

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université 20 Août 1955 -SKIKDA
Faculté de technologie
Département de génie civil
Référence : D012123012D



جامعة 20 أوت 1955
كلية التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية
المرجع : D012123012D

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

Doctorat L.M.D

En génie civil

Option : Ingénierie parasismique des sols et structures

**Modélisation numérique de l'interaction des ouvrages
géotechniques en conditions dynamiques -application aux
ouvrages enterrés-**

Présentée par :

OUADFEL Karima

Sous la direction du : Pr. MESSAST Salah

Thèse soutenue publiquement le ; 11/07/2023

Devant le jury compose de :

HIDJEB Mustapha	Professeur	Université de Skikda	Président
MESSAST Salah	Professeur	Université de Skikda	Rapporteur
SBARTAI Badr Eddine	Professeur	Université d'Annaba	Examineur
FILALI Kamel	MCA	Université de Skikda	Examineur

Résumé

Les tunnels constituent l'une des parties essentielles des systèmes d'infrastructure et jouent un rôle de plus en plus important dans le processus d'urbanisation. Néanmoins, de graves dommages, dont des effondrements, se sont produits et ont été recensés dans le monde entier au cours des dernières décennies. Par conséquent, la recherche sur la conception des tunnels notamment en zone sismique afin d'atténuer efficacement les risques et de réduire les pertes socio-économiques importantes dues aux tremblements de terre a reçu une attention croissante.

Cette thèse vise à étudier la réponse sismique des tunnels à l'aide d'approches analytique et numérique. Les analyses sont basées sur la simulation non linéaire tridimensionnelle utilisant le code de calcul aux éléments finis PLAXIS. Tout d'abord, une évaluation critique de l'utilisation de l'amortissement de Rayleigh dans les modèles numériques non linéaires est menée afin de mettre en évidence son importance et de fournir des règles pour les analyses ultérieures. La réponse sismique des tunnels pour divers états de contrainte initiaux est ensuite présentée. Des études théoriques et numériques sont effectuées pour contribuer à une meilleure compréhension des mécanismes liées à la présence d'une couche de sol compressible sous-jacente pour la protection sismique des ouvrages souterrains. Enfin, l'incertitude des paramètres du sol est introduite dans les modèles numériques sous forme de variables aléatoires. Les résultats obtenus à partir du modèle de Mohr-Coulomb ont été comparés à ceux du modèle d'écroutissement pour les conditions drainées et non drainées. Plus précisément, cela indique que le sol en condition non drainée peut produire une modification significative des efforts internes normalisés et du moment de revêtement pour les tunnels rigides par rapport aux tunnels flexibles. Le travail présenté considère un système d'interaction sol/tunnel réaliste qui permet de fournir des informations précieuses sur le comportement des tunnels sous chargement sismique.

Mots clés : *Interaction Sol–structure, dynamique, Modèle numérique, deux tunnels, sol argileux, Condition drainée et non drainé.*

Abstract

Tunnels are an essential part of infrastructure systems and play an ever-increasing role in the process of urbanization. Nevertheless, severe damage, including collapse, occurred and was reported worldwide in recent decades. Therefore, the research on the design of tunnel against seismic events to effectively mitigate risks and reduce large socio-economic losses due to earthquake disasters received increasing attention.

This dissertation aims at investigating the tunnel seismic response using deterministic and probabilistic approaches. The analyses are based on three-dimensional nonlinear simulations using the explicit finite element code *PLAXIS*. First, a critical assessment of the Rayleigh damping use in nonlinear numerical models is conducted to highlight its significant importance and to provide a selection guideline for the subsequent analyses. Next, theoretical and numerical studies are performed to reveal the mechanical mechanism of an underlying soft soil layer for the tunnel seismic protection. Finally, the uncertainty of the soil parameters is introduced into the model as random variables. The results obtained from Mohr Coulomb model have been compared with those of Hardening Soil Model for drained and undrained condition. More to the point, it indicates that the soil under undrained condition can produce a significant modification in the normalized internal forces and the moment of lining for the stiff tunnels compared to flexible tunnels. The presented work considers a more realistic soil-tunnel system, thus it provides valuable insights for the behavior of tunnels under seismic loadings.

Keywords: Soil–structure interaction, dynamic, numerical modeling, twin tunnels, clay soil, drained and undrained condition.

ملخص

تعد الأنفاق جزءًا أساسيًا من أنظمة البنية التحتية وتلعب دورًا هامًا في التحضر. ومع ذلك ، فقد حدثت فيها أضرار جسيمة ، بما في ذلك الانفاق ، وتم توثيقها في جميع أنحاء العالم على مدى العقود الماضية. لذلك ، فإن البحث حول تصميم الأنفاق وخاصة في المنطقة الزلزالية للتخفيف من المخاطر وتقليل الخسائر الاجتماعية والاقتصادية الكبيرة بسبب الزلازل قد حظي باهتمام متزايد.

تهدف هذه الرسالة إلى دراسة الاستجابة الزلزالية للأنفاق باستخدام الأساليب التحليلية والعددية. تستند التحليلات إلى عمليات محاكاة غير خطية ثلاثية الأبعاد باستخدام البرنامج العددي للعناصر المنتهية بلاكسيس. أولاً ، تم إجراء تقييم نقدي لاستخدام تخميد رايلي في النماذج العددية غير الخطية من أجل إبراز أهميتها وتوفير قواعد لمزيد من التحليلات. تأثير إنجاز الأنفاق تم ضمه في النماذج العددية باستخدام طريقة التقارب والحصص. الاستجابة الزلزالية للأنفاق لمختلف حالات الإجهاد الأولية بعد ذلك تم عرضها. تم إجراء الدراسات النظرية والرقمية للمساهمة في فهم أفضل للآليات المرتبطة بوجود طبقة تربة أساسية قابلة للانضغاط للحماية الزلزالية للهياكل تحت الأرض. أخيرًا ، عدم التيقن من خصائص التربة في النماذج العددية يتم إدخاله في شكل متغيرات عشوائية. النتائج المتحصلة عليها باستخدام نموذج مور كلومب تمت مقارنتها مع نموذج غير متقاطع في ظروف تسمح بتصريف المياه وكذا غير الجارفة. على وجه التحديد ، فإنه يشير إلى أن التربة في حالة غير جارفة يمكن أن تحدث تغييرًا كبيرًا في القوى الداخلية الطبيعية ولحظة التباطؤ للأنفاق الصلبة مقارنة بالأنفاق المرنة. يعتبر العمل المقدم نظامًا واقعيًا للتفاعل بين التربة / الأنفاق ، يوفر معلومات قيمة عن سلوك الأنفاق الموجودة أسفل التحميل الزلزالي

الكلمات المفتاحية: التفاعل بين التربة والهيك ، النمذجة العددية الديناميكية ، الأنفاق المزدوجة ، التربة الطينية، النفاذية وغير النفاذية

Remerciements

Je tiens à remercier le professeur MESSAST Salah, pour avoir dirigé mes travaux de thèse. Ses bonnes directives m'ont aidé à avancer dans l'accomplissement de mon travail de recherche.

Je remercie également Mr Boulfoul Khalifa (docteur génie civil) pour son aide dans l'élaboration de cette thèse. Ses compétences scientifiques et ses qualités morales m'ont été d'une grande aide.

Mes vifs remerciements vont également au Pr. Hidjeb Mustapha d'avoir accepté la présidence de la soutenance de ma thèse. Mes vifs remerciements sont adressés aux Pr. Sbartaï Badreddine et le Docteur Filali Kamel d'avoir accepté d'examiner ma thèse.

Une profonde pensée à mon père Allah yarhmou ma famille, ma belle famille et mes amis, Soumaya Hadri, Djamel eddine Belkadi ,Djamil Nefla et Ahmed Bourbia, et à toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions.

Enfin, je remercie particulièrement ma mère, mes frères, mes sœurs, mes neveux Maria et Adem et mon cousin Abd el Hafid kennouche, et mon marie pour leur soutien. Je dédie ce travail à mes enfants Amira et Haithem,

Table des matières

RESUME.....	I
ABSTRACT.....	II
ملخص.....	III
REMERCIEMENTS.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES.....	XII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
1 ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE.....	3
1.1. INTRODUCTION.....	3
1.2 LE TREMBLEMENT DE TERRE.....	6
1.3 AMORTISSEMENT VISQUEUX.....	7
1.3.1 Formulation de l'amortissement de Rayleigh.....	10
1.4. INTERACTION DYNAMIQUE DE TUNNEL-SOL PAR DE CHARGEMENT SISMIQUE.....	13
1.5 CONCLUSION.....	14
2 LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES TUNNELS.....	15
2.1 INTRODUCTION.....	15
2.2 METHODES D'ANALYSES.....	16
2.2.1 Solutions de forme fermée.....	16
2.2.2 Essais physiques.....	22
2.2.3. Modélisation numérique.....	23
2.3. CONCLUSION.....	44
3 LES MODELES DE COMPORTEMENT NON LINIAIRES DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE.....	45
3.1 INTRODUCTION.....	45
3.1.1 Les lois de comportement.....	45
3.2 MODELE DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE.....	45
3.2.1 Principaux types de comportement cyclique.....	46
3.2.2 Comportement en condition drainée.....	47
3.2.3 Comportement en condition non drainée.....	48
3.3 MODELES DE COMPORTEMENT DES SOLS SECS.....	51
3.4 MODELE DE COMPORTEMENT DE SOL SELECTIONNE (MODELE MPII).....	55
3.5 MODELE DE COMPORTEMENT DU SOL ADOPTE AU CALCUL.....	56
3.5.1 Modèle élastique linéaire.....	57
3.5.2 Le modèle de Mohr-Coulomb.....	57
3.5.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	62
3.6. CONCLUSION.....	68
4 SIMULATIONS NUMERIQUES ET INTERPRETATION DES RESULTATS.....	69
4.1 INTRODUCTION.....	69
4.2 PRESENTATION DU TUNNEL T4 DE EL-KANTOUR:.....	69
4.2.1 Contexte géologique et géotechnique.....	71

4.2.2. Relevé Géophysique.....	73
4.2.3 Conditions hydrogéologiques	74
4.2.4Présentation de la procédure de modélisation numérique :	74
4.3.PRESENTATION DUMODELE	75
4.3.1Géométrie.....	75
4.3.2Discrétisation.....	77
4.3.3 Déplacement vertical.....	77
4.4. ACCELERATION HORIZONTALE	82
4.5. SOLLICITATIONS DANS LE TUNNEL	83
4.5.1 Force axiale.....	83
4.5.2 Moment de flexion.....	84
4.6UTILISATION DU MODELE ELASTIQUE - COMPARAISON AVEC LA SOLUTION ANALYTIQUE	92
4.7 L'ACCELERATION MAXIMALE A LA SURFACE DU SOL.....	94
4.8 CONCLUSION:.....	96
CONCLUSION GENERAL.....	96
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	98

Liste des figures

FIGURE 1.1. DEGATS OCCASIONNES SUR LE TUNNEL DE NAGASAKAYAMA APRES LE TREMBLEMENT DE TERRE DE KANTO 1923 (OKAMOTO ET AL, 1973). 5

FIGURE 1.2.TYPE DES DOMMAGES OBSERVES APRES LE SEISME SURVENU A CHI – CHI (TAIWAN EN 1999)(WANG ET AL. 2001). 5

FIGURE 1.3. MOUVEMENTS ENGENDRES PAR LES ONDES VOLUMIQUES 6

FIGURE 1.4.MOUVEMENT DES PARTICULES POUR L’ONDE R. 7

FIGURE1.5 REFLEXION ET REFRACTION D’ONDE R, EN ONDES P, S ET R 7

FIGURE 1.6. (A) COURBES G/G_{MAX} ET D/Γ ; ET (B) BOUCLES CONTRAINTE-DEFORMATION DU SOL EN CISAILLEMENT ILLUSTRANT LA MESURE DU MODULE DE CISAILLEMENT SECANT ET DU RAPPORT D’AMORTISSEMENT. 8

FIGURE I.7. REPRESENTATION SCHEMATIQUE DE L’AMORTISSEMENT NUL : (A) A DE TRES PETITES DEFORMATIONS ; ET (B) DANS LES PLAGES ELASTIQUES. 9

FIGURE I.8.FORMULATION COMPLETE D’AMORTISSEMENT RAYLEIGH. 11

FIGURE 1.9.MODEL (A) :TUNNEL.MODEL(B) :DEUX TUNNEL 13

FIGURE I.10. AMPLIFICATION DE SYSTEM. 14

FIGURE2.1. (E) DEFORMATION OVALE D’UN TUNNEL CIRCULAIRE – (F) DEFORMATION EN RAYONNAGE D’UN TUNNEL RECTANGULAIRE (OWEN ET SCHOLL [1981]). 16

FIGURE 2.2.TUNNEL CIRCULAIRE (PARK ET AL. [2006]). 17

FIGURE.2.3.CHARGE DE CISAILLEMENT SISMIQUE ET CHARGE STATIQUE EQUIVALENTE (PARK ET AL. [2006]). 18

FIGURE 2.4.CHRONOLOGIE TYPIQUE DE LA PRESSION TERRESTRE 23

FIGURE 2.5. DEFORMATION OVALE DU TUNNEL CIRCULAIRE SOUS ONDES SISMIQUES 24

FIGURE 2.6.MODELES D’ANALYSE DE PORTIQUE SIMPLIFIES : (A) CHARGE CONCENTREE AU COIN ET (B) CHARGE REPARTIE TRIANGULAIRE SUR LES PAROIS LATERALES (WANG, 1993). 25

FIGURE 2.7.REPONSE SISMIQUE DE STRUCTURE ENTERREE SOUS ANALYSE STATIQUE EQUIVALENTE SIMPLIFIEE (IAI, 2005). 26

FIGURE 2.8.POUSSEE TOTALE DU REVETEMENT A UNE DEFORMATION DE CISAILLEMENT DU SOL DE 0,5 % :... 27

FIGURE 2.9.TRACTIONS DE CONTACT, POUSSEE TOTALE DU REVETEMENT ET MOMENT DE FLEXION A UNE DEFORMATION DE CISAILLEMENT DU SOL DE 0,5 % SOUS DIFFERENTS COEFFICIENTS DE FROTTEMENT 27

FIGURE 2.10.AUGMENTATION SISMIQUE DE LA POUSSEE DU REVETEMENT PAR RAPPORT A LA DEFORMATION DE CISAILLEMENT DU SOL SOUS DIFFERENT COEFFICIENTS DE FROTTEMENT. 28

FIGURE 2.11.CHAMPS DE DEPLACEMENT GLOBAL (RANGEE SUPERIEURE) ET LOCAL (RANGEE INFERIEURE) SOUS PETITES ET GRANDES DEFORMATIONS DE CISAILLEMENT SISMIQUE (HUANG ET LU, 2007). 29

FIGURE 2.12 . GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES DANS LE MODELE QUASI-STATIQUE (DO ET AL., 2015A). 31

FIGURE 2.13 . EXEMPLE D'ANALYSE QUASI-STATIQUE 2D : A GAUCHE LE MAILLAGE DEFORME ET A DROITE LES EFFORTS DE REVETEMENT CALCULES. (ARGYROUDIS ET PITILAKIS, 2012).	31
FIGURE 2.14.((A) EFFET DE L'ACCELERATION MAXIMALE SUR LE MOMENT DE FLEXION MAXIMAL MMAXET LES FORCES DE CISAILLEMENT MAXIMALES VMAX	34
FIGURE 2.15.POUSSEE CUMULEE (A), MOMENT FLECHISSANT (B) ET CONTRAINTE CIRCONFERENCE MAXIMALE (C)DISTRIBUTION AUTOUR DU REVETEMENT DES TUNNELS AU TEMPS T = 10 S (ANALYSE DYNAMIQUE COMPLETE) (FIGURE2.16 DANSKONTOE ET AL. [2008]).	35
FIGURE 2.16.REPARTITION DE LA POUSSEE CUMULEE	35
FIGURE 2.17.CONTOURS D'ENDOMMAGEMENT DES MOUVEMENTS DU SOL AVEC PGV=0,15 M/S ET AVEC PGV=0,30 M/S. (HUANG ET AL., 2020).	37
FIGURE 2.18. DEFORMATIONS PLASTIQUES EQUIVALENTES DE LA ROCHE ENVIRONNANTE SOUS CHOC PRINCIPAL ET SEQUENCE CHOC PRINCIPAL-REPLIQUE. (SUN ET AL., 2020A).	38
FIGURE 2.19. DEFORMATION PLASTIQUE DU SOL AUTOUR D'UN TUNNEL FLEXIBLE. (TSINIDIS ET AL., 2016).	41
FIGURE 2.20.INFLUENCE DE LA PLASTICITE SUR LE MOMENT DE FLEXION SISMIQUE (FIGURE 2.20 DANS SHAHROUR ET AL. [2010]).	43
FIGURE 2.21.COMPARAISON ENTRE LES MODELES ELASTIQUES ET MOHR-COULOMB POUR LA REPOSE DU TUNNEL SOUS CHARGES DYNAMIQUES, EN UTILISANT FLAC3D (FIGURE 2.21 DANS SLITEEN ET AL. [2013]).	43
FIGURE 3.1. DIFFERENTS PHENOMENES CYCLIQUES OBSERVABLES DANS LES SABLES (D'APRES BAHDA (1997)).	47
FIGURE 3.2. ZONES DES DIFFERENTS COMPORTEMENTS CYCLIQUES DU SABLE EN CONDITION : DRAINEE ; ET B) NON DRAINEE (D'APRES LUONG (1980)).	49
FIGURE 3.3. ESSAI DE MOBILITE CYCLIQUE, D'APRES MOKHAM (1983).	50
FIGURE 3.4. ESSAI DE LIQUEFACTION VRAIE, D'APRES CASTRO (1969).	51
FIGURE 3.5.DETERMINATION DES MODULES DE DEFORMATION ET METHODE D'ANALYSE EN FONCTION DE LA DEFORMATION CYCLIQUE (D'APRESREIFFSTECK (2011)).	53
FIGURE 3.6.MODELE UNIDIMENSIONNEL RHEOLOGIQUE D'IWAN : MODELE SERIE-PARALLELE (A GAUCHE) ; MODELEPARALLELE-SERIE (A DROITE).	55
FIGURE 3.7.DEFINITION DES MODULES E_0 ET E_{50} .	58
FIGURE 3.8.RESULTATS D'ESSAIS TRIAXIAUX CD SUR UN SABLE DENSE.	60
FIGURE 3.9.PYRAMIDE DE MOHR-COULOMB TRACEE POUR C=0.	61
FIGURE 3.10.REPRESENTATION DU HARDENING SOIL MODEL DANS LE REPERECONTRAINT- DEFORMATION.	63
FIGURE 3.11.FORME DES SURFACES DE CHARGE DU HSM.	63
FIGURE 3.12.SURFACE DE RUPTURE POUR LE HARDENING SOIL MODEL CAS D'UN SOL FROTTANT.	63
FIGURE 3.13.DEFINITION DU MODULE CENOMETRIQUE TANGENT.	64
FIGURE 3.14.DEFINITION DE L'ANGLE DE DILATANCE.	64
FIGURE 3.15. LES ACCELERATIONS BOUMERDES,TABAS ET NORTHRIDGE DE PGA EGALES RESPECTIVEMENT A 0.15G 0.25G ET 0.35G.	65

FIGURE 3.16.LES ACCELERATIONS SPECTRALES AU SOL SURFACE EN FONCTION DE LA FREQUENCE.....	65
FIGURE.3.17.COEFFICIENT DE REPOSE DE REVETEMENT, K1	67
FIGURE 4.1.VUE GENERALE DES DEUX TUBES DU TUNNEL T4.....	70
FIGURE 4.2.SITE DE TUNNEL T4.....	70
FIGURE 4.3.VUE EN PLAN ET SECTION LONGITUDINALE DU TUNNEL T4.....	71
FIGURE 4.4. EMLACEMENT DU TUNNEL T4 SUR LA CARTE GEOLOGIQUE DE SMENDOU.....	72
FIGURE 4.5.ZONE DE VEGETATION INTENSE A DJEBEL KANTOURSUR LE VERSANT NORD DU DJEBEL KANTOUR.	73
FIGURE 4.6. PRESENTATION GENERALE DU MODELE.	75
FIGURE 4.7.DEPLACEMENT VERTICAL DANS LE SOL AUTOUR DE LA CAVITE DU TUNNEL EN FONCTION DU TEMPS EN CONDITION NON DRAINEE(A)ET DRAINEE (B) RESPECTIVEMENT (MOHR COULOMB).	77
FIGURE 4.8. DEPLACEMENT VERTICAL DANS LE SOL AUTOUR DE LA CAVITE DU TUNNEL EN FONCTION DU TEMPS EN CONDITION NON DRAINEE (A) ET DRAINEE (B) RESPECTIVEMENT (MODELE HSM).....	78
FIGURE 4.9. DEPLACEMENT HORIZONTAL EN PRESENCE DE DEUX TUNNELS SOUS ACCELERATION EGALE A 0,15G(MOHR COULOMB).	79
FIGURE 4.10.DEPLACEMENT TOTAL DU SOL LIBRE.....	79
FIGURE 4.11.DEPLACEMENT TOTAL DANS LE CAS D'UN SEUL TUNNEL.....	80
FIGURE 4.13.RAPPORT D'OVALISATION (R) EN FONCTION DE FLEXIBILITE (F) Z=-6M (MODELE D'ECROUISSAGE).81	
FIGURE 4.14. RAPPORT D'OVALISATION (R) EN FONCTION DE FLEXIBILITE (F) Z=-6M (MOHR COULOMB).	81
FIGURE 4.15.VARIATION D'ACCELERATION HORIZONTAL AVEC LA PROFONDEUR DANS LE SOL AUTOUR DE LA CAVITE DU TUNNEL (MOHR COULOMB).	82
FIGURE 4.16. VARIATION D'ACCELERATIONS HORIZONTALES AVEC LA PROFONDEUR DANS LE SOL AUTOUR DE LA CAVITE DU TUNNEL (MODELE D'ECROUISSAGE HSM).	82
FIGURE 4.17.LA FORCE AXIALE DYNAMIQUE EN FONCTION DU TEMPS EN CONDITION NON DRAINEE (A) ET EN CONDITION DRAINEE (B) (MOHR COULOMB) SOUS ACCELERATION ((0,15G ; 0,25G ; 0,35G).....	83
FIGURE4.18.LA FORCE AXIALE DYNAMIQUE EN FONCTION DE TEMPS EN CONDITION NON DRAINEE (A)ET À LA CONDITION DRAINEE (B) SUCCESSIVEMENT (MODELE D'ECROUISSAGE) SOUS ACCELERATION ((0,15G ; 0,25G ; 0,35G).....	83
FIGURE4.19MOMENT DE FLEXION EN FONCTION DE TEMPS EN CONDITION NON DRAINEE (A) ET EN CONDITION DRAINEE (B)(MOHR COULOMB) SOUS ACCELERATION ((0,15G ; 0,25G ; 0,35G).	84
FIGURE 4.20.MOMENT DE FLEXION EN FONCTION DE TEMPS EN CONDITION NON DRAINEE (A) ET EN CONDITION DRAINEE (B) SUCCESSIVEMENT (MODELE D'ECROUISSAGE) SOUS ACCELERATION (0,15G ; 0,25G ; 0,35G).....	84
FIGURE 4.21.RAPPORT D'OVALISATION (R) EN FONCTION DE LA FLEXIBILITE (F) POUR LES TUNNELS A LA CONDITION NON DRAINEE (MOHR COULOMB).....	85
FIGURE 4.22.RAPPORT D'OVALISATION (R) EN FONCTION DE LA FLEXIBILITE (F)DANS LE CAS NON DRAINEE (MODELE D'ECROUISSAGE).	86

FIGURE 4.23. INCREMENTS DYNAMIQUES DES MOMENTS FLECHISSANT MAXIMALES AU REVETEMENT DU TUNNEL (DIRECTION Y) SOUS ACCELERATION (0,15 G; 0,25 G ET 0,35 G) (MOHR COULOMB).....	86
FIGURE 4.24. INCREMENTS DYNAMIQUES DES MOMENTS FLECHISSANT MAXIMALES AU REVETEMENT DU TUNNEL (DIRECTION Y) SOUS ACCELERATION (0,15 G; 0,25 G ET 0,35 G) (MODELE D'ECROUISSAGE).....	88
FIGURE 4.25. DISTRIBUTION DES INCREMENTS DE MOMENT DE FLEXION SOUS ACCELERATIONS (0.15G; 0.25G ET 0.35G) RESPECTIVEMENT (DIRECTION X).....	89
FIGURE 4.26. INCREMENTS DYNAMIQUES DE LA FORCE AXIALE (DIRECTION X) (MOHR COULOUMB).....	90
FIGURE 4.27. INCREMENTS DYNAMIQUES DE LA FORCE AXIALE (DIRECTION X) (MODELE D'ECROUISSAGE).....	91
FIGURE.4.28. COMPARAISON ENTRE LES SOLUTIONS ANALYTIQUES DE WANG (1993) ET PENZIEN (2000) (EFFORT DE TRANCHANT MOHR COULOMB MC ET MODELE D'ECROUISSAGE HS).....	93
FIGURE.4.29. COMPARAISON ENTRE LES SOLUTIONS ANALYTIQUES DE WANG (1993) ET PENZIEN (2000) (MOMENT DE FLEXION MAXIMALE MOHR COULOMB MC ET MODELE D'ECROUISSAGE HS).....	93
FIGURE 4.30 LES ACCELERATIONS MAXIMALES A LA SURFACE DU SOL (PGA).....	94
FIGURE.4.31. TASSEMENT A LA SURFACE AU-DESSUS DE LA COURONNE DU TUNNEL.....	95

Liste des tableaux

TABLEAU 1. PROPRIETES MECANIQUES DES TUNNELS (NAWEL BOUSBIAA ET AL 2016).....	76
TABLEAU 2. PROPRIETES MECANIQUES DU SOL (MODELE DE MOHR COULOMB).(NAWEL BOUSBIAA ET AL2016)	76
TABLEAU 3. PROPRIETES MECANIQUES DU SOL (MODELE D'ECROUISSAGE).	76

PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES

Principaux Symboles Utilises

A_{loop}	Aire de la boucle contrainte-déformation
A_3/A_1	Coefficient de Transmission
c	Cohésion
D	Diamètre de tunnel
d	Épaisseur de couche de sol meuble
E	Module de Young
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial.
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai œnométrique
F	flexibilité
f_{min}	Fréquence centrale
f_n	Fréquence du n mode du sol
f_2	Première fréquence
G	Module de cisaillement
G/G_{max}	Module de cisaillement normalisé
H	Profondeur du tunnel
h	Hauteur de sol meuble
K	Module de masse
K_n	Rigidité normale du ressort
K_s	Rigidité du cisaillement de ressort
K_0	coefficient des terres au repos
M	Moment de flexion
M_s	Facteur de réduction
N	Taille de l'échantillon
p_r	Pression de référence
p'	Pression effective moyenne
p	Degré polynomial
R	Rapport d'ovalisation
r	Rayon du tunnel
T	Force axiale
t	Épaisseur du tunnel
V_s	Vitesse de l'onde de cisaillement
ρ	Densité
α	Coefficient proportionnel -la masse
β	Coefficient proportionnel -la rigidité
γ	Déformation de cisaillement
γ_{ff}	champ de cisaillement
γ_m	Déformation de cisaillement
γ_{max}	Déformation maximale de cisaillement
γ_{ref}	Déformation de cisaillement de référence
ΔD	Déformation du tunnel

ΔZ_{min}	Maillage minimal
λ	Coefficient de relaxation des contraintes
λw	Longueur d'onde
μ	Valeur moyenne
ν	Coefficient de Poisson
ζ_{tar}	Taux d'amortissement cible
ζ_{min}	Taux d'amortissement critique
$\rho_{c,\varphi}$	Corrélation entre c et φ
σ	Déviatation standard
σ_0	Contrainte radiale initiale
σ_r	Contrainte radiale
σ_1	Contrainte maximale
σ_3	Contrainte minimale
τ	Contrainte de cisaillement
φ	Angle de frottement interne
ω	Fréquence angulaire
ψ	Angle de dilatance

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'étude du comportement sismique des tunnels est devenue ces dernières années une préoccupation majeure pour les géotechniciens, après l'effondrement de nombreux ouvrages supposés jusqu'alors en sécurité vis-à-vis du risque sismique, tant que l'ouvrage ne traversait pas un plan de faille ou de défauts géologiques majeur. En effet, il a longtemps été considéré que les ouvrages souterrains ne couraient pas le même risque vis-à-vis des séismes que les ouvrages de surface, et peu d'études leur ont été consacrées. On retrouve cependant dans la littérature des travaux dédiés à l'étude du comportement dynamique des tunnels (Wang, 1993 ; Penzien et Wu, 1998 ; Bobet, 2003 ; Hibbitt et al, 1999 ; Pakbazet Yareevand, 2005 ; Amorosi et Boldini, 2009 ; Shahrour et al, 2010). La majorité de ces travaux ont abordé le problème par des modèles quasi-statiques et bidimensionnels afin d'évaluer surtout les efforts engendrés dans le revêtement du tunnel. Certains auteurs ont poussé leurs analyses en intégrant la prise en compte de la plasticité dans les sols et la liquéfaction afin d'étendre les résultats au comportement du massif.

Le phénomène de l'interaction sol tunnel ou bien tunnel-tunnel sous sollicitation sismique est un problème très important. En effet, des déformations importantes aux tunnels liés à des sollicitations sismiques qui mettent en évidence la vulnérabilité de ce type d'ouvrage. Citons comme exemple l'interaction dynamique de tunnel-sol par de chargement sismique (Sarfeld et al (1980). L'étude du tunnel sous sollicitation sismique fait intervenir de nombreuses complexités, liées avant tout au caractère purement tridimensionnel du problème (présence des sollicitations sismiques transversales), au comportement non linéaire de sol et des interfaces sol-tunnel.

Ce travail de thèse basé sur la méthode des éléments finis PLAXIS3D, est notamment utilisé pour trouver une solution plus réaliste des problèmes d'interaction dynamique sol-tunnel. Le tunnel et le sol sont alors représentés avec leurs propres caractéristiques dynamiques. Une telle modélisation permet de modifier les mouvements du terrain qui induits par le champ incident. Cette méthode nécessite de simuler correctement le comportement du terrain (Mohr coulomb et modèle d'écrouissage). Dans cette thèse a pour objet de comparer les résultats de l'interaction sol tunnel avec tunnel-tunnel en réalisant une étude paramétrique.

Le premier chapitre propose une synthèse bibliographique sur le tremblement de terre, propagation des ondes sismique et détermination de la fréquence de l'amortissement de Rayleigh.

Le deuxième chapitre aborde l'étude sismique des tunnels. Ce chapitre reprend également une synthèse des approches conventionnelles (analytiques et numériques) utilisées dans le calcul du comportement sismique du tunnel.

Le troisième chapitre est consacré à les différents modèles de comportement dynamic de sols tel que le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées .Il présente en détail les travaux dédiés à la prise en compte des complexités de cette étude comme le model de comportement, la charge sismique et bien évidemment l'interaction sol-structure.

Le quatrième chapitre est consacré à l'effet de la réponse sismique du tunnel, notamment l'interaction sol tunnel avec sollicitation sismique et l'influence du développement de la plasticité dans le sol. L'étude est réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle et non linéaire, et permet de calculer les efforts internes dans les éléments de revêtement et le tassement à la surface du sol induit par le chargement sismique de la stabilité du tunnel sous chargement sismique. L'accent est mis sur l'influence des modèles de comportement, pic d'accélération avec différent niveau de l'eau.

CHAPITRE I
ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

1 Analyse bibliographique

1.1. Introduction

Il y'a longtemps été considéré, que les ouvrages souterrains ne couraient pas le même risque vis-à-vis des séismes que les ouvrages de surface, par contre les charges sismiques peuvent induire des dommages importants aux ouvrages souterrains, en particulier dans les terrains meubles.

On peut citer les plus importants cas des ouvrages souterrains endommagés par des tremblements de terre, et qui ont mobilisé l'attention sur la vulnérabilité des ouvrages souterrains face aux séismes.

Par conséquent, ces dernières années l'étude du comportement sismique de ce type d'ouvrages ces dernières années une préoccupation majeure pour les géotechniciens.

Parmi les recherches réalisés dans le passé, on peut citer ; Dowding et Rozen (1978) qui ont collecté et analysé 71 cas de dommages aux tunnels aux Etats-Unis et au Japon. Dans cette base de données, la plupart des tunnels étaient creusés dans des massifs rocheux, sains ou fracturés, et seulement 3 cas concernaient des tunnels dans un sol meuble. Owen et Scholl (1981) ont mis à jour cette première base de données, en l'étendant à 127 cas de dommages aux structures souterraines, en y incluant notamment les ouvrages souterrains endommagés durant les tremblements de terre de San Francisco (1906) et San Fernando (1971).

Ces structures étaient peu profondes et généralement construis dans un sol médiocre. Sharma et Judd (1991) ont élargi la collection à 192 cas pour 85 tremblements de terre différents. Pour mettre en corrélation la vulnérabilité sismique d'un tunnel à certains facteurs pertinents, six paramètres ont été étudiés : la couverture du tunnel, le type de sol, l'accélération maximale du sol, la magnitude du tremblement de terre, la distance de l'épicentre et le type de support du revêtement. La plupart des dommages (60%) ont eu une incidence sur des tunnels peu profonds (profondeur inférieure à 100m) ; et nombreux cas (42%) ont concerné des tunnels non revêtus creusés dans la roche.

Plus récemment, Kontogianni et Stiros (2003) ont aussi confirmé que les tunnels ne peuvent plus être considérés comme invulnérables face aux séismes, en se basant

également sur l'étude de l'impact des tremblements de terre de ces 100 dernières années sur les ouvrages souterrains. Les cas les plus importants des ouvrages souterrains endommagés par des tremblements de terre, et qui ont mobilisé l'attention sur la vulnérabilité des structures souterraines face aux séismes, sont les suivants:

➤ Le tremblement de terre de Kanto(1923) (de Magnitude locale 8.16), a causé des dégâts dans 82 tunnels ferroviaires sur un total de 116 ouvrages concernés dans la zone touchée par le séisme. Les dégâts concernaient essentiellement les entrées des tunnels, de la fissuration transversale et longitudinale dans les revêtements liées à des déformations excessives (Okamoto et al, 1973). A titre d'exemple, la figure I.1 montre des fissures apparues dans la paroi du tunnel Nagasakayama après le tremblement de terre de Kanto(1923).

➤ En 1995, à Hyogo-kenNanbu (Kobe, Japon) le tremblement de terre a provoqué l'effondrement de la station de métro Daikai. La station était située à environ 20 km de l'épicentre du tremblement de terre, de magnitude 6,9.

➤ Le tremblement de terre Chi-Chi dans le centre de Taiwan le 21 Septembre 1999 a provoqué de nombreux dommages aux tunnels creusés dans la montagne (Wang et al, 2001). Le séisme de magnitude 7,3 a été en relation avec la faille de Chelungpu située à 60 km des ouvrages. Il a été constaté que, parmi les 57 tunnels impactés, 49 d'entre eux ont été endommagés.

➤ Le séisme de Duzce, d'une magnitude de 7,2 a frappé la Turquie le 12 Novembre 1999 et a causé des dommages importants dans un tunnel bi-tubes (16m² d'espacement) en cours de construction (Giannakou et al, 2005). Il a été signalé (Unterberger et Brandl, 2000) que l'effondrement s'est produit dans la partie inachevée (à proximité immédiate du front de taille) du tunnel. L'effondrement sur le côté El malik s'est propagé également sur environ 50 m en arrière de la zone soutenue par le revêtement définitif.

Ce dernier a été principalement affecté par des fissures longitudinales et radiales en clef de voûte et sur les piédroits. Les dégâts se sont propagés jusqu'à la surface, provoquant des fissures et crevasses, alors même que la hauteur de couverture atteignait à cet endroit plus de 50 m. Les causes de ce comportement restent encore à déterminer. Il est également noté que des accélérations de 0,6 à 0,8g ont été mesurées aux stations à proximité du site, bien au-delà de la valeur de 0,4g retenue pour le dimensionnement de l'ouvrage.

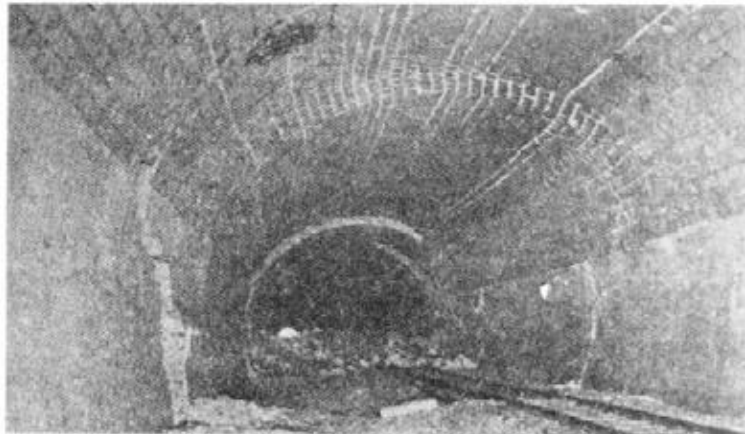


Figure 1.1. Dégâts occasionnés sur le tunnel de Nagasakayama après le Tremblement de Terre de Kanto 1923 (Okamoto et al, 1973).

La figure 1.2 montre les principaux dommages observés dans le revêtement du tunnel. Les dommages ont été classés en six caractéristiques typiques ; (1) fissures du revêtement, (2) rupture du cisaillement du revêtement, (3) effondrement du tunnel causé par la rupture de la pente, (4) fissure du portail, (5) fuite et (6) déformation de la paroi / dommages inversés (W. L. Wang et al. 2001)

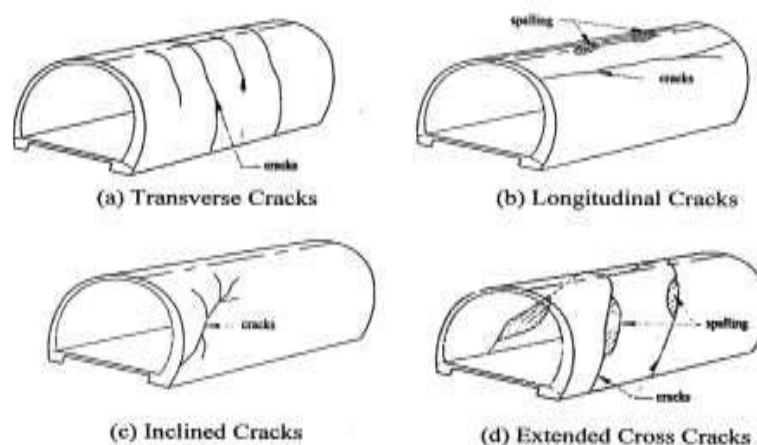
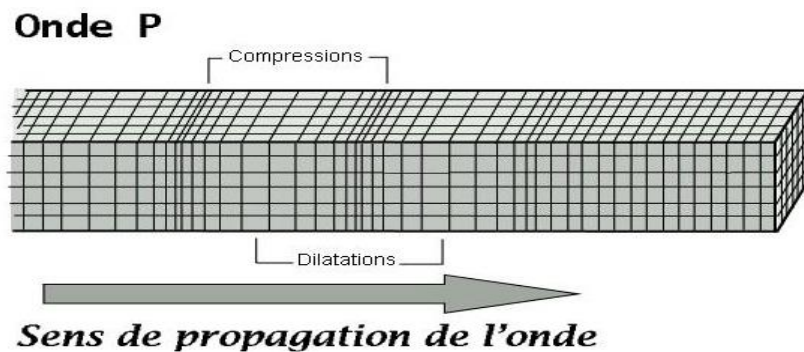


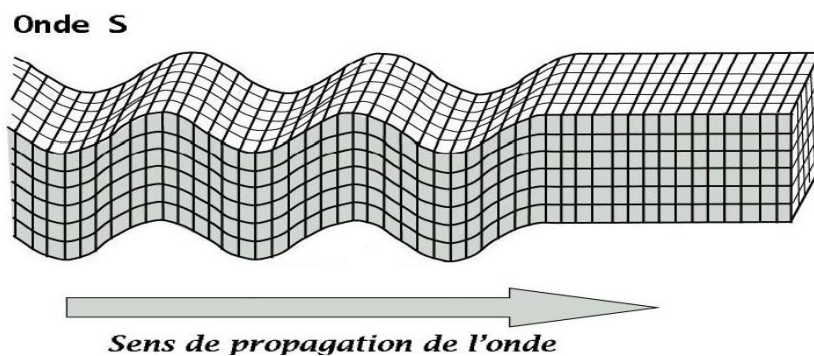
Figure 1.2. Type des dommages observés après le séisme survenu à Chi – Chi (Taiwan en 1999)(Wang et al. 2001).

1.2 Le tremblement de terre

Le tremblement de terre est un phénomène causé par la vibration de la croûte terrestre qui se propage par des ondes à travers le sol. Ces ondes sismiques sont classées en deux grandes familles: d'une celles qui voyagent à l'intérieur d'une planète, et qui sont parfois en position de traverser le globe de part en part, noyau métallique y compris (onde P), et celles qui circulent uniquement en surface (onde S).



a- Onde P



b- Onde S.

Figure 1.3. Mouvements engendrés par les ondes volumiques

En présence d'une surface libre pour un massif, il apparaît un autre type d'onde, dite onde superficielle ou onde de surface. Elle porte communément le nom d'onde de Rayleigh (notée onde R). L'onde de Rayleigh résulte d'interférences entre les composantes verticales des ondes P, comme illustré sur la figure 1.4.

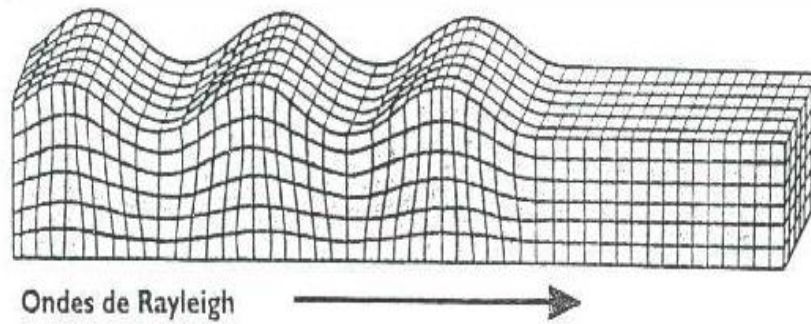


Figure 1.4. Mouvement des particules pour l'onde R.

