



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

*Comportement d'un remblai
d'accès en sol renforcé sous
chargement cycliques*

Dirigé par :
Dr. LAHMADI Azzeddine

Présenté par :
AMIMEUR Koussila

Promotion : 2015/2016.

Dédicaces

A cœur vaillant rien d'impossible

A conscience tranquille tout est accessible

Quand il y a la soif d'apprendre

Tout vient à point à qui sait attendre

Quand il y a le souci de réaliser un dessein

Tout devient facile pour arriver à nos fins

Malgré les obstacles qui s'opposent

En dépit des difficultés qui s'interposent

Ce travail modeste est dédié :

À ma chère mère ;

À la mémoire de mon père ;

*À tous mes proches de la famille Amimeur, et plus particulièrement, mes sœurs et
mes frères tout à son nom;*

À tous mes chers amis et mes collègues de l'Université de m'sila ;

Et à tous ce qui ont enseigné moi au long de ma vie scolaire

À tous mes chers amis



بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

Tout d'abord, nous remercions le Dieu, notre créateur de nos avoir donné les forces, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Nous adressons le grand remerciement à notre encadreur qui a proposé le thème de ce mémoire, pour ses conseils et ses dirigés du début à la fin de ce travail. Nous tenons également à remercier messieurs les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de siéger à notre soutenance, tout particulièrement

Nous souhaitons exprimer notre gratitude à Mr le président des jurys, de présider le jury de cette mémoire et le membre examinateur pour avoir faire de lecteur de mon mémoire, aller l'examiner et ils peuvent évaluer cette mémoire. Nous vous remercions pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et pour vos précieux conseils et remarques.

Je tiens à remercier tout particulièrement les membres de la direction des travaux public de M'sila et Setif et les membres du laboratoire Je leur exprime ici ma profonde gratitude pour son soutien moral, sa disponibilité sans jamais ménager son temps et pour ses nombreuses aides qui m'ont assuré les conditions nécessaires à la réalisation de ce travail

Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui participe de réaliser ce mémoire. Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.



Liste des Figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Rampes de pyramides (d'après Les bâtisseurs des grandes pyramides, G. Goyon, Pygmalion, 1990).....	01
Figure 1.2 : Panneaux de pleine hauteur	09
Figure 1.3 : Panneaux de hauteur partielle	10
Figure 1.4 : Panneau incliné préétablie	11
Figure 1.5 : Jardinières.....	11
Figure 1.6 : Parement cellulaire.....	12
Figure 1.7 : Parement semi-elliptiques en acier.....	12
Figure 1.8 : Parement treillis soudé en acier.....	13
Figure 1.9 : Parement à face enveloppée.....	13
Figure 1.10 : Murs avec un parement formé de gabions.....	14
Figure 1.11 : Murs avec un parement en Pneus.....	14
Figure 1.12 : Exemple de géogrille uniaxiale.....	20
Figure 1.13 : Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite).....	21
Figure 1.14 : technique pneusol.....	23
Figure 1.15: principe de mise en œuvre de la technique Terramesh.....	26
Figure 1.16 : renforcement par ancrage.....	27
Figure 1.17 : Bande en polymère.....	28
Figure 1.18 : Principe d'un massif en terre armé.....	28
Figure 1.19 : Parement en écaille de béton.....	29
Figure 1.20 : Parement Terratrel.....	30
Figure 1.21 : Ouvrages industriels et de protection.....	34

Chapitre 2

Figure 2.1: Système – BC.....	39
Figure 2.2: Système Bt	40
Figure 2.3: Système MC120	41
Figure 2.4: Système D240	41
Figure 2.5 : Hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI	42
Figure 2.6: théorie des poids des terres	43
Figure 2.7: Théorie de TERZAGHI	44
Figure 2.8: Méthode de COULOMB & RANKINE	45
Figure 2.9 : plaques tectoniques.....	48
Figure 2.10 : les ondes P	49
Figure 2.11 : les ondes S	49
Figure 2.12 : les ondes L	50
Figure 2.13 : les ondes R	50
Figure 2.14 : sismomètre	50
Figure 2.15 : méthode Mononobe- Okabe	59
Figure 2.16 : méthode de BATHURST.....	60
Figure 2.17 : méthode de deux blocs adjacents	60
Figure 2.18 : mécanisme de rupture log-spiral	62
Figure 2.19 : mécanisme de rupture plan	63

Chapitre 3

Figure 3.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	71
Figure 3.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	71
Figure 3.3: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	71
Figure 3.4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.	72

<i>Figure 3.5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.....</i>	<i>72</i>
<i>Figure 3.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.</i>	<i>73</i>
<i>Figure 3.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.</i>	<i>73</i>
<i>Figure 3.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 3.9 : Définition du module à 50% de la rupture.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 3.10 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure 3.11 : Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.</i>	<i>77</i>
<i>Figure 3.12 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.</i>	<i>78</i>
<i>Figure 3.13 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.</i>	<i>79</i>
<i>Figure 3.14 : Définition du module oedométrique tangent.....</i>	<i>79</i>
<i>Figure 3.15 : Définition de l'angle de dilatance</i>	<i>80</i>
<i>Figure 3.16 : Forme des surfaces de charge du HSM.</i>	<i>80</i>
<i>Figure 3.17 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure 3.18 : Différentes représentations lors d'un essai œdométrique.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure 3.19 : Fenêtre des paramètres du SSM</i>	<i>84</i>
<i>Figure 3.20 : Fenêtre des paramètres avancés du SSM.</i>	<i>84</i>
<i>Figure 3.21 : Effet du temps sur les essais oedométrique.</i>	<i>85</i>
<i>Figure 3.22 : Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q.</i>	<i>85</i>
<i>Figure 3.23 : Fenêtre des paramètres du SSCM.</i>	<i>86</i>
<i>Figure3 .24 : Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.</i>	<i>86</i>

Chapitre 4

<i>Figure4.1 : Vue de l'ouvrage.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure4.2 : Vue de l'ouvrage, de l'exploitation agricole et des habitations.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure 4.3et 4 : Caractéristiques des éléments ATALUS 12 Différentes vues des éléments ATALUS120.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure 4.5 : Décapage de 70 cm sur toute la surface du projet</i>	<i>90</i>
<i>Figure4.6 : Mise en œuvre du béton de propreté et matérialisation des redans</i>	<i>91</i>
<i>Figure 4.7 : Pose des éléments de parement et des nappes géotextile de renforcement</i>	<i>91</i>
<i>Figure 4.8 : Compactage des couches de remblai.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure 4.9 : Vue de l'ouvrage en construction.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure4.10 : Profil en travers de l'ouvrage.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure 4.11 : Déférent cas d'emplacement des géotextiles.....</i>	<i>96</i>
<i>Figure 4.12 : Model de référence</i>	<i>97</i>
<i>Figure 4.13 : emplacement des charge sur le chausse.....</i>	<i>98</i>
<i>Figure 4.14 : chargement dynamique</i>	<i>99</i>
<i>Figure 4.15 : Influence de la charge statique sur le dep du parement.....</i>	<i>99</i>
<i>Figure 4.16 : Influence de la charge dynamique sur le dep du parement.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure 4.17 : Influence de la charge statique sur le dep du parement.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure 4.18 : Influence de la charge dynamique sur le dep du parement.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure 4.19 : Influence de la charge statique sur le dep du parement.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure 4.20 : Influence de la charge dynamique sur le dep du parement.....</i>	<i>102</i>

Liste des Tableau

Chapitre 1

<i>Tableau .1.1 : Différentes techniques de soutènement</i>	05
<i>Tableau .1.2 : Principales fonctions des géotextiles</i>	15
<i>Tableau.1.3 : Classes de géotextiles (CFG)</i>	16
<i>Tableau.1.4 : Comparaison des différents produits géosynthétiques</i>	16
<i>Tableau.1.5 : Valeurs d'angle de frottement sol/géotextile en fonction du coefficient de frottement et de l'angle de Frottement sol/sol</i>	18
<i>Tableau.1.6 : Critère mécaniques pour choix du matériau de remblai</i>	32
<i>Tableau .1.7: Définit la plage de granulométrie utilisable</i>	32
<i>Tableau .1.8 : Exemples d'ouvrages en terre armée dans le domaine des soutènements</i>	35

Chapitre 2

<i>Tableau.2.1 : Quelques séismes</i>	51
<i>Tableau .2.2 : Quelques projets en terre</i>	54
<i>Tableau .2.3 : Quelques projets en terre armée</i>	57

Chapitre 3

<i>Tableau.3.1 : SSM : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ</i>	82
---	----

Chapitre 4

<i>Tableau .4.1 : Caractéristiques géomécaniques du sol</i>	93
<i>Tableau .4.2 : Caractéristiques des bloc en béton</i>	94
<i>Tableau .4.3 : Caractéristiques de trottoir</i>	94
<i>Tableau .4.4 : Caractéristiques du chausse</i>	95
<i>Tableau .4.5 : Caractéristiques des géotextiles</i>	95
<i>Tableau .4.6 : Présentation les phases de calcule</i>	98
<i>Tableau .4.7 : les déplacements total des déférent cas</i>	102

Sommaire

Dédicace.....	i
Remerciement.....	ii
Liste des figures.....	iii
Liste des tableaux.....	v
Sommaire.....	vi
Résumé	vi
Introduction générale.....	x

