

N° d'ordre: 2510

**Université des Sciences et Technologies de Lille**

**THESE DE DOCTORAT**

Préparée au  
**Laboratoire de Mécanique de Lille (U R A 1441)**  
**Département Sols-Structures**

Spécialité  
**GENIE CIVIL**

Titre  
**Etude du comportement des tunnels  
sous chargement sismique**

Par  
**KHOSHNOUDIAN Faramarz**

Soutenue le 26 Mars 1999, devant le jury composé de:

Messieurs:

<b>SIEFFERT J.G.</b>	<b>Président</b>	<b>ENSAIS, Strasbourg</b>
<b>GAZETAS G.</b>	<b>Rapporteur</b>	<b>National Technical University, Grèce</b>
<b>LUONG M. P.</b>	<b>Rapporteur</b>	<b>Directeur de recherche au CRNS</b>
<b>SOULI M.</b>	<b>Rapporteur</b>	<b>Université d'Artois</b>
<b>MODARESSI H.</b>	<b>Examineur</b>	<b>BRGM</b>
<b>SHAHROUR I.</b>	<b>Directeur de thèse</b>	<b>USTL-EUDIL</b>



*A ma famille*

*Shabnam, Yasaman et Nazanin*

*Pour tout le bonheur et le réconfort qu'elle m'apporte.*

## **Remerciement**

Ce travail a été réalisé au département Sols-Structures du Laboratoire de Mécanique de Lille sous la direction du Professeur Isam SHAHROUR. L'aide qu'il m'a apportée, les conseils qu'il m'a formulés m'ont été précieux. Je le remercie vivement et l'assure de ma reconnaissance.

Je tiens, à exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur J.G. SIEFFERT Professeur à l'ENSAIS à Strasbourg pour m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail et d'accepter la présidence du jury.

Mes sincères remerciements vont à Monsieur G. GAZETAS, Professeur à "National Technical University" à Athènes en Grèce, Monsieur M.P. LUONG, directeur de recherche au CNRS et Professeur à l'Ecole Polytechnique et Monsieur M. SOULI, Professeur de l'Université d'Artois, pour avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail.

Je remercie également Monsieur H. MODARESSI, ingénieur de recherche au BRGM qui a bien voulu participer à ce jury et me faire profiter de son expérience.

Je tiens par ailleurs à remercier l'ensemble du personnel du laboratoire et mes collègues pour leur amabilité et cordialité.

# SOMMAIRE

Résumé .....	1
Abstract .....	2
Notations .....	3
Introduction générale.....	5

## Chapitre 1

### Etude du comportement sismique des tunnels dans le domaine élastique

1.1 Introduction .....	8
1.2 Analyse bibliographique.....	10
1.2.1 Réponse des tunnels à un chargement sismique.....	10
1.2.2 Modèles simplifiés.....	15
1.3 Etude numérique.....	18
1.3.1 Etude d'un cas de référence .....	18
Présentation de l'exemple.....	18
Discrétisation.....	19
Résultats obtenus.....	20
1.3.2 Etude paramétrique.....	25
Fréquence de chargement.....	25
Rigidité relative.....	26
Amortissement du sol.....	31
Profondeur.....	31
Forme du tunnel.....	32
1.4 Modélisation simplifiée.....	39
1.4.1 Etude du modèle de Panet.....	39
1.4.2 Modèle statique prenant en compte l'interaction sol-structure.....	40
1.5 Conclusion.....	46

## Chapitre 2

### **Comportement des tunnels sous chargement sismique; prise en compte du comportement non linéaire et irréversible du sol**

<b>2.1 Introduction .....</b>	<b>47</b>
2.1.1 Analyse bibliographique.....	47
2.1.2 Conclusion partielle.....	51
<b>2.2 Présentation du modèle de comportement MODSOL.....</b>	<b>54</b>
<b>2.3 Application aux tunnels.....</b>	<b>58</b>
2.3.1 Exemple de référence.....	58
Présentation de l'exemple.....	58
Résultats.....	60
2.3.2 Etude paramétrique.....	68
Influence de la plasticité.....	68
Influence de la fréquence de chargement.....	68
Influence du niveau de chargement.....	69
Influence de la dilatance du sol.....	70
<b>2.4 Conclusion.....</b>	<b>81</b>

## Chapitre 3

### **Comportement des tunnels sous chargement sismique; prise en compte du couplage fluide-squelette**

<b>3.1 Introduction .....</b>	<b>82</b>
<b>3.2 Modèle numérique.....</b>	<b>85</b>
3.2.1 Présentation du modèle couplé simplifié.....	85
3.2.2 Formulation variationnelle et discrétisation par éléments finis.....	86
<b>3.3 Application à l'étude du comportement des tunnels .....</b>	<b>87</b>
3.3.1 Exemple de référence.....	87
Présentation de l'exemple.....	87

Résultats.....	88
3.3.2 Etude paramétrique.....	99
Influence de la saturation du sol .....	99
Influence de la fréquence de chargement.....	99
Influence du niveau de chargement.....	100
Influence de la perméabilité du sol.....	101
Influence de la dilatance du sol.....	101
<b>3.4 Conclusion.....</b>	<b>114</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>115</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>117</b>
<b>Annexe1.....</b>	<b>124</b>
<b>Annexe2.....</b>	<b>127</b>

## Résumé

Le présent travail comporte une étude du comportement sismique des tunnels à l'aide d'une modélisation par éléments finis. Le travail comporte trois parties:

La première partie est consacrée à une analyse du comportement sismique des tunnels en utilisant une loi de comportement élastique linéaire avec amortissement matériel. Après une synthèse bibliographique, on décrit d'une manière détaillée le comportement sismique d'un tunnel de référence, ensuite on présente une étude de l'influence des principaux paramètres (fréquence de chargement, rigidité relative tunnel/sol, amortissement du sol, position du tunnel par rapport au substratum rigide et la forme du tunnel) sur la réponse sismique des tunnels. Cette partie s'achève par une étude du domaine de validité des modèles simplifiés (statiques équivalents) proposés pour le calcul sismique des tunnels et par la proposition d'une amélioration de ces modèles.

Dans la deuxième partie, on présente une analyse du comportement des tunnels en prenant en compte le comportement non linéaire et irréversible du sol. Le comportement du sol est décrit par un modèle cyclique basé sur l'élastoplasticité (MODSOL). Une analyse bibliographique des travaux réalisés sur ce thème est d'abord présentée, puis une présentation d'un cas de référence suivie par l'influence de la plasticité sur la réponse d'un tunnel à un chargement sismique sont exposées. On étudie ensuite l'influence sur cette réponse des principaux paramètres, notamment la dilatance du sol, la fréquence et le niveau du chargement.

La dernière partie comporte une étude de l'influence de la saturation du sol sur le comportement sismique des tunnels en utilisant un modèle dynamique couplé simplifié qui a été proposé par Zienkiewicz. Le comportement du sol est décrit par le modèle MODSOL. Après une synthèse des travaux réalisés sur ce thème et une analyse d'un cas de référence, on étudie l'influence des principaux paramètres sur le comportement sismique des tunnels construits dans des terrains saturés (fréquence et niveau du chargement, angle caractéristique et perméabilité du sol).

**Mots clés:** tunnels, interaction sol-structure, sismique, éléments finis, interaction fluide-squelette, modèle statique équivalent, élastoplastique, sol saturé, liquéfaction.

## Abstract

The present work involves a study of the seismic behaviour of tunnels by using the finite element method. The presentation of this work is composed of three parts:

In the first part, we study the seismic behaviour of tunnels by using a linear elastic model with hysteretic damping for the soil. After a bibliography synthesis, we describe an detailed analysis of a reference case. We present a parametric study which covers the influence of main parameters such as the frequency level, the relative stiffness, the soil damping ratio, the position of the tunnel in the layer and the form of the tunnel. This part is terminated by a study of the simplified models for the calculation of tunnels under seismic loading and by proposing an improvement of the models.

In the second part, we present an analysis of the behaviour of the tunnels by taking in to account the elastoplastic behaviour of soil. An elastoplastic constitutive relation (MODSOL) is used to describe the soil behaviour. After a bibliography synthesis, we present an analysis of a reference case, then a parametric study which covers the influence of main parameters such as the soil dilatancy, loading level and frequency level. This study shows the importance of considering the elastoplastic behaviour of soil.

In the third part, we study the tunnels behaviour in saturated soils. The behaviour of soil is modelled by using "MODSOL". The soil – water coupling is modelled by using a simplified model based on the (p,u) formulation. After a bibliography synthesis and an analysis of a reference case, we present a parametric study which concerns the influence of the soil permeability, soil dilatancy, loading level and frequency level. Results of this study shows the importance of considering soil-water interaction in the calculation of tunnels in liquefiable soils.

**Key words:** tunnels, soil-structure interaction, seismic, finite element, fluide-skeleton interaction, static model, elastoplasticity, saturated soil, liquefaction.

## Notations

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce rapport.

$e$	épaisseur du revêtement
$f$	fréquence d'excitation
$f_s$	vecteur des forces surfaciques
$f_v$	vecteur des forces volumiques
$k$	tenseur de perméabilité
$k_f$	coefficient de compressibilité du fluide
$n$	porosité
$p_m$	pression moyenne
$p_w$	pression interstitielle
$q$	déviateur de contrainte
$q_f$	flux du fluide
$u, \dot{u}, \ddot{u}$	déplacement, vitesse et accélération du squelette
$u_0$	déplacement à la surface du sol en champ libre
$u_g$	amplitude de l'excitation sismique à la base du massif
$w, \dot{w}, \ddot{w}$	déplacement, vitesse et accélération relatifs du fluide par rapport au squelette
$B, \bar{B}$	gradients de fonction d'interpolation pour les déplacements et la pression interstitielle
$C$	matrice d'amortissement
$C_e$	tenseur d'élasticité
$D$	diamètre du tunnel
$E$	module de Young
$F_r$	flexibilité relative tunnel/sol
$G$	module de cisaillement
$H$	profondeur du tunnel
$H_c$	épaisseur de la couche du sol
$I_r$	inertie du revêtement
$K$	module de compressibilité
$K_{sc}$	module de rigidité du revêtement en compression
$K_{sf}$	module de rigidité du revêtement en flexion

$M$	moment fléchissant dans le revêtement
$M_m$	matrice de masse
$N$	effort normal dans le revêtement
$R$	matrice de rigidité
$T$	période de chargement
$V$	effort tranchant dans le revêtement
$V_s$	vitesse de propagation de l'onde de cisaillement
$\sigma$	tenseur des contraintes totales
$\varepsilon$	tenseur de déformations
$\sigma_c$	pression de confinement
$\sigma'_{v0}$	contrainte verticale initiale
$\varepsilon_v^p$	déformation volumique plastique
$\varepsilon_d^p$	déformation déviatorique plastique associée au mécanisme monotone du modèle MODSOL
$\varepsilon_{dc}^p$	déformation déviatorique plastique associée au mécanisme cinématique du modèle MODSOL
$\theta$	angle de Lode
$\varphi$	angle de frottement du sol
$\varphi_{cv}$	angle caractéristique du sol
$\nu$	coefficient de Poisson
$\rho$	masse volumique
$\xi$	taux d'amortissement
$\lambda$	longueur de l'onde de cisaillement
$\ddot{u}_o$	accélération maximale à la surface du massif

## **Introduction générale**

Les dernières années ont été marquées par un fort développement dans la construction des ouvrages souterrains urbains, notamment les tunnels, les canalisations de grandes dimensions, les stations et les sous-sols de grands bâtiments. Lorsque ces constructions se trouvent dans des zones à risque sismique, il est nécessaire de vérifier leur fonctionnement et stabilité sous chargement sismique. En effet, ce type de chargement peut induire des dommages importants aux ouvrages souterrains, en particulier dans les terrains meubles. A titre d'exemple, on peut citer le tremblement de terre de 1995 au JAPON qui a causé la destruction complète de la station du métro Daikai (Yoshida et al. 1996).

Le calcul des ouvrages souterrains sous chargement sismique pose de nombreuses difficultés, notamment quand ces ouvrages sont construits en site urbain. Ces difficultés sont liées aux non-linéarités du comportement des géomatériaux, les conditions d'interface, l'aspect tridimensionnel, le couplage fluide – squelette, les fortes hétérogénéités, la modélisation des domaines semi-infinis, et la description du chargement sismique. Pour ces raisons, on procède généralement à des simplifications. Aussi, le comportement de tunnels est étudié dans les sections longitudinale et transversale. Dans la section longitudinale, la sollicitation est induite par la propagation d'ondes dans la direction parallèle ou oblique à l'axe longitudinal du tunnel qui induit des déformations axiales et des déformations de flexion. Dans la section transversale, le chargement provient de la propagation d'ondes dans la direction normale à l'axe longitudinal du tunnel qui induit des déplacements dans cette section qui se traduisent par une distorsion et des efforts dans le revêtement du tunnel.

Dans le présent travail, on s'est intéressé au comportement de tunnels dans une section transversale. De nombreux travaux ont été réalisés dans ce domaine. Ils ont montré que le comportement des tunnels construits dans des terrains meubles est fortement influencé par le comportement non linéaire et irréversible du sol. Ils ont également montré que la présence de l'eau influence sensiblement les efforts induits dans le revêtement par le chargement sismique. Ces résultats ont été obtenus à l'aide d'une modélisation très simplifiée pour le comportement des sols (modèle de Duncan

ou lois de comportement élastique – parfaitement plastique) ou à partir des essais sur petits modèles. Afin d'étudier d'une manière plus approfondie ces deux aspects, nous avons utilisé une modélisation par éléments finis avec un modèle de comportement (MODSOL) qui a été spécifiquement développé pour décrire le comportement des sols sous chargement cyclique. L'influence de la saturation du sol sur le comportement sismique des tunnels a été étudiée à l'aide du modèle dynamique couplé ( $p - u$ ) (pression – déplacement) qui permet de prendre en compte d'une manière simple le couplage fluide – squelette sous chargements de faibles fréquences tels que ceux rencontrés en génie parasismique. Dans cette partie, l'accent a été mis sur la liquéfaction du sol et son influence sur les efforts transmis au revêtement.

Le travail de thèse est présenté en trois chapitres.

Le premier chapitre comporte une analyse du comportement sismique des tunnels en utilisant une loi de comportement élastique linéaire avec amortissement matériel. Après une synthèse bibliographique, on décrit d'une manière détaillée le comportement sismique d'un tunnel de référence, ensuite on présente une étude de l'influence de principaux paramètres (fréquence de chargement, rigidité relative tunnel/sol, amortissement du sol, position du tunnel par rapport au substratum rigide et la forme du tunnel) sur la réponse des tunnels à un chargement harmonique. Cette partie s'achève par une étude du domaine de validité des modèles simplifiés (statiques équivalents) proposés pour le calcul sismique des tunnels et par la proposition d'une amélioration de ces modèles.

Le deuxième chapitre comporte une analyse du comportement des tunnels en prenant en compte le comportement non linéaire et irréversible du sol. L'étude est réalisée à l'aide du modèle de comportement "MODSOL" qui a été développé pour décrire le comportement cyclique des sols (Chehade 1991, Shahrour et Chehade 1992, Khoshravan Azar 1995). Une analyse bibliographique des travaux réalisés sur ce thème est d'abord présentée, ensuite on décrit le modèle du comportement MODSOL. Après une présentation d'un cas de référence où on analyse l'influence de la plasticité sur la réponse d'un tunnel à un chargement sismique, on étudie l'influence sur cette réponse des principaux paramètres, notamment la dilatance du sol et la fréquence et niveau du chargement.

Le dernier chapitre est consacré à une étude de l'influence de la saturation du sol sur le comportement sismique des tunnels. Le travail est réalisé en utilisant un modèle dynamique couplé simplifié qui a été proposé par Zienkiewicz. Le comportement du sol est décrit par le modèle MODSOL. On présente d'abord une synthèse des travaux

réalisés sur ce thème, ensuite on décrit brièvement le modèle numérique utilisé. Après une analyse d'un cas de référence, on étudie l'influence des principaux paramètres sur le comportement sismique des tunnels construits dans des terrains saturés (fréquence et niveau du chargement, angle caractéristique et perméabilité du sol).

# Chapitre 1

## *Etude du comportement sismique des tunnels dans le domaine élastique*

*Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement sismique des tunnels construits dans les sols dont le comportement est supposé élastique - linéaire. Après une synthèse des travaux réalisés sur ce thème, on utilise une modélisation par éléments finis pour analyser un exemple de référence et ensuite pour étudier l'influence sur le comportement de tunnels des principaux paramètres tels que la fréquence de chargement, la profondeur, l'amortissement de sol, la rigidité relative revêtement/sol et la forme de tunnel. Dans la dernière partie de ce chapitre, on présente une synthèse des méthodes simplifiées proposées pour le calcul de tunnels sous chargement sismique, ensuite on étudie leur validité en confrontant leurs résultats à ceux de calculs par éléments finis.*

### **1.1 Introduction**

Le chargement sismique peut induire des dommages importants aux ouvrages souterrains, en particulier dans les terrains meubles. A titre d'exemple, on peut citer le tremblement de terre de 1995 au JAPON qui a causé la destruction complète de la station du métro Daikai (Yoshida et al. 1996). Il est par conséquent nécessaire d'étudier d'une manière approfondie le comportement de ce type d'ouvrages sous chargement sismique. Cette étude est complexe car elle fait intervenir :

- l'interaction sol/structure,

- le comportement non linéaire du sol,
- l'aspect tridimensionnel,
- le couplage fluide – squelette et
- les conditions d'interface entre le sol et la structure.

L'étude du comportement des tunnels sous chargement sismique est généralement simplifiée. Elle est menée dans les sections longitudinale et transversale. Dans la section longitudinale, la sollicitation est induite par la propagation d'ondes dans la direction parallèle ou oblique à l'axe longitudinal du tunnel ( $z$ ) qui induit des déformations axiales et des déformations de flexion (figure 1.1a). Dans la section transversale, le chargement provient de la propagation d'ondes dans la direction normale à l'axe longitudinal du tunnel ( $z$ ) qui induit des déplacements dans cette section qui se traduisent par une distorsion et des efforts dans le revêtement du tunnel (figure 1.1b).

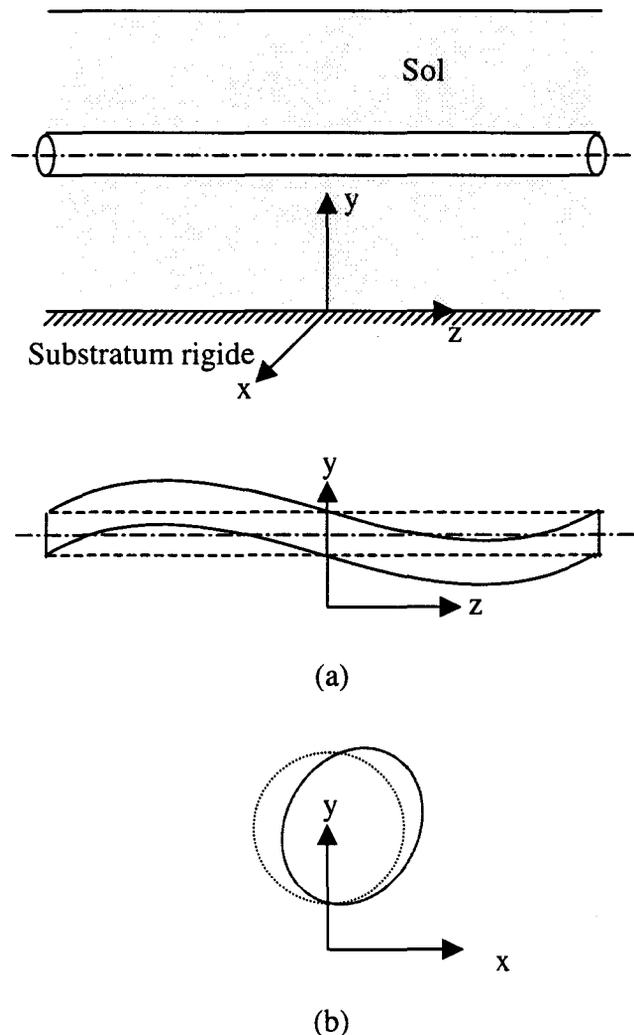


Figure 1.1- Déformation d'un tunnel sous chargement sismique

(a) Flexion dans une section longitudinale

(b) Distorsion dans une section transversale

(D'après Panet 1986)

## 1.2 Analyse bibliographique

### 1.2.1 Réponse des tunnels à un chargement sismique

Le présent travail porte sur le comportement sismique de tunnels en section transversale uniquement. Compte tenu de la complexité de ce problème, des méthodes simplifiées ont été élaborées pour ramener le problème dynamique à un problème quasi-statique équivalent. Les efforts dans le tunnel sont calculés en supposant que les déformations dans le revêtement, induites par un chargement sismique, sont les mêmes que celles produites dans le sol en champ libre (Panet 1986). Cette approche a été améliorée par la prise en compte de l'interaction sol/structure. Constantopoulos et al. (1979) utilisent un facteur de concentration de contraintes pour tenir compte de l'interaction sol/structure ; Gomez-Masso et Attalla (1984) ont modélisé le sol par des ressorts distribués autour du tunnel pour prendre en compte l'interaction sol/tunnel.

Les méthodes numériques ont été aussi utilisées pour analyser le problème dynamique posé par le calcul de tunnels sous chargement sismique. A titre d'exemple, on peut citer les travaux réalisés par la méthode des éléments finis (Krauthammer & Chen 1989, Subhash et al. 1983, Okumura et al. 1996, Sarfeld et al. 1982, Gomez-Masso & Attalla 1984 et Coudert et al. 1986), la méthode des différences finies (Krauthammer & Chen 1989) et la méthode des frontières ( Stamos & Beskos 1992 et Von Estorff & Antes 1991). Nous allons ci-après présenter les principaux résultats obtenus.

Okumura et al. (1996) ont étudié à l'aide de la méthode des éléments finis le comportement du tunnel illustré dans la figure 1.2a. L'analyse a été réalisée en supposant un comportement visco-élastique du sol ; le tremblement de terre d'Hachinone au JAPON a été retenu pour le chargement.

Les paramètres utilisés pour décrire les propriétés géométriques et mécaniques du tunnel sont :

H : profondeur du tunnel (distance entre le centre du tunnel et la surface du massif)

Hc : épaisseur du massif

D : diamètre du tunnel

e : épaisseur du revêtement

$E_s, E_r$  : module de Young du sol et du revêtement

$\rho_s, \rho_r$  : masse volumique du sol et du revêtement

$\nu_s, \nu_r$  : coefficient de Poisson du sol et du revêtement

La figure 1.2b illustre l'enveloppe des efforts internes dans le revêtement. On note que les moments fléchissants et les efforts normaux maximaux se trouvent dans les

sections  $\theta = (2k + 1)\frac{\pi}{4}$  ( $\theta$  : l'angle par rapport à l'axe vertical du tunnel dans la section transversale). Les efforts tranchants maximaux se trouvent dans les sections  $\theta = k\frac{\pi}{2}$ .

Sur cet exemple, Okumura et al. ont étudié l'influence de la fréquence du chargement sur le comportement sismique des tunnels. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 1.3. On note que les efforts internes diminuent sensiblement avec l'ordre de la fréquence. A titre d'exemple, les efforts induits à la deuxième fréquence sont de l'ordre de 30% de ceux induits à la première fréquence. Ce résultat montre l'importance de la fréquence fondamentale dans le calcul de ce type d'ouvrages. Ces résultats sont en accord avec ceux publiés par Panet (1986) et Coudert et al. (1987).

Penzien et al. (1992) ont étudié l'influence de la rigidité relative revêtement/sol sur la réponse d'un tunnel rectangulaire (figure 1.4a). Le comportement du sol a été supposé visco-élastique ; l'analyse a été effectuée dans le domaine temporel. La figure 1.4b donne la variation du cisaillement dans le tunnel avec l'épaisseur du revêtement. On note que l'augmentation de cette épaisseur (donc de la rigidité) induit une réduction importante du cisaillement. A titre d'exemple, une augmentation de l'épaisseur normalisée ( $e/e_0$ ) de 1 à 5 induit une réduction de l'ordre de 75% du cisaillement dans le revêtement.

L'influence de la profondeur du tunnel a été étudiée par Owen et Scholl (1981) en supposant que les efforts internes dans le tunnel dépendent de l'accélération appliquée au revêtement. En négligeant l'interaction sol/revêtement, ils supposent que cette accélération est égale à l'accélération du sol en champ libre. En se basant sur les mesures effectuées lors du tremblement de terre Californie 1966 (figure 1.5), ils ont montré que les efforts induits dans le revêtement varient d'une manière irrégulière avec la profondeur, avec néanmoins une augmentation sensible au voisinage de la surface.

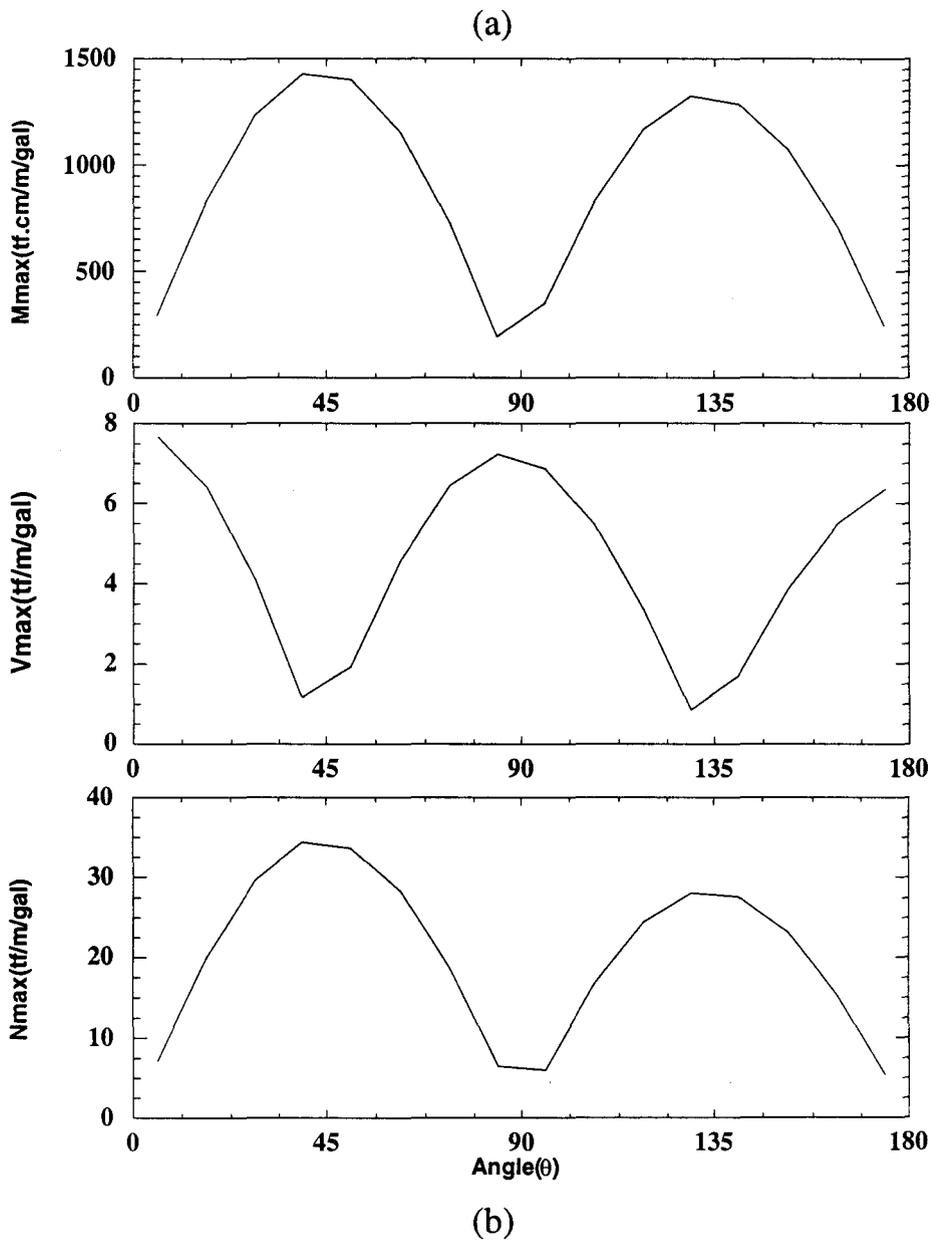
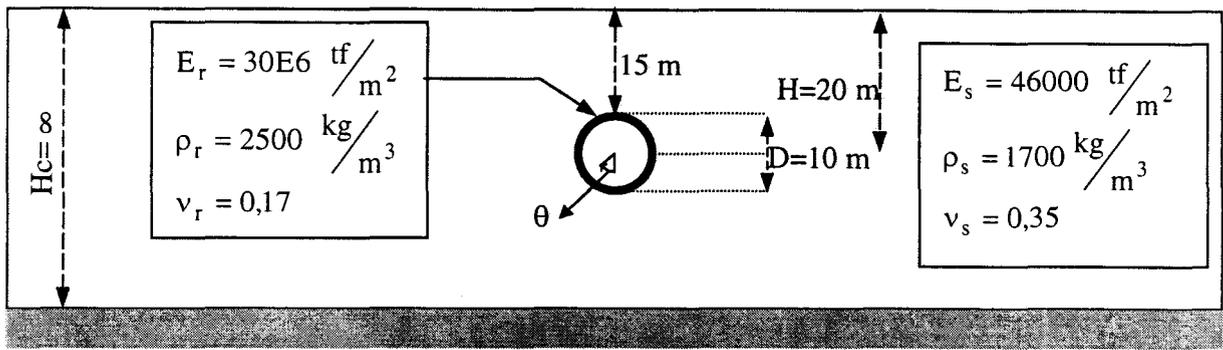


Figure 1.2- (a) Géométrie du tunnel étudié, (b) Enveloppe des efforts internes dans le revêtement (D'après Okumura et al. 1996)

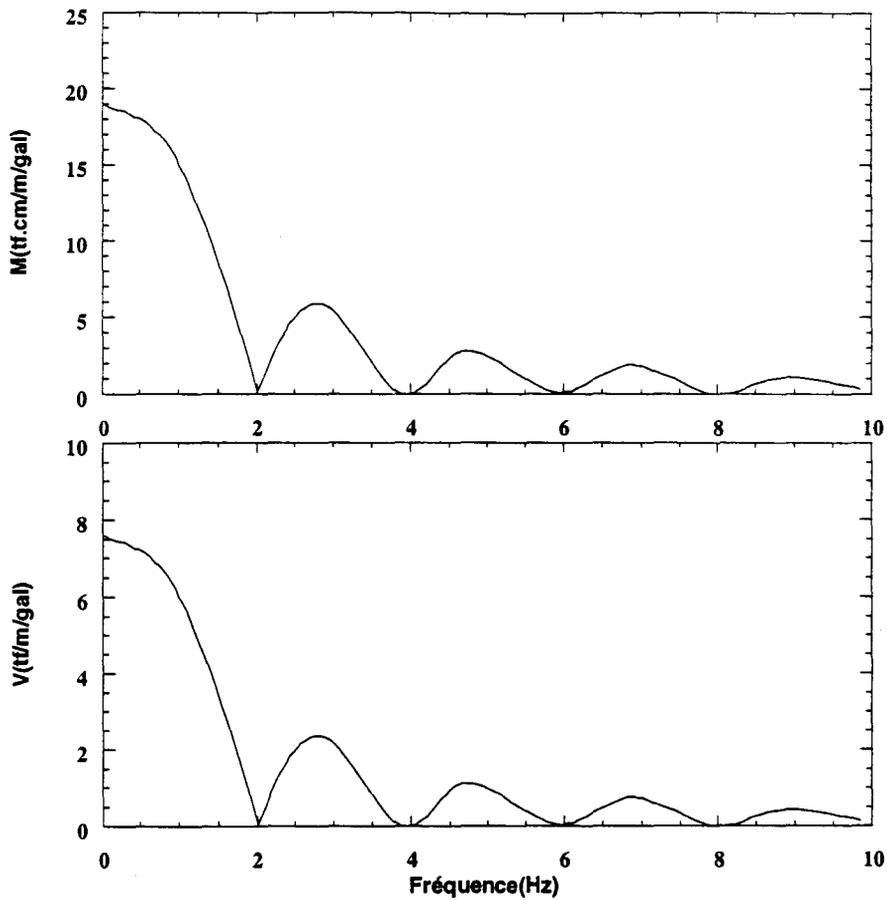
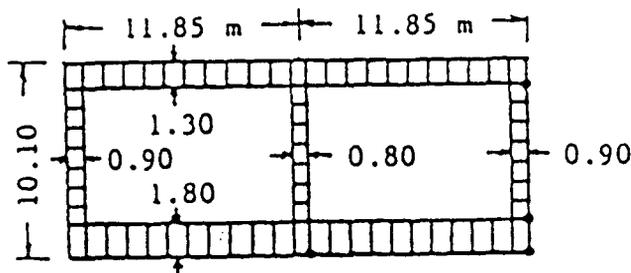
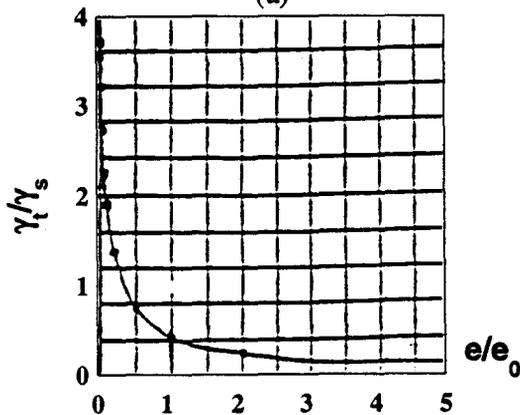


Figure 1.3- Influence de la fréquence du chargement sur les efforts internes dans le revêtement (D'après Okumura et al. 1996)



(a)



(b)

$\gamma_t$  : cisaillement du tunnel  
 $\gamma_s$  : cisaillement en champ libre  
 $e$  : épaisseur du revêtement  
 $e_0$  : valeur de référence

Figure 1.4- (a) Géométrie du tunnel étudié, (b) Influence de la rigidité relative revêtement/sol sur le cisaillement ( D'après Pienzien et al. 1992)

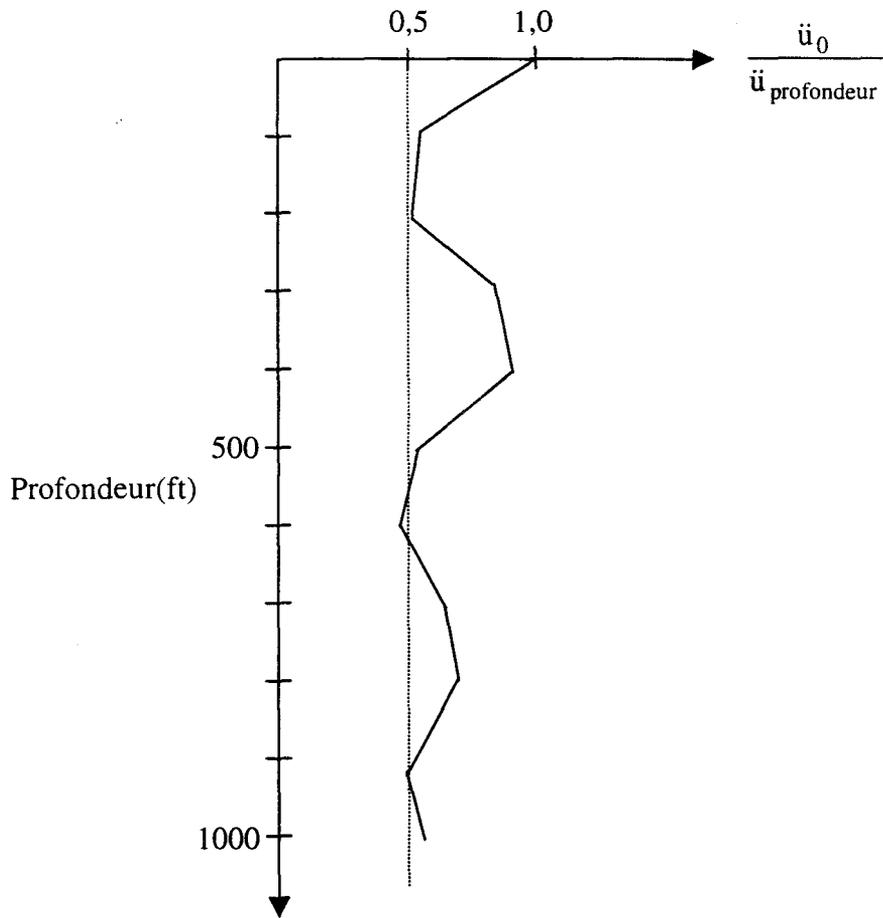


Figure 1.5- Variation de l'accélération du sol en champ libre avec la position du tunnel pour le tremblement de terre Californie 1966 (D'après Owen & Scholl 1981)

### 1.2.2 Modèles simplifiés

Compte tenu de la complexité du calcul dynamique des tunnels, les ingénieurs utilisent généralement des modèles simplifiés qui consistent à remplacer le calcul dynamique par un calcul statique équivalent. Ainsi différents modèles simplifiés ont été proposés pour le calcul dynamique des tunnels (Gomez-Masso & Attalla 1984, Constantopoulos et al. 1980 et Panet 1986).

Une méthode quasi-statique a été proposée par Constantopoulos et al. (1980) en se basant sur la réponse du sol en champ libre. La propagation d'ondes dans une section transversale induit sur l'extrados du tunnel des contraintes de cisaillement (figure 1.6) qui peuvent être calculées d'après la réponse du sol en champ libre:

$$\tau = MG \frac{V_{n,max}}{V_s} \quad (1.1)$$

- $V_s$  : vitesse de cisaillement du sol
- $G$  : module de cisaillement du sol
- $V_{n,max}$  : vitesse maximale de particule
- $M$  : facteur de concentration de contraintes

Le facteur de concentration de contrainte est lié à la rigidité du tunnel ; il peut être estimé à partir d'un calcul statique. Des tests de vérification ont montré que ce modèle surestime de 300% les efforts dans le tunnel (Navarro 1992).

Un modèle simplifié a été également proposé par Gomez-Masso et Attalla (1984). Dans ce modèle, on remplace le tunnel par une poutre travaillant à la flexion et le sol par des ressorts distribués autour du tunnel (figure 1.7). Le chargement est imposé par un déplacement au niveau du revêtement. Ce déplacement peut être obtenu par la réponse du sol en champ libre. Il est supposé varier linéairement sur la hauteur du tunnel.

Une autre approche quasi-statique a été proposée par Panet (1986) pour évaluer les efforts internes d'un tunnel circulaire pour le mode fondamental (figure 1.8). Pour ce mode, le déplacement horizontal est donné par :

$$u(y) = u_0 \sin \frac{\pi y}{2 H_c} \quad (1.2)$$

- $u(y)$  : déplacement à la profondeur  $y$
- $u_0$  : déplacement à la surface du sol

On suppose une variation linéaire du déplacement sur la hauteur du revêtement. Cette approche ne considère ni l'interaction sol/revêtement ni l'effort d'inertie; le déplacement est imposé directement au revêtement. Les contraintes radiale et de cisaillement s'exerçant sur l'extrados du revêtement peuvent être déterminées à partir d'un calcul de résistance des matériaux:

$$\sigma_r = \frac{\max(\Delta u_y)}{D} (K_{sc} - K_{sf}) \sin 2\theta \quad (1.3a)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{2 \max(\Delta u_y)}{D} K_{sc} \cos 2\theta \quad (1.3b)$$

$\max \Delta u(y)$  désigne la variation maximale du déplacement horizontal sur la hauteur du tunnel. Il est donné par l'expression :

$$\max(\Delta u(y)) = \frac{\pi u_0}{4 H_c} D \cos\left(\frac{\pi H}{2 H_c}\right) \quad (1.4)$$

$K_{sc}$  et  $K_{sf}$  désignent respectivement les modules de compression et de flexion du revêtement ; ils sont donnés par :

$$K_{sc} = \frac{2E_r}{(1 - \nu_r^2)} \frac{e}{D}$$

$$K_{sf} = \frac{72E_r}{(1 - \nu_r^2)} \frac{I_r}{D^3}$$

$I_r$  désigne le moment d'inertie du revêtement.

Les expressions 1.3a et 1.3b permettent de déterminer l'effort normal  $N$  et le moment fléchissant  $M$  dans le revêtement, on obtient :

$$M = \frac{1}{4} \beta D^2 \sin 2\theta \quad ; \quad \beta = \frac{1}{3} K_{sf} \frac{\max(\Delta u_y)}{D} \quad (1.5a)$$

$$N = \frac{1}{2} \alpha D \sin 2\theta \quad ; \quad \alpha = \left( K_{sc} + \frac{1}{3} K_{sf} \right) \frac{\max(\Delta u_y)}{D} \quad (1.5b)$$

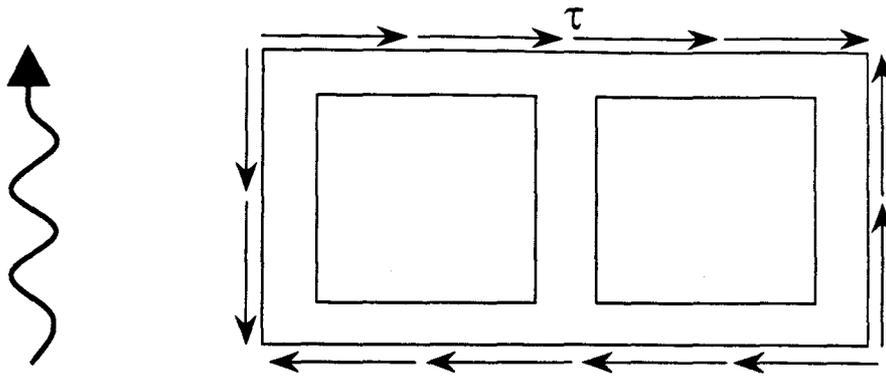


Figure 1.6- Contraintes de cisaillement s'exerçant sur l'extrados d'un tunnel  
( D'après Constantopoulos et al. 1980)

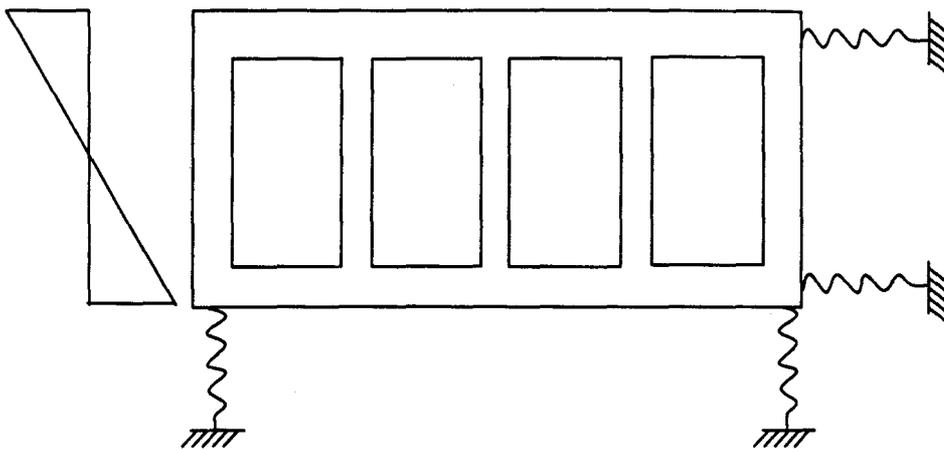


Figure 1.7- Modèle simplifié proposé par Gomez-Masso et Attalla (1984)

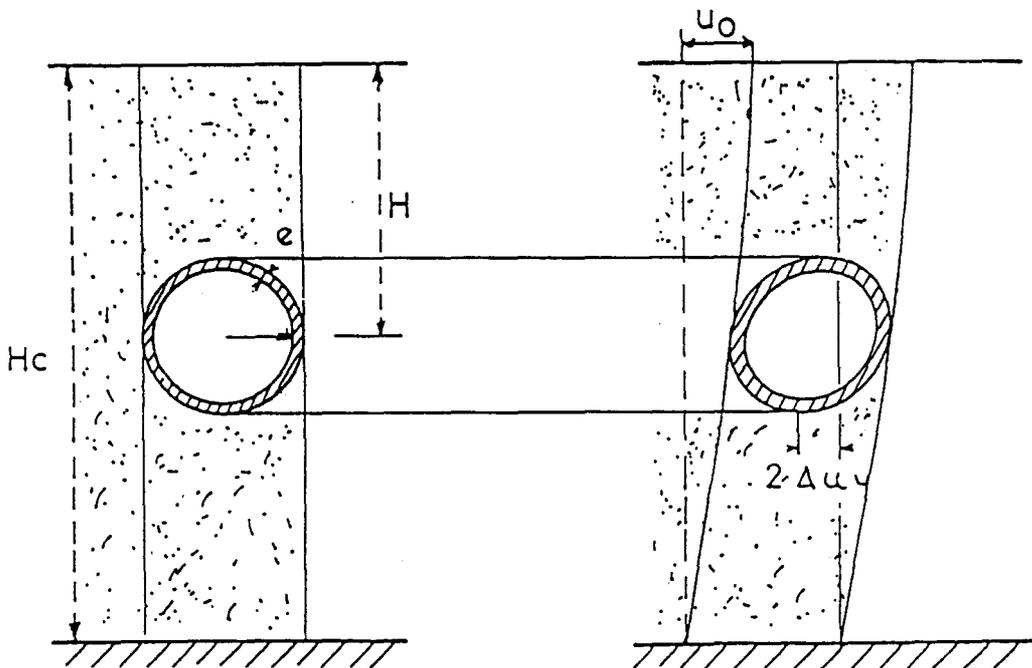


Figure 1.8- Modèle simplifié proposé par Panet (1986)

## 1.3 Etude numérique

Dans cette section, on propose d'étudier, à l'aide d'une modélisation par éléments finis, le comportement des tunnels sous chargement sismique. Le travail est présenté en deux parties. Dans la première, on étudie un cas de référence qui concerne un tunnel peu profond soumis à sa base à une accélération harmonique. Dans la seconde, on analyse l'influence des principaux paramètres sur la réponse sismique d'un tunnel, notamment la fréquence de chargement, la rigidité relative tunnel/sol, l'amortissement du sol et la profondeur du tunnel et sa forme. La modélisation numérique a été effectuée à l'aide du programme de calcul par éléments finis PECPLAS développé au Laboratoire de Mécanique de Lille (Shahrour 1992, Khoshravan Azar 1995). Une description de la méthode de résolution utilisée dans ce programme est donnée en annexe 1.

### 1.3.1 Etude d'un cas de référence

#### Présentation de l'exemple

L'exemple de référence concerne un tunnel dans un sol homogène dont le centre est situé à une distance  $H = 1,8D$  de la surface du sol (figure 1.9a). Le tunnel est de section circulaire de diamètre  $D = 9\text{m}$  avec un revêtement en béton d'épaisseur  $e=0,4\text{m}$ , un module de Young  $E_r = 21000\text{MPa}$ , une masse volumique  $\rho_r = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  et un coefficient de Poisson  $\nu_r = 0,25$ . Les propriétés du sol sont données par :

$$E_s = 13\text{MPa}, \rho_s = 1960 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}, \nu_s = 0,33 \text{ et } \xi_s = 10\%.$$

Les caractéristiques mécaniques du sol et du revêtement sont récapitulées dans le tableau 1.1.

