+38
1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.8807417E+02
1.7000000E+38 -2.3987363E+02 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38

0.0000E+0-0.1000E+2 0.0000E+0+0.2000E+2 0.0000E+0-0.3000E+2 0.0000E+0+0.5000E+2
0.0000E+0-0.5000E+2 0.0000E+0+0.6000E+2 0.0000E+0-0.8000E+2 0.0000E+0+1.0000E+2
0.0000E+0-1.2000E+2 0.0000E+0+1.7000E+2 0.0000E+0-1.8000E+2 0.0000E+0+2.0000E+2
0.0000E+0-1.8000E+2 0.0000E+0+1.6000E+2 0.0000E+0-1.4000E+2 0.0000E+0+1.2000E+2
0.0000E+0-1.0000E+2 0.0000E+0+0.8000E+2 0.0000E+0-0.6000E+2 0.0000E+0+0.4000E+2
0.0000E+0-0.3000E+2 0.0000E+0+0.2000E+2 0.0000E+0-0.1000E+2 0.0000E+0+0.1000E+2



UNCORRECTED ACCELEROGRAM

*

223A

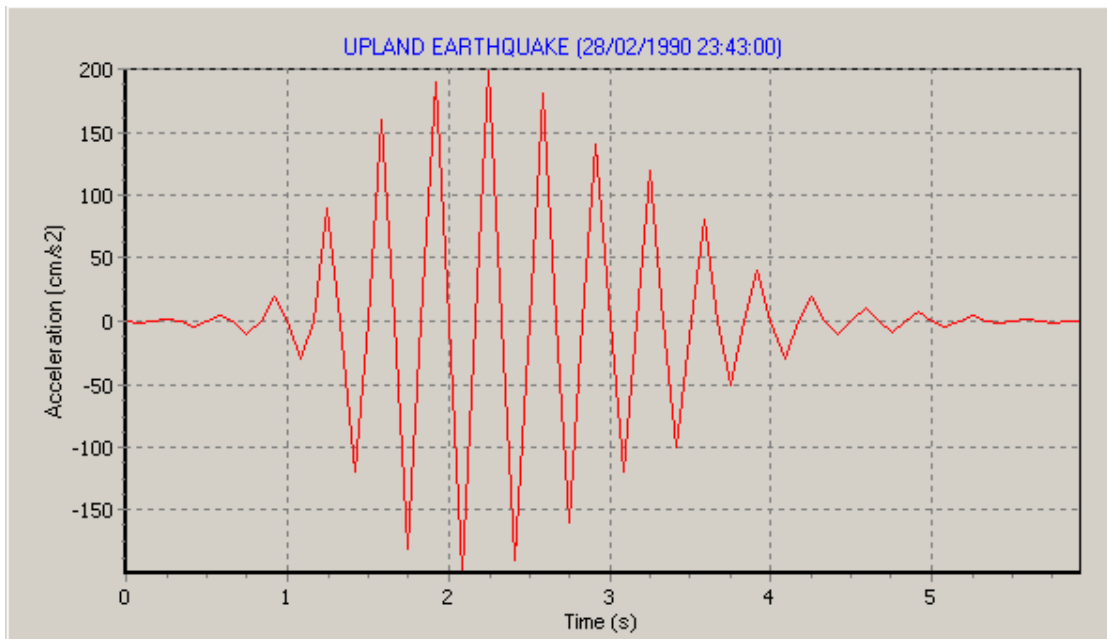
2343 28 02 1990 UPLAND EARTHQUAKE

Moment Mag= Ms= MI= 5.4
station = 0656 component= 155
epicentral dist = 10.0 pk acc = -200.00
inst type=CRA-1 data source = USGS/

-32768	1994	59	23	43	36	750	225
1	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	1
72	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768