Chapitre I

I.1 Historique de la technique	1
I.2 DEFINITION DES SOLS STABILISES.....	3
I.3 TYPE DE STABILISATION	3
I.3.1 Stabilisation chimique	3
I.3.1.1 LES SELS	3
I.3.1.2 LES LIANTS	4
I.3.1.3 STABILISATION THERMIQUE	4
I.3.1.4 STABILISATION MECANIQUE.....	4
I.4 TYPES DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT.....	4
I.5 LES OUVRAGES EN REMBLAI RENFORCÉ.....	8
I.5.1 Les différents types des parements.....	8
I.5.1.1 Panneaux de pleine hauteur.....	8
I.5.1.2 Panneaux de hauteur partielle.....	9
I.5.1.3 Parement cellulaire	11
I.5.1.4 Parements semi-elliptiques en acier.....	12
I.5.1.5 Parement treillis soudé en acier	12
I.5.1.6 Parement face enveloppée	13
I.5.1.7 Parement forme de gabions	14
I.5.1.8 Parement en Pneus	14
I.6 Méthode de renforcement.....	15
I.6.1 Le renforcement par géotextiles	15
I.6.1.1 Généralités sur les géotextiles.....	15
I.6.1.2 Conditions de mise en œuvre.....	19
I.6.2 Le renforcement par géogrilles.....	20
I.6.2.1 Définition et mode d'action.....	20
I.6.2.2 Géogrilles PP, PEHD.....	22
I.6.2.3 Géogrilles PET.....	22
I.6.3 La technique Pneusol	23
I.6.4 Le renforcement par grillages ou par treillis métalliques.....	23
I.6.5 Le renforcement par ancrage	27
I.6.6 La Terre Armée	28
I.6.6.1 Définition.....	28
I.6.6.2 Le parement.....	29
I.6.6.3 Mise en œuvre	31
I.6.6.4 Restrictions d'utilisation.....	31
I.6.7 Domaine d'emploi.....	33
I.6.7.1 Routes et autoroutes.....	33
I.6.7.2 Ouvrages hydrauliques.....	33
I.6.7.3 Ouvrages ferroviaires.....	33
I.6.7.4 Ouvrages industriels et de protection.....	34

I.6.8 Autre exemples d'ouvrages en terre armée dans le domaine des soutènements	34
I.7 CONCLUSION	36

Chapitre II

II.1 Introduction	37
II.2 Définition des charges.....	37
II.2.1 Charge permanente (CP)	37
II.2.2 Surcharge.....	37
II.2.2.1 Système de charge A (L).....	37
II.2.2.2 Système BC	38
II.2.2.3 Système Bt	39
II.2.2.4 Surcharge	40
II.2.2.5 Surcharges militaires MC120	40
II.2.2.6 Charge exceptionnelle (D240)	41
II.2.2.7 Forces de freinage.....	41
II.2.2.8 Surcharges des trottoirs	41
II.2.3 Température.....	42
II.3 Pression verticale.....	42
II.3.1 Méthode de TERZAGHI	42
II.3.2 Méthode des poids des terres	43
II.4 La pression horizontale	43
4.1 Méthode de TERZAGHI	43
4.2-Méthode de PROTODIACONOV.....	44
4.3 Méthode de COULOMB – RANKINE.....	44
4.4 Méthode des poids des terres.....	45
4.5 Méthode de BOUSSINESQ (1882)	45
4.6 Conclusion	45
II.5 Combinaisons des charges	46
II.6 Autre chargement cyclique « Phénomène sismique »	47
II.6.1 Introduction.....	47
II.6.2 Origine de l'énergie sismique	48
II.6.3 Ondes sismiques	48
II.6.3.1 Les ondes de volumes	48
II.6.3.2 Les ondes de surface	49
II.6.4 Enregistrement: Sismographe	50
II.6.4.1 La magnitude	50
II.6.4.2 Magnitude et énergie.....	51
II.6.4.3 L'intensité	51
II.6.4.4 Echelles d'intensité	52
II.6.5 L'aléa sismique « seismic hazard ».....	52
II.6.6 La prévision des séismes	52
II.6.6.1 L'approche probabiliste.....	52
II.6.7 L'Algérie et le risque sismique.....	53
II.6.7.1 La sismicité en Algérie	53
II.6.8 Les performances de l'analyse pseudo statique	54
II.6.8.1 De mauvais résultats	54
II.6.8.2 La stabilité des remblais aux séismes et les méthodes pseudo statiques... ..	54
II.6.8.3 Signification du coefficient sismique.....	55
II.6.8.4 Valeurs du coefficient sismique.....	56
II.6.8.5 Les valeurs empiriques	56
II.6.9 Quelques méthodes de calcul au dynamique	58
II.6.9.1 La méthode d'équilibre limite (el)	58
II.6.9.2 La méthode d'analyse limite (AL)	61

1 Le mécanisme de rupture log-spiral.....	61
2 Le mécanisme de rupture plan	63
Chapitre III	
III.1Bref aperçu de la méthode des éléments finis.....	65
III.1.1 Introduction	65
III.1.2Bref historique	65
III.1.3Concepts de base.....	66
III.2 Présentation de <i>PLAXIS</i>	66
III.2.1Le code éléments finis <i>PLAXIS</i>	66
III.2.2Options par défaut et solutions approchées [Annexe B].....	67
III.3Les modèles de comportement utilisés dans <i>PLAXIS</i>	69
III.3.1Introduction	69
III.3.2Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	70
III.3.3Comportement élastoplastique	70
III.3.4Modèle élastique linéaire	71
III.3.5Modèle de Mohr-Coulomb.....	73
III.3.6Modèle de sol avec écrouissage (<i>Hardening Soil Model</i>)	76
III.3.7Modèle pour sols mous (<i>Soft Soil Model</i>).....	81
III.3.8Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (<i>Soft Soil Creep Model</i>).....	84
III.4Conclusion	87
Chapitre IV	
IV.1 Introduction.....	88
IV.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.....	88
IV.2 .1Préambule.....	88
IV.2 .2 Géométrie de l'ouvrage.....	88
IV.2 .3L'étude envisagé pour le projet.....	89
IV.2 .4Phasage de construction.....	90
IV.3 Simulation numérique de l'expérimentation.....	92
IV.3.1Géométrie.....	92
IV.3.2 Matériaux constitutifs.....	93
IV.3.2.1 Le sol.....	93
IV.3.2.2 Les blocs en béton.....	93
IV.3.2.3trottoir.....	94
IV.3.2.4Chausse.....	94
IV.3.2.5les géotextiles.....	95
IV.3.2.6 dispositions des géotextiles.....	95
IV.4 Mode de chargement.....	96
IV.5 Conditions aux limites.....	97
IV.6 Présentation des résultats.....	97
IV.6 .1 Model de référence.....	97
IV.6 .2 Les phases de calcul.....	97
IV.6 .3 Définition des charges.....	98
IV.6 .4 Résulta et calcul.....	99
IV.6 .4 .1 paramétrique Cas1.....	99
IV.6 .4 .2 Etude paramétrique Cas2.....	100
IV.6 .4 .3 Etude paramétrique Cas 3 model de référence.....	101
IV.5 Conclusion.....	102
Conclusion générale.....	103

ملخص

تهدف هذه الدراسة الى تسليط الضوء على طريقة عمل الجسور المعززة او المدعمة بالتربة عند مرور المركبات على مدخل الهيكل القاعدي (الجسر)، وهذا عن طريق المحاكاة العددية التي تم إنجازها بواسطة البرنامج الحسائي بلاكسيس (PLAXIS)، وذلك لغرض تحديد ما إذا كان للمركبات تأثير جوهري على هذه النوعية من الجسور المدعمة بالتربة وبواسطة نسيج ارضي (جيوتاكتيل) .

هذه الأخير تبقى بأحجام قليلة خصوصا في حالة أن الكتل الترابية المضغوطة تكون مدعمة بواسطة الشوائب الخطية، كما أن استقرار وتثبيت التربة بالألياف الاصطناعية يحسن من ثبات الهيكل من خلال التقليل من الضغط و الاختلالات الاجمالية للهيكل، ويعتبر كذلك أن تقوية الكتل الترابية بالأنسجة الأرضية سيزيد من مقاومة الضغوطات واحتمالية الانحراف، وضمن نفس السياق فإن تثبيت التربة بالألياف الاصطناعية جنبا إلى جنب مع تدعيم التربة بالأنسجة الأرضية أعطى نتيجة أفضل وبالتالي استقرار الهيكل.

RESUME

Le but de cette étude de comportement des remblais renforcé lors du passage du trafic sur un accès a un ouvrage d'art, par simulation numérique par sur logiciel de calcul PLAXIS, Il s'agit de déterminer si les véhicules ont un impact particulier sur ce type d'ouvrage réalisée en remblai renforcé avec des géotextiles.

Ces derniers sont encore de magnitude moindre lorsque le remblai de sol compacté est renforcé par des inclusions linéaires. La stabilisation du sol aux fibres synthétiques améliore la stabilité de l'ouvrage en réduisant le tassement et les déplacements globaux de l'ouvrage. Le renforcement du remblai de sol aux géotextiles augmente beaucoup plus la résistance aux tassements, La stabilisation de sol aux fibres combinées avec un renforcement des ol aux géotextiles a donné le meilleur résultat et par conséquent la meilleure stabilité de l'ouvrage.

ABSTRACT

The aim of this study is on the behavior of reinforced embankments during the passage of traffic on a project art in numerical simulation by the calculating software PLAXIS, This is to determine whether vehicles have a particular impact on this type of work performed embankment reinforced with geotextile

The latter still lesser magnitude when the compacted soil embankment is reinforced by linear inclusions, Soil stabilization synthetic fibers improves the stability of the structure by reducing compaction and overall movement of the structure. Soil reinforcement embankment geotextiles increases much more resistance to compaction, the stabilization of soil to the combined fibers with a soil reinforcement geotextiles gave the best result and therefore the stability of the structure.

Introduction générale

Le développement économique et l'accroissement des populations des villes saturées entraînent l'extension des agglomérations. Ainsi, de plus en plus de constructions et d'infrastructures sont construites sur des sols de mauvaises qualités tels que les sols meubles dans les zones côtières ou sur les zones de dépôt de sédiments marécageux. Cela entraîne une importance grandissante des méthodes et techniques d'amélioration du sol

Le sol a toujours été un matériau utilisé dans la construction à cause de sa disponibilité et son coût qui représente ses principaux avantages, Cependant ses propriétés mécaniques ne sont pas toujours satisfaisantes et cela peut mener à de nombreux problèmes pendant la construction des grandes structures. Le sol résiste bien à la compression mais très mal à la traction. Le premier objectif est donc de modifier ses propriétés mécaniques et améliorer sa résistance à la traction tout en gardant ses avantages.

La conception de la terre renforcée a été réintroduite par Arthur Casagrand quand il a présenté un sol composé de couches de sols mous et rigides alternées. Cependant, la forme de cette technique employant le renforcement en inclusions métalliques a été publiée pour la première fois par l'architecte et l'ingénieur français Henry Vidal, 1966, où il a énoncé en détail le principe de cette technique et qui est aujourd'hui un brevet sous le nom de la *terre armée*.