En calcul statique, on quantifie la rigidité du tunnel par le facteur de flexibilité relative (Johen et Zahrah 1987):

$$F_r = \frac{2E_s(1-\nu_r^2)\left(\frac{D}{2}\right)^3}{E_r(1+\nu_s)e^3} \quad (1.6)$$

Le tunnel est considéré comme parfaitement flexible par rapport à des sollicitations statiques si le facteur de flexibilité est supérieur à 20.

Le calcul de facteur de flexibilité pour le tunnel retenu donne une valeur  $Fr = 1,25$ , ce qui signifie que le tunnel présente une rigidité relative non négligeable pour le calcul statique.

Matériau	Module de Young E (MPa)	Coefficient de Poisson $\nu$	Masse volumique $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Taux d'amortissement $\xi$ (%)
Sol	13	0,33	1960	10
Revêtement	21000	0,25	2400	10

Tableau 1.1-Exemple de référence/caractéristiques du sol et du revêtement

Pour le chargement sismique, on suppose que le massif est soumis à sa base une accélération harmonique d'amplitude  $\ddot{u}_g = 0,1g$ . La fréquence de chargement a été fixée à  $f = 0,4\text{Hz}$  qui est égale la fréquence fondamentale du massif du sol en champ libre. Le chargement comporte neuf cycles, ce qui donne une durée de chargement de 22,5 secondes. Pour les conditions aux limites, nous avons supposé l'égalité de déplacements horizontaux et verticaux aux deux bords latéraux du domaine.

La largeur du domaine (massif du sol) a été fixée par une étude préliminaire. Cette étude a montré que les résultats de calculs ne sont pas affectés quand la largeur du domaine dépasse  $17D$ .

### **Discrétisation**

Le maillage retenu est illustré dans la figure 1.9b. Il comporte 496 éléments isoparamétriques à huit nœuds. Ce maillage respecte la condition de cohérence géométrique :

$$\Delta X \leq \frac{\lambda}{8}$$

où  $\Delta X$  et  $\lambda$  désignent respectivement la dimension de plus petit élément et la longueur de l'onde de cisaillement.

Les valeurs des coefficients de Newmark ont été fixées à 0,5. Le pas de temps a été choisi d'après les deux critères :

(i) un critère de cohérence entre les discrétisations géométrique et temporelle

$$\Delta t \leq \frac{\Delta X}{V_s}$$

(ii) un critère permettant une bonne description du chargement sismique  $\Delta t \leq \frac{T}{10}$ , où

$T$  est la période de chargement.

Dans notre cas, ces critères donnent  $\Delta t = 0,008$  s.

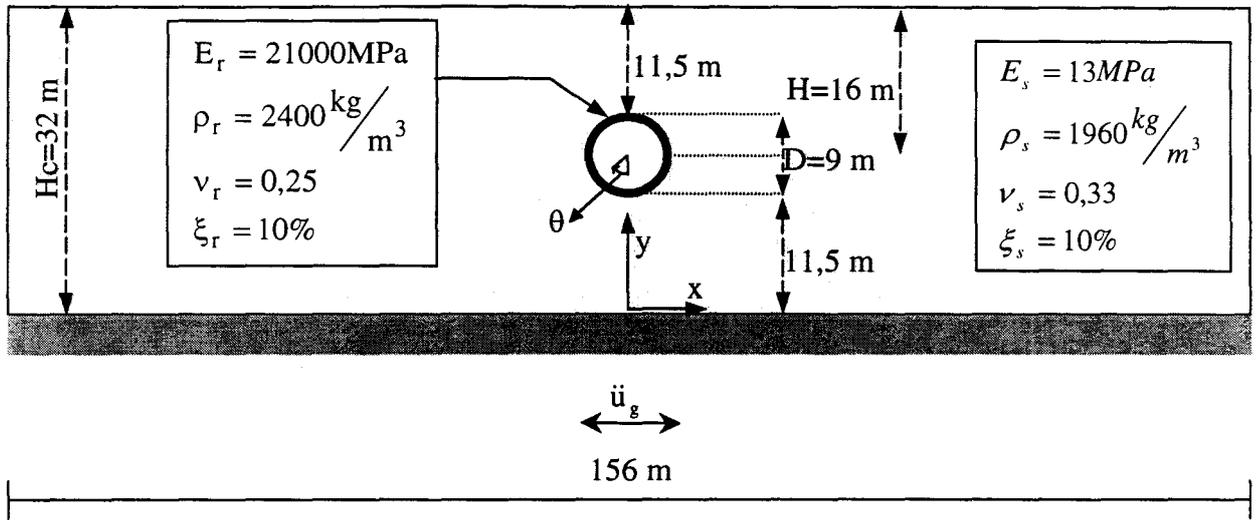
### Résultats obtenus

Les évolutions des efforts internes dans une section du revêtement ( $\theta = 0^\circ$ ) sont présentées dans la figure 1.10. On note une augmentation des efforts internes jusqu'au sixième cycle à partir duquel on observe une stabilisation des efforts jusqu'à la fin du chargement. Après la fin du chargement, on note une forte réduction des efforts internes due à l'amortissement et une annulation complète de ces efforts à partir de la quarantième seconde. La figure 1.11 présente les enveloppes des efforts internes normalisés dans le revêtement ( $M^* = \frac{|M|}{E_s D^3}$ ,  $V^* = \frac{|V|}{E_s D^2}$ ,  $N^* = \frac{|N|}{E_s D^2}$ ). On note que

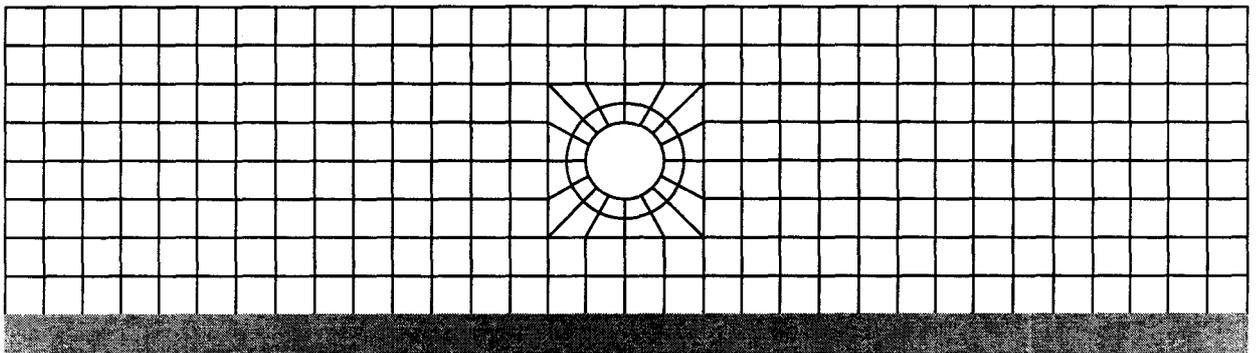
les moments et efforts normaux maximaux se trouvent dans les sections  $\theta = (2k + 1)\frac{\pi}{4}$  et que les efforts tranchants maximaux se trouvent dans les sections  $\theta = k\frac{\pi}{2}$ . Ces résultats sont en accord avec ceux de Panet (1986) et de Okumura et al. (1996).

Les valeurs maximales du moment fléchissant et de l'effort tranchant permettent de négliger l'effort normal par rapport au moment fléchissant. En effet, la contrainte maximale due à l'effort normal est de l'ordre de 5% de celle due au moment fléchissant maximal. Ce résultat a été vérifié pour les autres cas traités ci-après. Pour cette raison, dans la suite de ce travail, on présentera uniquement les résultats concernant le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Les profils des déplacements horizontaux d'une section proche du revêtement ( $x = 0,75D$ ) et du sol en champ libre sont montrés dans la figure 1.12. On note que les deux profils sont quasiment identiques, ceci signifie que le tunnel ne modifie que très légèrement la réponse du sol en champ libre. Ce résultat peut être expliqué par le fait que le diamètre du tunnel ( $D = 9m$ ) est faible par rapport à la longueur de l'onde de cisaillement ( $\lambda = 125m$ ).



(a)



(b)

Figure 1.9- Exemple de référence

- (a) Caractéristiques mécaniques et géométriques
- (b) Maillage utilisé (496 éléments Q8 et 1595 nœuds)

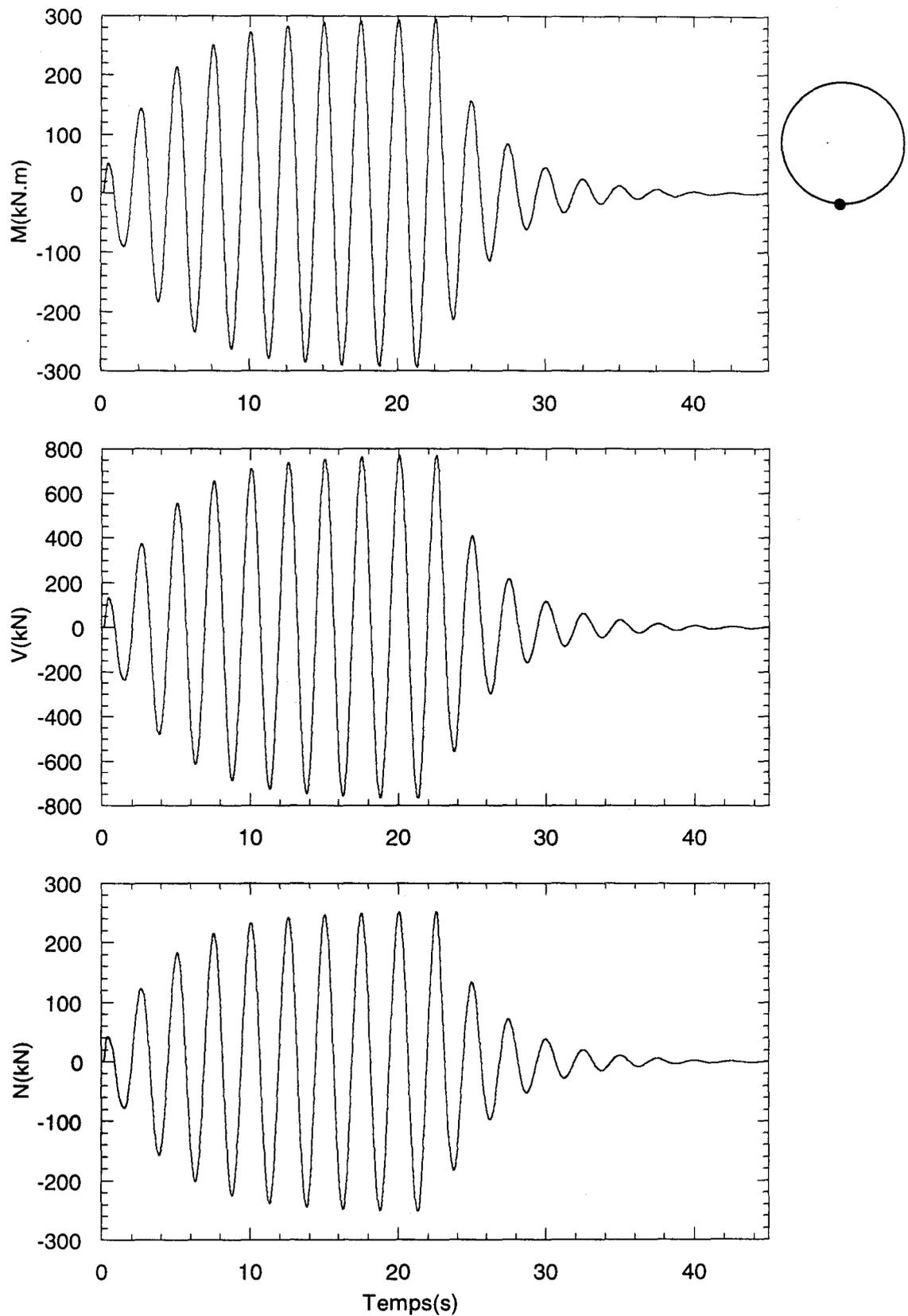


Figure 1.10- Exemple de référence/Evolution des efforts internes dans le revêtement (section  $\theta = 0^\circ$ )

$$\left(\frac{\lambda}{D} = 13,9, \frac{H}{D} = 1,8, \xi_s = \xi_r = 10\%, F_r = 1,25, 1^{er} \text{ mode}\right)$$

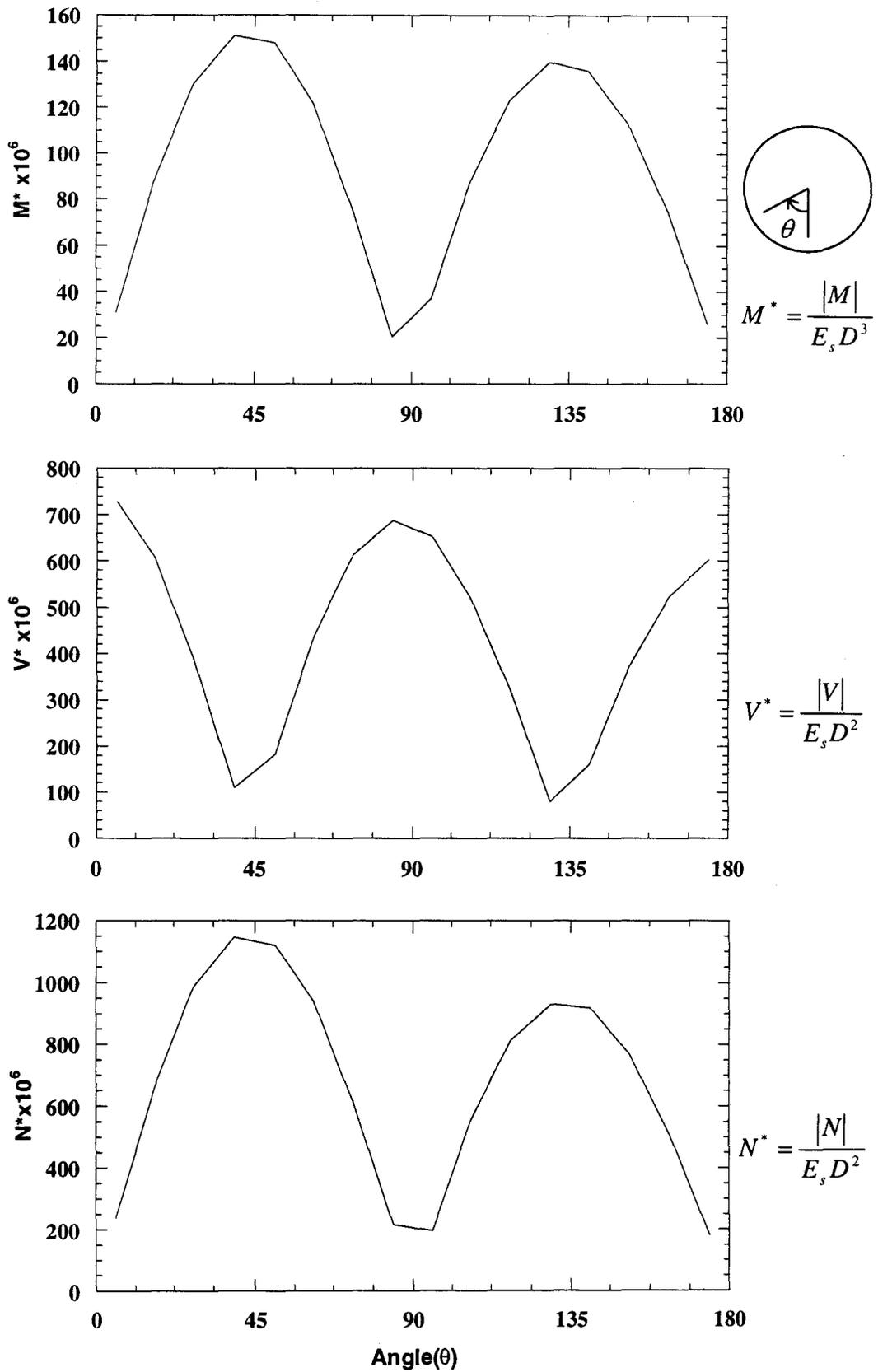


Figure 1.11- Exemple de référence / Enveloppe des efforts internes dans le revêtement

$$\left(\frac{\lambda}{D} = 13,9, \frac{H}{D} = 1,8, \xi_s = \xi_r = 10\%, F_r = 1,25, 1^{er} \text{ mode}\right)$$

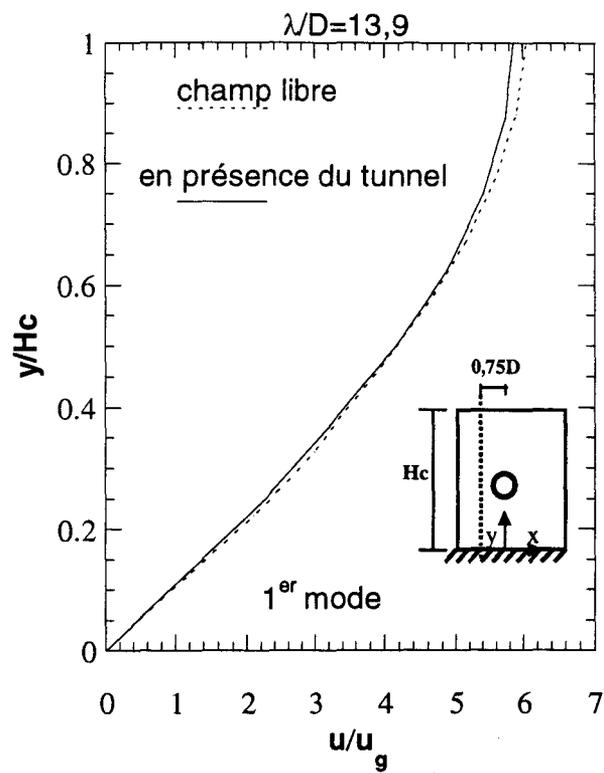


Figure 1.12- Exemple de référence / Influence de la présence du tunnel sur la déformation du sol

$$\left(\frac{\lambda}{D} = 13,9, \frac{H}{D} = 1,8, \xi_s = \xi_r = 10\%, F_r = 1,25, 1^{\text{er}} \text{ mode}\right)$$

### 1.3.2 Etude paramétrique

Les efforts internes induits dans le tunnel dépendent de plusieurs facteurs, notamment la fréquence de chargement, la rigidité relative tunnel/sol, l'amortissement du sol, la position du tunnel par rapport au substratum rigide et la forme du tunnel. Nous allons ci-après étudier l'influence de ces facteurs sur la distribution des efforts induits dans le revêtement. La géométrie du tunnel et ses caractéristiques mécaniques sont identiques à celles retenues dans l'exemple de référence (figure 1.9, tableau 1.1).

#### Fréquence de chargement

Le comportement du tunnel a été étudié pour les trois premières fréquences propres du massif du sol. La figure 1.13 montre les déformées dans une section proche du revêtement pour ces fréquences. On constate que la présence du tunnel ne modifie que très légèrement la réponse du sol en champ libre, ceci peut s'expliquer par le fait que le diamètre du tunnel est faible par rapport à la longueur d'onde ( $\lambda = 25\text{m}$  pour la troisième fréquence du massif). On note que l'amplification de l'onde en surface est élevée pour la fréquence fondamentale (de l'ordre de 6). Pour les fréquences d'ordre supérieur, on note une diminution significative de cette amplification. Ceci est dû à l'amortissement du sol qui atténue d'une manière sensible les fréquences élevées. La figure 1.14 et le tableau 1.2 illustrent l'influence de la fréquence de chargement sur les efforts internes. On note une évolution similaire à celle de l'amplification en surface, à savoir une forte réduction des efforts internes avec l'ordre de la fréquence. Le moment fléchissant maximal pour la deuxième fréquence (respectivement 3<sup>ème</sup> fréquence) est de l'ordre de 10% (resp. 3%) de celui obtenu pour la première fréquence. Ces résultats sont en accord avec ceux de Okumura et al. (1996) (cf. 1.1).

Mode	1 ( $\frac{\lambda}{D} = 13,9$ )	2 ( $\frac{\lambda}{D} = 4,6$ )	3 ( $\frac{\lambda}{D} = 2,8$ )
Moment fléchissant maximal ( $M^* \times 10^6$ )	149	15	5
Effort tranchant Maximal ( $V^* \times 10^6$ )	719	75	23

Tableau 1.2- Influence de la fréquence de chargement sur les efforts maximaux dans le

revêtement  $\left( \frac{H}{D} = 1,8, \xi_r = \xi_s = 10\%, F_r = 1,25 \right)$

### Rigidité relative

L'influence de la rigidité relative a été étudiée en faisant varier le facteur de flexibilité relative ( $F_r = 0,37, 1,25, 10$ ), et ceci pour les trois premières fréquences du chargement. La figure 1.15 montre les profils du déplacement latéral dans une section proche du tunnel. On constate qu'à la fréquence fondamentale du massif, le tunnel suit le mouvement du sol en champ libre. Pour des fréquences plus élevées, on note un léger écart entre la réponse du sol en champ libre et celle du massif contenant le tunnel. En effet, pour des rigidités relatives et des fréquences élevées, le tunnel a tendance à rigidifier le massif et par conséquent à réduire les déplacements dans la zone proche du revêtement. A titre d'exemple, la présence du tunnel rigide (ayant un facteur de flexibilité relative  $F_r = 0,37$ ) induit pour la troisième fréquence du chargement une réduction de l'ordre de 30% du déplacement au centre du tunnel par rapport au sol en champ libre.

La figure 1.15 montre également que le déplacement en présence du tunnel souple ( $F_r = 10$ ) est plus élevé que celui du sol en champ libre; ceci signifie que la rigidité de ce tunnel est inférieure à celle du sol. Ces résultats sont en accord avec ceux de Pienzien et al. (1992) qui a montré que, dans l'absence du revêtement ( $F_r = \infty$ ), la déformation du tunnel est de 3,64 fois supérieure à celle du sol en champ libre (cf. 1.1).

La figure 1.16 et le tableau 1.3 illustrent l'influence de la rigidité relative sur les efforts induits dans le tunnel pour le mode fondamental. On constate une augmentation importante des efforts internes avec la rigidité relative. Ce résultat a été obtenu pour les autres fréquences. A titre d'exemple, pour le mode fondamental, la diminution de la flexibilité relative ( $F_r$ ) de 10 à 0,37 induit une augmentation du moment fléchissant ( $M^*$ ) de l'ordre de 440% et de l'effort tranchant ( $V^*$ ) de l'ordre de 400%.

Mode	1 ( $\frac{\lambda}{D} = 13,9$ )		2 ( $\frac{\lambda}{D} = 4,6$ )		3 ( $\frac{\lambda}{D} = 2,8$ )	
	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$
$F_r = 0,37$	206	1012	20	99	6	31
$F_r = 1,25$	149	719	15	75	5	23
$F_r = 10$	38	201	5	27	1	7

Tableau 1.3- Influence de la rigidité relative sur les efforts maximaux dans le revêtement

$$\left( \frac{H}{D} = 1,8, \xi_r = \xi_s = 10\% \right)$$

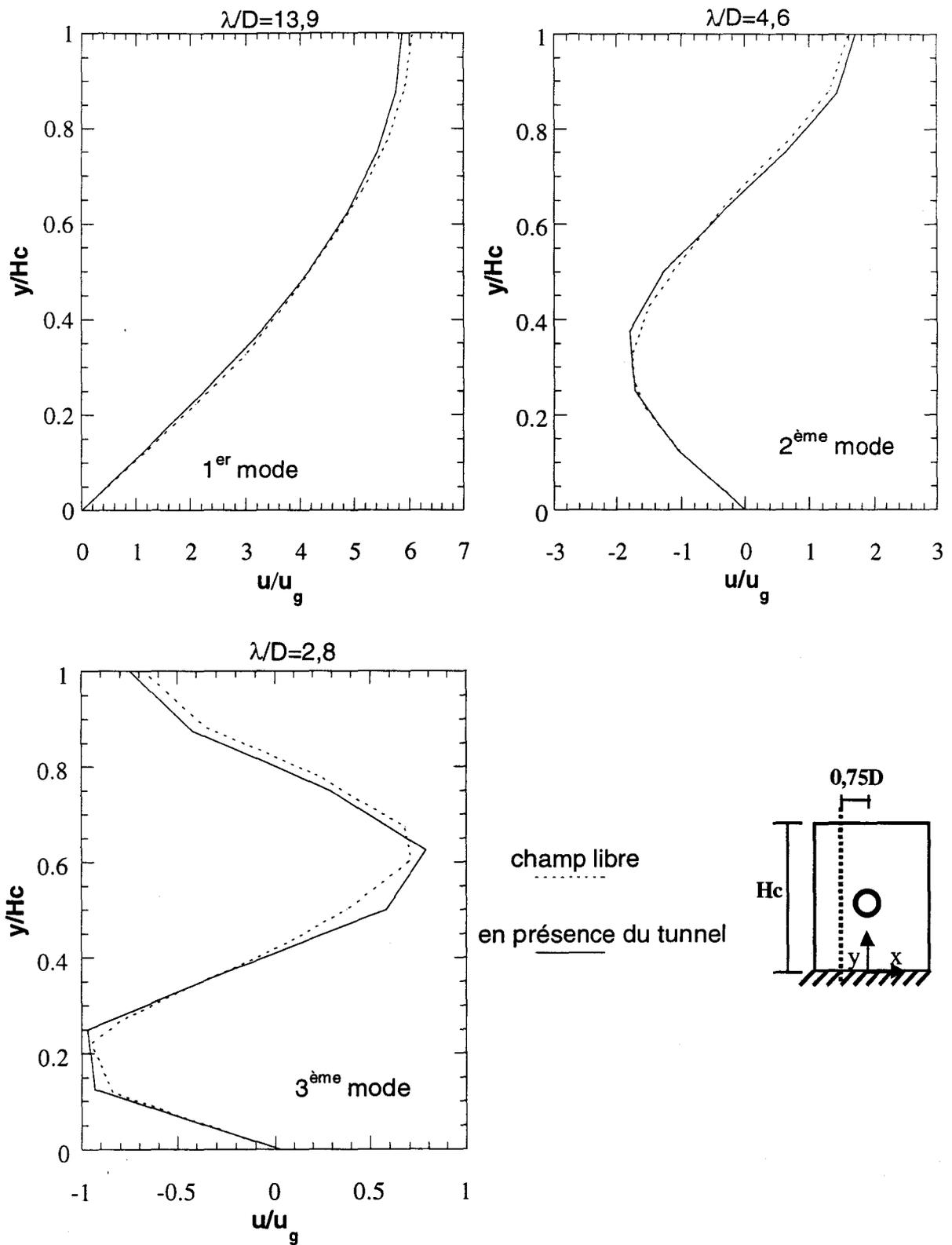


Figure 1.13- Influence de la fréquence de chargement sur le déplacement induit dans le massif du sol

$$\left( \frac{H}{D} = 1,8, \xi_s = \xi_r = 10\%, F_r = 1,25 \right)$$

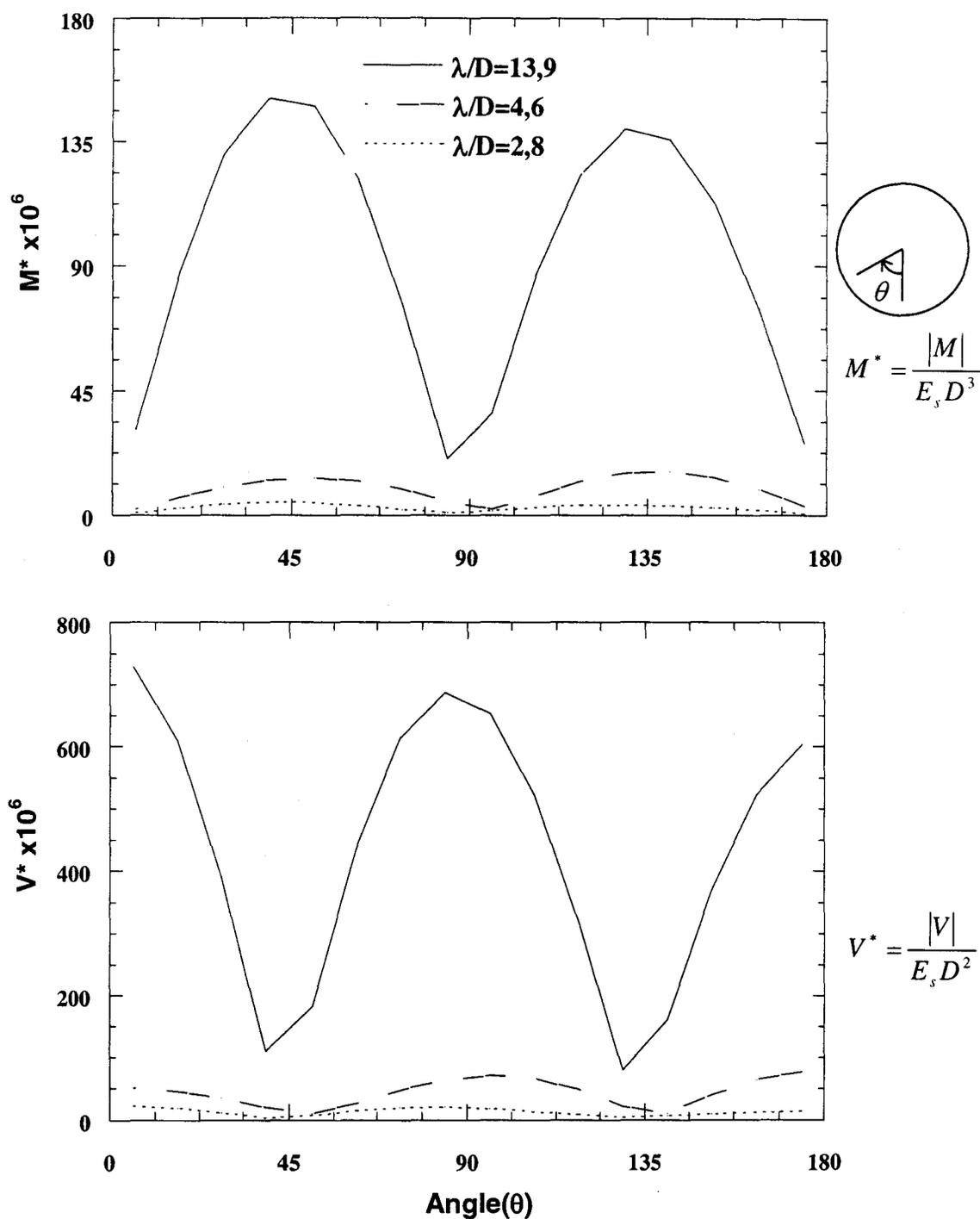


Figure 1.14- Influence de la fréquence de chargement sur les efforts induits dans le revêtement ( $\frac{H}{D} = 1,8$ ,  $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $F_r = 1,25$ )

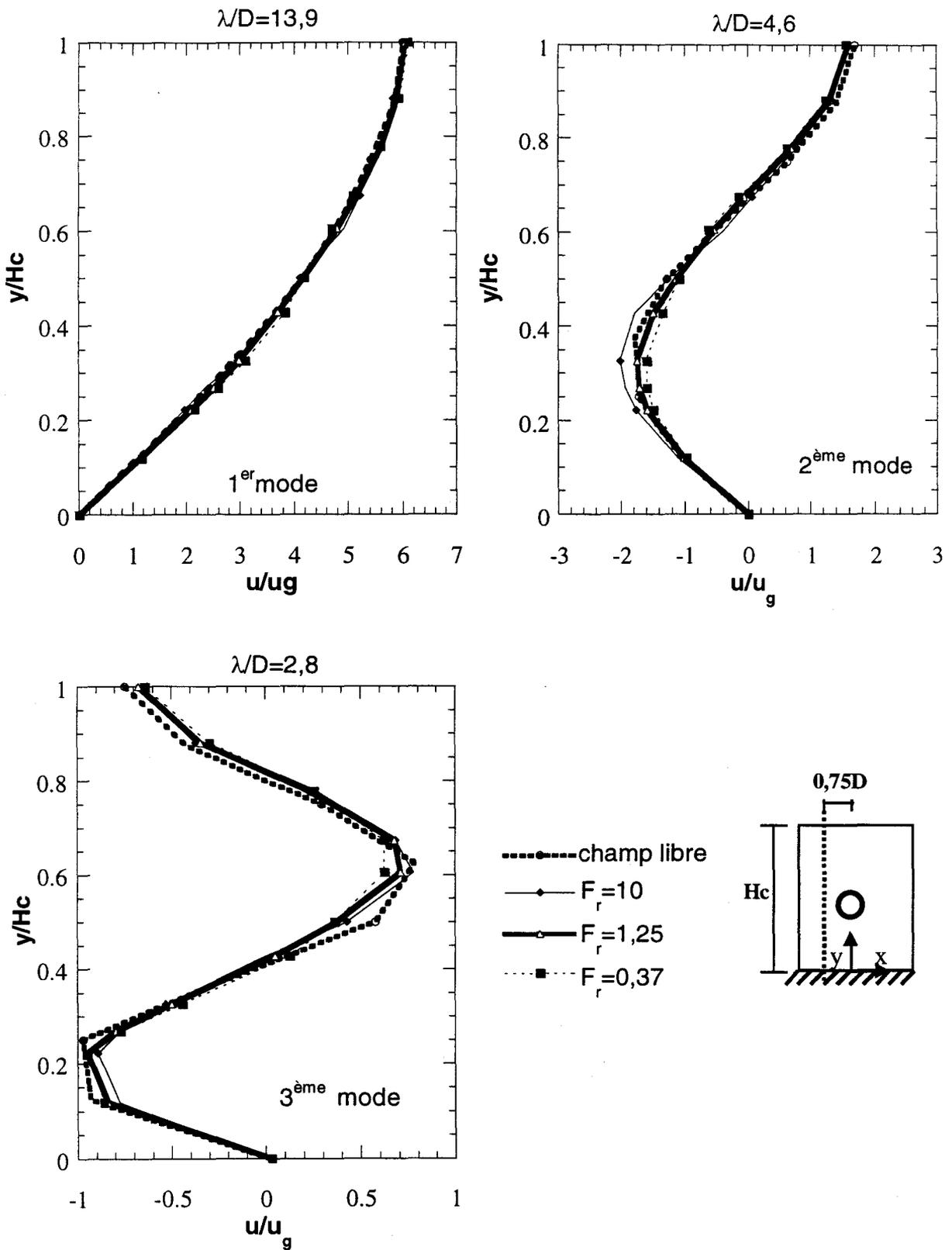


Figure 1.15- Influence de la rigidité relative sur le déplacement induit dans le massif du sol

$$\left( \frac{H}{D} = 1,8, \xi_s = \xi_r = 10\% \right)$$

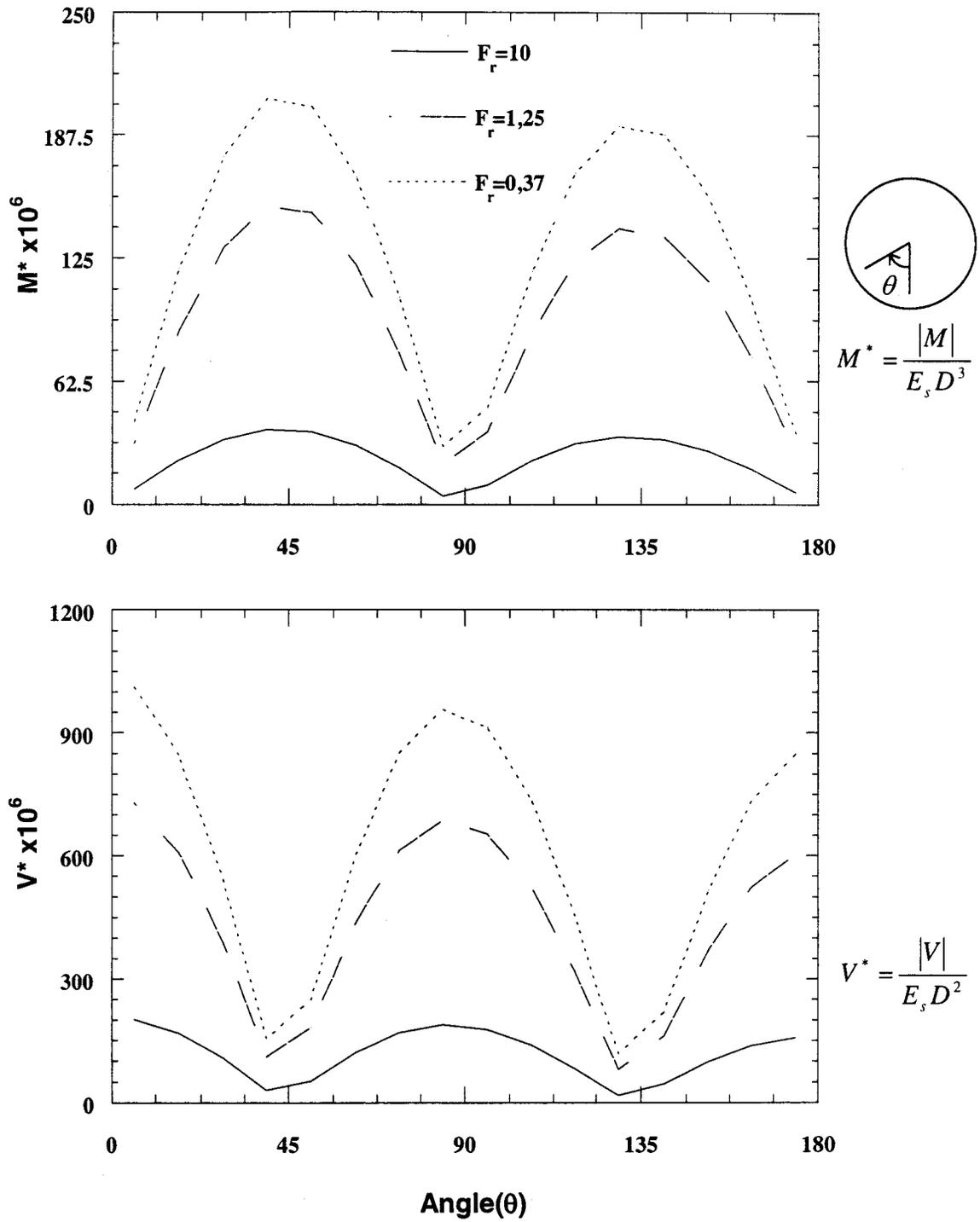


Figure 1.16- Influence de la rigidité relative sur les efforts induits dans le revêtement ( $\frac{H}{D} = 1,8$ ,  $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $\lambda/D = 13,9$ , 1<sup>er</sup> mode)

### Amortissement du sol

Afin d'analyser l'influence de l'amortissement du sol sur le comportement sismique des tunnels, des calculs ont été réalisés avec trois valeurs du taux d'amortissement du sol ( $\xi_s = 5\%, 10\%, 15\%$ ). La figure 1.17 et le tableau 1.4 montrent les résultats obtenus. On constate que les efforts sont très sensibles à l'amortissement du sol. L'augmentation de l'amortissement induit une forte atténuation et par conséquent une forte réduction des efforts internes dans le revêtement. A titre d'exemple, l'augmentation du taux d'amortissement de 5% à 15% induit une diminution du moment fléchissant ( $M^*$ ) de 274E-6 à 101E-6 et de l'effort tranchant ( $V^*$ ) de 1319E-6 à 489E-6 pour le mode fondamental, soit une réduction d'environ 63%. Ces résultats sont en accord avec ceux de Sarfeld et al. (1981) qui a montré que le doublement de l'amortissement du sol induit une réduction de l'ordre de 50% de l'accélération dans le revêtement.

Mode	1 ( $\frac{\lambda}{D} = 13,9$ )		2 ( $\frac{\lambda}{D} = 4,6$ )		3 ( $\frac{\lambda}{D} = 2,8$ )	
	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$
$\xi_s = 5\%$	274	1319	27	135	89	45
$\xi_s = 10\%$	149	719	15	75	5	23
$\xi_s = 15\%$	101	489	11	52	3	15

Tableau 1.4- Influence de l'amortissement du sol sur les efforts induits dans le revêtement ( $\frac{H}{D} = 1,8$ ,  $F_r = 1,25$ )

### Profondeur

Pour étudier l'influence de la profondeur du tunnel sur les efforts internes, nous avons étudié trois configurations  $H/D = (1,2; 1,8 \text{ et } 2,4)$  qui correspondent respectivement à un tunnel proche de la surface du sol, du centre du massif et de la base du massif de sol. Les calculs ont été effectués pour les trois premières fréquences. La figure 1.18 illustre l'influence de la position du tunnel sur le déplacement latéral induit dans une section proche du revêtement. On note que la position du tunnel n'affecte que très légèrement la réponse du sol en champ libre ; ce résultat peut être expliqué par la valeur élevée du rapport  $\lambda/D$  (longueur d'onde/diamètre de tunnel) qui est égal à 2,8 pour la troisième fréquence.

Les figures 1.19 et 1.20 et le tableau 1.5 donnent les efforts induits pour les cas étudiés. On note une variation irrégulière des efforts internes avec la profondeur du tunnel. En effet, on remarque une augmentation de ces efforts avec la profondeur pour les première et troisième fréquences de chargement, mais une réduction pour la deuxième fréquence. Ces résultats sont en accord avec ceux présentées par Owen et Scholl (1981).

Mode	1 ( $\frac{\lambda}{D} = 13,9$ )		2 ( $\frac{\lambda}{D} = 4,6$ )		3 ( $\frac{\lambda}{D} = 2,8$ )	
	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$	$M^* \times 10^6$	$V^* \times 10^6$
$\frac{H}{D} = 1,2$	105	519	19	92	3,5	17
$\frac{H}{D} = 1,8$	149	719	15	75	5	23
$\frac{H}{D} = 2,4$	184	875	9	45	6,4	26

Tableau 1.5- Influence de la profondeur sur les efforts maximaux dans le revêtement  
( $\xi_r = \xi_s = 10\%$ ,  $F_r = 1,25$ )

### Forme du tunnel

Afin d'étudier l'influence de la forme du tunnel sur les efforts induits, nous avons considéré un tunnel rectangulaire de même section d'ouverture que le tunnel circulaire de référence (figure 1.21) et soumis aux mêmes efforts. La figure 1.22 donne la distribution des efforts internes dans le tunnel rectangulaire. On constate que les efforts maximaux se trouvent aux coins. Le tableau 1.6 donne une comparaison les efforts internes obtenus avec les deux sections. On constate que le tunnel circulaire répartit mieux les efforts sismiques. A titre d'exemple, pour le mode fondamental, le moment fléchissant et l'effort tranchant dans le tunnel rectangulaire sont respectivement supérieurs de 38% et 125% à ceux du tunnel circulaire.