1.7000000E+38	1.2000000E+01	3.4211000E+01	-1.1853800E+02	1.8000000E+01
1.7000000E+38	1.7000000E+38	5.4000000E+00	1.7000000E+38	1.7000000E+38
3.4133999E+01	1.1775300E+02	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	5.0000000E+00	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	5.2631580E+01	6.4999998E-01	1.8300000E+00	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.8807417E+02
1.7000000E+38	-2.3987363E+02	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38

0.0000E+0-0.0100E+2	0.0000E+0+0.0200E+2	0.0000E+0-0.0500E+2	0.0000E+0+0.0500E+2
0.0000E+0-0.1000E+2	0.0000E+0+0.2000E+2	0.0000E+0-0.3000E+2	0.0000E+0+0.9000E+2
0.0000E+0-1.2000E+2	0.0000E+0+1.6000E+2	0.0000E+0-1.8000E+2	0.0000E+0+1.9000E+2
0.0000E+0-2.0000E+2	0.0000E+0+2.0000E+2	0.0000E+0-1.9000E+2	0.0000E+0+1.8000E+2
0.0000E+0-1.6000E+2	0.0000E+0+1.4000E+2	0.0000E+0-1.2000E+2	0.0000E+0+1.2000E+2
0.0000E+0-1.0000E+2	0.0000E+0+0.8000E+2	0.0000E+0-0.5000E+2	0.0000E+0+0.4000E+2
0.0000E+0-0.3000E+2	0.0000E+0+0.2000E+2	0.0000E+0-0.1000E+2	0.0000E+0+0.1000E+2
0.0000E+0-0.0900E+2	0.0000E+0+0.0700E+2	0.0000E+0-0.0500E+2	0.0000E+0+0.0500E+2
0.0000E+0-0.0200E+2	0.0000E+0+0.0200E+2	0.0000E+0-0.0100E+2	0.0000E+0+0.0000E+2



UNCORRECTED ACCELEROGRAM

224A

2343 28 02 1990 UPLAND EARTHQUAKE

Moment Mag= Ms= MI= 5.4

station = 0656 component= 155

epicentral dist = 10.0 pk acc = -200.00

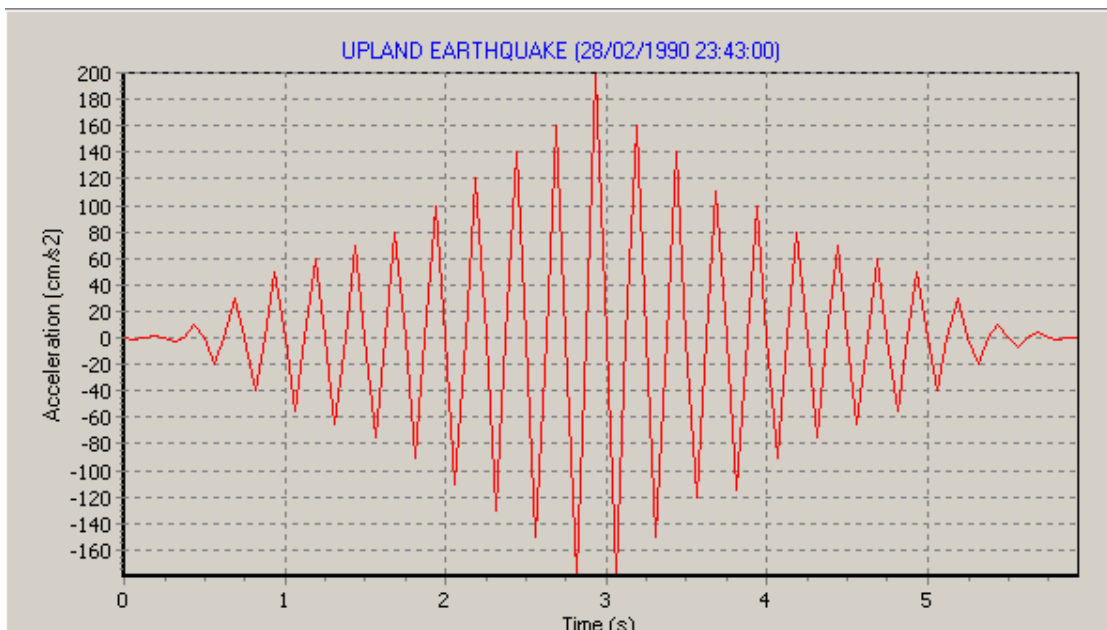
inst type=CRA-1 data source = USGS/

*

-32768	1994	59	23	43	36	750	225
1	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	1
96	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768