Le principe de renforcement des sols par des matériaux plus ou moins extensibles est une technologie très ancienne dans le génie civil. Selon les produits naturels existant dans les différentes régions, des sarments de vignes, branches, bambous et autres fibres furent utilisés pour renforcer des briques argileuses et des sols granulaires. Dans le génie civil moderne, par contre, le renforcement des sols s'est développé à partir des années 1960 par l'utilisation, dans les ouvrages en terre, de bandes métalliques d'abord (Vidal, 1966) et par la suite de géotextiles. Parallèlement à cela le développement de l'outil informatique fournit aux ingénieurs les moyens de calculs de grande capacité itérative. A l'aide de l'ensemble de ces procédés numériques l'ingénieur géotechnicien est en mesure d'utiliser toutes ces aides potentielles et l'utilisation de modèles complexes.

Les propriétés mécaniques du sol peuvent être améliorées chimiquement ou physiquement en liant les particules ensemble de telle sorte que sa résistance augmente. Il s'agit d'ajouter la chaux, le ciment, le bitume ou autres liants. Ces méthodes sont appelées "*techniques de stabilisation des sols*." Toutefois, dans le cas des grandes constructions tel que les constructions linéaires et les ouvrages de soutènement, ces méthodes ne semblent pas être des solutions économiques (Holtz, 2001 et Vidal, 1969). La terre renforcée est une autre technique dans laquelle la résistance du sol est rehaussée par l'addition des inclusions linéaires disposée horizontalement

Dans le domaine mécanique, les géosynthétiques (généralement tissés ou grilles) contribuent à améliorer les propriétés de séparation et de renforcement

La technique de renforcement par géotextiles permet une amélioration des sols médiocres et entraîne une réduction de l'angle de stabilité des remblais et de nombreuses applications expérimentales ou réelles de renforcement des sols par des géosynthétiques dans le cas des murs de soutènement, des talus ainsi que des remblais construits sur des sols de fondation mous ont été réalisées avec succès. Ces ouvrages présentent les avantages suivants :

- une structure relativement souple,
- des pentes de talus plus raides (jusqu'à 90°),
- une végétalisation possible des talus,
- un coût relativement peu élevé,
- un temps d'exécution court avec peu de personnel qualifié

Aujourd'hui une grande gamme de renforcements en polymères est disponible. Ces dégradations dans le temps. Ces problèmes peuvent être surmontés par des techniques de conception appropriées et un choix du polymère correct.

Tous ces types de renforcements à savoir les inclusions en métal, en polymères ou en fibres de verres sont utilisées dans la réalisation des ouvrages en terre. Ces derniers nécessitent une certaine compréhension en ce qui concerne leur comportement mécanique. Des essais au laboratoire sur des modèles réduits sont ainsi nécessaires ce qui augmente leurs coûts.

La dernière décennie a vu un développement considérable dans le domaine de l'informatique ou des logiciels de calcul performant ont été mis à la disposition des géotechniciens. Parmi ces derniers le package PLAXIS, un logiciel mis à jour par l'Université

Technique de Delft au pays bas. Il permet la modélisation de n'importe quelle structure en remblai de sol et les ouvrages de fondation et de soutènement en étudiant plusieurs paramètres sans avoir recours à de nombreux essais au laboratoire et par conséquent réduire le prix de revient des projets à réaliser.

OBJECTIF

Etudier le comportement des sols et l'influence des chargements cycliques sur les déplacements totaux d'un remblai d'accès renforcé par des nappes géotextiles et un mur de soutènement à parement cellulaire modulable.

Le *chapitre 1* expose une revue bibliographique concernant la stabilisation et le renforcement des sols, leurs domaines d'application, leurs avantages ainsi que les différents types de matériaux utilisés.

Le *chapitre 2* présente et définit les charges appliquées pour les calculs des routes

La description générale de la méthode des éléments finis et ces pratiques en géotechnique est expliquée dans le troisième *chapitre 3*.

La modélisation numérique de l'ouvrage ainsi que l'analyse des différents résultats obtenus dans les différents cas sont présentés au *chapitre 4*.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I. 1. HISTORIQUE DE LA TECHNIQUE

L'idée de renforcer les sols par inclusion n'est pas récente. Dès l'ancienne Egypte, les bâtisseurs des Grandes Pyramides utilisaient des rampes renforcées empiriquement grâce à la mise en place de lits de roseaux et aléatoirement de poutres en bois de palmier. Ces rampes étaient des sortes de remblais provisoires pouvant atteindre 20 mètres de hauteur et servant à hisser les blocs constitutifs de l'édifice.

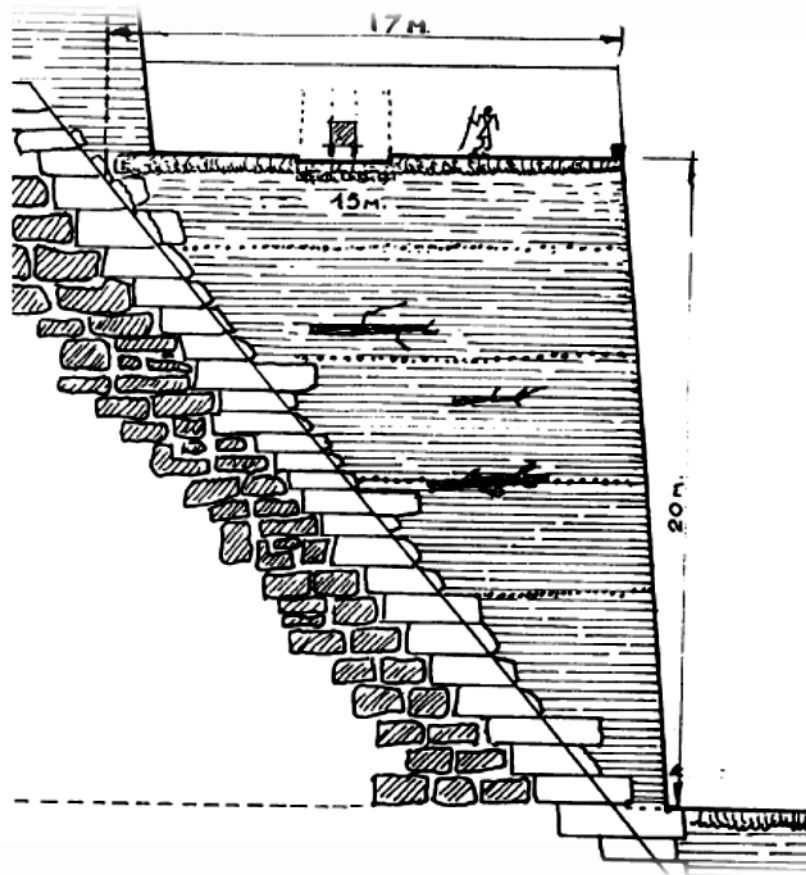


Figure 1.1 : Rampes de pyramides (d'après *Les bâtisseurs des grandes pyramides*, G. Goyon, Pygmalion, 1990)

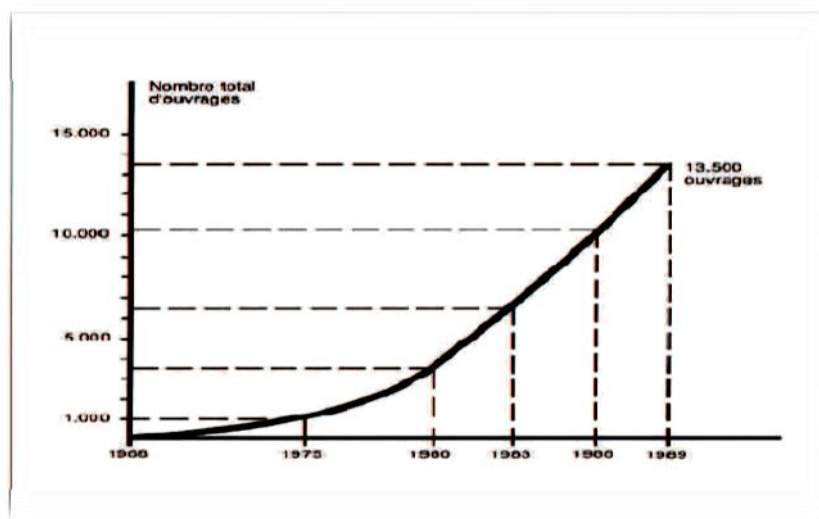
Au début de 20^{ème} siècle, la technique de renforcement des sols a été développée, dont les inclusions de poutre, tirants, ancrés en bois ou en métal et grillage ont été employés [3]

Aujourd'hui, les techniques de renforcement ont heureusement évolué et de nouvelles méthodes de calculs sont apparues et se sont affinées au cours des trente dernières années, en particulier depuis l'avènement de la Terre Armée en 1963. Depuis lors, cette technique a largement été utilisée à travers le monde avec pas moins de dix mille ouvrages (*Fondations et Ouvrages en terre*, G. Philipponat, B. Hubert, éd. Eyrolles, 1998) construits avec cette méthode

Depuis 1965, cette technique a été le sujet de nombreuses évolutions en France, les efforts se sont concentrés sur le développement et l'optimisation des éléments de renforcements dans les diverses formes et matériaux. En effet plusieurs travaux de recherches expérimentales et théoriques ont été entrepris dans les laboratoires et les universités pour atteindre une meilleure compréhension de la conduite de la terre armée.

En 1966, au cours d'une conférence, l'inventeur de la terre armée Henri Vidal, a présenté pour la première fois ce nouveau matériau, devant la Comité Française de Mécanique des sols. A cette occasion, le Laboratoire Central de Ponts et Chaussée, a pris connaissance de cette technique et des possibilités qu'elle pouvait offrir pour la solution de problèmes difficiles, la construction des remblais de grande hauteur sur des pentes naturelles instables a été propagée. Parallèlement, avec les progrès de l'industrie pétrochimique se sont développées les méthodes de renforcement par géosynthétiques (géotextiles, géogrilles,...). La réalisation du premier ouvrage renforcé par géotextiles sur l'autoroute A15 date de 1971 (Puig et Blivet, 1973).

Des techniques alternatives sont apparues qui mettent en œuvre différents procédés : renforcement par pneus usagés, par treillis métallique, ...



Evolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en Terre Armée.

On estime aujourd'hui à plus de 50 000 le nombre d'ouvrages en terre armée dans le monde (soit 40 000 000 m²), dont plus de 10 000 culées de ponts (d'après la statistique en 2009 de la Société Terre Armée), et la demande est toujours croissante, notamment dans les zones sismiques, où l'utilisation de la terre armée s'est révélée très efficace.