Notons que la vitesse de l'onde R est légèrement plus faible que la vitesse de cisaillement. Ceci peut s'expliquer par l'absence de matière au-dessus de la surface libre, ce qui équivaut à diminuer les constantes de rigidité (figure 1.5). La longueur d'onde R et le nombre d'onde kR sont définis comme des ondes volumiques. L'onde R est moins rapide que l'onde de cisaillement, mais son amplitude est généralement plus forte et elle concentre le maximum d'énergie. Sa vitesse C_R peut être approchée par l'expression (1.1).

$$C_R \simeq \frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu} C_S \tag{1.1}$$

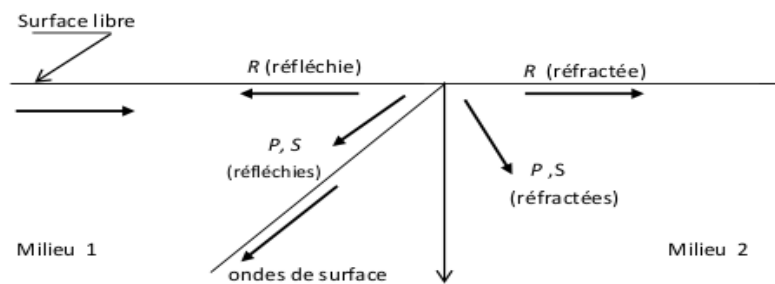


Figure 1.5 Réflexion et réfraction d'onde R, en ondes P, S et R

1.3 Amortissement visqueux:

Dans la pratique du génie parasismique, la propagation des ondes sismiques au substratum rocheux à la surface du sol peut être quantifiée soit par une analyse linéaire équivalente (EL) dans le domaine fréquentiel, soit par une analyse non linéaire (NL) dans le

domaine temporel. Pour améliorer la compréhension du rôle d'amortissement visqueux dans les modèles numériques NL, les différences entre l'analyse EL et l'analyse NL sont présentées:

Les analyses EL dans le domaine fréquentiel sont basées sur des solutions de forme fermée de l'équation d'onde pour les ondes de cisaillement se propageant verticalement à travers un milieu continu en couches (Lysmer et al. 1971). Les propriétés du sol nécessaires pour chaque couche de sol sont la vitesse des ondes de cisaillement V_s , la masse volumique ρ et les courbes de réduction de module (G/G_{max}) et d'amortissement (D) en fonction de la déformation de cisaillement (γ), comme illustré sur la Figure. 1.6(a). L'analyse avec une modélisation *EL* est une procédure itérative dans laquelle un module de cisaillement et un amortissement efficaces compatibles avec la déformation de cisaillement sont adoptés à chaque étape de calcul. De cette manière, la non-linéarité du sol est approximativement simulée à l'aide de l'approche *EL*, comme illustré schématiquement sur la Fig. 1.6(b). Il convient de noter que les analyses dans le domaine fréquentiel sont essentiellement des analyses dynamiques linéaires et qu'elles modélisent l'amortissement du sol à l'aide d'une courbe compatible avec la déformation, c'est-à-dire un amortissement indépendant de la fréquence.

L'analyse *EL* nécessite un faible coût de calcul et peu de paramètres d'entrée, ainsi cette méthode a été utilisée avec succès pour prédire la réponse sismique d'un site donné. Cependant, les limites de l'analyse *EL* sont largement reconnues, par exemple, l'approche des contraintes totales, les performances unidimensionnelles et médiocres pour les dépôts de sol profonds et les cas de déformation élevée (Griffiths et al, 2016).

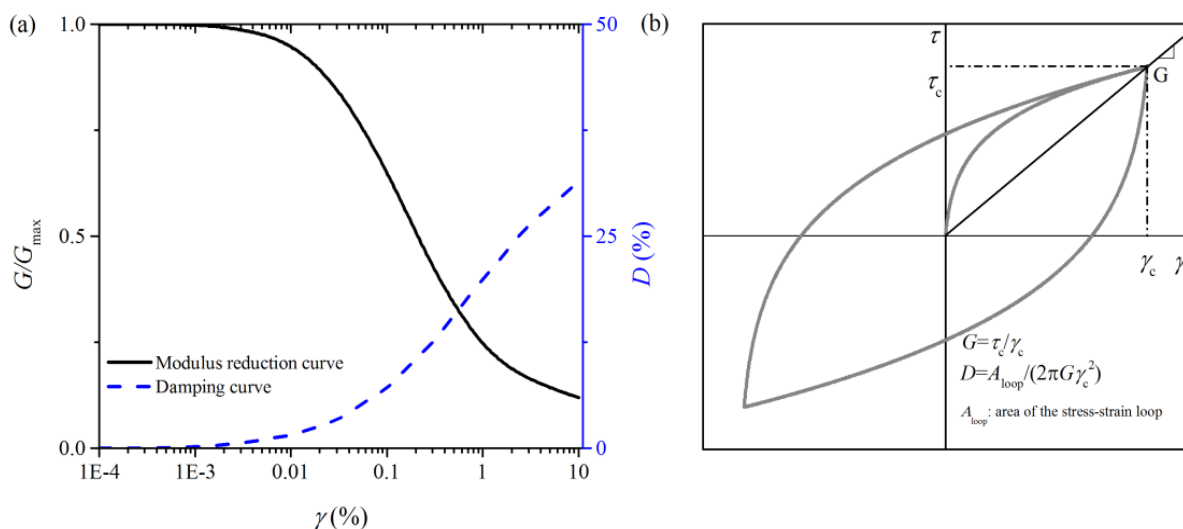


Figure 1.6. (a) Courbes $G/G_{max} \sim \gamma$ et $D \sim \gamma$; et (b) boucles contrainte-déformation du sol en cisaillement illustrant la mesure du module de cisaillement sécant et du rapport d'amortissement.

Les analyses de la réponse *NL* dans le domaine temporel peuvent répondre efficacement aux limites de l'approche *EL* (Clough et Penzien, 1993). Ces analyses fournissent une caractérisation plus précise du comportement non linéaire du sol sous chargement cyclique en utilisant des modèles constitutifs avec différents niveaux de complexité. D'autre part, ils permettent de considérer directement l'effet d'interaction de la structure avec le sol dans diverses conditions par exemple, les conditions de mouvement du sol à grande échelle, multidimensionnelles et multidirectionnelles. Essentiellement, le calcul dynamique dans le domaine temporel consiste à résoudre les équations du mouvement. Le système d'analyse dynamique *NL* est représenté par une série de masses concentrées ou est discrétisé en éléments. Le système d'équations est discrétisé temporellement et un schéma de pas de temps tel que la méthode Newmark- β est utilisé pour résoudre les équations et obtenir la réponse à chaque pas de temps. Un modèle numérique détaillé pour l'analyse sismique nécessite au moins un modèle constitutif précis pour les matériaux, une dimension de modèle adéquate, une condition aux limites appropriée et une spécification raisonnable d'entrée des mouvements du tremblement de terre. Parmi ces points nécessaires, la modélisation précise de la dissipation d'énergie est l'un des enjeux les plus importants (Priestly et Grant, 2005).

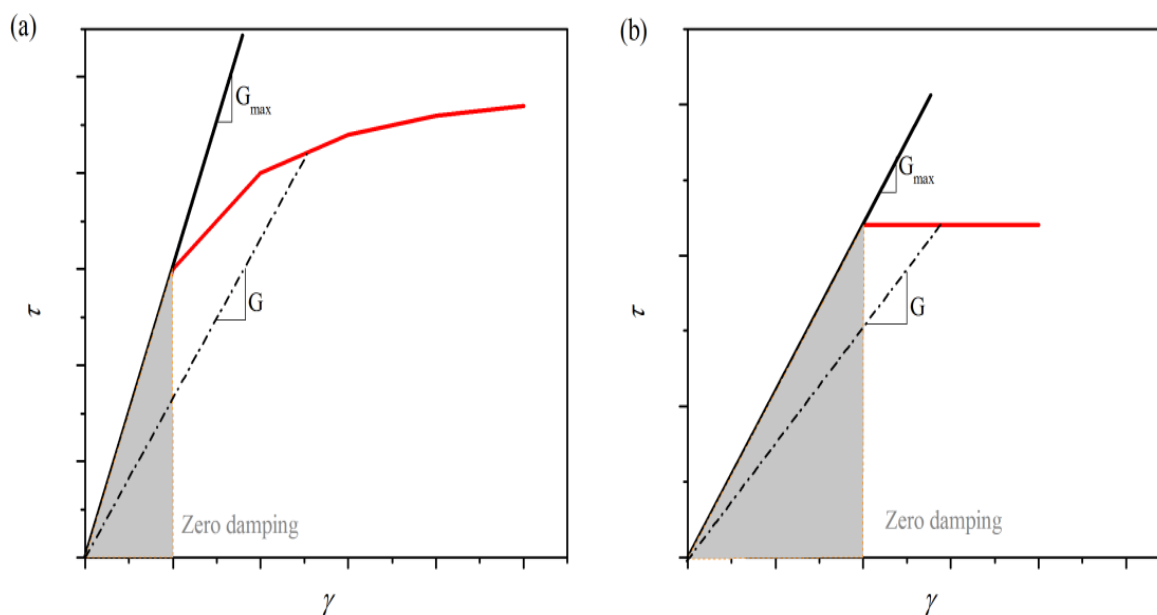


Figure I.7. Représentation schématique de l'amortissement nul : (a) à de très petites déformations ; et (b) dans les plages élastiques.

Dans les modèles temporels NL, il existe deux sources d'amortissement du sol (Kwok et al., 2007) : la première est l'amortissement hystérétique associé à la zone délimitée par les boucles contrainte-déformation, qui dépend fortement de la structure constitutive du sol (modèle et le niveau de non-linéarité). Cependant, certains modèles de comportement du sol (e.g. élasticité linéaire avec plasticité parfaite, (Figure 1.7) adoptés pour les analyses dynamiques n'induisent aucune dissipation d'énergie dans le domaine élastique linéaire, ce qui est incompatible avec les propriétés d'amortissement du sol mesurées en laboratoire. De plus, les variétés des modèles non linéaires couramment utilisés dans les analyses actuelles ne peuvent pas produire un amortissement suffisant à de très petites déformations (inférieures à 10^{-6} à 10^{-4}), en raison de la courbe dorsale presque linéaire (Figure 1.7). La sous-estimation de l'amortissement du sol conduira à une surestimation du mouvement propagé du sol. Ainsi, il est nécessaire d'incorporer un amortissement visqueux dans la plupart des modèles numériques NL, afin non seulement d'éviter des réponses irréalistes pour les problèmes impliquant de petites déformations, mais aussi d'assurer la stabilité numérique (c'est-à-dire la résonance et le bruit à haute fréquence).

1.3.1 Formulation de l'amortissement de Rayleigh

Dans l'analyse NL, l'équation de mouvement dynamique suivante est résolue (Clough et Penzien, 1993) :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g \quad (1.2)$$

où $[M]$ est la matrice de masse ; $[C]$ est la matrice d'amortissement visqueuse ; $[K]$ est la matrice de rigidité ; $\{\ddot{u}\}$ est le vecteur d'accélération relative nodale ; $\{\dot{u}\}$ est le vecteur des vitesses relatives nodales ; $\{u\}$ est le vecteur des déplacements relatifs nodaux ; \ddot{u}_g est l'accélération à la base de la colonne de sol et $\{I\}$ le vecteur unitaire.

L'amortissement visqueux est supposé être de type Rayleigh car simple à mettre en œuvre dans les procédures numériques. Il peut être exprimé comme suit :

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1.3)$$

où α et β sont les coefficients proportionnels à la masse et proportionnels à la rigidité, respectivement. Les coefficients peuvent être obtenus à partir des équations suivantes :

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\xi_{tar}}{\omega_1 + \omega_2} \begin{Bmatrix} \omega_1 \omega_2 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (1.4)$$

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta\omega \right) \quad (1.5)$$

$$\omega = 2\pi f \quad (1.6)$$

$$\xi_{min} = \sqrt{\alpha\beta} \quad (1.7)$$

$$f_{min} = \frac{\sqrt{\alpha/\beta}}{2\pi} \quad (1.8)$$

où ω_1 et ω_2 sont les deux paramètres qui assurent la plage de fréquence, ξ_{tar} est le rapport d'amortissement cible, f_{min} représente la position centrale de la plage approximative indépendante de la fréquence et ξ_{min} est le rapport d'amortissement critique correspondant.

Les équations ci-dessus illustrent la forme de base d'une formulation complète d'amortissement de Rayleigh, comme illustré sur la Figure I.8.

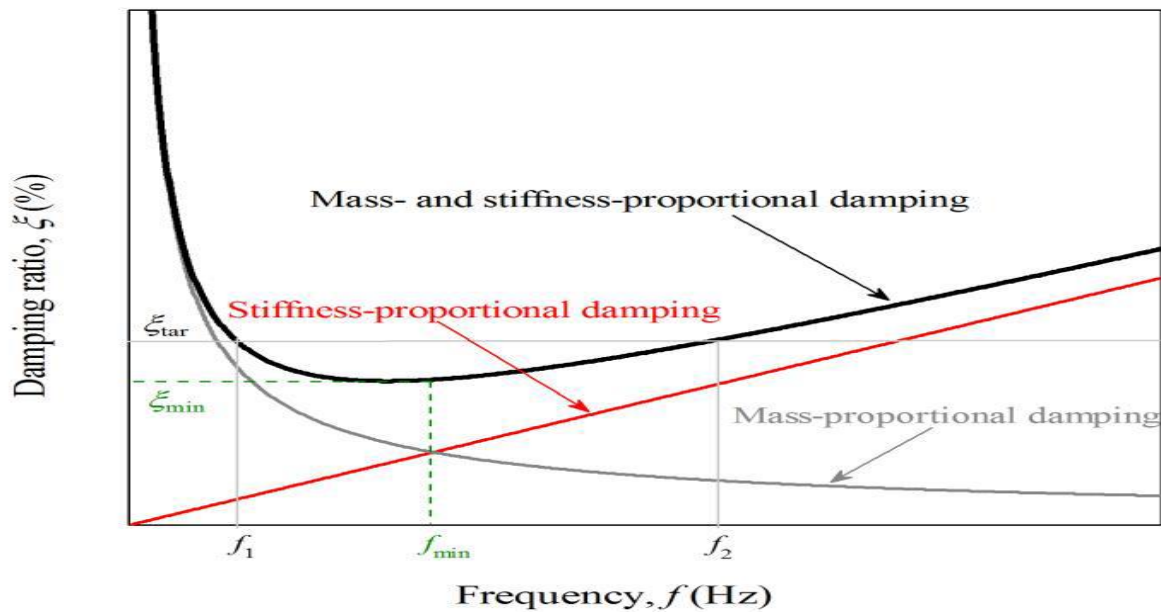


Figure I.8. Formulation complète d'amortissement Rayleigh.

La figure I.8 montre la dépendance de l'amortissement de Rayleigh à la fréquence. Il existe trois problèmes critiques pour l'amortissement de Rayleigh (Hall, 2006) :

- Le choix du type de modèle d'amortissement.
- La valeur du taux d'amortissement cible ξ_{tar} .
- Les deux fréquences correspondantes f_1 et f_2 .

Pour le type de modèle d'amortissement, les matrices d'amortissement de Rayleigh simplifiées (proportionnelles à la rigidité uniquement) et complètes (proportionnelles à la masse et à la rigidité) sont couramment utilisées dans l'analyse pratique. Concernant la valeur de ξ_{tar} , qui est toujours choisie en fonction de l'amortissement de petite déformation ou sur la plus petite valeur pour obtenir une solution stable, un petit taux d'amortissement compris entre 1% et 5% est souvent employé. Des taux d'amortissement supérieurs ou inférieurs sont également adoptés dans certaines études, en fonction du modèle constitutif du sol, des caractéristiques de mouvement d'entrée et de la stratégie d'analyse (Bilotta et al., 2014 ; Madabhushi et al., 2018). Cependant, il est délicat de sélectionner deux fréquences correspondantes pour définir une plage d'amortissement approximative indépendante de la fréquence. Comme montré sur la Figure 1.8, les rapports d'amortissement de Rayleigh correspondent à l'amortissement cible uniquement à deux points de la fréquence : f_1 et f_2 . Il sous-estimera l'amortissement aux fréquences comprises entre f_1 et f_2 et surestimera l'amortissement aux fréquences inférieures à f_1 et supérieures à f_2 . Ainsi, l'une des difficultés majeures des analyses dynamiques non linéaires est la détermination de la gamme de fréquences. Sinon, des taux d'amortissement déraisonnables utilisés influenceront considérablement les prévisions numériques (Hall, 2006, 2018 ; Jehel, 2014 ; Luco, 2008 ; Nielsen, 2009).

Au cours des dernières années, de nombreuses études ont été portées sur la modélisation de l'amortissement visqueux en tenant compte d'une formulation d'amortissement de Rayleigh appropriée, ainsi que sur les prédictions numériques qui utilisaient différents modèles d'amortissement de Rayleigh. En pratique, la fréquence d'adaptation inférieure f_1 est généralement prise comme la fréquence fondamentale du site SF (premier mode propre), qui peut être estimée comme suit :

$$f_n = (2n - 1) \frac{V_{se}}{4H} \quad (1.9)$$

$$V_{se} = \frac{H}{\sum(H_i V_{si})} \quad (1.10)$$

où n est le mode naturel d'ordre n du sol et f_n est la fréquence de mode correspondante, H est l'épaisseur du dépôt de sol, H_i et V_{si} sont l'épaisseur et la vitesse des ondes de cisaillement de la couche de sol i , respectivement ; V_{se} est la vitesse équivalente de l'onde de cisaillement du sol. Cependant, différentes directives peuvent être trouvées dans la littérature pour sélectionner la fréquence d'appariement f_2 la plus élevée.

1.4. Interaction dynamique de tunnel-sol par de chargement sismique

L'interaction dynamique sol-structure c'est la réponse sismique d'une structure sur base flexible, c'est-à-dire d'une structure fondée sur un terrain déformable, diffère sous plusieurs aspects de celle de la même structure fondée sur un terrain rigide (base fixe), soumise à une sollicitation sismique en champ libre.

Plusieurs recherches ont été trouvées concernant le soulèvement ou le tassement des ouvrages souterrains .Ils ont étudié l'effet de la flexibilité sur le comportement du tunnel. Les auteurs ont montré que l'effet de l'interaction sol-tunnel ou bien tunnel-tunnel devenir plus grand si la rigidité des tunnels est faible (Sarfeld, W. (1980)).

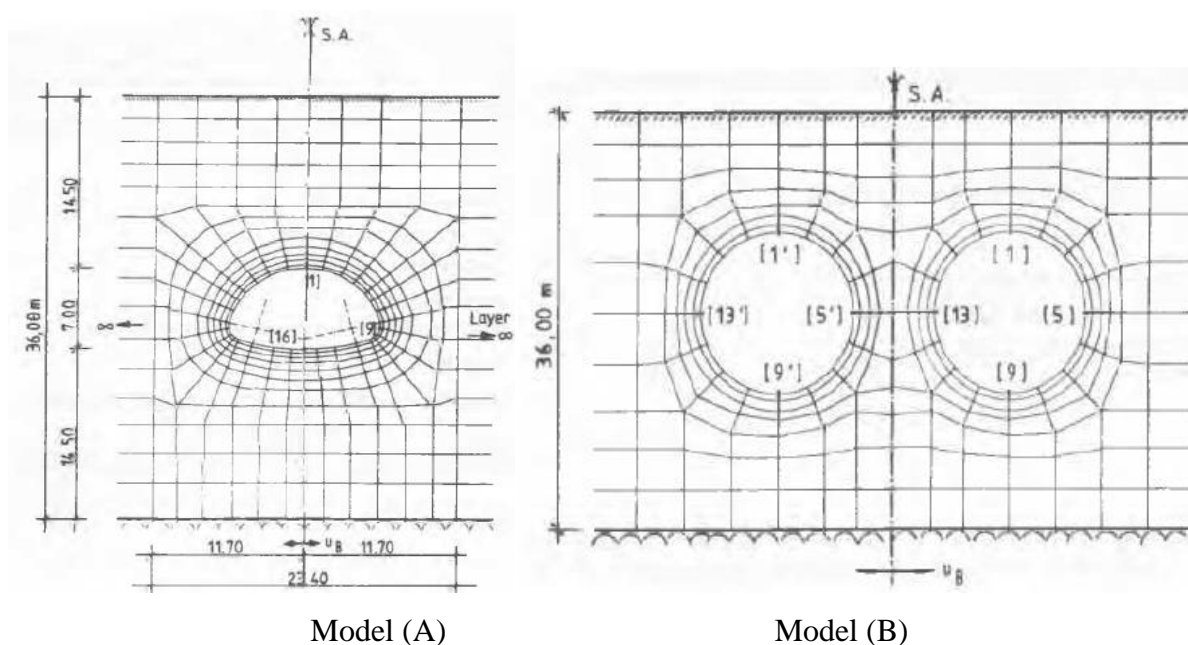


Figure 1.9.Model (A) :tunnel.Model(B) :deux tunnel .

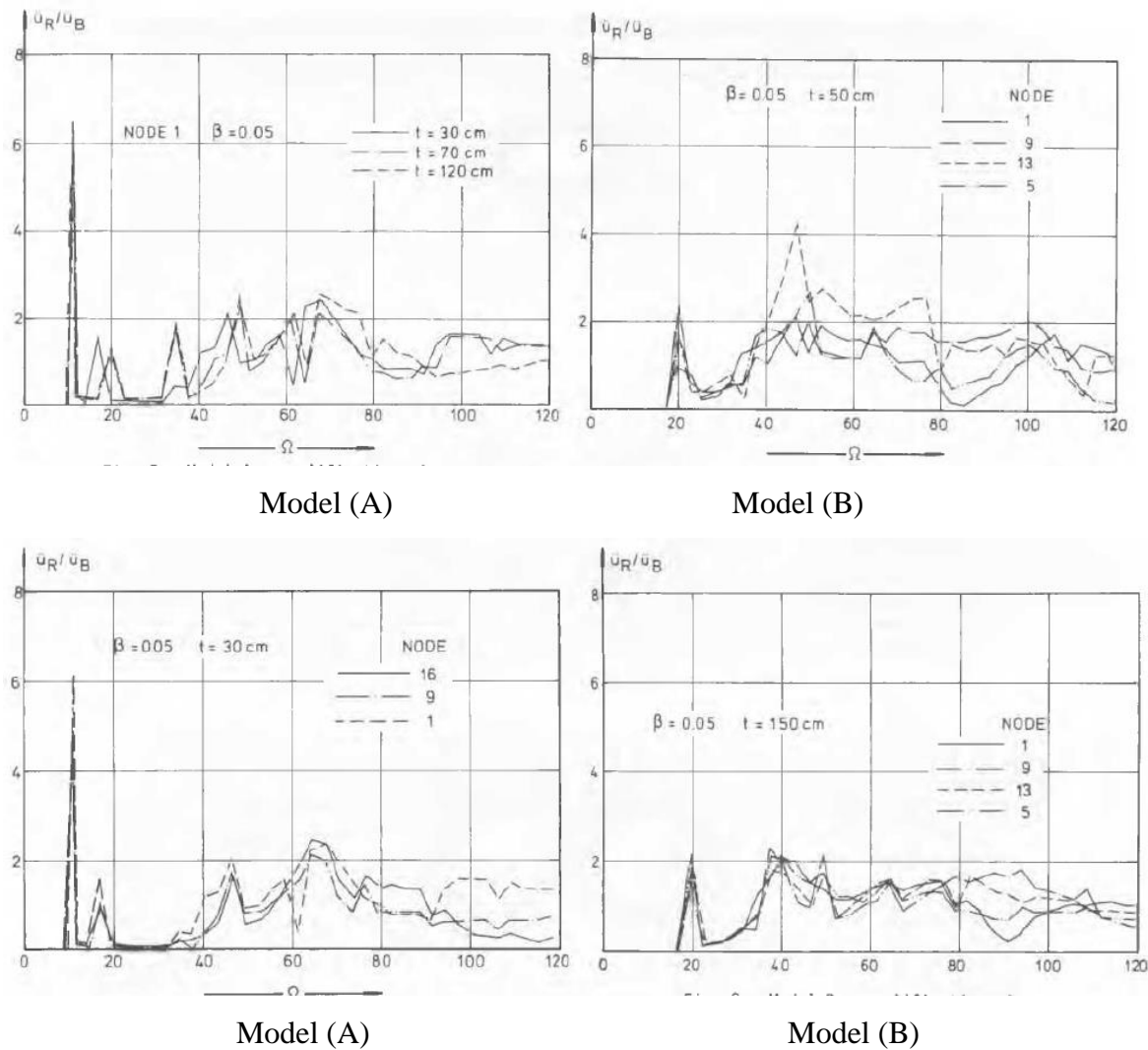


Figure I.10. Amplification de system.

1.5 Conclusion:

A l'issue de l'étude bibliographique portant sur le tremblement de terre et leur propagation sous forme des ondes sismique. Ainsi, la détermination de la fréquence de l'amortissement de Rayleigh. Ils sont historiquement basés sur la fréquence fondamentale du site en combinaison avec une formulation d'amortissement simplifiée, ce qui peut conduire à une sous-estimation significative de la réponse dans le cas de sols profonds et de mouvements de sol à haute fréquence. Enfin, on présente l'effet de charge sismique sur le comportement sol-tunnel et tunnel-tunnel.

CHAPITRE 2
LE COMPORTEMENT
DYNAMIQUE DES TUNNELS

2 Le comportement dynamique des tunnels

2.1 Introduction

Pour prédire le comportement des tunnels face aux séismes, plusieurs approches analytiques et numériques ont été proposées dans la littérature (Hibbitt et al, 1999 ; Khoshnoudian, 1999 ; Wang, 1993 ; Penzien et Wu, 1998 ; Penzien, 2000 ; Bobet, 2003 ; Pakbaz et Yareevand, 2005 ; Amorosi et Boldini, 2009 et Shahrour et al, 2010). Dépendant du niveau de complexité de ces approches, les solutions proposées peuvent prendre en compte le comportement non-linéaire des sols, l'effet de l'interaction sol-structure et l'aspect tridimensionnel des charges sismiques. En effet, les tunnels peuvent être soumis lors d'un séisme à trois types de déformations (Owen et Scholl, 1981) : (i) la compression et extension axiale, (ii) la flexion longitudinale et (iii) la déformation d'ovalisation (Figure N°4). Par ailleurs, la plupart des auteurs ont consacré leur travail au dernier type de déformation liée à la distorsion de la section transversale du revêtement du tunnel et engendrée par des ondes de cisaillement propageant perpendiculairement à l'axe du tunnel.

Ces solutions analytiques et numériques sont proposées afin de déterminer l'effort normal et le moment fléchissant dans la section transversale du revêtement sous charge sismique, où le profil de tassement induit en surface par le séisme, dans le cas des méthodes tenant compte de l'interaction sol-tunnel. Par ailleurs, ces approches bidimensionnelles négligent le plus souvent la perturbation du champ de contraintes initiales autour du tunnel provoqué par les travaux de creusement du tunnel.

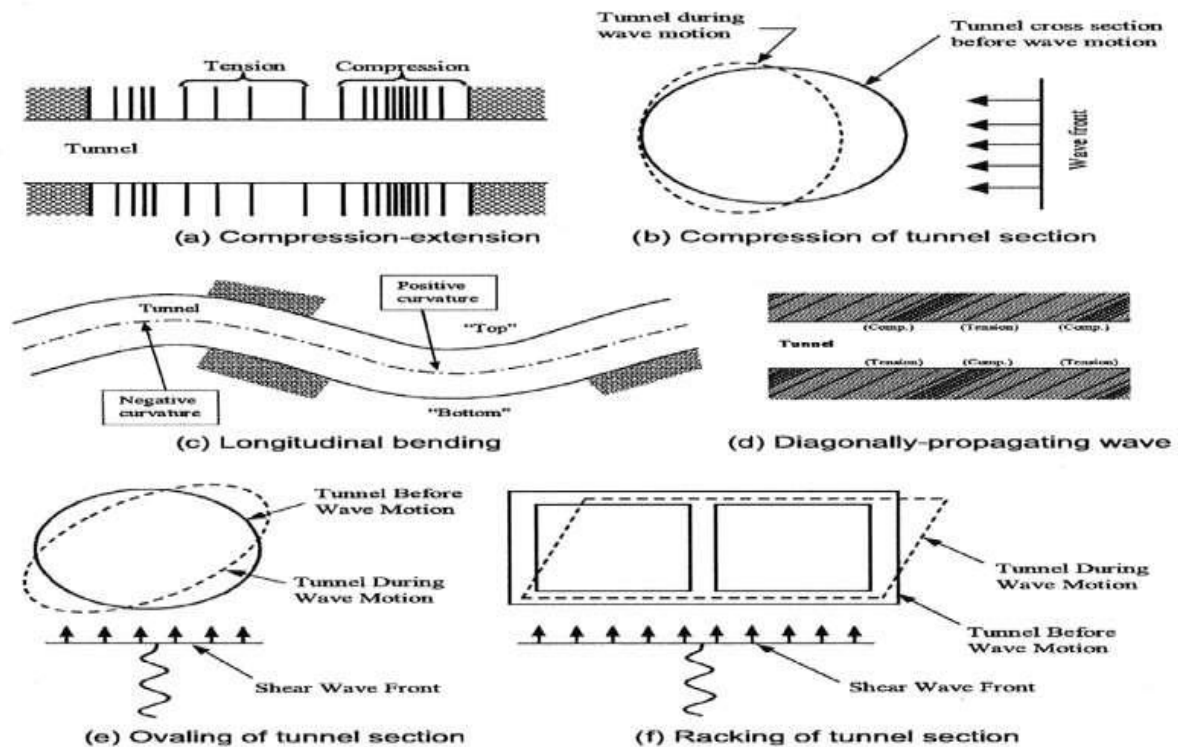


Figure 2.1. (e) Déformation ovale d'un tunnel circulaire – (f) Déformation en rayonnage d'un tunnel rectangulaire (Owen et Scholl [1981]).

2.2 Méthodes d'analyses

Le comportement des tunnels sous charges sismiques a été étudié à l'aide de diverses approches, à savoir : méthodes empiriques et analytiques, tests sur modèles physiques et modélisation numérique.

2.2.1 Solutions de forme fermée

La déformation ovale est généralement simulée avec une déformation plane bidimensionnelle, généralement simplifiée comme un cas quasi-statique sans prendre compte de l'interaction sismique (Hashash et al. [2005]).

En raison de leur simplicité, diverses solutions élastiques de forme fermée ont été développées pour déterminer les forces structurelles induites dans un revêtement de tunnel circulaire sous charge sismique, par exemple, Wang, [1993], Penzien et Wu [1998], Penzien [2000], Bobet [2003], Park et al. [2009], Corigliano et al. [2011]. Hashash et al. [2005] ont décrit les écarts entre Wang [1993] et Penzien et Wu [1998], et ont utilisé des analyses numériques sous la même hypothèse pour mieux comprendre les différences entre les deux solutions et leurs causes.

Les comparaisons ont clairement démontré que la solution de Wang fournit une estimation réaliste de la poussée dans le revêtement du tunnel pour une condition sans glissement. Il a été recommandé que la solution de Penzien ne doive pas être utilisée pour une condition sans glissement (Hashash et al. [2005]). Ces différences sont également rapportés par Park et al. [2006], Bazaz et Besharat [2008]. Les travaux exécutés par Parc et al. [2006] et Park et al. [2009] ont démontré un bon accord entre leur solution et les solutions précédentes de Wang [1993] et Bobet [2003].

Généralement, les solutions fermées sont limitées aux hypothèses suivantes (Sederat et al. [2009]):

- La masse de sol homogène et le revêtement du tunnel sont supposés élastiques linéaires et matériaux sans masse ;
- Le tunnel est circulaire avec une épaisseur uniforme et sans joints ;
- L'effet de la séquence de construction n'est pas pris en compte.

Considérant un tunnel circulaire de rayon R situé suffisamment sous la surface du sol et soumis à un chargement sismique utilisant des ondes de cisaillement (Figure 3-3), l'état de contrainte du sol peut être traité comme une contrainte de type cisaillement. Cela est équivalent de la compression et des contraintes principales de traction à 45° au champ libre avec la direction du cisaillement pur, comme indiqué dans la Figure 3-4 (Park et al. [2006]).

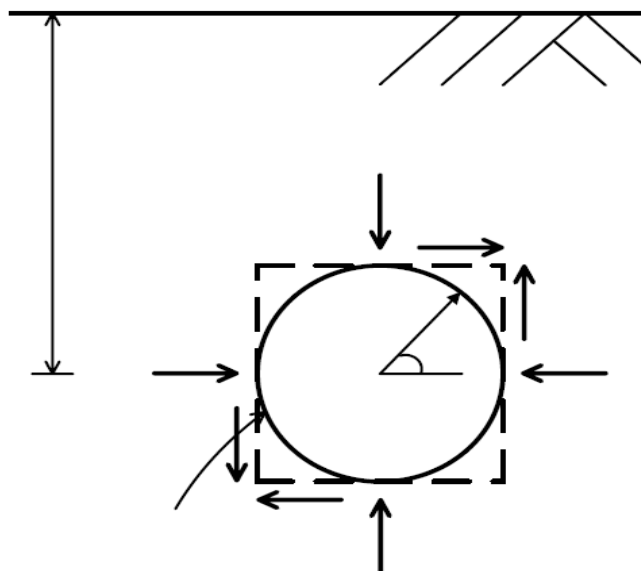


Figure 2.2. Tunnel circulaire (Park et al. [2006]).

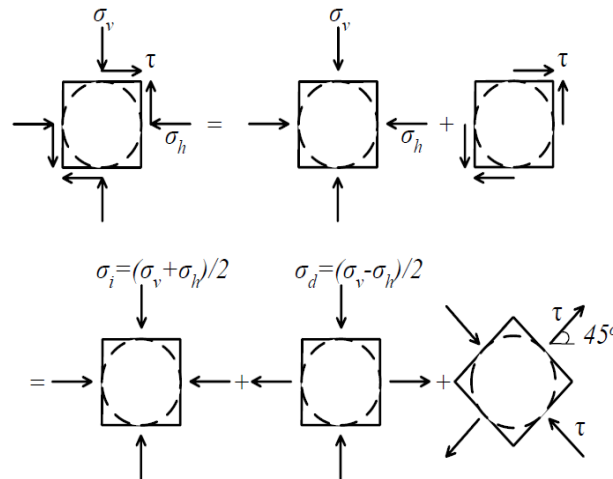


Figure.2.3. Charge de cisaillement sismique et charge statique équivalente (Park et al. [2006]).

La contrainte de cisaillement peut être estimée en utilisant la déformation de cisaillement en champ libre γ_c (Penzien et Wu [1998], Hashash et al. [2001], Hashash et al. [2005]):

$$\tau = \frac{E\gamma_c}{2(1+\nu)} \quad (2.1)$$

Où la déformation de cisaillement γ_c sur la profondeur $2R$ peut être déterminée comme suit :

$$\gamma_c = \frac{u(-R,t_c) - u(R,t_c)}{2R} \quad (2.2)$$

$$\gamma_c = \frac{V_{\max}}{V_s} \quad (2.3)$$

Où $u(y,t_c)$ = le déplacement horizontal du sol en champ libre avec la profondeur y et le temps t_c qui provoque la cisaillement maximal du sol sur la profondeur $2R$ du tunnel prévu, V_{\max} = la vitesse maximale de l'onde de cisaillement, V_s = la vitesse de l'onde de cisaillement au sol, E = module de Young du sol, et ν = coefficient de Poisson du sol.

L'ovalisation maximale du revêtement du tunnel circulaire de la Figure 3-3 se produira avec ses axes majeur et mineur à $\theta = 45^\circ$ par rapport à la ligne de ressort (Park et al. [2009]).

2.2.2.1 Solutions analytiques dues au chargement statique (Einstein et Schwartz, [1979])

Sur la base de la méthode de rigidité relative, Einstein et Schwartz [1979] ont proposé la solution pour les forces structurelles dues au chargement statique.

Solution sans glissement : Il n'y a pas de déplacement relatif de cisaillement entre le sol et le tunnel aux conditions limites pour la solution sans glissement. La solution antidérapante est donnée par Einstein et Schwartz [1979] :

$$\frac{N}{\sigma_v R} = \frac{1}{2}(1 + K_0)(1 - \alpha_0^*) + \frac{1}{2}(1 - K_0)(1 + 2\alpha_2^*)\cos 2\theta \quad (2.4)$$

$$\frac{M}{\sigma_v R^2} = \frac{1}{4}(1 - K_0)(1 - 2\alpha_2^* + 2b_2^*)\cos 2\theta \quad (2.5)$$

Où : θ = position angulaire (dans le sens inverse des aiguilles d'une montre par rapport à la ligne droite du ressort) ;

R = Rayon du tunnel;

σ_v = Contrainte verticale;

K_0 = Coefficient de pression latérale des sols ;

E = Module d'Young de la masse du sol;

ν = Coefficient de Poisson de la masse du sol ;

$\alpha_0^*, \alpha_2^*, b_2^*$ = Coefficients sans dimension:

$$\alpha_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad (2.6)$$

$$\alpha_2^* = \beta b_2^* \quad (2.7)$$

$$b_2^* = \frac{C^* (1-\nu)}{2[C^* (1-\nu) + 4\nu - 6\beta - 3\beta C^* (1-\nu)]} \quad (2.8)$$

$$\beta = \frac{(6 + F^*)C^* (1-\nu) + 2F^* \nu}{3F^* + 3C^* + 2C^* F^* (1-\nu)} \quad (2.9)$$

Où C^*, F^* = les taux de compressibilité et de flexibilité, respectivement :

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \quad (2.10)$$

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s J_s (1-\nu^2)} \quad (2.11)$$

Où

E_s = module d'Young du support;

ν_s = Coefficient de Poisson du support;

A_s = Aire moyenne de la section transversale de l'appui par unité de longueur du tunnel (pour un support d'épaisseur constante t , $A_s = t$) ;

J_s = Moment d'inertie de l'appui par unité de longueur du tunnel (pour un appui de l'épaisseur constante t , $J_s = t^3/12$).

Solution de glissement complet : Pour la solution de glissement complet, Il n'y a pas de transmission de contraintes de cisaillement entre le sol et le support aux conditions aux limites. La solution de glissement complet est donnée par Einstein et Schwartz [1979] :

$$\frac{N}{\sigma_v R} = \frac{1}{2} \{ (1 + K_0)(1 - \alpha_0^*) + (1 + K_0)(1 - \alpha_2^*) \cos 2\theta \} \quad (2.12)$$

$$\frac{M}{\sigma_v R^2} = \frac{1}{2} \{ (1 - K_0)(1 - 2\alpha_2^*) \cos 2\theta \} \quad (2.13)$$

α_0^* , α_2^* Coefficients sans dimension

$$\alpha_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad (2.14)$$

$$\alpha_2^* = \frac{(F^* + 6)(1-\nu)}{2F^*(1-\nu) + 6(5-6\nu)} \quad (2.15)$$

2.1.2.2 Solutions analytiques dues au chargement sismique (Wang [1993])

Wang est parmi les premiers qui ont proposé la solution de forme fermée pour les forces dans le revêtement du tunnel aux conditions de chargement sismique.

Pour la condition de glissement complet à l'interface sol-revêtement, les forces normales (T_W) et la flexion moment (M_W) peut être exprimée comme Wang [1993] :

$$T_W = \frac{1}{6} K_1 \frac{E}{(1+\nu)} R \gamma_{\max} \cos[2(\theta + \frac{\pi}{4})] \quad (2.16)$$

$$M_W = \frac{1}{6} K_1 \frac{E}{(1+\nu)} R^2 \gamma_{\max} \cos[2(\theta + \frac{\pi}{4})] \quad (2.17)$$

Où

$$K_1 = \frac{12(1-\nu)}{2F+5-6\nu} \quad (2.18)$$

Pour la condition de non glissement à l'interface sol-revêtement, seules les forces normales (T_W) peuvent être exprimées par Wang [1993] :

$$T_W = K_2 \frac{E}{(1+\nu)} R \gamma_{\max} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (2.19)$$

Où

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu) - (1-2\nu)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu)^2 + 2}{F[(3-2\nu) + (1-2\nu)C] + C[\frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2] + 6 - 8\nu} \quad (2.20)$$

$$C = \frac{E(1-\nu_s^2)R}{E_s t(1+\nu)(1-\nu)} \quad (2.21)$$

$$F = \frac{E(1-\nu_s^2)R^3}{6E_s J_s(1+\nu)} \quad (2.22)$$

Dans les équations de (2-16) à (2-22) :

K_1 = Coefficient de réponse de revêtement à glissement complet ;

K_2 = Coefficient de réponse de revêtement anti-glissement ;

F = Taux de flexibilité du revêtement du tunnel ;

C = Taux de compressibilité du revêtement du tunnel ;

E_s = Module de Young du revêtement du tunnel ;

ν_s = Coefficient de Poisson du revêtement du tunnel ;

R = Rayon du tunnel ;

t = Epaisseur du revêtement du tunnel ;

J_s = Moment d'inertie du revêtement du tunnel par unité de longueur du tunnel (par unité de largeur) ;

E = Module de Young de sol ;

ν = Coefficient de Poisson de sol ;

γ_{\max} = Déformation de cisaillement maximale en champ libre ;

θ = Angle mesuré dans le sens antihoraire à partir de la ligne de ressort à droite.

Sachant qu'aucune solution n'a été développée pour calculer les moments de flexion aux conditions sans glissement que par Wang [1993]. Il est recommandé d'utiliser les solutions pour la condition de glissement total pour la condition de glissement nul. Les estimations les plus conservatrices de condition de glissement parfait sont considérées pour compenser la sous-estimation potentielle due à la représentation quasi-statique du problème dynamique (Wang [1993], Hashash et al. [2005]).