1.7000000E+38 1.6000000E+01 3.4211000E+01 -1.1853800E+02 1.8000000E+01
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 5.4000000E+00 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 3.4133999E+01 1.1775300E+02 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 5.0000000E+00 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 5.2631580E+01 6.4999998E-01 1.8300000E+00 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.8807417E+02
 1.7000000E+38 -2.3987363E+02 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38

0.0000E+0-0.0100E+2 0.0000E+0+0.0200E+2 0.0000E+0-0.0300E+2 0.0000E+0+0.1000E+2
 0.0000E+0-0.2000E+2 0.0000E+0+0.3000E+2 0.0000E+0-0.4000E+2 0.0000E+0+0.5000E+2
 0.0000E+0-0.5500E+2 0.0000E+0+0.6000E+2 0.0000E+0-0.6500E+2 0.0000E+0+0.7000E+2
 0.0000E+0-0.7500E+2 0.0000E+0+0.8000E+2 0.0000E+0-0.9000E+2 0.0000E+0+1.0000E+2
 0.0000E+0-1.1000E+2 0.0000E+0+1.2000E+2 0.0000E+0-1.3000E+2 0.0000E+0+1.4000E+2
 0.0000E+0-1.5000E+2 0.0000E+0+1.6000E+2 0.0000E+0-1.8000E+2 0.0000E+0+2.0000E+2
 0.0000E+0-1.8000E+2 0.0000E+0+1.6000E+2 0.0000E+0-1.5000E+2 0.0000E+0+1.4000E+2
 0.0000E+0-1.2000E+2 0.0000E+0+1.1000E+2 0.0000E+0-1.1500E+2 0.0000E+0+1.0000E+2
 0.0000E+0-0.9000E+2 0.0000E+0+0.8000E+2 0.0000E+0-0.7500E+2 0.0000E+0+0.7000E+2
 0.0000E+0-0.6500E+2 0.0000E+0+0.6000E+2 0.0000E+0-0.5500E+2 0.0000E+0+0.5000E+2
 0.0000E+0-0.4000E+2 0.0000E+0+0.3000E+2 0.0000E+0-0.2000E+2 0.0000E+0+0.1000E+2
 0.0000E+0-0.0700E+2 0.0000E+0+0.0500E+2 0.0000E+0-0.0200E+2 0.0000E+0+0.0000E+2