I. 2. DEFINITION DES STABILISES

Le traitement des sols est souvent exécuté pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est, aussi utilisé

pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs.

Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

- la stabilisation mécanique ;
- la stabilisation thermique ;
- la stabilisation chimique.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

I. 3. TYPE DE STABILISATION

I. 3. 1. Stabilisation chimique

Les additifs permettant d'améliorer les caractéristiques des sols sont classés en deux grandes familles : les sels et les liants

I. 3. 1. 1. Les sels

Plusieurs sels minéraux à différentes concentrations (Chlorure de potassium **KCl** Chlorure de sodium **NaCl**, Chlorure de calcium **CaCl₂**, Sulfate d'ammonium **(NH₄)₂SO₄** sont utilisés dans la stabilisation chimique des sols surtout pour les sols gonflants dont il augmente la concentration ionique de l'eau libre.

I. 3. 1. 2 Les liants

a) La chaux

La stabilisation par ajout de chaux est la technique de traitement des sols la plus répandue. L'utilisation de cette technique permet :

- ✓ D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.
- ✓ De diminuer la plasticité et la densité sèche ainsi d'augmenter la résistance du sol et W_{opt} .
- ✓ De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé

b) Le ciment

Le ciment est un additif qui peut être utilisé pour la stabilisation du sol dont il augmente la résistance, la limite de retrait, il diminue la plasticité et réduit le potentiel de variation de volume

I. 3. 1. 3. Stabilisation thermique

Le principe de cette procédure est d'augmenter la température du sol dans le but de réduire la répulsion électrique entre les particules, mais cette technique est très coûteuse.

I. 3. 1. 4. Stabilisation mécanique**a) Le compactage**

Le compactage est une méthode la plus simple et économique, il est employé typiquement pour augmenter la densité du sol et réduit le potentiel expansif. Les conducteurs des machines doivent faire attention lors du compactage du sol, parce que trop de pression peut écraser les agrégats et le sol perde leur propriété de résistance.

b) Addition des matériaux

C'est une méthode économique, elle améliore les caractéristiques du sol, il s'agit d'augmenter la résistance du sol ou diminuer son plasticité en ajoutant des agrégats ou des fibres.

c) Remédiassions mécanique

Généralement, le remédiassions mécanique a été la méthode la plus admise pour traiter la contamination du sol. Au lieu de transporter le sol contaminé à la décharge public et le remplacé par un autre bon sol, la technique bio remédiassions s'avère la meilleure solution pour ce cas

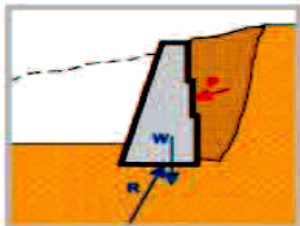
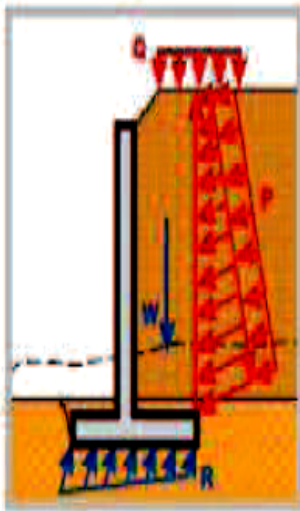
I. 4. TYPE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

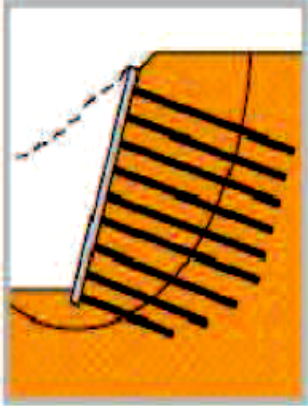
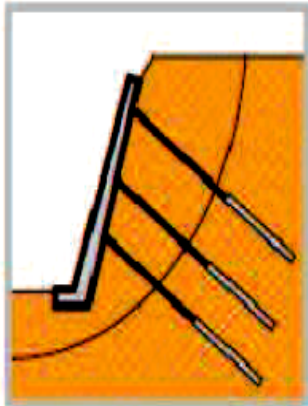
Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation).

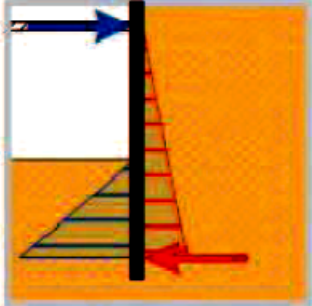
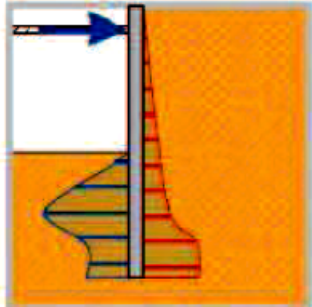
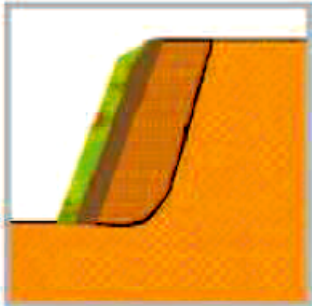
La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé.

Plusieurs méthodes de soutènement du sol et des ouvrages ont été utilisées, les principaux types d'ouvrages sont illustrés sur le tableau

Tableau .1.1 Différentes techniques de soutènement

	<i>Variante Possibles</i>	<i>Domaine d'emploi</i>	<i>Difficultés de réalisation et nature du sol de fondation exigée</i>
<p><i>Mur Poids</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> - En béton, - En pierres sèches ou maçonnées, - En gabions, - Poutres préfabriquées en béton armé, - Poutres en bois (végétalisables), - En éléments préfabriqués (caissons, cellules fleuries, ...) - Etc. 	<ul style="list-style-type: none"> - Généralement ouvrage en déblai en site terrestre hors nappe. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage rustique facilement réalisable, - Bonne intégration dans le site, - Sol moyen à bon.
<p><i>Mur en Béton Armé</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Bêche dans la semelle, - Contreforts extérieurs ou intérieurs, - Console, - Tirants, - Fondation sur pieux. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage en remblai comme en déblai et généralement hors d'eau, - Culée de pont. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage le plus couramment employé et réalisé par un grand nombre d'entreprises de B.T.P., - Un sol moyen à bon est exigé.

Différentes techniques de soutènement (suite)			
<p><i>Massif Cloué</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Clous injectés, - Clous battus, - Parement souple ou rigide. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage exclusivement en déblai et hors d'eau, - Technique employée pour le Renforcement d'ouvrages existants, - Technique souvent employée pour des soutènements provisoires. 	<ul style="list-style-type: none"> - Sa réalisation demande un certain savoir-faire, - Un sol de moyenne qualité peut convenir.
<p><i>Voile & Poutres Ancrés</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Voile situé dans un même plan ou dans des plans décalés (gradins). 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage de soutènement en déblai, - Ouvrage de stabilisation, - Poutres ancrées pouvant être utilisées pour assurer la stabilité d'un ouvrage réalisé en remblai. 	<ul style="list-style-type: none"> - La réalisation demande l'intervention d'une entreprise spécialisée, - Presque tous les terrains peuvent convenir avec plus ou moins de problèmes délicats à résoudre.

<p><i>Rideau de Palplanches Métalliques</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Simplement encastré, - Butonné ou ancré. 	<p>En présence d'eau :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage de soutènement (mur de quai, soutien de rives et protection de berges), - Ouvrage d'étanchement (batardeau), <p>Site terrestre :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Blindage de fouille sur la nappe, mur de soutènement, culée de pont. 	<ul style="list-style-type: none"> - Sa réalisation exige l'intervention d'une entreprise spécialisée, - Le battage demande un sol meuble et sans obstacles.
Différentes techniques de soutènement (suite)			
<p><i>Paroi en Béton</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Simplement encastrée, - Butonnée ou ancrée, - Paroi moulée, - Paroi préfabriquée. 	<p>Bâtiment :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Parkings souterrains en sous-sol d'immeubles, <p>Génie Civil :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Soutènement de trémies et de tranchées, piedroit de tranchées couvertes, blindage de fouille, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> - Réalisation par une entreprise spécialisée, - Ce sont des ouvrages qui peuvent être réalisés dans pratiquement tous les terrains à condition de prendre les précautions nécessaires.
<p><i>Autres Techniques</i></p> 	<p>Paroi végétalisée à forte pente</p> <ul style="list-style-type: none"> - Mur poids, - Mur en sol renforcé, - Voile ancré (gradins). 	<ul style="list-style-type: none"> - Elargissement de voies en Site naturel. 	<p style="text-align: center;">-</p>

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural).

I. 5. LES OUVRAGES EN REMBLAIS RENFORCE

Les ouvrages (ou massifs) en remblai armé ou renforcé sont constitués d'un massif de remblai, la construction de ce massif s'effectue par étapes, du bas vers le haut, en mettant en œuvre des couches successives d'un remblai rapporté, sélectionné et compacté, où viennent s'intercaler des lits de renforcement à peu près horizontaux, espacés des distances prévues au projet. Quand le massif en remblai renforcé est destiné à soutenir un remblai, l'un et l'autre sont habituellement montés simultanément. [1]

En vue générale d'un massif en sol renforcé, on voit trois éléments constitutifs.

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

Les distinctions entre les différentes techniques se font en fonction de :

- La nature des nappes ou inclusions de renforcement (géotextiles ou produits apparentés types géogrilles, grillages métalliques, nappes métalliques ;
- La nature du parement.

I. 5. 1. Les différents types des parements

Les parements mis en œuvre pour des ouvrages en sol renforcé sont très nombreux. On peut citer par exemple :

I. 5. 1. 1. Panneaux de pleine hauteur

Ces panneaux (Figure 1.2) sont préfabriqués d'une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur en remblai renforcé à construire. Généralement, la largeur de ces panneaux est de l'ordre de 1 à 3 m et leur épaisseur est de 100 à 200 mm.