Mode	1 ( $\frac{\lambda}{D} = 13,9$ )		2 ( $\frac{\lambda}{D} = 4,6$ )		3 ( $\frac{\lambda}{D} = 2,8$ )	
	Mmax (kN.m)	Vmax (kN)	Mmax (kN.m)	Vmax (kN)	Mmax (kN.m)	Vmax (kN)
Circulaire	1411	757	145	79	43	24
Rectangulaire	1950	1707	207	181	62	55

Tableau 1.6- Influence de la forme du tunnel sur les efforts induits  
dans le revêtement ( $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $e = 0,4m$ )

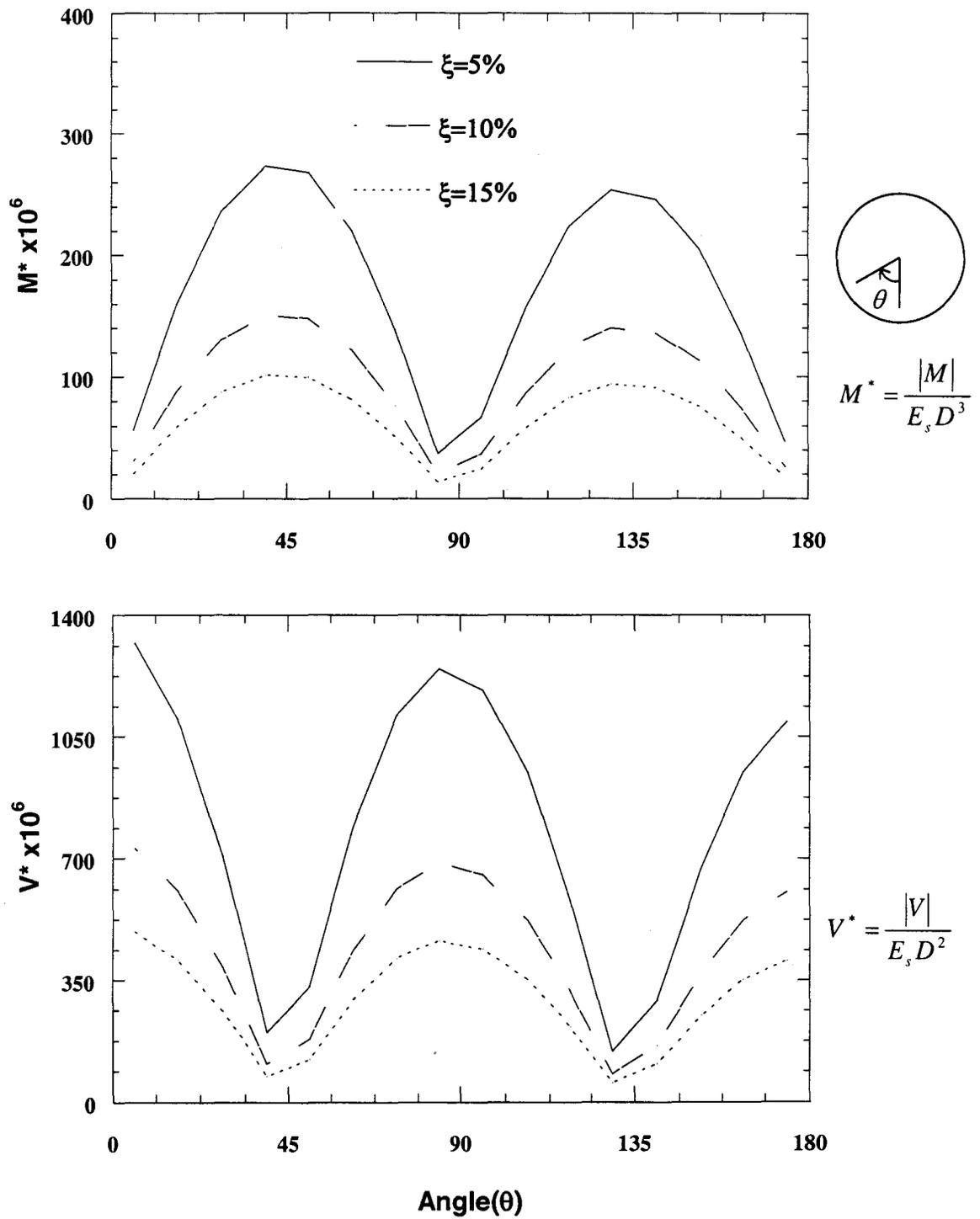


Figure 1.17- Influence de l'amortissement du sol sur les efforts internes dans le revêtement ( $\frac{H}{D} = 1,8$ ,  $\frac{\lambda}{D} = 13,9$ ,  $F_r = 1,25$ , 1<sup>er</sup> mode)

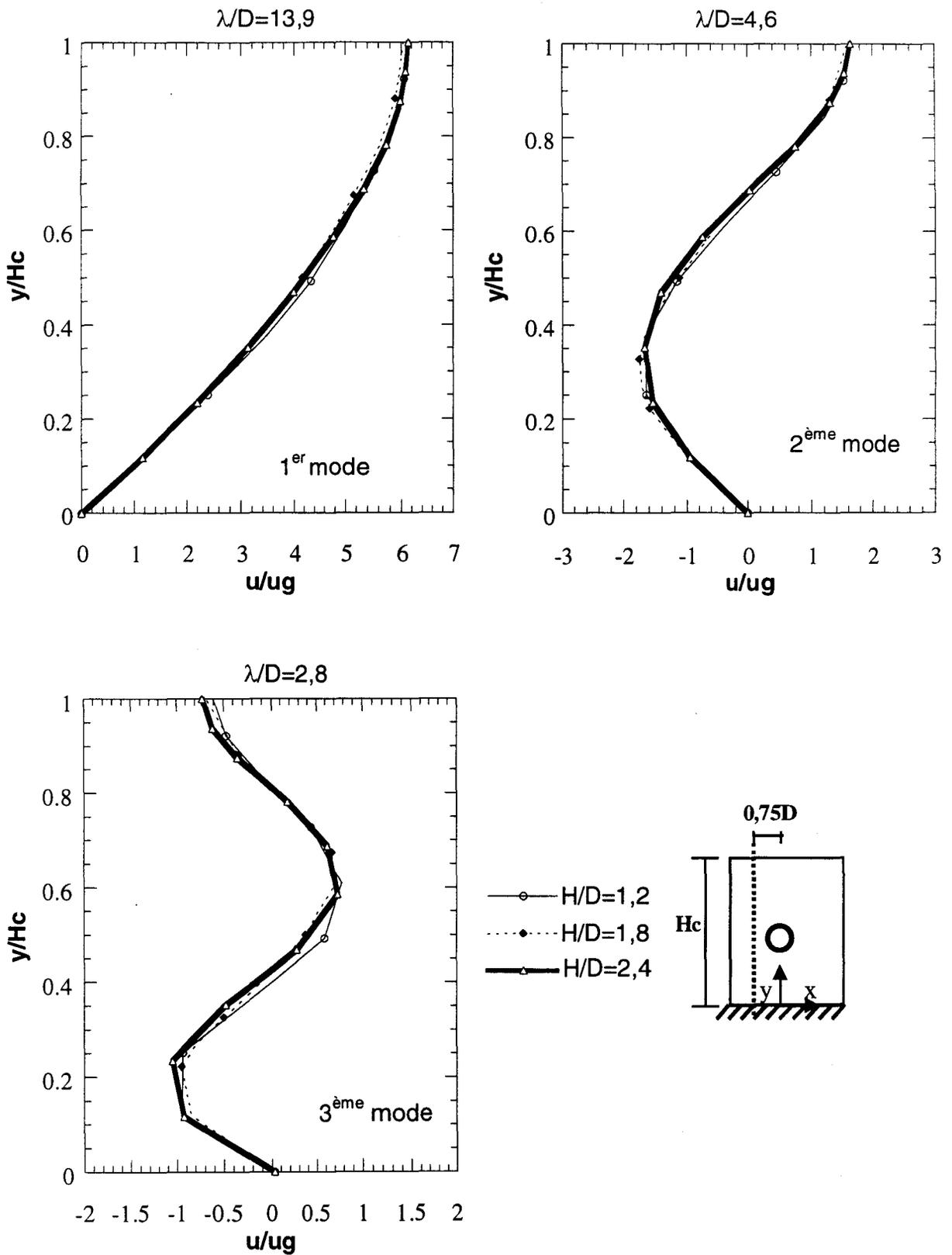


Figure 1.18- Influence de la profondeur sur la déformée d'une section proche du tunnel  
 ( $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $F_r = 1,25$ )

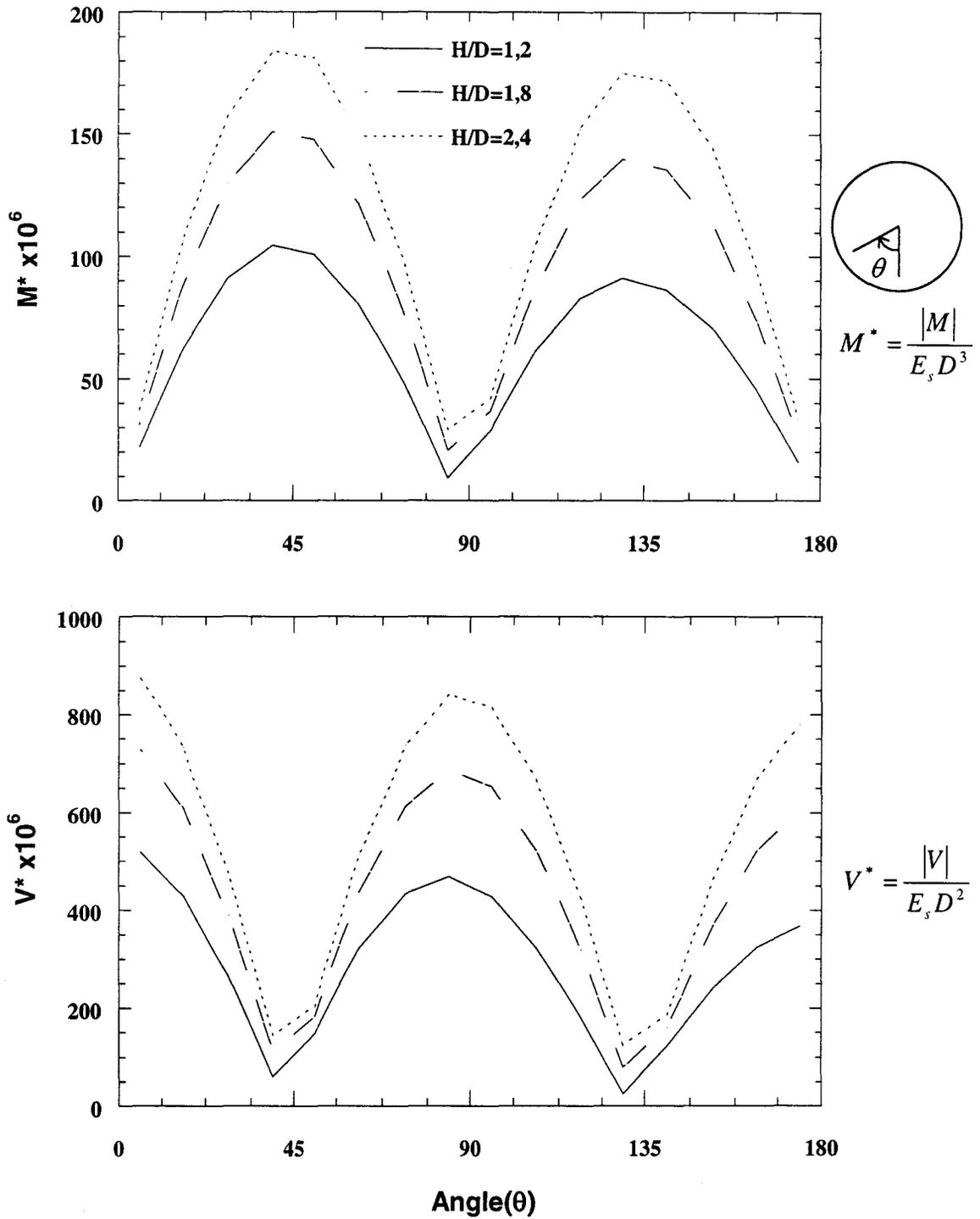


Figure 1.19- Influence de la profondeur du tunnel sur les efforts induits dans le revêtement ( $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $\frac{\lambda}{D} = 13,9$ ,  $F_r = 1,25$ , 1<sup>er</sup> mode)

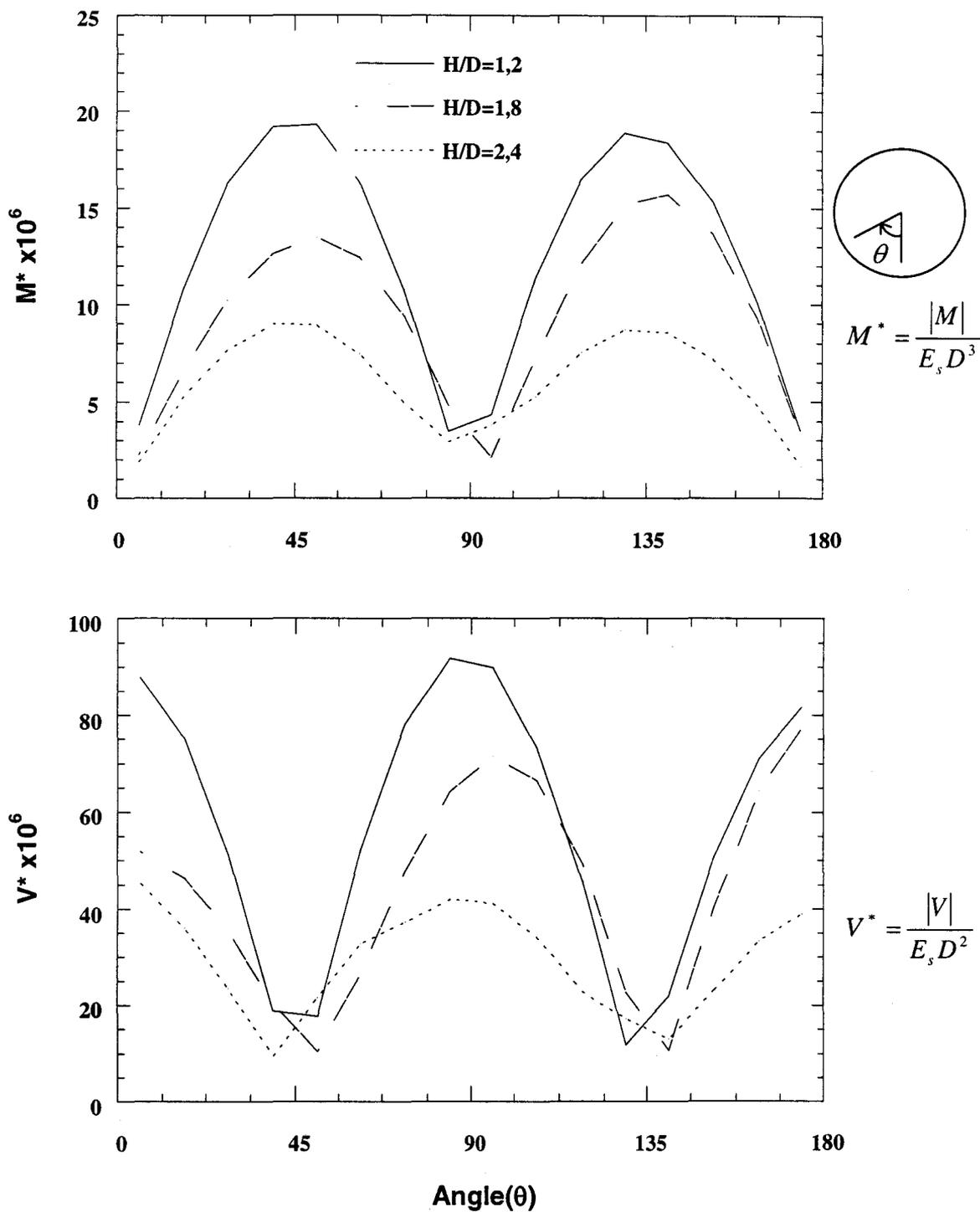
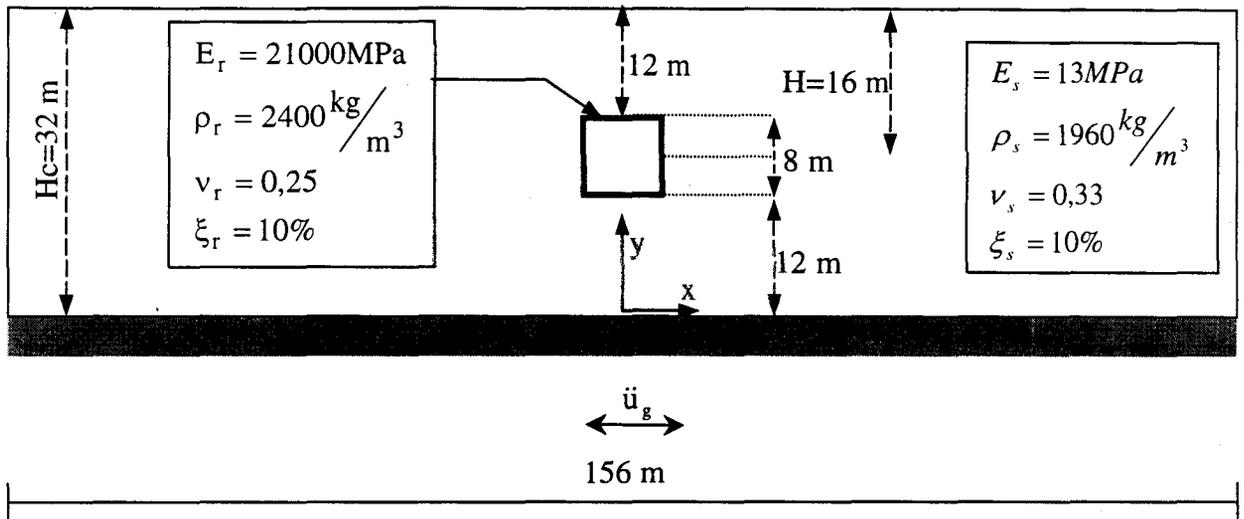
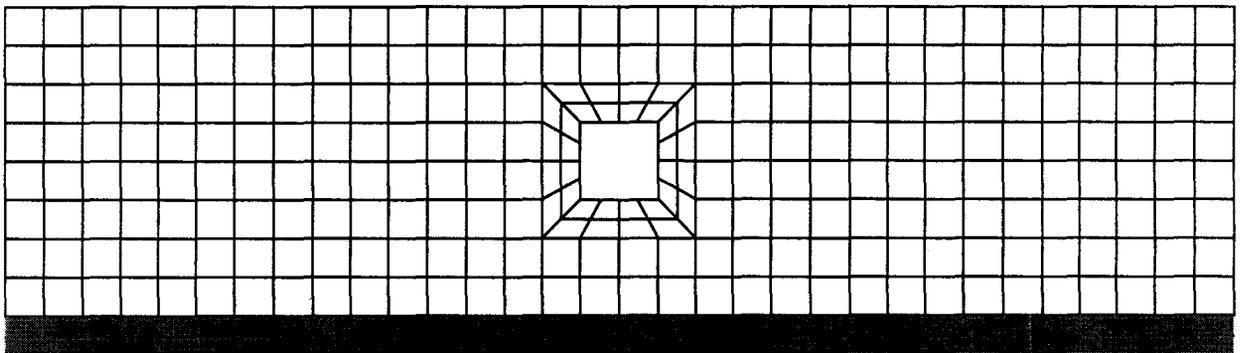


Figure 1.20- Influence de la profondeur du tunnel sur les efforts internes dans le revêtement ( $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $\frac{\lambda}{D} = 4,6$ ,  $F_r = 1,25$ , 2<sup>ème</sup> mode)



(a)



(b)

Figure 1.21- Tunnel rectangulaire  
 (a) Caractéristiques mécaniques et géométriques  
 (b) Maillages utilisés( 356 éléments Q8 et 1056 nœuds)

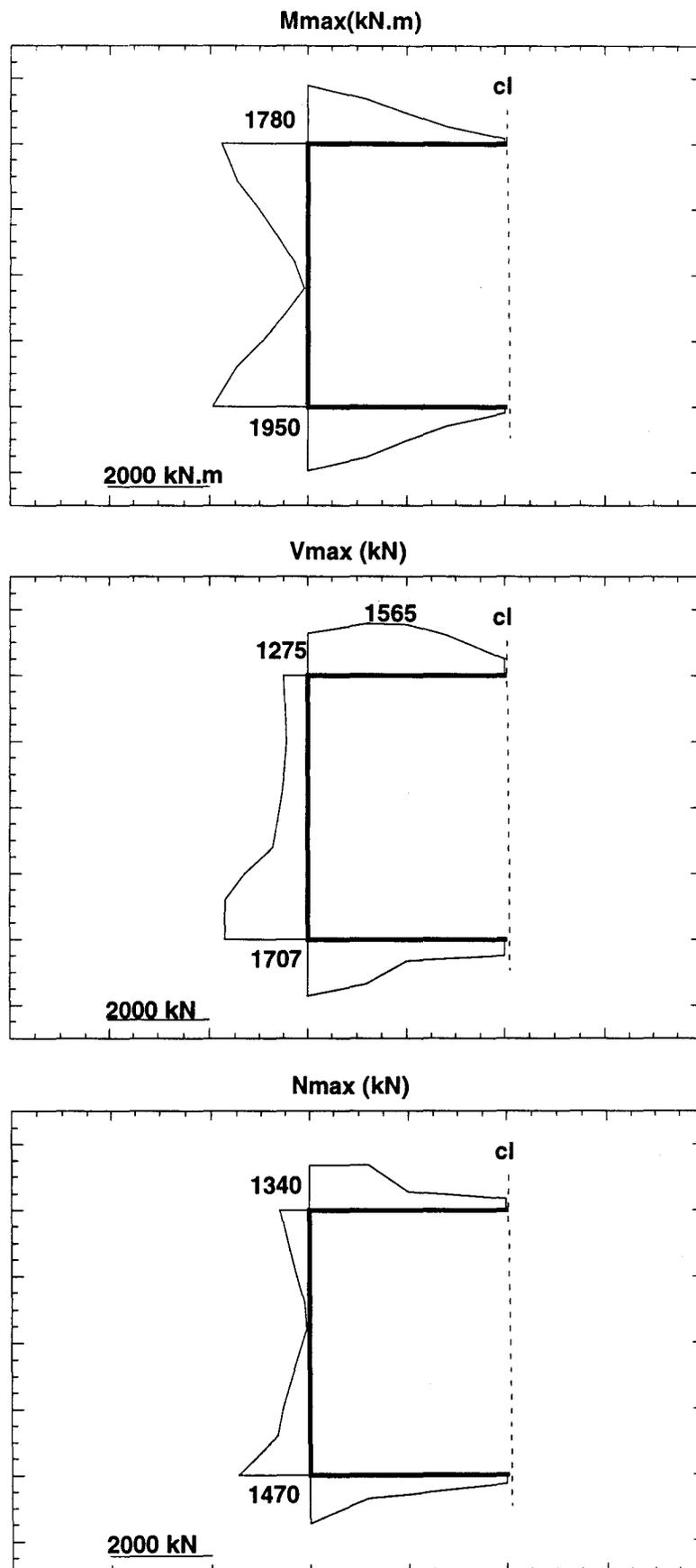


Figure 1.22- Enveloppe des efforts internes dans un tunnel de section rectangulaire ( $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $f = 0,4\text{Hz}$ ,  $e = 0,4\text{m}$ , 1<sup>er</sup> mode)

## 1.4 Modélisation simplifiée

Compte tenu de la complexité du calcul dynamique des tunnels, les ingénieurs utilisent généralement des modèles simplifiés qui consistent à ramener le calcul dynamique à un calcul statique équivalent. Dans cette section, on propose de vérifier le modèle simplifié proposé par Panet. Ensuite, on présente une méthode de calcul statique qui prend en compte l'interaction sol/structure.

### 1.4.1 Etude du modèle de Panet

Le modèle de Panet (1986)(c.f. section 1.2.2) permet d'estimer les efforts induits pour le premier mode de chargement. Ce modèle a été utilisé pour calculer les efforts dans le tunnel étudié en faisant varier la rigidité relative et la profondeur. Une comparaison des résultats obtenus avec ceux du calcul dynamique est donnée dans le tableau 1.7. On note que ce modèle donne de bons résultats pour le tunnel de référence (écart avec le calcul dynamique de l'ordre de 5%), mais qu'il surestime d'une manière très sensible les efforts dans le tunnel rigide. A titre d'exemple, pour le tunnel ayant un facteur de flexibilité  $F_r = 0,37$ , la surestimation du moment fléchissant est de l'ordre de 240%. On note aussi que le moment fléchissant pour le tunnel ayant un facteur de flexibilité  $F_r = 10$  est inférieur de l'ordre de 50% à celui obtenu par le calcul dynamique. Ce résultat montre qu'il est nécessaire de prendre en compte de l'interaction sol-structure dans le calcul dynamique des tunnels.

Méthode d'analyse		Dynamique $M^* \times 10^6$	Modèle simplifié $M^* \times 10^6$
Flexibilité relative ( $F_r$ )	10	38	20
	1,25	149	146
	0,37	206	492
Profondeur ( $\frac{H}{D}$ )	1,2	105	102
	1,8	149	146
	2,4	184	179

Tableau 1.7- Résultats obtenus par les simulations numériques et le modèle simplifié de Panet pour le mode fondamental

### 1.4.2 Modèle statique prenant en compte l'interaction sol-structure

Afin de prendre en compte l'interaction sol/structure et de calculer le tunnel pour les modes d'ordre élevé, on propose de ramener le calcul dynamique à un calcul statique qui prend en compte la rigidité apportée par le tunnel.

Pour un mode donné, on applique le déplacement du sol en champ libre (équation 1.7) aux bords latéraux du domaine (figure 1.23).

$$u(y) = u_0 \sin\left(\frac{(2n-1)\pi y}{2H_c}\right) \quad (1.7)$$

$u_0$  : déplacement maximal à la surface du sol,  $n$  est l'ordre du mode

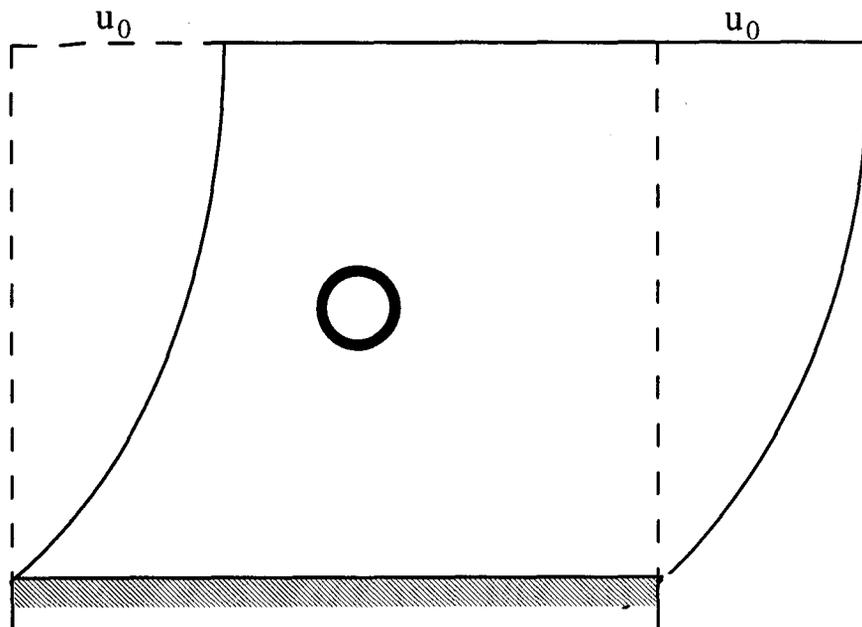


Figure 1.23- Principe de la méthode simplifiée qui prend en compte l'interaction sol/structure

Un calcul par éléments finis avec ce déplacement nous permet de déterminer les efforts dans le revêtement. La difficulté rencontrée dans cette approche concerne la détermination de l'étendue latérale du massif de sol à prendre dans le calcul. Dans la figure 1.24, on donne les résultats obtenus pour le tunnel de référence ( $H/D = 1,8$ ,  $e = 0,4\text{m}$ ,  $D = 9\text{m}$ ,  $H_c = 32\text{m}$ ) soumis au second mode de déformation pour

différentes largeurs du massif de sol ( $L/D = 2, 6$  et  $12$ ). On note que la méthode proposée donne de bons résultats quand la largeur du domaine est de l'ordre de  $2D$ .

Afin de vérifier ce résultat, nous avons appliqué le modèle proposé (calcul statique avec une largeur du domaine  $L = 2D$ ) pour le calcul du tunnel en faisant varier la fréquence de chargement, la rigidité du tunnel et sa profondeur. Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 1.25 à 1.27 et le tableau 1.8. On note que le modèle donne de bons résultats pour l'ensemble des cas traités et permet d'améliorer d'une manière sensible les prédictions des modèles simplifiés qui négligent l'interaction sol/revêtement. En effet, l'écart entre le modèle proposé et le calcul dynamique ne dépasse pas 10% pour les cas traités. L'écart maximal est obtenu pour le tunnel rigide (facteur de flexibilité  $Fr = 0,37$ ).

Paramètre	Fréquence de chargement (f)		Rigidité relative (F)		Profondeur (H/D)	
	1 <sup>er</sup> mode	2 <sup>ème</sup> mode	0,37	10	1,2	2,4
Ecart(%)	2	3	10	5	2	7

Tableau 1.8- Vérification du modèle statique proposé sur diverses configurations de tunnel (les autres caractéristiques sont celles de l'exemple de référence)

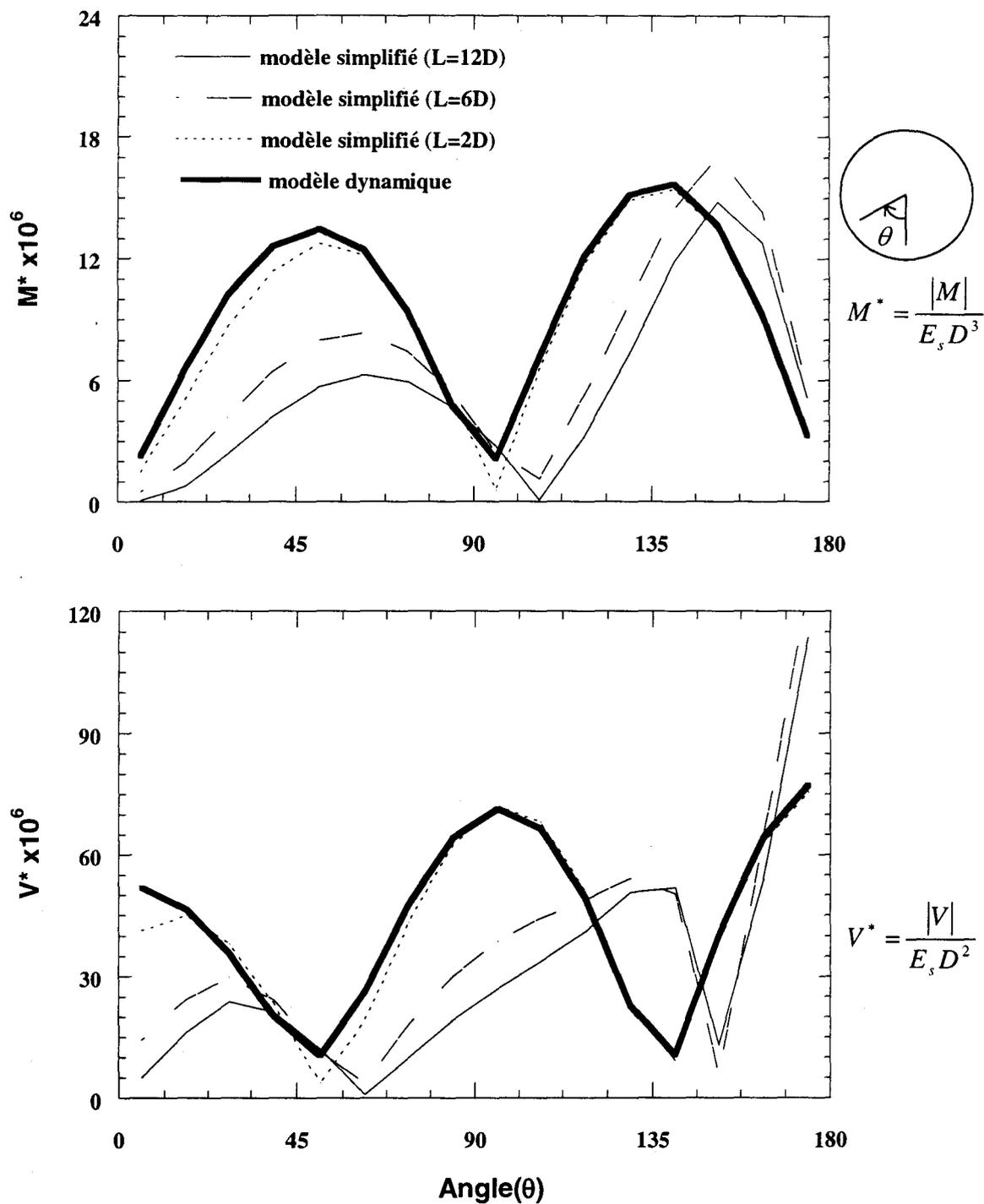


Figure 1.24- Vérification du modèle statique proposé / Effet de la largeur du domaine sur les efforts induits dans le revêtement

( $\frac{H}{D} = 1,8$ ,  $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $\frac{\lambda}{D} = 4,6$ ,  $F_r = 1,25$ , 2<sup>ème</sup> mode)

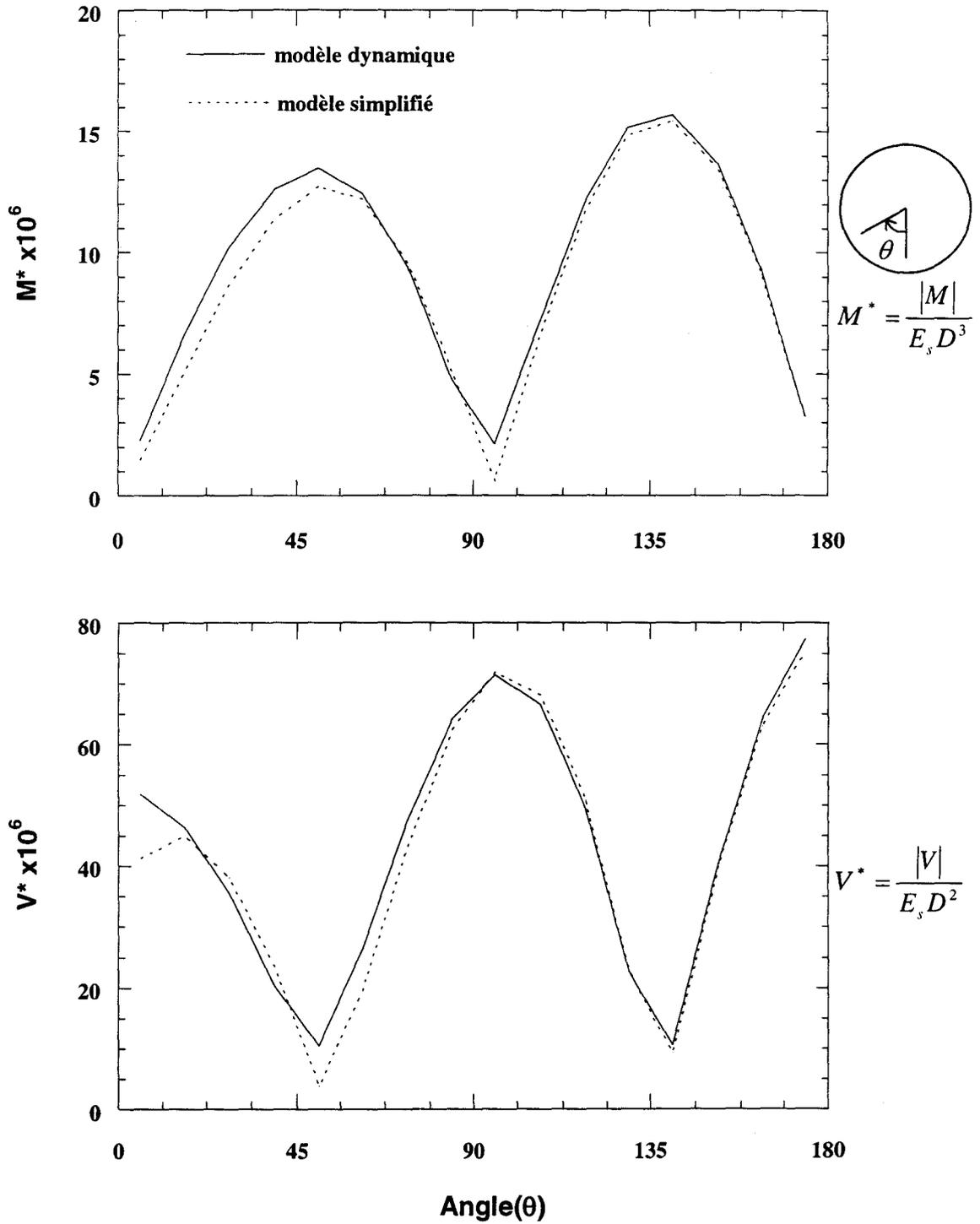


Figure 1.25- Vérification du modèle statique proposé pour le second mode de chargement

$$\left( \frac{H}{D} = 1,8, \xi_s = \xi_r = 10\%, \lambda/D = 4,6, F_r = 1,25, 2^{\text{ème}} \text{ mode} \right)$$

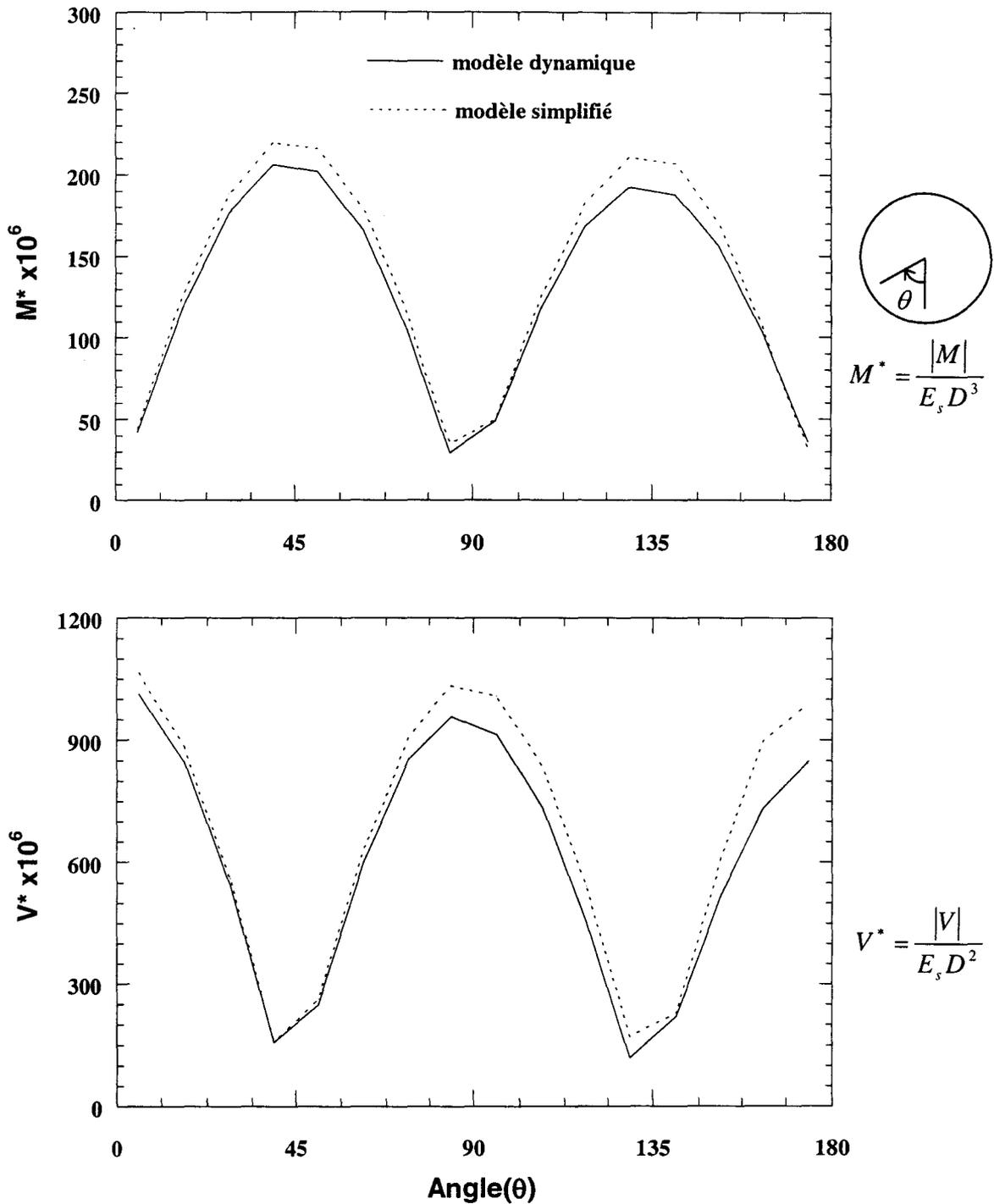


Figure 1.26- Vérification du modèle statique proposé pour un tunnel de rigidité élevée ( $Fr = 0,37$ )

$$\left(\frac{H}{D} = 1,8, \xi_s = \xi_r = 10\%, \lambda/D = 13,9, 1^{er} \text{ mode}\right)$$

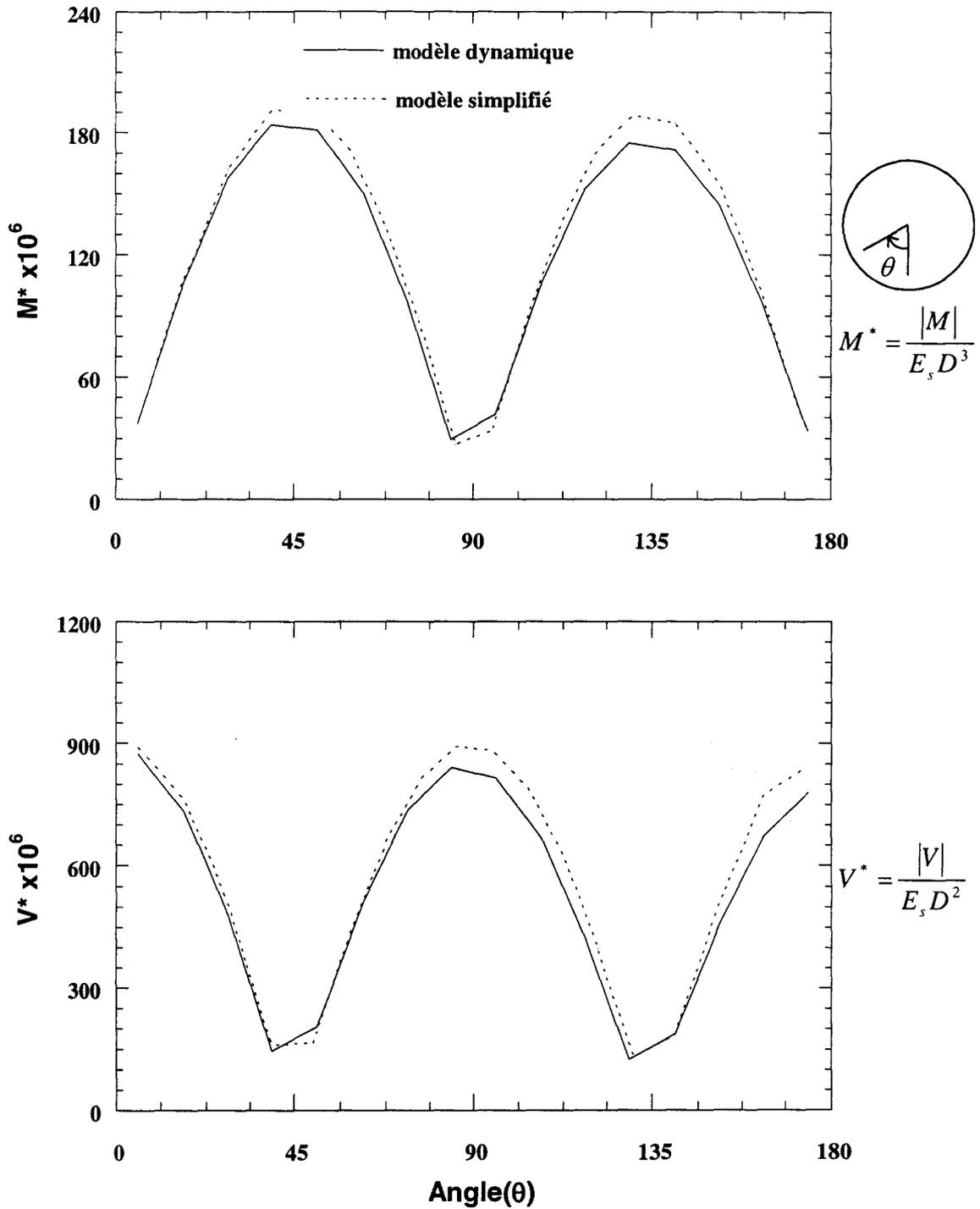


Figure 1.27- Vérification du modèle statique proposé pour un tunnel proche de la base du massif de sol ( $H/D = 2,4$ )

( $\xi_s = \xi_r = 10\%$ ,  $\lambda/D = 13,9$ ,  $F_r = 1,25$ , 1<sup>er</sup> mode)

## 1.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude numérique du comportement sismique des tunnels construits dans des terrains meubles. Une analyse bibliographique a montré que ce comportement est très complexe, car il dépend de plusieurs facteurs, notamment la rigidité relative revêtement/sol, l'amortissement du sol, la forme du tunnel, la fréquence de chargement (le rapport entre le diamètre du tunnel et la longueur d'onde sismique) et la position du tunnel dans la couche de surface. Ainsi, des modèles simplifiés ont été proposés pour le calcul de tunnel sous chargement sismique. Ces modèles concernent principalement la première fréquence de chargement.

Une analyse à l'aide de la méthode des éléments finis a montré que la présence d'un tunnel n'affecte que très légèrement le déplacement du sol en champ libre quand la longueur d'onde sismique est élevée par rapport au diamètre du tunnel ( $\lambda/D > 4$ ); ce cas correspond à la plupart des tunnels rencontrés dans la pratique.

Concernant les efforts induits dans le tunnel, on a montré que dans le cas d'une rigidité relative faible et d'un rapport  $\lambda/D$  (longueur d'onde/diamètre) élevé, la présence du tunnel ne modifie que très légèrement la réponse du massif en champ libre, ce qui nous permet de travailler avec les déplacements en champ libre.

Les calculs réalisés ont montré que la rigidité relative tunnel/sol affecte sensiblement les efforts induits dans le tunnel. Pour des tunnels à rigidité élevée (facteur de flexibilité  $F_r < 0,4$ ), il est nécessaire de prendre en compte la rigidité du tunnel dans le calcul des efforts induits par le chargement sismique.

La position du tunnel influence d'une manière importante les efforts internes. A titre d'exemple, les efforts augmentent avec la profondeur pour les 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> modes, mais décroissent avec la profondeur pour le second mode.

Nous avons montré que le calcul dynamique peut être remplacé par un calcul statique équivalent qui prend en compte l'interaction sol/structure. Ce calcul peut être réalisé à l'aide de la méthode des éléments finis sur un massif de sol ayant une largeur  $L= 2D$  et soumis à sa frontière latérale au déplacement du sol en champ libre.

## **Chapitre 2**

# ***Comportement des tunnels sous chargement sismique : prise en compte du comportement non linéaire et irréversible du sol***

*Dans ce chapitre, on propose d'étudier l'influence du comportement non linéaire et irréversible du sol sur la réponse du tunnel à un chargement sismique. Une analyse bibliographique des travaux réalisés est d'abord présentée, ensuite on décrit le modèle du comportement utilisé pour le sol (MODSOL). Après une présentation d'un cas de référence, on étudie l'influence sur la réponse sismique des tunnels des principaux paramètres, notamment la dilatance du sol et la fréquence et le niveau du chargement sismique.*

## **2.1 Introduction**

### **2.1.1 Analyse bibliographique**

L'influence de la non linéarité du sol sur le comportement sismique des tunnels a fait l'objet de différents travaux (Pitilakis 1986, Chen et Krauthammer 1992 et Abdel-Salam et al. 1994). Dans ces travaux, le comportement du sol a été décrit par différents modèles, notamment le modèle Mohr-Coulomb (Chen et Krauthammer 1992) et le modèle de DUNCAN ( Abdel-salam et al. 1994).

Chen et Krauthammer (1992) ont étudié l'influence de la plasticité à l'aide de la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies. L'exemple traité est un tunnel circulaire de diamètre  $D = 4,6$  m, construit dans un massif du sol d'épaisseur  $H_c = 35$  m et situé à une profondeur  $H = 2D$ . L'épaisseur du revêtement est égale à

$e=0,33m$  et la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement dans le sol est de  $V_s = 500 \text{ m/s}$  (figure 2.1). Le tremblement de terre du Californie (1940) a été choisi pour le chargement sismique. Le comportement du sol et du revêtement ont été décrits respectivement par les modèles de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager. Des éléments d'interface entre le sol et le revêtement ont été utilisés.

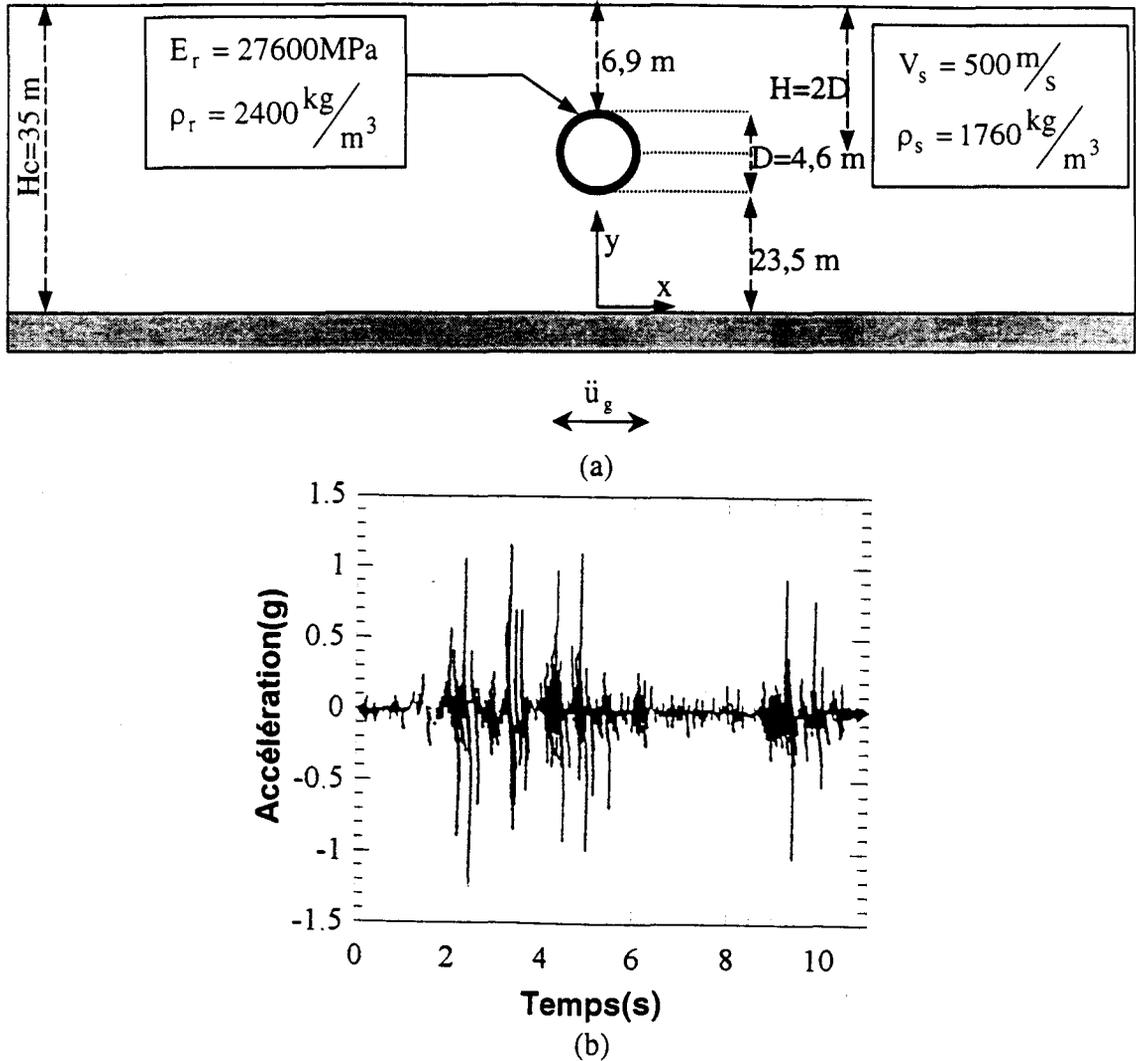


Figure 2.1- Tunnel étudié par Chen et Krauthammer (1992)

- a) Géométrie et propriétés mécaniques
- b) Chargement

Le tableau 2.1 donne une comparaison des résultats obtenus avec les comportements élastique et élastoplastique. On note que la prise en compte de la plasticité affecte le comportement du tunnel en réduisant à la fois les contraintes et l'accélération. La réduction atteint 60% sur les contraintes et 20% sur l'accélération maximale. Cette réduction peut être attribuée à plusieurs facteurs, notamment : (i) la réduction de la "rigidité" de la structure qui a pour effet de réduire les « fréquences

propres » du massif et (ii) l'amortissement par déformations irréversibles apportées par la plasticité.