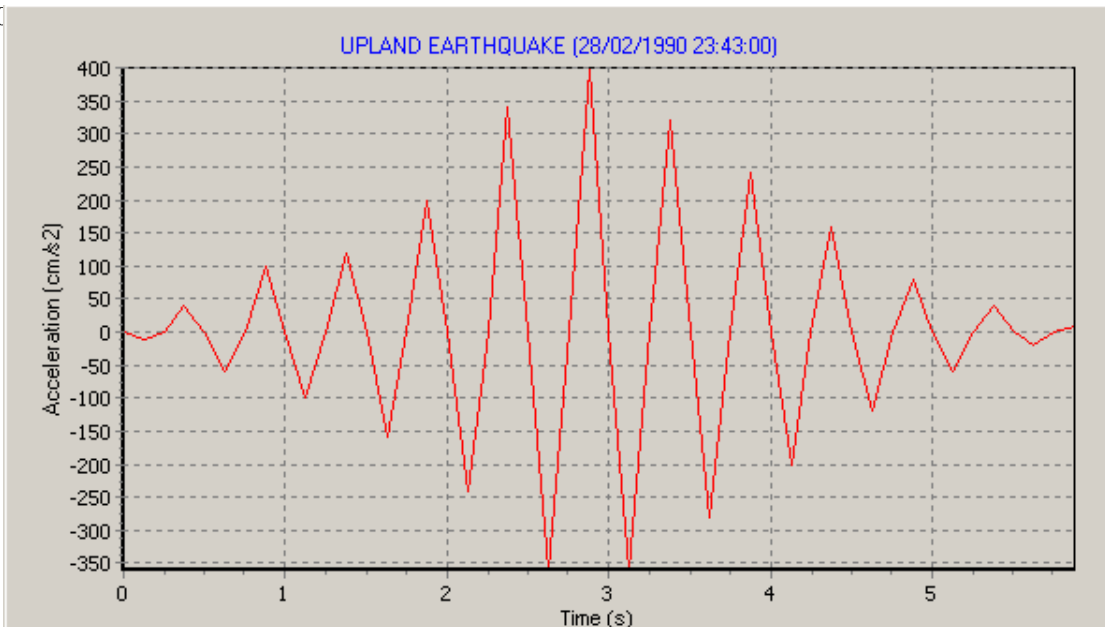


242A
 2343 28 02 1990 UPLAND EARTHQUAKE
 Moment Mag= Ms= MI= 5.4
 station = 0656 component= 155
 epicentral dist = 10.0 pk acc = -400.00
 inst type=CRA-1 data source = USGS/
 *

-32768	1994	59	23	43	36	750	225
1	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	1
48	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768

1.7000000E+38 0.8000000E+01 3.4211000E+01 -1.1853800E+02 1.8000000E+01
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 5.4000000E+00 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 3.4133999E+01 1.1775300E+02 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 5.0000000E+00 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 5.2631580E+01 6.4999998E-01 1.8300000E+00 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.8807417E+02
 1.7000000E+38 -2.3987363E+02 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38

0.0000E+0-0.1000E+2 0.0000E+0+0.4000E+2 0.0000E+0-0.6000E+2 0.0000E+0+1.0000E+2
 0.0000E+0-1.0000E+2 0.0000E+0+1.2000E+2 0.0000E+0-1.6000E+2 0.0000E+0+2.0000E+2
 0.0000E+0-2.4000E+2 0.0000E+0+3.4000E+2 0.0000E+0-3.6000E+2 0.0000E+0+4.0000E+2
 0.0000E+0-3.6000E+2 0.0000E+0+3.2000E+2 0.0000E+0-2.8000E+2 0.0000E+0+2.4000E+2
 0.0000E+0-2.0000E+2 0.0000E+0+1.6000E+2 0.0000E+0-1.2000E+2 0.0000E+0+0.8000E+2
 0.00