Récemment, Kouretzis et al. [2013] ont proposé une expression de moment de flexion maximale sous condition de non glissement pour améliorer la méthode proposée par Wang [1993] :

$$M_K = \pm(2 - K_3 - 2K_4)\tau_{\max} \frac{R^2}{2} \quad (2.23)$$

Où τ_{\max} est la contrainte de cisaillement sismique maximale en champ libre :

$$\tau_{\max} = \pm V_{\max} \sqrt{\rho_{\max} G_{\max}} \quad (2.24)$$

Avec ρ_{\max} est la densité du sol environnant, G_{\max} est le module de cisaillement maximal du sol, et V_{\max} est la vitesse sismique maximale due à la propagation des ondes de cisaillement.

$$K_3 = 1 + \frac{(1-2\nu)(1-C)F - 0.5(1-2\nu)C + 2}{[(3-2\nu) + (1-2\nu)C]F + [0.5(5-6\nu)](1-2\nu)C + (6-8\nu)} \quad (2.25)$$

$$K_4 = \frac{[1 + (1-2\nu)C]F - [0.5(1-2\nu)C] - 2}{[(3-2\nu) + (1-2\nu)C]F + [0.5(5-6\nu)](1-2\nu)C + (6-8\nu)} \quad (2.26)$$

2.2.2 Essais physiques

Afin de surmonter les inconvénients des méthodes analytiques, des tests sur modèles physiques et des analyses numériques ont été utilisés pour obtenir une meilleure compréhension du problème physique, et en particulier du phénomène d'interaction sol-structure.

Des essais sur modèles physiques ont été effectués par plusieurs chercheurs pour étudier les performances des structures souterraines et pour vérifier les méthodes de conception/analyse actuelles. La plupart sont concentrés sur les données pour la validation des modèles de conception (par exemple : Bilota et al. [2009], Cilingir et Madabhushi [2010], Chen et al. [2012a], Conti et al. [2013]) et sur le comportement du revêtement des tunnels (par exemple, He et Koizumi [2000]). En raison de leur complexité et des coûts élevés des tests, les résultats obtenus à partir des tests physiques sont encore assez limités.

De plus, Cilingir et Madabhushi [2010] ont introduit des tests en centrifugeuse, lesquels montrent les variations entre le comportement des tunnels souples et rigides sous charges sismiques. La flexibilité du revêtement est considérée par le changement de son épaisseur. Les résultats expérimentaux ont indiqué que dans le cas des tunnels souples, les composantes basses fréquences du mouvement d'entrée sont plus amplifiées si le tunnel est profond, alors que dans le cas des tunnels rigides, le rapport d'amplification est plus important pour le tunnel peu profond que pour le tunnel profond. Les résultats expérimentaux de la centrifugeuse montrent également que le comportement dynamique d'un tunnel circulaire peut être divisé en trois étapes : étape transitoire, cycles en régime permanent et étape résiduelle (post-séisme) (Figure 2.4).

Pendant la phase transitoire, qui dure les premiers cycles, le revêtement du tunnel atteint une configuration d'équilibre dynamique. La plupart des forces résiduelles qui subsistent après l'arrêt des secousses s'accumulent pendant cette période. La phase transitoire est suivie des cycles de régime permanent, au cours desquels les pressions des terres autour du tunnel et les efforts dans le revêtement du tunnel oscillent autour d'une valeur résiduelle moyenne. Après l'arrêt des secousses, des contraintes résiduelles sont laissées dans le revêtement du tunnel.

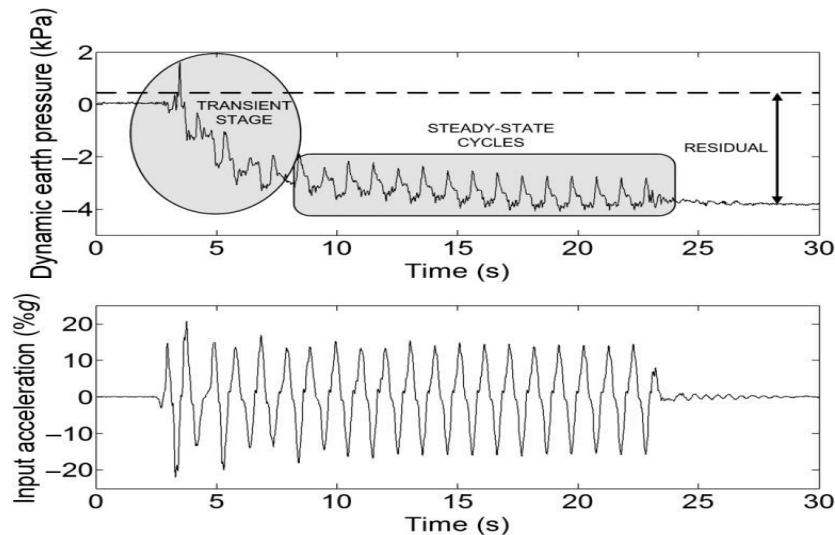


Figure 2.4. Chronologie typique de la pression terrestre (Cilingir et Madabhushi [2010]).

2.2.3 Modélisation numérique

Pour prédire le comportement des tunnels face aux séismes, plusieurs analyses numériques ont été proposées dans la littérature 2D (par exemple : Pakbaz et Yareevand [2005], Hashash et al. [2005], Park et al. [2006], Bazaz et Besharat [2008], Sederat et al. [2009], Fahimifar et Vakilzadeh [2009], Torcato [2010] et Shahrour et al. [2010]) et des analyses numériques 3D (par exemple Sliteen [2013]). En utilisant des techniques d'analyse numérique, les charges sismiques sont généralement considérées comme des charges quasi-statiques. Malheureusement, presque toutes les analyses quasi-statiques présentées dans la littérature intègrent les mêmes hypothèses que les solutions de forme fermée et, par conséquent, ont la même applicabilité limitée. L'inconvénient principal du modèle quasi-statique est de ne pas tenir en compte des modifications du comportement de structure dans le temps. De plus, il a été suggéré que la solution statique équivalente produirait des forces de revêtement structurelles plus faibles que la solution dynamique (Lee et al. [2007], Hung et al. [2009], Romero et Caufield [2012]). L'analyse dynamique complète, également appelée analyse chronologique, qui a été utilisée dans cette étude, est la plus complexe de l'analyse sismique. C'est donc aussi la méthode la plus précise. Ce type d'analyse est généralement numérique. Cependant, cette méthode n'est pas économique, du fait du long temps de calcul nécessaire. C'est pourquoi les applications d'analyse dynamique complète sont encore limitées.

2.2.3.1 Analyse quasi-statique

En général, la conception du tunnel sous charge sismique est caractérisée en termes de déformations et de contraintes imposées au revêtement du tunnel par le sol. En revanche, l'influence des forces d'inertie du tunnel causées par les accélérations du sol et en raison secondaire de la profondeur enfouie et de l'inertie relativement importante du sol. Il est largement admis que trois modes de déformation décrivent la réponse des tunnels circulaires aux secousses du sol (St John et Zahrah, 1987) : (a) déformation axiale le long du tunnel, (b) flexion longitudinale et (c) déformation ovale. Ce dernier est illustré schématiquement sur la Figure 2.5. Il est considéré comme le mode de déformation le plus critique puisque l'onde de cisaillement se propage presque à l'axe du tunnel. Ceci peut être simulé à l'aide de modèles numériques de déformation plane bidimensionnelle.

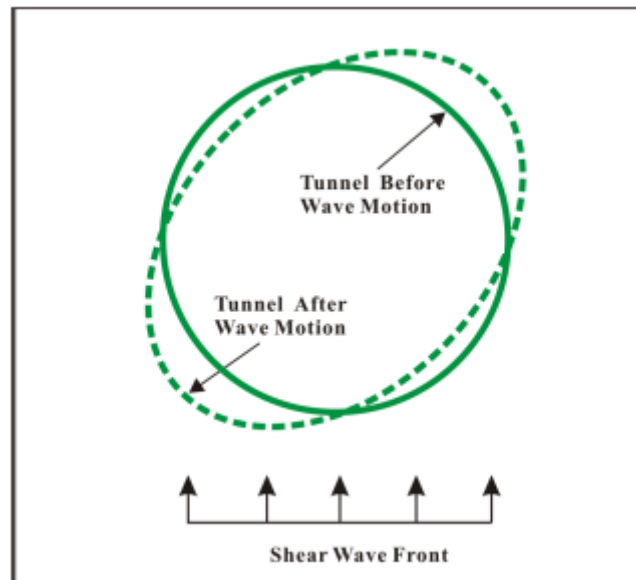


Figure 2.5. Déformation ovale du tunnel circulaire sous ondes sismiques (Owen et Scholl, 1987).

Dans l'approche pseudo-statique, les déformations du sol sont imposées comme une charge statique et l'interaction sol-tunnel (SSI) n'inclut pas les effets dynamiques ou de propagation des ondes. Elle peut être soit basée sur la déformation : le modèle est soumis à une déformation de cisaillement, soit basée sur la force : la force d'inertie induite par le séisme est appliquée comme une force de corps constante (la force sismique est progressivement appliquée au système sol-structure jusqu'à ce que le déplacement cible soit atteint). La déformation de cisaillement imposée ou la force corporelle peut être estimée par une analyse unidimensionnelle de la réponse sismique du site ou par des relations empiriques.

Les approches quasi-statiques ignorent l'interaction de structure souterraine et le sol. St John et Zahrah (1987) ont déclaré que la quantité de rayonnement imposée au tunnel (Δ_{tunnel}) est égale à la différence entre les déformations du sol (Δ_{ff}) au sommet et celle au fond du tunnel. Cette approche s'est avérée satisfaisante pour les faibles secousses ou au tunnel était excavée en milieu raide. Cependant, il est résultait que la conception est conservatrice si le tunnel était très rigide par rapport au sol. Par la suite, Wang (1993) a recommandé deux modèles d'analyse simplifiés pour les tunnels rectangulaires (Fig. 2.6), l'un était la force pseudo-concentrée pour les tunnels profonds et l'autre était la distribution de pression pseudo-triangulaire pour les tunnels peu profonds.

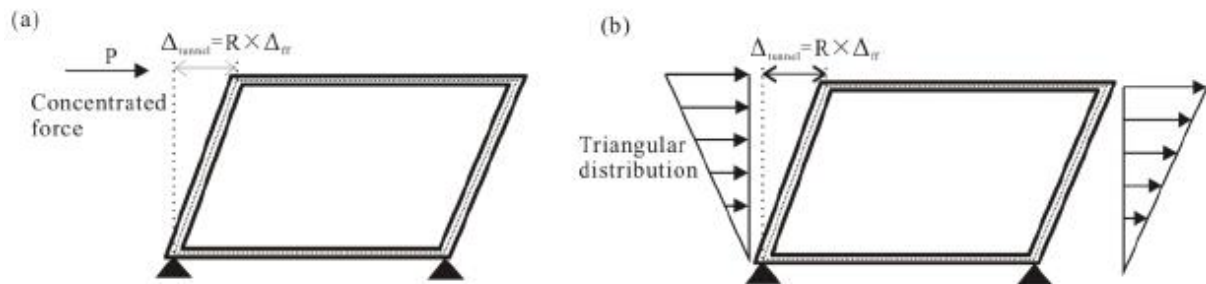


Figure 2.6. Modèles d'analyse de portique simplifiés : (a) charge concentrée au coin et (b) charge répartie triangulaire sur les parois latérales (Wang, 1993).

Pour tenir compte de l'effet SSI, une relation a été suggérée pour estimer la distorsion tunnel comme suit :

$$\Delta_{\text{tunnel}} = R \times \Delta_{\text{ff}}$$

Où R est le rapport de rayonnement qui peut être déterminé selon la relation R-F (F est le rapport de flexibilité).

Iai (2005) a proposé une analyse statique équivalente simplifiée pour les structures enterrées, dans laquelle l'action sismique était spécifiée comme le déplacement relatif maximal. Par rapport aux modèles précédents (St John et Zahrah, 1987 ; Wang, 1993), la force d'inertie de la structure et la contraintes de cisaillement d'interface ont été incorporées dans le modèle par une série de ressorts normaux et tangentiels (Fig. 2.7). Cependant, la difficulté de ce modèle dans les applications pratiques réside dans la détermination de la raideur du ressort.

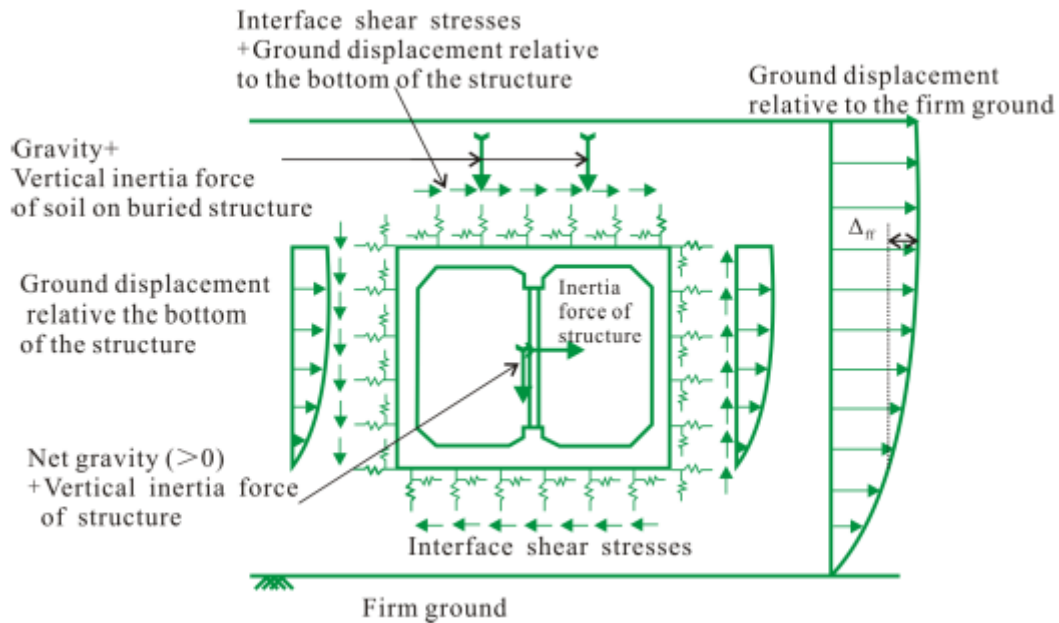


Figure 2.7. Réponse sismique de structure enterrée sous analyse statique équivalente simplifiée (Iai, 2005).

Hwang et Lu (2007) ont proposé une méthode modifiée de déformation en rayonnement de section transversale (MCSR) pour étudier la vitesse maximale admissible du sol pour tunnel de Sanyi. Cette méthode d'analyse basée sur la déformation qui prend en compte l'effet SSI et le comportement non linéaire du sol. Leur analyse a révélé que la présence d'un tunnel limitait le déplacement du sol et qu'il devenait plus important et aussi une augmentation de contrainte appliquée (Figure 2.7). Les forces de revêtement prédites par le modèle quasi-statique correspondaient bien à celles de l'analyse dynamique dans une petite plage de déformation de cisaillement (c'est-à-dire la déformation de cisaillement maximale de $\gamma_{\max}=2 \times 10^{-4}$), avec une différence maximale inférieure à 20 %.

Séderat et al. [2009] ont effectué des analyses numériques quasi-statiques pour étudier l'effet de l'interface de tunnel circulaire soumis à une déformation ovale soutenue par un revêtement continu. Leurs résultats ont souligné l'influence des propriétés d'interface sur les efforts structuraux développés dans le revêtement du tunnel. Les résultats ont souligné qu'aucune condition de non glissement ne fournit le pire cas de forces normales induites dans le revêtement (Figure 2.8). Leurs résultats ont également indiqué des effets significatifs du coefficient de frottement, de la déformation de cisaillement du sol et de l'épaisseur du revêtement sur la réponse du tunnel (Figure 2.9 et Figure 2.10). Ils ont conclu que des méthodes numériques devraient être utilisées pour déterminer la réponse du tunnel.

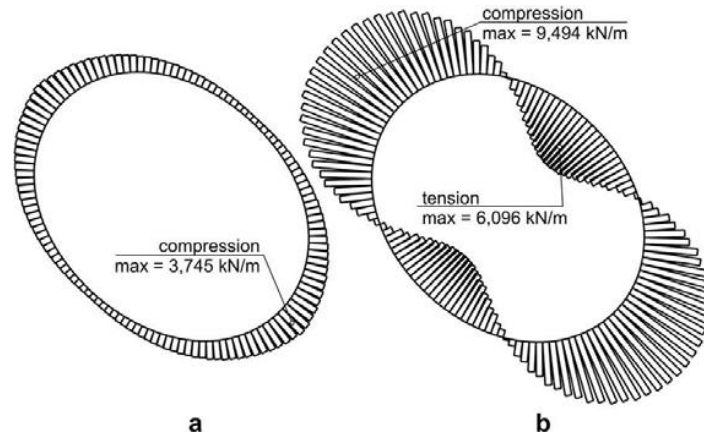


Figure 2.8. Poussée totale du revêtement à une déformation de cisaillement du sol de 0,5 % :

(a) contact par frottement ($f = 1,0$) ; (b) connexions de « non glissement » ; facteur de grossissement de déplacement = 20, rapport de flexibilité du revêtement $F = 143$, épaisseur de revêtement $t = 0,36$ m, facteur de pression latérale des terres $K_0 = 1,0$ (Fig. 2.8 in Sederat et

al. [2009]).

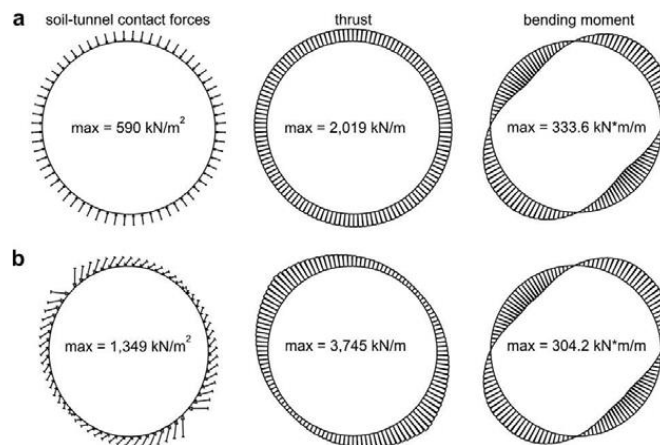


Figure 2.9. Tractions de contact, poussée totale du revêtement et moment de flexion à une déformation de cisaillement du sol de 0,5 % sous différents coefficients de frottement : (a) $f = 0$ et (b) $f = 1,0$; coefficient de flexibilité du revêtement $F = 143$, épaisseur du revêtement $t = 0,36$ m, facteur de pression latérale des terres $K_0 = 1,0$ (Figure 2.9 dans Sederat et al. [2009]).

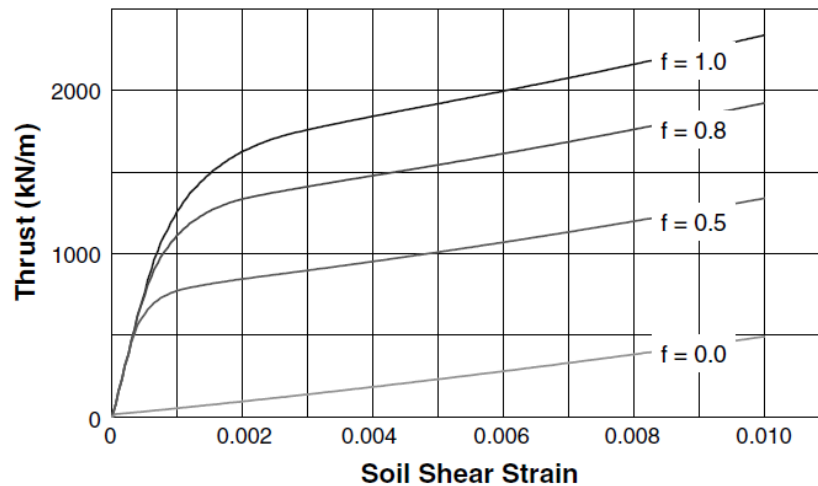


Figure 2.10. Augmentation sismique de la poussée du revêtement par rapport à la déformation de cisaillement du sol sous différent coefficients de frottement : $f = 0, 0,5, 0,8$ et $1,0$; rapport de flexibilité du revêtement $F = 143$, épaisseur du revêtement $t = 0,36\text{m}$, facteur de pression latérale des terres $K_0 = 1,0$ (Figure 2.10 dans Sederat et al. [2009]).

Torcatto et al. [2010] ont réalisé une étude numérique pour mettre en évidence l'influence du milieu stratifié entourant le tunnel sur le comportement du tunnel sous charges sismiques. En outre, les effets de la dimension du tunnel et de l'épaisseur du revêtement ont également été pris en compte. Il convient de noter que le revêtement continu a été adopté dans toutes les études ci-dessus. Cependant, le modèle quasi-statique n'a pas réussi à estimer les forces de revêtement pour les tunnels enterrés peu profonds, alors que pour cette situation, une analyse dynamique a été suggérée (Lu et Hwang, 2019). Les auteurs ont développé un modèle non linéaire pour le revêtement du tunnel et ont utilisé ce modèle pour mettre en évidence l'importance d'un deuxième renforcement du revêtement sur la stabilité sismique du tunnel (Lu et Hwang, 2017, 2018).

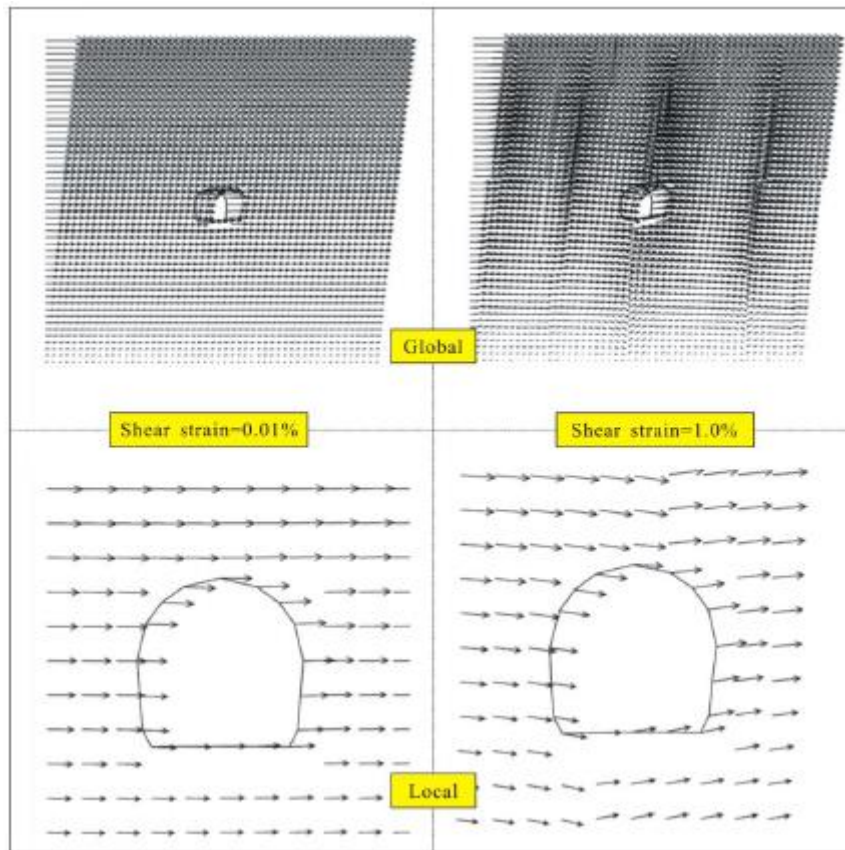


Figure 2.11. Champs de déplacement global (rangée supérieure) et local (rangée inférieure) sous petites et grandes déformations de cisaillement sismique (Huang et Lu, 2007).

Debiasi et al. (2013) ont étudié les effets de l'interaction sol-structure, de la géométrie de la structure, de la profondeur et de l'intensité du mouvement sur les déformations sismiques d'un tunnel rectangulaire. Les forces de corps horizontales appliquées à la limite du modèle ont été uniformément réparties et l'amplitude a été déterminée en fonction de l'amplitude du mouvement du substratum rocheux après multiplication par un coefficient d'amplification (c'est-à-dire 1,8). Les résultats ont souligné le rôle important de l'interface sol-tunnel pour les structures rigides peu profondes et la réponse en rotation non négligeable pour les structures à faible rapport d'aspect. Liu et al. (2014) ont comparé trois types de distribution de force (c'est-à-dire triangulaire inversé, uniforme et parabolique) sur les prédictions numériques. Les résultats ont indiqué que la distribution triangulaire inversée était la plus pratique. Zou et al. (2017) ont intégré les non-linéarités structurelles dans cette approche pour pouvoir effectuer l'analyse des dommages sismiques des tunnels. L'analyse a révélé que l'analyse quasi-statique pouvait reproduire l'évolution de la rupture d'un ouvrage souterrain : d'abord l'effondrement de la colonne centrale puis de la dalle supérieure.

Gomes et al. (2015) ont utilisé un modèle pseudo-statique basé sur la force concentrée pour étudier la réponse sismique d'un tunnel circulaire dans des sols à deux couches. Dans leur étude, une charge statique externe a été appliquée aux nœuds supérieurs du modèle qui a induit une distorsion du sol liée aux déformations de cisaillement calculées en champ libre (c'est-à-dire 10-3). La précision du modèle quasi-statique a été vérifiée par comparaison avec une solution analytique et des analyses dynamiques. Par ailleurs, cette étude a mis en évidence l'influence significative de la stratification du sol sur le comportement sismique du tunnel. En conjonction avec l'analyse des limites inférieures/supérieures, la méthode pseudo-statique pourrait également être utilisée pour évaluer la stabilité sismique d'un tunnel circulaire non soutenu/soutenu en termes de coefficient de stabilité (Chakraborty et Kumar, 2013 ; Sahoo et Kumar, 2012, 2014). La stabilité du tunnel a diminué avec l'augmentation du coefficient sismique horizontal.

Tsinidis et al. (2015) ont comparé l'efficacité du modèle pseudo-statique basé sur la force et le modèle basé sur la déformation avec des essais en centrifugeuse. Ils ont constaté que l'analyse quasi-statique sous-estimait généralement les moments fléchissant par rapport à l'analyse temporelle dynamique : 20 % à 40 % inférieurs pour l'analyse élastique et jusqu'à 60 % inférieurs pour les sols non linéaires. Par rapport à l'analyse basée sur la force, l'analyse basée sur la déformation a encore réduit les moments de flexion prévus puisqu'une plus grande quantité de déformation induite au sol a été artificiellement absorbée par les éléments du sol, « soulageant » ainsi le tunnel. Cependant, d'autres études (Kontoe et al. 2008) ainsi que les recherches ultérieures de l'auteur (Tsinidis et al. 2016a) ont montré que l'analyse basée sur la déformation pouvait également prédire des moments de flexion plus importants que ceux basés sur la force, et probablement plus grands que celles de l'analyse dynamique. Par conséquent, il est difficile de tirer une conclusion générale sur la question de savoir si les résultats de l'analyse quasi-statique peuvent être raisonnablement comparés à ceux obtenus par l'analyse dynamique. Il s'agit d'une fonction spécifique au site du rapport de flexibilité, de la profondeur du tunnel, de l'effet SSI, de la non-linéarité du sol et des mouvements du sol d'entrée.

Do et al. (2015a) ont étudié l'effet des joints de revêtement sur le comportement sismique des tunnels à l'aide d'une analyse quasi-statique basée sur la déformation (Figure N°2.12). Le système sol-tunnel a été respectivement construit en utilisant la méthode numérique FDM (c'est-à-dire FLAC). L'étude a démontré que les moments de flexion

calculés diminuaient avec la diminution de la rigidité en rotation de l'articulation, en raison de la flexibilité accrue du tunnel.

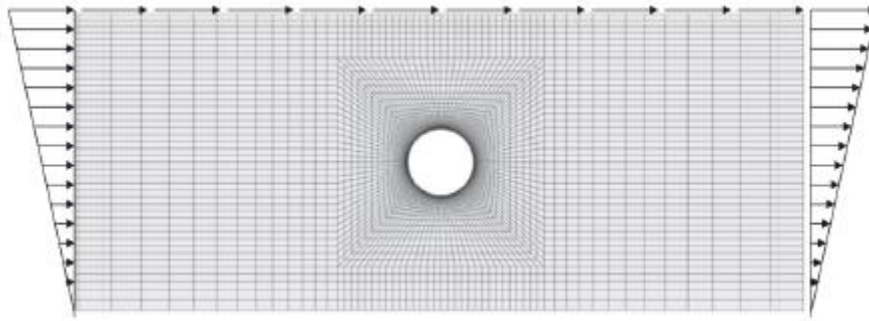


Figure 2.12. Géométrie et conditions aux limites dans le modèle quasi-statique (Do et al., 2015a).

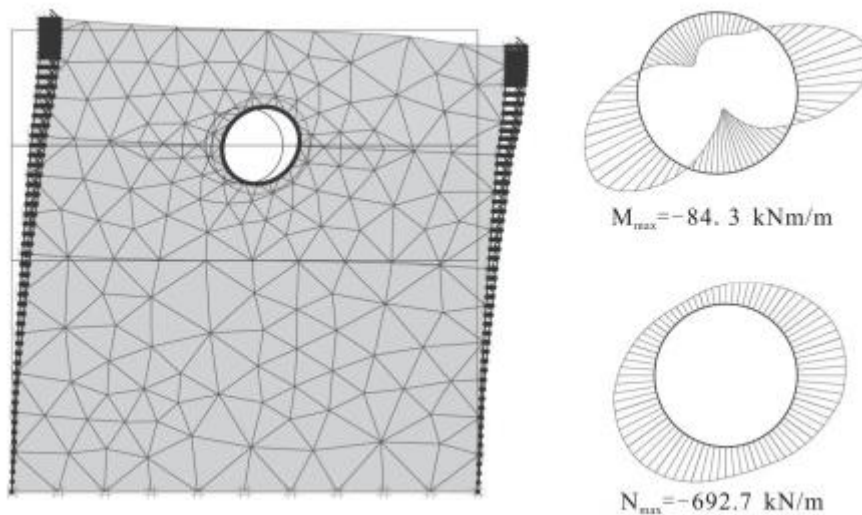


Figure 2.13. Exemple d'analyse quasi-statique 2D : à gauche le maillage déformé et à droite les efforts de revêtement calculés. (Argyroudis et Pitilakis, 2012).

Récemment, il y a un intérêt croissant pour l'application de la méthode quasi-statique pour construire des courbes de fragilité pour les tunnels car elle est relativement rentable par rapport à des analyses dynamiques plus complexes de l'évolution temporelle. Argyroudis et Pitilakis (2012) ont été les premiers, à la connaissance des auteurs, à avoir développé et appliqué l'analyse quasi-statique à cette fin. La déformation sismique appliquée au sol a été calculée par une analyse linéaire équivalente 1D en tenant compte de diverses caractéristiques de mouvement, intensités et conditions du sol. La rigidité de cisaillement du sol compatible avec la déformation a ensuite été utilisée dans des analyses quasi-statiques 2D (Figure 2.13), dans lesquelles la non-linéarité du sol a été caractérisée par un modèle constitutif élastique linéaire

parfaitement plastique (critère de rupture par cisaillement de Mohr-Coulomb). Suivant le cadre théorique présenté par Argyroudis et Pitilakis (2012), le modèle quasi-statique a été utilisé pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique de divers types de tunnels (Huh et al., 2017 ; Lee et al., 2016 ; Nguyen et al. , 2019).

Une autre application de la méthode quasi-statique consiste à valider la précision des solutions analytiques car elle est cohérente avec les hypothèses des solutions analytiques (c'est-à-dire l'analyse basée sur la déformation, l'état de cisaillement pur). Par exemple, Hashash et al. (2005) ont évalué deux solutions analytiques (Penzien, 2000 ; Wang, 1993) pour le cas sans glissement à l'aide d'un modèle numérique 2D, en supposant un comportement élastique du sol. La comparaison a démontré que la solution de Penzien sous-estimait considérablement les forces axiales. Bobet et al. (2008) ont amélioré une solution analytique existante (Huo et al., 2006) en incorporant la dégradation de la rigidité du sol. Ils ont déclaré que la solution améliorée était en bon accord avec les prédictions quasi-statiques en termes de déformations et de réponses aux contraintes pour le cas sans glissement. Sédarat et al. (2009) ont souligné l'importance de la représentation réaliste de l'état de l'interface sol-tunnel et les limites de la solution analytique (Wang, 1993) pour les conceptions sismiques préliminaires des tunnels. (Bobet, 2010 ; Park et al., 2009a ; Penzien, 2000 ; Wang, 1993) ont fourni des validations numériques supplémentaires de quatre solutions analytiques pour une large gamme de rapports de flexibilité, de conditions de glissement à l'interface sol-tunnel basées sur la analyse quasi-statique basée sur la déformation.

En résumé, la méthode quasi-statique est un outil très attrayant pour la conception préliminaire, car elle fournit un calcul rapide et facile des charges sismiques de conception dans le revêtement du tunnel. Lorsqu'une action sismique est directement imposée aux structures du tunnel (c'est-à-dire commune aux structures rectangulaires), l'effet SSI peut être implicitement pris en compte à travers les relations R-F empiriques alors qu'il peut être explicitement considéré à travers les ressorts d'interface dans un modèle numérique 2D sol-tunnel. Cependant, il convient de noter que les modèles quasi-statiques incluent essentiellement, dans une certaine mesure, des simplifications telles que les types de distribution des déformations ou des efforts appliqués, et l'estimation grossière de certains paramètres (déformations ou efforts appliqués).

2.2.3.2 Analyse dynamique complète

Des analyses temporelles dynamiques permettent de considérer la véritable non-linéarité du sol et l'interaction inertielle. Un grand nombre d'études existantes ont été réalisées pour étudier la réponse sismique du tunnel. La majorité d'entre eux se concentrant sur des modèles 2D, la minorité se concentrant sur trois dimensions (3D). Pour simuler rigoureusement les trois modes tunnel de déformation mentionnés précédemment, une analyse 3D est nécessaire. Dans les études de recherche actuelles, les modèles de tunnel 3D sont rarement utilisés, sauf pour modéliser des segments joints, des entrées sismiques non uniformes ou multidirectionnelles et des considérations géologiques particulières telles que les pentes et les failles. Il existe quatre problèmes fondamentaux dans l'analyse dynamique de l'évolution temporelle des tunnels :

- Spécification des mouvements d'entrée ;
- Modèles constitutifs des sols ;
- Simulation de l'interface sol-tunnel ;
- Modélisation du revêtement du tunnel.

Chacune de ces questions est discutée ci-dessous.

Pakbaz et Yareevand [2005] ont réalisé des analyses numériques 2D à l'aide du logiciel CA2, afin d'estimer l'effet d'un séisme sur des tunnels circulaires, dans un milieu élasto-plastique moyen. Le tunnel a été modélisé comme une poutre élastique. Les enregistrements du tremblement de terre de Naghan Fars, qui ont montré une accélération maximale de 0,7 g et une intensité de 7 dans l'échelle de Richter, ont été utilisés. Deux séries d'analyses paramétriques ont été réalisées afin de montrer la variation des contraintes maximales avec l'accélération maximale du sol et avec le rapport de flexibilité F (Wang [1993]). De plus, les résultats numériques ont été comparés à ceux obtenus à l'aide de la solution analytique afin de montrer leurs similitudes et leurs différences (Figure 2.14).

Quelques résultats généraux ont été tirés de leur étude comme suit (Pakbaz et Yareevand [2005]) :

- L'effet d'un séisme sur l'interaction tunnel-sol dépend de divers paramètres, à savoir l'intensité, l'accélération maximale, la durée du séisme et la rigidité relative entre le tunnel et le sol.
- L'augmentation des dimensions structurelles du revêtement dans la conception statique ne peut pas toujours être une méthode fiable contre les charges sismiques, car cela

entraîne une augmentation de la rigidité du revêtement (faible facteur de flexibilité du revêtement F) et, par conséquent, augmenterait l'effet de la charge sismique.

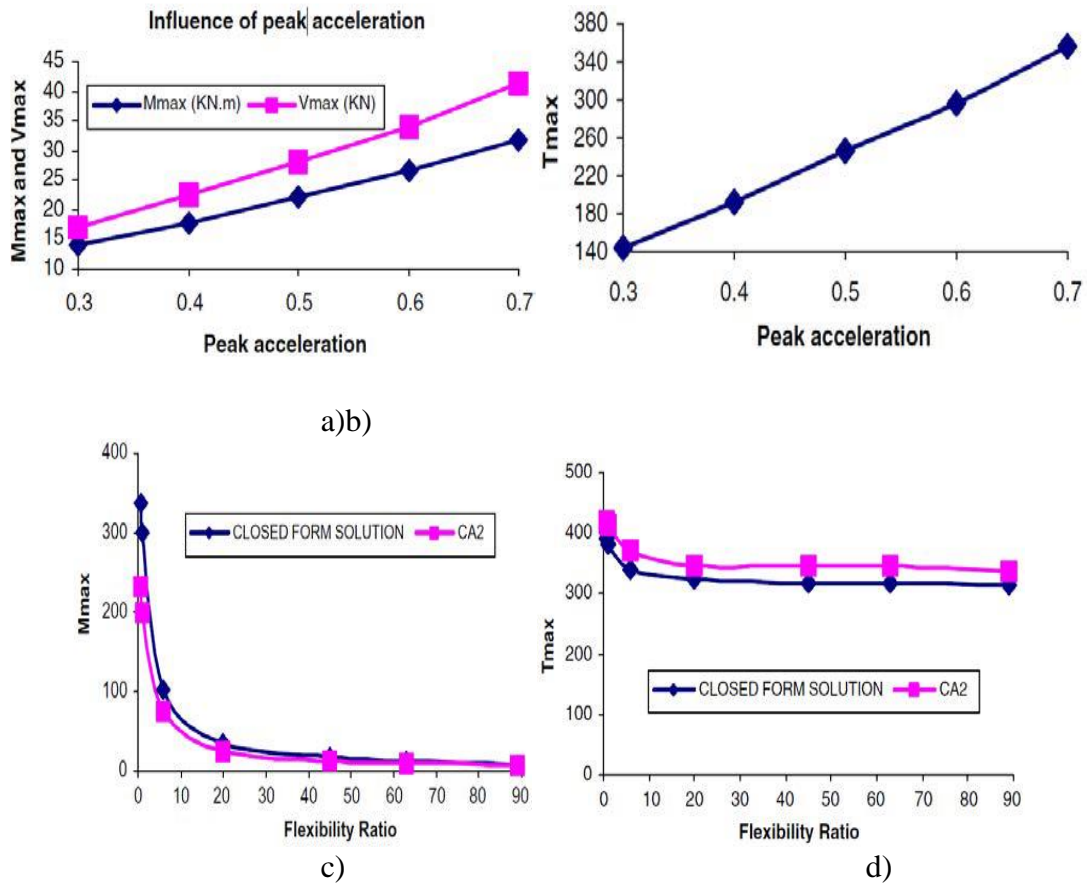


Figure 2.14. ((a) Effet de l'accélération maximale sur le moment de flexion maximal M_{max} et les forces de cisaillement maximales V_{max} , CA2 (sans glissement), (b) Effet de l'accélération maximale sur le moment de flexion maximal force de poussée T_{max} , CA2 (sans glissement), (c) Comparaison de M_{max} de CA2 (sans glissement) et de la solution de forme fermée (plein glissement), (d) Comparaison de T_{max} de CA2 (sans glissement) et de la forme fermée (full-slip) (Pakbaz et Yareevand [2005]).

Kontoe et al. [2008] ont présenté une étude de cas des tunnels jumeaux de l'autoroute de Bolu, qui ont subi d'importants dommages lors du tremblement de terre de Duzce en 1999 en Turquie. Des analyses dynamiques statiques et complètes par éléments finis en déformation plane ont été entreprises pour étudier la réponse sismique du tunnel et comparer les résultats avec les observations de terrain post-séisme. Les résultats des analyses numériques dynamiques ont également été comparés à ceux obtenus à partir des analyses élasto-plastiques et quasi-statiques. Les analyses quasi-statiques, dans lesquelles des déformations de cisaillement prescrites ont été attribuées aux limites du modèle, ont donné des poussées inférieures aux

analyses dynamiques complètes. Inversement, l'analyse quasi-statique prédit un moment de flexion beaucoup plus élevé (voir Figure 2.15 et Figure 2.16).

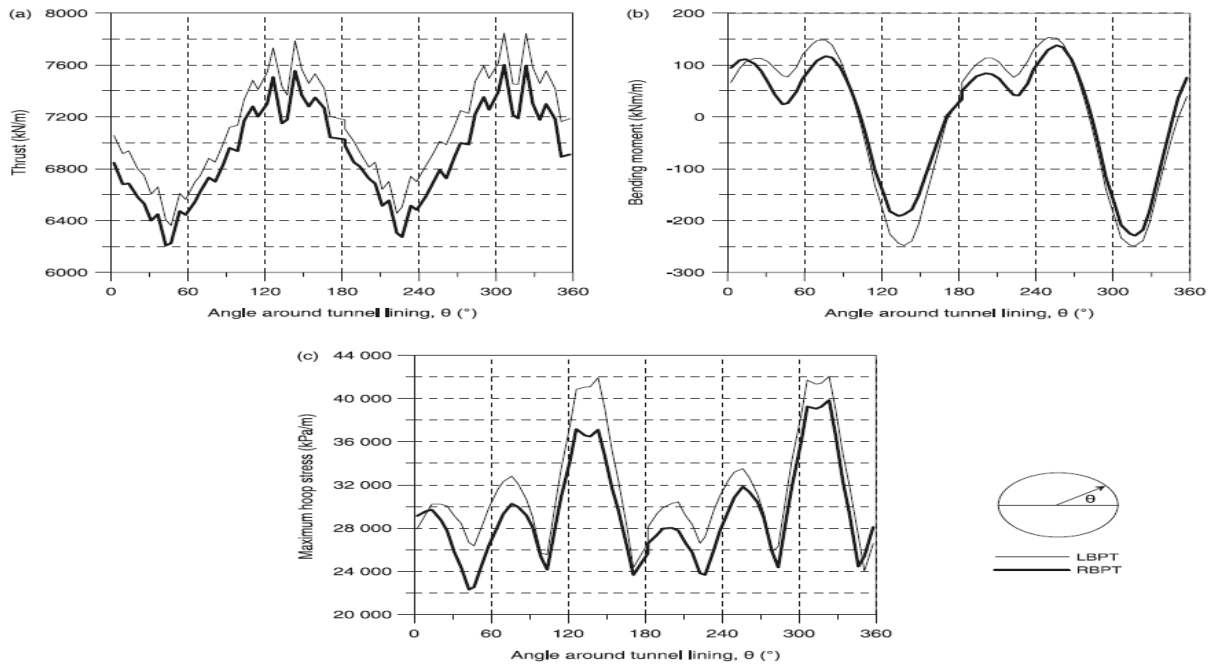


Figure 2.15. Poussée cumulée (a), moment fléchissant (b) et contrainte circonférentielle maximale (c) distribution autour du revêtement des tunnels au temps $t = 10$ s (analyse dynamique complète) (Figure 2.16 dans Kontoe et al. [2008]).