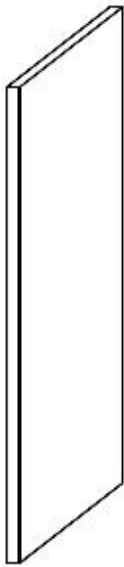
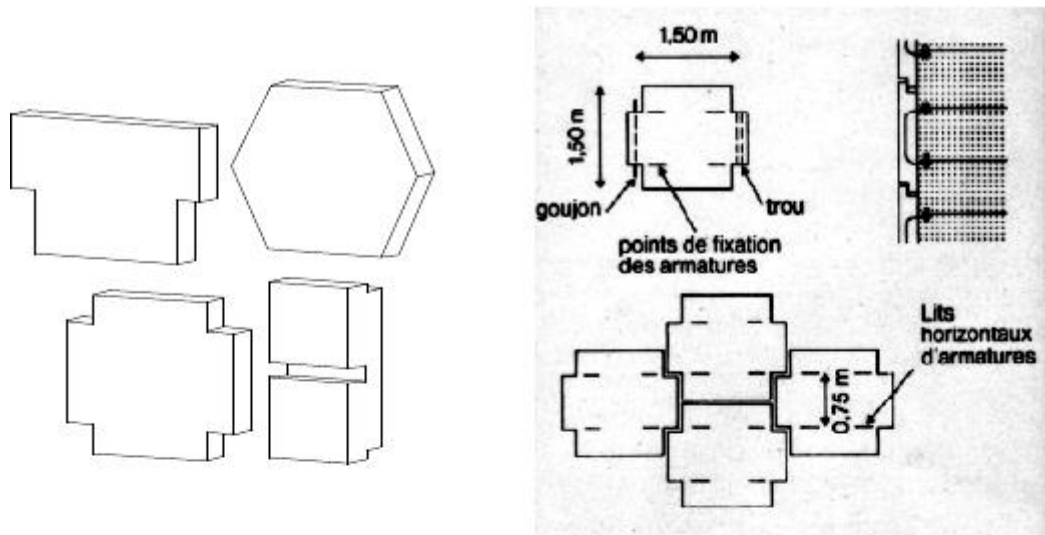


Figure 1.2 : Panneaux de pleine hauteur

I. 5. 1. 2. Panneaux de hauteur partielle

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton ces panneaux, leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d'assemblage et aux méthodes spécifiques de construction.

Des formes rectangulaires simples sont également disponibles. Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d'accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes.



(a)



Figure 1.3 : Panneaux de hauteur partielle

Il existe aussi autres types des panneaux comme :

Panneaux inclinés : sont des éléments inclinés en béton préfabriqué (Figure 1.4), munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté.

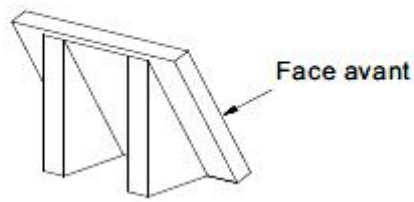


Figure1.4 : Panneau incliné préétablie

Jardinières : sont des éléments préfabriqués en béton généralement constitués d'une dalle inclinée (Figure1.5), soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté.



Figure1.5 : Jardinières

1. 5. 1. 3. Parement cellulaire

Les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillés à sec en béton non armé (Figure1.6) sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires.

Les éléments cellulaires du parement protègent les géosynthétiques des rayons U.V., retiennent le remblai adjacent à la face et servent de coffrage à la construction. Les cellules peuvent être pleines ou creuses. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm.

Cette technique est la plus utilisée notamment pour la construction de fausses culées et le raidissement des talus autoroutiers.

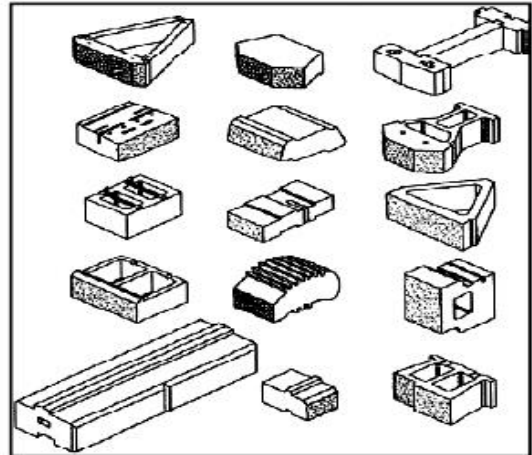


Figure1.6 : Parement cellulaire.

I. 5. 1. 4. Parements semi-elliptiques en acier

Éléments de parement cylindriques en tôles d'acier cintrés en forme de une demie ellipse ou de U (Figure 1.7). Ces éléments, qui sont placés horizontalement, ont d'ordinaire une épaisseur de 2 à 4 mm, une hauteur de 250 mm à 400 mm et mesurent quelques mètres de longueur. Ils sont munis de trous sur leurs bords horizontaux pour la jonction avec les renforcements.



Figure1.7 : Parement semi-elliptiques en acier.

I. 5. 1. 5. Parement treillis soudé en acier

Les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu (Figure 1.8) Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du côté

intérieur de caillou ou de pierre cassée, ou être doublés d'une nappe en géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires. Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements. Certains types de parement sont exclusifs et appartiennent à des systèmes particuliers.



Figure 1.8 : Parement treillis soudé en acier.

I. 5. 1. 6. Parement face enveloppée

Le remblai est renforcé par des nappes de géotextiles ou de géogrilles, formant également la face du mur. La protection des géotextiles contre les rayons U.V. de la face du mur est assurée par des couvertures spéciales, des parements construits devant la face enveloppée ou par des terres végétalisables.

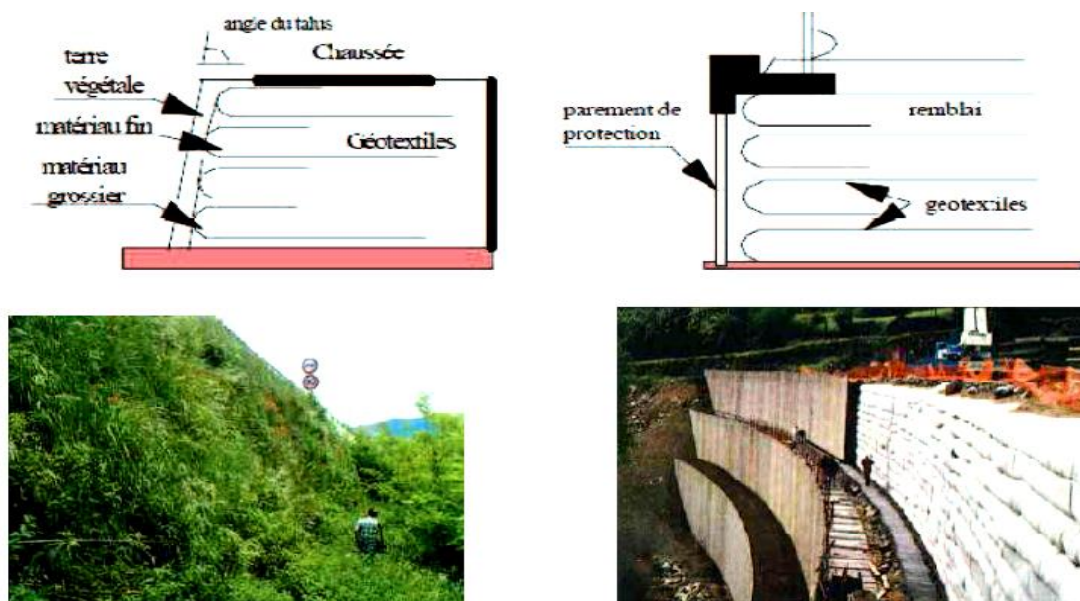


Figure 1.9 : Parement à face enveloppée.

I. 5. 1. 7. Parement forme de gabions

Le parement dans ce cas est formé par l'empilement de gabions les uns sur les autres en combinaison avec des bandes ou des nappes de géosynthétiques, permettant d'obtenir un massif renforcé (Figure1.10) Ces cages, remplies de cailloux ou de pierres cassées, mesurent D ordinaire de 0,5 m à 1,0 m de hauteur, 2 m à 3 m de longueur et 0,5 à 1,0 m de profondeur. Les cages de gabion peuvent être fournies avec une queue qui sert de raccordement par frottement avec le renforcement principal.

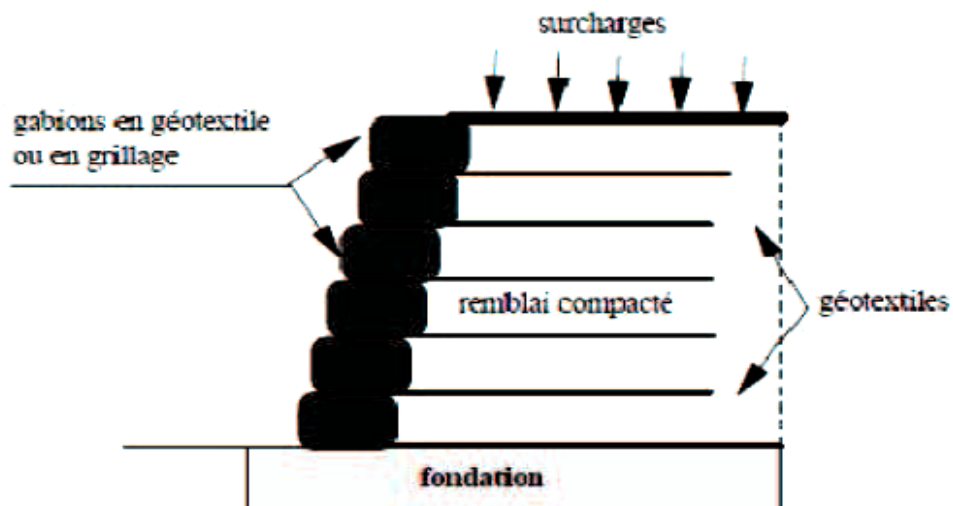


Figure1.10 : Murs avec un parement formé de gabions.

I. 5. 1. 8 Parement en Pneus

Les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques (Figure1.11).