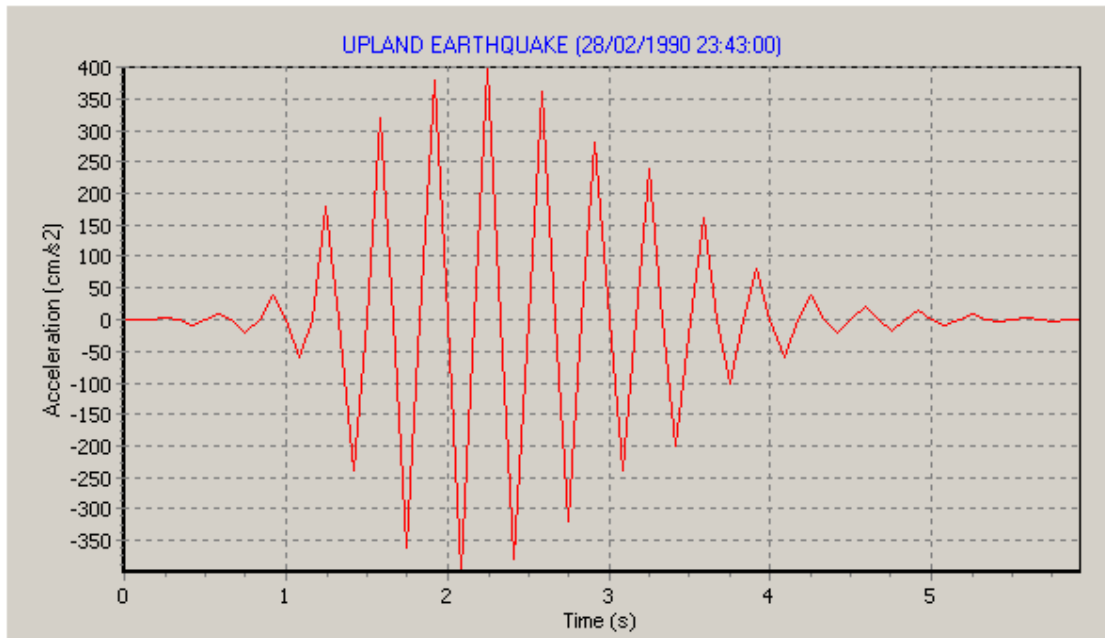


Moment Mag= Ms= MI= 5.4
 station = 0656 component= 155
 epicentral dist = 10.0 pk acc = -400.00
 inst type=CRA-1 data source = USGS/
 *

-32768	1994	59	23	43	36	750	225
1	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	1
72	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768

1.7000000E+38 1.2000000E+01 3.4211000E+01 -1.1853800E+02 1.8000000E+01
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 5.4000000E+00 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 3.4133999E+01 1.1775300E+02 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 5.0000000E+00 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 5.2631580E+01 6.4999998E-01 1.8300000E+00 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.8807417E+02
 1.7000000E+38 -2.3987363E+02 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38
 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38 1.7000000E+38

0.0000E+0-0.0100E+2 0.0000E+0+0.0400E+2 0.0000E+0-0.1000E+2 0.0000E+0+0.1000E+2
 0.0000E+0-0.2000E+2 0.0000E+0+0.4000E+2 0.0000E+0-0.6000E+2 0.0000E+0+1.8000E+2
 0.0000E+0-2.4000E+2 0.0000E+0+3.2000E+2 0.0000E+0-3.6000E+2 0.0000E+0+3.8000E+2
 0.0000E+0-4.0000E+2 0.0000E+0+4.0000E+2 0.0000E+0-3.8000E+2 0.0000E+0+3.6000E+2
 0.0000E+0-3.2000E+2 0.0000E+0+2.8000E+2 0.0000E+0-2.4000E+2 0.0000E+0+2.4000E+2
 0.0000E+0-2.0000E+2 0.0000E+0+1.6000E+2 0.0000E+0-1.0000E+2 0.0000E+0+0.8000E+2
 0.0000E+0-0.6000E+2 0.0000E+0+0.4000E+2 0.0000E+0-0.2000E+2 0.0000E+0+0.2000E+2
 0.0000E+0-0.1800E+2 0.0000E+0+0.1400E+2 0.0000E+0-0.1000E+2 0.0000E+0+0.1000E+2
 0.0000E+0-0.0400E+2 0.0000E+0+0.0400E+2 0.0000E+0-0.0200E+2 0.0000E+0+0.0100E+2