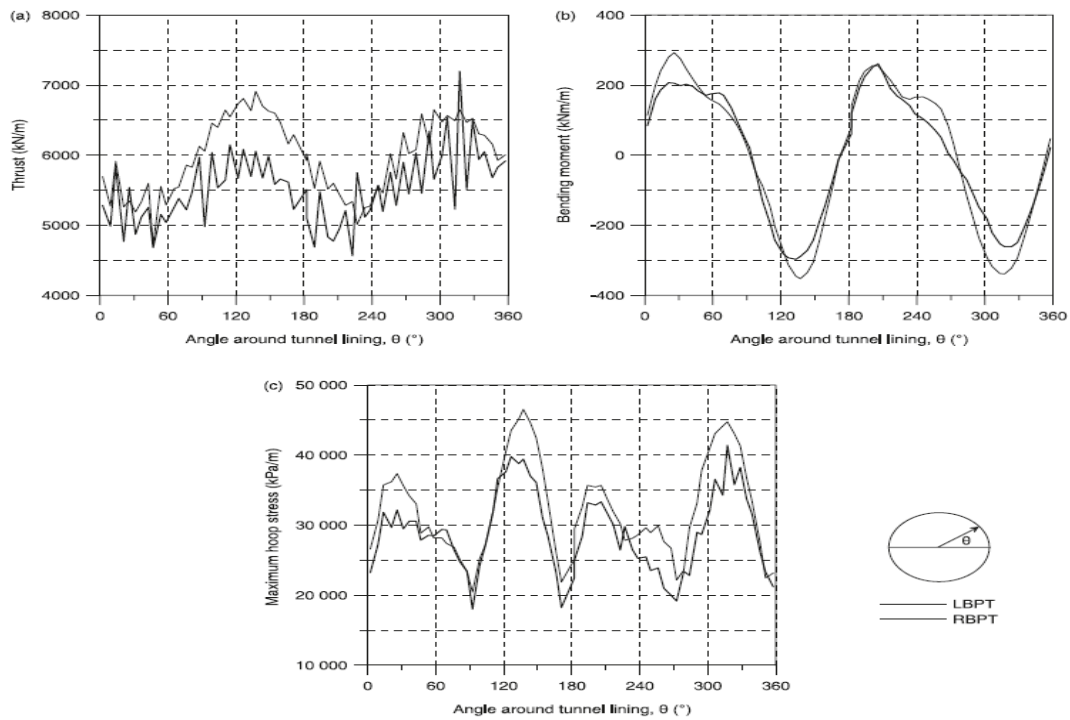


Figure 2.16. Répartition de la poussée cumulée (a), du moment de flexion (b) et de la contrainte circonférentielle maximale (c) autour du revêtement des tunnels à l'instant $t = 10$ s (analyse quasi-statique) (Figure 2.17 dans Kontoe et al. [2008]).

Cao et Yan [2013] ont mené une étude dans laquelle des tentatives ont été faites pour analyser systématiquement les réponses des tunnels pour différents degrés de rigidité du revêtement, à un tremblement de terre et pour trouver des règles qui régissent le changement de rigidité du revêtement et la réponse sismique de tunnels. Des conclusions ont été tirées indiquant que, sous l'impact d'une onde sismique, une augmentation de la rigidité est cohérente avec une augmentation de la force axiale maximale, du moment fléchissant maximal et de la contrainte combinée maximale d'une structure de revêtement. Par conséquent, il est irréalisable et non économique de diminuer la réponse des tunnels au mouvement sismique en augmentation de la rigidité de la doublure. Dans toutes les analyses ci-dessus, les revêtements segmentaires et les effets des articulations n'ont pas non plus été pris en compte.

2.2.3.2.1 Saisir les mouvements du sol

Les études précédentes utilisaient généralement un mouvement du sol dans leurs analyses numériques ou trois mouvements du sol pour simplement considérer l'influence des caractéristiques de mouvement d'entrée. Les mouvements du sol enregistrés lors de plusieurs tremblements de terre bien connus (c'est-à-dire Kobe, Friuli, Nice et Northridge) ont été fréquemment utilisés dans des cas académiques. Ces études visaient à fournir une meilleure compréhension des caractéristiques de réponse sismique des tunnels pour diverses conditions. D'autre part, certains chercheurs ont étudié l'influence (1) du champ proche et du champ lointain, (2) uniformes et non uniformes, (3) horizontaux et multidirectionnels, et (4) des mouvements du sol des chocs principaux et des répliques sur la réponse sismique du tunnel. Ils visaient à spécifier les scénarios d'entrée sismique les plus défavorables et à définir la relation entre les paramètres de mouvement du sol et la réponse sismique du tunnel. Parfois, ils ont fourni des directives pratiques pour spécifier de manière appropriée les mouvements de roche d'entrée. Par exemple, Cui et al. (2017) ont déclaré que les dommages sismiques du tunnel dépendaient fortement des paramètres liés à la vitesse et que la présence d'une impulsion de vitesse pouvait entraîner des dommages plus prononcés. Huang et al. (2020) ont confirmé cette conclusion pour les ondes P avec de grands angles d'incidence, alors que pour les petits angles d'incidence ($<30^\circ$), l'intensité du mouvement (PGA) avait tendance à augmenter significativement la réponse tunnel (Figure 2.17).

Concernant la variation spatiale des mouvements du sol, la conclusion générale des études antérieures (Fabozzi et al., 2018 ; Park et al., 2009b) a montré que :

- Les mouvements de sol non uniformes ont généralement induit des réponses de tunnel plus importantes par rapport aux réponses uniformes, en particulier dans des conditions de sol discontinues (les propriétés du sol changent dans la direction longitudinale) ;
- Les mouvements d'entrée partiellement corrélés ont prédit des déplacements axiaux de tunnel différentiels élevés par rapport à ceux parfaitement corrélés. Tous les modes de vibration pourraient être excités, entraînant ainsi des contraintes relativement élevées ;
- L'influence était plus évidente pour les faibles rigidités articulaires et les grands angles d'incidence pour les tunnels segmentaires.

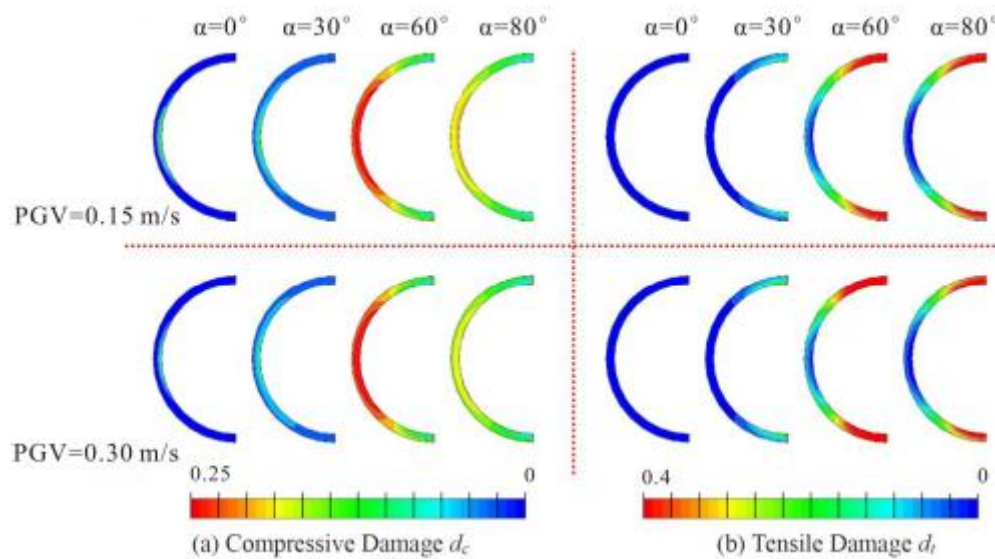


Figure 2.17. Contours d'endommagement des mouvements du sol avec $PGV=0,15$ m/s et avec $PGV=0,30$ m/s. (Huang et al., 2020).

Les mouvements d'entrée multidirectionnels ont rarement été pris en compte dans les analyses sismiques et la conception des tunnels avant le tremblement de terre de Kobe en 1995. Cependant, l'effondrement de la station de métro Daikai a démontré la grande importance des mouvements verticaux du sol (Iida et al., 1996). Le mouvement vertical du sol pourrait causer des dommages sismiques à la structure souterraine en termes de contraintes supplémentaires de compression et de traction. C'est l'une des raisons fondamentales de la rupture de la colonne centrale de la station de métro et des fissures du revêtement du tunnel (Hashash et al., 2001 ; Uenishi et Sakurai, 2000). Singh et al. (2018) et Sun et al. (2020a) ont étudié les dommages du tunnel sous des séquences de mouvement du sol choc principal-réplique. Ils ont signalé que le mouvement du sol de la réplique pouvait causer de graves dommages cumulatifs et que seuls les chocs principaux pouvaient sous-estimer la réponse sismique du tunnel (Figure 2.18).

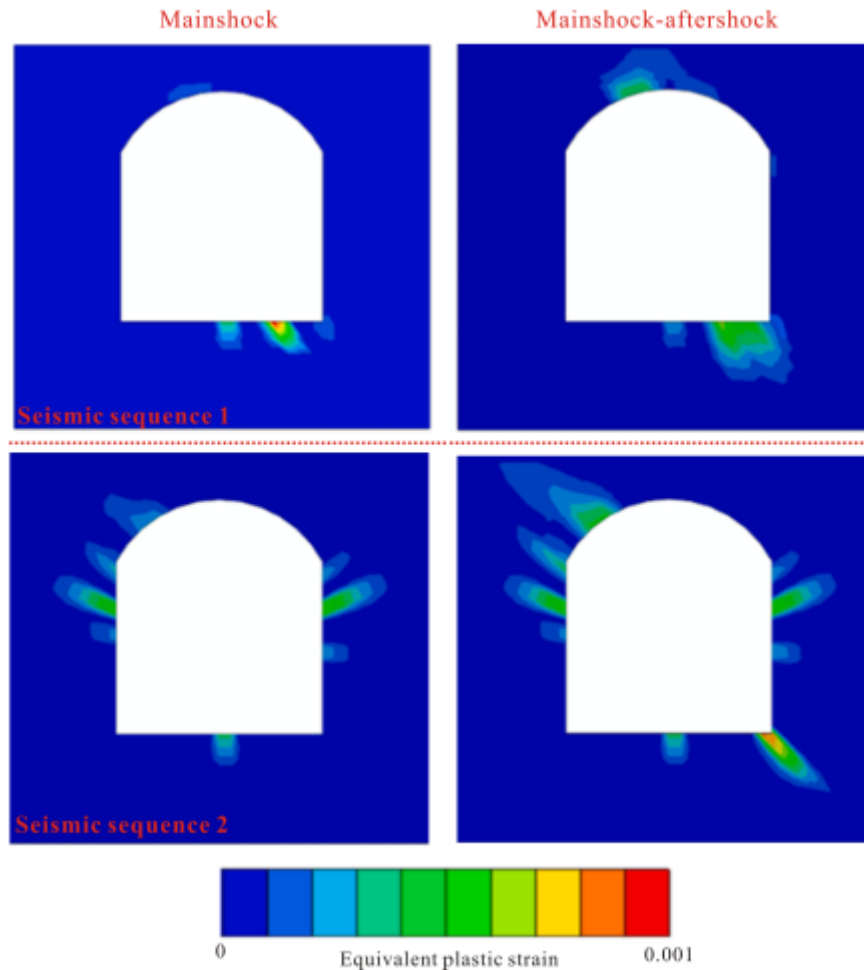


Figure 2.18. Déformations plastiques équivalentes de la roche environnante sous choc principal et séquence choc principal-réplique. (Sun et al., 2020a).

2.2.3.2.2 : Modèles constitutifs du sol

Il est essentiel de développer et d'utiliser des modèles constitutifs capables de simuler de manière appropriée le comportement du sol sous chargement cyclique et de capturer avec précision la réponse sismique du tunnel. Pour l'analyse sismique en tunnel, des modèles linéaires équivalents et des modèles élasto-plastiques simples sont souvent utilisés, bien que leurs lacunes soient bien connues. Par exemple, Cilingir et Madabhushi (2011a, 2011b) ont utilisé un modèle de durcissement élasto-plastique non associé (Mohr-Coulomb, MC) pour étudier l'effet de la fréquence, de l'amplitude, de la durée du mouvement d'entrée et de la profondeur sur le comportement dynamique de tunnels circulaires. Amorosi et Boldini (2009) ont étudié le comportement dynamique des tunnels en sols raides et mous adoptant respectivement les modèles viscoélastiques et MC. Les résultats ont souligné que la plasticité du sol a produit une modification substantielle des charges agissant dans le revêtement,

conduisant à des incréments permanents des forces axiales et des moments de flexion. Shen et al. (2014) et Wang et al. (2019b) ont respectivement adopté des modèles MC pour analyser les mécanismes de défaillance d'un tunnel de montagne endommagé lors du tremblement de terre de Wenchuan en 2008. Patil et al. (2018) et Naseem et al. (2020) ont également utilisé le modèle MC pour examiner l'influence de la forme du tunnel sur les forces de revêtement.

D'autre part, les modèles constitutifs sophistiqués sont toujours préférés pour l'analyse sismique en tunnel car ils reproduisent plus précisément le comportement contrainte-déformation des sols sous divers états de contrainte. Par exemple, Kontoe et al. (2008) ont étudié les dommages sismiques du tunnel de Bolu en utilisant un modèle de durcissement cinématique à deux surfaces. Ils ont comparé l'applicabilité de quatre modèles constitutifs de sol (Cam-clay modifié avec ou sans amortissement de Rayleigh, Cam-clay modifié couplé à un non-linéaire cyclique et le modèle d'écrouissage cinématique à deux surfaces) pour le même cas de tunnel. La comparaison a mis en évidence l'importance de l'amortissement de Rayleigh pour un modèle de comportement de sol simple. Shahrour et al. (2010) ont réalisé une analyse numérique de la réponse sismique en tunnel basée sur un modèle de sol constitutif élastoplastique cyclique impliquant un écrouissage isotrope et cinématique (modèle MODSOL). Les résultats ont montré que la plasticité du sol réduisait les moments de flexion du tunnel tandis que la dilatance du sol avait un effet modéré. Cabangon et al. (2019) ont souligné pour la première fois l'importance de la structure initiale de l'argile et de sa dégradation dans le contrôle de l'amplitude des efforts de revêtement du tunnel. Kampas et al. (2020) ont adopté le modèle Hardening Soil avec une rigidité à faible déformation pour examiner la réponse sismique d'un tunnel en forme de fer à cheval dans des sols cohésifs et non cohésifs. Ils ont déclaré que le modèle le plus conservateur concernant la conception sismique du tunnel envisagerait une interface sans glissement, une cohésion du sol nulle et une perte de volume induite par l'excavation négligeable.

Un travail important concernant l'influence du modèle constitutif du sol a été le round robin numérique sur les essais en tunnel (RRTT), organisé par TC204, ISSMGE (Bilotta et al., 2014). La capacité prédictive de plusieurs modèles numériques avec différents niveaux de complexité a été validée par des tests en centrifugeuse (Amorosi et al., 2014 ; Conti et al., 2014 ; Gomes, 2014 ; Hleibieh et al., 2014 ; Tsinidis et al., 2014). La comparaison a révélé que différents modèles constitutifs pouvaient fournir un accord satisfaisant avec les données expérimentales en termes de réponses d'accélération du sol, mais n'ont pas réussi à reproduire

les changements permanents des forces de revêtement. Les simulations ont mis en évidence que les modèles constitutifs sophistiqués n'étaient pas toujours plus performants que les modèles simplifiés, principalement en raison des incertitudes des paramètres d'entrée (c'est-à-dire l'interface sol-tunnel, l'étalonnage du modèle et l'amortissement). L'inconvénient le plus grave associé aux modèles sophistiqués est lié au plus grand nombre de paramètres requis, dont certains ne peuvent pas être déterminés à partir de tests. Tous ces modèles ont leurs avantages et leurs limites ; l'utilisation des modèles dépend, dans une large mesure, des objectifs de conception.

2.2.3.2.3 : Interface sol-tunnel

L'un des problèmes clés concernant le système sol-tunnel est le contact entre le revêtement du tunnel et le sol. Comme mentionné précédemment, de nombreuses solutions simplifiées et analytiques supposaient soit un frottement nul (c'est-à-dire une condition de glissement complet) soit une liaison parfaite entre le tunnel et le sol environnant (c'est-à-dire une condition de non-glissement). Cependant, la condition d'interface réelle se situe quelque part entre l'absence de glissement et le glissement complet dans la plupart des cas. Comme le suggèrent de nombreuses études (Bobet, 2010), la condition d'interface affecte de manière significative les efforts internes calculés et, en particulier, les efforts axiaux. Une condition de glissement complet entraîne des forces axiales nettement inférieures et des moments de flexion légèrement plus importants. À l'opposé, une condition sans glissement prédit des forces axiales beaucoup plus importantes et des moments de flexion relativement plus faibles. De plus, le comportement de l'interface sol-tunnel peut affecter la réponse de rendement du sol dans la zone adjacente au tunnel (Tsinidis et al., 2016b). Comme le montre la Figure 2.19, une connexion plus « rigide » du tunnel avec le sol a entraîné une contrainte plus élevée du sol adjacent par le tunnel, tandis qu'une interface plus faible a augmenté les déformations et les contraintes du sol adjacent.

v

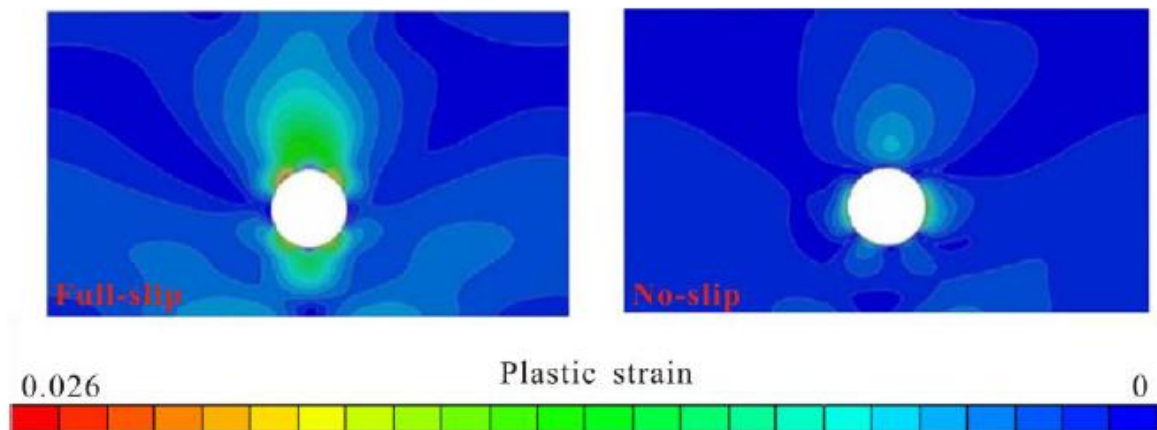


Figure 2.19. Déformation plastique du sol autour d'un tunnel flexible.

(Tsinidis et al., 2016).

L'interface entre le revêtement du tunnel et le sol est généralement simulée de deux manières selon les codes numériques utilisés. L'un utilise les ressorts normaux et tangentiels (c'est-à-dire FLAC), un autre adopte un coefficient de frottement (c'est-à-dire ABAQUS). A noter que le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé pour simuler le glissement et le décollement à l'interface. Dans certains modèles numériques, des éléments de poutre ou de revêtement ont été utilisés pour simuler le revêtement du tunnel et ont été directement liés aux nœuds du sol environnant (aucun élément d'interface n'a été utilisé). Considérer l'absence d'interface sol/structure était acceptable pour les tunnels rocheux ou les faibles mouvements du sol puisque l'effet SSI pouvait être négligé (Hatzigeorgiou et Beskos, 2010 ; Kouretzis et al., 2013 ; Sedarat et al., 2009). L'importance de l'interface sol-tunnel a également été mise en évidence dans la campagne RRTT (Bilotta et al., 2014). Ils ont démontré la nécessité de mener davantage d'études expérimentales pour qualifier correctement la propriété de frottement de l'interface, ce qui permettra d'améliorer les prédictions numériques par rapport aux résultats des essais en centrifugeuse. Étant donné son influence importante sur la réponse sismique du tunnel, une estimation fiable de la réponse de l'interface sol-tunnel sous charges sismiques doit être effectuée.

2.2.3.2.4 : Revêtements de tunnel

La plupart des études précédentes concernant la réponse sismique du tunnel se sont concentrées sur le comportement élastique du revêtement du tunnel et l'ont simulé à l'aide d'une poutre continue ou d'un élément de revêtement (Amorosi et Boldini, 2009 ; Cilingir et

Madabhushi, 2011a, 2011b ; Kontoe et al., 2008, 2011 ; Shahrour et al., 2010 ; Tsinidis et al., 2014 ; Zhuang et al., 2019). Certains auteurs ont considéré la non-linéarité du revêtement du tunnel, et un modèle constitutif de dommages plastiques a été couramment utilisé pour étudier l'évolution des dommages et l'effondrement des tunnels (Sun et al., 2020a ; Wang et al., 2019b). Un modèle structurel non linéaire simple tenant compte de la dégradation de la rigidité et de la capacité ultime a été utilisé pour obtenir les courbes de fragilité des tunnels pour diverses conditions de site et intensités de mouvement (Argyroudis et Pitilakis, 2012 ; Nguyen et al., 2019). Récemment, Kampas et al. (2019) ont démontré comment l'approche de modélisation structurelle peut affecter la réponse sismique du tunnel. Dans leur étude, trois modèles de revêtement RC ont été évalués : (1) élastique linéaire utilisant la rigidité géométrique de la section, (2) élastique linéaire avec une rigidité en flexion correspondant à la rigidité non fissurée, et (3) modèle non linéaire incorporant la dégradation de la rigidité et la capacité ultime. Une approche d'élasticité idéalisée peut probablement être appropriée pour les tunnels soumis à de faibles mouvements du sol. La non-linéarité du revêtement du tunnel doit être correctement prise en compte pour les forts mouvements du sol, bien qu'elle ne soit pas populaire dans les pratiques d'analyse actuelles.

2.2.3.3. Influence du type de sol

Il est bien connu que le sol présente un comportement non linéaire et irréversible, même à de faibles déformations. Sous une charge sismique sévère, la réponse sismique d'un tunnel peut être affectée de manière significative par son comportement non linéaire (Shahrour et al. [2010], Sliteen [2013]). Shahrour et al. [2010] ont mené une analyse par éléments finis élasto-plastique en utilisant le modèle élasto-plastique cyclique avancé Modsol, qui est basé sur le concept de surface de délimitation. Ce modèle constitutif reproduit le comportement de contraction des sols meubles sous chargement cyclique, et conduit généralement à de bons résultats en termes de tassements. Les résultats des simulations numériques ont montré que les déformations plastiques induites par les séismes conduisent à une réduction significative de l'amplification sismique et, par conséquent, à une diminution importante du moment de flexion induit par le séisme dans le tunnel (Figure 2.20).

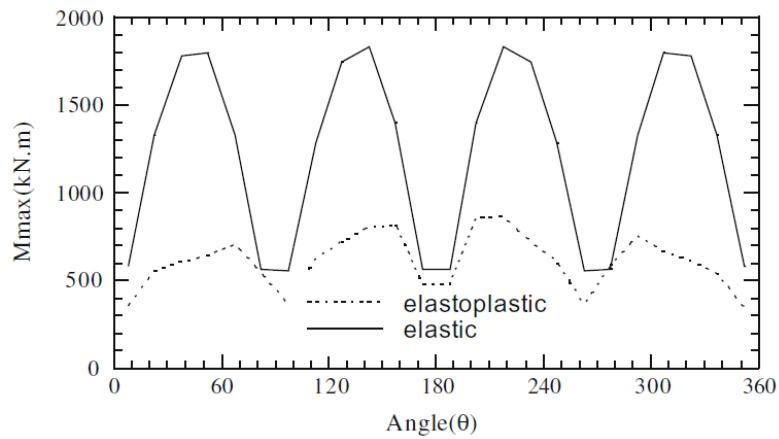


Figure 2.20. Influence de la plasticité sur le moment de flexion sismique (Figure 2.20 dans Shahrour et al. [2010]).

Les résultats numériques 3D obtenus par Sliteen [2010] et Sliteen et al. [2013] ont plutôt montré qu’une analyse élastique n’est pas suffisante pour déterminer la réponse sismique induite d’un système sol-tunnel. Dans leur étude, la flexion maximale obtenue avec une analyse non linéaire utilisant les critères de Mohr-Coulomb était supérieure de 24 % à celle obtenue avec une analyse élastique (Figure 2.21).

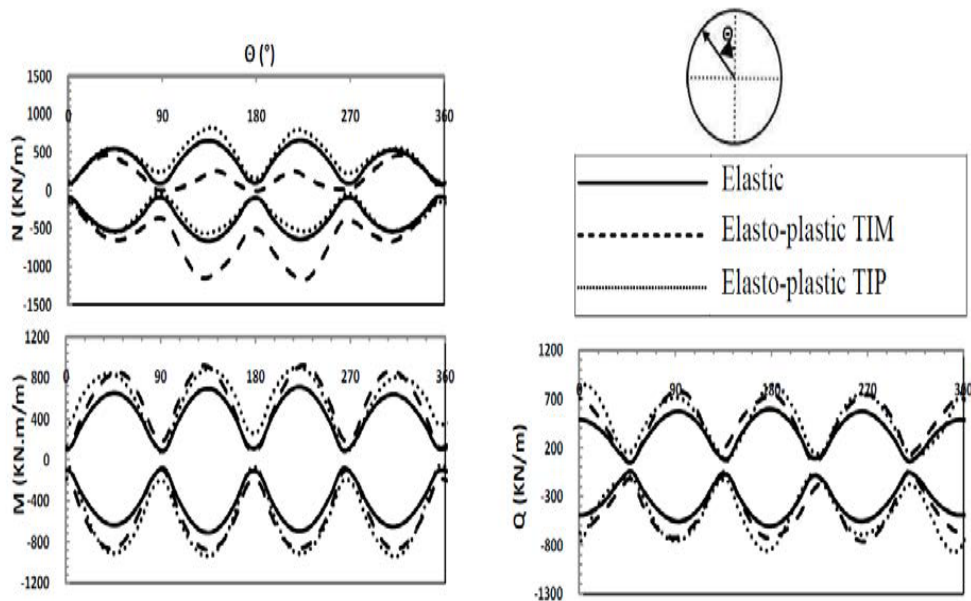


Figure 2.21. Comparaison entre les modèles élastiques et Mohr-Coulomb pour la réponse du tunnel sous charges dynamiques, en utilisant Flac3D (Figure 2.21 dans Sliteen et al. [2013]).

Les travaux d'Amorosi et Boldini [2009] ont porté sur le rôle de la plasticité dans la réponse dynamique d’un système sol-tunnel. Les réponses d’un revêtement de tunnel en termes des moments de flexion et forces normales sous excitation sismique et en conditions non

drainées ont été mises en évidence. En conséquence, ajouter de la plasticité à MEF (Méthode des Eléments Finis) a modifié significativement la répartition des contraintes dans le revêtement, tant qualitativement que quantitativement. Toutes les analyses basées sur la plasticité montrent une accumulation notable de charges permanentes pour le temps correspondant à la valeur maximale de l'accélérogramme à la profondeur du tunnel. Les auteurs ont conclu que, concernant le rôle de la plasticité dans la réponse dynamique du système sol-tunnel, le comportement irréversible du sol modifie significativement les charges du tunnel à la fois pendant le séisme et, plus important encore, après celui-ci (Amorosi et Boldini [2009]).

2.3. Conclusion

De manière générale, le comportement des tunnels sous charges sismiques peut être étudié selon différentes approches : méthodes empiriques et analytiques, essais sur modèles physiques et modélisation numérique. Elles sont effectuées par analyse dynamique complète ou analyse quasi-statique.

En raison de leur simplicité, les solutions de forme fermée présentent certains inconvénients, à savoir le fait que : la masse du sol homogène et le revêtement du tunnel sont supposés être des matériaux linéaires élastiques et sans masse ; le tunnel est supposé être circulaire avec une épaisseur uniforme et sans joints ; l'effet de la séquence de construction n'est pas pris en compte ; etc.

Afin de pallier les inconvénients des méthodes analytiques, les essais sur modèles physiques et l'analyse numérique ont permis de mieux comprendre le problème physique et en particulier le phénomène d'interaction sol-structure. Cependant, en raison de leur complexité et des coûts élevés des essais, les résultats obtenus à partir d'essais physiques sont encore assez limités. La tendance courante ces derniers temps est d'utiliser des techniques d'analyse numériques.

CHAPITRE 3

**LES MODELES DE COMPORTEMENT
NON LINIAIRES DES SOLS SOUS
CHARGEMENT CYCLIQUE**

3 LES MODELES DE COMPORTEMENT NON LINIAIRES DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

3.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux telle que ; le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-plastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

La modélisation par éléments finis permet de résoudre les problèmes aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

3.1.1 Les lois de comportement

Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes, la seconde difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des logiciels de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu des logiciels sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser.
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

3.2 Modèle de comportement non linéaire des sols sous chargement cyclique

L'étude du mouvement sismique a mis en évidence l'importance de la nature des couches géologiques de surface sur les caractéristiques de ce mouvement. En effet, pour de telles sollicitations en champ proche, les matériaux peu consolidés de subsurface peuvent se dégrader au passage d'ondes sismiques. La modification de leurs propriétés rhéologiques en fonction du temps et/ou du niveau de sollicitation est responsable du comportement non linéaire. Ce dernier est caractérisé par plusieurs effets, par exemple :

- ✓ Si le sol est saturé et non cohésif, il peut perdre toute sa rigidité et entraîner des phénomènes de liquéfaction.
- ✓ Pour un matériau de type granulaire, des frottements entre grains se produisent.
- ✓ Cela peut dissiper l'énergie des ondes transmises et provoquer des déformations irréversibles.

Dans cette partie, une synthèse sur le comportement des sols sous chargement cyclique est présentée.

3.2.1 Principaux types de comportement cyclique

Sous une sollicitation à amplitude de contrainte contrôlée, on distingue trois

Types de réponse, schématisés sur la figure 3.1a, à savoir :

- ✓ le rocher : la déformation augmente d'une manière continue, conduisant ainsi à des phénomènes de rupture comme la liquéfaction ou la mobilité cyclique qu'on étudiera au paragraphe 3.2 ;
- ✓ l'accommodation : c'est une stabilisation du trajet contrainte-déformation sur une boucle d'hystérésis ;
- ✓ l'adaptation : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un trajet réversible, donc un comportement parfaitement élastique.

À déformation contrôlée, on parle de durcissement cyclique si, au cours des cycles, le diagramme contrainte-déformation présente un intervalle de variation de contraintes qui croît et se stabilise. S'il décroît et se stabilise, il s'agit d'un adoucissement cyclique (figure 3.1b). Un chargement cyclique est alterne si le déviateur de contraintes peut, au cours des cycles, prendre des valeurs plus petites que celle des conditions initiales avant cisaillement. Il est non alterne si le déviateur de contraintes reste toujours supérieur (figure 3.1c).

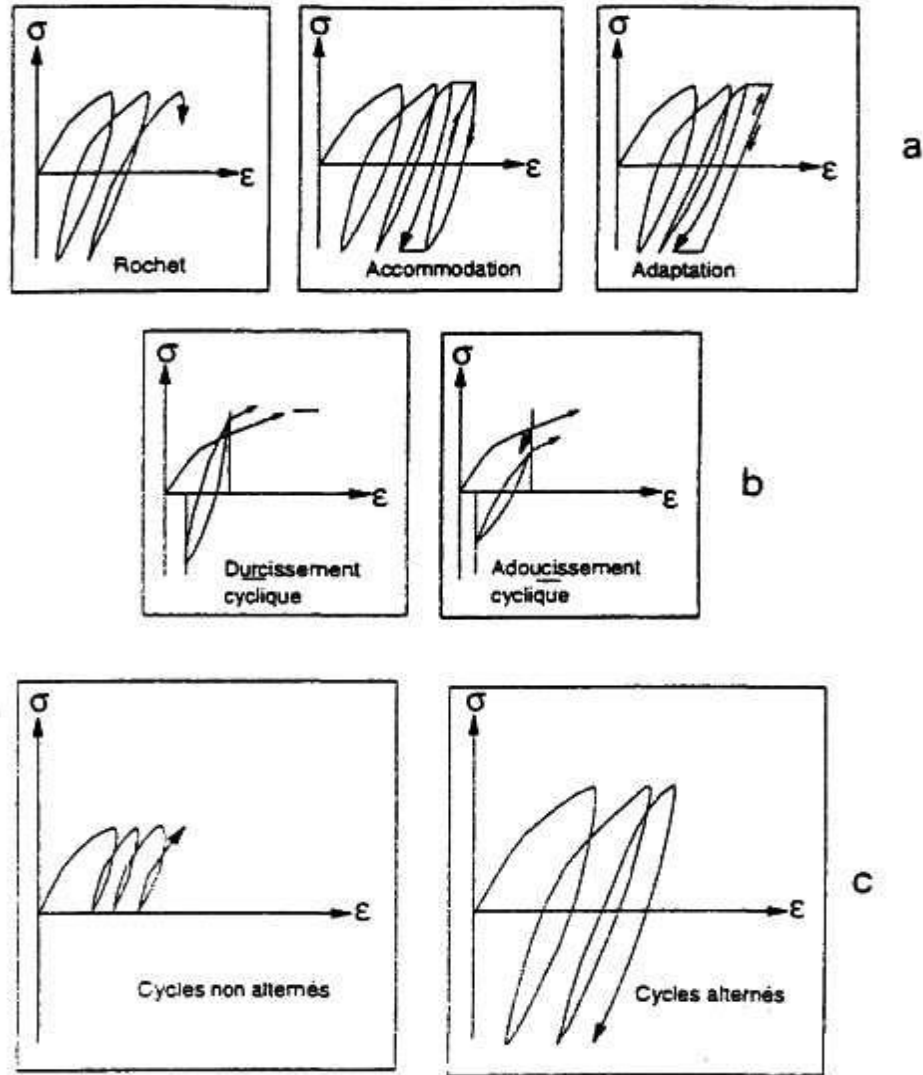


Figure 3.1. Différents phénomènes cycliques observables dans les sables (d'après Bahda (1997)).

3.2.2 Comportement en condition drainée

Le concept d'état caractéristique joue un rôle important dans le comportement des sables sous chargement cyclique. En effet, Luong (1980) a montré que la position de la valeur moyenne du déviateur de contraintes par rapport à la droite caractéristique, dans l'espace des contraintes (q, p'), gouverne les variations de volume.

La figure 1.3.2a représente dans le plan (q, p'), les zones des différents types de comportement que l'on peut observer à partir d'un essai draine cyclique quelque soit le chemin de contraintes suivi. Tatsuoka et Ishihara (1974) montrent que le premier cycle induit une déformation volumique importante. Si l'amplitude des cycles est faible, le matériau se densifie progressivement jusqu'à l'adaptation. La densification est d'autant plus importante que le sable est lâche. Si, en revanche, le

matériau est soumis à une grande amplitude de cycles (un rapport de contraintes au-delà de l'état caractéristique), bien qu'une dilatance soit observée à la fin de chaque cycle, la déformation volumique n'atteint pas de palier de stabilisation, c'est le rocher. Ces résultats ont été confirmés par les travaux de (Mokham (1983)) sur le sable d'Hostun.

3.2.3 Comportement en condition non drainée

Par analogie avec le comportement draine, le développement de surpressions interstitielles positives ou négatives dépend du domaine subcaractéristique ou sur caractéristique ou la sollicitation est appliquée. La figure 1.3.2b montre les types de comportement observés suivant les différentes zones du plan (q, p') . Selon Luong(1980), la liquéfaction (au sens d'annulation des contraintes effectives) ne peut avoir lieu que si le déviateur appliqué est autour de l'axe hydrostatique. Ce résultat a été confirmé par les travaux de Hyodo et al.(1991)

Cependant d'autre étude Verdugo (1992) ont montré que si le sable est assez lâche, un effondrement suivi d'une liquéfaction peuvent être observés même dans le cas d'un déviateur initial non nul. Le diagramme de la figure1.3.2b n'est valable que pour des sables suffisamment denses pour admettre un domaine sur caractéristique significatif.

On distingue essentiellement deux types de comportement non draine sous chargement Cyclique : la mobilité cyclique et la liquéfaction vraie. L'apparition de l'un ou de l'autre phénomène dépend principalement de la densité et de la contrainte de consolidation, comme on le verra plus en détail dans les paragraphes suivants.

a) Mobilité cyclique

Ce phénomène a été étudié par la suite par de nombreux auteurs (Luong (1980), Il se manifeste de la manière suivante : quand un sable dense est soumis à un chargement cyclique alterne donne en condition non drainée, il se comporte comme le montrent les courbes typiques de la figure 3.2, d'après Mokham (1983). Dans le plan (q, p') , chaque cycle de chargement réduit davantage la contrainte moyenne effective p' par suite de l'augmentation de pression interstitielle. Lorsque l'état de contrainte franchit le seuil caractéristique, le chemin de contraintes effectives remonte suivant La droite caractéristique jusqu'au prochain déchargement. A ce niveau, la contrainte moyenne effective p' diminue rapidement et l'on s'approche de plus en plus de l'origine des axes. C'est le phénomène de mobilité cyclique. Pour la pression interstitielle, cela se traduit par une augmentation continue, même si, à l'échelle d'un cycle, elle diminue à la décharge et croît à la recharge. Le passage dans le domaine dilatant, aussi bien en compression qu'en extension, se manifeste par une génération de surpression interstitielle négative à la charge jusqu'au retour

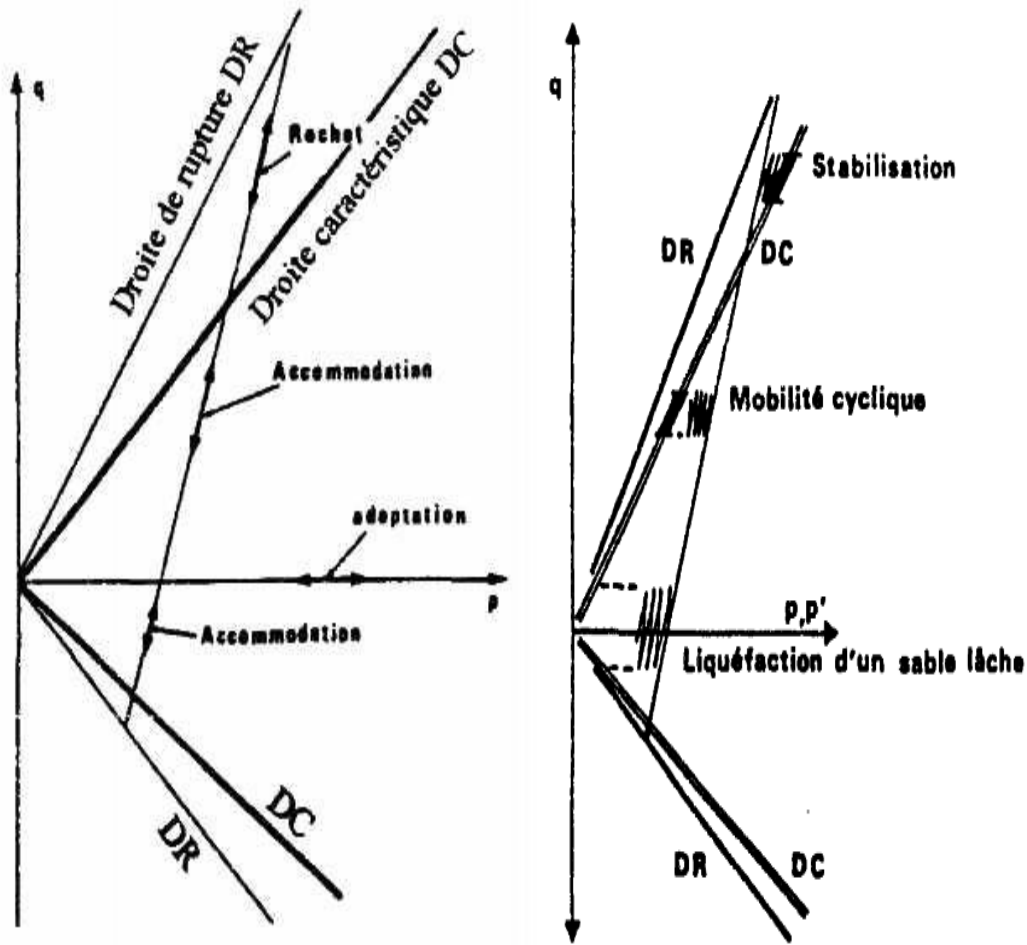


Figure 3.2. Zones des différents comportements cycliques du sable en condition :
a) drainée ; et b) non drainée (d'après Luong (1980)).

Au domaine contractant à la décharge. Ce changement de phase s'accompagne d'une surélévation brusque de la pression interstitielle à la décharge. Dans le plan déviateur-déformation axiale (q, ϵ_a), le chargement génère des petites déformations jusqu'à atteindre la droite caractéristique. Des lors, de grandes déformations apparaissent mais, à chaque passage dans le domaine dilatant, l'échantillon reprend de la résistance, limitant ainsi les déformations résultantes. La rupture est alors définie en fonction du nombre de cycles nécessaires pour atteindre une valeur donnée de la déformation axiale (figure 3.3).