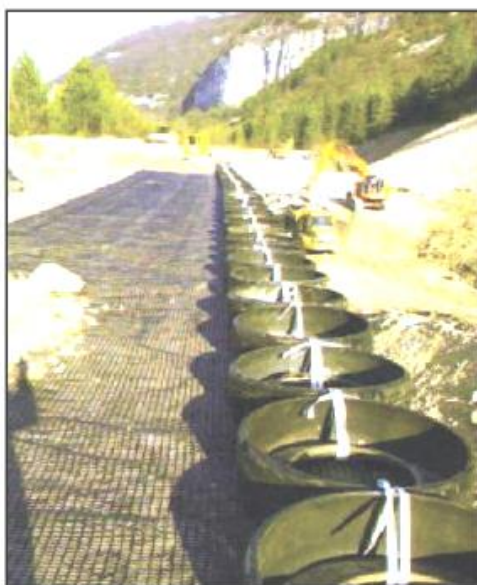


Figure1.11 : Murs avec un parement en Pneus.

I. 6. METHODE DE RENFORCEMENT

I. 6. 1. Le renforcement par géotextiles

1. 6. 1. 1. Généralités sur les géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations... Le tableau 1.2 résume les principales fonctions des géotextiles ainsi que les critères essentiels de dimensionnement. [2]

Tableau 1.2 : principales fonctions des géotextiles

Fonction	Description	Exemples	Caractéristiques essentielles pour assurer la fonction
Séparation	Eviter l'interpénétration de sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales)	couches de forme routières, voies ferroviaires, remblais sur sols compressibles	Résistance à la traction, à la perforation statique, allongement
Filtration	Assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol	Protection des drains contre le colmatage, couche de transition sous enrochement	Permittivité de filtration (O_f)
Drainage	Assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe	Drainage sous fondations, sous remblai, au contact d'ouvrage (tunnels, murs...)	Transmittivité
Renforcement	Améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus	Murs de soutènements, radiers sous chaussée, fondations sur sols compressibles	Résistance à la traction, allongement, frottement d'interface
Protection	Protéger une structure fragile (géomembrane) contre des éléments poinçonnants	Bassin de retenue, parement de barrages, digues	Résistance à la perforation, grammage
Lutte contre l'érosion	Limiter les mouvements de particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent	Protection de berges (canaux, torrents), de talus, côtes soumis à l'érosion maritime et éolienne	Capacité à permettre le développement de la végétation

Les géosynthétiques regroupent en plus des géotextiles, les géogrilles, géocomposites, géocellules, géonaturels dénommés produits apparentés.

Les géotextiles se classent en fonction de leurs propriétés caractéristiques telles que leur résistance à la traction, leur résistance au déchirement, leur permittivité, leur transmittivité ou encore leur ouverture de filtration. Le comité français des géosynthétiques (CFG) a défini la classification décrite dans le tableau 1.3 :

Tableau 1.3 : classes de géotextiles (CFG)

Propriétés caractéristiques		Numéro de la propriété	Classes											
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Résistance à la traction (kN/m)	Sens de production	1												
	Sens travers	2	4	8	12	16	20	25	30	40	50	75	100	
Allongement à l'effort maximal (%)	Sens de production	3												
	Sens travers	4	8	11	15	20	25	30	40	50	60	80	100	
Résistance à la déchirure (kN)	Sens de production	5												
	Sens travers	6	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	1,2	1,7	2,3	3	4	6	
Perméabilité	Permittivité K_v/e (s ⁻¹)	7	10^{-2}	$2,10^{-2}$	$5,10^{-2}$	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	50	
	Transmissivité $K_v \cdot e$ (m ² /s)	8	10^{-8}	$2,10^{-8}$	$5,10^{-8}$	10^{-7}	$2,10^{-7}$	$5,10^{-7}$	10^{-6}	$2,10^{-6}$	$5,10^{-6}$	10^{-5}	$5,10^{-5}$	
Porométrie O_f (μm)		9	600	400	200	150	125	100	80	60	40	20	10	

Tableau 1.4 : Comparaison des différents produits géosynthétiques

	non-tissés aiguilletés	tissés PP/PEHD	tissés PET	tissés mono- filament	géogrilles PET	géogrilles PP	grillage gabions
Résistance à la rupture	-	**	****	*	***	*	***
Allongement à la rupture	-	**	****	*	****	**	*
Frottement	*	***	****	**	***	***	***
Résistance au poinçonnement (CBR)	***	****	-	*	****	****	****
Performances à long terme	-	*	****	**	***	*	*
Durabilité (résistance à la corrosion, aux UV...)	****	****	-	*	*	****	-
Perméabilité	*	-	-	***	****	****	****

Outre leurs caractéristiques physiques et mécaniques initiales, la comparaison entre les différents produits peut être faite sur la base de leur capacité à maintenir ces caractéristiques après mise en œuvre.

1. Caractéristiques des géosynthétiques

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la rupture
- mobiliser le frottement du sol

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J).

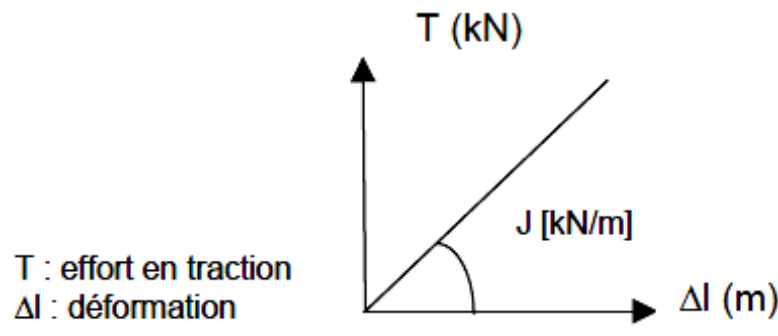


Figure 1.11 : comportement simplifié d'une inclusion à la traction

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol / géosynthétique. Elle se présente schématiquement de la façon suivante :

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi_{\text{sol-géotextile}} \quad \text{avec} \quad f_{\varphi} = \frac{\tan \varphi_{\text{sol-géotextile}}}{\tan \varphi_{\text{sol}}}$$

Ces deux aspects (comportement à la traction et interaction sol/inclusion) sont par exemple pris en compte dans le programme de calcul de stabilité Cartage. [4]

2. Coefficient de frottement f_{φ}

La majorité des valeurs du coefficient de frottement f_{φ} ($f_{\varphi} = \frac{\tan \varphi_{\text{sol-géosynthétique}}}{\tan \varphi_{\text{sol}}}$) disponibles est issue d'essais réalisés sur sable et géotextiles types. Quelques valeurs sont proposées par défaut dans les codes de calcul. Ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles. Des valeurs très inférieures ont cependant pu être mises en évidence lors d'essais spécifiques.

Tableau. 1.5 : valeurs d'angle de frottement sol/geotextile en fonction du coefficient de frottement et de l'angle de frottement sol/sol

valeur du coefficient de frottement $f\phi$	angle de frottement du sol	angle de frottement sol-géosynthétique
0,5	25	13
	30	16
	35	19
	40	23
	45	27
0,6	25	16
	30	19
	35	23
	40	27
	45	31
0,7	25	18
	30	22
	35	26
	40	30
	45	35
0,8	25	20
	30	25
	35	29
	40	34
	45	39
0,9	25	23
	30	27
	35	32
	40	37
	45	42

En ce qui concerne les sols grossiers, les valeurs de $f\phi$ sont difficilement accessibles, comme en témoignent les résultats d'essais sur sols grossiers (torrent du Rif-Fol). Les auteurs (Tacnet J.M., Gotteland P., Aboura A., 1999) trouvent des coefficients de frottement sol / géogrille (TSR 110) de l'ordre de 0,5. En revanche ce coefficient est de 0,7 pour le géotextile BDR 200 collé sur plaque en bois. Les conditions d'essais influent donc largement sur les résultats.

Le jeu de valeurs de $f\phi$ disponibles actuellement est insuffisant pour dimensionner des ouvrages en sols grossiers. Des essais de cisaillement et de frottement d'interfaces spécifiques doivent être adaptés à la caractérisation du frottement entre les géosynthétiques et les sols à forte granularité.

3. Résistance à l'endommagement

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisé, du type de sol, du compactage, de la présence de branches ou de débris...

Des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant les spécificités du chantier.

Il semble ressortir de l'expérience actuelle que les produits les plus résistants à l'endommagement sont, par ordre décroissant, les géogrilles, géotextiles tissés puis les non-tissés (fibres longues puis courtes). Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement. [7]

I. 6. 1. 2 .Conditions de mise en œuvre

La mise en œuvre du géosynthétiques se fait classiquement sur une couche de sol compacté.

L'interface sol / géosynthétique est plane, ce qui peut en faire une surface de glissement préférentielle

($f\phi < 1$).

Lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile. Il est difficile de prévoir si ce phénomène contribue à l'ancrage de la nappe dans le sol ou si au contraire cela nuit à la résistance du produit.

Il serait donc intéressant d'étudier l'influence des poinçonnements sur les géotextiles (et notamment sur les produits tissés) grâce à des essais spécifiques.

La mise en œuvre du géosynthétique sur un sol non compacté (le compactage étant effectué après recouvrement par une nouvelle couche de remblai) permettrait le "festonnage" et apporterait un plus en terme de frottement et d'ancrage.

Par contre le compactage provoque un endommagement du géotextile plus important, surtout dans le cas de sols à éléments anguleux. L'effet du compactage par réalisation de chargements répétés sur un sandwich sol / géosynthétique a été étudié (Gourc, 1982). Ces tests mettent en évidence une perte de résistance à la traction de 5 à 35 % après compactage.

L'angularité des grains ne semble toutefois pas être le seul facteur d'endommagement. En effet les étirements répétés subis par le géotextile à chaque passage du rouleau compresseur provoquent une fatigue accélérée de ce dernier. Ceci est d'autant plus vrai que la différence de

déformabilité entre le sol et le renforcement est importante. La teneur en eau joue un rôle essentiel.

I. 6. 2. Le renforcement par géogrilles [3]

I. 6. 2. 1. Définition et mode d'action

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. En particulier, on peut distinguer les géogrilles uniaxiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles biaxiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. Sur la page suivante est présenté un exemple de géogrille uniaxiale.

D'autre part, le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par autoblocage entre la grille et le remblai comme le montre le second schéma de la page suivante pour une géogrille biaxiale rigide et une géogrille biaxiale souple.