Réponse du tunnel	Comportement élastique	Comportement élastoplastique
Contrainte principale maximale (MPa)	92	40,4
Contrainte principale minimale (MPa)	-95,3	-41,8
Contrainte de cisaillement maximale (MPa)	65	28,5
Vitesse maximale (m/s)	13,1	8,34
Accélération maximale ( $m/s^2$ )	1385	1117

Tableau 2.1- Comparaison des analyses élastique et élastoplastique du comportement d'un tunnel  
(D'après Chen et Krauthammer 1992)

Afin d'analyser l'influence du niveau des déformations plastiques sur la réponse du tunnel, Chen et Krauthammer (1992) ont réalisé des calculs sur deux tunnels ayant respectivement une section circulaire et rectangulaire en faisant varier la cohésion du sol entre 10kPa et 1MPa. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 2.2. On constate que la cohésion du sol, qui conditionne le niveau des déformations plastiques, affecte d'une manière sensible la réponse sismique du tunnel. En effet, une réduction de la cohésion (amplification des déformations plastiques) induit une diminution des déplacements et des accélérations induits par le chargement sismique, en particulier pour le tunnel à section rectangulaire.

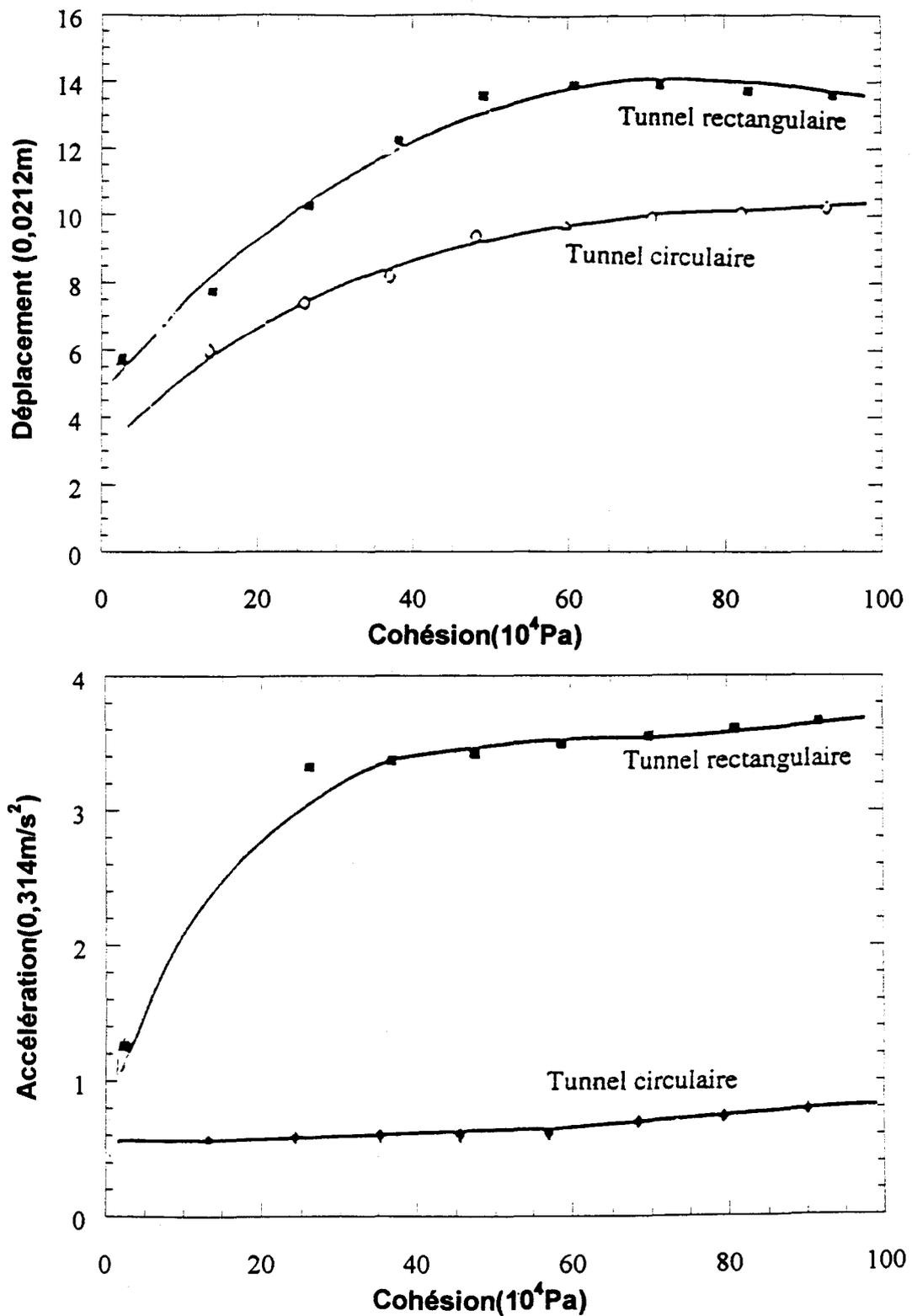


Figure 2.2- Influence de la cohésion du sol sur la réponse des tunnels à un chargement sismique

(D'après Chen et Krauthammer 1992)

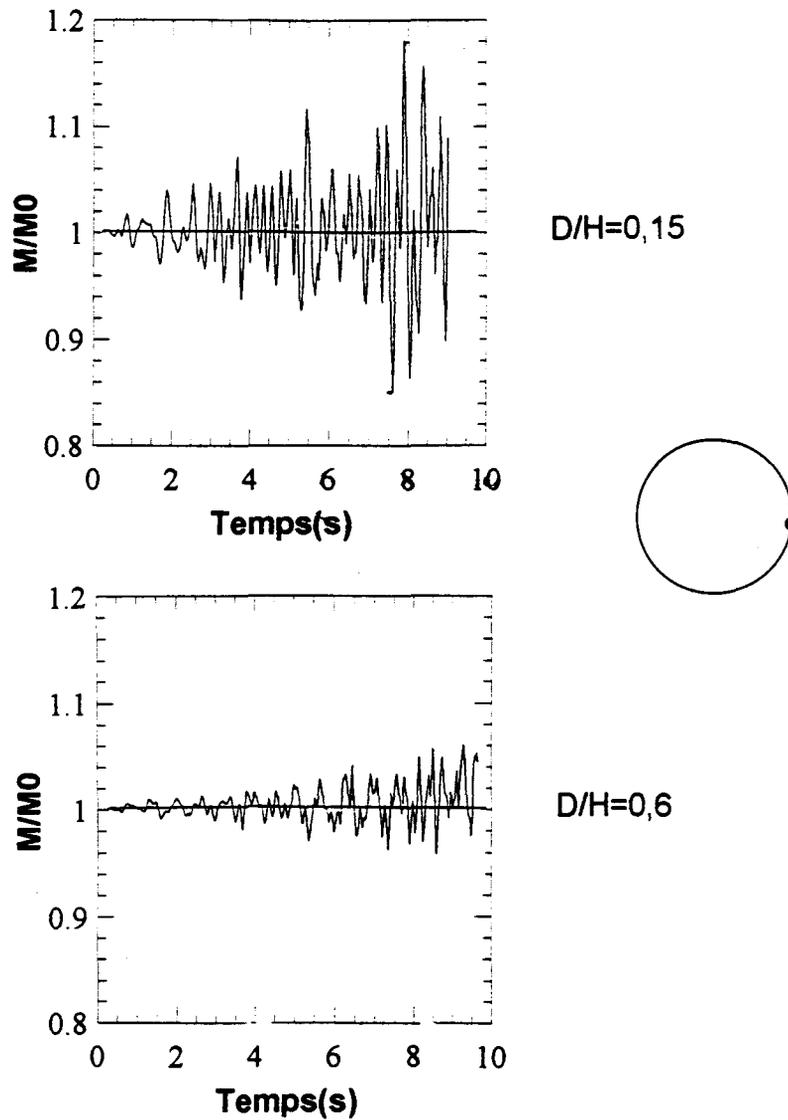
L'influence de la position du tunnel a été étudiée par Abdel-salam et al. (1994). Des calculs ont été effectués sur un tunnel circulaire, de diamètre  $D = 8,5\text{m}$ , placé dans une couche de sol d'épaisseur  $H_c = 32\text{m}$ . Le revêtement, d'épaisseur  $e = 0,4\text{m}$ , est supposé élastique avec un module d'Young et un coefficient de Poisson  $E_r = 21000\text{MPa}$  et  $\nu_r = 0,25$ . Le comportement du sol est décrit par le modèle DUNCAN. Différentes valeurs de la profondeur ( $H$ ) ont été considérées ( $H/H_c = 0,15 ; 0,3 ; 0,45$  et  $0,6$ ). Le chargement sismique mesuré lors du tremblement de terre SANTA de 1989 a été retenu dans cette étude.

La figure 2.3 montre l'évolution des efforts internes dans une section du revêtement. On note que l'augmentation de la profondeur du tunnel induit une réduction des efforts, en revanche l'effet du chargement sismique est plus significatif pour le tunnel proche de la surface du sol. A titre d'exemple, un changement de la position du tunnel de  $H/H_c=0,15$  à  $H/H_c=0,6$  induit une réduction du moment fléchissant normalisé de 1,19 à 1,05 (écart de 12%).

L'influence des éléments d'interface a été étudiée par Pitilakis (1986) à l'aide d'une modélisation par éléments finis sur le tunnel présenté dans la figure 2.4. Le comportement du sol a été décrit par une loi élastoplastique. Des éléments d'interface entre sol et tunnel ont été considérés pour prendre en compte la possibilité d'un glissement ou d'un décollement entre ces deux matériaux. L'étude a montré que le tunnel ne suit pas le mouvement du sol à cause d'un glissement et d'un décollement à l'interface. Elle a montré également que les accélérations du sol sont en général supérieures à celles du tunnel (figure 2.4). En ce qui concerne les efforts induits dans le revêtement, l'interface a tendance à limiter ces efforts, en particulier dans le cas d'une interface lisse.

### 2.1.2 Conclusion partielle

L'analyse bibliographique a montré que la plasticité affecte d'une manière sensible le comportement sismique du tunnel. Les travaux effectués dans ce domaine ont utilisé des modèles de type élastique – parfaitement plastique ou le modèle de DUNCAN qui ne sont pas adaptés à la description du comportement cyclique des sols. Dans la suite de ce chapitre, on propose d'étudier l'influence de la plasticité sur le comportement de tunnels en utilisant le modèle de comportement MODSOL qui a été développé spécifiquement pour décrire le comportement des sols sous chargement cyclique.



M : Moment fléchissant à l'instant "t" dû au chargement sismique

M0 : Moment fléchissant dû au poids de terre

Figure 2.3- Influence de la profondeur du tunnel sur le moment fléchissant dans la section  $\theta = 270^\circ$  (D'après Abdel-salam et al. 1994)

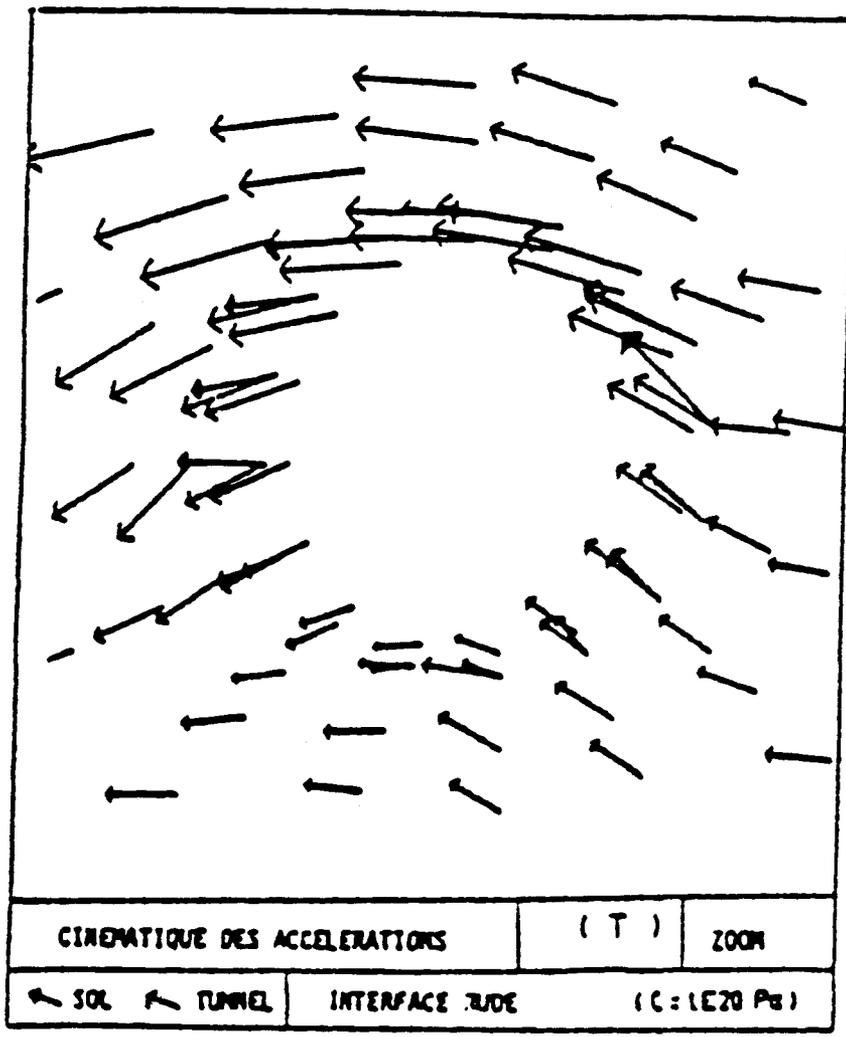
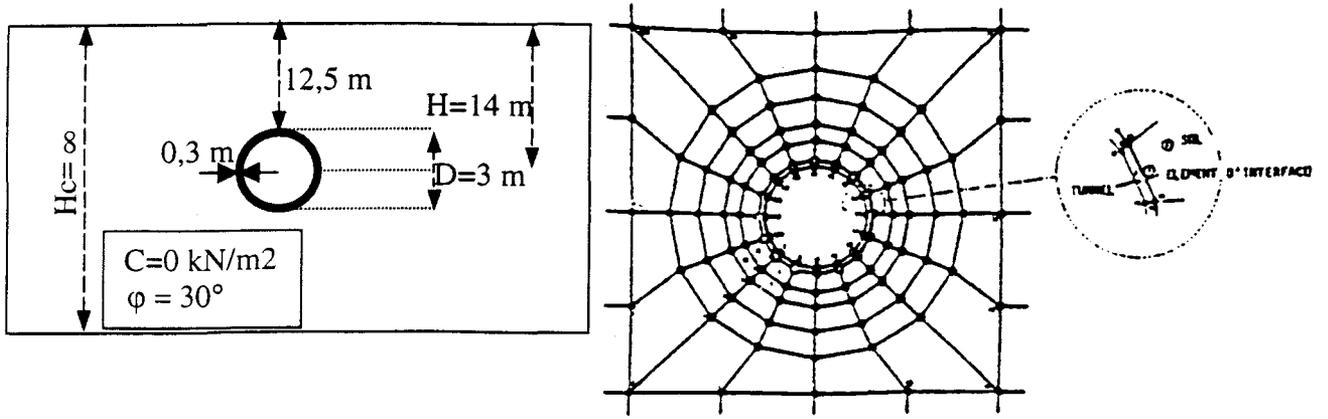


Figure 2.4- Influence des éléments d'interface sur le comportement d'un tunnel (D'après Pitilakis 1986)

## 2.2 Présentation du modèle de comportement MODSOL

Le comportement du sol est modélisé par le modèle MODSOL qui a été développé au Laboratoire de Mécanique de Lille (Chehade 1991, Shahrour et Chehade 1992, Khoshravan Azar 1995).

L'élasticité dans le modèle est non linéaire; les modules de compressibilité ( $K$ ) et de cisaillement ( $G$ ) sont définis par :

$$G = G_0 \left( \frac{p_m}{p_a} \right)^{\bar{n}} \quad K = K_0 \left( \frac{p_m}{p_a} \right)^{\bar{n}} \cdot A(p_m, q) \quad (2.1)$$

$$A(p_m, q) = \left[ 1 - \frac{1}{9} \frac{1 + \nu_0}{1 - 2\nu_0} \bar{n} \left( \frac{q}{p_m} \right)^{\bar{n}} \right]^{-1}$$

$K_0$  et  $G_0$  sont deux paramètres du modèle,  $p_a$  est une pression de référence,  $p_m$  et  $q$  sont respectivement la pression moyenne et le déviateur de contrainte ;  $\bar{n}$  est un paramètre contrôlant le taux de variation de  $K$  et  $G$ . Le modèle comporte deux surfaces de charge. La première, appelée surface de charge primaire, permet de décrire le comportement du sol sous chargement monotone. La deuxième, appelée surface de charge cyclique, permet de décrire la génération des déformations irréversibles à l'intérieur de la surface primaire suite à une inversion du chargement. La surface de charge monotone est définie par:

$$f_m(\sigma, \varepsilon_d^p) = \sqrt{3J_2} - M_f p_m R_m \quad (2.2)$$

avec :

$$R_m = \frac{\varepsilon_d^p}{b_m + \varepsilon_d^p} \quad M_f = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi \sin 3\theta}$$

$J_2$  représente le deuxième invariant du déviateur des contraintes,  $\varepsilon_d^p$  désigne la déformation déviatorique plastique,  $\varphi$  et  $\theta$  désignent respectivement l'angle de frottement et l'angle de Lode;  $R_m$  est la fonction d'érouissage qui dépend des déformations déviatoriques plastiques ;  $b_m$  est un paramètre du modèle. La direction de l'incrément des déformations plastiques est donnée par le gradient du potentiel de plasticité:

$$\frac{\partial g_m}{\partial p_m} = \frac{1}{M_m p_m} \left[ \left( M_m - \frac{q}{p_m} \right) \exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p) \right] \quad (2.3)$$

$$\frac{\partial g_m}{\partial q} = \frac{1}{M_m p_m}$$

$M_m$  représente le rapport  $\frac{q}{p_m}$  au passage du domaine contractant au domaine dilatant; il dépend de l'angle de Lode et de l'angle caractéristique  $\varphi_{cv}$ ;  $\alpha_0$  est un paramètre permettant de contrôler le taux de dilatance et de l'annuler pour les hauts niveaux de déformations déviatoriques.

La surface de charge cinématique est supposée de forme conique dans l'espace des contraintes; son sommet est situé à l'origine et son axe est défini par un tenseur unitaire  $(\alpha_{ij})$ . Cette surface est activée à chaque inversion du sens de chargement (figure 2.5). Elle peut subir une dilatation et une translation. Lorsque la surface de charge cinématique atteint la surface de charge monotone, cette dernière est de nouveau mobilisée. La surface de charge cinématique est définie par :

$$f_c(\sigma, \varepsilon_{dc}^p, \alpha) = \sqrt{2J_2^c} - p^c R_c \quad (2.4)$$

avec :

$$J_2^c = \sqrt{\frac{1}{2} s_{ij}^c s_{ij}^c} \quad s_{ij}^c = \sigma_{ij} - p^c \alpha_{ij}$$

$$R_c = \frac{\varepsilon_{dc}^p}{b_m + \varepsilon_{dc}^p} \quad p^c = \alpha_{ij} \sigma_{ij}$$

$\varepsilon_{dc}^p$  est la déformation déviatorique plastique générée depuis la dernière inversion,  $R_c$  désigne la fonction d'érouissage isotrope de la surface cinématique. L'évolution du tenseur  $(\alpha_{ij})$  est donnée par la règle d'érouissage cinématique :

$$\dot{\alpha}_{ij} = \lambda \tilde{\alpha}_{ij} \quad \tilde{\alpha}_{ij} = C_c (1 - AF) \frac{\partial R_c}{\partial \varepsilon_{dc}^p} s_{ij}^c \quad (2.5)$$

avec :

$$F = \frac{q}{p_m M_f R_m} \leq 1$$

$$A = 1 \quad \text{si } s_{kl} s_{kl}^c \geq 0$$

$$A = -1 \quad \text{si } s_{kl} s_{kl}^c < 0$$

$C_c$  est un paramètre qui contrôle la vitesse de rotation de l'axe de la surface cinématique.

Pour la relation d'écoulement, l'expression du gradient du potentiel de plasticité est donnée par :

$$\begin{aligned} \frac{\partial g_c}{\partial \sigma_{ij}} &= \frac{B \exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p)}{3M_m p_m} \left[ M_c - \frac{\sqrt{3J_2}}{p_m} \right] \delta_{ij} + \frac{3}{2} \frac{s_{ij}}{M_m \sqrt{3J_2}} \quad \text{si } \frac{\partial g_m}{\partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl} \geq 0 \\ \frac{\partial g_c}{\partial \sigma_{ij}} &= \frac{B \exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p)}{M_m p^c} \left[ M_c - \frac{3\sqrt{J_2^c}}{p_m} \right] \alpha_{ij} + \frac{3}{2} \frac{1}{M_m p^c \sqrt{J_2^c}} (s_{ij}^c - (s_{kl}^c \alpha_{kl}) \alpha_{ij}) \quad (2.6) \\ \text{si } \frac{\partial g_m}{\partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl} < 0 \end{aligned}$$

avec :

$$B = \exp(-b_c |\varepsilon_v^p|)$$

$\alpha_0$  et  $b_c$  sont des paramètres du modèle;  $\varepsilon_v^p$  est la déformation volumique plastique. Une méthodologie a été proposée pour l'identification des paramètres de ce modèle à partir des essais triaxiaux monotones et cycliques drainés (Chehade 1991, Khoshravan Azar 1995).

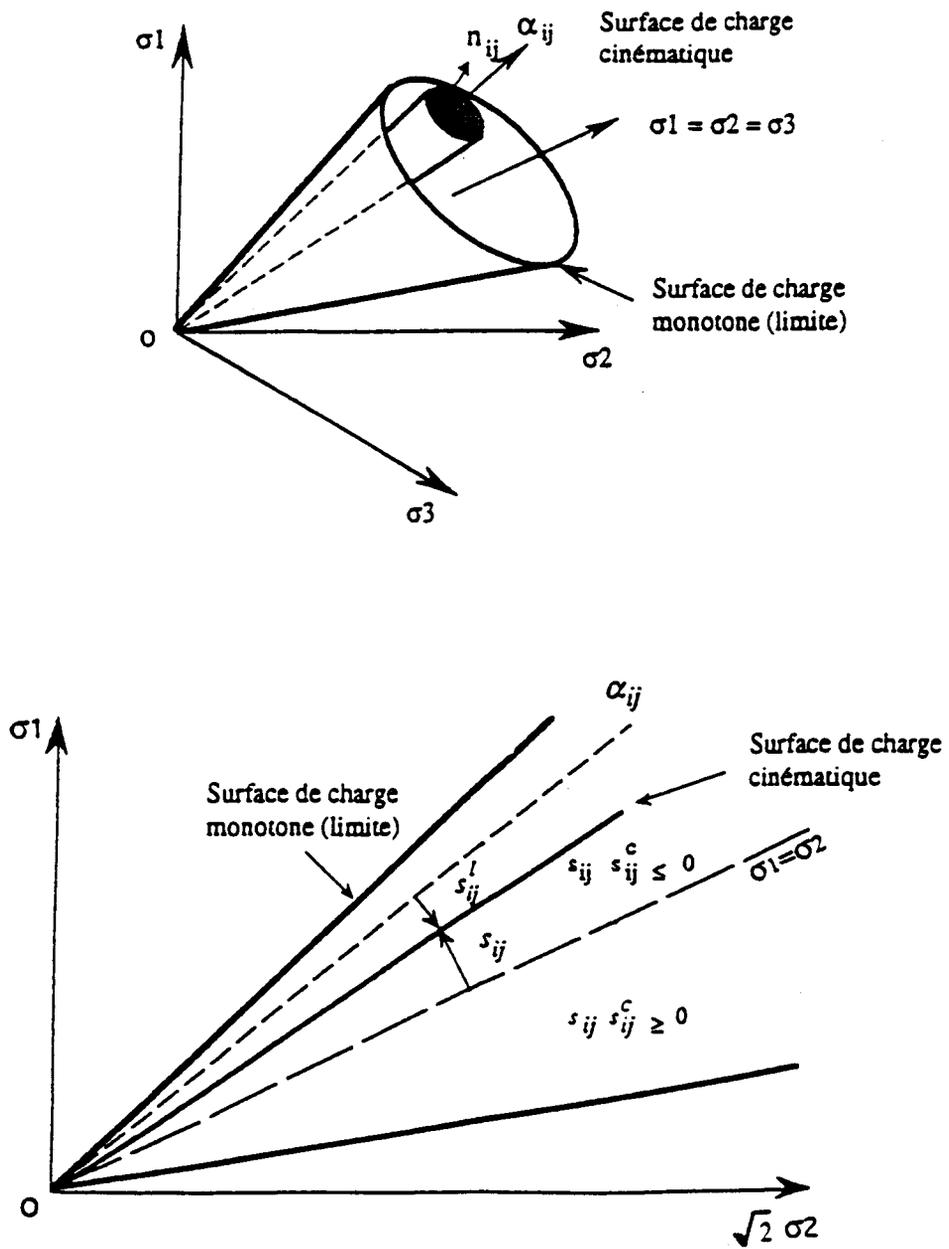


Figure 2.5- Surfaces de charge du modèle de comportement MODSOL

## 2.3 Application aux tunnels

Dans cette section, on propose d'utiliser le modèle MODSOL pour étudier le comportement sismique des tunnels. On présente d'abord une analyse détaillée d'un exemple de référence, ensuite on étudie l'influence de divers paramètres sur le comportement des tunnels sous chargement sismique. Les simulations numériques ont été effectuées à l'aide du programme de calcul par éléments finis PECPLAS développé au Laboratoire de Mécanique de Lille (Shahrour 1992, Khoshravan Azar 1995).

### 2.3.1 Exemple de référence

#### Présentation de l'exemple

L'exemple de référence concerne un tunnel circulaire de diamètre  $D=9$  m, situé dans une couche de sable d'épaisseur  $H_c = 32$  m à une profondeur  $H=1,8D$  ( $H$  désigne la distance entre le centre du tunnel et la surface) (figure 2.6). Le tunnel est revêtu par un anneau en béton d'épaisseur  $e = 0,4$  m dont le comportement est assumé élastique-linéaire avec un module d'Young  $E_r = 21000$  MPa, un coefficient de Poisson  $\nu_r = 0,25$  et une masse volumique  $\rho_r = 2400 \text{ kg/m}^3$ . Les simulations ont été effectuées en assumant pour le sol les caractéristiques du sable de Nevada moyennement dense ( $D_r=40\%$ ,  $\rho_s = 1960 \text{ kg/m}^3$ , angle de frottement  $\varphi = 38^\circ$ , angle caractéristique  $\varphi_{cv} = 30^\circ$ ). Le jeu de paramètres du modèle MODSOL pour ce sable a été déterminé par Khoshravan Azar (1995) à partir des essais triaxiaux à pression moyenne constante réalisés dans le cadre du projet de validation VELACS (Arulmoli et al. 1992). Il est donné dans le tableau 2.2. La reproduction des essais d'identification à l'aide de ce jeu de paramètres est illustrée dans la figure 2.7. On constate que le modèle décrit bien l'évolution du déviateur de contraintes mais moyennement l'évolution de la déformation volumique.

$E_0$ (kPa)	$\nu_0$	$\bar{n}$	$\varphi$	$\varphi_{cv}$	$\alpha_0$	$b_m$	$c_c$	$b_c$
45000	0,23	0,5	38	30	8	$9,4E - 4$	0,024	100

Tableau 2.2 : Jeu de paramètres utilisé pour l'exemple de référence (il correspond au sable de Nevada moyennement dense ( $D_r = 40\%$ ))

Le chargement sismique est appliqué à la base du massif sous forme d'une accélération comportant huit cycles sinusoïdaux de fréquence  $f = 1$  Hz et d'amplitude  $\ddot{u}_g = 0,1g$  :

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}_g \sin(2\pi f t)$$

La fréquence de chargement a été assumée égale à 1Hz. A titre indicatif, la première fréquence du massif de sol en prenant un module d'Young correspondant aux contraintes initiales au centre de la couche ( $E_s = 65\text{MPa}$ ) est égale à  $f_1 = 0,91\text{Hz}$ .

Le pas du temps a été choisi par un critère de cohérence entre les discrétisations géométrique et temporelle  $\Delta t \leq \frac{\Delta X}{V_s}$  ( $\Delta X$ ,  $V_s$  désignent respectivement la dimension du plus petit élément du maillage et la vitesse de cisaillement dans le massif). Dans notre cas, le pas du temps a été pris  $\Delta t = 0,005$  seconde .

En ce qui concerne les conditions aux limites, la base a été supposée rigide. Les déplacements horizontaux et verticaux aux deux bords latéraux ont été supposés équivalents. Le calcul a été effectué en déformations planes.

L'élasticité non linéaire du modèle nécessite le raffinement du maillage dans la zone proche de la surface du sol puisque la vitesse de propagation d'ondes dans cette zone est relativement faible. Il en est de même pour la zone au voisinage du tunnel où on a une forte concentration des contraintes. Après une étude préliminaire, nous avons retenu le maillage de la figure 2.6. Ce maillage est composé de 608 éléments Q8 et de 1878 nœuds.

La largeur du domaine a été fixée par une étude préliminaire. Cette étude a montré que les résultats des simulations numériques ne sont pas affectés par la largeur du domaine dès que celle-ci dépasse  $17D$ .

Du fait que le problème considéré est élastoplastique, les contraintes initiales peuvent jouer un rôle important dans la réponse du tunnel. Ainsi, les contraintes initiales, dues aux poids de terre, ont été déterminées par la résolution d'un problème statique où seul le poids de terre est appliqué.

La résolution a été effectuée avec le schéma implicite de Newmark, la convergence a été obtenue en moyenne avec une dizaine d'itérations.

## **Résultats**

La figure 2.8 illustre l'évolution de l'accélération en clé du revêtement. On note une amplification de cette accélération pendant le chargement (de l'ordre de 600% après 4 secondes) suivie par une atténuation qui résulte de l'amortissement par déformations plastiques.

Les déplacements horizontaux et verticaux en différents points du massif sont donnés dans la figure 2.9. Sur cette figure, on a reporté également les déplacements du sol en champ libre induits par le même chargement. On constate que le déplacement horizontal est uniforme dans le massif du sol et diffère très légèrement du déplacement en champ libre, ce résultat indique que la présence du tunnel n'affecte que très légèrement le déplacement horizontal. On note également la présence d'un déplacement vertical significatif (de l'ordre de 15 cm) qui varie avec la distance de l'axe du tunnel. En effet, au voisinage du tunnel, on observe une réduction du tassement qui est due à la rigidité supplémentaire apportée par le revêtement. Au centre du tunnel, la réduction du tassement atteint 25% par rapport au tassement obtenu en champ libre (figure 2.10).

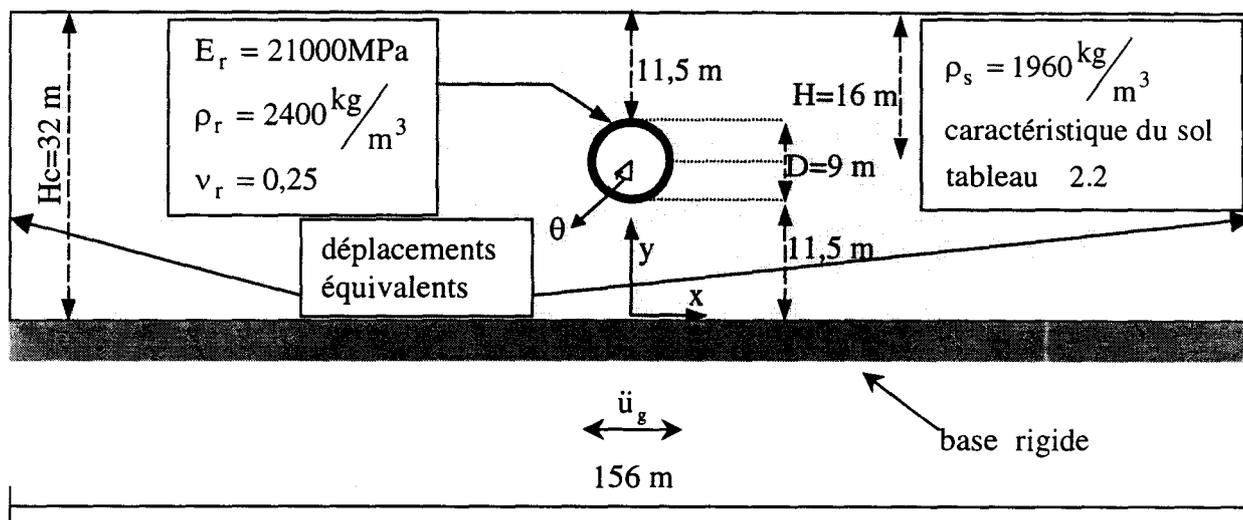
L'évolution des efforts internes en clé du revêtement est illustrée dans la figure 2.11. On observe une augmentation des efforts internes pendant le chargement, suivie d'une réduction due à l'amortissement par déformations plastiques. On note également l'existence à la fin du chargement d'un moment fléchissant de l'ordre 30% du moment fléchissant maximal. Ce moment est dû aux déformations irréversibles induites dans le sol.

La figure 2.12 illustre l'enveloppe des efforts internes dans le revêtement dus au chargement sismique et au poids des terres. On note l'importance de la prise en compte du chargement sismique dans le dimensionnement du tunnel. A titre d'exemple, la contrainte normale maximale due au chargement sismique est de 2 fois supérieure à celle due au poids des terres. Par conséquent, il est nécessaire de procéder à des vérifications en dynamique lors du calcul des tunnels en zone sismique.

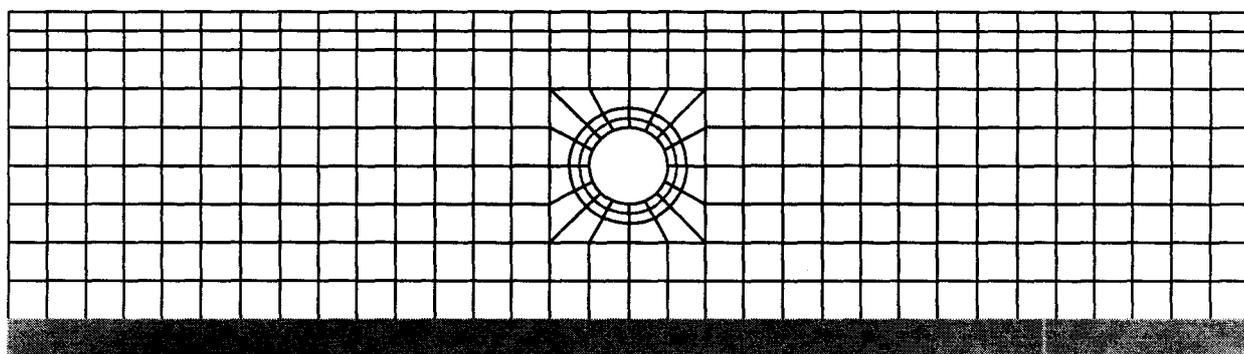
L'enveloppe des efforts internes dans le revêtement nous permet de négliger l'effort normal par rapport au moment fléchissant (figure 2.12) car la contrainte due au moment fléchissant est de six fois supérieure à celle due à l'effort normal pour cet exemple.

L'évolution de la contrainte de cisaillement et de la déformation volumique en deux points du massif ( $y = 0,78H_c, 0,45H_c$ ) est présentée dans la figure 2.13. On note l'existence des déformations plastiques qui diminuent avec la profondeur ; on remarque

également que le chargement cyclique induit une déformation volumique contractante qui explique le tassement observé en surface.



(a)



(b)

Figure 2.6-Exemple de référence

- (a) Caractéristiques mécaniques et géométriques
- (b) Maillage utilisé dans la modélisation numérique  
(608 éléments Q8 et 1878 nœuds)

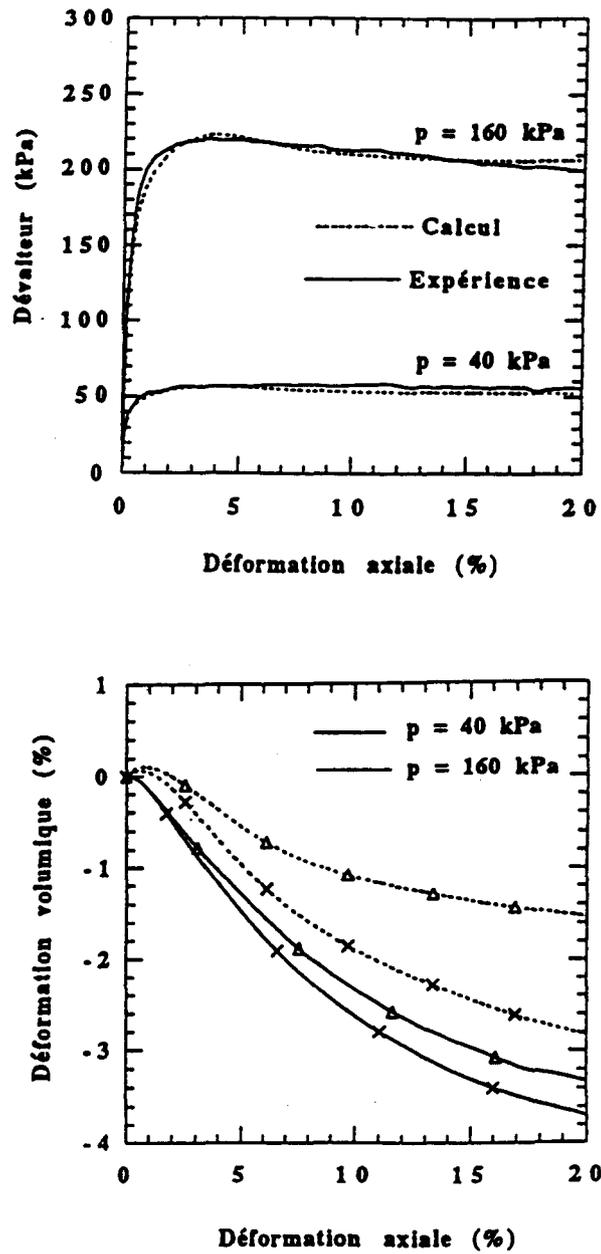


Figure 2.7-Reproduction des essais triaxiaux de calage  
 (essais réalisés dans le cadre du projet VELACS Arulmoli et al. 1992)  
 ( Calage réalisé par Khoshnavan Azar 1995)

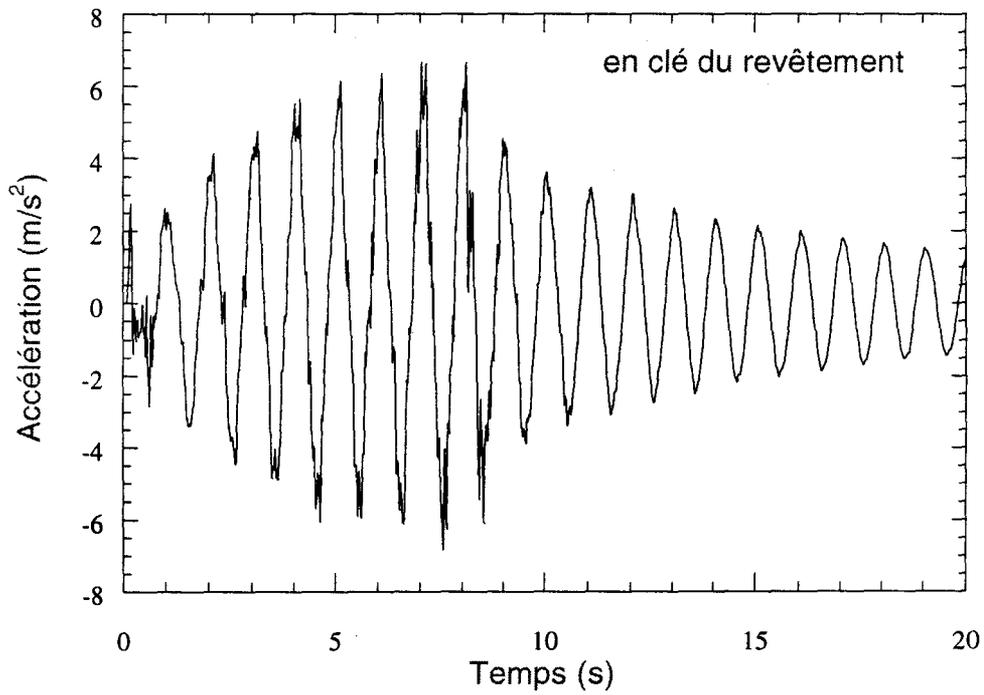
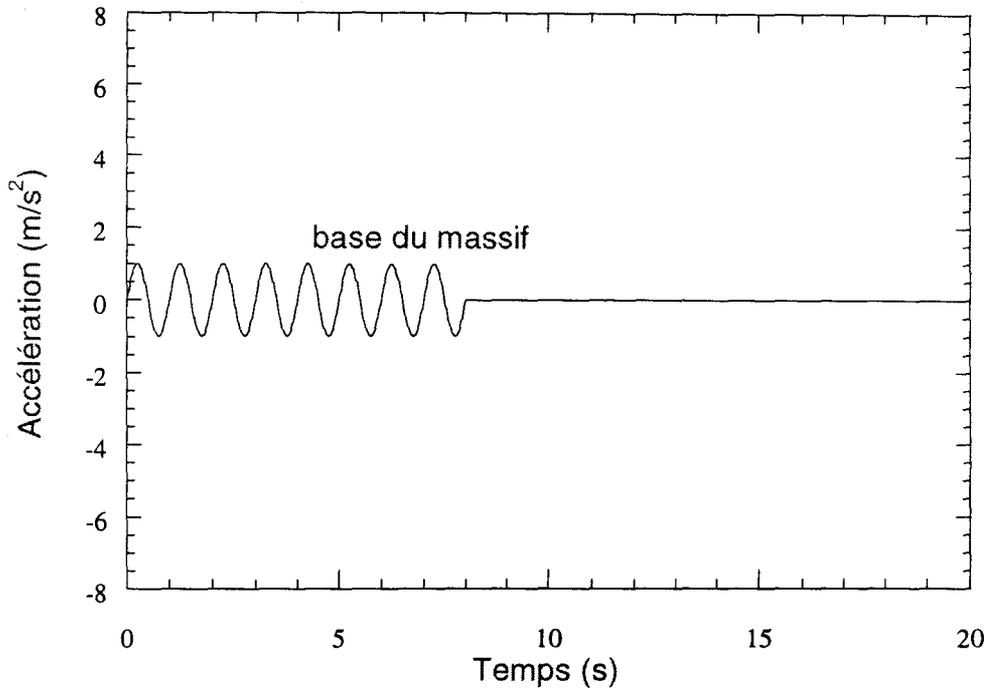


Figure 2.8- Exemple de référence / Accélération à la base du massif et en clé du revêtement

$$(f = 1\text{Hz}, \ddot{u}_g = 0,1g, \frac{H}{D} = 1,8)$$

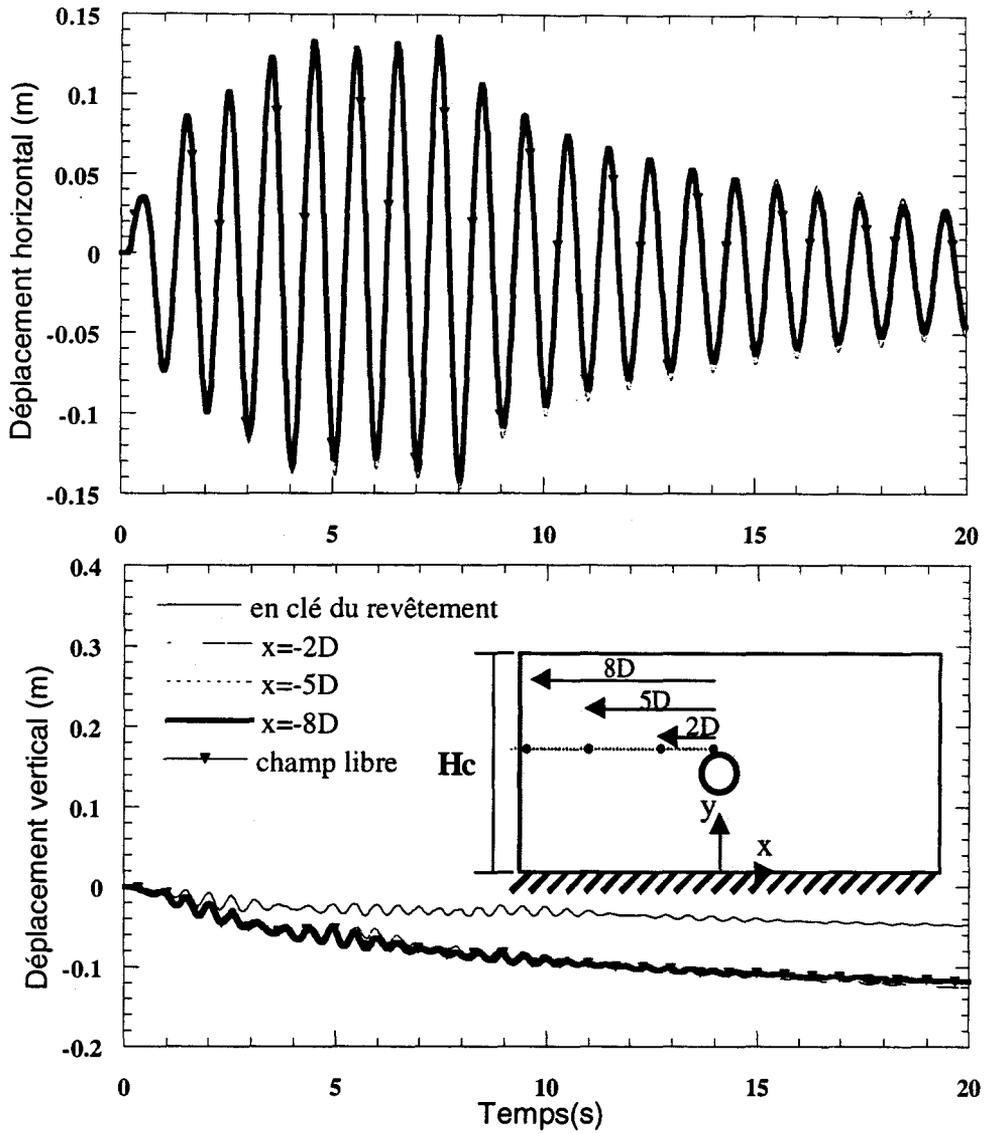


Figure 2.9- Exemple de référence / Evolution des déplacements horizontaux et verticaux en différents points ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $\frac{H}{D} = 1,8$ )