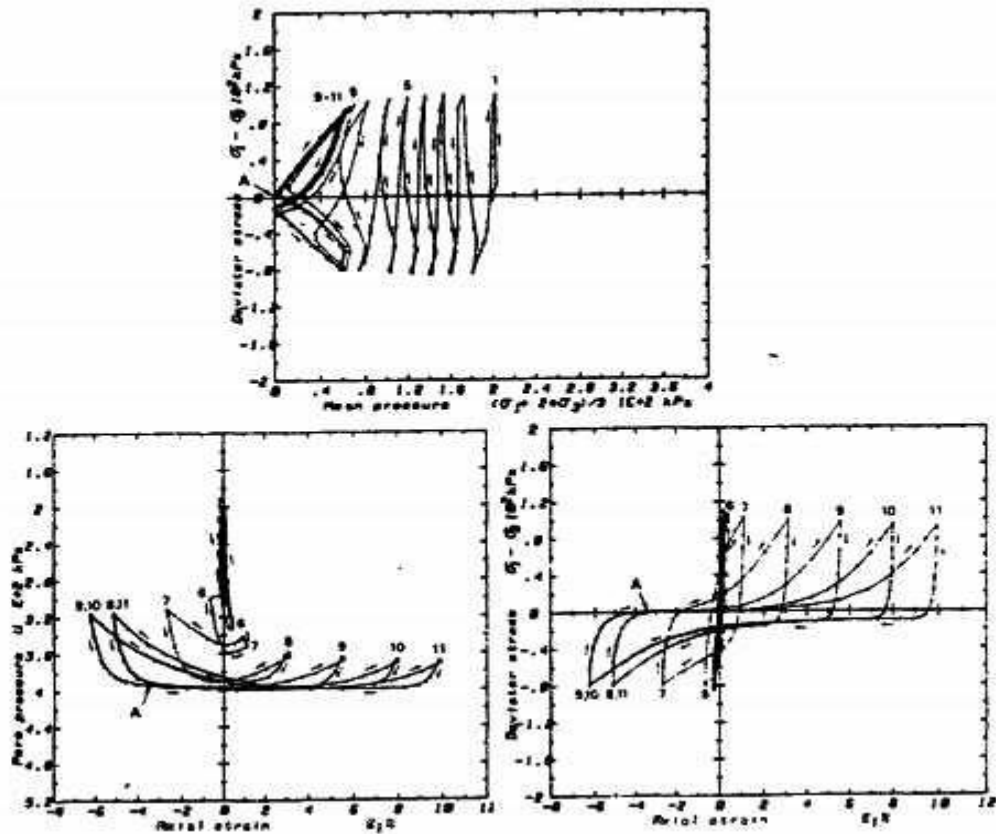


Figure 3.3. Essai de mobilité cyclique, d'après Mokham (1983).

a) Liquéfaction vraie

Castro (1969) a montré qu'un sable lâche, soumis à un chargement cyclique en condition non drainée, développe un phénomène, semblable à la liquéfaction statique, nommée liquéfaction vraie. Depuis, d'autres travaux Castro (1969) ont permis de mieux connaître ce phénomène. La figure 3.4 montre un essai typique de liquéfaction vraie obtenu par Castro (1969). L'augmentation progressive de la pression interstitielle rend compte du caractère contractant des sables lâches. Après un certain nombre de cycles, la pression interstitielle tend rapidement vers une valeur proche de celle de la contrainte effective moyenne initiale et la résistance au cisaillement chute rapidement jusqu'à une valeur résiduelle qui reste constante par la suite. Cette chute de résistance est accompagnée d'une augmentation de déformation axiale qui passe d'une valeur avoisinant 0.5 % à une valeur d'environ 10 %.

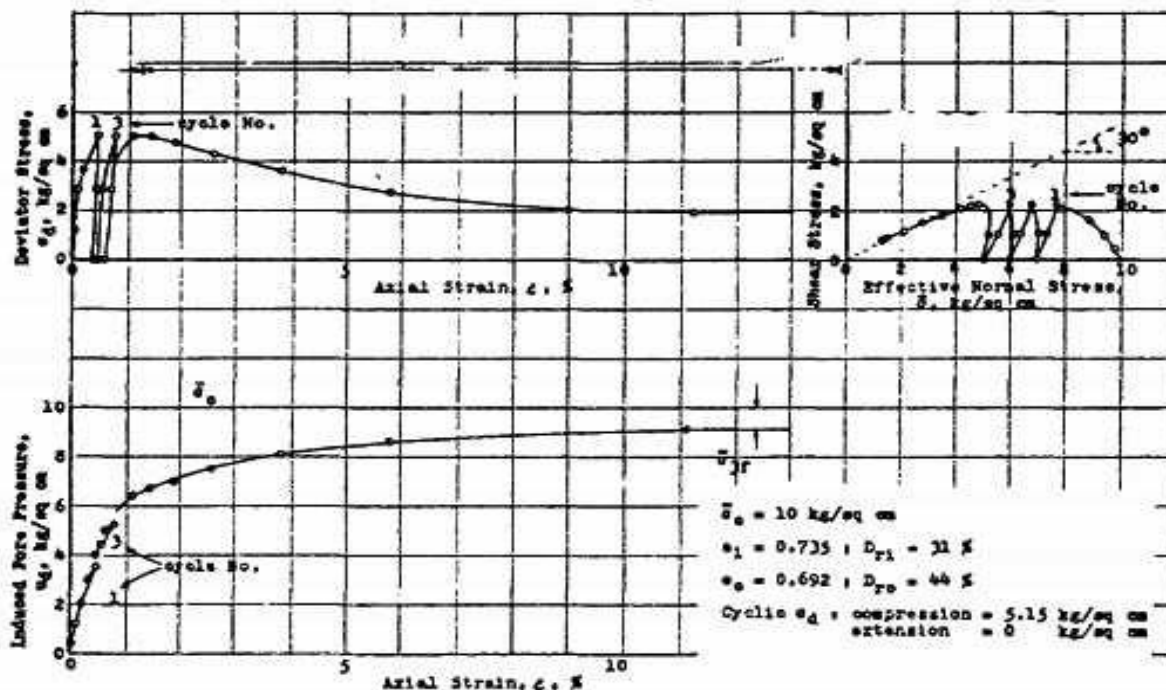


Figure 3.4. Essai de liquéfaction vraie, d'après Castro (1969).

3.3 Modèles de comportement des sols secs

* Du régime linéaire au régime non linéaire

Les sédiments sont connus pour amplifier le mouvement sismique du sol depuis au moins 100 ans, mais il reste encore une incertitude sur le degré d'amplification varie avec le niveau du mouvement incident. Cette question reste l'une des questions les plus importantes liées à la compréhension et à la prévision des mouvements sismiques du sol.

Conformément à la conservation de l'énergie, l'amplification des ondes sismiques augmente généralement dans les sédiments en raison de faibles densités et/ou de vitesses sismiques. En outre, les effets de résonance peuvent se produire en cas de fort contraste d'impédance. Si les sédiments étaient parfaitement élastiques, leur réponse serait proportionnelle aux amplitudes de l'onde incidente. Cependant, comme avec n'importe quel matériau réel, les sédiments commencent à céder à un certain niveau de déformation, et cette violation de la loi de Hooke donne lieu à une réponse non linéaire (Field et al.(1998)).

La communauté géotechnique a longtemps cru que la non-linéarité du sol était importante. Cet avis était presque entièrement basé sur des études de laboratoire tel que les essais cycliques sur des échantillons de sol. Les boucles contrainte déformation observées dans ces essais montrent une diminution du module de cisaillement et une augmentation de l'amortissement aux niveaux élevés de déformation.

Il y a aussi des preuves, que la non-linéarité peut être observée directement dans les accélérogrammes comme ceux enregistrés à la station Wildlife Refuge pour le séisme de Superstition Hills, en Californie, en 1987 et à la station Kushiro Port pour le séisme de Kushiro-Oki, au Japon, en 1993 (Bonilla et al. (2005)).

Depuis la fin des années 1960, une attention considérable a été portée au développement de lois de comportement des sols, mais bien que de nombreux modèles différents ont été proposés, il n'y a pas encore d'accord ferme entre les chercheurs (Muravskii et Frydman (1998)). Comme indiqué par Chandrakant Desai : les modèles de sol sont comme les religions. Tout le monde croit en la sienne, mais ne croit pas dans celle des autres (Pyke (2004)).

Les premières techniques utilisées pour l'analyse dynamique des sols étaient les méthodes linéaires et linéaires équivalents. Elles ont utilisé la rigidité dynamique équivalente et le coefficient d'amortissement hystérétique pour les paramètres du sol. Il y a aussi les modèles élastiques ou viscoélastiques non linéaires tels que Delepine et al.(2009) comme les tentatives pour améliorer les modèles linéaires équivalents. Le développement des moyens de calcul a promu l'utilisation de techniques numériques puissantes pour l'analyse dynamique du sol. Des méthodes non linéaires impliquant la rigidité tangente dynamique plutôt que la valeur équivalente (sécante) ont été développées. La dépendance entre rigidité tangente et amplitude de déformation de cisaillement, γ , peut-être, en principe, obtenue à partir de la relation expérimentale rigidité (sécante) équivalente déformation(Puzrin et Shiran (2000)).

Il est bien établi en géotechnique que la réponse du sol est non linéaire au-delà d'un certain niveau de déformation (Beresnev et Wen (1996)). Une fois que la déformation de cisaillement dépasse d'environ 10^{-5} ou 10^{-6} (Fahey (1992)) (appelé ci-après le seuil linéaire), le comportement contrainte déformation des sols devient de plus en plus non-linéaire, et il y a différentes façons de définir le module de cisaillement ou l'amortissement. Par conséquent, toute approche pour les analyses de chargement cyclique avec la plus grande intensité doit tenir compte du niveau des excursions de déformations cycliques. La figure 3.5 illustre les limites des différentes méthodes d'analyse basées sur la déformation cyclique.

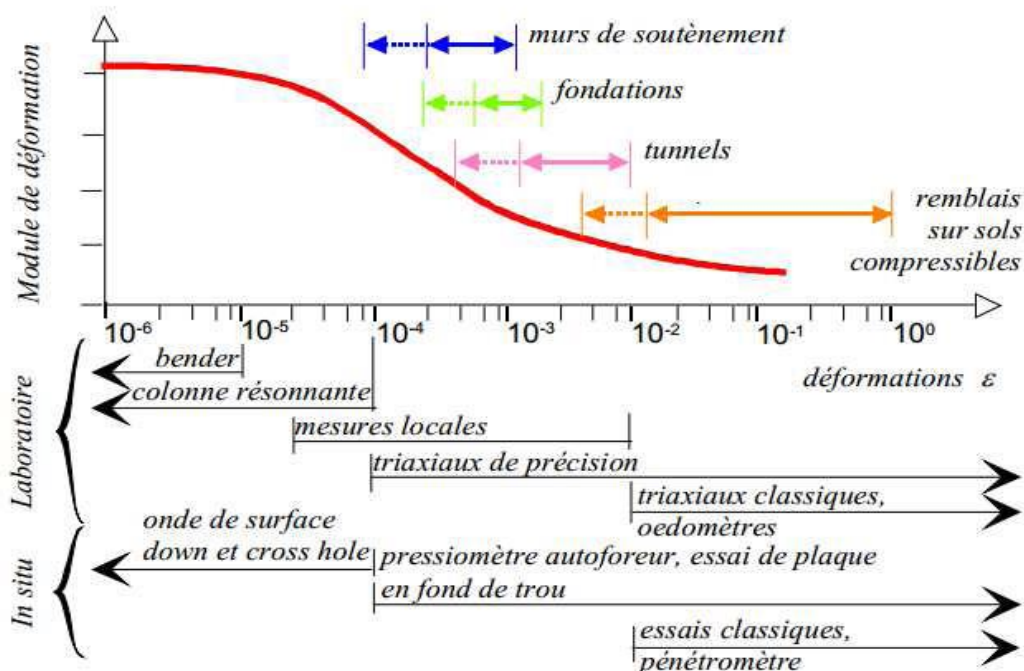


Figure 3.5. Détermination des modules de déformation et méthode d'analyse
En fonction de la déformation cyclique (d'après Reiffsteck (2011)).

* Différentes approches pour la non-linéarité du sol

En général, deux approches sont classiquement utilisées pour modéliser le comportement cyclique non linéaire du sol : le modèle linéaire équivalent et non linéaire (Gandomzadeh (2011)). L'approche linéaire équivalente se ramène à une équation linéaire exprimée en termes de déformation de cisaillement effective. Cette approche a l'avantage de la simplicité mathématique et la préservation du principe de superposition, mais présente l'inconvénient de mauvaises prévisions à grandes déformations et l'incapacité à modéliser la déformation plastique et/ou la rupture (Borja et al.(2000)). La capacité présentée le développement ou la permanence de déformation est l'un des avantages les plus importants de modèles non linéaires cycliques par rapport aux modèles linéaires équivalents. La possibilité du calcul des variations de pression interstitielle, la contrainte effective variant également,

Représente un autre avantage important des modèles non linéaires cycliques.

* Modélisation de la non-linéarité du sol

Les études sur la non-linéarité du sol utilisent soit des équations d'état simples avec peu de paramètres soit des formulations complexes avec plusieurs paramètres.

En général, ces modèles peuvent être divisés en deux groupes : les modèles constitutifs avancés et les modèles mécaniques.

Le premier groupe (modèles constitutifs avancés) se compose de modèles tensoriels qui établissent une relation entre les incréments de la tenseur déformation contrainte (par exemple Hujeux (1985)). Les méthodes sont plus précises et générales pour modéliser le comportement des sols. Les méthodes sont basées sur les modèles de comportement avancés qui utilisent les principes de base de la mécanique pour décrire le comportement des sols observée pour a) des conditions générales de contrainte initiale, b) une grande variété de chemins de contraintes,

c) des axes principaux de contrainte en rotation, d) un chargement cyclique ou monotone,

e) des taux de déformation élevées ou faibles, et f) des conditions drainées

Ou non drainées.

Dans de nombreux cas pratiques tels que les analyses des réponses de mouvement fort, le problème étudié est limité à une dimension spatiale, et le sol se déforme dans des conditions de cisaillement simple. Dans de tels cas, il peut être plus fiable de construire un modèle de comportement ne considérant que les éléments de contrainte et de déformation impliqués dans une dimension, plutôt que d'utiliser la représentation générale tensorielle. Ces modèles (généralement appelé modèles non linéaires cycliques ou (modèles mécaniques) constituent le deuxième groupe. Outre le fait que ces modèles sont généralement plus simples, ils ont l'avantage de permettre un calage avec des données expérimentales représentant le même type de déformation (cisaillement cyclique simple).

Dans ce travail, une relation de comportement non-linéaire en 3D pour le sol est mise en œuvre dans le cadre de la méthode des éléments finis dans le domaine temporel, et un modèle constitutif avancé a été choisi. De nombreux auteurs ont étudié et développé les modèles constitutifs avancés basés sur la théorie de la plasticité, par exemple Bonilla et al. (2005), ... Dans ce travail, la rhéologie complexe des sols est modélisée au moyen d'un modèle de plasticité cyclique multi-surface du type Masing-Prandtl-Ishlinskii-Iwan. Le grand avantage de ce choix est que les seules données nécessaires pour sa définition sont issues de la courbe de réduction du module de cisaillement. Une étude paramétrique est effectuée pour caractériser les changements dans le mouvement sismique des couches superficielles dues à la fois aux propriétés de champ d'onde incident et aux non-linéarités des sols (Santisi d'Avila et al. (2012)).

3.4 Modèle de comportement de sol sélectionné (modèle MPII)

Iwan (1967) à présente une classe de modèles physiquement pour le comportement hystérétique indépendant. Ce type de modèle fait le lien entre les données empiriques initiales de chargement et l'analyse du comportement cyclique stationnaire et transitoire des cellules élastoplastiques et, en même temps, fournit une base de comparaison pour beaucoup de formulations empiriques actuelles. Le modèle dans le cas de sa formulation 1D conduit à une simplification considérable de la description du trajet déformation-contrainte. Toutefois, les concepts du modèle peuvent facilement être incorporés dans la théorie générale de la plasticité Incrementale tridimensionnelle.

Masing 1926 a utilisé le modèle parallèle-série pour aboutir à des descriptions générales du comportement des matériaux Iwan (1967)). Drucker a également discute de ce modèle et mis en évidence quelques-uns de ses avantages et inconvénients.

La classe de modèles considérés correspond à un assemblage d'éléments parfaitement Élastique et rigide-plastique ou « patin » (éléments de friction de Coulomb) disposés soit en une combinaison série-parallèle (Fig.1.3.6 à gauche) ou parallèle série (Fig.3.6 à droite). La répartition de ces propriétés dicte la forme particulière du comportement hystérétique. Le modèle d'Iwan conduit a une méthode très simple et efficace de calcul et offre une flexibilité considérable pour l'intégration des données de laboratoire sur le comportement du sol (Joyner et Chen (1975)).

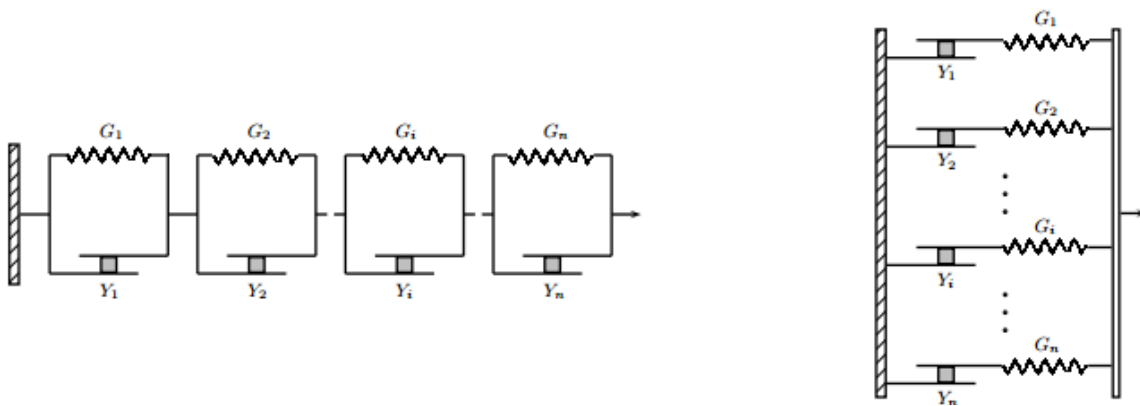


Figure 3.6. Modèle unidimensionnel rhéologique d'Iwan : modèle série-parallèle (A gauche) ; modèle parallèle-série (à droite).

Le modèle Iwan peut être utilisé pour représenter, quelle que soit la précision souhaitée, le comportement d'un matériau dont les cycles d'hystérésis ne satisfont pas les critères de Masing et ne dépendent pas du nombre de cycles de chargement. Joyner et Chen (1975) estime que, même si un sol a un comportement dynamique qui ne satisfait pas pleinement le critère de Masing, son

comportement pourrait encore être approximativement représenté par un modèle d'Iwan. Si la forme de la boucle change avec le nombre de cycles de chargement, le modèle d'Iwan pourrait encore être utilisé. En évaluant les constantes du modèle, on pourrait simplement utiliser la boucle générée après un certain nombre de cycles (Joyner et Chen(1975)). Le nombre serait choisi pour être représentatif du nombre prévu lors du séisme considéré.

Le modèle d'Iwan est utilisé pour représenter le comportement de différents types de matériaux Shiryayev et al.(2007). Il existe également plusieurs évolutions du modèle d'Iwan qui sont présentées ci-dessous.

Segalman a modifié le modèle d'Iwan série-parallèle pour l'utiliser en dynamique des structures pour les éléments de joint (Segalman (2005) Il a démontré que, les modèles de Segalman sont identiques aux modèles d'Iwan et de Masing. Selon Segalman le modèle d'Iwan peut être appelé le modèle Masing-Prandtl-Ishlinskii-Iwan (MPII).

En outre, au début des années 1990, Lubarda et al.(1993) ont démontré que les modèles Prandtl-Ishlinskii-Iwan pourraient être construits à partir de modèles Preisach, en les reliant au riche contexte mathématique du formalisme de Preisachau sein de la communauté des physiciens (Segalman et Starr (2008)).

Selon Gutta et al.(2003), l'une des lacunes du modèle de Masing (tel que le modèle d'Iwan), c'est qu'il peut être très coûteux numériquement car il est nécessaire de conserver en mémoire chaque surface de plasticité au cours de toute l'histoire de chargement.

La formulation parallèle-série conduit toujours à des relations entre la contrainte et la déformation. D'autre part, la plupart des équations de la théorie de la plasticité incrémentale sont basées sur l'idée que la déformation doit être séparable en une partie élastique et une partie plastique, la déformation totale étant la somme des deux. Les modèles en série-parallèle sont plus adaptés pour considérer cette division de la déformation. Par conséquent, dans ce travail, nous utilisons le modèle série-parallèle d'Iwan pour étudier la non-linéarité du sol.

3.5 Modèle de comportement du sol adopté au calcul

Les tunnels sont supposés comme un élément élastique linéaire tandis que le comportement du sol est supposé selon les critères de Mohr Coulomb et les critères Harding Soil.

Les calculs de projet de tunnel utilisent habituellement la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (MC). Elle présente l'avantage de définir le comportement du sol par le biais de seulement 5 paramètres : le module de Young (E), l'angle de frottement (φ), la cohésion (c), l'angle de dilatance (ψ) et le coefficient de Poisson (ν). Ce modèle a été choisi pour les calculs du projet du tunnel T4.

Toutefois, ce modèle de comportement ne permet pas de représenter la non linéarité du comportement réel du sol et impose que le module en chargement soit le même que celui en déchargement. Lors de l'excavation d'un tunnel, les zones en déchargement jouent un rôle prédominant, cette simplification a donc un impact négatif dans les modélisations. Ainsi,

Le modèle de Hardin / Drnevich (Hardin et Drnevich 1972) est utilisé pour assurer la Dissipation d'énergie dans le domaine élastique et non pas pour simuler le rendement à l'aide D'un modèle de plasticité hyperbolique. (Pour plus des détails voir l'annexe).

3.5.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν .

L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique 'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_w est infini (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [Brinkgereve et al 2003 a].

La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les Équations : par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.1)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.2)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (3.3)$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les Éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant Pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.5.2 Le modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du Comportement d'un sol. C'est modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance ψ . Les deux premiers

Paramètres sont des paramètres intrinsèques élastiques, les deux autres ϕ et C sont des caractéristiques mécaniques de résistance. L'angle de dilatance ψ est nécessaire pour modéliser l'irréversibilité de l'accroissement volumique fréquemment observé pour les sols granulaires.

a- Le module d'Young

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle Mohr-Coulomb, dans ce dernier le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faible déformation). Un module de déformation a la dimension d'une contrainte. En mécanique des sols la pente initiale est appelée module tangent E_0 , et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} figure (3.7). Pour des argiles sur consolidées ou sables denses avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 . Alors pour que les sables lâches et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} . Les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface.

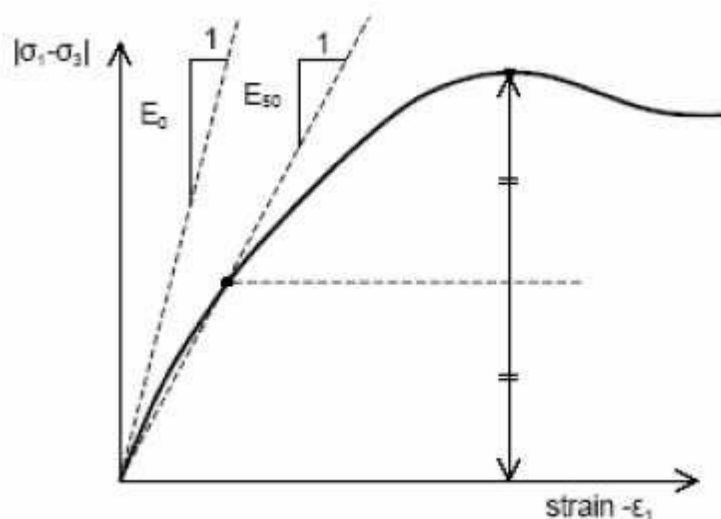


Figure 3.7. Définition des modules E_0 et E_{50} .

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le cheminement de contrainte.

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

Les modules à employer dépendent alors, du niveau de contrainte ou de niveau de déformation.

Le module dit tangent à l'origine E_0 n'est pas représentatif, ni le module moyen E_{50} . Il y a donc de choisir un module représentatif. Il est possible d'entrer des valeurs de module par élément pour tenir compte de ce phénomène.

b- Coefficient de Poisson

ν est généralement compris entre 0 et 0,50 (0,495 pour un matériau incompressible : argile Saturée). La valeur de ν est très importante, car elle intervient dans l'initialisation des contraintes

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (3.4)$$

On conseille une valeur de 0,20 à 0,40 pour le coefficient de Poisson, celle-ci est Réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles.

c- Angle de frottement

Pour des calculs avec des argiles saturées non drainées, $\varphi = 0$ accompagne un calcul prenant en compte la cohésion non drainée C_u .

Dans PLAXIS, l'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

Les angles de frottement supérieur à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut-être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

d- La cohésion

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($C = 0$), mais certaines options ne fonctionnent pas bien. Il est conseillé aux utilisateurs, d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kpa) pour des questions numériques.

Pour les analyse en non drainé avec $\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (kpa/m).

e- L'angle de dilatance

Est une propriété spécifique aux sols grenus (sables et graviers) qui montrent une dilatance (accroissement de volume) sous cisaillement figure (3.8). On considère une règle d'écoulement

définie par $\psi < \phi$. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux.

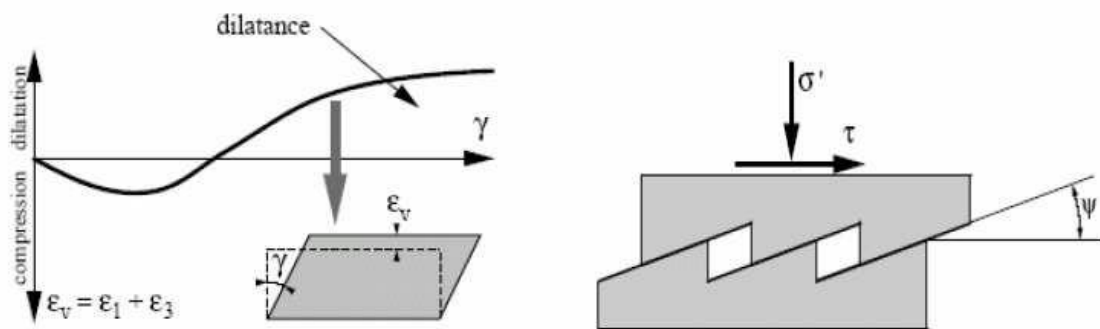


Figure 3.8. Résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense.

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante :

- $\Psi = \phi - 30^\circ$ pour $\phi > 30^\circ$
- $\Psi = 0$ pour $\phi < 30^\circ$.

Les cas où $\Psi < 0$: PLAXIS accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches. La valeur de $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f- Les contraintes de traction

Dans des problèmes pratiques, il peut apparaître une zone soumise à des contraintes de Traction. Ceci se produit lorsque la contrainte de cisaillement (rayon de cercle de Mohr) est suffisamment petite. Exemple de la surface du sol proche d'une tranchée creusée dans l'argile. Montre parfois des fissures de traction. Cela montre que le sol peut se rompre en traction plutôt qu'en cisaillement. Un tel comportement peut être inclus dans une analyse réalisée par PLAXIS. La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction figure (3.9). Celle-ci sont souvent peu réaliste pour les sols et est possible de supprimer ces contraintes de traction en sélectionnant l'option suppression des tractions (tension cut-off), ou les diminuer en sélectionnant (T'ensile strength). Ainsi les cercles de Mohr avec des contraintes positives ne sont pas admis.

Pour le modèle Mohr-Coulomb et le modèle avec écrouissage, la suppression des tractions de surface est activée par défaut, avec une résistance à la traction nulle.

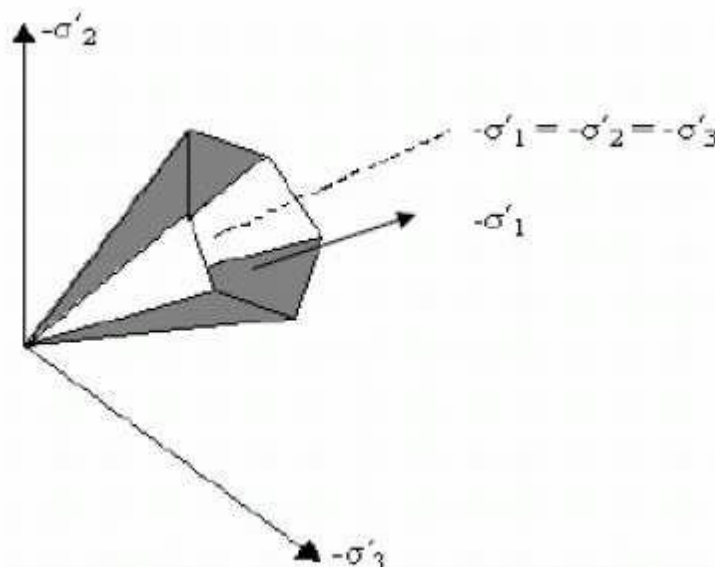


Figure 3.9. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$.

g- Paramètres avancés

Pour le modèle Mohr-Coulomb l'option (advanced) permet d'accéder à des paramètres Additionnels pour des modélisations avancées. Les paramètres additionnels comprennent L'accroissement de la rigidité (stiffness) et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions. Cette dernière option est utilisée par défaut mais elle peut être désactivée.

g-1 Augmentation de la rigidité (Incrément)

Dans les sols réels, la rigidité dépend du niveau de contraintes, ce qui signifie que la rigidité croît généralement avec la profondeur. Dans le modèle de Mohr-Coulomb la rigidité a une valeur constante. Pour prendre en compte cet accroissement, la valeur de C_{inc} peut être utilisée. C_{inc} est l'accroissement du module d'Young par unité de profondeur ($\text{KN/m}^2/\text{m}$). A la cote donnée par y_{ref} , la rigidité est égale au module d'Young de référence E_{ref} entré dans l'onglet (Paramètres).

La valeur de module d'Young au niveau des points situés sous y_{ref} est obtenue à partir de la valeur de référence et d'Incrément. Remarquons que pendant les calculs, une rigidité fonction de profondeur n'évolue pas en fonction de l'état de contrainte.

g-2 Augmentation de la cohésion C_{inc}

PLAXIS propose une option avancée pour les couches argileuses dans lesquelles la cohésion augmente avec la profondeur, en utilisant l'option C_{inc} ($\text{KN/m}^2/\text{m}$). A la cote y_{ref} la cohésion

est égale à la cohésion de référence C_{ref} entrée dans l'onglet paramètres. La cohésion au niveau des points de contraintes sous y_{ref} est obtenue à partir de la valeur de référence et d'incrément.

3.5.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, ils agissent essentiellement :

De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente :

Les courbes géométriques en contrainte-déformation ne sont pas droites.

De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes efforts déformation avant d'atteindre la plasticité.

De tenir compte de la dilatance qui n'est pas définie

On pourrait dire que le modèle est dérivée du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il reprend et améliorant les formulations hyperboliques les courbes efforts déformation.

a- Courbes effort-déformation

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} \quad (3.5)$$

Pour $q < q_f$

$$\text{Et avec } q_f = (ccot\varphi - \sigma'_3) \frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \quad (3.6) \quad \text{et } q_a = \frac{q_f}{R_f^*} \quad (3.7)$$

b- Les modules

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{ccot\varphi - \sigma'_3}{ccot\varphi + P^{ref}} \right)^m \quad (3.8) \quad \text{Avec } P^{ref} = 100 \text{ kpa}$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{ccot\varphi - \sigma'_3}{ccot\varphi + P^{ref}} \right)^m \quad (3.9)$$

La figure (3.10) redonne ces définitions :

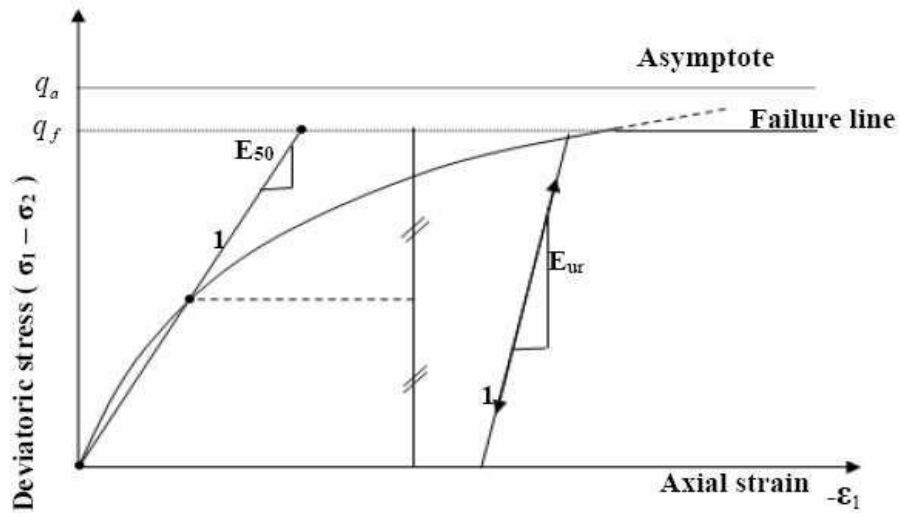


Figure 3.10. Représentation du Hardening Soil Model dans le repère Contrainte- déformation.

c-les surfaces de charge

En fonction du paramètre d'érouissage, on obtient alors dans le plan $q - p$ la forme des Surfaces de charge figure (3.11).

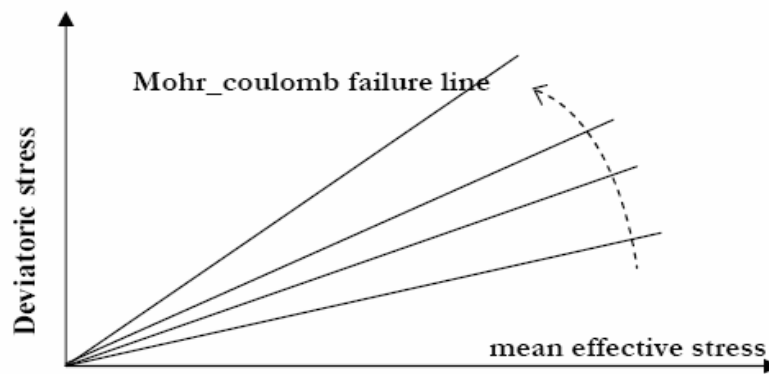


Figure 3.11. Forme des surfaces de charge du HSM.

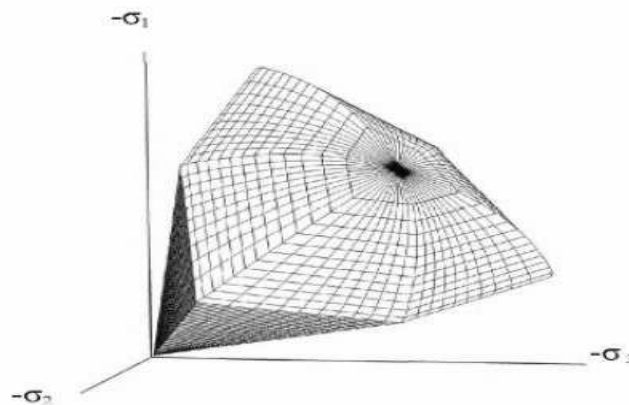


Figure 3.12. Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol frottant.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

C : Cohésion (effective) [KN/m²]

φ : Angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} Module sécant dans un essai triaxial. [KN/m²]

E_{oed}^{ref} Module tangent dans un essai œnométrique [KN/m²]

m : Puissance (environ 0,5 pour les sables) [-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$) [KN/m²]

ν_{ur} : Coefficient en décharge recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$) [-]

P^{ref} : Contrainte de référence (par défaut $P^{ref} = 100$) [KN/m²]

La définition de module œnométrique tangent est donnée sur la figure (3.13) et celle de la Dilatance sur la figure (3.14).

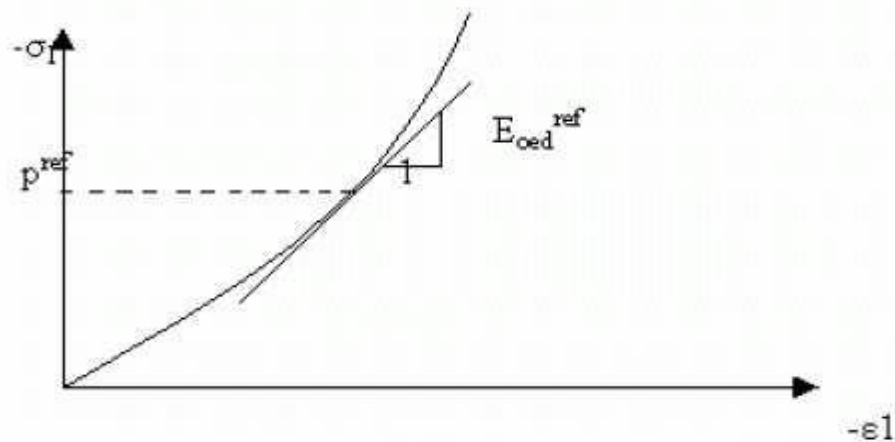


Figure 3.13. Définition du module œnométrique tangent.

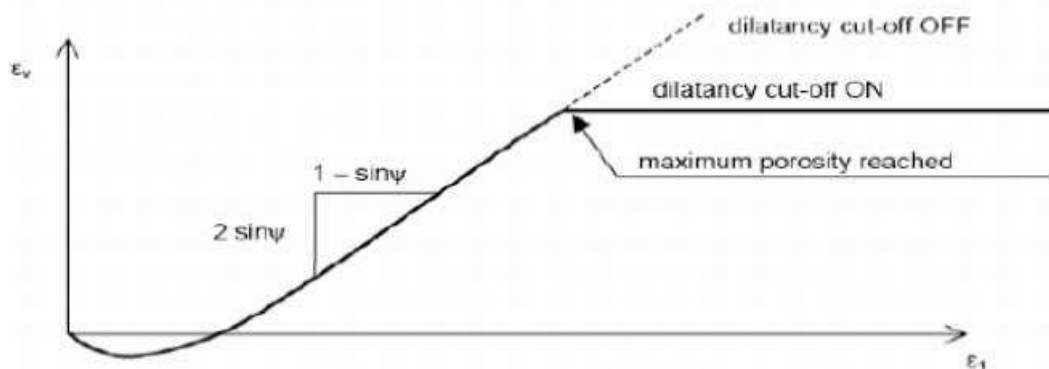


Figure 3.14. Définition de l'angle de dilatance.

➤ les mouvements sismiques

Les systèmes étudiés sont soumis simultanément à trois accélérations Boumerdes, Tabas et Northridge de PGA égales respectivement à 0.15g 0.25g et 0.35g (Fig.3.15). Pour les mouvements sismiques sélectionnés, les accélérations spectrales au sol surface en fonction de la fréquence sont tracées dans (Fig.3.16). L'excitation sismique est uniforme sans tenir compte des effets de propagation des ondes.

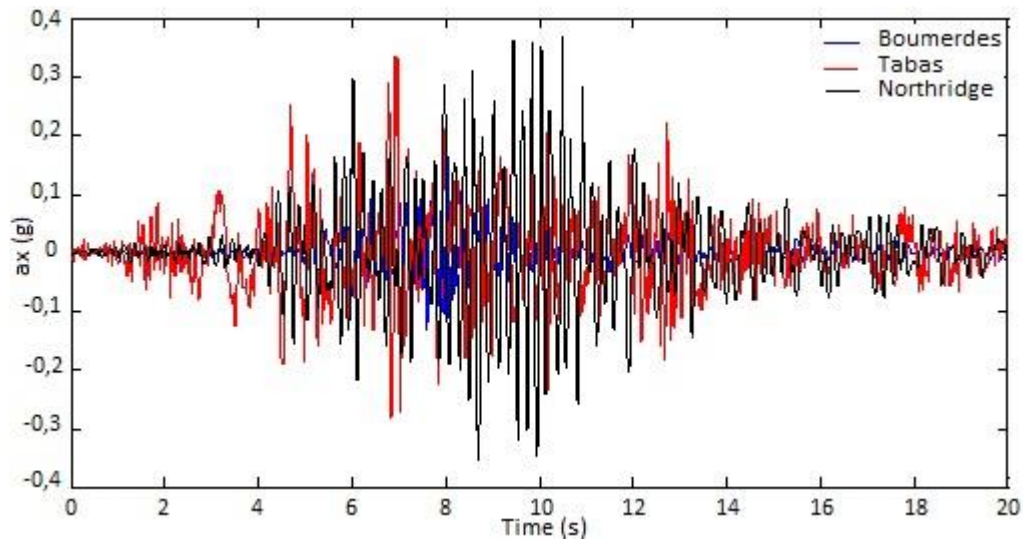


Figure 3.15. Les accélérations Boumerdes, Tabas et Northridge de PGA égales respectivement à 0.15g 0.25g et 0.35g.

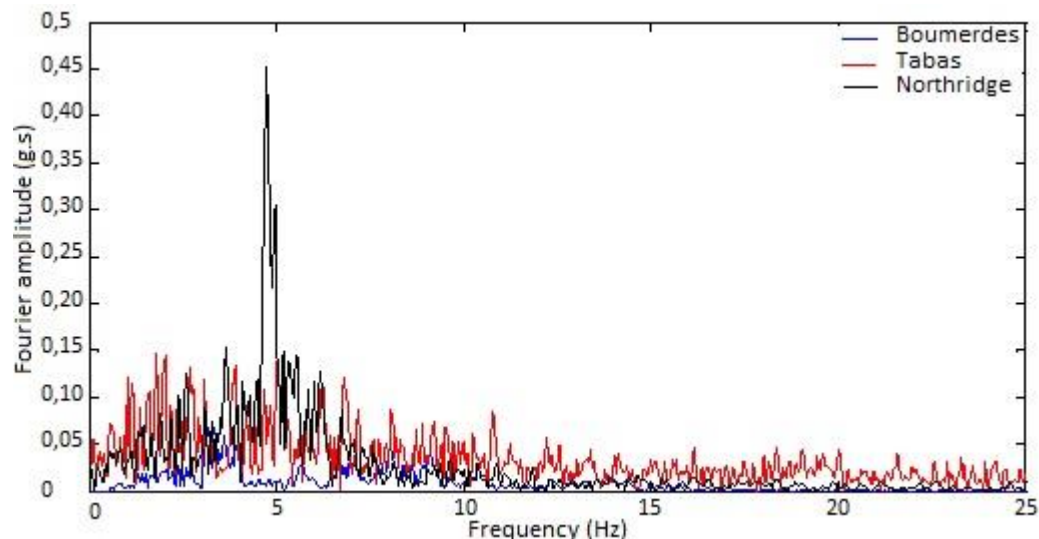


Figure 3.16. les accélérations spectrales au sol surface en fonction de la fréquence

➤ Interaction sol-tunnel

Solutions de formulaires fermés

Des solutions de forme fermée pour estimer l'interaction sol-structure pour les tunnels circulaires ont été proposées par de nombreux chercheurs. Ces solutions sont couramment utilisées pour la

conception statique du revêtement de tunnel. Ils sont généralement basés sur les hypothèses suivantes :

- Le sol est un milieu infini, élastique, homogène, isotrope.
- Le revêtement circulaire est généralement un tube élastique à paroi mince dans des conditions de déformation plane.