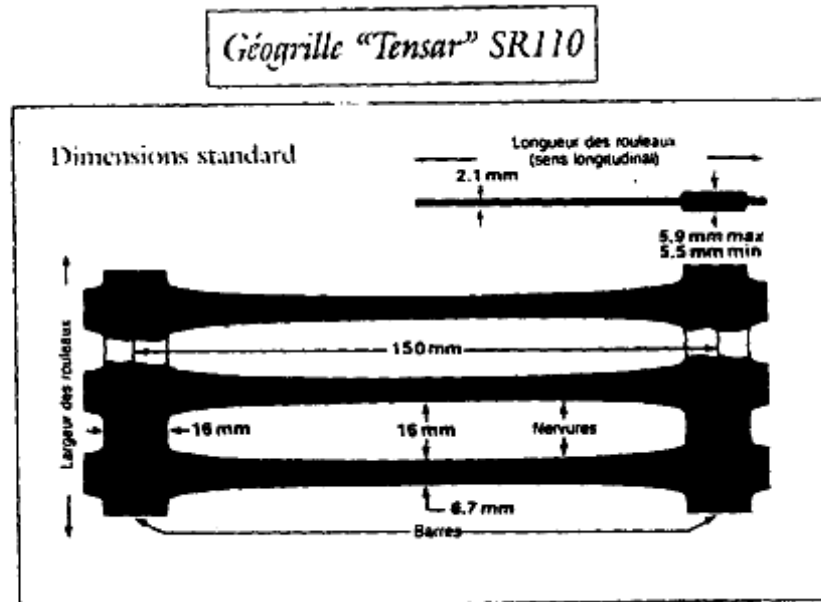


Figure 1.12 : Exemple de géogrille uniaxiale

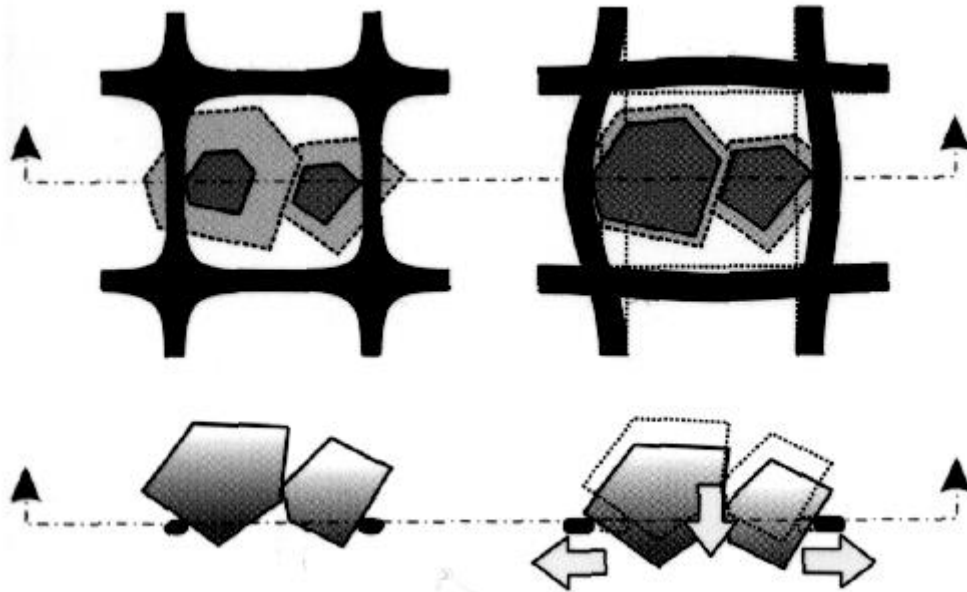


Figure 1.13 : Imbrication des grains dans une géogridde rigide (à gauche) et souple (à droite)

Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrids.

D'autre part, la nature même des géogrids fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.

Leur surface de contact avec le sol est plus faible : l'ancrage des géogrids se fait essentiellement par le blocage d'éléments à l'intérieur des mailles. Ceci a pour effet d'augmenter la cohésion entre les grains. On peut ainsi obtenir des valeurs du coefficient de frottement $f\phi > 1$ lors d'un essai de cisaillement (Collios, 1981). Ce phénomène dénommé la "pseudo-cohésion" (interlocking en anglais), nécessite une bonne adéquation entre le diamètre moyen des grains et la taille de la maille. Les meilleurs résultats en ancrage semblent être obtenus pour des sols bien triés (Cu faible, granulométrie uniforme) et pour des diamètres de maille de l'ordre de 3 à 15 fois le D50 du matériau.

Selon certaines marques (doc. Tensar), le coefficient $f\phi$ serait de 0,9 à 1 en présence de roches broyées ou de graves. D'une manière générale les géogrids présentent les caractéristiques suivantes :

Avantages :

- bonne résistance à l'endommagement
- excellente perméabilité (colmatage impossible)

Inconvénients

- peu de souplesse en flexion

- recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m)

Les géogrilles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication. Elles peuvent donc être :

- thermoformées
- extrudées
- sous forme de bandes extrudées soudées
- tissées
- poinçonnées

Il est important de noter qu'une grille à mailles souples et déformables favorise l'imbrication des grains (interlocking) dans le maillage et donc augmente sensiblement la capacité d'ancrage du produit (dans certaines conditions de granulométrie difficile à déterminer précisément). Le comportement mécanique dépend surtout du matériau constitutif de la géogrille. De manière générale, peu d'essais et de préconisations correspondent au contexte des sols à forte granulométrie.

I. 6. 2. 2. Géogrilles PP, PEHD

• Conditions restrictives

- pH compris entre 2 et 12
- Ne pas utiliser en présence de sulfates dans le sol
- Ne pas utiliser en présence de métaux de transition

• Avantages

- faible endommagement à la mise en œuvre (*par exemple, coefficient de sécurité Tensar de 1,2 si $D_{max}=100\text{ mm}$ et $D_{50} = 30\text{ mm}$*)
- Utilisation à (presque) tous les pH rencontrés dans l'environnement

• Inconvénients

- comportement relativement médiocre au fluage surtout pour le polypropylène (PP) (*Coefficient de sécurité Tensar de 2,3 sur PEHD uniaxiale et de 4 sur PP biaxiale*)
- la résistance à une exposition aux UV est mal connue.

1. 6. 2. 3. Géogrilles PET

• Conditions restrictives

- pH compris entre 3 et 9 (utilisation recommandée à des pH compris entre 5 et 8)
- Ne pas utiliser avec des sols calcaires

- Ne pas utiliser avec des sols traités à la chaux ou au ciment

• **Avantages**

- très bon comportement en fluage (*coefficient de sécurité Tensar de 1,75*)

• **Inconvénients**

- Endommagement assez important lors de la mise en œuvre (*coefficient de sécurité Tensar de 1,5 à 1,7 suivant revêtement PVC ou Acrylic si $D_{max}=100\text{ mm}$ et $d_{50} = 30\text{ mm}$*)

- Prix

I. 6. 3. La technique Pneusol

Cette technique diffère du procédé Pneutex par le fait que le renforcement n'est plus assuré par des nappes géotextiles mais par des niveaux de pneumatiques usagés de véhicules légers, reliés entre eux par sangles polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés comme le montre le schéma ci-dessous :

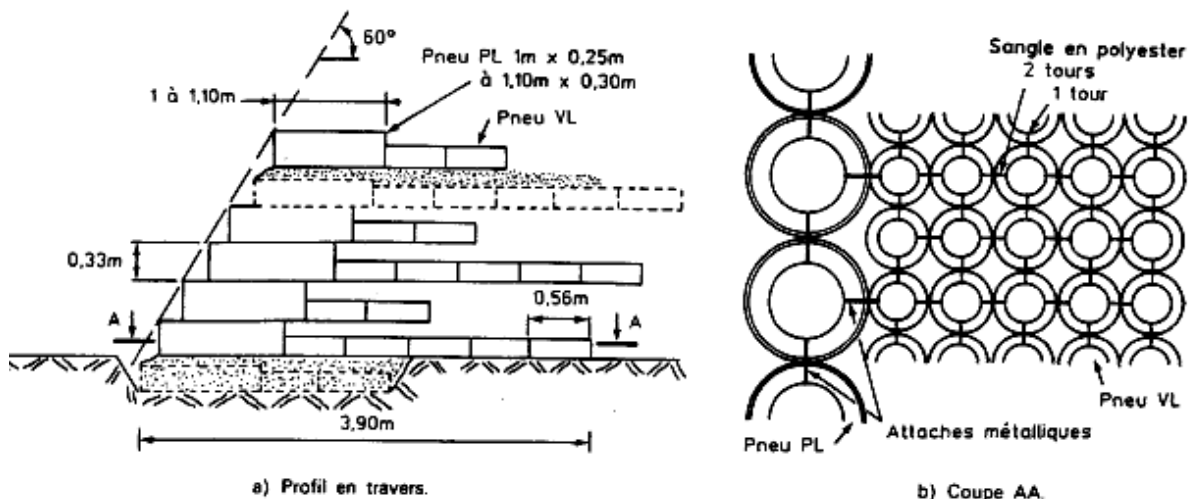


Figure 1.14 : technique pneusol

Cette solution avait été envisagée en 1989 pour l'ouvrage d'Aigueblanche, mais son prix de 1200 F hors taxe par mètre carré de parement était prohibitif par rapport à la technique Pneutex (740 F H.T.). Ce prix élevé s'explique par un temps de mise en œuvre plus grand dû à la difficulté de confectionner les nappes de pneus VL par rapport au déroulement aisé de nappes de géotextiles.

I. 6. 4. Le renforcement par grillages ou par treillis métalliques

Le renforcement par treillis métalliques s'apparente à la technique Pneutex, les géotextiles étant remplacés par des treillis. Cette technique est appelée Arma pneusol et a l'avantage d'être utilisable avec des sols contenant de très gros éléments.

Une autre technique consiste à mettre en oeuvre des grillages sur lesquels le sol est compacté. C'est le système Terramesh dont le parement est en gabions. Une technique dérivée (Terramesh Vert) permet une revégétalisation du parement grillagé. On peut noter que pour le remplissage des gabions, les gros éléments issus de l'écrêtage des matériaux de torrent pourraient être utilisés, à condition qu'ils soient eux-mêmes écrêtés pour supprimer les très gros éléments. La résistance du grillage en traction avoisine les 45 kN/m. La mise en oeuvre de la technique Terramesh est décrite sur la page suivante.

Les techniques de renforcement peuvent être utilisées en association avec un parement de gabions, des nappes de grillage d'acier tressé à mailles hexagonales (procédé Terramesh). De part sa structure, la résistance à la traction du grillage est plutôt unidirectionnelle (parallèlement au tresses). L'acier est galvanisé puis gainé par du PVC, afin de le préserver de la corrosion.