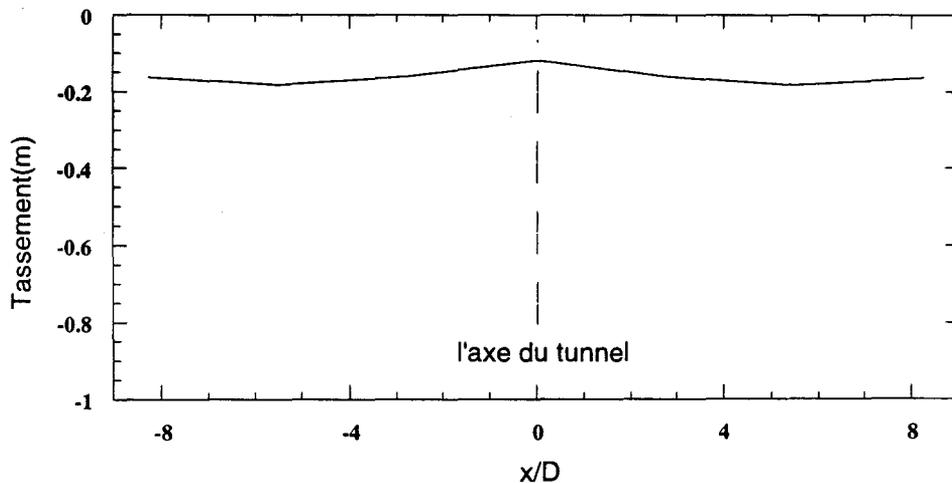


Figure 2.10- Exemple de référence / Tassement à la surface du sol à la fin du chargement ( $t=8\text{ s}$ )

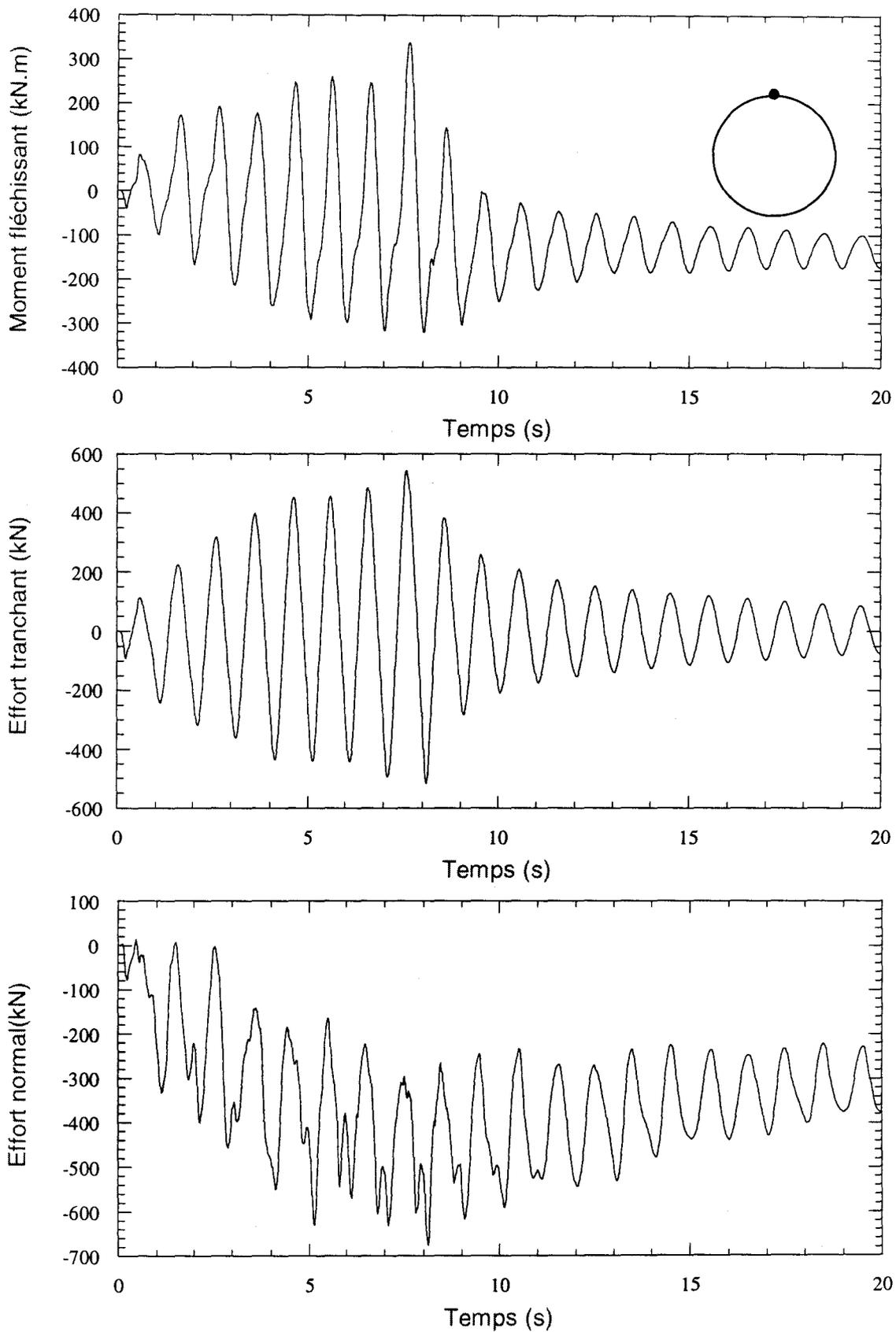


Figure 2.11- Exemple de référence / Evolution des efforts internes en clé du revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $\frac{H}{D} = 1,8$ )

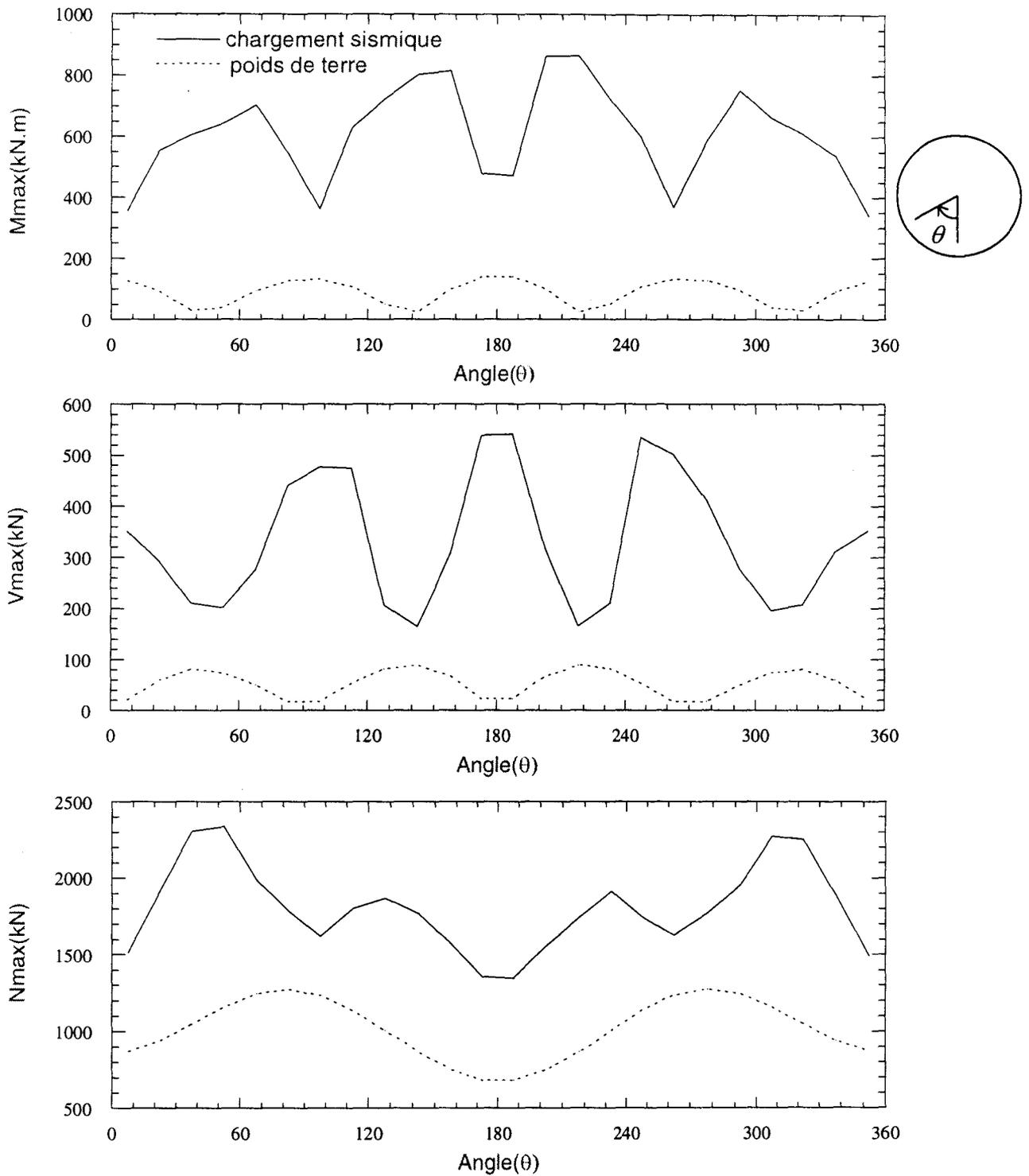


Figure 2.12- Exemple de référence / Enveloppe des efforts internes dans le revêtement

$$(f = 1\text{Hz}, \ddot{u}_g = 0,1g, \frac{H}{D} = 1,8)$$

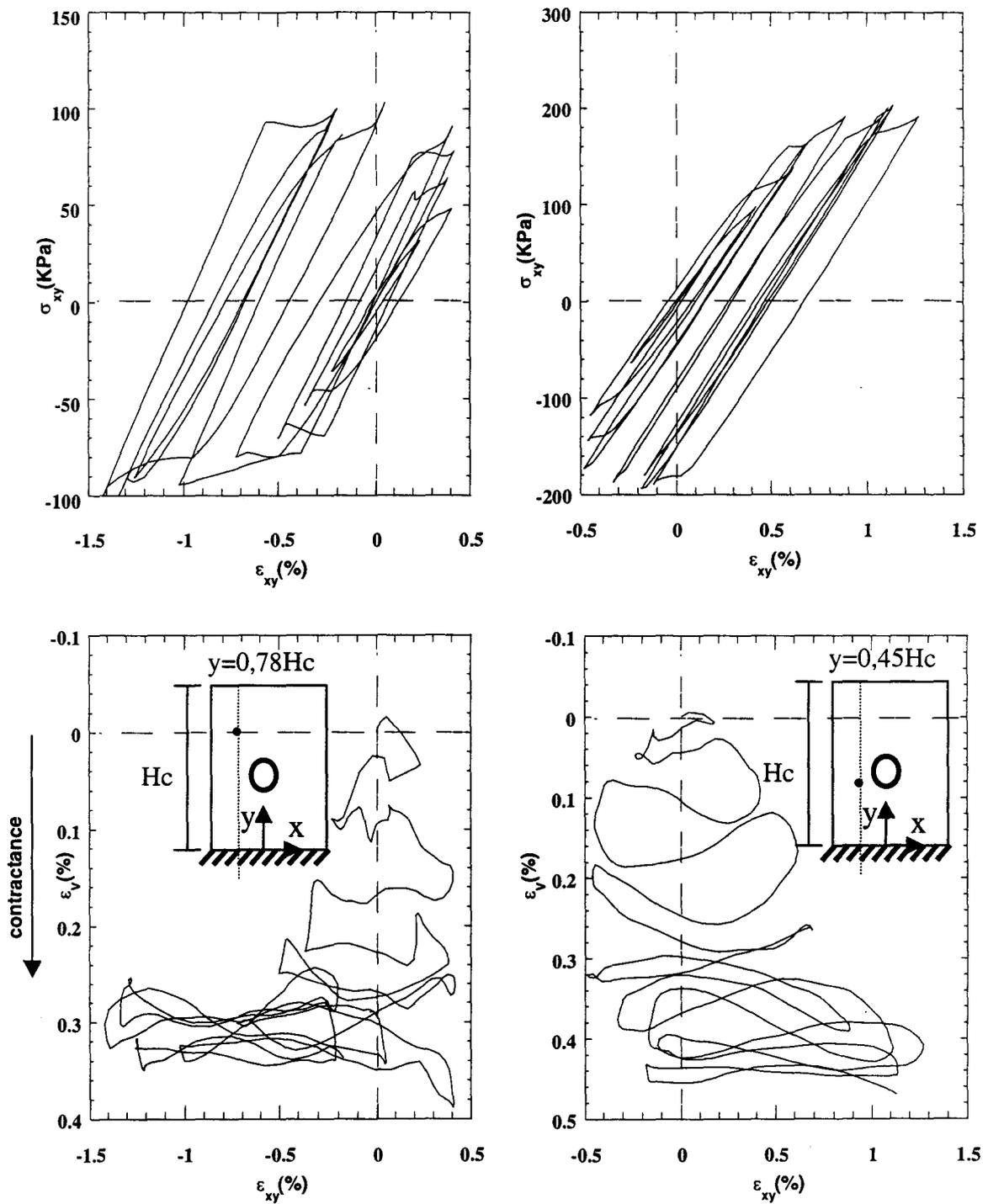


Figure 2.13- Exemple de référence / Evolution de cisaillement et de déformation volumique

### 2.3.2 Etude paramétrique

Dans cette section, on propose d'étudier l'influence de divers paramètres sur la réponse des tunnels à un chargement sismique. On étudie successivement l'influence sur cette réponse de la plasticité, des caractéristiques du chargement (fréquence et niveau) et de l'angle caractéristique du sol.

#### Influence de la plasticité

L'influence de la plasticité sur la réponse du tunnel a été étudiée en comparant les résultats du calcul élastoplastique à ceux du calcul élastique. Du fait que l'élasticité dans le modèle est non linéaire, nous avons réalisé un calcul élastique avec un module de Young identique à celui du calcul élastoplastique à l'état initial. La figure 2.14 et le tableau 2.3 illustrent les efforts internes dans le revêtement pour les deux cas étudiés. On observe que la prise en compte de la plasticité induit une réduction du moment fléchissant de l'ordre de 52% et de l'effort tranchant de l'ordre de 55%. Ces résultats sont qualitativement en accord avec ceux de Chen et Krauthammer (1992)(cf. 2.1).

Nous avons également reporté la variation du moment fléchissant dans le domaine temporel (figure 2.15). On note une réduction du moment fléchissant à partir de la huitième seconde du chargement pour le comportement élastoplastique. Ce résultat indique que l'écart obtenu entre les calculs élastique et élastoplastique peut être attribué principalement à l'amortissement par déformations plastiques.

#### Influence de la fréquence de chargement

Afin d'analyser l'influence de la fréquence de chargement sur le comportement sismique des tunnels, nous avons effectué des calculs avec trois fréquences ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $2,3\text{Hz}$ ,  $4\text{Hz}$ ) qui sont proches des fréquences propres du massif ( $0,91\text{Hz}$ ,  $2,73\text{Hz}$ ,  $4,55\text{Hz}$ ) calculées avec le module d'Young au centre de la couche. Nous avons reporté dans la figure 2.16 et le tableau 2.4 les résultats obtenus. On constate que l'augmentation de la fréquence de  $1\text{Hz}$  à  $2,3\text{Hz}$  ou  $2,3\text{Hz}$  à  $4\text{Hz}$  induit une nette diminution des efforts internes. A titre d'exemple, entre la première et la deuxième fréquence, on obtient une réduction des valeurs maximales des efforts internes (moment fléchissant et effort tranchant) de l'ordre 70%.

Afin de comparer les résultats obtenus avec ceux du comportement élastique, nous avons réalisé des calculs élastiques supplémentaires avec les fréquences étudiées. Le tableau 2.5 illustre les résultats obtenus. On constate que la plasticité affecte

uniquement les résultats du calcul correspondant à la première fréquence du chargement. Pour expliquer ce résultat, nous avons reporté dans la figure 2.17 l'évolution du cisaillement en deux points du massif de sol. On note que la déformation irréversible obtenue pour la deuxième fréquence est négligeable ; ceci signifie que les chargements sismiques considérés pour les 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> fréquences induisent des contraintes qui restent dans le domaine élastique, d'où le faible écart entre les calculs élastiques et élastoplastiques pour ces fréquences.

Fréquence du chargement	Moment fléchissant maximal (kN.m)	Effort tranchant maximal (kN)
f=1 Hz	870	540
f=2,3 Hz	220	160
f=4 Hz	160	110

Tableau 2.4- Influence de la fréquence de chargement sur les efforts maximaux dans le revêtement (comportement élastoplastique)

Fréquence du chargement	Moment fléchissant maximal (kN.m)	Effort tranchant maximal (kN)
f=1 Hz	1820	1200
f=2,3 Hz	208	128
f=4 Hz	183	111

Tableau 2.5- Influence de la fréquence de chargement sur les efforts maximaux dans le revêtement (comportement élastique)

### **Influence du niveau de chargement**

Pour étudier l'influence du niveau de chargement, nous avons effectué un nouveau calcul en imposant à la base du modèle une accélération d'amplitude  $\ddot{u}_g = 0,2g$  (le double de l'amplitude de l'exemple de référence). La figure 2.18 et le tableau 2.6 donnent les résultats obtenus. On note que le doublement du chargement induit une augmentation de l'ordre de 37% du moment fléchissant maximal et de l'ordre de 57% de l'effort tranchant maximal. Ceci montre que l'amortissement du sol par déformations plastiques s'amplifie avec le niveau de chargement et limite ainsi l'amplification des efforts pour les hauts niveaux de chargement.

La figure 2.19 illustre l'évolution du déplacement en clé du revêtement pour les deux niveaux de chargement. On note que le doublement de l'amplitude du chargement

induit une augmentation du déplacement horizontal de l'ordre de 48% et du déplacement vertical de l'ordre 60%.

La figure 2.20 donne l'influence du niveau de chargement sur l'évolution de la déformation de cisaillement en deux points du massif ( $y=0,45H_c$ ,  $0,78H_c$ ). On note une nette augmentation de la plastification avec l'augmentation du niveau de chargement.

### **Influence de la dilatance du sol**

Un calcul a été effectué pour étudier l'influence de la dilatance du sol sur le comportement aux séismes des tunnels. Dans ce calcul un angle de dilatance  $\varphi_{cv} = 23^\circ$  a été retenu (l'angle caractéristique de l'exemple de référence est  $\varphi_{cv} = 30^\circ$ ). La figure 2.21 et le tableau 2.7 illustrent les résultats obtenus. On note que les efforts internes sont peu sensibles à la variation de la dilatance du sol.

Nous avons reporté dans la figure 2.22 la variation des déplacements horizontal et vertical en clé du revêtement pour les deux cas étudiés. On constate que la variation de l'angle de la dilatance n'a pas d'effet significatif sur le déplacement horizontal ; par contre, la réduction de l'angle caractéristique du sol induit une nette diminution du déplacement vertical.

La figure 2.23 donne l'influence de la dilatance sur la variation de la déformation volumique en deux points du massif ( $y=0,45H_c$ ,  $0,78H_c$ ). On note que la réduction de l'angle caractéristique induit une réduction de la déformation volumique. Ceci explique la réduction du tassement obtenue avec l'amplification de la dilatance (réduction de l'angle caractéristique).

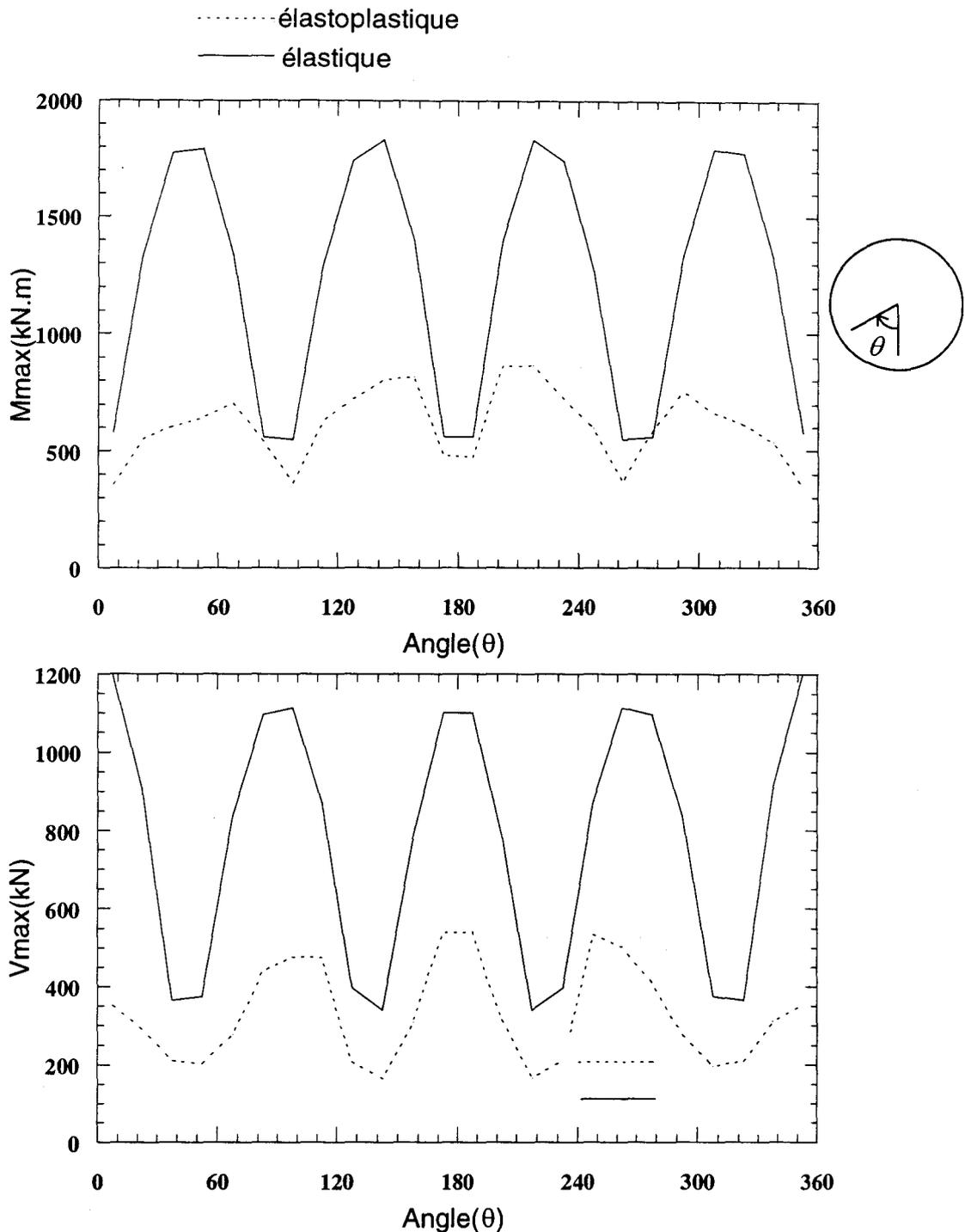


Figure 2.14-Influence de la plasticité sur les efforts internes dans le revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $\frac{H}{D} = 1,8$ )

Comportement du sol	Moment fléchissant maximal (kN.m)	Effort tranchant Maximal (kN)
Elastique	1820	1200
Elastoplastique	870	540

Tableau 2.3- Influence de la plasticité sur les efforts maximaux dans le revêtement

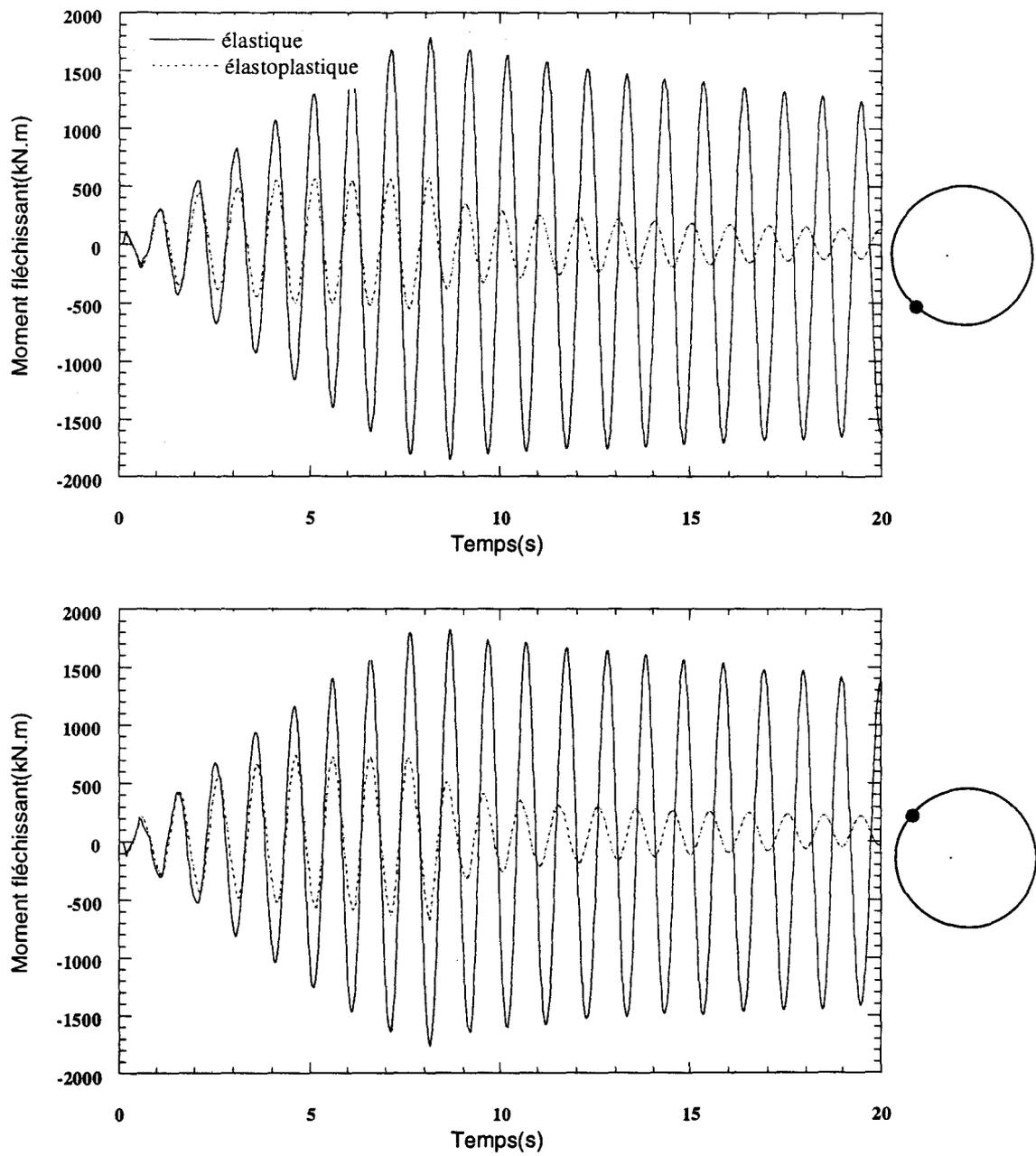


Figure 2.15-Influence de la plasticité sur l'évolution du moment fléchissant

$$(f = 1\text{Hz}, \ddot{u}_g = 0,1g, \frac{H}{D} = 1,8)$$

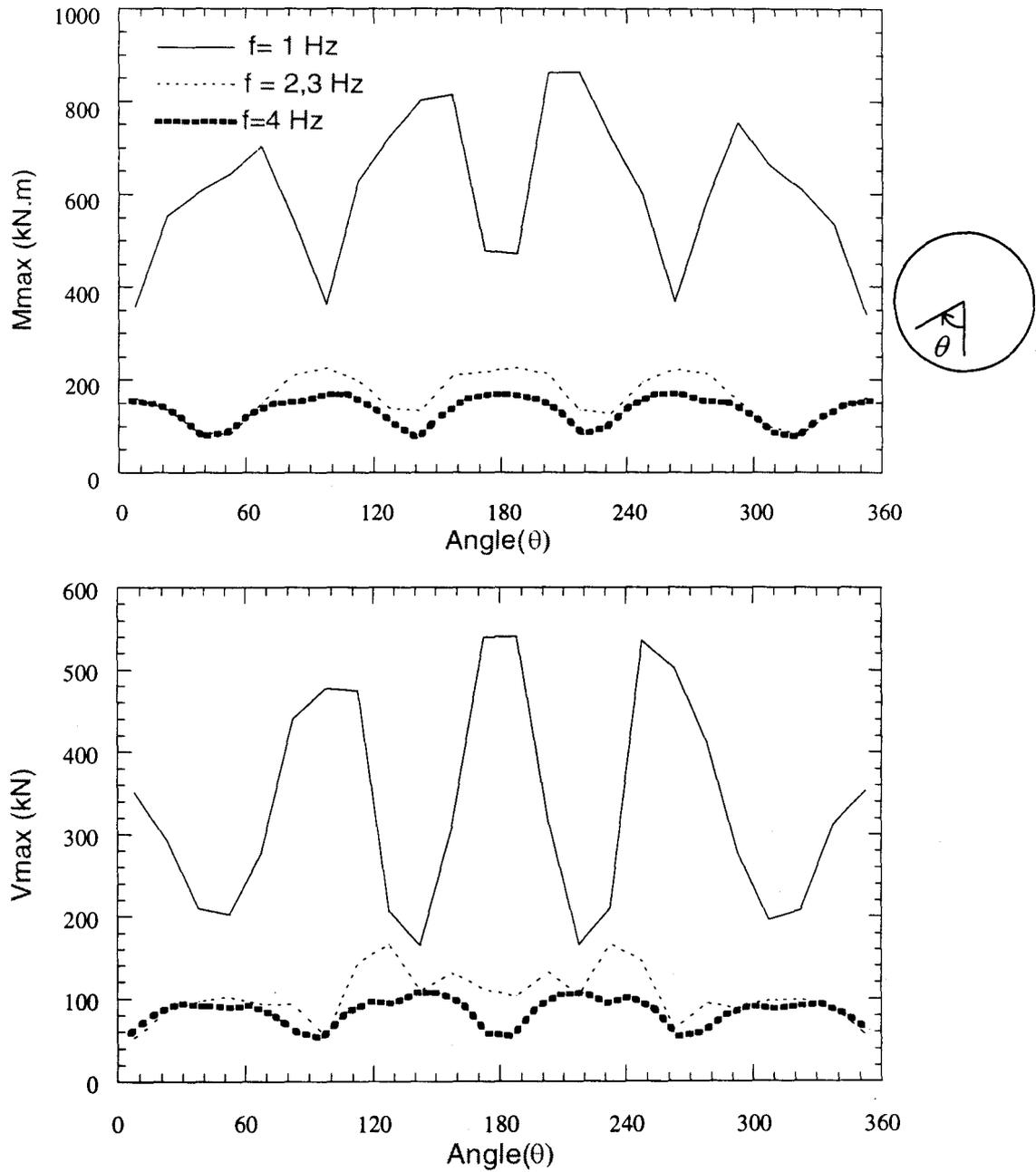


Figure 2.16-Influence de la fréquence de chargement sur les efforts internes dans le revêtement ( $\ddot{u}_g = 0,1g, \frac{H}{D} = 1,8$ )

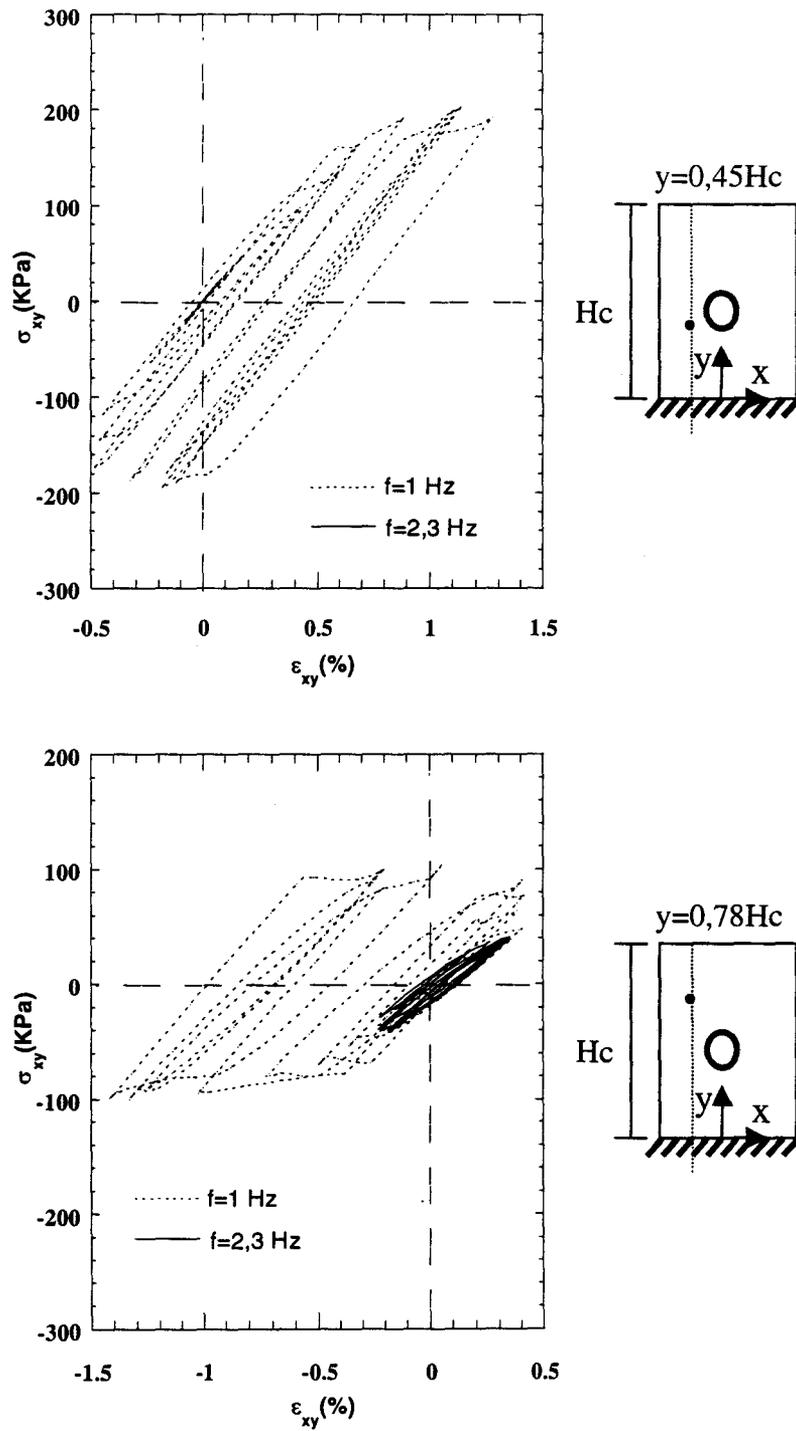


Figure 2.17- Influence de la fréquence de chargement sur l'évolution du cisaillement et de la déformation de cisaillement

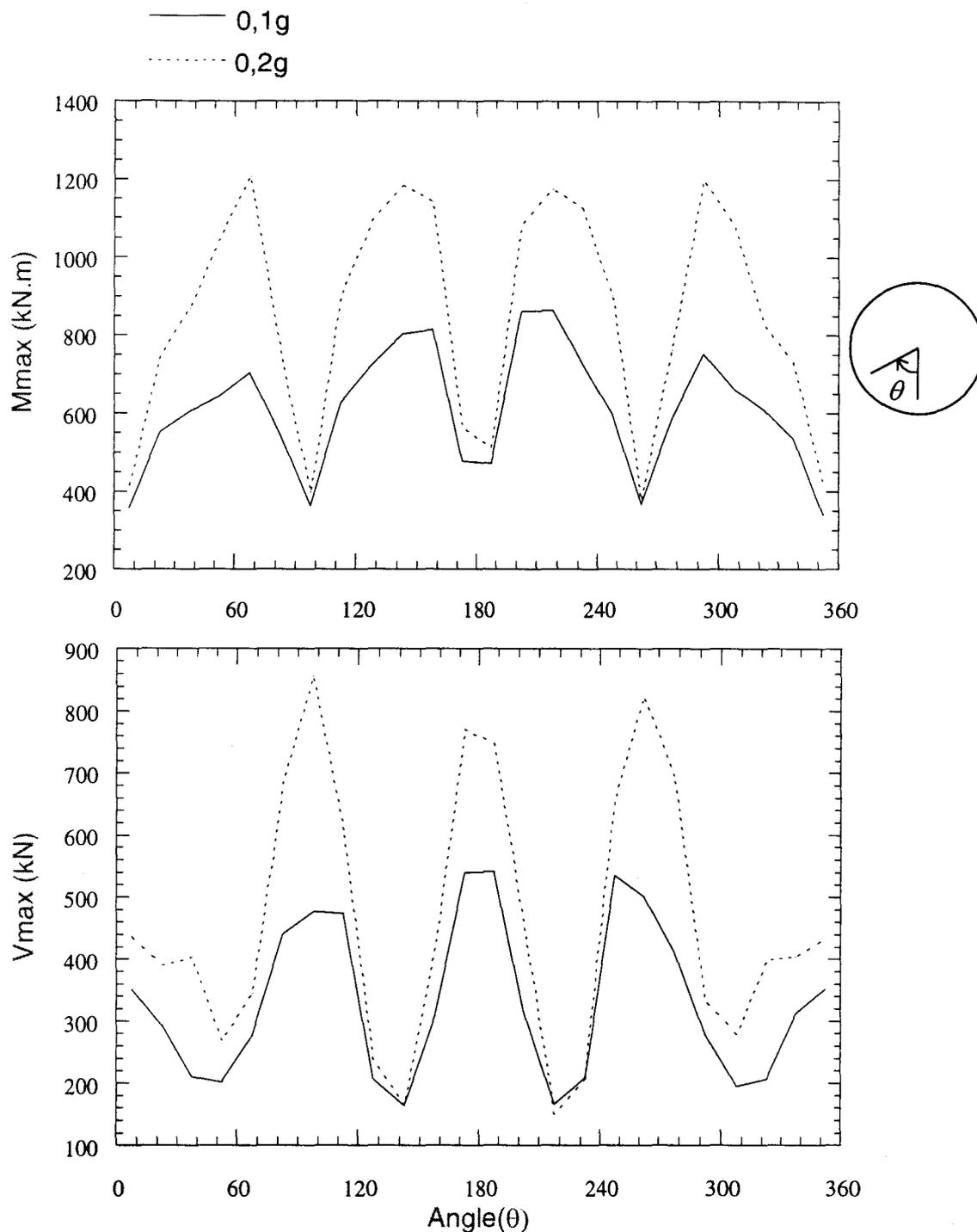


Figure 2.18-Influence du niveau de chargement sur les efforts dans le revêtement ( $f = 1\text{Hz}, \frac{H}{D} = 1,8$ )

Niveau du chargement	Moment fléchissant maximal (kN.m)	Effort tranchant maximal (kN)
$\ddot{u}_g = 0,1g$	870	540
$\ddot{u}_g = 0,2g$	1200	850

Tableau 2.6- Influence du niveau de chargement sur les efforts maximaux dans le revêtement

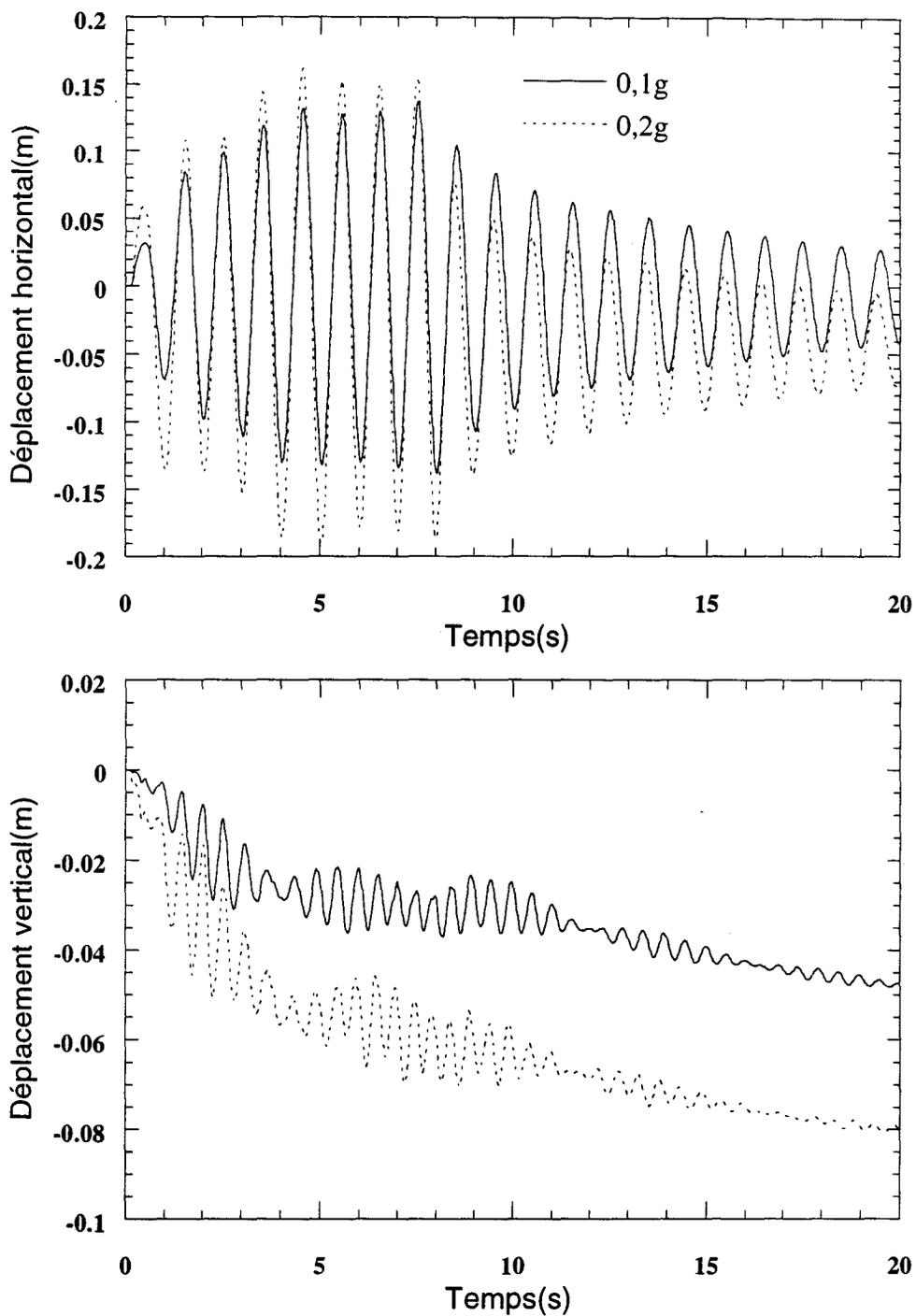


Figure 2.19-Influence du niveau de chargement sur les déplacements en clé du revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\frac{H}{D} = 1,8$ )