Les modèles utilisés dans ces études précédentes varient selon les deux principales hypothèses suivantes, dont les effets ont été abordés par Mohraz et al. (1975) et Einstein et al. (1979):

- Des conditions de glissement total ou d'absence de glissement existent le long de l'interface entre le sol et le revêtement.
- Les conditions de chargement doivent être simulées en tant que chargement externe (chargement de surpression) ou chargement d'excavation.

La plupart des développements récents de ces modèles entrent dans la catégorie des conditions de chargement d'excavation, car ils représentent une simulation plus réaliste de l'excavation réelle d'un tunnel (Duddeck et Erdmann, 1982). Pour évaluer l'effet du chargement sismique, Cependant, les solutions pour le chargement externe doivent être utilisées. Peck, Hendron et Mohraz (1972), basés sur les travaux de Burns et Richard (1964) et Hoeg (1968), ont proposé des solutions de forme fermée en termes de poussées, moments fléchissant et déplacements sous des conditions de chargement externes.

Les expressions de ces réponses de revêtement sont des fonctions du rapport de flexibilité et du rapport de compressibilité comme présenté précédemment dans les équations 2-21 et 2-22. Les solutions dépendent également de la pression de mort-terrain in situ, $g_t H$, et du coefficient de pression de terre au repos, K_o . Pour être adapté au chargement causé par les ondes de cisaillement sismiques, il est nécessaire de remplacer la pression de mort-terrain in situ par la contrainte de cisaillement en champ libre, t , et d'attribuer $K_o = -1$, pour simuler la condition de cisaillement simple sur le terrain. La contrainte de cisaillement, t , peut être exprimée en fonction de la déformation de cisaillement, g . Avec quelques manipulations mathématiques, les expressions résultantes pour la poussée maximale, T_{max} , le moment de flexion, M_{max} , et la déformation diamétrale, $\frac{D}{D}$, peuvent être présentées sous les formes suivantes :

$$T_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} R g_{max} \quad (3.10)$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} R^2 g_{max} \quad (3.11)$$

$$\frac{D}{D} = \pm \frac{1}{3} K_1 F g_{max} \quad (3.12)$$

Ou

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} \quad (3.13)$$

où E_m , ν_m = module d'élasticité et coefficient de Poisson du milieu R = rayon du revêtement du tunnel

g_{\max} = déformation de cisaillement maximale en champ libre

F = rapport de flexibilité K_1 est défini ici comme coefficient de réponse de revêtement. Le paramètre de charge sismique est représenté par la déformation de cisaillement maximale, g_{\max} , qui peut être obtenue par une approche simplifiée ou en effectuant une analyse de la réponse du site. Pour faciliter le processus de conception, les figures 10 et 11 montrent le coefficient de réponse du revêtement, K_1 , en fonction du coefficient de flexibilité et du coefficient de Poisson du sol. Ça devrait être noté

que les solutions fournies ici sont basées sur l'hypothèse d'interface à glissement complet.

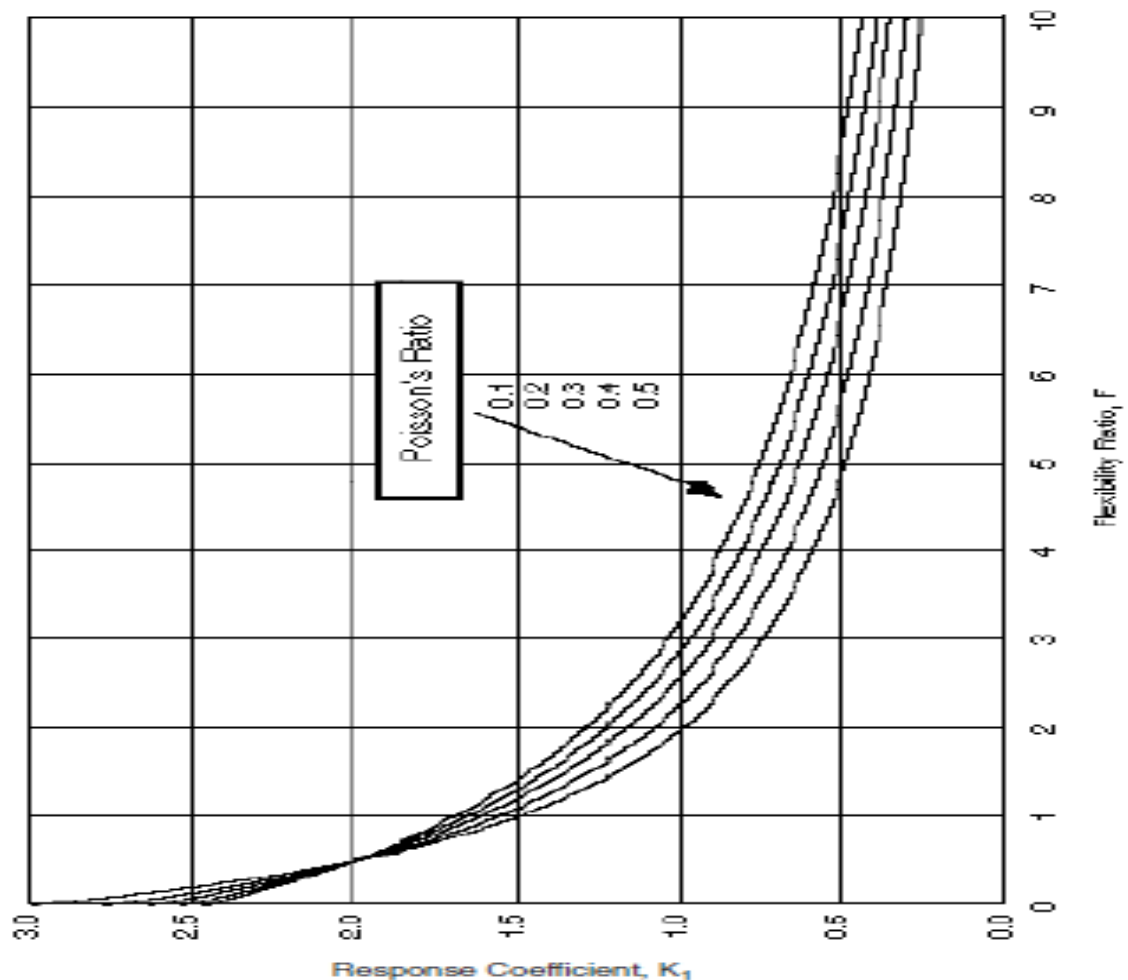


Figure.3.17. Coefficient de réponse de revêtement, K_1

3.6. Conclusion

Les applications géotechniques nécessitent la résolution des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et des roches, non linéaire, dépendant du temps et de l'anisotropie. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

CHAPITRE 4

SEMILATION NUMERIQUE ET

INTERPRETATION DES RESULTAS

4 SIMULATIONS NUMERIQUES ET INTERPRETATION DES RESULTATS

4.1 Introduction

L'étude du tunnel sous mouvement sismique a mis en évidence l'importance de présence d'eau dans le sol. Des études récentes ont mis en évidence l'effet de surpression interstitielle aux réponses du tunnel, dans ce chapitre on présente l'effet de la non-linéarité du sol sur la réponse du tunnel mais aussi l'effet des surpressions interstitielles. Par conséquent, le comportement du sol est décrit dans un premier cas par le modèle de Mohr Coulomb et dans un deuxième cas par le modèle « Hardning soil Model » qui est un modèle avec écrouissage. Dans la littérature plusieurs auteurs mettent en corrélation la vulnérabilité sismique d'un tunnel à certains facteurs pertinents comme : le niveau d'eau, la magnitude du tremblement de terre,...ect, certaines de ces études sont résumées dans la section précédente. Ce chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du tunnel sous chargement sismique en condition non drainée en comparaison avec la condition drainée en trois dimensions PLAXIS (3D). La modélisation de ce système sous chargement sismique nécessite l'utilisation des méthodes spécifiques qui doivent prendre en compte l'interaction entre le sol et le tunnel, le chargement sismique, le non linéarité du sol, le niveau d'eau et le caractère tridimensionnel du problème. Dans la première partie, on présente une synthèse du contexte géologique et géotechnique sur le tracé du tunnel. Ensuite, nous présentons le modèle numérique.

Cette approche est appliquée sur le tunnel El Kantour T4 (autoroute Est-Ouest)(figure 4.1 et figure 4.2),

4.2 Présentation du tunnel T4 de El-Kantour:

Le tunnel T4 s'inscrit dans le cadre de la réalisation de l'Autoroute de l'Unité Maghrébine (AUM) d'environ 7000 km de longueur, traversant l'Algérie d'une longueur de 1200 km (voir figure 4.1 et figure 4.2). Le tunnel fait partie de la section 4 de cette autoroute. Il traverse Djebel El-Kantour au Nord - Est de Constantine et comprend deux tubes pratiquement parallèles d'une longueur totale de 2500m. Le tube droit commence au point kilométrique [PK : 229+226.5] extermine au point [PK : 231+725.0].Le tube gauche commence au [PK :229+216.5] et termine au [PK:231+743].



Figure 4.1. Vue générale de deux tubes du tunnel T4.



Figure 4.2. Site de tunnel T4.

Les tubes sont séparés par un écartement de 22m. Le rayon de la section transversale de chaque tube autour de la ligne théorique d'excavation est de 17,9m de largeur et 13m de hauteur. (Figure 4.3).

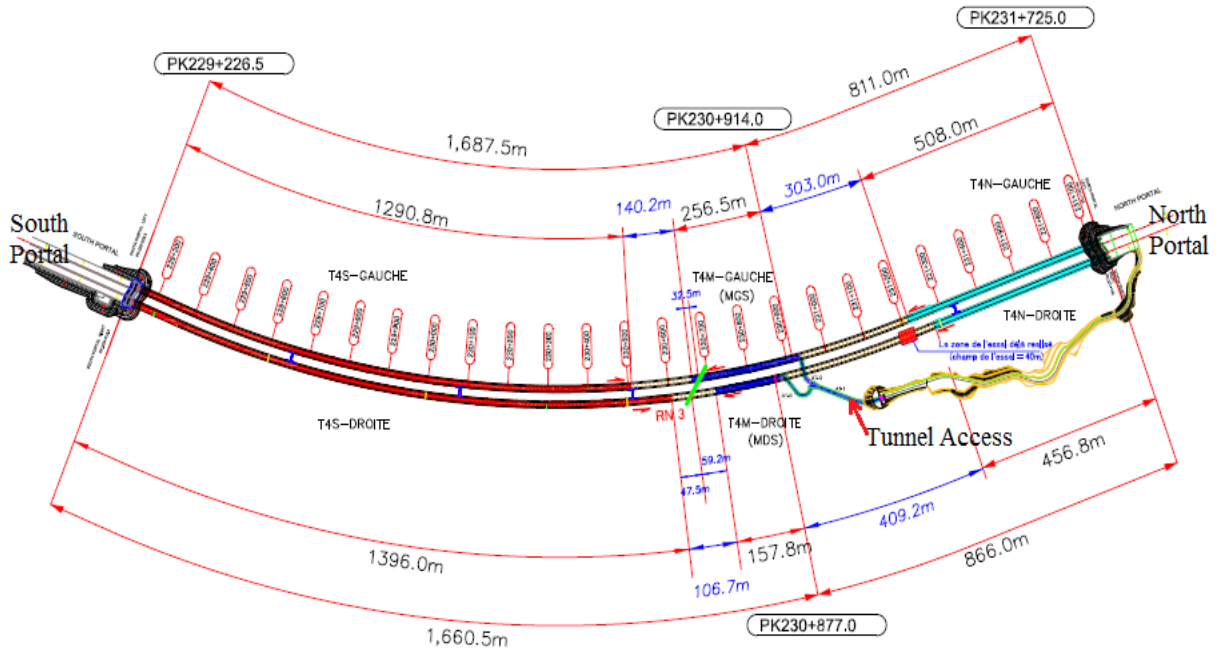


Figure 4.3. Vue en plan et section longitudinale du tunnel T4.

4.2.1 Contexte géologique et géotechnique

Les différentes conditions géologique set hydrogéologiques du terrain sont abordées dans le but de mettre en évidence leurs influences relatives sur le comportement du tunnel et du sol environnant.

4.2.1.1 Géologie régionale

Le tracé de l'Autoroute Est Ouest (figure 4.4) (Section 4-2-2) franchit un relief très accusé. La géologie de la zone étudiée est caractérisée par la présence d'une série de failles fracturant le secteur est développant des formations tectonisées. Effectivement lors de la campagne de reconnaissances par les sondages carottés, il s'est avéré que le massif de Djebel El Kantour est géologiquement très complexe. Les formations rencontrées sur place correspondent à des grès, des marnes et des argilites parfois elles se présentent en alternance. Le massif marneux est à la fois faillé et d'aspect schisteux. Il est probable de rencontrer une variation significative dans l'orientation et les conditions du matériau le long du tracé du tunnel. Dans les zones où le matériau est proche de la surface du terrain naturel, il est probable qu'il soit fortement décomposé et que sa structure soit entièrement perdue. En plus, la zone est sismiquement active et ceci pourrait affecter la stabilité à long terme des talus.

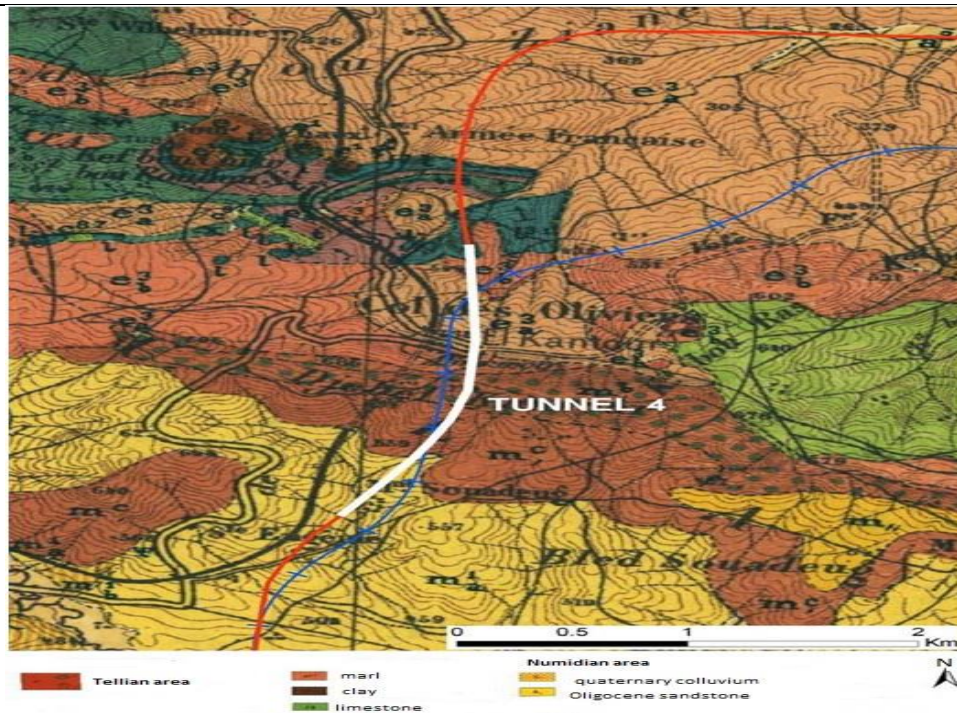


Figure 4.4. Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou.

4.2.1.2. Géologie locale

La géologie du massif traversée par le tunnel est essentiellement de l'âge crétacé inférieur (Nappes Telliennes) et se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement pliés et cisailés. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats. Une description plus détaillée des conditions rencontrées dans la zone du tunnel est donnée à partir des cartes et des levés géologiques réalisés sur site le long du nouveau tracé du tunnel. L'étude géotechnique et géologique est basée sur des investigations récentes qui comprennent :

Un relevé géologique, réalisé au 1/2000ème ;

- L'établissement d'un Profil géologique, au 1/2000ème ;
- Une campagne d'essais géotechniques sur site incluant 14 sondages carottés, 4 sondages pressiométriques, 7 tubes inclinométriques et 4 piézomètres ;
- Une campagne d'essais en laboratoire ;
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique (Electrical Resistivity Tomography – Wenner Configuration).

Le Tunnel T4 est situé dans une zone de forte végétation réduisant ainsi l'accessibilité à la reconnaissance géologique et géophysique. La couverture maximale du tunnel est d'environ 235 mètres.

Les observations faites sur site au niveau des portails Sud et Nord, révèlent des zones pouvant être susceptibles au glissement (figure 4.5).



Figure 4.5. Zone de végétation intense à Djebel Kantour Sur le versant nord du Djebel Kantour.

Une zone de glissement a été identifiée entre les PK 30+620 et PK 31+280. En partie basse de cette zone de glissement, le terrain naturel se situe à environ 20 mètres au-dessus du toit du tunnel. La région centrale où la couverture est profonde au-dessus du tunnel semble être surmontée par des grès couverts de conglomérats. Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argiles marneuses.

4.2.2. Relevé Géophysique

Les dispositifs de mesures géophysiques ont été implémentées en deux phases : Dans une première phase, la méthode Vertical Electrical Soundings (VES) a été entreprise selon un axe parallèle à la trace du tunnel ; alors que dans une deuxième phase, la méthode de résistivité électrique (tomographie) a été appliquée selon 3 axes parallèles d'acquisition et ceci parallèlement au tracé du tunnel. La méthode VES a permis de confirmer la nature géologique vue par les logs des sondages exécutés. Ces mesures n'ont pas pu, toutefois, déterminer le niveau de la nappe phréatique le long du tracé.

La deuxième phase a permis d'établir 3 tomographies bidimensionnelles, et dont l'interprétation se présente comme suit : « La petite gamme de variation de valeurs de résistivité le long des lignes d'acquisition ne permet pas de se différencier entre des couches de sol. Cependant, il est possible de

citer que le niveau de la nappe phréatique est plutôt peu profond (de l'ordre de quelques mètres) le long de tout l'alignement sauf, approximativement entre Pk 230+140 et Pk 230+480 où le grès sec est probablement localisé ».

4.2.3 Conditions hydrogéologiques

La présence d'eau à de faibles profondeurs comme mesurée dans les trous de forage des sondages S4-LT-27P (8m), S4-LT-30P (8,5m), S4-LT-40P (4,5m) et S4-LT-42P(4m).

Il est donc probable qu'une nappe phréatique, relativement élevée, existe sur une grande partie de la longueur du tunnel. On note qu'une source d'eau a été détectée durant l'investigation géotechnique de l'APD du tracé original dans la zone du sondage SC6, au contact entre les sables limoneux et les marnes.

D'autre part, les faibles résistivités interprétées par la campagne géophysique confirment qu'une grande partie des marnes traversées par le tunnel T4 sera très proche de la saturation ou saturée.

4.2.4 Présentation de la procédure de modélisation numérique :

PLAXIS 3D est un programme d'éléments finis tridimensionnel, développé pour l'analyse de la déformation, la stabilité et l'écoulement des eaux souterraines dans les problèmes géotechniques. Il fait partie de la gamme de produits PLAXIS, une suite de programmes d'éléments finis qui est utilisé dans le monde entier pour l'ingénierie géotechnique et la conception des ouvrages géotechniques. PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

La modélisation numérique consiste à créer une présentation simplifiée du modèle réel tunnel T4. Cette représentation effectuée par la méthode des éléments finis en utilisant le code de calcul PLAXIS3D. Le soutènement du tunnel (coque) est considéré comme étant discontinu. De fait, il est possible d'assigner des caractéristiques, et d'activer ou désactiver la coque dans le cadre d'une

construction par étapes en considérant chaque portion individuellement. Les propriétés du sol et revêtement du tunnel, ainsi que leurs modèles constitutifs sont présentés dans le tableau ci-dessous. La figure 4.6 montre le modèle numérique tridimensionnel, avec une hauteur de 60 m et une largeur de 100 m. Il est à noter qu'un modèle plus grand est construit, pour s'affranchir de l'effet des frontières.

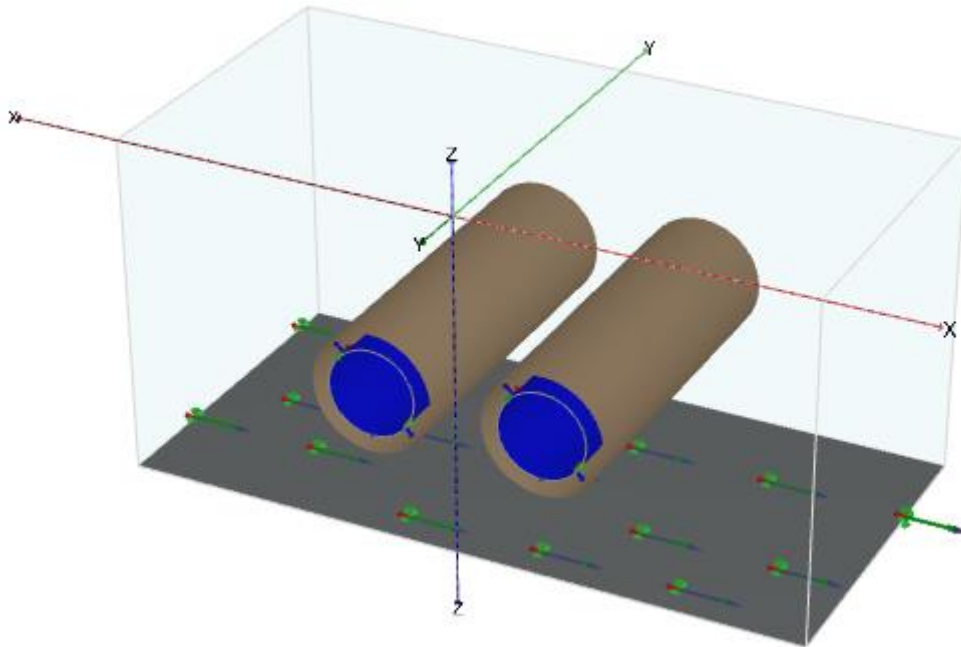


Figure 4.6. Présentation générale du modèle.

4.3. Présentation du modèle

4.3.1 Géométrie

La configuration géométrique du projet est définie dans les modes Géométrie qui sont indiqués par des onglets de couleur bleue dans le programme Input. Tous les changements de géométrie (comme la création, la relocalisation, la modification ou la suppression d'entités) ne sont possibles que dans les modes Géométrie. Les fonctions, telles que les structures (plaques, poutres), les interfaces ou les charges, ne peuvent être affectées à des entités géométriques qu'en mode Structures. Les modes de géométrie sont :

- Soil (sol)

La stratigraphie du sol, les niveaux d'eau généraux et les conditions initiales des couches de sol sont définis en mode Sol. Les caractéristiques nécessaires pour définir le matériau du sol et la stratigraphie dans la géométrie sont disponibles. Une description détaillée de la modélisation de la stratigraphie du sol est donnée par le modèle de comportement du sol adopté. Notez que le contour du modèle et la stratigraphie du sol ne peuvent être modifiés que dans ce mode.

➤ Structure

Les entités géométriques ainsi que les éléments structurels et les forces dans le projet sont définis dans le mode Structures. Notez que les fonctions, telles que les structures (plaques, poutres), les interfaces ou les charges, ne peuvent être affectées à des entités géométriques qu'en mode Structures.

➤ Les éléments structuraux utilisés

Trois types d'éléments structuraux, présents dans les codes PLAXIS, ont été utilisés pour simuler le soutènement et les micropieux mis en place lors de l'excavation du tunnel T4.

L'option Tunnels permet de créer des sections de tunnel circulaires ou non, à intégrer dans le modèle géométrique. Une section de tunnel est composée d'arcs et de lignes, auxquels on peut ajouter un soutènement et une interface.

Ainsi, il est possible de définir une coque sur le contour extérieur, par exemple pour simuler la combinaison d'un soutènement extérieur (béton projeté représenté par des plaques) et d'un revêtement intérieur (revêtement final représenté par des éléments volumiques).

Tableau 1. Propriétés mécaniques des tunnels (Nawel Bousbiaa et al 2016)

Paramètres	Tunnel
Poids volumique saturé du sol γ_{unsat} (kN/m ³)	27
Coefficient de poisson ν'	0.2
Coefficient des terres au repos K_0	1
Coefficients de Rayleigh α ,	0.2094,0.0106

Tableau 2. Propriétés mécaniques du sol (Modèle de Mohr Coulomb).(Nawel Bousbiaa et al2016)

Paramètres	Sol
Poids volumique saturé du sol, γ_{sat} (kN/m ³)	17.5
Coefficient des terres au repos K_0	0.5
Amortissement, D (%)	5%
Coefficient de poisson,	0.3
Cohesion, c (kPa)	5
Angle de frottement, (deg)	27
Coefficients de Rayleigh α ,	0.3025, 0.6000

Tableau 3. Propriétés mécaniques du sol (Modèle d'écrouissage).

Paramètres	Sol
Déformation plastique due au chargement primaire déviatorique (kPa)	30000
Module tangent dans un essai œnométrique E_{oed} (kPa)	30000

Déchargement/rechargement élastique E_{ur} (kPa)	90000
Poids volumique saturé du sol, γ_{sat} (kN/m ³)	17,50
Angle de frottement, (deg)	27
Coefficient de poisson, ν	0,3
Cohesion c (kPa)	5
Angle de dilatation ψ (deg)	0
Pression de référence p^{ref} (kPa)	100

4.3.2 Discrétisation

Le sol est discrétisé avec des éléments à 15 nœuds, par contre les éléments structurels sont modélisés par l'élément « plate » discrétisé avec des éléments finis à 6 nœuds.

4.3.3 Déplacement vertical

Les résultats des simulations numériques sont présentés sur les figures (4.7) et (4.8) qui montrent respectivement le déplacement vertical dynamique dans le sol autour du tunnel en fonction du temps. Il est à noter que les valeurs maximales du déplacement vertical apparaissent au niveau de la surface. Ce dernier augment dans le cas non drainé en comparant avec le cas drainé. Ce phénomène est plus évident dans le cas où le comportement du sol est décrit par le modèle HSM.

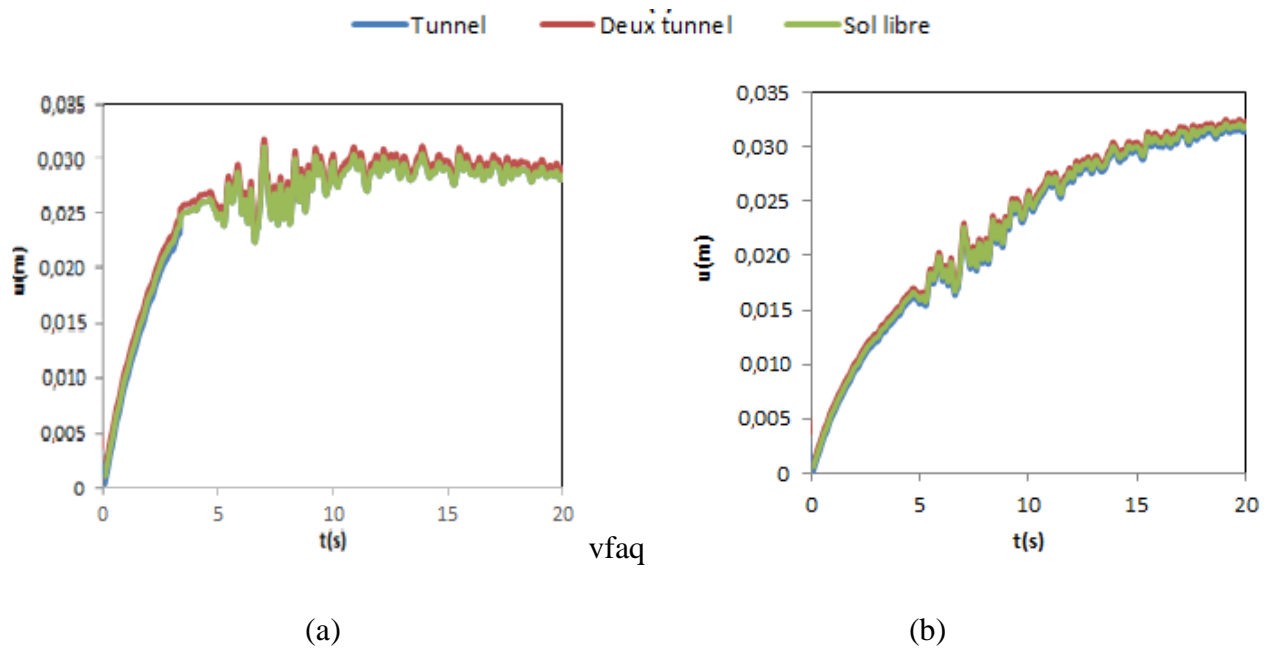


Figure 4.7. Déplacement vertical dans le sol autour de la cavité du tunnel en fonction du temps en condition non drainée (a) et drainée (b) respectivement (Mohr Coulomb).

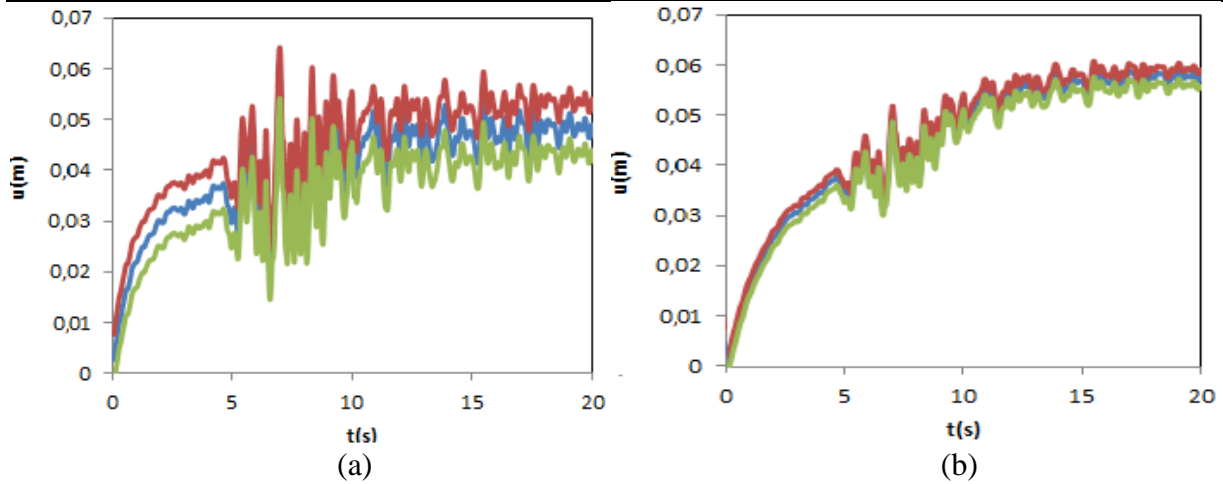


Figure 4.8. Déplacement vertical dans le sol autour de la cavité du tunnel en fonction du temps en condition non drainée (a) et drainée (b) respectivement (model HSM).

La figure 4.9 présente l'énergie libérée par le tremblement de terre est dispersée dans la terre sous forme d'ondes de cisaillement ou d'ondes sismiques de compression dans le sol libre ainsi à l'existence d'un seul tunnel et avec deux tunnels. Lorsque les ondes de compression propagent dans le plan parallèle à l'axe longitudinal du tunnel, les contraintes de cisaillement transférées entre le sol et le béton du tunnel provoquent des contraintes de compression et de traction (plus importantes) ; ce qui diminue la résistance du sol au cisaillement et réduit sa capacité portante (owen et scholl,1981).

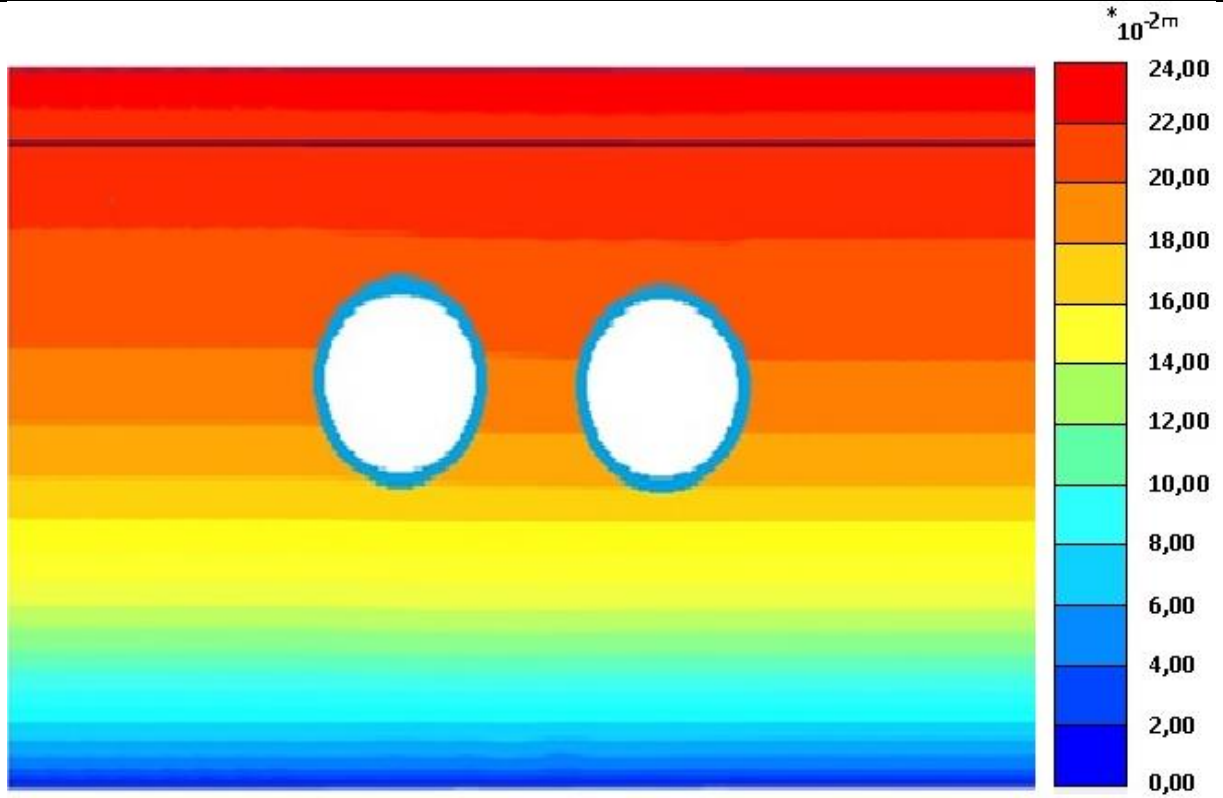
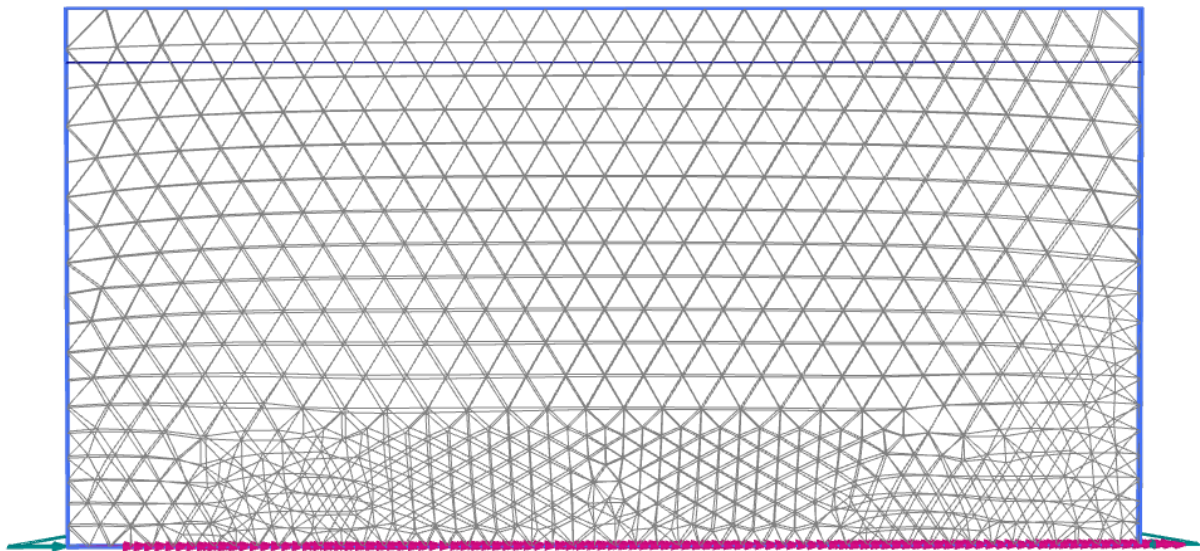


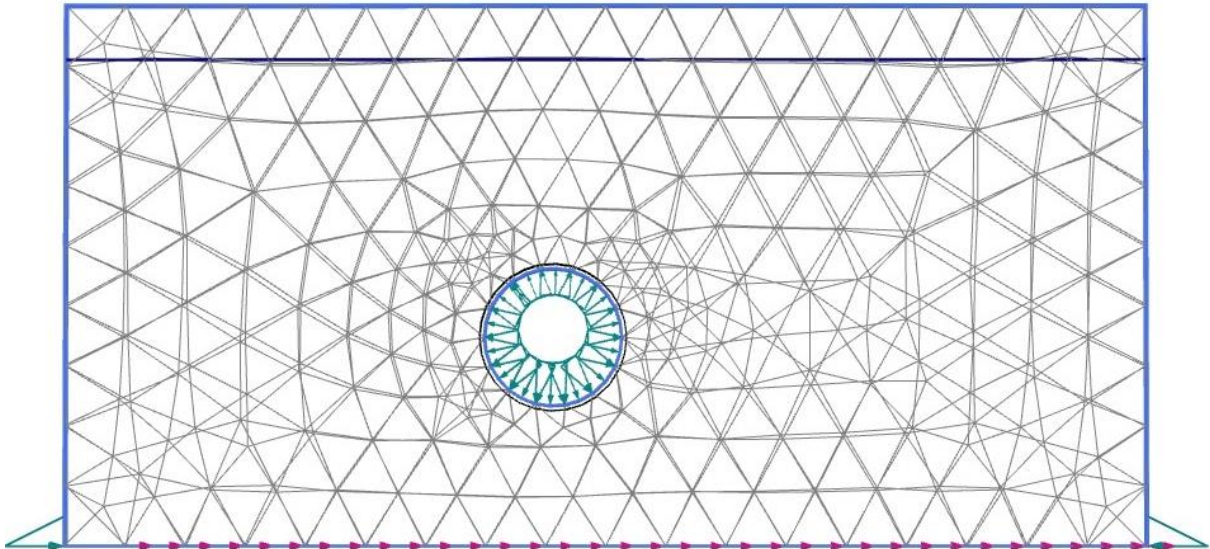
Figure 4.9. Déplacement horizontal en présence de deux tunnels sous accélération égale à 0,15g(Mohr Coulomb).



Deformed mesh |u| (scaled up 200 times)

Maximum value = 0,2003 m (at Node 2890)

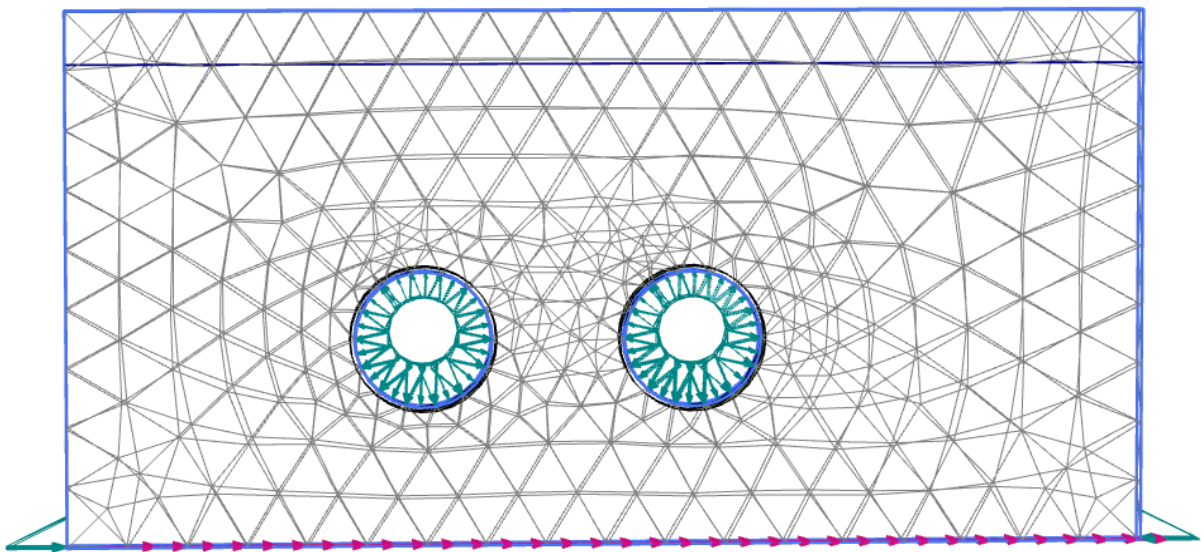
Figure 4.10. Déplacement total du sol libre.



Deformed mesh $|u|$ (scaled up 200 times)

Maximum value = 0,2215m (at Node 2015)

Figure 4.11.Déplacement total dans le cas d'un seul tunnel.