244A

1990 02 28 23 43 UPLAND EARTHQUAKE

Moment Mag= Ms= MI= 5.4

station = 0656 component= 155

epicentral dist = 10.0 pk acc = -400.00

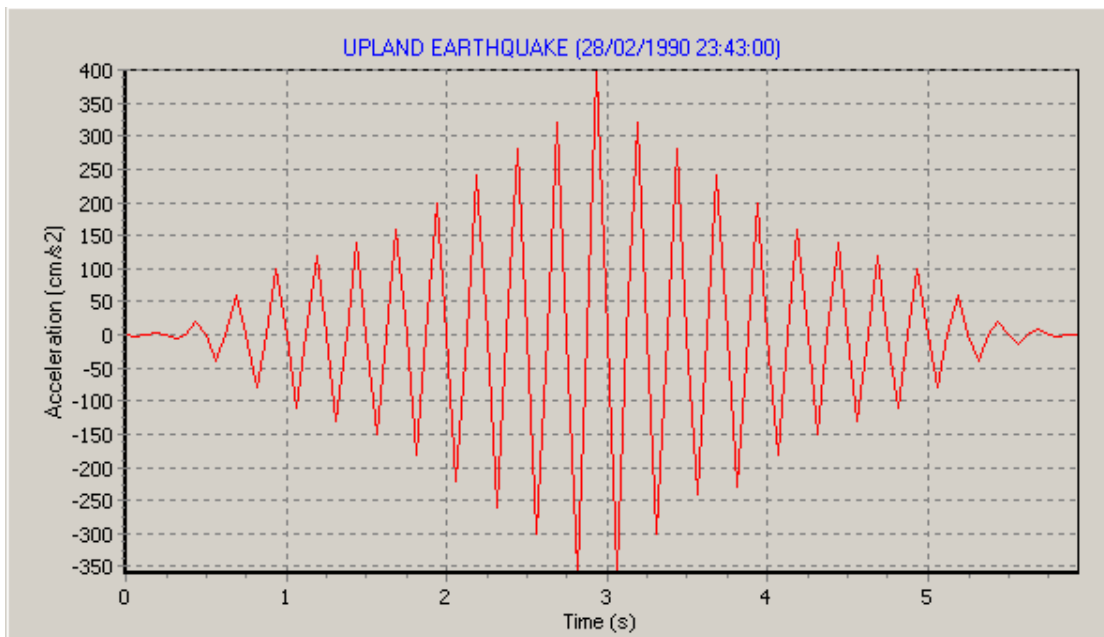
inst type=CRA-1 data source = USGS/

*

-32768	1994	59	23	43	36	750	225
1	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	1
96	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768
-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768

1.7000000E+38	1.6000000E+01	3.4211000E+01	-1.1853800E+02	1.8000000E+01
1.7000000E+38	1.7000000E+38	5.4000000E+00	1.7000000E+38	1.7000000E+38
3.4133999E+01	1.1775300E+02	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	5.0000000E+00	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	5.2631580E+01	6.4999998E-01	1.8300000E+00	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.8807417E+02
1.7000000E+38	-2.3987363E+02	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38
1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38	1.7000000E+38

0.0000E+0-0.0200E+2	0.0000E+0+0.0400E+2	0.0000E+0-0.0600E+2	0.0000E+0+0.2000E+2
0.0000E+0-0.4000E+2	0.0000E+0+0.6000E+2	0.0000E+0-0.8000E+2	0.0000E+0+1.0000E+2
0.0000E+0-1.1000E+2	0.0000E+0+1.2000E+2	0.0000E+0-1.3000E+2	0.0000E+0+1.4000E+2
0.0000E+0-1.5000E+2	0.0000E+0+1.6000E+2	0.0000E+0-1.8000E+2	0.0000E+0+2.0000E+2
0.0000E+0-2.2000E+2	0.0000E+0+2.4000E+2	0.0000E+0-2.6000E+2	0.0000E+0+2.8000E+2
0.0000E+0-3.0000E+2	0.0000E+0+3.2000E+2	0.0000E+0-3.6000E+2	0.0000E+0+4.0000E+2
0.0000E+0-3.6000E+2	0.0000E+0+3.2000E+2	0.0000E+0-3.0000E+2	0.0000E+0+2.8000E+2
0.0000E+0-2.4000E+2	0.0000E+0+2.4000E+2	0.0000E+0-2.3000E+2	0.0000E+0+2.0000E+2
0.0000E+0-1.8000E+2	0.0000E+0+1.6000E+2	0.0000E+0-1.5000E+2	0.0000E+0+1.4000E+2
0.0000E+0-1.3000E+2	0.0000E+0+1.2000E+2	0.0000E+0-1.1000E+2	0.0000E+0+1.0000E+2
0.0000E+0-0.8000E+2	0.0000E+0+0.6000E+2	0.0000E+0-0.4000E+2	0.0000E+0+0.2000E+2
0.0000E+0-0.1500E+2	0.0000E+0+0.1000E+2	0.0000E+0-0.0400E+2	0.0000E+0+0.0100E+2