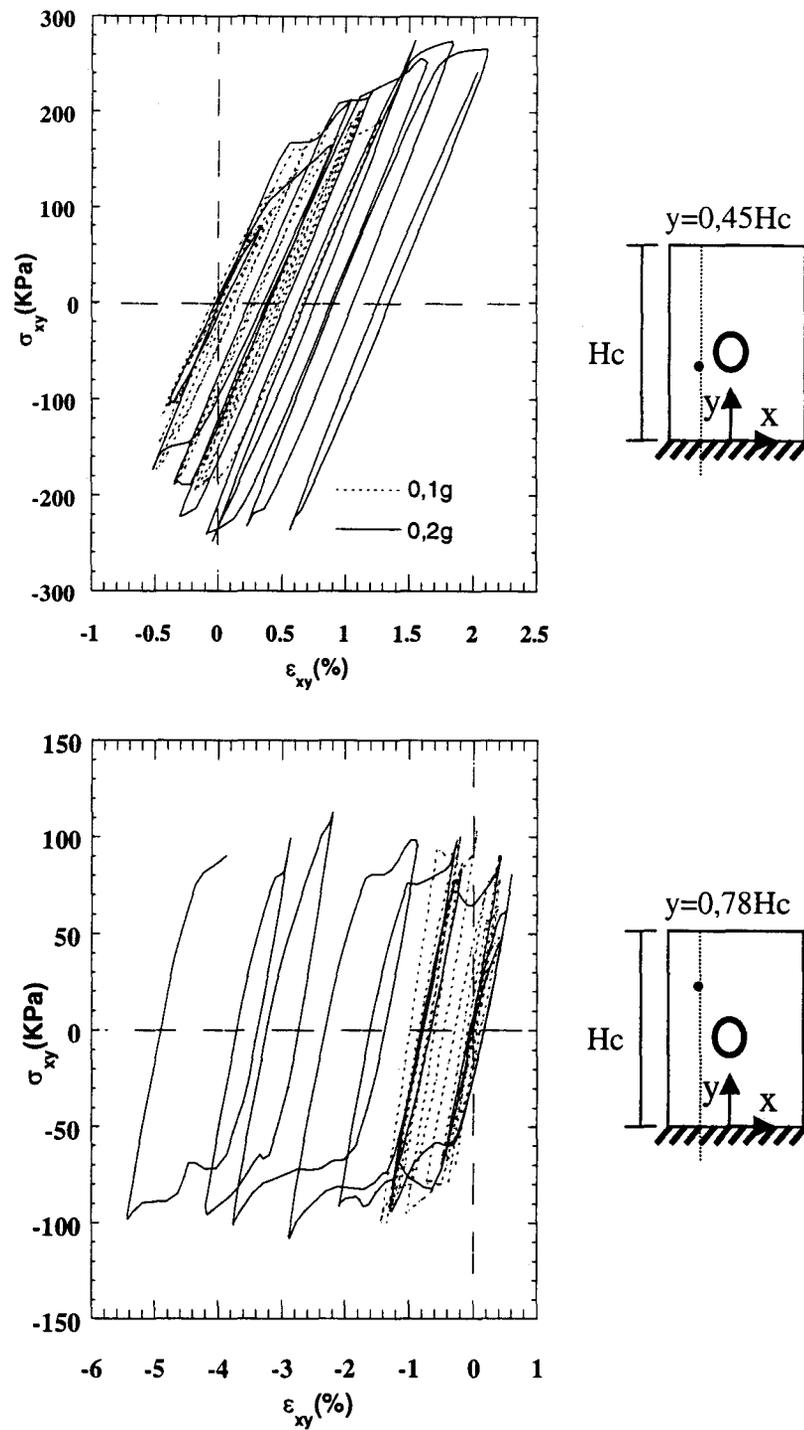


Figure 2.20- Influence du niveau de chargement sur l'évolution du cisaillement

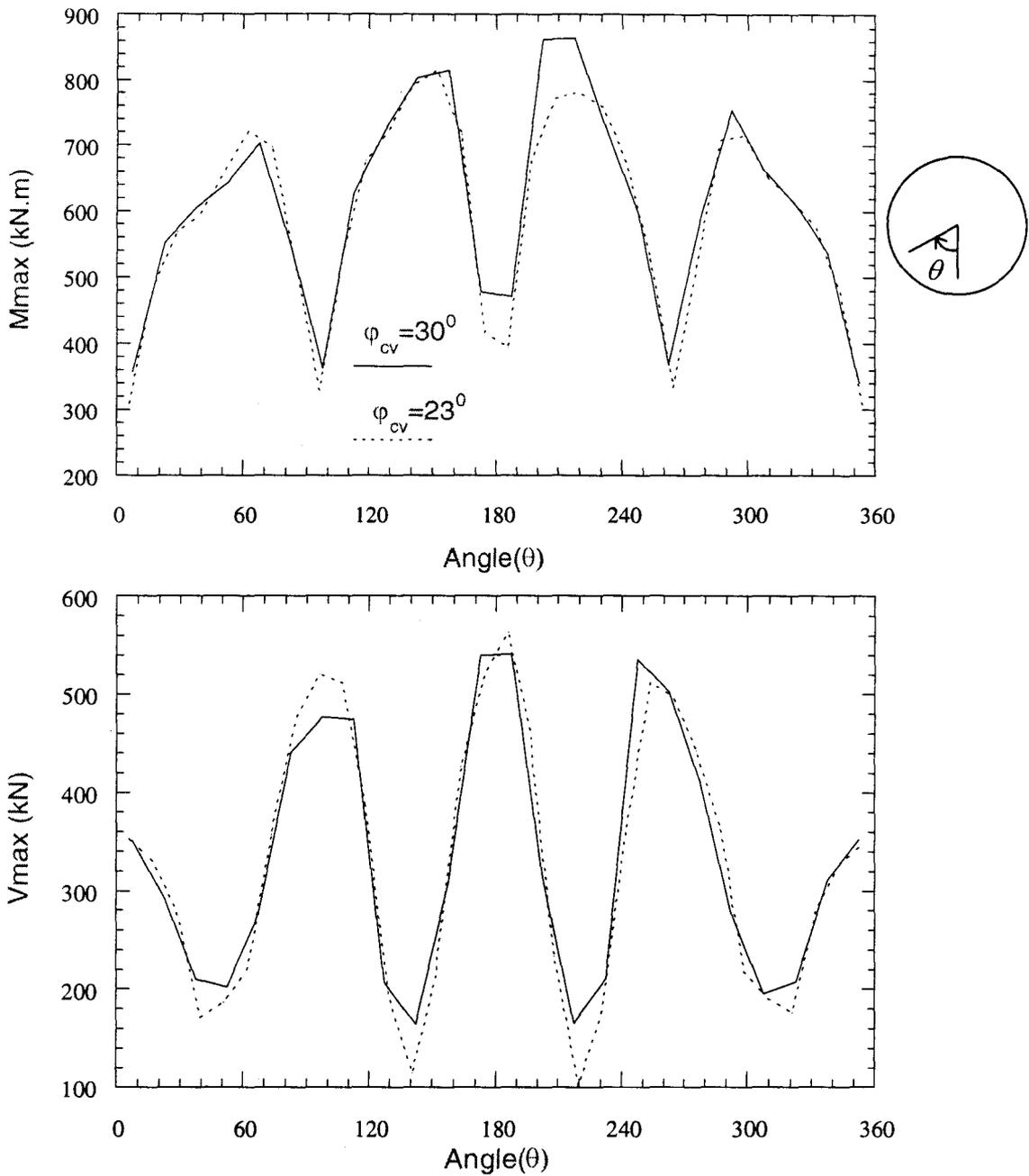


Figure 2.21-Influence de l'angle de caractéristique du sol sur les efforts dans le revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $\frac{H}{D} = 1,8$ )

Angle de dilata nce du sol	Moment fléchissant maximal (kN.m)	Effort tranchant maximal (kN)
$\varphi_{cv} = 30^\circ$	870	540
$\varphi_{cv} = 26^\circ$	830	550

Tableau 2.7- Influence de la dilata  
nce du sol sur les efforts maximaux dans le revêtement

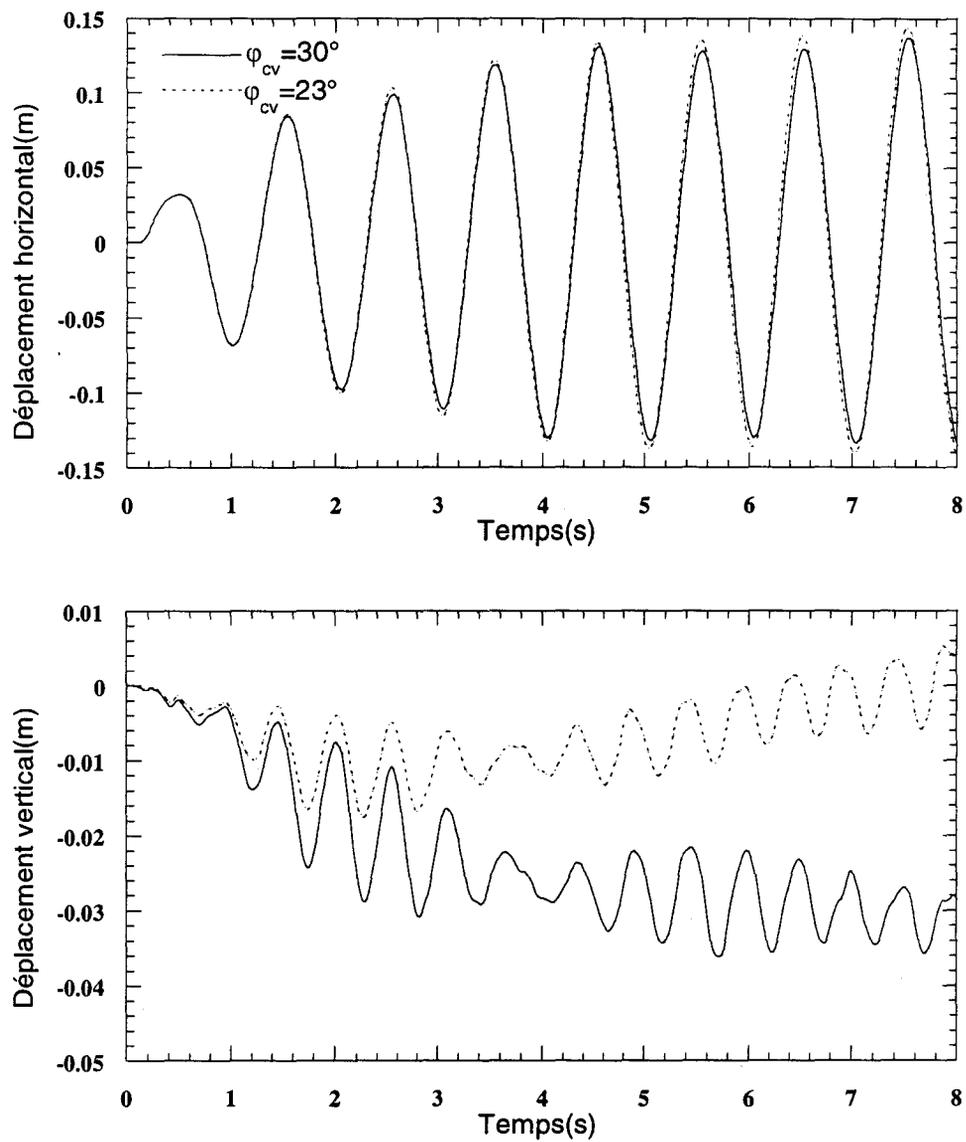


Figure 2.22-Effet de l'angle caractéristique sur les déplacements horizontal et vertical en clé du revêtement

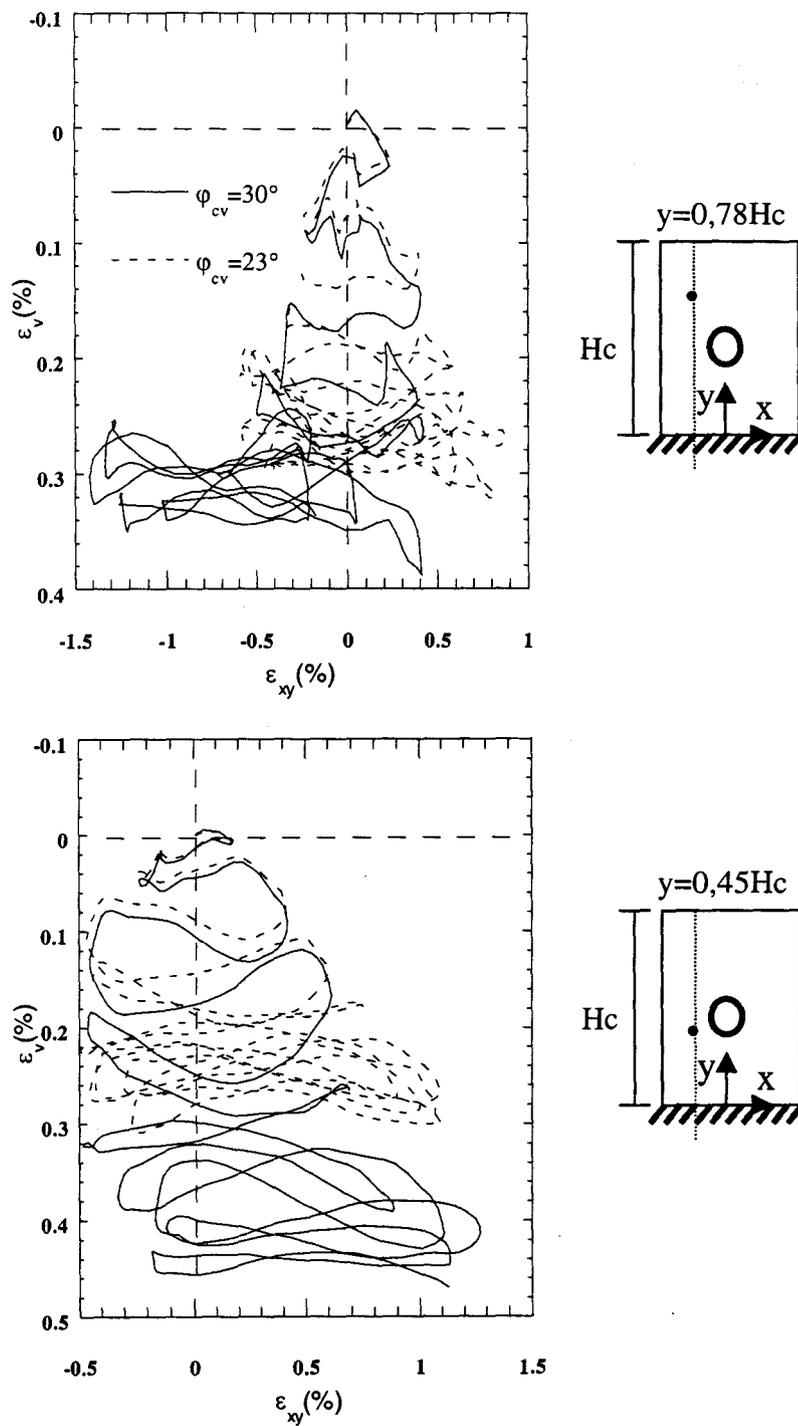


Figure 2.23- Influence de la dilatance du sol sur l'évolution de la déformation volumique

## **2.4 Conclusion**

Ce chapitre a été consacré à une étude du comportement sismique des tunnels en prenant en compte le comportement élastoplastique du sol. Une analyse bibliographique des travaux effectués sur ce thème a montré que la réponse des tunnels construits dans des terrains meubles dépend d'une manière sensible du comportement non linéaire et irréversible du sol. Les travaux antérieurs ont utilisé principalement des modèles élastiques –parfaitement plastiques ou le modèle de Duncan qui sont mal adaptés à la description du comportement cyclique des sols. Afin d'étudier la réponse sismique des tunnels d'une manière plus rigoureuse, nous avons utilisé le modèle élastoplastique MODSOL qui a été développé spécifiquement pour décrire le comportement des sols sous chargement cyclique.

Une analyse des résultats obtenus avec le modèle MODSOL a montré que la plasticité peut affecter d'une manière sensible les efforts induits dans le revêtement par le chargement sismique. Son effet est particulièrement sensible pour la première fréquence et les hauts niveaux de chargement. Dans certaines simulations, la prise en compte de la plasticité du sol s'est traduite par une réduction de l'ordre de 50% des efforts induits dans le revêtement.

Par ailleurs, la prise en compte de la plasticité permet de décrire d'une manière correcte la variation de volume et les tassements induits par le chargement sismique.

---

## *Chapitre 3*

# *Comportement des tunnels sous chargement sismique : prise en compte du couplage fluide - squelette*

*Ce chapitre est consacré à l'étude de l'influence de la saturation du sol sur le comportement des tunnels sous chargement sismique. L'étude est réalisée en utilisant un modèle dynamique couplé simplifié qui a été proposé par Zienkiewicz. Le comportement du sol est décrit par le modèle élastoplastique MODSOL présenté dans le chapitre précédent. Le travail de ce chapitre est présenté en trois parties. On présente d'abord une synthèse des travaux réalisés, ensuite on décrit brièvement le modèle numérique utilisé. Le chapitre s'achève par une analyse d'un cas de référence et une analyse de l'influence des principaux paramètres sur le comportement des tunnels sous chargement sismique.*

### **3.1 Introduction**

Le comportement sismique des tunnels construits dans des sols saturés dépend sensiblement de l'évolution de la pression d'eau induite par le chargement. En effet, un chargement cyclique et rapide des sables lâches saturés induit une augmentation de la pression d'eau à cause du comportement contractant de ces sables. Cette augmentation peut provoquer l'annulation des contraintes effectives, ce qui se traduit par la perte de la résistance du sol (phénomène de liquéfaction) et l'augmentation des efforts internes appliqués aux tunnels. Pour éviter ce phénomène, certains auteurs (Owen et al. 1981 et

Robert Rowe et al. 1992) ont proposé de mettre des blocs autour des tunnels afin d'accélérer la dissipation de la pression interstitielle.

Koseki et al.(1997) ont réalisé des essais sur table vibrante pour étudier l'influence de la saturation du sol sur la réponse des tunnels au chargement sismique. Cette étude a montré que la réponse des tunnels comporte trois phases, à savoir (figures 3.1 et 3.2) :

- On note d'abord des déformations latérales du sol qui provoquent un soulèvement du tunnel, en particulier en cas de liquéfaction; le soulèvement atteint 13mm à la fin du chargement ( $t = 4s$ ).
- Ensuite, on note que le chargement sismique induit une réduction de la pression d'eau dans la zone située en dessous du tunnel, ceci a pour effet de créer un écoulement d'eau vers cette zone, et de provoquer par la suite un soulèvement du tunnel.
- La dernière phase concerne la dissipation de l'excès de la pression d'eau qui a pour effet de consolider les sols et d'induire des tassements. La dissipation de la pression est très lente ; elle s'achève après 120 sec (30 fois la durée du chargement).

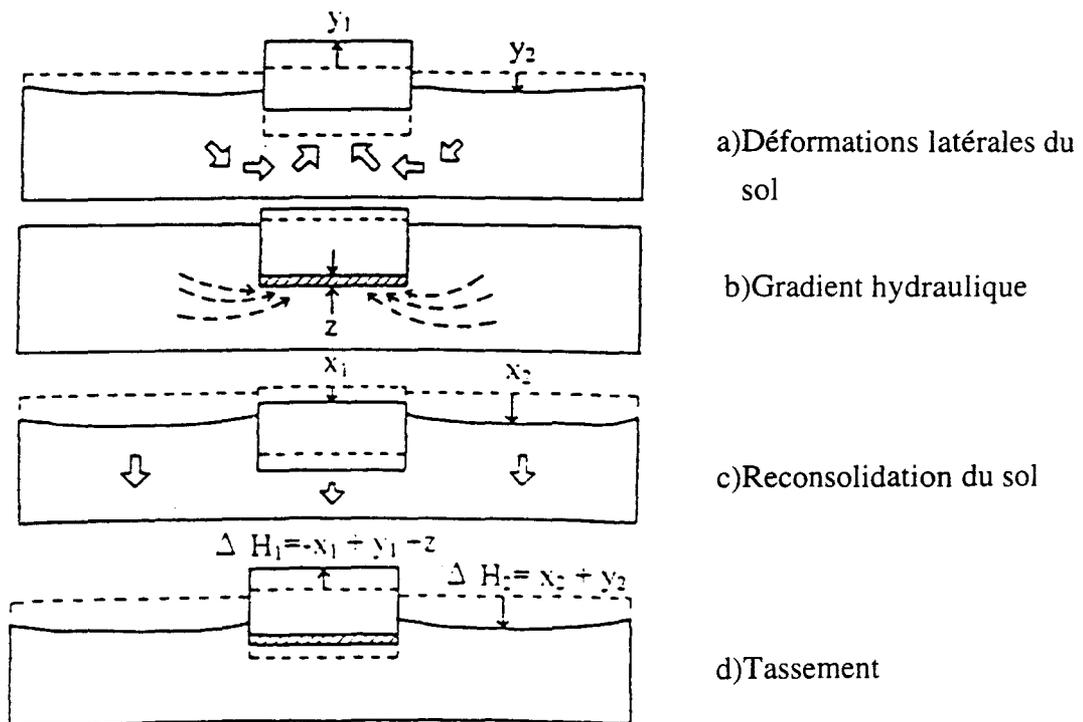


Figure 3.1- Etude à la table vibrante du comportement d'un tunnel dans un sol saturé sous chargement sismique / Phases de sollicitations

(Koseki et al. 1997)

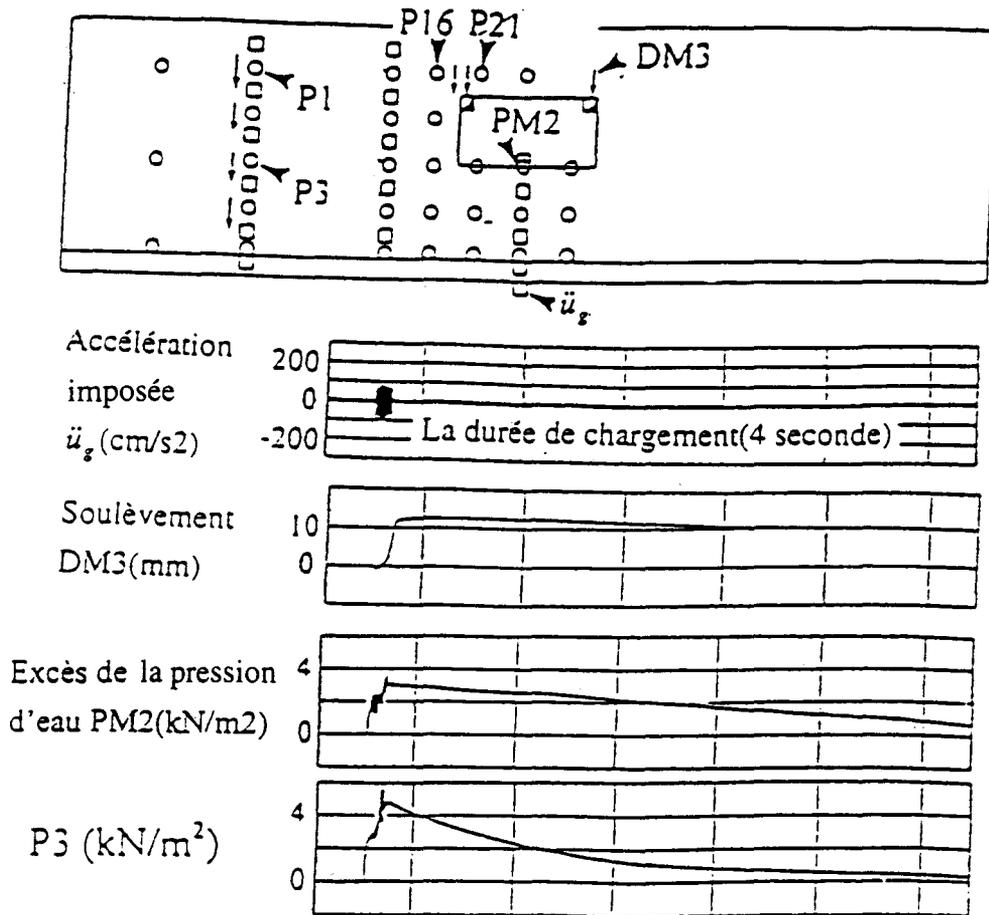
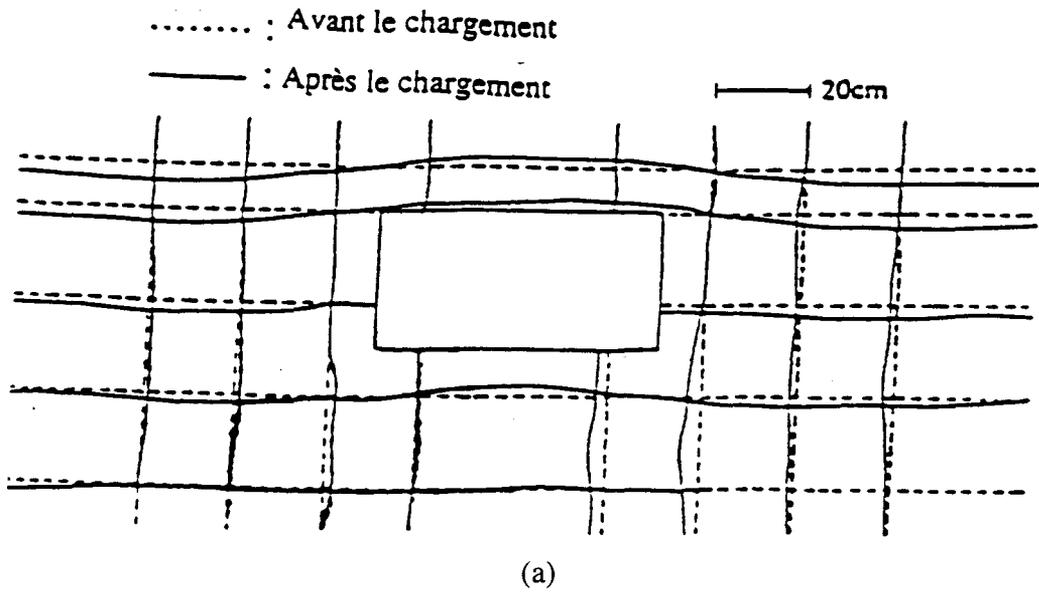


Figure 3.2- Etude à la table vibrante du comportement d'un tunnel dans un sol saturé sous chargement sismique (D'après Koseki et al. 1997)

a) Déformée du tunnel étudié

b) Soulèvement et excès de la pression interstitielle

## 3.2 Modèle numérique

Le modèle numérique utilisé pour étudier le comportement aux séismes des tunnels est fondé sur la formulation de Biot des problèmes dynamiques des milieux poreux saturés ( Biot 1941, 1955, 1956 et 1962) et les simplifications proposées par Zienkiewicz et al. (Zienkiewicz et al. 1980 et Zienkiewicz, Batts 1982). Ce modèle a été introduit dans le programme de calcul par éléments finis PECPLAS développé au Laboratoire de Mécanique de Lille (Khoshravan Azar 1995 et Ousta 1997). Le comportement du sol est décrit par le modèle élastoplastique MODSOL présenté dans le chapitre précédent.

### 3.2.1 Présentation du modèle couplé simplifié

La formulation de Biot du problème dynamique des sols saturés est fondée sur les équations d'équilibre, la loi de diffusion et la conservation de la masse du fluide. Afin de simplifier cette formulation, Zienkiewicz et al. (Zienkiewicz et al. 1980 et Zienkiewicz, Batts 1982) ont proposé de négliger l'accélération relative du fluide par rapport au squelette. Cette simplification permet d'écrire le problème en utilisant la pression du fluide et le champ de déplacement du squelette. La formulation simplifiée peut être résumée par les équations suivantes :

#### - Equations d'équilibre

$$\text{div} \sigma - f_v - \rho \ddot{u} = 0 \quad (3.1)$$

$f_v$  est le vecteur des forces volumiques,  $\rho$  et  $\ddot{u}$  représentent respectivement la masse volumique du sol saturé et l'accélération du squelette solide.

#### -Loi de diffusion

La diffusion du fluide dans un milieu poreux est supposée obéir à la loi de DARCY généralisée :

$$\dot{w} = \frac{-k}{\rho_f g} [\text{grad}(p_w - \rho_f gz) + \rho_f \ddot{u}] \quad (3.2)$$

$\dot{w}$  est la vitesse relative du fluide par rapport au squelette,  $\rho_f$  et  $k$  représentent respectivement la masse volumique du fluide et le tenseur de perméabilité,  $p_w$  désigne la pression du fluide.

### -Conservation de la masse du fluide

$$\text{div}(\dot{w}) + \text{div}(\dot{u}) + \frac{n}{k_f} \dot{p}_w = 0 \quad (3.3)$$

$n$  et  $k_f$  représentent respectivement la porosité du milieu et le coefficient de compressibilité du fluide.

### **3.2.2 Formulation variationnelle et discrétisation par éléments finis**

La formulation variationnelle des équations précédentes est obtenue par le principe des travaux virtuels pour les équations d'équilibre et l'application de la méthode de Galerkin pour l'équation de diffusion 3.3. Une discrétisation classique par éléments finis des équations obtenues donne le système suivant :

$$\begin{aligned} M_{ss} \ddot{U} + R U + C_{sp} \dot{P} &= F_s \\ M_{ps} \ddot{U} + C_{ps} \dot{U} + C_{pp} \dot{P} + K_{pp} P &= F_p \end{aligned} \quad (3.4)$$

$U$  et  $P$  désignent respectivement les vecteurs déplacements et pressions aux nœuds du maillage. Les expressions des matrices  $M_{ss}$ ,  $R$ ,  $C_{sp}$ ,  $M_{ps}$ ,  $C_{ps}$ ,  $C_{pp}$ ,  $K_{pp}$  et des vecteurs  $F_s$  et  $F_p$  sont données en annexe 2. L'application du schéma implicite de Newmark au système d'équations (3.4) donne :

$$\begin{aligned} \bar{R} \Delta U + \bar{C}_{sp} \Delta P &= \bar{F}_s \\ \bar{M} \Delta U + \bar{C}_{kpp} \Delta P &= \bar{F}_p \end{aligned} \quad (3.5)$$

Les expressions des matrices et vecteurs intervenant dans ce système sont données en annexe 2. La résolution du système d'équations permet d'obtenir  $\Delta U$  et  $\Delta P$ , et par la suite  $U$ ,  $\dot{U}$ ,  $\ddot{U}$  et  $P$ .

Pour les problèmes non linéaires, on utilise le schéma de résolution de Newton Raphson modifié. On évalue et distribue les forces résiduelles d'après la méthode classique utilisée dans les programmes de calcul par éléments finis (Khoshravan Azar 1995, Ousta 1997).

### 3.3 Application à l'étude du comportement des tunnels

On présente d'abord une analyse d'un cas de référence, ensuite on étudie l'influence des principaux paramètres sur le comportement sismique des tunnels dans des sols saturés.

#### 3.3.1 Exemple de référence

##### Présentation de l'exemple

Le problème traité est présenté dans la figure 3.3. Il concerne un tunnel de diamètre  $D = 9\text{m}$  construit à une profondeur  $H = 1,8D$  dans une couche de sable saturé ayant une masse volumique  $\rho_s = 1960 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  et une perméabilité  $k = 0,001 \text{ m/s}$ . Les caractéristiques du sable de Nevada sont retenues pour notre étude. Le jeu de paramètres retenu dans le chapitre précédent (tableau 2.2) est utilisé dans cette étude. Les résultats de simulation des essais triaxiaux non drainés avec ce jeu de paramètres sont donnés dans les figures 3.4 et 3.5. On constate que le modèle reproduit correctement les essais monotones non drainés et prédit une liquéfaction sur un chemin contrôlé en déformation ( $-1\% < \text{déformation axiale} < 1\%$ ) après quatre cycles de chargement.

Le revêtement est supposé constitué d'un matériau monophasique ; son comportement est décrit par un modèle élastique-linéaire avec un module d'Young  $E_r = 21000\text{MPa}$ , un coefficient de Poisson  $\nu_r = 0,25$  et une masse volumique  $\rho_r = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  ; son épaisseur est égale à  $0,4\text{m}$ .

Le chargement sismique est appliqué à la base du massif sous forme d'une accélération harmonique composée de huit cycles de fréquence  $f = 1\text{Hz}$  et d'amplitude  $\ddot{u}_g = 0,1g$  :

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}_g \sin(2\pi ft)$$

A titre indicatif, la fréquence fondamentale du massif en prenant un module d'Young  $E = 45\text{MPa}$  (correspondant aux contraintes initiales au centre du massif) est égale à  $f_1 = 0,75\text{Hz}$ . Les conditions aux limites sont (figure 3.3.a) :

-base rigide et imperméable,

- déplacements horizontaux et verticaux et pression interstitielle sont supposés équivalents aux deux bords latéraux du domaine,
- pression interstitielle nulle à la surface du sol.

Le pas du temps a été choisi par un critère de cohérence entre les discrétisations géométrique et temporelle  $\Delta t \leq \frac{\Delta X}{V_s}$  ( $\Delta X$ ,  $V_s$  désignent respectivement la dimension du plus petit élément du maillage et la vitesse de cisaillement dans le massif). Dans notre cas, le pas de temps a été pris égal à  $\Delta t = 0,005$  seconde .

La largeur du domaine a été fixée par une étude préliminaire. Cette étude a montré que les résultats des calculs ne sont pas affectés par la largeur du domaine dès que celle-ci dépasse  $17D$ .

La résolution numérique a été effectuée à l'aide du schéma implicite de Newmark ; la convergence a été obtenue avec en moyenne une dizaine d'itérations.

### **Résultats**

La figure 3.6 présente l'évolution de l'excès de la pression interstitielle normalisée par la contrainte verticale effective initiale le long d'un profil proche du revêtement. Au voisinage de la surface, on note une brusque augmentation de la pression interstitielle pour atteindre la contrainte effective verticale initiale (apparition de la liquéfaction) ; cette augmentation est suivie par une quasi-stabilisation. Au voisinage de la base, on observe une augmentation progressive de la pression interstitielle qui atteint son maximum (de l'ordre de  $0,85\sigma'_{v0}$ ) après 8 secondes ; cette zone reste loin de la liquéfaction.

L'évolution du profil de pression interstitielle montre que le risque de liquéfaction se produit dans une zone comprise entre  $y = 0,3H_c$  et  $y = 0,9H_c$  ( l'axe du tunnel se trouve à  $y = 0,5H_c$ ). On note aussi une extension de la zone liquéfiée au cours du chargement. A titre d'exemple, à  $t = 3s$ , la zone liquéfiée s'étend entre  $y=0,55H_c$  et  $y=0,9H_c$ , mais à la fin du chargement, cette zone couvre la zone comprise entre  $y = 0,3H_c$  et  $y = 0,9H_c$ .

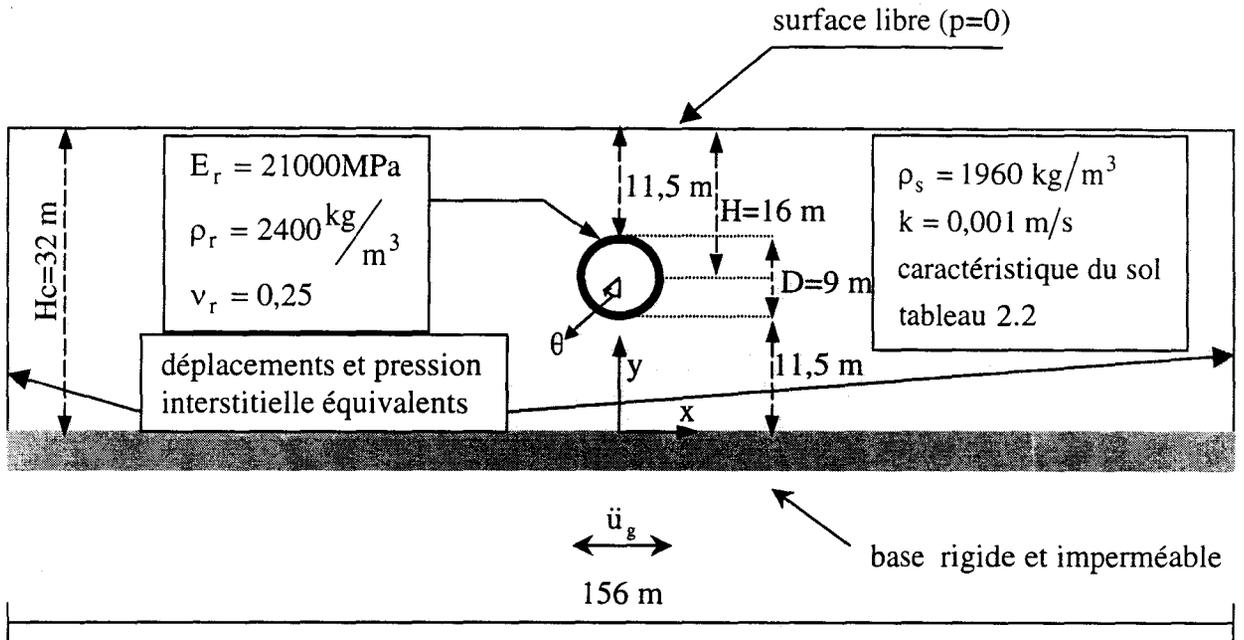
L'évolution de l'excès de la pression interstitielle en présence du tunnel a été comparée à celle obtenue en champ libre (figure 3.7). L'analyse des résultats obtenus montre que la présence du tunnel réduit l'augmentation de la pression interstitielle dans la partie inférieure du massif ; cette réduction est de l'ordre de 26%. Par contre, cette présence ne modifie que très légèrement l'évolution de la pression d'eau dans la zone située au dessus du tunnel. Ces résultats sont qualitativement en accord avec ceux présentés par Koseki et al.(1997) qui ont noté une réduction de l'ordre de 30% de la pression d'eau en dessous du tunnel.

La figure 3.8 illustre l'évolution de l'accélération en clé du revêtement. En début du chargement, on note une amplification de l'accélération qui atteint 280% après 2 secondes ; par la suite, on observe une atténuation importante de l'accélération et son annulation après 9 secondes. Sur la même figure, nous avons reporté l'évolution de l'accélération pour un tunnel construit dans un sol sec. On note que la présence de l'eau induit une réduction de l'amplification de l'accélération. En effet, cette amplification atteint 600% pour le sol sec et 280% pour le sol saturé. Cette réduction résulte de l'augmentation de la pression d'eau (cf. figure 3.6) qui a pour effet de réduire les contraintes effectives et d'atténuer ainsi la propagation d'ondes dans le sol.

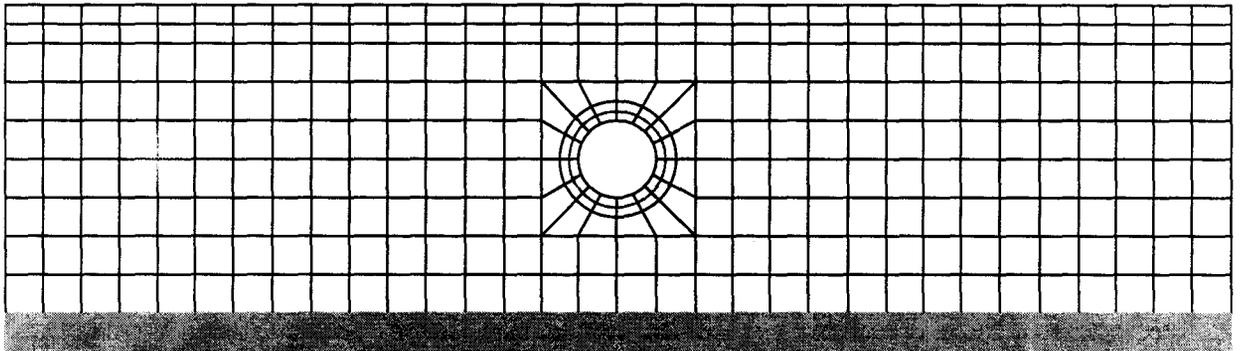
La figure 3.9 montre l'évolution du déviateur en fonction de la déformation du cisaillement et de la pression moyenne en un point situé dans la partie supérieure du massif du sol ( $y = 0,78H_c$ ). On note que le chargement induit une réduction de la pression moyenne et conduit à la liquéfaction du sol après cinq cycles.

L'évolution des efforts internes en clé du revêtement est illustrée dans la figure 3.10. On note que le moment fléchissant augmente pendant le chargement jusqu'à 270 kN.m, ensuite il décroît tout en conservant une valeur significative. En effet, à l'instant  $t = 40$  s, le moment fléchissant garde une valeur égale à 170 kNm, soit 63% du moment fléchissant maximal. L'effort tranchant atteint un pic de l'ordre de 140 kN à  $t = 3$ s, et conserve à la fin de la durée d'observation ( $t = 40$ s) une valeur de 20 kN, soit 15% de l'effort tranchant maximal. L'évolution de l'effort normal est marquée par trois phases : au début du chargement, on observe un effort de compression qui atteint un pic de 45 kN à  $t = 1,5$  s ; ensuite, il décroît pour atteindre un pic en traction de l'ordre de 220 kN à  $t = 8$  s ; ce pic est suivi par une augmentation de l'effort normal, qui redevient de compression atteignant 120kN à  $t = 40$ s.

L'enveloppe des efforts internes dans le revêtement est illustrée dans la figure 3.11. On note des pics du moment fléchissant dans les sections  $\theta = 0^0, 75^0, 180^0$  et  $290^0$  et des pics de l'effort tranchant dans les sections  $\theta = 30^0$  et  $330^0$ . Les pics du moment fléchissant et de l'effort normal permettent de négliger ce dernier. En effet, la contrainte due au moment fléchissant est cinq fois supérieure à celle due à l'effort normal.



(a)



(b)

Figure 3.3-Exemple de référence

- a) Caractéristiques mécaniques et géométriques
- b) Maillage utilisé (608 éléments Q8 et 1878 nœuds)

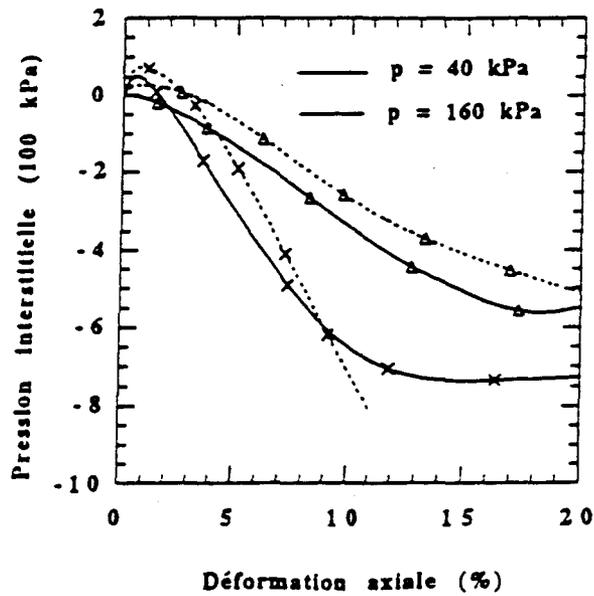
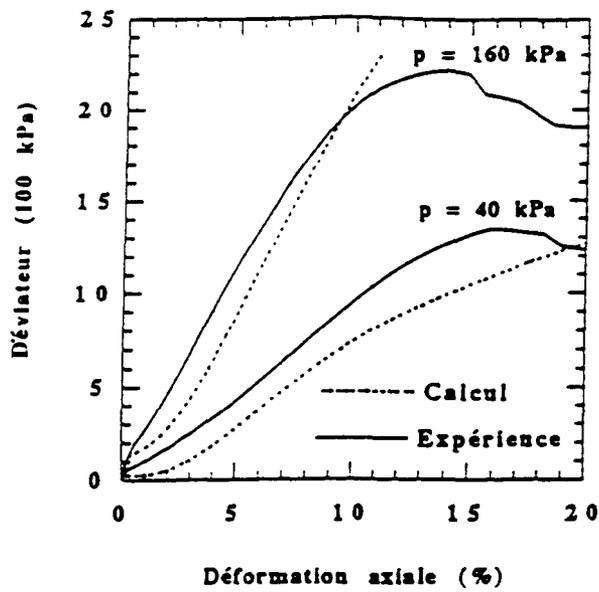


Figure 3.4- Reproduction des essais triaxiaux non drainés  
 (Essais présentés par Arulmoli et al. 1992)  
 ( Simulations réalisées par Khoshnavan Azar 1995)

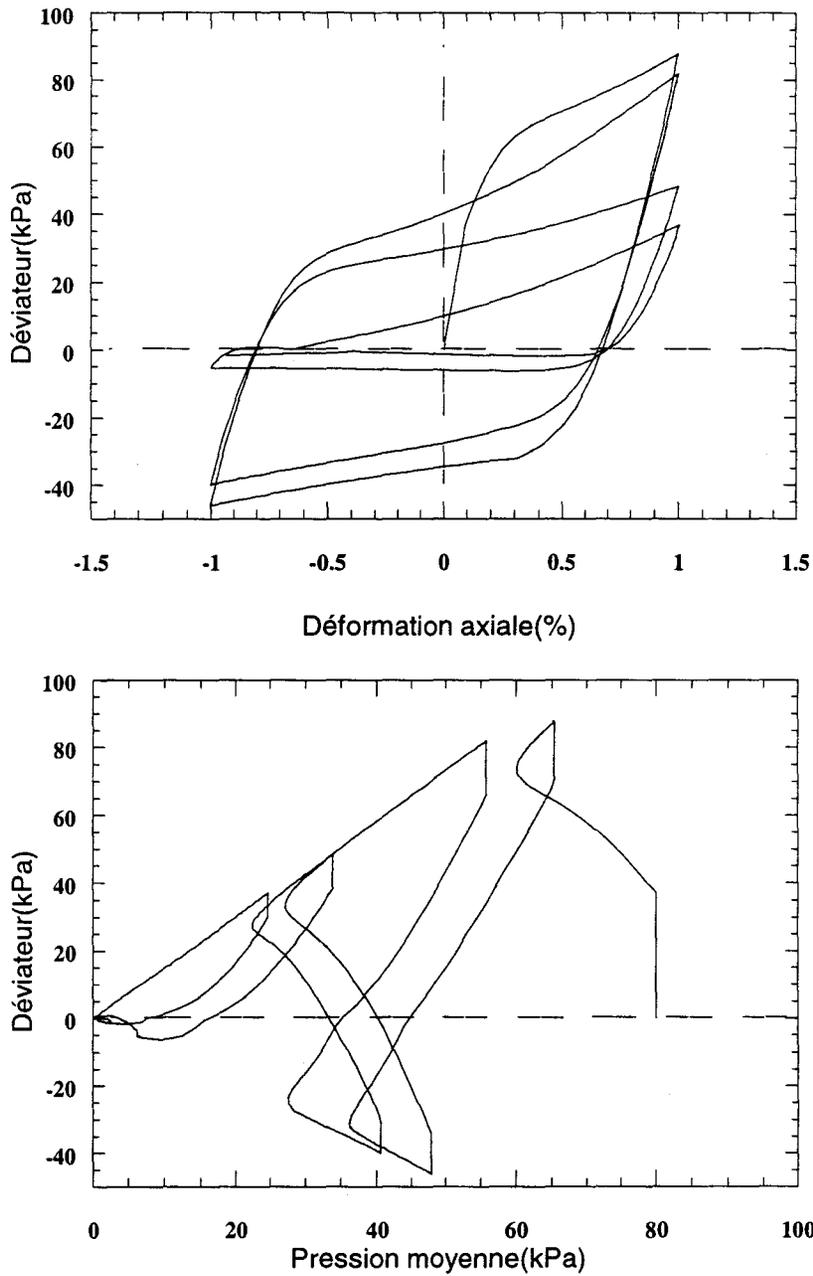


Figure 3.5- Simulation d'un essai triaxial cyclique non drainé  
à l'aide du modèle MODSOL  
jeu de paramètres de l'exemple de référence (tableau 2.2)  
( $\sigma_c = 80\text{kPa}$ )

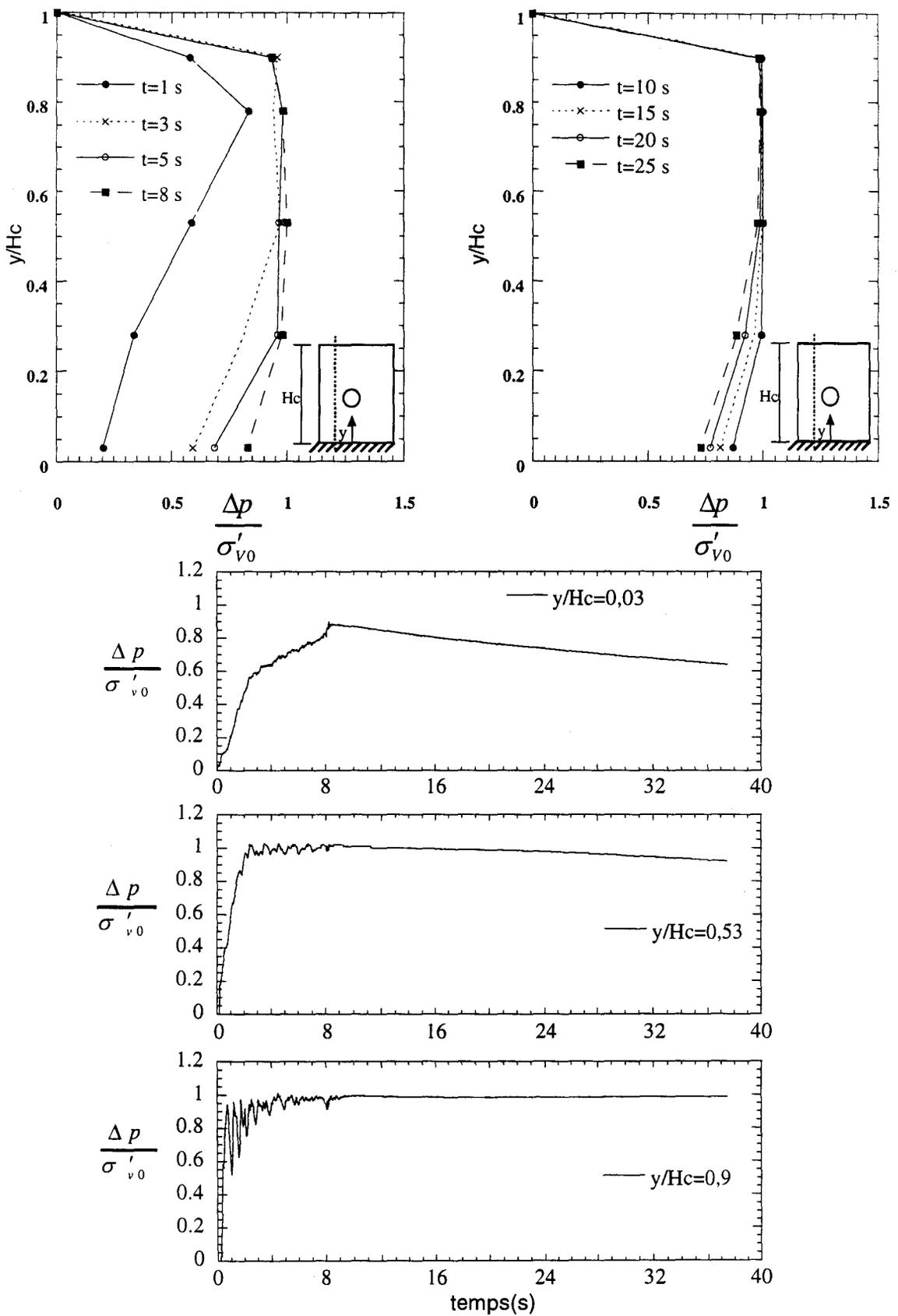


Figure 3.6 : Exemple de référence / Evolution de la pression interstitielle  
 ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $k_{sol} = 0,001 \text{ m/s}$ )