Deformed mesh $|u|$ (scaled up 200 times)

Maximum value = 0,2559 m (at Node 1278)

Figure 4.12.Déplacement total dans le cas deux tunnels.

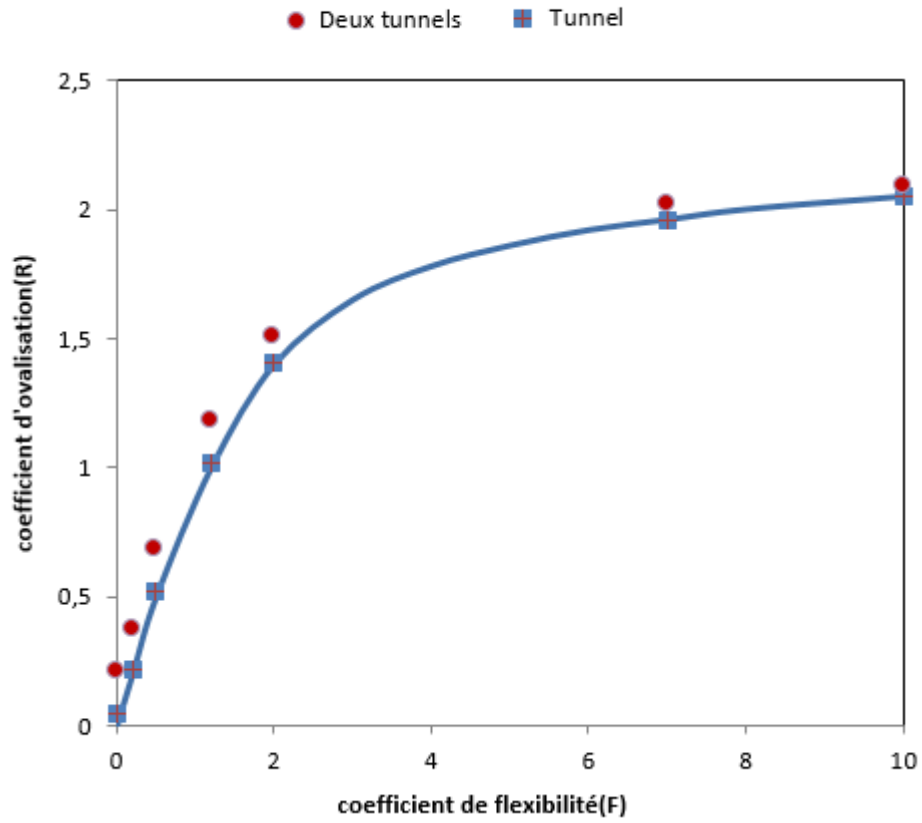


Figure 4.13. Rapport d'ovalisation (R) en fonction de flexibilité (F) Z=-6m (model d'écroissage).

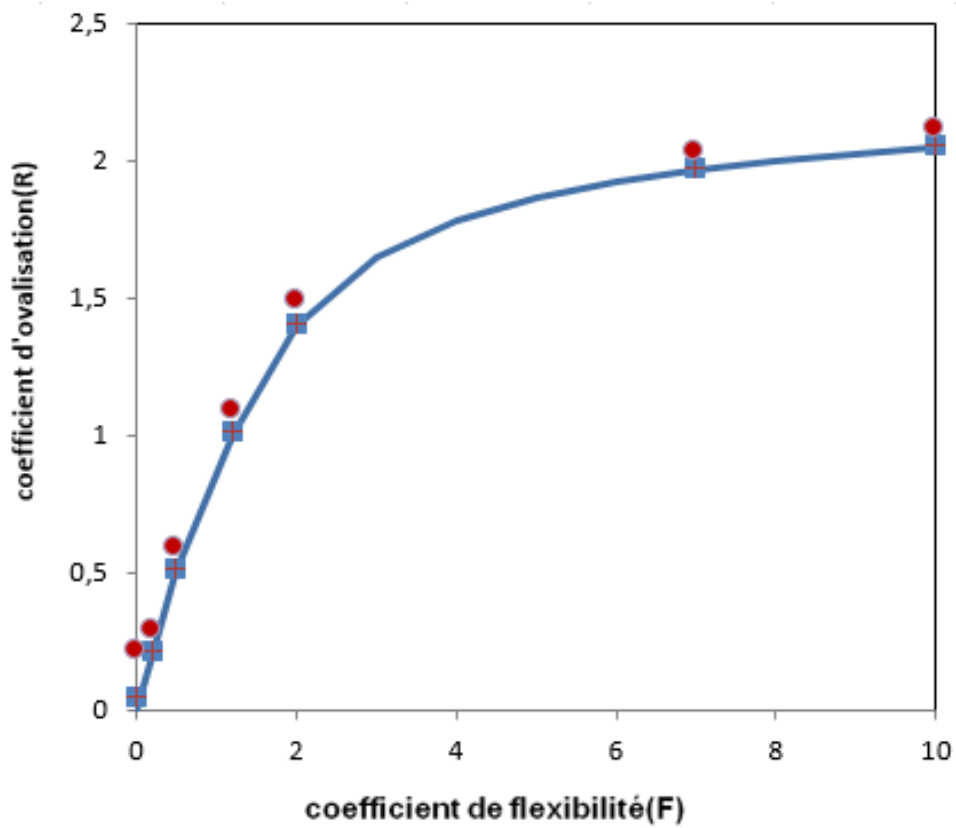


Figure 4.14. Rapport d'ovalisation (R) en fonction de flexibilité (F) Z=-6m (Mohr Coulomb).

Les figures 4.10, 4.11, 4.12, 4.13 et 4.14 montrent que l'absorption d'énergie par la propagation horizontale des ondes est fortement influencée en cas de deux tunnels que dans le cas d'un seul tunnel, en comparant avec la réponse du sol libre. L'effet d'interaction entre tunnels est aussi bien illustré par ces figures, où on remarque une grande concentration des déplacements autour la zone de deux tunnels. Cet effet devient plus grand si la rigidité des tunnels est faible notamment au modèle d'écroutissage. Sarfeld, W. (1980).

4.4. Accélération horizontale

Les résultats montrent que l'accélération augmente en allant vers la surface du sol. Cet effet est apparu dans le cas non drainé plus claire que le cas drainé est accompagnée par une diminution de l'accélération horizontale au sol libre en comparant avec tunnel. De plus, on remarque une tendance qualitative qui se rapproche plus de celle obtenue avec un modèle d'écroutissage. (figure 4.14 et figure 4.15)

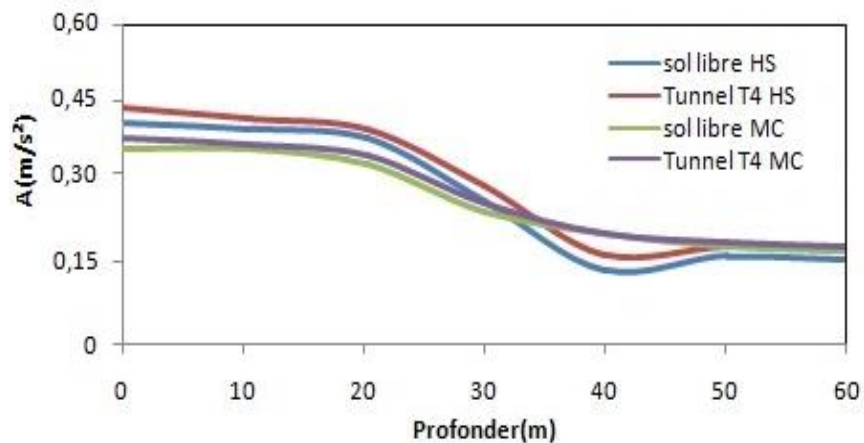


Figure 4.15. Variation d'accélération horizontal avec la profondeur dans le sol autour de la cavité du tunnel (Mohr Coulomb).

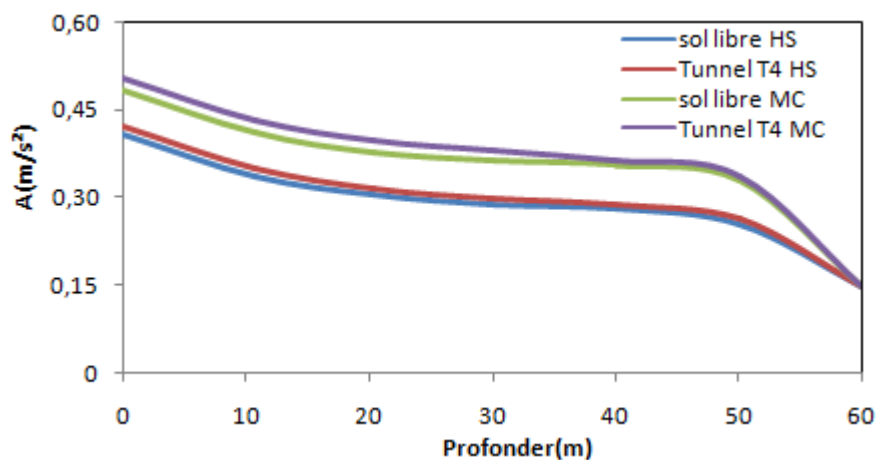


Figure 4.16. Variation d'accélération horizontales avec la profondeur dans le sol autour de la cavité du tunnel (modèle d'écroutissage HSM).

4.5. Sollicitations dans le tunnel

4.5.1 Force axiale

Les figures (4.17 et 4.18) montrent les profils des efforts internes normalisés induits dans le revêtement par chargement sismique (0,15g ; 0,25g ; 0,35g).

Les résultats sont présentés en fonction du temps pour les deux cas : Mohr coulomb et le modèle avec écouissage.

Concernant l'effort normal, on constate que l'effet de surpression interstitielle a une influence qualitative et quantitative sur les résultats. À la condition drainée, on observe une diminution significative de l'effort normal maximal de compression pour le modèle Mohr Coulomb en comparaison avec le modèle d'écrouissage. Cette diminution dans l'effort de compression est accompagnée d'une forte diminution d'accélération entrée et de surpression interstitielle.

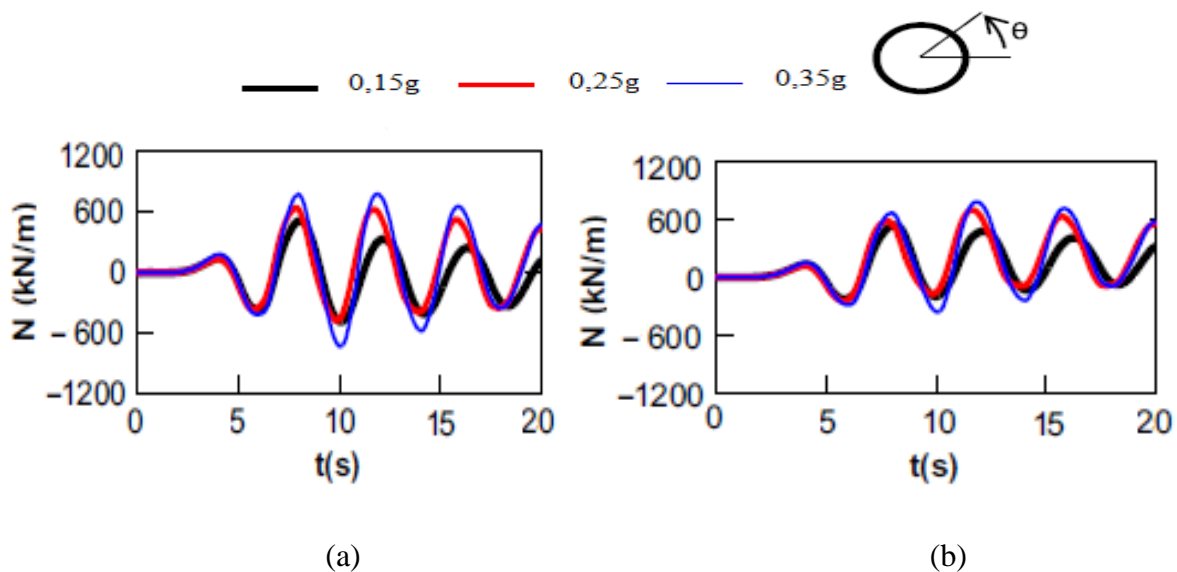


Figure 4.17. la force axiale dynamique en fonction du temps en condition non drainée (a)

Et en condition drainée (b) (Mohr coulomb) sous accélération ((0,15g ; 0,25g ; 0,35g).

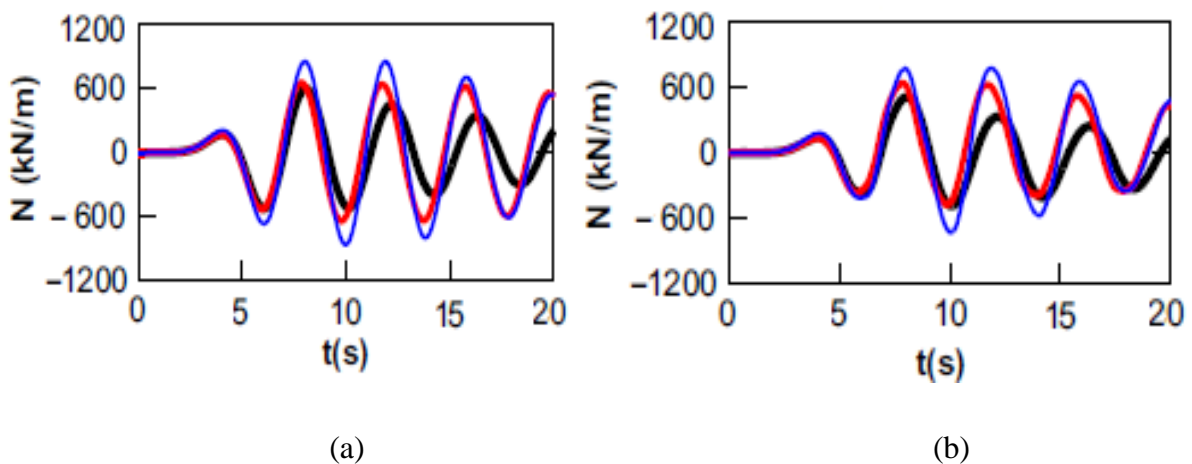


Figure 4.18. La force axiale dynamique en fonction de temps en condition non drainée (a) et à la condition drainée (b) successivement (modèle d'écrouissage) sous accélération ((0,15g ; 0,25g ; 0,35g).

4.5.2 Moment de flexion

Une tendance similaire est observée pour les diagrammes du moment fléchissant, les résultats des deux modèles Mohr coulomb et modèle d'érouissage montrent une augmentation du moment fléchissant maximal en condition non drainée. Malgré l'obtention de la même valeur maximale pour les trois cas (0,15g ; 0,25g ; 0,35g), on constate un petit décalage concernant l'obtention de cette valeur maximale entre les trois modèles. Toutefois, l'influence reste moins significative que dans le cas de modèle d'érouissage.

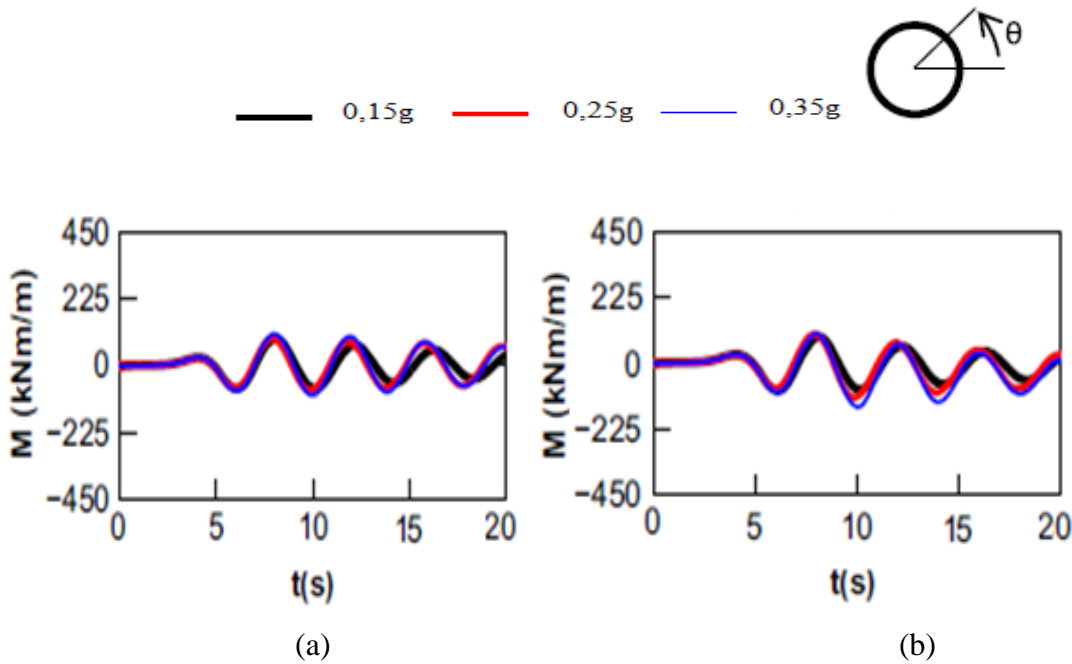


Figure 4.19 Moment de flexion en fonction de temps en condition non drainée (a) et en condition drainée (b) (Mohr coulomb) sous accélération ((0,15g ; 0,25g ; 0,35g).

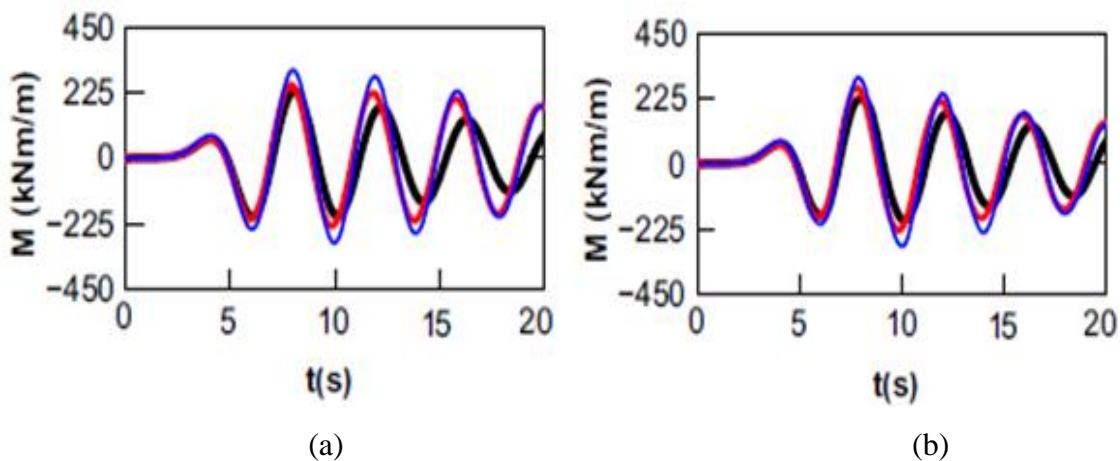


Figure 4.20. Moment de flexion en fonction de temps en condition non drainée (a) et en condition drainée (b) successivement (modèle d'érouissage) sous accélération (0,15g ; 0,25g ; 0,35g).

➤ **Rapport d'ovalisation**

Le calcul du rapport d'ovalisation s'effectue selon la formulation suivante :

$$R = \frac{\nabla_{structure}}{\nabla_{ff}}$$

Où : $\nabla_{structure}$ est la distorsion d'ovalisation du tunnel calculée et ∇_{ff} est la distorsion correspondante du sol en champ libre. (Figure 4.21 et figure 4.22). Pour $F < 2$ on constate une augmentation importante de R environ de 15 % (Penzien 2000) où le sol est supposé élastique, mais pour $F > 2$ les déformations des structures flexibles diminuer à la condition non drainée en comparant avec la condition drainée qui atteignant 5 %. Cette observation due à des surpressions interstitielles qui déclenchent une augmentation de la déformation dans les tunnels flexibles mais elle est négligée dans les tunnels rigides Sedarat et al (2009); Sandoval et al (2020).

Dans l'analyse d'écroutissage, la relation $F - R$ est plus proche à la condition sans glissement entre le sol et le revêtement du tunnel comparativement au résultat obtenue par Mohr Coulomb en raison de la plastification du sol.

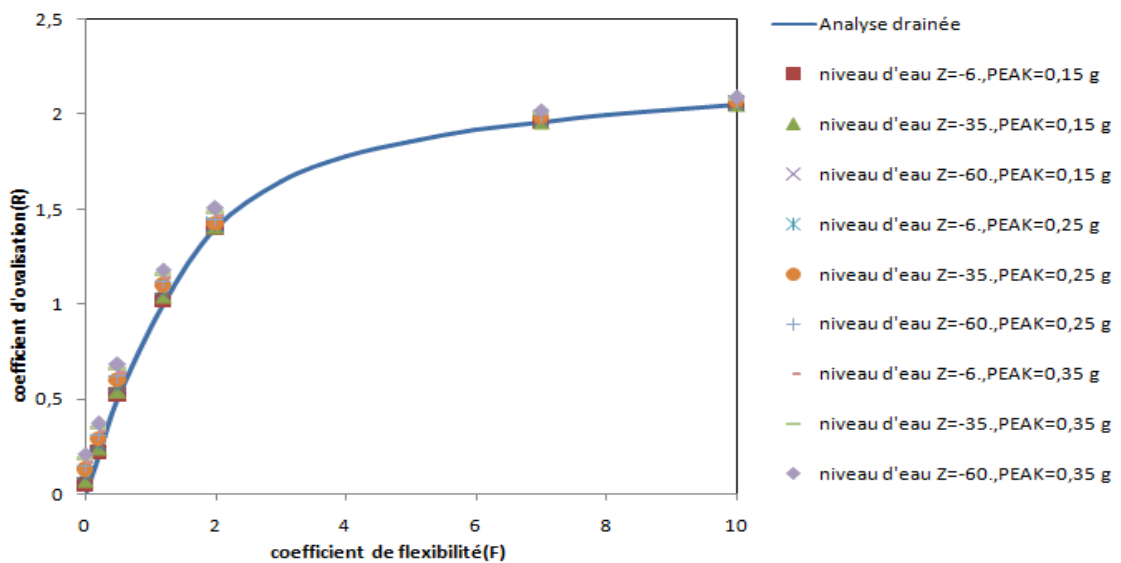


Figure 4.21.Rapport d'ovalisation (R) en fonction de la flexibilité (F) pour les tunnels à la condition non drainée (Mohr Coulomb).

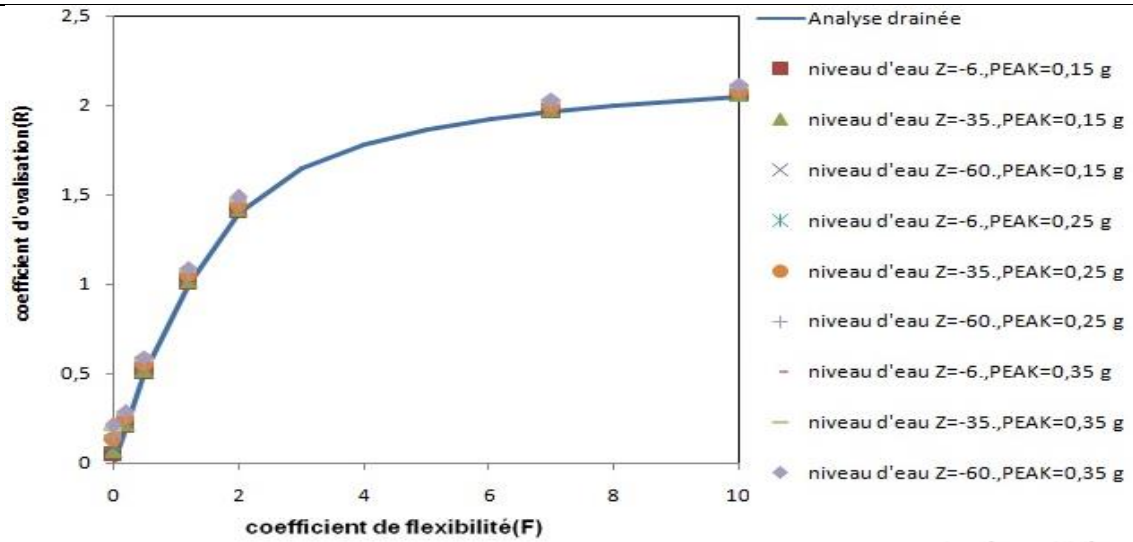


Figure 4.22.Rapport d'ovalisation (R) en fonction de la flexibilité (F) dans le cas non drainé (modèle d'érouissage).

Concernant les diagrammes du moment fléchissant, les résultats des deux modèles Mohr Coulomb et modèle d'érouissage montrent une augmentation du moment fléchissant maximal avec l'augmentation de la surpression interstitielle autour du tunnel. Toutefois, l'influence reste plus significative que dans le cas du modèle d'érouissage.

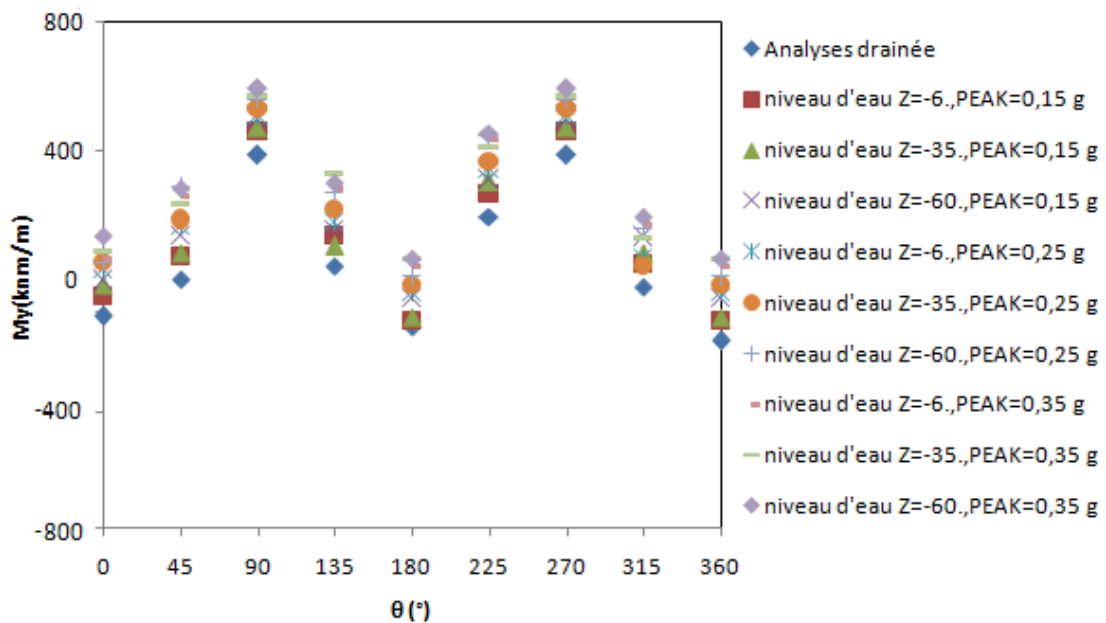
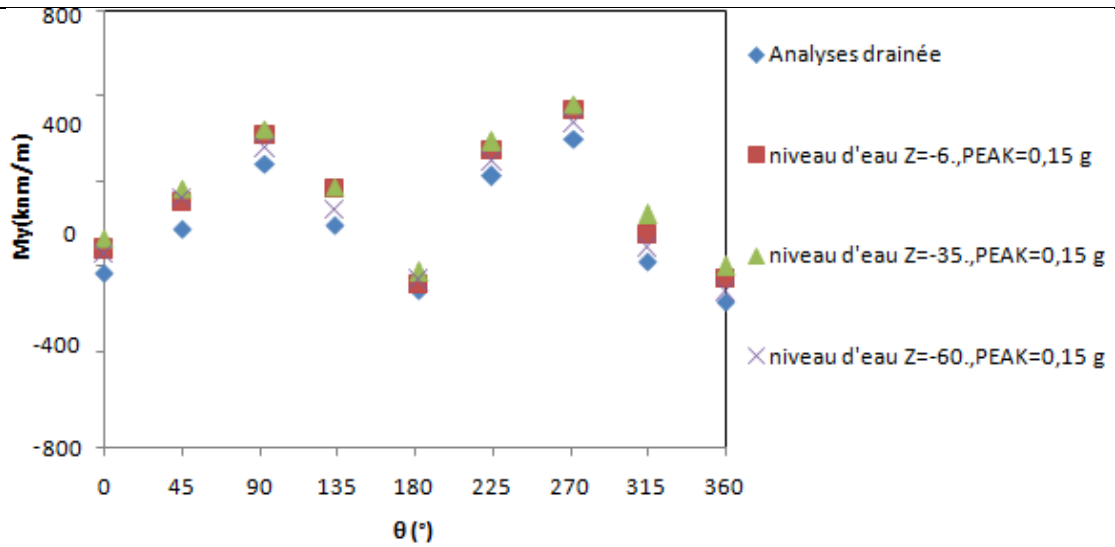
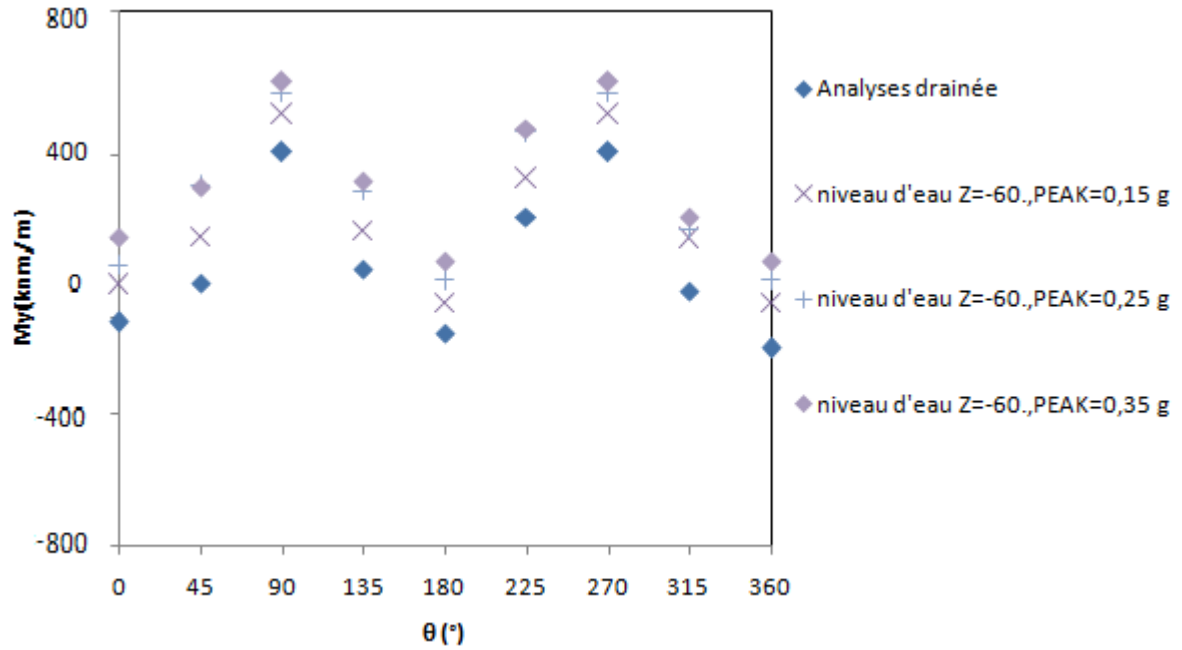


Figure 4.23.Incréments dynamiques des moments fléchissant maximales au revêtement du tunnel (direction Y) sous accélération (0,15 g; 0,25 g et 0,35 g) (Mohr coulomb).



(A).Incréments dynamiques des moments fléchissant maximales au revêtement du tunnel (direction Y) sous accélération (0,15 g) (Mohr coulomb).



(B).Incréments dynamiques des moments fléchissant maximales au revêtement du tunnel (direction Y) au niveau d'eaux Z=-60 sous accélération (0,15 g; 0,25 g et 0,35 g) (Mohr coulomb).

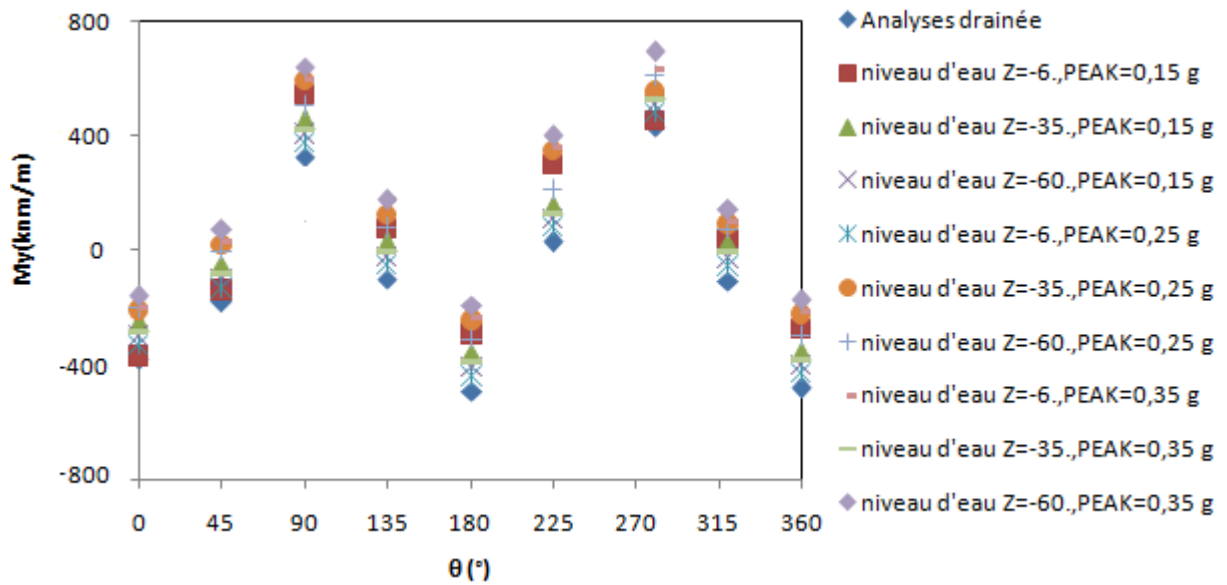
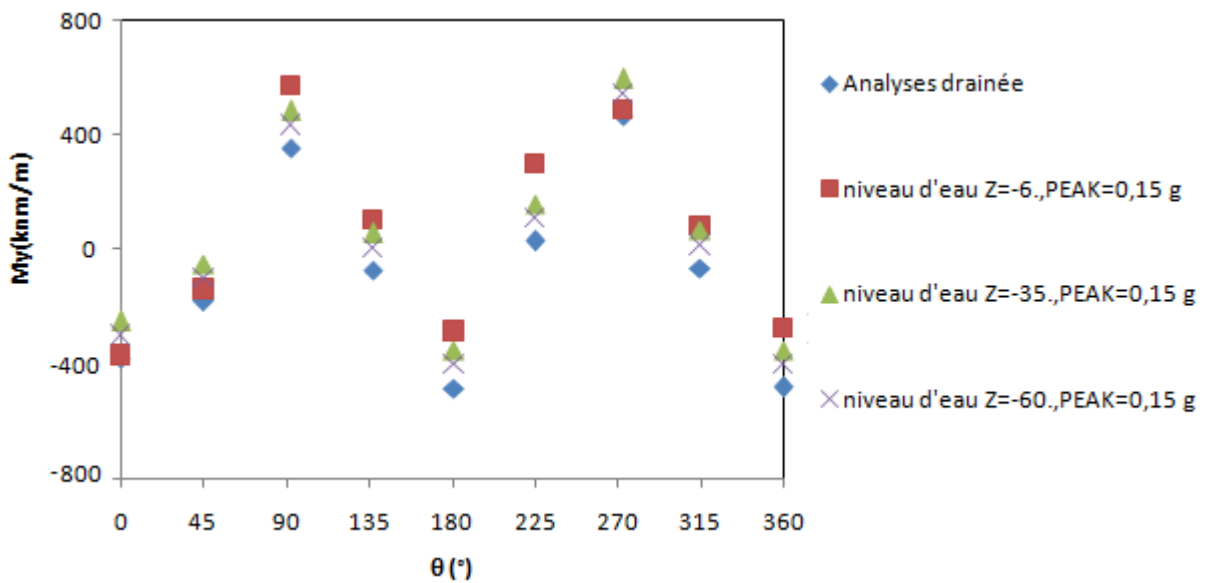
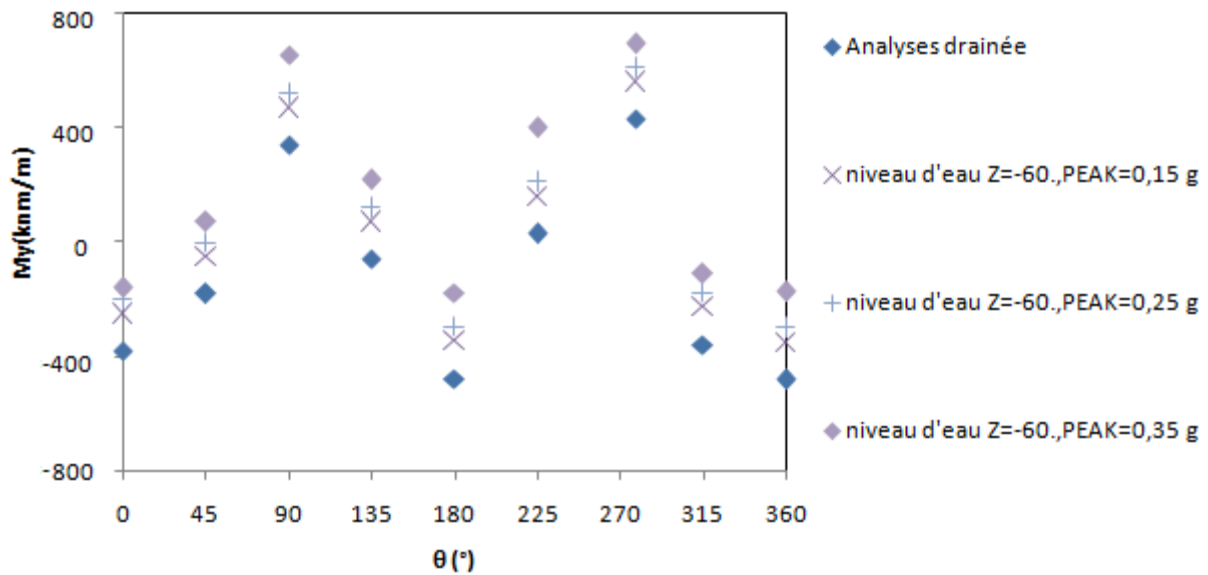


Figure 4.24. Incréments dynamiques des moments fléchissant maximales au revêtement du tunnel (direction Y) sous accélération (0,15 g; 0,25 g et 0,35 g) (modèle d'écrouissage).



(A). Incréments dynamiques des moments fléchissant maximales au revêtement du tunnel (direction Y) sous accélération (0,15 g) (modèle d'écrouissage).



(B).Incréments dynamiques des moments fléchissant maximales au revêtement du tunnel (direction Y) au niveau d’eaux Z=-60 sous accélération (0,15 g; 0,25 g et 0,35 g) (modèle d’écrouissage).

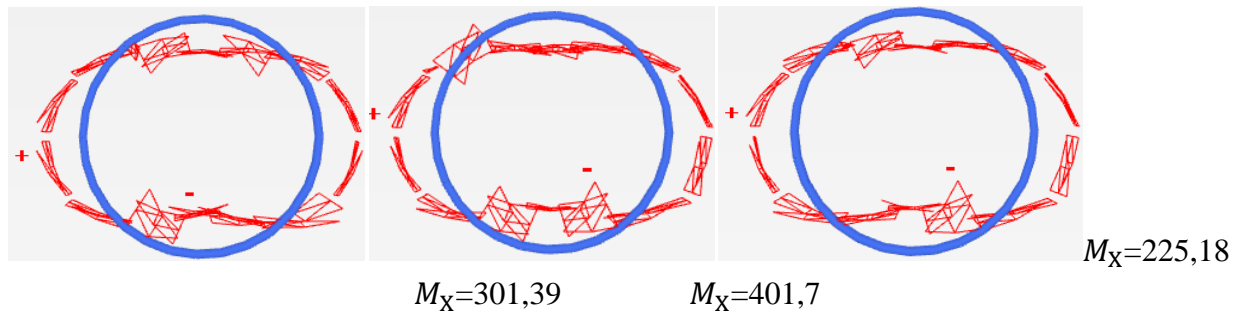


Figure 4.25. Distribution des incréments de moment de flexion sous accélérations (0.15g;0.25g et 0.35g) respectivement (direction X).

Pour différents scénarios concernant l'effet de la pression interstitielle sur tunnel T4, les résultats indiquent une tendance similaire au moment de flexion. Comme prévu, les effets de la pression de l'eau sur le tunnel T4 sont plus évidents en chargements non drainés qui provoquent une interaction plus importante et par conséquent une amplification plus élevée, comme le montrent (Fig.4.26 et Fig.4.27). De manière générale, dans la plupart des cas, la présence d'eau dans les sols se traduit par une augmentation des efforts internes dynamiques. Plus précisément, cet effet semble lié aux pressions hydriques qui améliorent la consistance du sol et modifient la redistribution des contraintes autour des tunnels.

On remarque que les valeurs du moment et de l'effort normal au niveau du revêtement du tunnel sont plus faibles dans le cas du modèle de Mohr coulomb par rapport au modèle d'écrouissage; N_x

max= -1100 (kn/m) et My max= 600 (knm/m) par rapport au modèle d'écroutissage qui sont : Nx max=-1251 (kn/m) et My =720 (knm/m).