La bibliographie

- [1] AASHTO, 1996,
“Standard Specifications for Highway Bridges”, 16th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA,.
- [2] Bathurst, R. J. and K. Hatami, 1998,
“Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Wall”, Geosynthetics International, Rotherdam, Balkema.
- [3] Bathurst RJ, Cai Z.
Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic reinforced segmental retaining walls. Geosynthetics International
- [4] Bonaparte R, Schmertmann GR, Williams ND. 1986
Seismic design of slopes reinforced with geogrids and geotextiles. In: Proceedings of the Third International Conference on Geotextiles, Vienna,.
- [5] Chen WF.
Limit analysis and soil plasticity. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [6] E. Ausilio, E. Conte, G. Dente*
Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria, 87036 Rende, Cosenza, Italy
Accepted 27 January 2000
- [7] 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.
- [8] FLAC, 1995,
“Fast Lagrangian Analysis of Continua”, Version 3.30, Itasca Consulting Group, Inc., 708 South Third Street, Minneapolis, Minneapolis, USA.
- [09] GUEGAN Y , LEGEAY G 1969
étude en laboratoire de la terre armée en modèles réduits bidimensionnels.
Département des sols et fondations LCPC.
- [10] Erol Guler & M.Melih Demirkan 2000
Bogaziçi University Department of Civil Engineering, Istanbul, Turkey,
- [11] Ling HI, Leshchinsky D, Perry EB.
Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures. Geotechnique 1997;

- [12] Leshchinsky D, Boedecker RH.
Geosynthetic reinforced soil structures. J. Geot. Eng.1989;115:1459±78.
- [13] LCPC
les ouvrages en terre armée, recommandation et règles d'art.
Document réalisé et déffusé par LCPC septembre 1979
- [14] Michalowski RL.
Soil reinforcement for seismic design of geotechnical
structures. Computers and Geotechnics 1998;
- [15] Okabe, S., 1924,
“General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining
Wall and Dam”, DobokuGakkaishi - Journal of the Japan Society of Civil Engineers,
- [16] Radoslaw L. Michalowski*
department of civil engineering, the Johns Hopkins University,
Baltimore, MD 21218, USA
- [17] Reinforced Earth Co., 1990,1991,1994; 2 Collin et al.,1992; 3 Eliahu and Watt, 1991; 4
Stewart et al., 1994; 5 Sandri, 1994; 6 Sitar, 1995; 7 Tatsuoka et al., 1996; 8 Ling et al., 1997;
9 Ling et al.,1989; 10 Ling et al., 2001
- [18] SCLOSSER F . VIDAL.H ,
la terre armée , bull. liaison labo. routierP,et CH,41nov1969
- [19] Tatsuoka, F., J. Koseki and M. Takeyama, 1997,
“Performance of Reinforced Soil Structures During the 1995 Hyokogan Nanbu Earthquake”,
Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement, 1997, Rotherdam, Balkema
- [20] Zarrabi,K., 1979,
“Sliding of Gravity Retaining Wall During Earthquakes Considering
Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface”, M.Sc. Thesis,
Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge,
Massachusetts, USA,