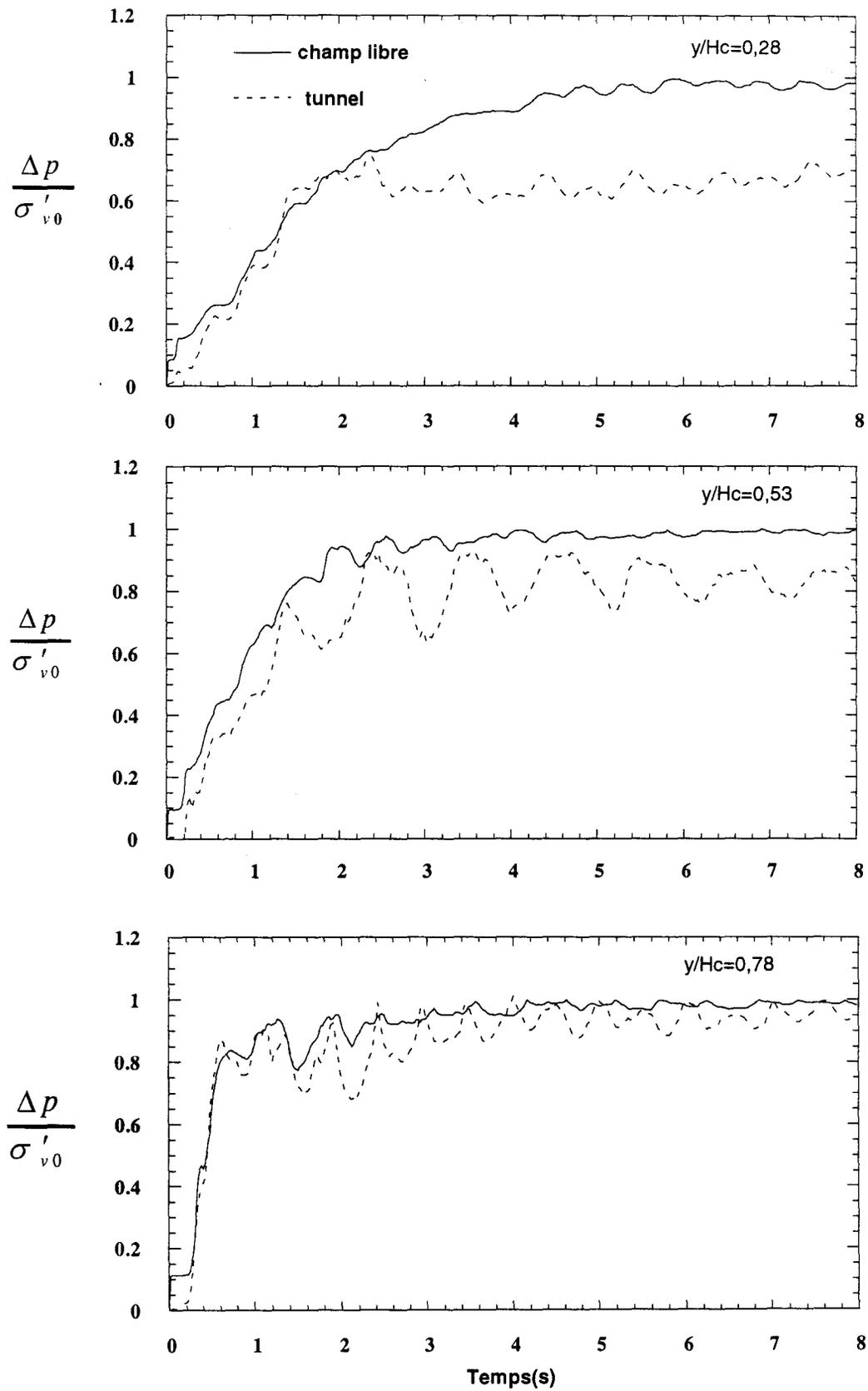


Figure 3.7 : Exemple de référence / Influence de la présence du tunnel sur l'évolution de la pression interstitielle  
 ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $k_{sol} = 0,001 \text{ m/s}$ )

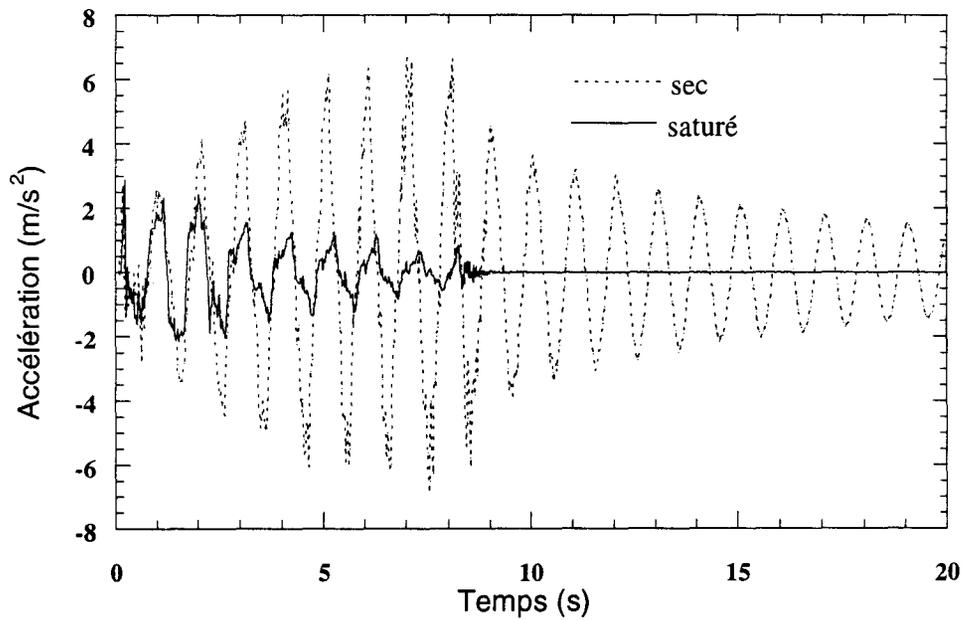
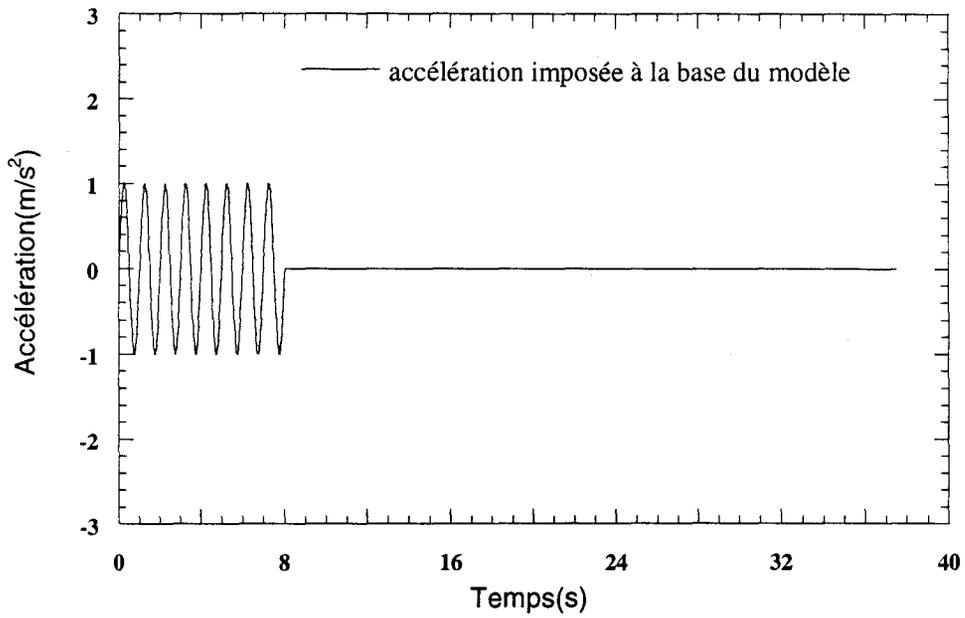


Figure 3.8 : Exemple de référence / courbes d'accélération

a) Accélération imposée à la base du modèle

b) En clé du revêtement

$$\left( f = 1\text{Hz}, \ddot{u}_g = 0,1g, k_{\text{sol}} = 0,001 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

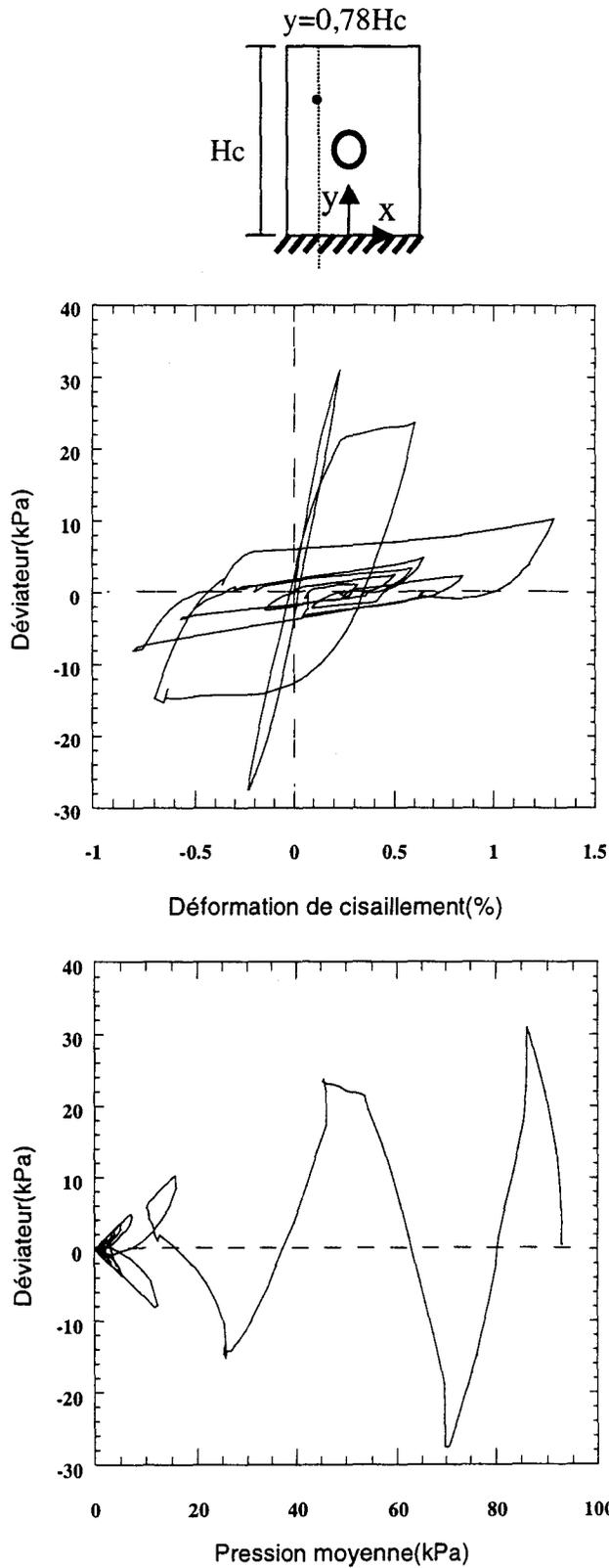


Figure 3.9 : Exemple de référence / Evolution du déviateur, de la déformation de cisaillement et de la pression moyenne en un point situé au voisinage de la surface

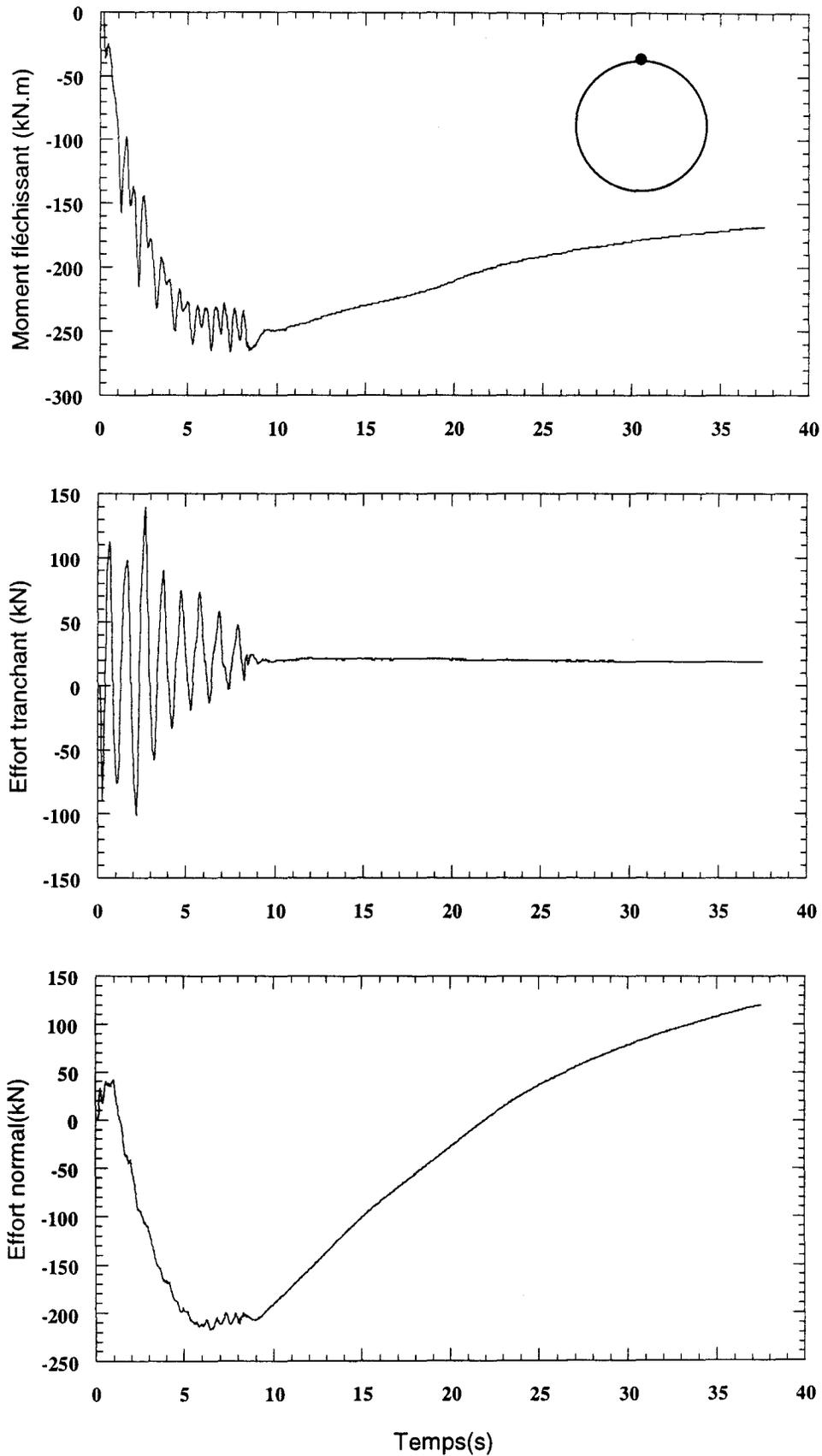


Figure 3.10 : Exemple de référence / Evolution des efforts internes en clé du revêtement  
 $(f = 1\text{Hz}, \ddot{u}_g = 0,1g, k_{\text{sol}} = 0,001 \text{ m/s})$

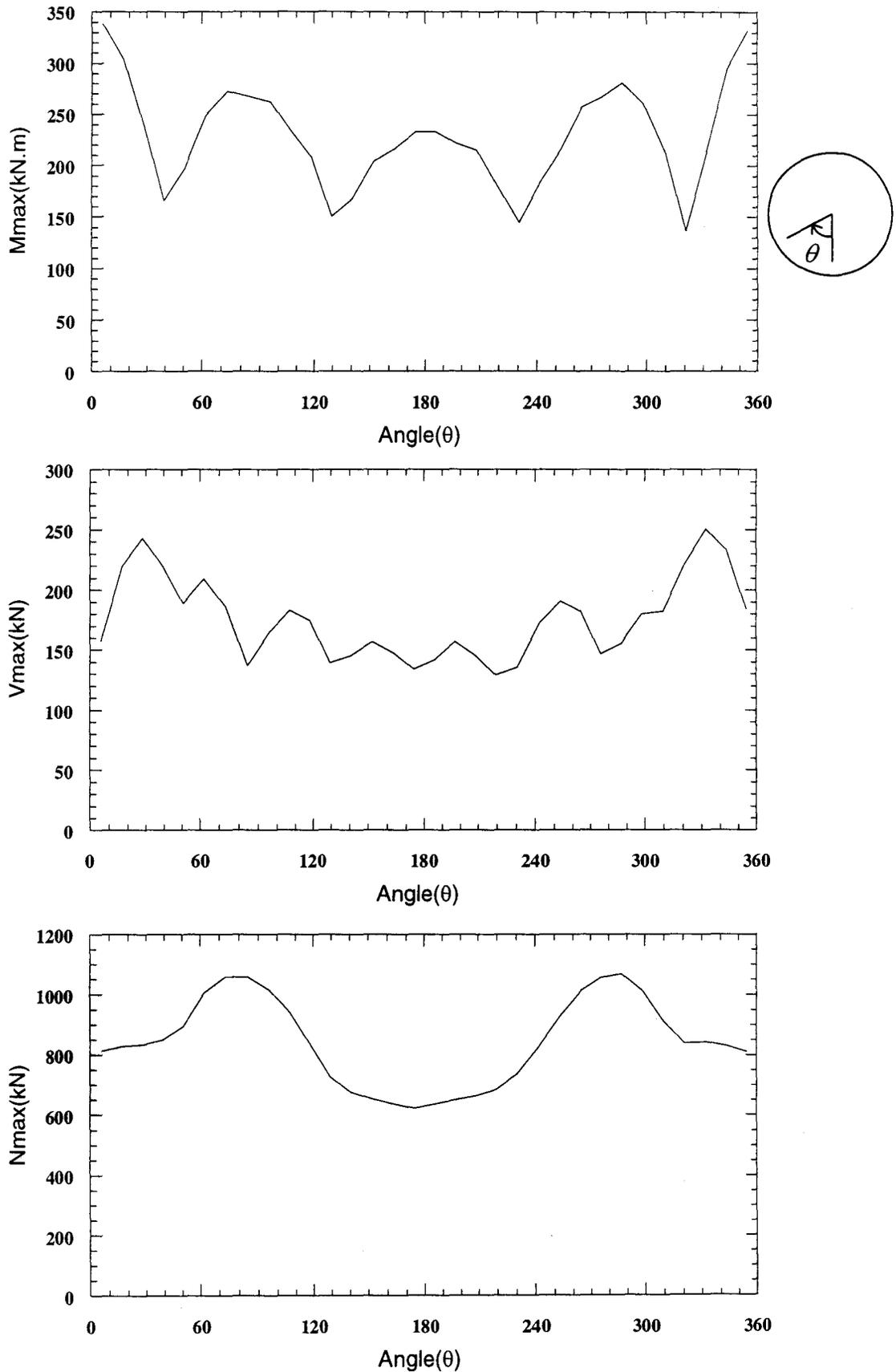


Figure 3.11 : Exemple de référence / Enveloppe des efforts internes dans le revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $k_{sol} = 0,001 \text{ m/s}$ )

### 3.3.2 Etude paramétrique

On présente dans cette section une étude de l'influence sur le comportement sismique du tunnel des principaux paramètres, à savoir la saturation, la fréquence et niveau du chargement, l'angle caractéristique et la perméabilité du sol.

#### Influence de la saturation du sol

Afin d'étudier l'influence de la saturation du sol sur le comportement sismique des tunnels nous avons réalisé un deuxième calcul avec la configuration de l'exemple de référence, mais en supposant que le sol est sec. La figure 3.12 et le tableau 3.1 donnent une comparaison des résultats obtenus. On note que le moment fléchissant et l'effort tranchant avec le sable saturé sont largement supérieurs à ceux obtenus avec le sable sec. En effet, la saturation du sol induit une augmentation de l'ordre de 95% du moment fléchissant et de l'ordre de 140% de l'effort tranchant. Cette augmentation est due au développement de la pression d'eau qui a pour effet de réduire la rigidité du sol, et d'augmenter par conséquent les efforts transmis au revêtement.

Par ailleurs, on note que la saturation du sol a pour effet de réduire l'effort normal dans la partie inférieure du revêtement. Cette évolution résulte du rôle joué par l'eau dans la réduction des tassements des sols (figure 3.13), qui se traduit par une diminution de l'effort normal transmis au revêtement. Ces résultats sont qualitativement en accord avec ceux présentés par KOSEKI et al.(1997).

	Moment fléchissant maximal(kN.m)	Effort tranchant maximal(kN)	Effort normal maximal(kN)
Sable saturé	340	250	1070
Sable sec	175	105	1350

Tableau 3.1- Influence de la saturation du sol sur les efforts internes maximaux induits dans le revêtement

#### Influence de la fréquence de chargement

Afin d'étudier l'influence de la fréquence de chargement sur le comportement sismique des tunnels, nous avons effectué des calculs sur l'exemple de référence avec deux nouvelles valeurs de la fréquence de chargement (1,6Hz et 2,3Hz). A titre indicatif, les deux premières fréquences du massif de sol en prenant un module d'Young correspondant aux contraintes initiales au centre sont respectivement égales à 0,75Hz et 2,35Hz.

La figure 3.14 illustre l'évolution de l'excès de la pression interstitielle au cours du chargement. On constate que la fréquence de chargement affecte principalement la pression d'eau dans la partie inférieure du massif. En effet, on note une augmentation de la pression d'eau et de l'étendue de la zone liquéfiée avec la réduction de la fréquence de chargement. Nous avons reporté dans la figure 3.15 les enveloppes du moment fléchissant et de l'effort tranchant. On note une augmentation des efforts dans le revêtement avec la réduction de la fréquence, en particulier dans la partie inférieure du revêtement. A titre d'exemple, la diminution de la fréquence de chargement de 2,3 Hz à 1 Hz induit une augmentation de l'ordre de 126% du moment fléchissant et de 150% de l'effort tranchant.

L'influence de la fréquence du chargement sur les efforts internes pour le sol saturé est moins significative que celle obtenue avec le sol sec. A titre d'exemple, l'augmentation de la fréquence du chargement de 1Hz à 2,3Hz induit une réduction de l'ordre de 56% du moment fléchissant et de 60% de l'effort tranchant pour le sol saturé. Elles sont de l'ordre de 74% et 71% pour le sol sec (cf. figure 2.16).

### **Influence du niveau de chargement**

Afin d'étudier l'influence du niveau de chargement sur le comportement des tunnels, on a effectué un nouveau calcul avec une accélération  $\ddot{u}_g = 0,2g$  ( le double de l'amplitude retenue dans l'exemple de référence). La figure 3.16 donne l'excès de la pression interstitielle obtenu avec les deux niveaux de chargement. On constate que l'augmentation du niveau de chargement induit une légère augmentation de la pression interstitielle et une extension de la zone liquéfiée vers la base du massif.

Nous présentons dans la figure 3.17 et le tableau 3.3 les efforts internes dans le revêtement obtenus avec les deux niveaux de chargement. On constate une augmentation du moment fléchissant et de l'effort tranchant avec le niveau de chargement. A titre d'exemple, l'augmentation de deux fois du niveau de chargement induit une augmentation de 9% et 16% respectivement du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Pour le sol sec, on a obtenu une augmentation plus significative des efforts internes (de l'ordre de 40% pour le moment fléchissant et de 50% pour l'effort tranchant). Ce résultat peut être expliqué par la liquéfaction des sols dont l'ampleur évolue d'une manière modérée avec le niveau de chargement retenu.

### **Influence de la perméabilité du sol**

Un calcul supplémentaire a été effectué pour étudier l'influence de la perméabilité du sol sur le comportement sismique des tunnels. Dans ce calcul, nous avons retenu une valeur élevée de la perméabilité ( $k = 0,008\text{m/s}$ ) par rapport à celle de l'exemple de référence ( $k=0,001\text{ m/s}$ ).

La figure 3.18 illustre l'influence de la perméabilité du sol sur l'évolution de l'excès de la pression interstitielle. On constate que la perméabilité influence légèrement l'augmentation de la pression d'eau au cours du chargement (jusqu'à  $t = 8\text{s}$ ), mais d'une manière sensible la dissipation de cette pression observée après la fin de chargement. En effet, l'augmentation de la perméabilité accélère la dissipation de la pression d'eau. A titre d'exemple, à l'instant  $t = 25\text{s}$ , l'excès de la pression d'eau avec une perméabilité  $k = 0,008\text{m/s}$  est de l'ordre de 50% de celui obtenu avec une perméabilité  $k = 0,001\text{m/s}$ .

L'influence de la perméabilité sur les efforts induits dans le revêtement est présentée dans la figure 3.19 et le tableau 3.4. On observe que l'augmentation de la perméabilité induit une réduction des efforts internes, en particulier dans la partie inférieure du revêtement. A titre d'exemple, l'augmentation de la perméabilité du sol de  $0,001\text{m/s}$  à  $0,008\text{m/s}$  induit une réduction de 23% du moment fléchissant maximal et de 20% de l'effort tranchant maximal.

### **Influence de la dilatance du sol**

Afin d'analyser l'influence de la dilatance du sol sur le comportement sismique du tunnel, nous avons effectué un calcul avec un angle caractéristique  $\varphi_{cv} = 23^\circ$  (dans le calcul de référence  $\varphi_{cv} = 30^\circ$ ). Cette réduction de l'angle caractéristique se traduit par une augmentation de la dilatance du sable. La figure 3.20 illustre l'influence de la dilatance sur l'évolution du déviateur et de la pression moyenne dans un point situé dans la partie supérieure du massif. On note que la réduction de l'angle caractéristique réduit l'augmentation de la pression d'eau et retarde par conséquent l'apparition de la liquéfaction. En effet, cette dernière apparaît après neuf cycles pour un angle caractéristique  $\varphi_{cv} = 23^\circ$  et après cinq cycles avec  $\varphi_{cv} = 30^\circ$ . La figure 3.21 donne l'influence de la dilatance sur l'évolution de la pression le long d'un profil vertical situé au voisinage du tunnel. On constate que l'augmentation de la dilatance du sol réduit le développement de la pression interstitielle et limite par conséquent l'étendue de la zone liquéfiée.

---

La figure 3.22 et le tableau 3.5 illustrent les enveloppes des efforts dans le revêtement, obtenus avec les deux angles caractéristiques. On note que l'augmentation de la dilatance a pour effet de réduire les efforts internes dans le revêtement. A titre d'exemple, l'augmentation retenue de la dilatance induit une diminution de l'ordre de 12% du moment fléchissant maximal et de 8% de l'effort tranchant maximal. Cette diminution peut être expliquée par la réduction de l'étendue de la zone liquéfiée avec l'augmentation de la dilatance.

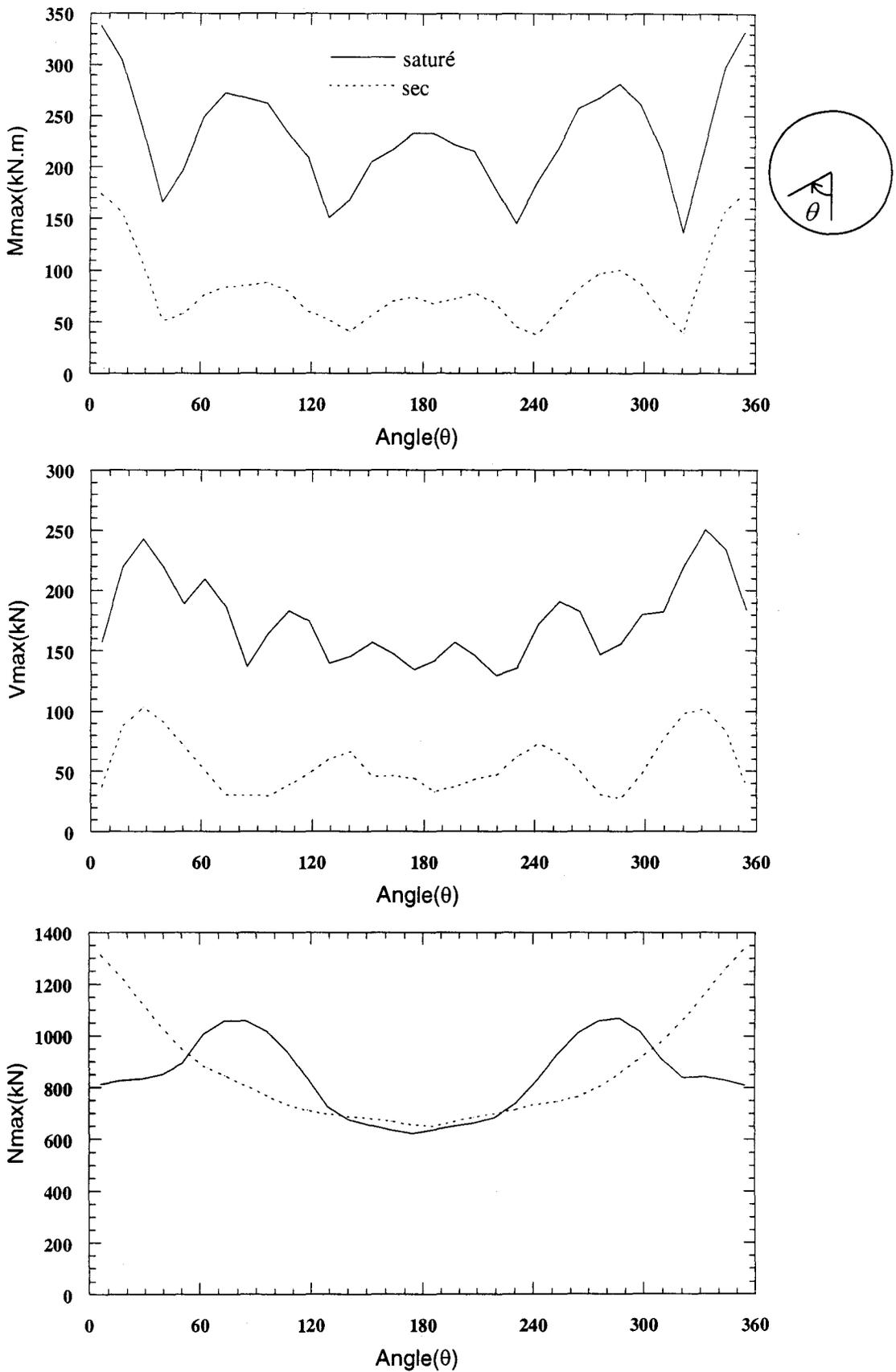


Figure 3.12- Influence de la saturation du sol sur les efforts internes dans le revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $k = 0,001\text{ m/s}$ )

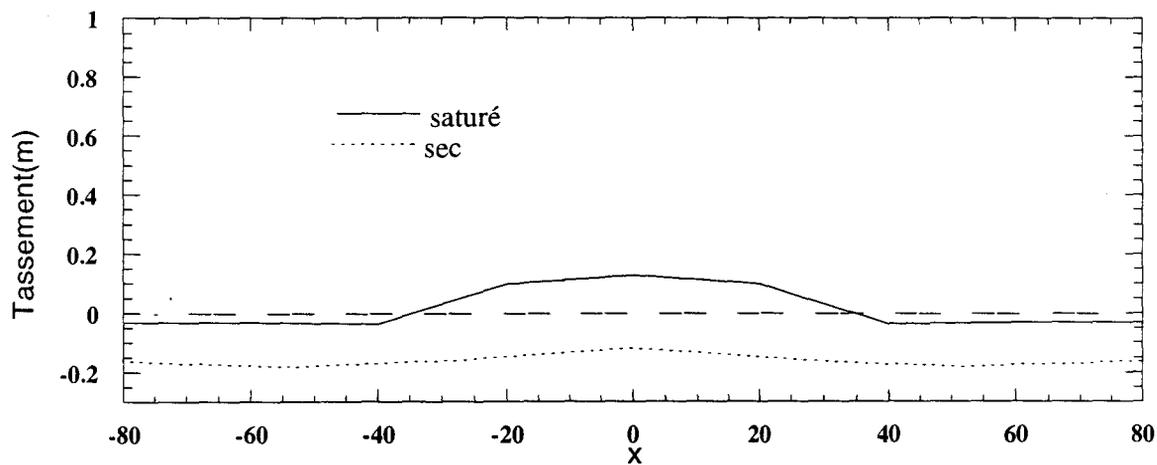


Figure 3.13 : Influence de la saturation sur le tassement  
induit par un chargement sismique  
( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $k = 0,001 \text{ m/s}$ )

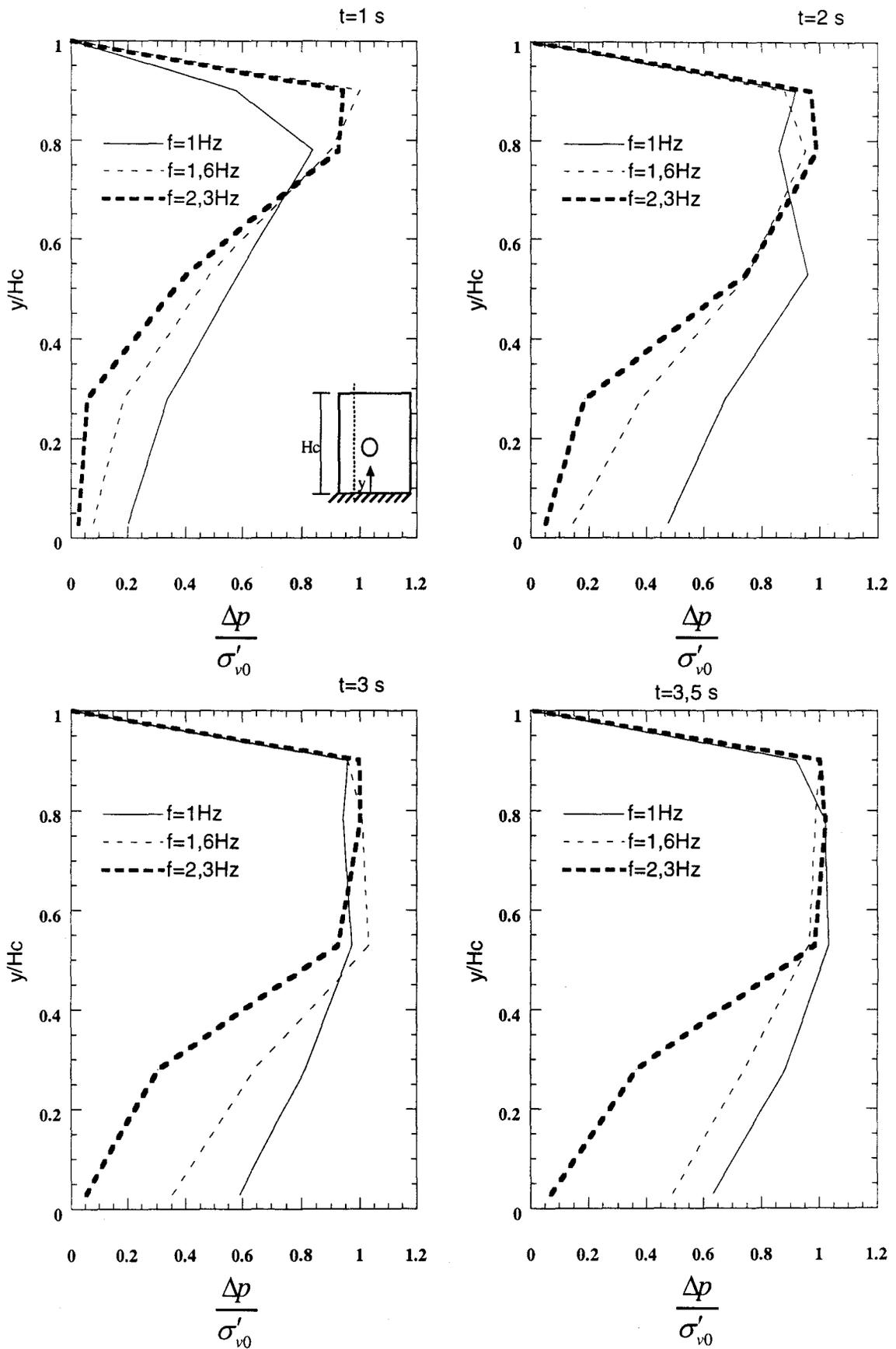


Figure 3.14- Influence de la fréquence de chargement sur l'excès de la pression interstitielle ( $\ddot{u}_g = 0,1g, k_{sol} = 0,001\text{ m/s}$ )

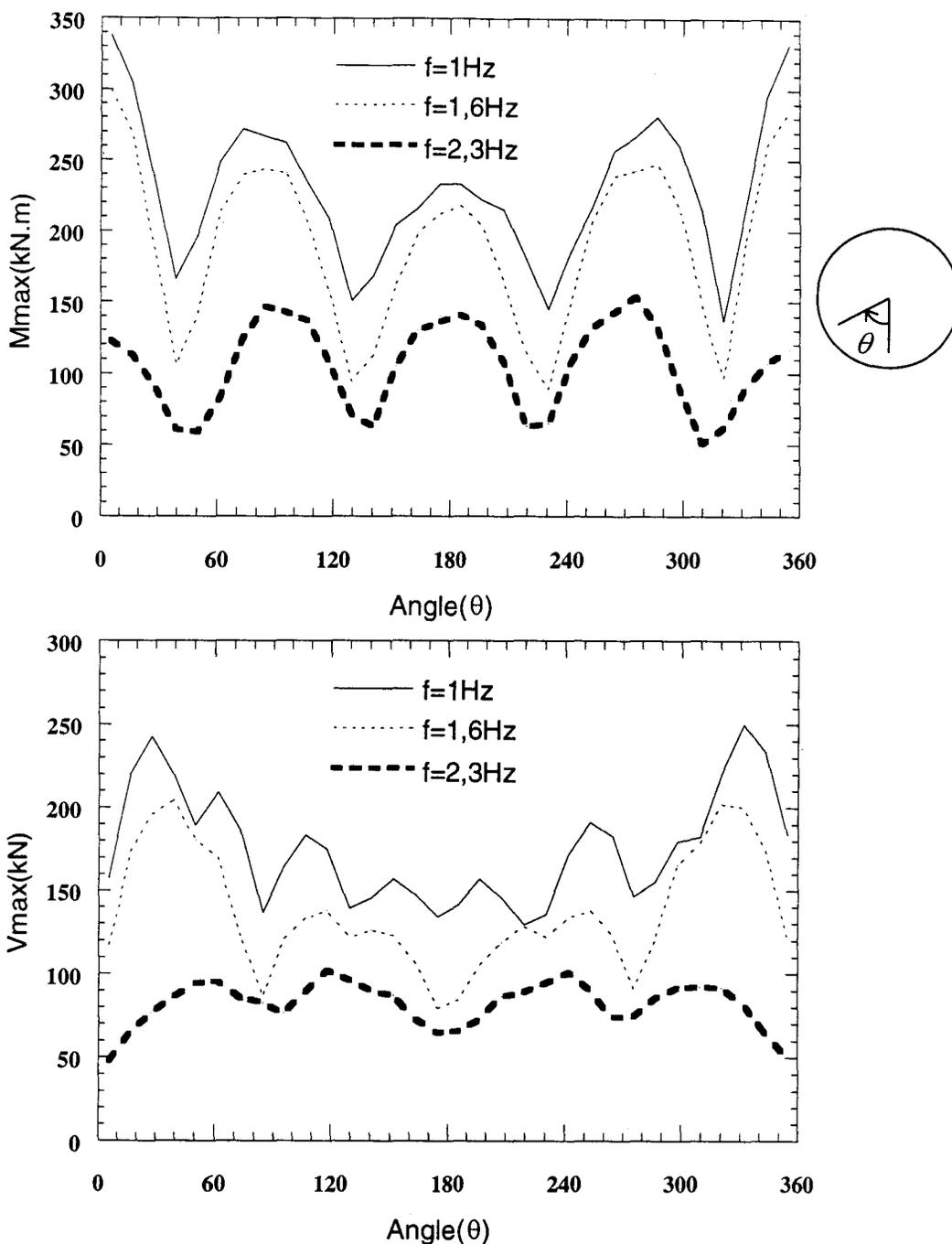


Figure 3.15- Influence de la fréquence de chargement sur les efforts induits dans le revêtement ( $\ddot{u}_g = 0,1g, k_{sol} = 0,001 \text{ m/s}$ )

Fréquence de chargement	Moment fléchissant maximal(kN.m)	Effort tranchant Maximal(kN)
f=1Hz	340	250
f=1,6Hz	300	204
f=2,3Hz	150	100

Tableau 3.2- Influence de la fréquence de chargement sur les efforts maximaux induits dans le revêtement

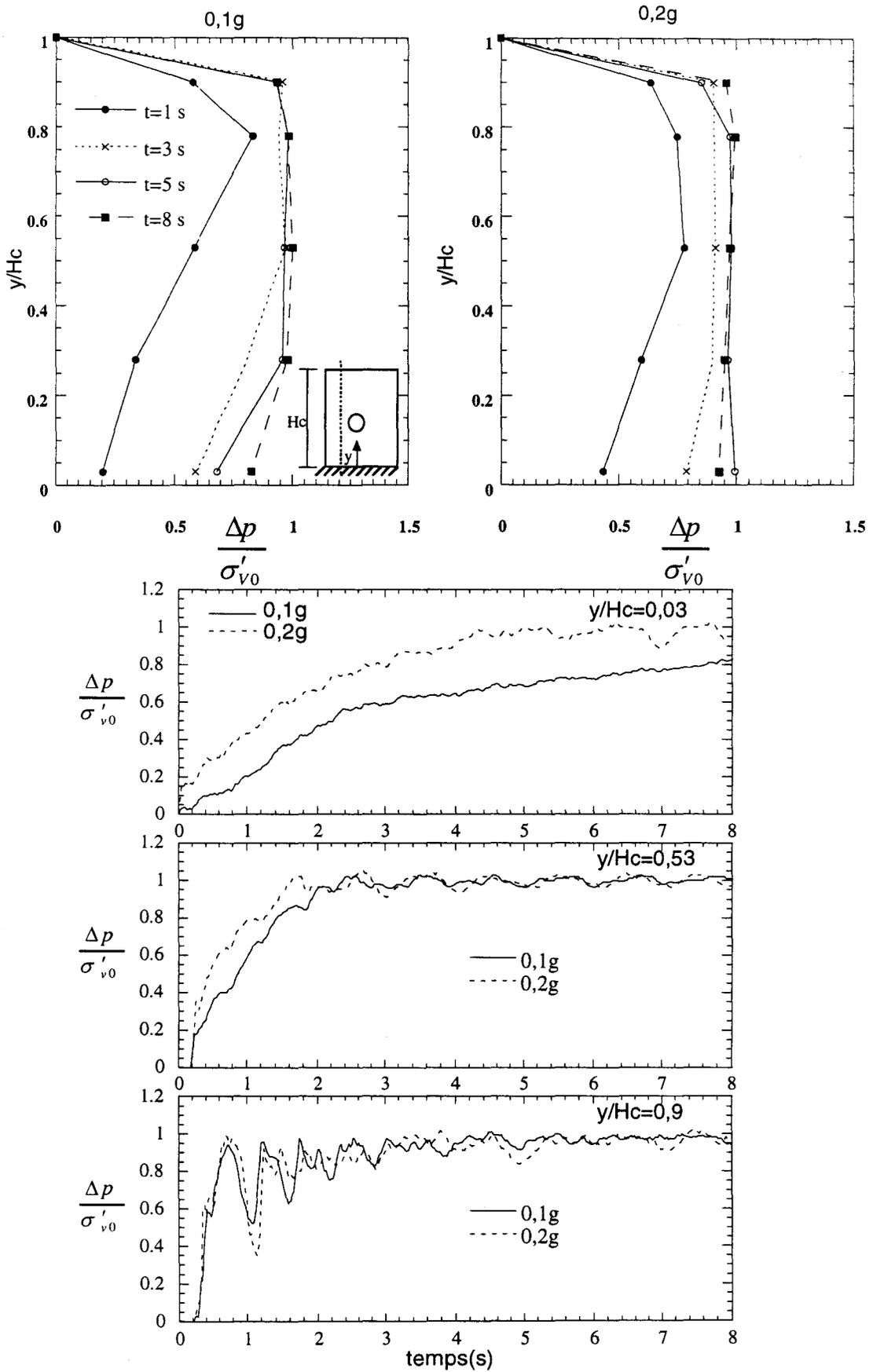


Figure 3.16-Influence du niveau de chargement sur l'excès de la pression interstitielle ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $k_{sol} = 0,001 \text{ m/s}$ )