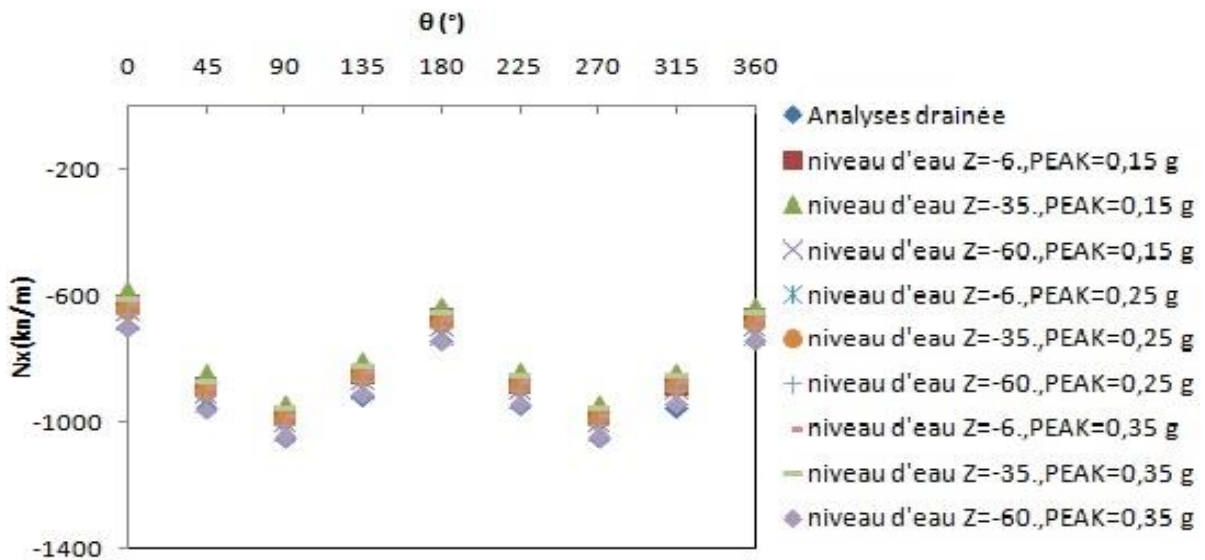
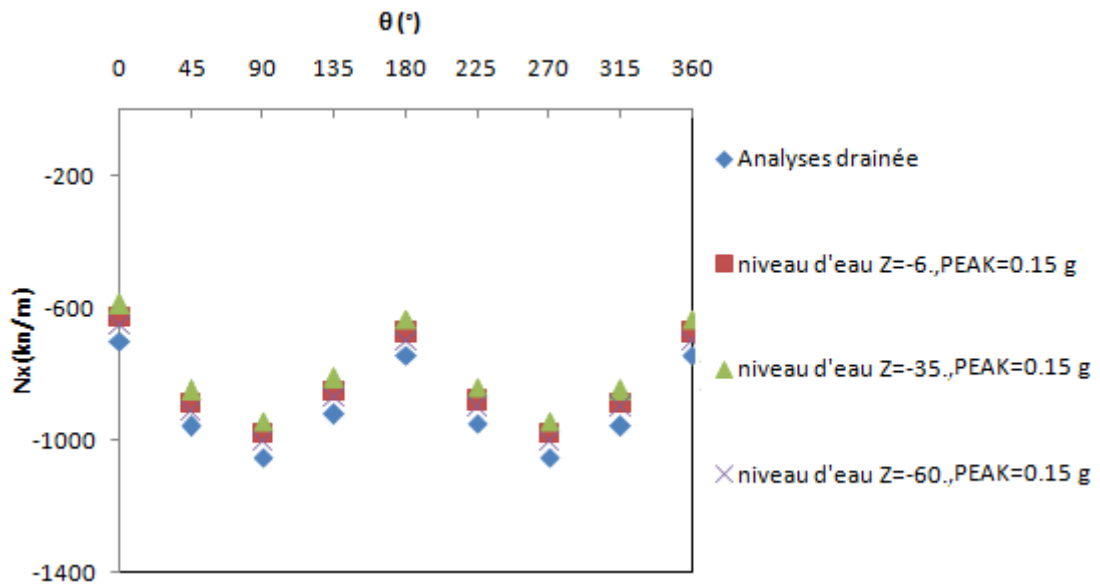
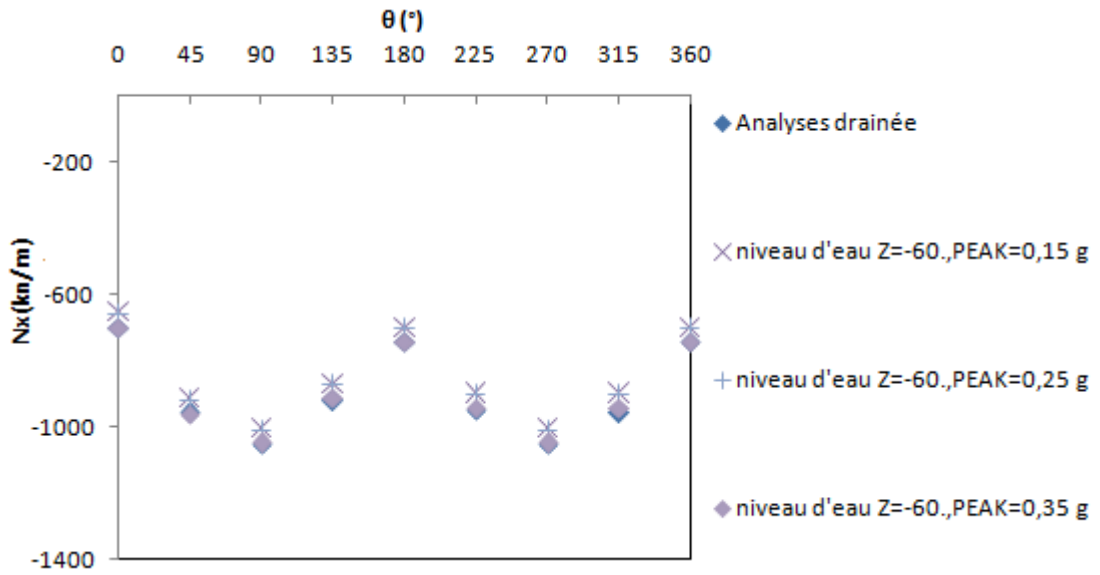


Figure 4.26. Incréments dynamiques de la force axiale (direction x) (Mohr Coulomb).



(A). Incréments dynamiques de la force axiale (direction x) (0.15g) (Mohr Coulomb).



(B). Incréments dynamiques de la force axiale (direction x) (0,15 g; 0,25 g et 0,35 g) (Mohr Coulomb).

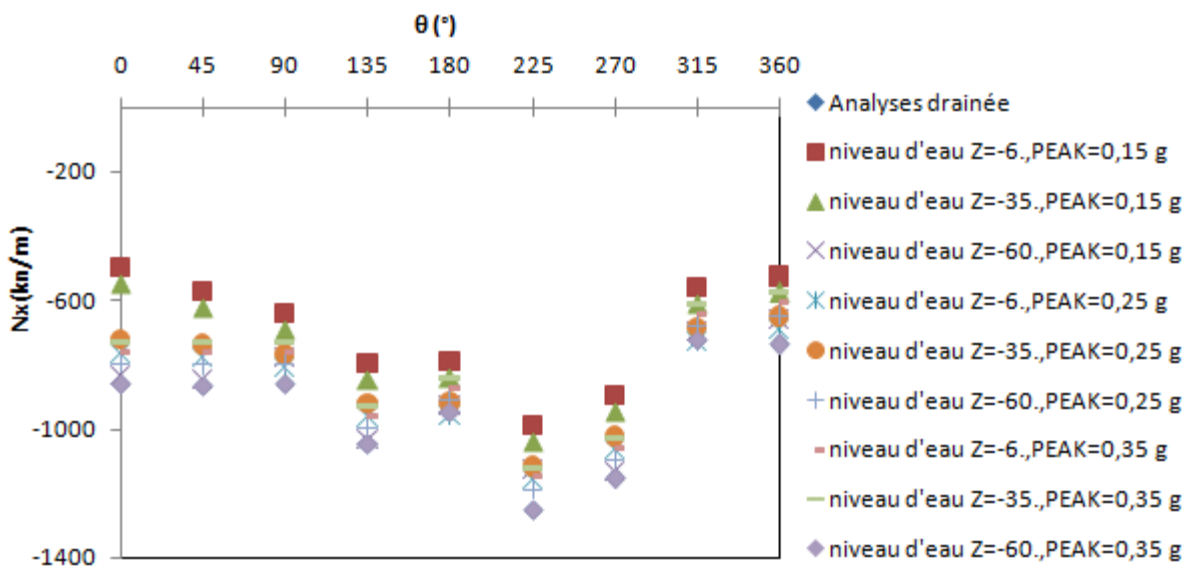
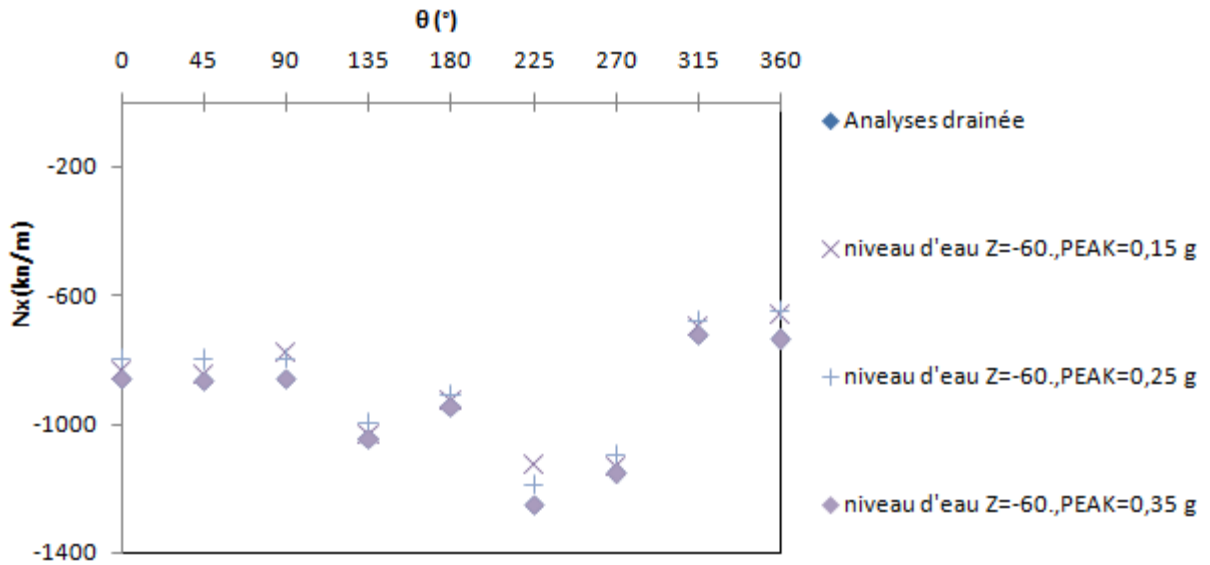
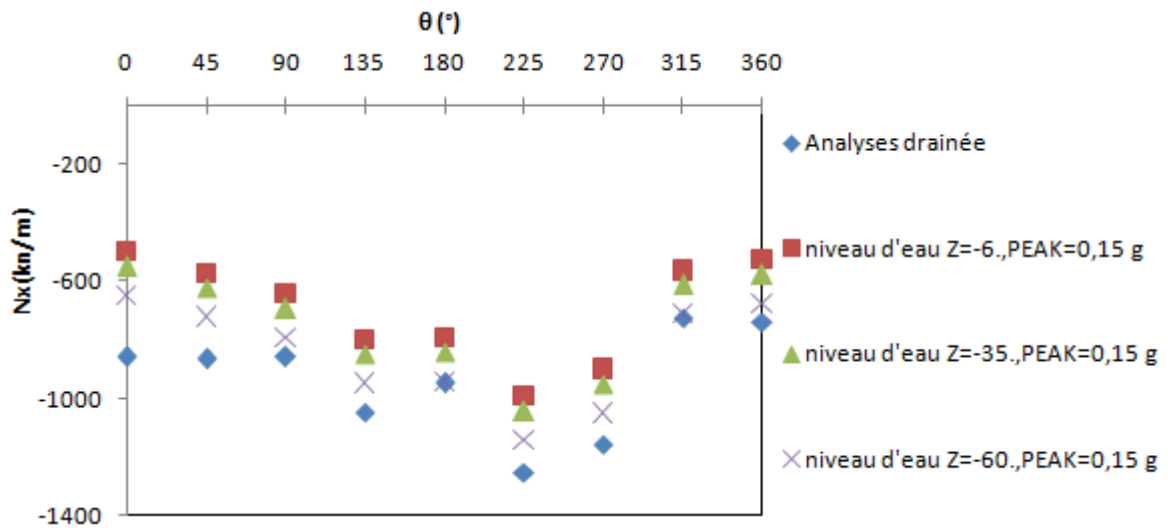


Figure 4.27. Incréments dynamiques de la force axiale (direction x) (modèle d'écroutissage).



(A).Incréments dynamiques de la force axiale (direction x) (0,15 g; 0,25 g et 0,35 g) (modèle d'écrouissage).



(B).Incréments dynamiques de la force axiale (direction x)avec niveau d'eaux Z=-60 (modèle d'écrouissage).

4.6Utilisation du modèle élastique - Comparaison avec la solution analytique

Nous nous présentons les résultats obtenus avec un modèle élastique et les efforts obtenus sont comparés avec la solution analytique (quasi-statique) proposée par Wang et Penzien avec la condition de non glissement à l'interface sol-revêtement.

On constate que l'effort normal obtenu par le modèle de Mohr coulomb est beaucoup plus élevé atteint (18 %) que celui du modèle d'érouissage.

Concernant le moment fléchissant, on a trouvé une concordance avec la solution numérique pour le model d'érouissage du sol, et une différence de 6% pour le model de Mohr Coulomb. A partir de ces résultats, il est à conclure que le modèle d'érouissage donne une estimation plus réaliste de l'effort tranchant et le moment de flexion dans le revêtement du tunnel.

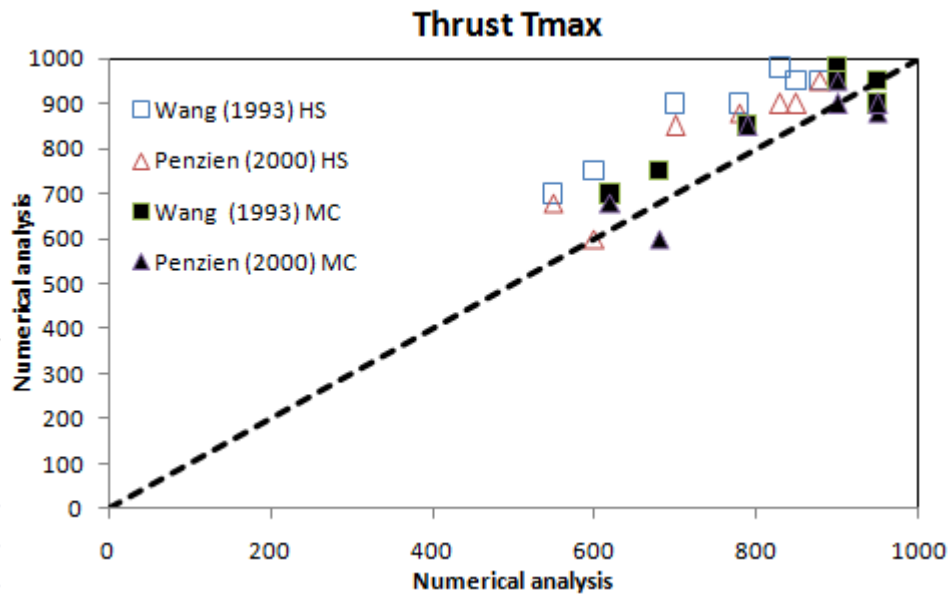


Figure.4.28. Comparaison entre les solutions analytiques de Wang (1993) et Penzien (2000) (Effort de tranchant Mohr Coulomb MC et modèle d'érouissage HS).

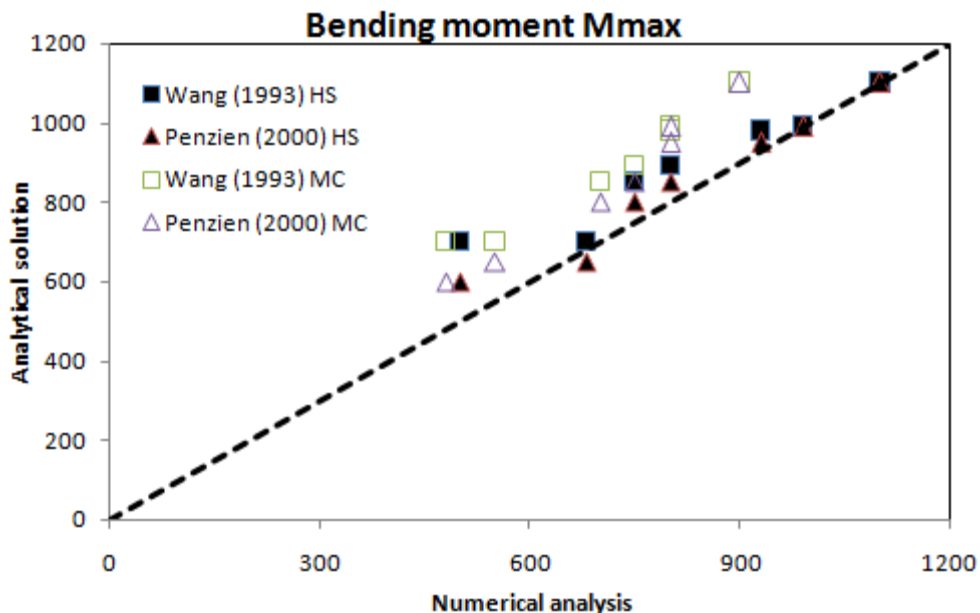


Figure.4.29. Comparaison entre les solutions analytiques de Wang (1993) et Penzien (2000) (Moment de flexion maximale Mohr Coulomb MC et modèle d'érouissage HS).

4.7 L'accélération maximale à la surface du sol

Les accélérations maximales à la surface du sol (PGA) par rapport à l'accélération maximale d'entrée au niveau du substratum rocheux sont tracées dans (Fig.4.30). De plus, l'accélération s'amplifie à la surface du sol dans le cas non drainé en comparant avec le cas drainé. En revanche, l'accélération estimée par le modèle d'écoulement est supérieure à celle du modèle Mohr coulomb atteint 18% en $PGA=0.25g$.

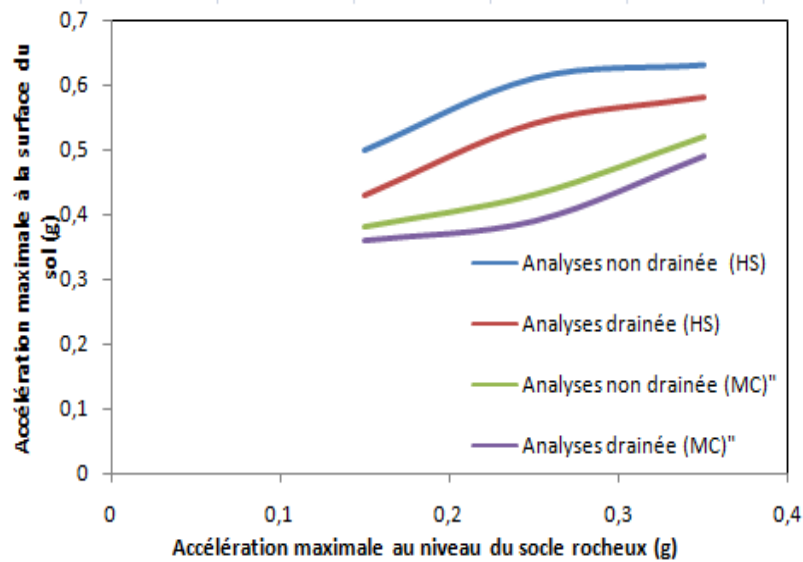


Figure 4.30 Les accélérations maximales à la surface du sol (PGA).

➤ Le tassement à la surface

Figure 4.31 présente le tassement induit en surface sous chargement sismique. Le tassement maximal se localise autour du tunnel sous les différents chargements sismiques. Par ailleurs, le tassement au centre du tunnel est nul. Ces résultats sont en bon accord avec les résultats de Liu et song (2005). Cependant, la solution élastique ne permet pas d'estimer le tassement induit par la plasticité du sol dans le cas d'un chargement sismique. Seule une analyse non linéaire permettra d'atteindre cet objectif.

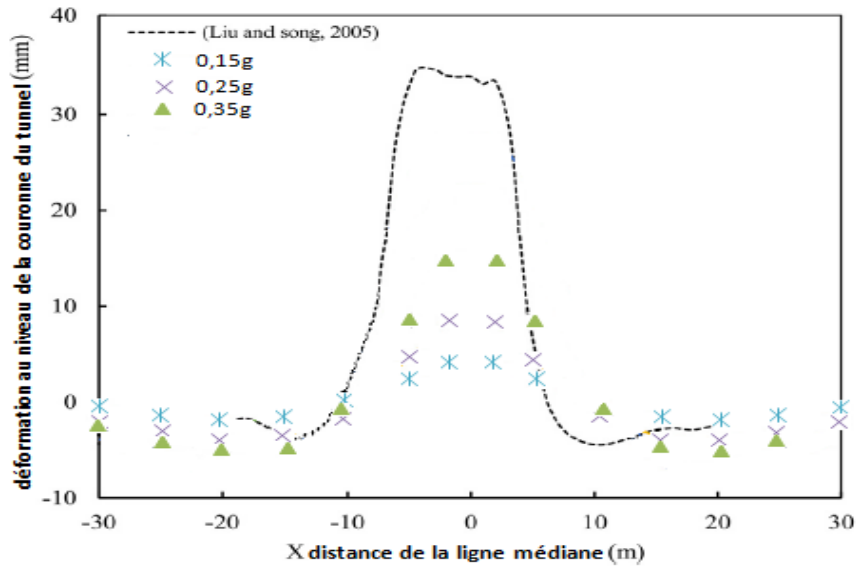


Figure.4.31. Tassement à la surface au-dessus de la couronne du tunnel.

4.8 Conclusion:

Ce chapitre présente une analyse numérique de l'effet de la surpression interstitielle du tunnel sur l'interaction sol-tunnel et tunnel-tunnel sous chargement sismique en sol argileux. L'influence de la surpression interstitielle sur la réponse sismique du système a été étudiée en comparant les résultats en utilisant deux modèles de comportement. Cette dernière cause une diminution des contraintes effectives du sol qui engendre une réduction de la résistance au cisaillement de la masse de sol, et du revêtement, et entraîne par conséquent la défaillance du système sol-tunnel, et augmente le risque d'instabilité du tunnel. L'augmentation de la flexibilité réduit par contre fortement les contraintes horizontales de traction et contribue à la stabilité du système sol-tunnel.

Les résultats des simulations numériques 3D donnent des bons résultats avec les solutions analytiques dans le cas de modèle d'écrouissage. La charge sismique conduit à une forte surestimation du tassement induit en surface et conduit à une diminution de la contrainte effective de sol autour le tunnel, entraînant un soulèvement du tunnel. Cette observation est peu probable dans le cas d'un tunnel construit dans un massif de sol sec, dans lequel une surpression d'eau interstitielle ne sera pas générée sous l'effet des mouvements sismiques. Une forte divergence des résultats entre le modèle d'écrouissage et le modèle analytique est observée pour l'effort axial et le moment de flexion où il est accompagné par une augmentation dans le cas du modèle de Mohr coulomb.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERAL

L'objectif de cette thèse est d'étudier le comportement sismique du tunnel-tunnel en condition non drainée. En particulier, l'effet de surpression sur la réponse sismique du tunnel est abordé, ainsi que l'effet du différent charge sismique entrée. Le travail est abordé par une approche purement numérique, à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis PLAXIS3D, qui permet de prendre en compte les diverses complexités liées au problème, à savoir : la non-linéarité du comportement des sols, l'évolution de la géométrie, l'intégration d'éléments spéciaux pour modéliser de l'interaction sol-tunnel, les sollicitations dynamiques, et la modélisation des conditions aux limites en adéquation avec le chargement dynamique.

Afin de présenter le tunnel El Kantour et les caractéristique de site, deux modèles ont été proposées. Le premier cas représente le tunnel analysé par Mohr coulomb et le deuxième consiste à modéliser du tunnel par modèle d'écrouissage. Dans le second cas, la procédure retenue montre une bonne représentation des mouvements de terrain et d'évolution des contraintes dans le sol et dans le revêtement.

Les résultats après sollicitation dynamique montrent que la surpression interstitielle dans le calcul dynamique nous donne une réponse plus complexe du comportement sismique du tunnel. En effet, l'influence de la modification des contraintes dans le sol après sollicitation dynamique est significative sur le tassement à la surface libre du sol et sur les efforts internes dans le revêtement (l'effort normal et le moment de flexion).

Les résultats des analyses en condition non drainées montrent que les déformations sont plus importantes dans les tunnels rigides que celles obtenues en condition drainée et les déformations sont plus faibles aux tunnels souples. La surpression interstitielle autour du tunnel diminue lorsque le tunnel devient plus rigide que le sol ; par conséquent, les contraintes effectives dans le sol augmentent, déclenchant des déformations plus importantes. L'inverse se produit aux tunnels flexibles, où la surpression interstitielle diminuent la contrainte effective du sol, et donc les déformations sont diminuent.

De même, la sollicitation dynamique d'amplitude plus élevée influe sur la réponse du tunnel ce qui implique sur les efforts internes normalisés. Ces derniers diminuent dans le cas du modèle Mohr coulomb avec un écart plus important des efforts dans le revêtement au modèle d'écrouissage.

Le modèle de comportement Mohr coulomb ne permet pas de représenter la non linéarité du comportement réel du sol et impose que le module en chargement soit le même que celui en déchargement comparant avec le modèle d'écrouissage qui traite ce type de chargement sismique

Bien qu'une analyse élastique soit effectuée et qu'elle ne corresponde sans doute pas bien au comportement réel des sols, les résultats sont pertinents car ils aident à mieux comprendre l'interaction qui existe entre sol- tunnel et les conditions de chargement. Les résultats présentés font partie d'une recherche de la réponse des ouvrages souterrains au milieu saturé soumis à des sollicitations sismiques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Amorosi, A., Boldini, D., 2009. Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 29, 1059–1072.

Amorosi, A., Boldini, D., Elia, G., 2010. Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. *Computers and Geotechnics*. 37, 515–528.

Amorosi, A., Boldini, D., Falcone, G., 2014. Numerical prediction of tunnel performance during centrifuge dynamic tests. *Acta Geotechnica* . 9, 581–596.

Argyroudis, S.A., Pitilakis, K.D., 2012. Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 35, 1–12.

Bazaz, J. B., & Besharat, V. (2008). An investigation on seismic analysis of shallow tunnels in soil medium. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* October 12-17, 2008, Beijing, China.

Bi, K., Hao, H., 2012. Influence of ground motion spatial variations and local soil conditions *on the seismic responses of buried segmented pipelines. *Structural Engineering and Mechanical*. 44, 663–680.

Bilotta, E., Lanzano, G., Russo, G., Silvestri, F., & Madabhushi, S. P., 2009. Seismic analyses of shallow tunnels by dynamic centrifuge tests and finite elements. *Proc. 17th Int. Conf on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt.

Bobet, A., Fernandez, G., Huo, H., Ramirez, J., 2008. A practical iterative procedure to estimate seismic-induced deformations of shallow rectangular structures. *Computers and Geotechnics*. J. 45, 923–938.

Bobet, A., 2010. Drained and undrained response of deep tunnels subjected to far-field shear loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 25, 21–31.

Bousbia, N., 2016. Interaction entre ouvrages souterrains. thèse doctorat 2016, université de Skikda, algerie.

Bonilla, L. F., Archuleta R. J., Lavallee D. 2005. Hysteretic and dilatant behavior of cohesionless soils and their effects on nonlinear site response : Field data observations and modeling. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(6),2373–2395.

Borja, R. I., Lin, C.-H., Sama, K. M., Masada, G. M., 2000. Modelling non-linear ground response of non-liquefiable soils. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 29(1),63–83.

Cabangon, L.T., Elia, G., Rouainia, M., 2019. Modelling the transverse behaviour of circular tunnels in structured clayey soils during earthquakes. *Acta Geotechnica*. 14, 163–178.

Cao, X., & Yan, S., 2013. Numerical analysis for earthquake dynamic responses of tunnel with different lining rigidity based on finite element method. *Information Technology Journal*, 12, 2599-2604.

Castro, G., Poulos, S. J., 1977. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(6),501–506.

Chakraborty, D., Kumar, J., 2013. Stability of a long unsupported circular tunnel in soils with seismic forces. *Nat. Hazards* 68, 419–431.

Chen, J., Jiang, L., Li, J., & Shi, X. ,2012. Numerical simulation of shaking table test on utility tunnel under non-uniform earthquake excitation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 30, 205-216..

Cilingir, U., & Madabhushi, S. P., 2010. Effect of depth on seismic response of circular tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 48, 117-127.

Cilingir, U., Gopal Madabhushi, S.P., 2011a. A model study on the effects of input motion on the seismic behaviour of tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 31, 452–462.

Cilingir, U., Madabhushi, S.P.G., 2011b. Effect of depth on seismic response of circular tunnels. *Computers and Geotechnics*. J. 48, 117–127.

Clough, G.W., Penzien, J., 1993. *Dynamics of structures*, 2nd Ed., McGraw-Hill, N.Y.

Conti, R., Viggiani, G. M., & Perugini, F., 2013. Numerical modelling of centrifuge dynamic tests of circular tunnels in dry sand. *Acta Geotechnica*, doi: 10.1007/s11440-013-0286-8.

Corigliano, M., Scandella, L., Lai, C.G., Paolucci, R., 2011. Seismic analysis of deep tunnels in near fault conditions: a case study in Southern Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 9, 975-995.

Delépine, N., Lenti, L., Bonnet G., Semblat J.-F., 2009. Nonlinear viscoelastic wave propagation : An extension of nearly constant attenuation models. *Journal of engineering mechanics*, 135(11),1305–1314.

Einstein, H. H., & Schwartz, C. W.,1979. Simplified analysis for tunnel supports. *Journal of Geotechnical Engineering*, 105, GT4, 499-517.

Gomes, R.C., Gouveia, F., Torcato, D., Santos, J., 2015. Seismic response of shallow circular tunnels in two-layered ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 75, 37–43.

Fabozzi, S., Bilotta, E., Yu, H., Yuan, Y., 2018. Effects of the asynchronism of ground motion on the longitudinal behaviour of a circular tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 82, 529–541.

Fahey,M., 1992. Shear modulus of cohesionless soil : variation with stress and strain level. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(1),157–161.

Fahimifar, A., & Vakilzadeh, A.,2009. Numerical and analytical solutions for ovaling deformation in circular tunnels under seismic loading. *International Journal of Recent Trends in Engineering*, 1(6), 30-35.

Gandomzadeh,A., 2011. Dynamic soil-structure interaction : effect of nonlinear soil behavior. Thèse de doctorat, Université Paris-Est,

Griffiths, S.C., Cox, B.R., Rathje, E.M., 2016. Challenges associated with site response analyses for soft soils subjected to high-intensity input ground motions. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*. 85, 1–10.

Gutta,S. K.,Yamamuro,J. A.,Lade P.V., 2003.Predictions of large threedimensional stress reversals in sand. In 16th Engineering Mechanics Conference (ASCE), Seattle, USA.

Hardin,B. O. et Drnevich,V. P., 1972.Shear modulus and damping in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(7),667–692.

Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I.,2001. Seismic design and analysis of

underground structures. Tunnelling and Underground Space Technology, 16(4), 247-293.

Hashash, Y.M., Park, D., Yao, J.I.-C., 2005. Ovaling deformation of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. Tunnelling and Underground Space Technology, 20, 435-441.

He, C., & Koizumi, A., 2000. Dynamic behaviour in transverse direction of shield tunnel with considering effect of segment joints. 12WCEE2000, paper 0362.

Huang, J., Zhao, X., Zhao, M., Du, X., Wang, Y., Zhang, Chengming, Zhang, Chiyu, 2020. Effect of peak ground parameters on the nonlinear seismic response of long lined tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology. 95, 103175.

Huh, J., Tran, Q.H., Haldar, A., Park, I., Ahn, J.H., 2017. Seismic vulnerability assessment of a shallow two-story underground RC box structure. *Applied Science*. 7, paper ID735.

Hujeux J., 1985. Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Génie parasismique*, 278–302.

Hung, C. J., Monsees, J., Munfah, N., & Wisniewski, J., 2009. Technical manual for design and construction of road tunnels - Civil elements. Tech republic., Report N° FHWA-NHI-10-034.

Huo, H., Bobet, A., Fernández, G., Ramírez, J., 2006. Analytical solution for deep rectangular structures subjected to far-field shear stresses. Tunnelling and Underground Space Technology. 21, 613–625.

Hwang, J.H., Lu, C.C., 2007. Seismic capacity assessment of old Sanyi railway tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology. 22, 433–449.

Hyodo M., Tanimizu H., Yasufuku N. and Murata H., 1991. Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests. *Soils and Foundations*, 31(3), 60–76.

Iai, S., 2005. International standard (ISO) on seismic actions for designing geotechnical works - An overview. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 25, 605–615.

Iida, H., Hiroto, T., Yoshida, N., Iwafujiii, M., 1996. Damage to Daikai subway station. *Soils Found. Special Issue*, 283–300.

- Iwan W. D., 1967. On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems. *Journal of Applied Mechanics*, 34, 612.
- Joyner, W. B., Chen, A. T., 1975. Calculation of nonlinear ground response in earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(5), 1315–1336. *Physical Modelling in Geotechnics*, Zurich.
- Kampas, G., Knappett, J.A., Brown, M.J., Anastasopoulos, I., Nikitas, N., Fuentes, R., 2020. Implications of volume loss on the seismic response of tunnels in coarse-grained soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 95, 103127.
- Kontoe, S., Zdravkovic, L., Potts, D.M., Menkiti, C.O., 2008. Case study on seismic tunnel response. *Computers and Geotechnics*. J. 45, 1743–1764.
- Kontogianni, V., Tzortzis, A., & Stiros, S., 2004. Deformation and failure of the Tymfristos tunnel, Greece. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(10), 1004–1013.
- Kouretzis, G., Sloan, S. W., & Carter, J. P., 2013. Effect of interface friction on tunnel liner internal forces due to seismic S- and P-wave propagation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 46, 41-51.
- Kwok, A.O.L., Stewart, J.P., Hashash, Y.M.A., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., Yang, Z., 2007. Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*. 133, 1385–1398.
- Lanzo, G., Pagliaroli, A., D’Elia, B., 2003. Numerical study on the frequency-dependent viscous damping in dynamic response analyses of ground. In: *Proc. of IV Int. Conf. Earthq. Resist. Eng. Struct.*, Ancona, 315-324.
- Lee, D. H., Choi, Y. T., & Kim, D. H., 2007. A study on the seismic design methods for precast concrete lining (PCL). *Underground Space - the 4th Dimension of Metropolises - Barták, Hrdina, Romancov & Zlámál (eds) © 2007, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-40807-3.*
- Liu, J., Wang, W., Dasgupta, G., 2014. Pushover analysis of underground structures: Method and application. *Sci. China Technology and Science*. 57, 423–437.

-
- Lu, C.C, Hwang, J.H., 2017. Implementation of the modified cross-section racking deformation method using explicit FDM program: A critical assessment. Tunnelling and Underground Space Technology. 68, 58–73.
- Lu, C.C., Hwang, J.H., 2018. Damage analysis of the new Sanyi railway tunnel in the 1999 Chi-Chi earthquake: Necessity of second lining reinforcement. Tunnelling and Underground Space Technology. 73, 48–59.
- Lu, C.C., Hwang, J.H., 2019. Nonlinear collapse simulation of Daikai Subway in the 1995 Kobe earthquake: Necessity of dynamic analysis for a shallow tunnel. Tunnelling and Underground Space Technology. 87, 78–90.
- Lubarda, V., Sumarac, D., Krajcinovic, D., 1993. Preisach model and hysteretic behaviour of ductile materials. *European journal of mechanics series a solids*, 12, 445–445.
- Luong, M., 1980. Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue France Géotechnique*, (10).
- Lysmer, J., Seed, H.B., Schnabel, P.B., 1971. Influence of base-rock characteristics on ground response. *Bulletin. Seismological of Society of America*. 61, 1213–1232.
- Mokham, M., 1983. Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques.
- Muravskii, G., Frydman, S., 1998. Site response analysis using a non-linear hysteretic model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17(4), 227–238.
- Naseem, A., Kashif, M., Iqbal, N., Schotte, K., De Backer, H., 2020. Seismic behavior of triple tunnel complex in soft soil subjected to transverse shaking. *Applied Science*. 10, papered 334.
- Okamoto S., Tamura C., Kato K., Hamada M., 1973. Behaviors of submerged tunnels during earthquakes. *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*. 1, Rome, Italy, 544-553.
- Owen, G., Scholl, R., 1981. Earthquake engineering of large underground structures. Federal Highway Administration and national Science Foundation.
- Pakbaz, M.C., Yareevand, A., 2005. 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. Tunnelling and Underground Space Technology, 20, 411-417.

- Park, K. H., Tantayopin, K., & Tontavanich, B., 2006. Analytical solutions for seismic design of tunnel lining in Bangkok MRT subway. International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling 2-4 February 2006, Bangkok, Thailand.
- Park, K.H., Tantayopin, K., Tontavanich. B., Owatsiriwong, A., 2009. Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit. Tunnelling and Underground Space Technology. 24 (2), 231–235.
- Park, D., Sagong, M., Kwak, D.Y., Jeong, C.G., 2009b. Simulation of tunnel response under spatially varying ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 29, 1417–1424.
- Patil, M., Choudhury, D., Ranjith, P.G., Zhao, J., 2018. Behavior of shallow tunnel in soft soil under seismic conditions. Tunnelling and Underground Space Technology. 82, 30–38.
- Penzien, J., Wu, C.L., 1998. Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering and St Dyn*, 27, 283-300.
- Penzien, J., (2000): Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 29, 683–691.
- PLAXIS-B.V., 2012. PLAXIS: Finite element Package for Analysis of Geotechnical Structures. Delft, Netherland.
- Priestley, M.J.N., Grant, D.N., 2005. Viscous damping in seismic design and analysis. *Journal of Earthquake Engineering*. 9, 229–255.
- Puzrin A., Shiran A., 2000. Effects of the constitutive relationship on seismic response of soils. part i. constitutive modeling of cyclic behavior of soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(5), 305–318.
- Pyke, R., 2004. Evolution of soil models since the 1970s. In *International Workshop on the Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response*. University of California, Berkeley. 7267
- Reiffsteck P., 2011. Reconnaissance et essais géotechniques. Rap. tech., Bilan des 11J021 et 11P061, IFSTTAR,
- Romero, V. S., & Caufield, R. J. (2012). Improving the seismic resilience of lifeline tunnels. 2012 NZSEE conference, paper 064.

Sahoo, J.P., Kumar, J., 2012. Seismic stability of a long unsupported circular tunnel. *Computer and Geotechnical*. 44, 109–115.

Sahoo, J.P., Kumar, J., 2014. Stability of a circular tunnel in presence of pseudo-static seismic body forces. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 42, 264–276.

Sandovala, E. and Bobetb, A., 2020, Seismic Response of Underground Structures under Undrained Loading with Excess Pore Pressures Accumulation, *Tunneling and Underground Space Technologie*,99,1–11.

Sarfeld , W. (1980) . DYBAST- Dynamic Comuter Program System System (TU Berlin)

Sederat, H., Kozak, A., Hashash, Y.M., Shamsabadi, A., Krimotat, A.,2009.Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24,1059-72.

Shahrour, I., Khoshnoudian, F., Sadek, M., Mroueh, H.,2010. Elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25, 478-482.

Sharma S.W.R., Judd., 1991. Underground opening damage from earthquakes. *Engineering Geology*, 30, 263-276.

Sliteen, L., Mroueh, H., & Sadek, M.,2013. Three-dimensional modeling of the behaviour of shallow tunnel under seismic load. 20ème Congrès Francais de Mécanique (CFM2011).

Shen, Y., Gao, B., Yang, X., Tao, S., 2014. Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake. *Engineering Geology*. 180, 85–98.

Shiryayev,O., Page, S.,Pettit, C., Slater, J., 2007.Parameter estimation and investigation of a bolted joint model. *Journal of Sound and Vibration*, 307(3), 680–697.

Singh, D.K., Mandal, A., Karumanchi, S.R., Murmu, A., Sivakumar, N., 2018. Seismic behaviour of damaged tunnel during aftershock. *Engineering Failure Analyses*. 93, 44–54.

St John, C.M., Zahrah, T.F., 1987. Aseismic design of underground structures.*Tunnelling and Underground Space Technology*.2, 165–197.

Tatsuoka, F., Ishihara K. Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction. *Soils and Foundations*, 14(3):51–65, 1974.

Torcato, D. M., 2010. Seismic behaviour of shallow tunnels in stratified ground. Master's thesis, Univeridade Técnica de Lisboa.

Tsinidis, G., Pitilakis, K., Madabhushi, G., Heron, C., 2015. Dynamic response of flexible square tunnels: Centrifuge testing and validation of existing design methodologies. *Géotechnique* 65, 401–417.

Tsinidis, G., Rovithis, E., Pitilakis, K., Chazelas, J.L., 2016a. Seismic response of box-type tunnels in soft soil: Experimental and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 59, 199–214.

Uenishi, K., Sakurai, S., 2000. Characteristic of the vertical seismic waves associated with the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan earthquake estimated from the failure of the Daikai Underground Station. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 29, 813–821.

Unterberger W., Brandl J., 2000. The effects of the recent Earthquake in Turkey on the Bolu Tunnels. *Felsbau* 18, 2000.

Verdugo R. , 1992. Characterization of sandy soil behavior under large deformation. These de doctorat, Univ. of Tokyo, Tokyo, Japan.

Wang, J.-N., 1993. *Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-Art Approach (Vol. Monograph 7)*: New York: Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc.

Wang, Y.X., Shan, S.B., Zhang, C., Guo, P.P., 2019a. Seismic response of tunnel lining structure in a thick expansive soil stratum. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 88, 250–259.

Wong, K.C., Shah, A.H., Datta, S.K., 1985. Diffraction of elastic waves in a half space. 2. Analytical and numerical solutions. *Bulltin of seismical society of America*, 75, 69-92.

Zou, Y., Liu, H., Jing, L., Cui, J., 2017. A pseudo-static method for seismic responses of underground frame structures subjected to increasing excitations. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 65, 106–120.