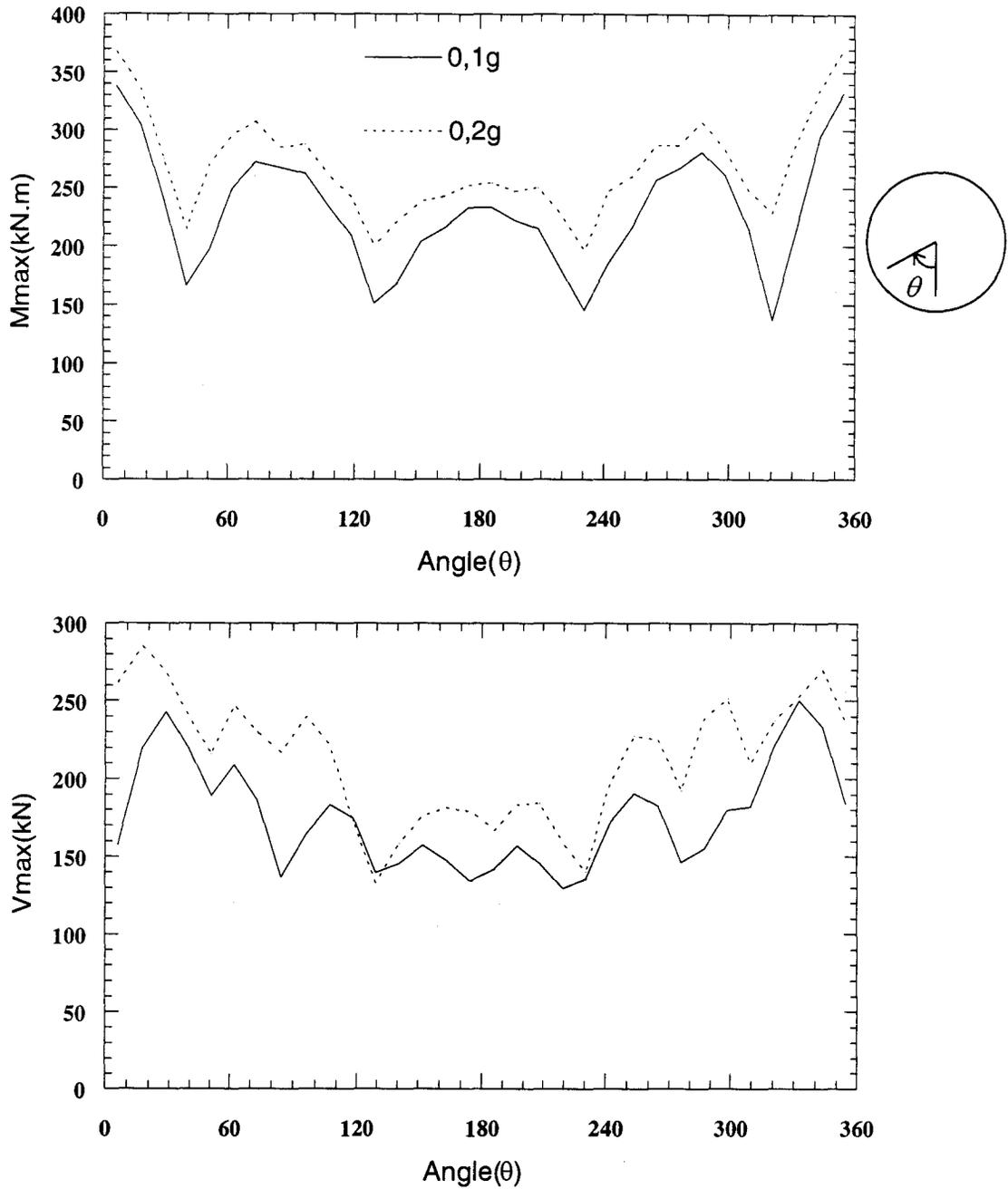


Figure 3.17- Influence du niveau de chargement sur les efforts induits dans le revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $k_{sol} = 0,001 \text{ m/s}$ )

Niveau du chargement	Moment fléchissant maximal(kN.m)	Effort tranchant maximal(kN)
$\ddot{u}_g = 0,1g$	340	250
$\ddot{u}_g = 0,2g$	370	290

Tableau 3.3- Influence du niveau de chargement sur les efforts maximaux induits dans le revêtement

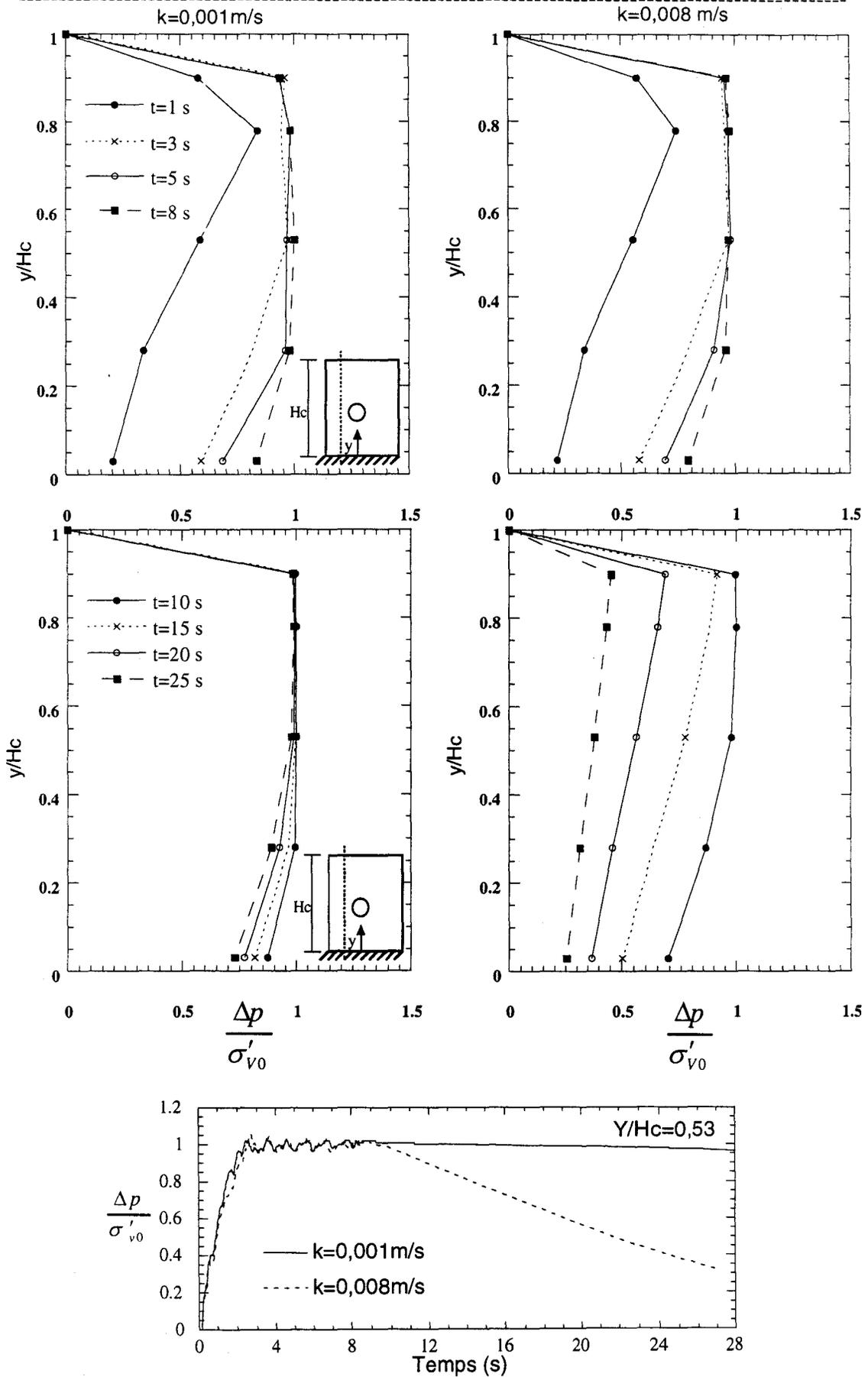


Figure 3.18-Influence de la perméabilité du sol sur l'excès de la pression interstitielle ( $f = 1 \text{ Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ )

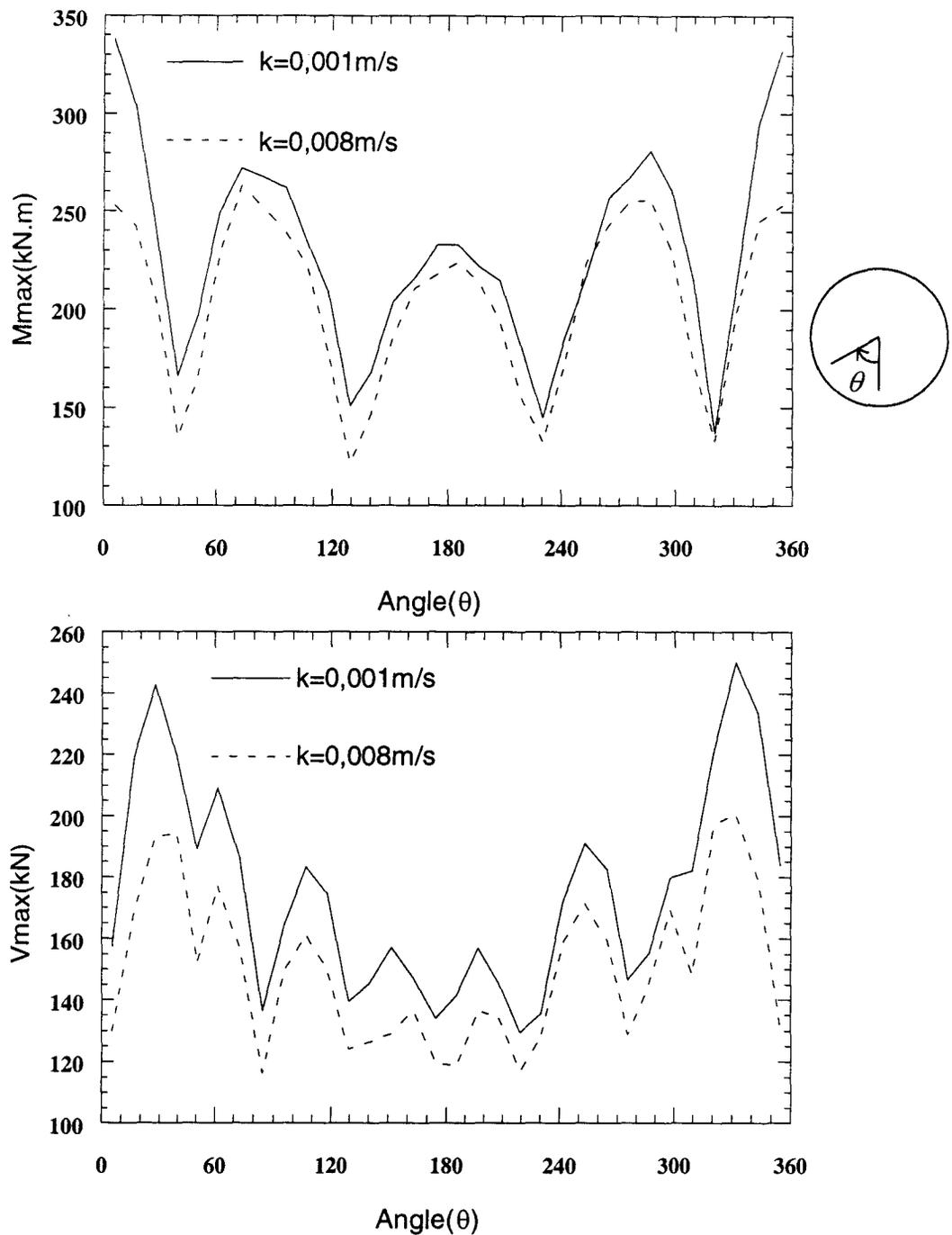


Figure 3.19-Influence de la perméabilité du sol sur les efforts induits dans le revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ )

Perméabilité du sol	Moment fléchissant maximal(kN.m)	Effort tranchant maximal(kN)
$k=0,001\text{m/s}$	340	250
$k=0,008\text{m/s}$	260	200

Tableau 3.4- Influence de la perméabilité du sol sur les efforts maximaux induits dans le revêtement

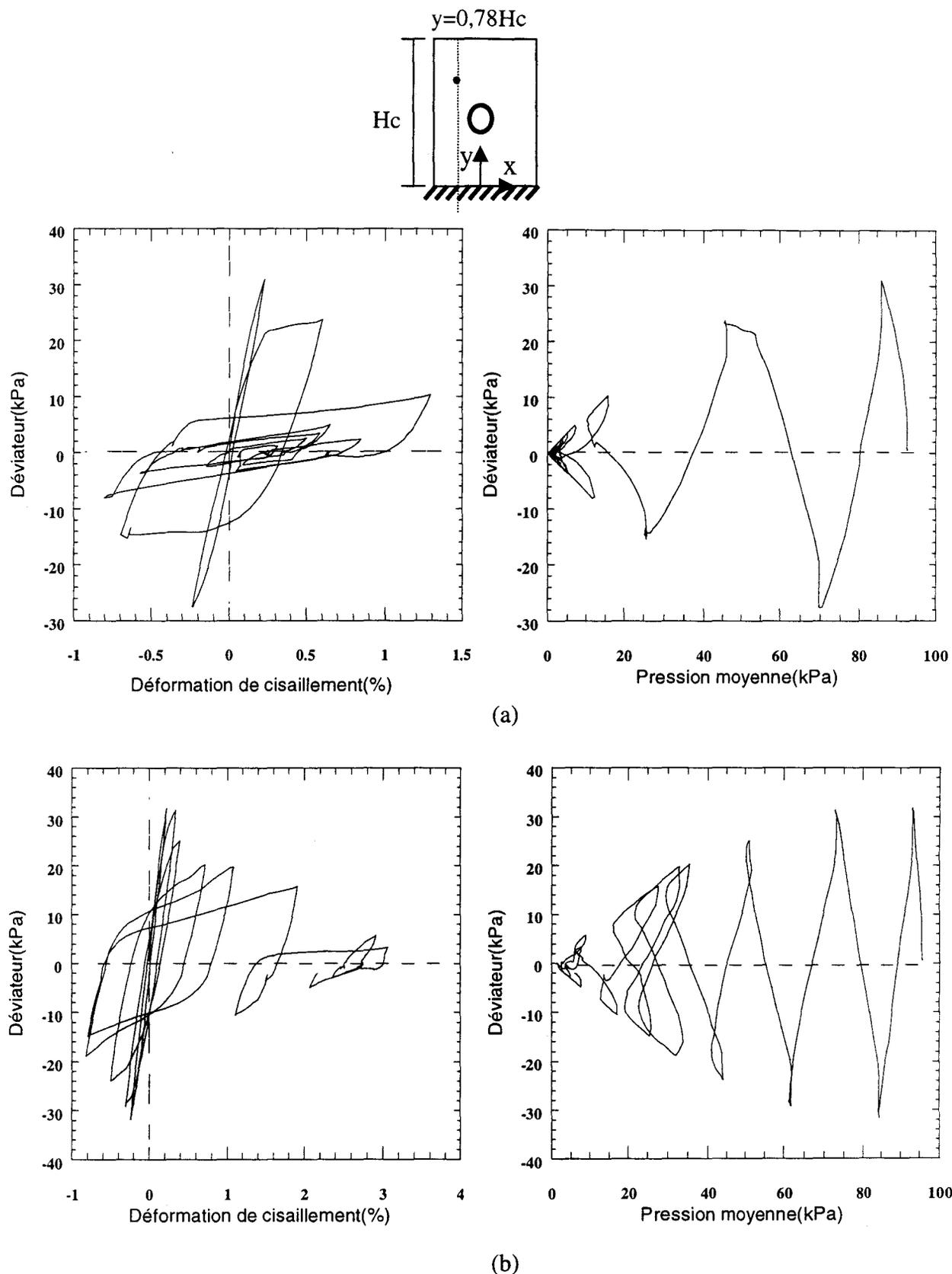
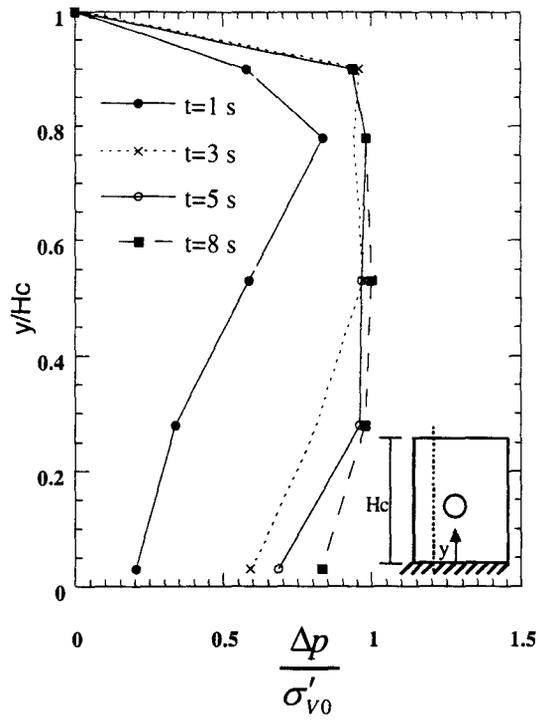


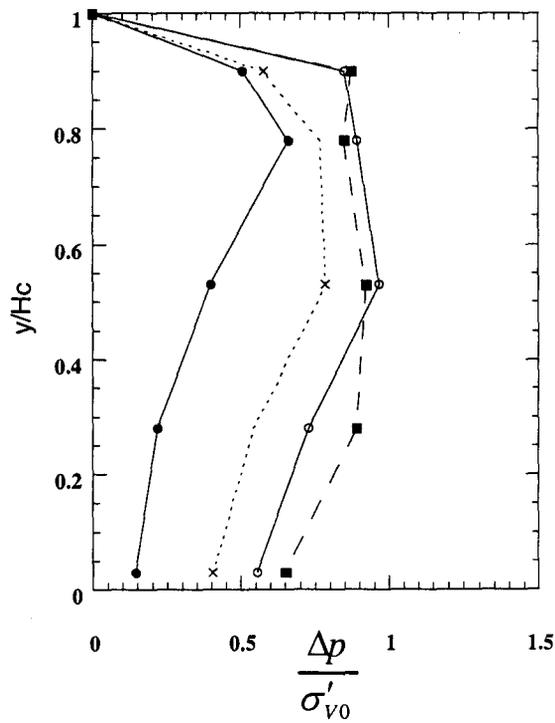
Figure 3.20- Influence de la dilatance du sol sur l'évolution du déviateur et de la pression moyenne en un point du massif

a)  $\varphi_{cv} = 30^\circ$

b)  $\varphi_{cv} = 23^\circ$



(a)



(b)

Figure 3.21-Influence de la dilatance du sol sur l'évolution de la pression interstitielle ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $k_{\text{sol}} = 0,001 \text{ m/s}$ )

a)  $\varphi_{cv} = 30^\circ$

b)  $\varphi_{cv} = 23^\circ$

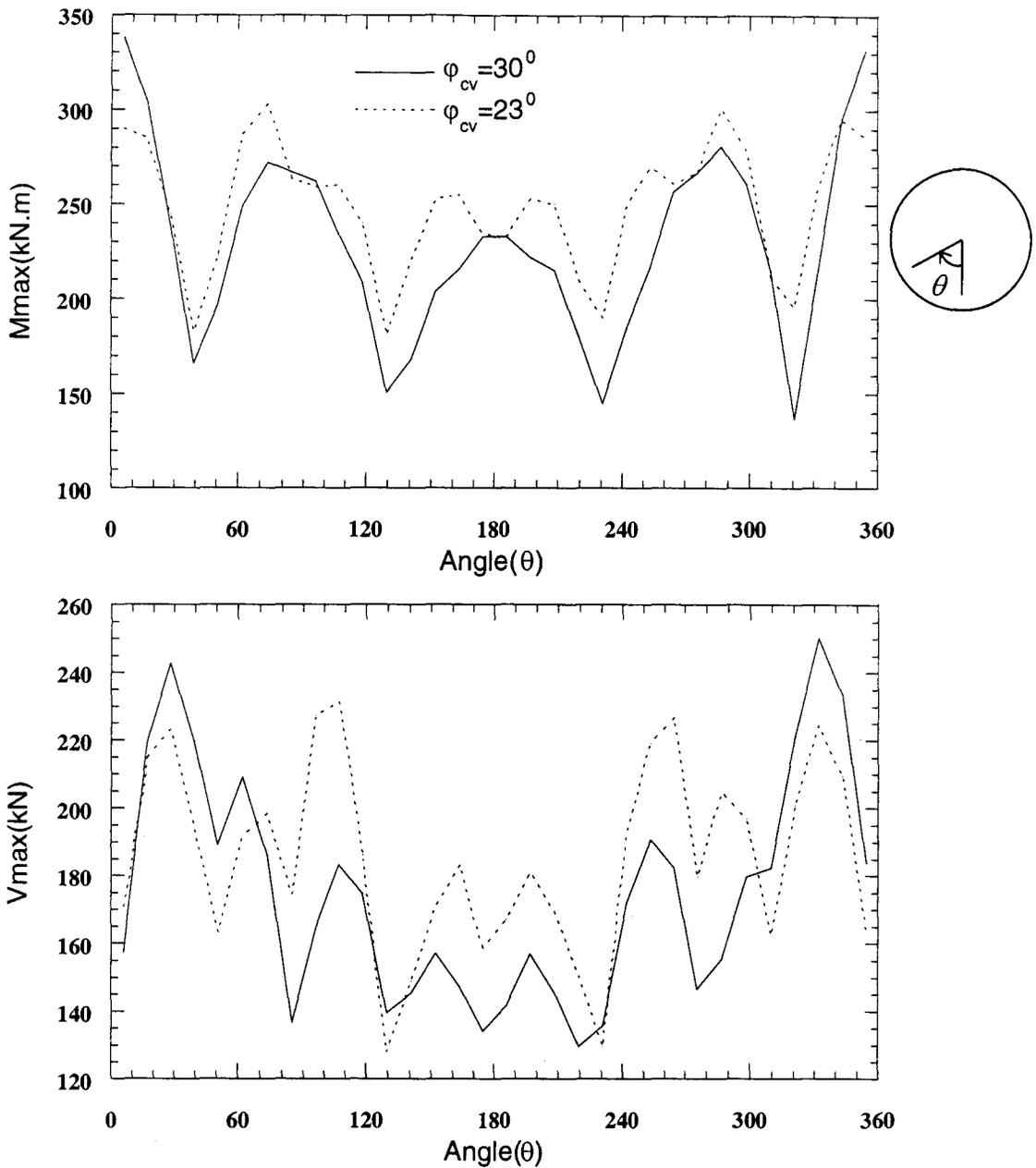


Figure 3.22-Influence de la dilatance du sol sur les efforts induits dans le revêtement ( $f = 1\text{Hz}$ ,  $\ddot{u}_g = 0,1g$ ,  $k_{sol} = 0,001 \text{ m/s}$ )

Angle de la dilatance du sol	Moment fléchissant Maximal(kN.m)	Effort tranchant maximal(kN)
$\varphi_{cv} = 30^\circ$	340	250
$\varphi_{cv} = 23^\circ$	300	230

Tableau 3.5- Influence de la dilatance du sol sur les efforts maximaux induits dans le revêtement

---

### 3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté une étude du comportement sismique des tunnels construits dans des sols saturés. L'étude a été réalisée à l'aide d'un programme de calcul par éléments finis utilisant la formulation simplifiée  $(p, u)$  proposée par Zienkiewicz et le modèle de comportement élastoplastique MODSOL développé pour la description du comportement des sables sous chargement cyclique.

L'analyse du comportement d'un tunnel dans un sol saturé moyennement dense (correspondant au sable de Nevada utilisé dans le cadre du programme d'étude expérimentale VELACS) a montré que le chargement sismique induit une augmentation significative de la pression d'eau, en particulier dans la partie supérieure du massif. Il est à noter que la présence du revêtement réduit l'augmentation de la pression d'eau dans la zone située en dessous du tunnel par rapport à celle induite en champ libre.

La pression d'eau induite par le chargement sismique, qui conduit à la liquéfaction des sols dans une bonne partie du massif, réduit la rigidité du sol et fait augmenter par conséquent les efforts internes dans le revêtement.

Par ailleurs, le chargement sismique induit un soulèvement du tunnel qui est dû à l'excès de la pression d'eau induit par ce chargement.

Une étude paramétrique a montré que le développement de la pression d'eau croît avec la réduction de perméabilité, la diminution de la dilatance du sol et l'augmentation du niveau de chargement. L'augmentation de la pression d'eau est généralement accompagnée d'une augmentation des efforts internes dans le revêtement.

## Conclusion générale

Ce travail a comporté une étude numérique du comportement sismique des tunnels construits dans des terrains meubles. Il a été effectué en trois parties, tout d'abord dans le domaine élastique-linéaire avec amortissement matériel, ensuite dans le domaine élastoplastique en utilisant un modèle de comportement à écrouissage isotrope et cinématique, enfin en prenant en compte la saturation.

L'analyse du comportement des tunnels dans le domaine élastique a montré que la présence de tunnels n'affecte que très légèrement le déplacement du sol en champ libre. Elle a montré également que la rigidité relative sol/tunnel influence d'une manière sensible les efforts induits dans le revêtement, en particulier pour les fréquences élevées. La profondeur du tunnel joue un rôle important sur les efforts induits dans le revêtement. Ce rôle dépend de la fréquence de chargement : les efforts internes augmentent avec la profondeur pour les 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> modes, mais décroissent avec la profondeur pour le second mode. Une étude du domaine de validité des modèles statiques équivalents a montré que ces modèles donnent de bonnes prévisions pour le premier mode de chargement et les tunnels souples. Dans les autres cas, il est nécessaire d'intégrer l'interaction sol/structure dans le calcul statique équivalent.

L'étude du comportement des tunnels prenant en compte la plasticité des sols a été réalisée en utilisant le modèle élastoplastique "MODSOL" qui a été développé spécifiquement pour décrire le comportement des sols sous chargement cyclique. Les résultats obtenus ont montré que la plasticité peut affecter d'une manière sensible les efforts induits dans le revêtement par le chargement sismique. Son effet est particulièrement sensible pour la première fréquence et les hauts niveaux de chargement. Dans certaines simulations, la prise en compte de la plasticité du sol s'est traduite par une réduction de l'ordre de 50% des efforts induits dans le revêtement. Par ailleurs, la prise en compte de la plasticité permet de décrire d'une manière correcte la variation de volume et les tassements induits par le chargement sismique.

L'analyse du comportement des tunnels dans des sols saturés a été réalisée à l'aide d'un modèle basé sur la formulation simplifiée  $(p, u)$  (pression – déplacement) (Zienkiewicz et al. 1980,1982). Les résultats de cette analyse ont montré que le chargement sismique induit une augmentation de la pression d'eau, en particulier dans

la partie supérieure du massif. Dans certains cas, cette augmentation peut conduire à la liquéfaction des sols situés au voisinage du tunnel, ce qui a pour effet de réduire la rigidité du sol et d'augmenter les efforts transmis au revêtement. L'excès de la pression d'eau peut provoquer un soulèvement du revêtement.

Cette étude a permis de mieux cerner l'influence de la plasticité et de la saturation du sol sur le comportement sismique des tunnels. Elle a été réalisée en considérant uniquement des chargements harmoniques, il serait intéressant dans l'avenir de considérer des enregistrements réels pour le chargement et d'étendre cette étude aux tunnels construits dans des sols multicouches et au voisinage d'autres ouvrages.

## Références bibliographiques

Abdel-salam S., Elsayed shallan O. and Aki A. (1994) "Dynamic analysis of tunnels", International Congress on Tunnelling and Ground Conditions, Abdel-salam(Eds), Cairo, pp. 459-468.

Anand C.S., Parekh J.C. and Elling R.E. (1983) "Seismic loads on urban area tunnel lining", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 100, pp. 329-334.

Aubry D. and Modaressi H. (1985) "Seismic wave propagation in soils including non linear and pore pressure effects", Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp. 209-224.

Bargi Kh. (1995) "Dynamic of structures", Tehran University Publications.

Biot M.A.(1941) "General theory of three dimensional consolidation" J. Appl. Phys., Vol 12, pp. 155-164.

Biot M.A. (1955) "Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid" J. Appl. Phys., Vol 26, pp. 182-185.

Biot M.A. (1956) "Theory of deformation of porous viscoelastic anisotropic solid" J. Appl. Phys., Vol 27, pp. 459-467.

Biot M.A. (1962) "Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media" J. Appl. Phys., Vol 33, pp. 1482-1498.

Chehade W. (1991) "Méthodologie pour la validation des modèles des géomatériaux: Application aux modèles élastoplastiques des sols", Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.

Chehade W., Khoshnoudian F. et Shahrour I. (1997) "Etude de comportement d'un tunnel dans un terrain meuble sous chargement sismique", 4<sup>ème</sup> Réunion annuelle du réseau GEO, Aussois, France, 24-28 Novembre.

Chen Y. (1993) "Modelling and response of lifelines", *Math. Comput. Modelling*, Vol 17 , No 3, pp. 47-55.

Chen Y. and Krauthammer T. (1992) "Seismic effects on large reinforced concrete lifelines I.Theory", *Computers and Structures*, Vol 42, No 2, pp. 129-135.

Chen Y. and Krauthammer T. (1992) "Seismic effects on large reinforced concrete lifelines II. Implementation", *Computers and Structures*, Vol 42, No 2, pp. 137-144.

Christiano P.P., Raynaud D.A. and Cole-baker J.R. (1983) "Response of buried tunnels to earthquake excitation", *Trans. 7 th Int. Conf. Struct. Mech. Reactor Tech.*, Vol k, Chicago, pp. 123-138.

Clough R.W. and Penzien J. (1993) "Dynamics of structures", Mac GrawHill.

Constantopoulos I.V., Cole-baker J.R. and Michalopoulos A.P. (1980) "Seismic analysis of buried tunnels", *Proc 7th World Conf. Num. Meth. Earthquake Eng.*, Istanbul, pp. 193-200.

Constantopoulos I.V., Motherwell J.T. and Hall J.R. (1979) "Dynamic analysis of tunnels", *Proceedings of the Third International Conference in Geomechanics*, Aachen, pp. 841-848.

Coudert J.F., Panet M. et Robert J. (1985) "Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterraines", *Le Génie Parasismique*, Presse de l'Ecole des Ponts et Chaussées, Vol VIII-8 , pp. 817 – 834.

Emery J. and Joshi V. (1980) "Seismic response of underground openings", *Proc 13<sup>th</sup> Canadian Rock Mechanics Sympo.*, Toronto, pp. 177-180.

Gin-show L., Chii-yuang H. (1995) "Response of a tunnel in soft ground to longitudinal earthquake excitations", *Numerical Models in Geomechanics*, Pande & Pietruszczak(Eds), Balkema, Rotterdam, pp. 519-524.

Gomez-Masso A. and Attalla I. (1984) "Finite element versus simplified methods in the seismic analysis of underground structures", *Earthquake Eng. and Struct. Dyn.*, Vol 12, pp. 347-367.

Hamada M., Shiba Y. and Ishida O. (1982) "Earthquake observation on two submerged tunnels at Tokyo port", Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference, Southampton, pp. 723 –735.

Idriss I.M. and Seed H.B. (1967) "Response of horizontal soil layers during earthquakes", Research report soil mechanics and bituminous laboratory, University of California, Berkeley, CA.

Johen C.M. and Zahrah T.F.Z. (1987) "Aseismic design of underground structures", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 2, No 2, pp. 165-197.

Khoshravan Azar A. (1995) "Problèmes des sols saturés sous chargement dynamiqués: Modèle cyclique pour les sols et validation sur des essais en centerifugeuse", Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.

Koseki J., Mastsuo O. and Koga Y. (1997) "Uplift behaviour of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake", Soils and Foundations, Vol 37, No 1, pp. 97-108.

Krauthammer T. and Chen Y. (1986) "Dynamic soil-structure interaction of rectangular reinforced concrete lifelines", Eng. Struct., Vol 8, july, pp. 181-190.

Krauthammer T. and Chen Y. (1989) "Soil- structure interface effets on dynamic interaction analysis of reinforced concrete lifelines", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 8, No 1, pp. 32-42.

Kunita M., Takemata R. and Lai Y. (1994) "Restoration of a tunnel damaged by earthquake", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 9, No 4, pp. 439-448.

Kuesel T.R. (1969) "Earthquake design criteria for subway", Journal of the Structural Division, ASCE, ST6 ,pp. 1213-1231.

Manolis G. (1983) "Dynamic behavior of underground structures", Journal of the Structural Division, ASCE, pp. 7-18.

Meritt J., Monsees J. and Hendron Jr. (1985) "Seismic design of underground structures", RETC Proceedings, Vol 1, pp. 104-131.

Monsees J. and Merritt J. (1988) "Seismic modelling and design of underground structures", Numerical Methods in Geomechanics, Swoboda(Eds), Innsbruck, pp. 1833-8142.

Navarro C. (1992) "Seismic analysis of underground structures", Earthquake Engineering Tenth World Conference, Madrid, Spain, pp. 1939-1944.

Navarro C. (1992) "Effect of adjoining structure on seismic response of tunnels", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 16, pp. 797-814.

Navarro C. and Samartin A. (1988) "Simplified longitudinal seismic analysis of buried tunnel", Software for Engineering Workstations , Vol 4, pp. 3-10.

Newmark N.M. and Rosenbleuth E. (1971) "Fundamentals of earthquake Engineering", Prentice- Hall , New Jersey.

Novak M., Nogami T. and Aboul-Ella F. (1978) "Dynamic soil reactions for plane strain case", ASCE, Vol 104-EM4, pp. 952-960.

Okamoti S. and Tamura C. (1973) "Behaviour of subaqueous tunnels during earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol 1, pp. 253-266.

Okumura T., Takewaki N., Shimizu K. and Fukutake K. (1996) "Dynamic response of twin circulaire tunnels during earthquakes", Soil Dynamics and Foundations, pp. 181-191.

Ousta R. (1998) "Etude du comportement sismique des micropieux" Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.

Owen G.N. and Scholl R.E. (1981) "Earthquake engineering of large underground structures", JAB-782 San-Franciso URS John A. Blume.

Owen G.N., Scholl R.E., Brekke T.L. (1979) "Earthquake engineering of tunnels", RETC Proceedings, Vol 1, pp. 709-721.

Panet M. (1986) "Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols", *Revue Française de Géotechnique*, No 38, pp. 25-32.

Pan C.S. (1992) "Coupled finite and infinite elements in the dynamic analysis of geotechnical structures", *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Vol 1, pp. 771-775.

Palamaru G., Covall S., Sorceau I. and Hovici M. (1980) "Experimental investigations regarding soil-underground metrotype structure dynamic interaction", *Proc 7 Th World Conf. Earthquake Eng. Turkey*, Vol 6, pp. 395-402.

Pecker A. (1984) "Dynamic des sols", *Presse de l'Ecole Nationale des Ponts de Chaussées*.

Pecker A. (1987) "Calcul dynamique aux éléments finis d'un ouvrage enterré", *Journées d'étude sur l'utilisation de la méthode des éléments finis dans les projets de géotechnique*, pp. 211-218.

Penzien J., Chen C.H., Lee Y.J. and Jean W.Y. (1992) "Seismic analysis of rectangular tunnels in soft ground", *Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, pp. 1619-1624.

Pitilakis K. (1986) "Analyse parasismique des tunnels et des pipe-lines; méthodes de dimensionnement et expériences", *1<sup>ème</sup> Colloque National de Génie Parasismique*, Saint-Rémy-les-Chevreuse, pp. 7/71-7/84.

Rowe R. (1992) "Tunnelling in seismic zones", *Tunnels and Tunnelling*, Vol 24, No 12, pp. 41-44.

Sarfeld W., Klapperich H. and Savidis S. (1984) "Dynamic interaction between tunnel and surrounding soil due to seismic loading", *Structural Dynamics and Soil-Structure Interaction*, pp. 1873-1876.

Savidis S.A., Ulrich M. and Krapperich H. (1980) "Seismic loading of underground structures", *Structural Dynamic and Soil-Structure Interaction*, pp. 401-412.

Shahrour I. et Chehade W. (1992) "Development of a constitutive elastoplastic model for soils", XI International Congress on Rheology, Bruxelles, Edition P. Moldenaers R.Keuning, Elsevier.

Stamos A.A. and Beskos D.E. (1995) "Dynamic analysis of large 3-D underground structures by the BEM", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 24, pp. 917-934.

Stamos A.A. and Beskos D.E. (1996) "3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 15, pp. 111-118.

Subhash C.A., Jatin C.P. and Rudolf E. (1983) "Seismic loads on urban area tunnel linings", Journal of the Structural Division, ASCE, pp. 329-335.

Tamura C., Okamoto S. and Kato K. (1984) "Deformation of tunnel in soft ground during earthquake", Proc VIII WCEE , San-Francisco , pp. 711-718.

Von Estorff O. and Antes H. (1990) "Dynamic response of tunnel structures", European Conference on Structural Dynamics, Rotterdam, pp.167-175.

Wang R. (1980) "Seismic evaluation model for buried lifelines", Proceedings of the second specialty Conference on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 335-343.

Yoshida N., Nakamura S. Iwafuji M. and Yoshimura H. (1996) "Survey and restoration of the Daikai subway station damaged during the 1995 Hyogoken nanbu earthquake", Tunnels et Ouvrages Souterrains, No138, pp. 363-371.

Zienkiewicz O.C., Chang C.T. & Bettés P.(1980) "Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumption in soil ; limits of validity", Géotechnique 30, pp. 385-395.

Zienkiewicz O.C. and Bettés P.(1982) "Solis and other saturated media under transient, dynamic conditions; General formulation and the validity of various simplifying assumptions" Soil Mechanics-transient and Cyclic Loads, Edited by PANDE G.N. and Zienkiewicz., John & Sons Ltd, pp. 1-16.

Zienkiewicz O.C. and Shiomi T.(1984) "Dynamic behaviour of saturated porous media ; the generalized biot formulation and its numerical solution", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol 8, pp. 71-96.

## Annexe 1

### Formulation du problème dynamique

La formulation variationnelle du problème d'un corps occupant un domaine  $\Omega$  et soumis à un chargement dynamique peut être obtenue par le principe des travaux virtuels. Si on considère un champ de déplacement  $(\delta u)$  cinématiquement admissible ( $\delta u = 0$  sur  $\Gamma_u$ ,  $\Gamma_u$  désigne la frontière à déplacement imposé), l'énoncé de ce principe s'écrit sous la forme:

$$\int_{\Omega} (\delta u) \rho \ddot{u} d\Omega + \int_{\Omega} \sigma (\delta \varepsilon) d\Omega = \int_{\Gamma_T} (\delta u) f_s d\Omega + \int_{\Omega} (\delta u) f_v d\Omega \quad (1.a)$$

où,

$f_s$  désignent les forces surfaciques appliquées à la frontière  $\Gamma_T$ ,

$f_v$  sont les forces volumiques,

$\sigma$  et  $\varepsilon$  représentent respectivement les tenseurs des contraintes et des déformations.

En utilisant une discrétisation classique par éléments finis, le champ de déplacement dans le domaine peut être exprimé en fonction de ses valeurs aux nœuds sous la forme:

$$u = NU \quad (1.b)$$

$U$  et  $N$  représentent respectivement les déplacements aux nœuds et les fonctions d'interpolation.

A partir de l'équation (1.b), on peut déterminer l'expression du tenseur de déformations. Elle est donnée par:

$$\varepsilon = BU \quad (1.c)$$

où  $B$  représente le gradient des fonctions d'interpolation  $N$ .

En reportant les équations (1.b) et (1.c) dans l'équation (1.a), on obtient:

$$M_m \ddot{U} + RU = F_s \quad (1.d)$$

avec:

$$M_m = \int_{\Omega} {}^t N \rho N d\Omega$$

$$R = \int_{\Omega} {}^t B C_e B d\Omega$$

$$F_s = \int_{\Gamma} {}^t N f_s d\Gamma + \int_{\Omega} {}^t N f_v d\Omega$$

$M_m$  et  $R$  représentent respectivement les matrices de masse et de rigidité,  $C_e$  est le tenseur d'élasticité.

Dans le cas d'un matériau ayant un amortissement matériel, l'équation précédente peut s'écrire sous la forme:

$$M_m \ddot{U} + C\dot{U} + RU = F_s \quad (1.e)$$

où  $C$  désigne la matrice d'amortissement. Dans notre programme, on a utilisé un amortissement de type Rayleigh (Clough & Penzien 1993) où la matrice d'amortissement est prise comme une combinaison des matrices de rigidité et de masse:

$$C = a_1 M_m + a_2 R \quad (1.f)$$

$a_1$  et  $a_2$  sont les coefficients de Rayleigh.

Pour un mode de vibration  $i$ , on a l'expression:

$$\xi_i = \frac{a_1}{2\omega_i} + \frac{a_2 \omega_i}{2}$$

$\xi_i$  représente le taux d'amortissement pour le mode numéro  $i$ .

La détermination de  $a_1$  et  $a_2$  nécessite la connaissance de l'amortissement pour deux modes propres distincts. Pour cela, on choisit deux fréquences prépondérantes, si possible éloignées, qui permettent de déterminer le couple  $a_1$  et  $a_2$ .

La discrétisation temporelle est obtenue par le schéma implicite de Newmark. Dans ce schéma, les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération à l'instant  $(t + \Delta t)$  sont donnés par:

$$\begin{aligned} U_{t+\Delta t} &= U_t + \Delta t \dot{U}_t + \frac{\Delta t^2}{2} [(1-b)\ddot{U}_t + b\ddot{U}_{t+\Delta t}] \\ \dot{U}_{t+\Delta t} &= \dot{U}_t + \Delta t [(1-a)\ddot{U}_t + a\ddot{U}_{t+\Delta t}] \\ \ddot{U}_{t+\Delta t} &= \frac{2}{b\Delta t^2} (U_{t+\Delta t} - U_t) - \frac{2}{b\Delta t} \dot{U}_t - \frac{1-b}{b} \ddot{U}_t \end{aligned} \quad (1.h)$$

$a$  et  $b$  sont les coefficients de Newmark et on note que ce schéma est inconditionnellement stable si :

$$a \geq \frac{1}{2} \quad ; \quad b \geq \frac{1}{2} \left( a + \frac{1}{2} \right)^2$$

L'application de ce schéma à l'équation (1.e) donne :

$$\bar{R}U_{t+\Delta t} = \bar{F}_{t+\Delta t} \quad (1.g)$$

avec :

$$\begin{aligned} \bar{R} &= \left( \frac{2}{\Delta t^2} + a_1 \frac{2a}{\Delta t} \right) M_m + \left( b + a_2 \frac{2a}{\Delta t} \right) R \\ \bar{F}_{t+\Delta t} &= bF_{t+\Delta t} + \left\{ \left( \frac{2}{\Delta t} + a_1(2a-b) \right) \dot{U}_t + ((1-b) + a_1\Delta t(a-b))\ddot{U}_t + \right. \\ &\quad \left. + \left( \frac{2}{\Delta t^2} + a_1 \frac{2a}{\Delta t} \right) U_t \right\} M_m + a_2 \left\{ (2a-b)\dot{U}_t + \Delta t(a-b)\ddot{U}_t + \frac{2a}{\Delta t} U_t \right\} R \end{aligned}$$

## Annexe 2

### Formulation du problème dynamique couplé

La formulation variationnelle du problème dynamique couplé peut être obtenue par le principe des travaux virtuels. Si on considère un champ de déplacement virtuel cinématiquement admissible  $(\delta u)$ , l'application du principe des travaux virtuels donne l'équation suivante:

$$\int_{\Omega} (\delta u) \rho \ddot{u} d\Omega + \int_{\Omega} \sigma(\delta \varepsilon) d\Omega = \int_{\Gamma_T} (\delta u) f_s d\Omega + \int_{\Omega} (\delta u) f_v d\Omega \quad (2.a)$$

$f_s$  est le vecteur des forces extérieures appliquées sur la frontière  $\Gamma_T$ .

La formulation variationnelle de l'équation de conservation de la masse du fluide peut être obtenue avec la méthode de Galerkin. Si on considère une fonction  $\delta p$  telle que  $\delta p = 0$  sur  $\Gamma_p$  (frontière à pression de fluide imposée), l'application de la méthode de Galerkin sur l'équation de conservation de la masse du fluide donne:

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} \frac{k}{\rho_f g} \text{grad}(\delta p) \text{grad} p d\Omega + \int_{\Omega} \frac{k}{g} \text{grad}(\delta p) \ddot{u} d\Omega + \int_{\Omega} (\delta p) \dot{\varepsilon} d\Omega + \int_{\Omega} (\delta p) \frac{n}{K_f} \dot{p} d\Omega = \\ - \int_{\Gamma_{qf}} (\delta p) q_f d\Gamma + \int_{\Omega} k \text{grad}(z) d\Omega \end{aligned} \quad (2.b)$$

où  $q_f$  représente le flux imposé sur la frontière  $\Gamma_{qf}$ .

En utilisant une discrétisation classique par éléments finis, les champs de déplacement et de pression interstitielle dans le domaine peuvent être exprimés en fonction de leurs valeurs aux nœuds sous la forme:

$$\begin{aligned} u &= NU \\ p &= \bar{N}P \end{aligned} \quad (2.c)$$

U et P représentent respectivement les déplacements et les pressions aux nœuds; N et  $\bar{N}$  sont respectivement les fonctions d'interpolation pour le champ de déplacement et la pression interstitielle.

A partir du système d'équations (2.c), on peut déterminer les expressions du tenseur de déformations et du gradient de pression. Elles sont données par:

$$\begin{aligned} \varepsilon &= BU \\ \text{grad}p &= \bar{B}P \end{aligned} \quad (2.d)$$

En reportant les expressions (2.c) et (2.d) dans les équations (2.a) et (2.b), on obtient le système d'équations suivant:

$$\begin{aligned} M_{ss} \ddot{U} + RU + C_{sp} P &= F_s \\ M_{ps} \ddot{U} + C_{ps} \dot{U} + C_{pp} \dot{P} + K_{pp} P &= F_p \end{aligned} \quad (2.e)$$

Les matrices et les vecteurs intervenant dans ce système sont donnés par:

$$\begin{aligned} M_{ss} &= \int_{\Omega} {}^t N \rho N d\Omega \\ R &= \int_{\Omega} {}^t B C_e B d\Omega \\ M_{ps} &= \int_{\Omega} \frac{k}{g} {}^t \bar{B} N d\Omega \\ C_{sp} &= - \int_{\Omega} {}^t B m \bar{N} d\Omega \\ C_{pp} &= \int_{\Omega} \frac{n}{K_f} {}^t \bar{N} \bar{N} d\Omega \\ C_{ps} &= - {}^t C_{sp} \\ K_{pp} &= \int_{\Omega} \frac{k}{\rho_f g} {}^t \bar{B} \bar{B} d\Omega \\ F_s &= \int_{\Gamma_T} {}^t N f_s d\Gamma + \int_{\Omega} {}^t N f_v d\Omega \\ F_p &= \int_{\Gamma_{qf}} {}^t \bar{N} q_f d\Gamma \end{aligned}$$

m étant un vecteur de transformation qui a pour composantes  ${}^t m = \{1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0\}$ .

La discrétisation temporelle est obtenue en utilisant le schéma implicite de Newmark. L'application de ce schéma au système d'équations (2.e) donne:

$$\begin{aligned}\bar{R}\Delta U + \bar{C}_{sp}\Delta P &= \bar{F}_s \\ \bar{M}\Delta U + \bar{C}_{kpp}\Delta P &= \bar{F}_p\end{aligned}\tag{2.f}$$

où,

$$\bar{R} = \frac{2}{\Delta t^2} M_{ss} + bR$$

$$\bar{C}_{sp} = bC_{sp}$$

$$\bar{M} = \frac{2}{b\Delta t} M_{ps} + \frac{2a}{b} C_{ps}$$

$$\bar{C}_{kpp} = C_{pp} + \Delta t K_{pp}$$

$$\bar{F}_s = bF_s(t + \Delta t) + M_{ss} \frac{2}{\Delta t} \dot{U}_t + (1 - b)\ddot{U}_t - bRU_t$$

$$\bar{F}_p = \Delta t F_p(t + \Delta t) + \left( \frac{2}{b} M_{ps} + \left( \frac{2a}{b} - 1 \right) \Delta t C_{ps} \right) \dot{U}_t +$$

$$\left( \frac{1 - b}{b} \Delta t M_{ps} + (a - b) \frac{\Delta t^2}{b} C_{ps} \right) \ddot{U}_t - \Delta t K_{pp} P_t$$

a et b sont les coefficients de Newmark.

La résolution du système d'équations 2.f permet d'obtenir  $\Delta U$  et  $\Delta P$  et par suite  $U, \dot{U}, \ddot{U}$  et  $P$ .