L'avantage principal de cette technique par rapport aux géogrilles conventionnelles est la déformabilité de l'inclusion qui permet sa mise en place sur sol non compacté. Le frottement mobilisable est ainsi augmenté grâce au phénomène de festonnage. Le remplissage des mailles par les éléments du sol a tendance à les préserver d'une élongation trop importante.

• Matériau de remblai :

Le matériau de remblai doit posséder les caractéristiques suivantes :

- La fraction $< 75 \mu\text{m}$ ne doit pas excéder 15 % (jusqu'à 20 % si l'angle de frottement est suffisant)
- La fraction $< 100 \text{ mm}$ doit être d'au moins 90 %
- $D_{\text{max}} = 250 \text{ mm}$

A noter qu'une granulométrie du remblai comprise à 100 % entre 0,02 et 6 mm procure les meilleurs résultats tant en terme d'ancrage qu'en terme de protection du revêtement du grillage. Les matériaux ayant des caractéristiques mécaniques suffisantes mais ne répondant pas à ces critères ne seront pas utilisés. Ces recommandations sont destinées à garantir un comportement du massif renforcé constant, quelles que soient les variations de la teneur en eau qui peuvent survenir tout au long de la vie de l'ouvrage. La densité minimale requise pour le matériau est de 1800 kg/m^3 , le taux de compactage en tout point du massif devant être d'au moins 95 % de l'Optimum Proctor Normal. [6]

Les matériaux doivent être mis en oeuvre par couche de 25 à 30 cm, le compactage étant réalisé parallèlement au parement. A proximité du parement (1 m), celui-ci sera effectué au rouleau manuel ou à la plaque vibrante.

Les remblais ne doivent pas comporter de terre végétale, de matières putrescibles ou de déchets domestiques. Les déchets industriels répondant aux critères ci-dessus peuvent être utilisés sous réserve d'étude complémentaire.

L'angle de frottement interne du matériau doit être d'au moins 28 à 30°.

• caractéristiques mécaniques du remblai renforcé

Si les conditions précédentes sont respectées, l'angle de frottement interne du remblai sera d'au moins 36 °. Des essais d'ancrage ont été réalisés en Australie (New South Wales University, Canberra) sur du sable fin, considéré comme le matériau le plus défavorable. Le coefficient d'effilement mesuré $C_s = T_{\max}/A/\sigma_n = 2 \tan \phi^*$ (ϕ effectif à l'interface) était de 0,91 (soit $\phi^* = 24,5$ °) pour le sable fin compacté et de 0.61 (soit $\phi^* = 17$ °) pour le même matériau non compacté.

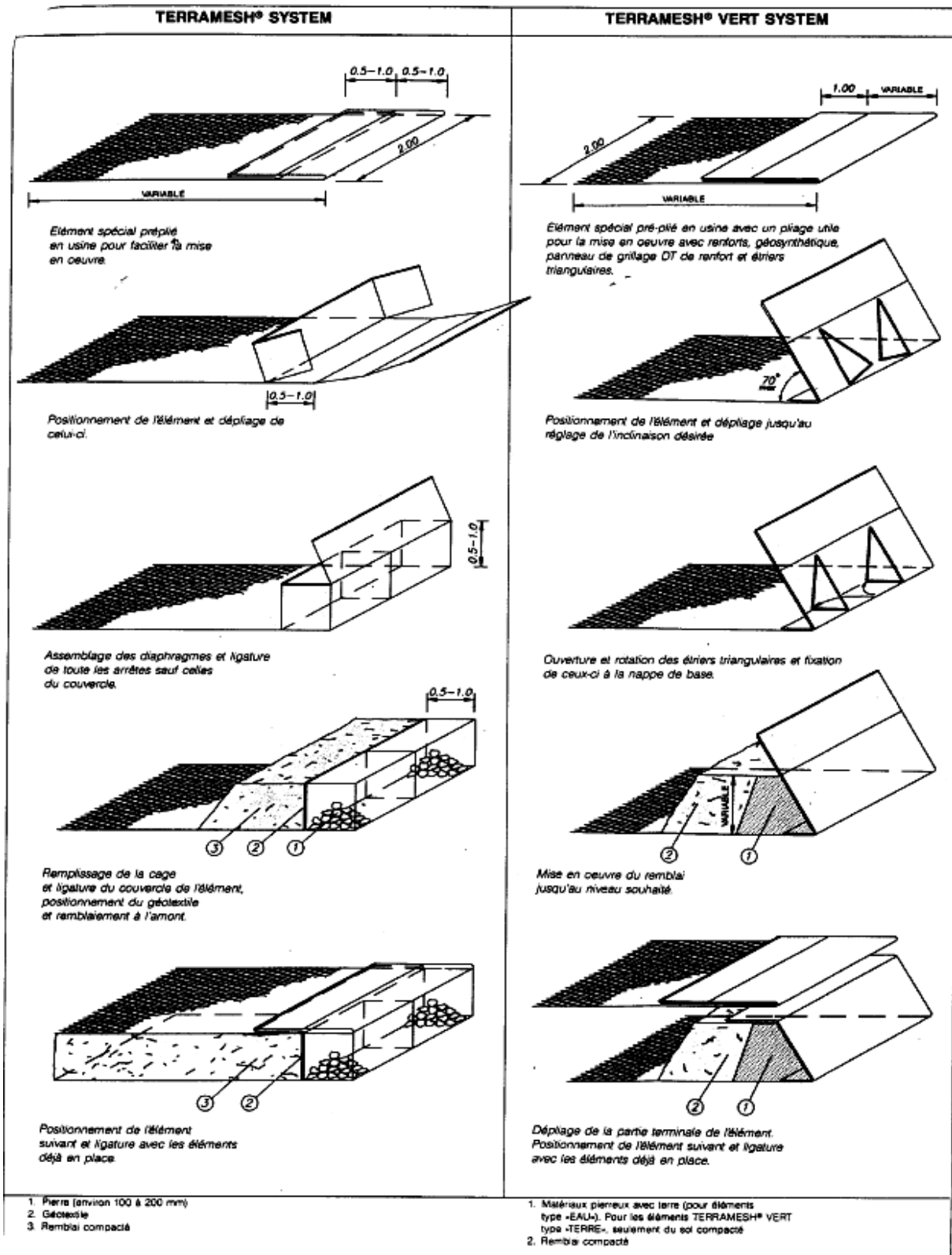


Figure 1.15: principe de mise en œuvre de la technique Terramesh

La technique de renforcement du sol par grillage métallique semble adaptée mais mobilise le sol différemment des géosynthétiques classiques. Les méthodes d'essais courantes apparaissent ainsi assez mal adaptées. Par exemple, l'essai de cisaillement direct ne convient

pas (ou s'avèrerait difficilement exploitable) pour l'étude du comportement d'inclusions qui ne seraient pas situées exactement dans le plan de cisaillement.

• **Avantages**

- Bonne déformabilité en flexion de l'inclusion donc bonne capacité d'ancrage
- Mise en œuvre possible (et même conseillée) sur sol non compacté
- La présence d'éléments grossiers augmente globalement la raideur de l'inclusion
- Large gamme de sols utilisable

• **Inconvénients**

- Résistance à la rupture limitée (~ 45 kN/m)
- Déformation non négligeable à la rupture (200 à 280 % pour le grillage vide) ; toutefois l'intercalation des éléments de sol dans les mailles du grillage améliore la raideur des nappes.
- Sensibilité à la corrosion (pH mini = 5)

Dans le cas d'utilisation de gabions, le matériau de remplissage sera effectué autant que possible par des matériaux durs, insensibles à l'eau, non évolutifs et surtout non gélifs (important en contexte montagnard). Une densité minimale de 2,3 t/m² est conseillée.

I. 6. 5. Le renforcement par ancrage

Il s'agit de renforcer le sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage. Le renforcement est ainsi assuré par frottement ainsi que par contrebutée.

Les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au parement composé d'écailles en béton.

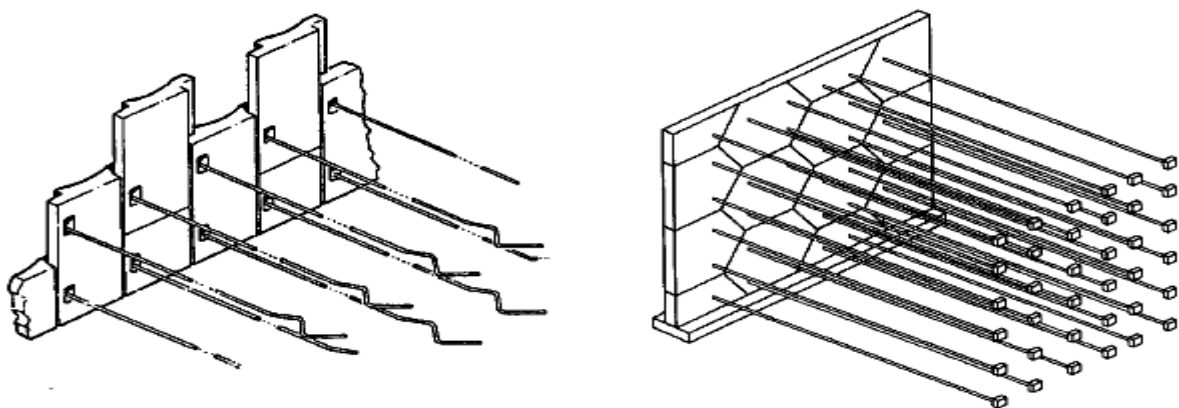


Figure 1.16 : renforcement par ancrage

Une autre technique consiste à lier chaque élément préfabriqué en béton à une butée d'ancrage par l'intermédiaire d'une bande en polymère :

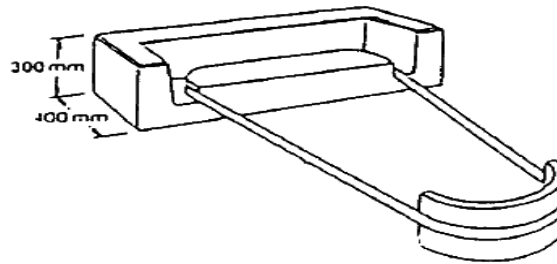


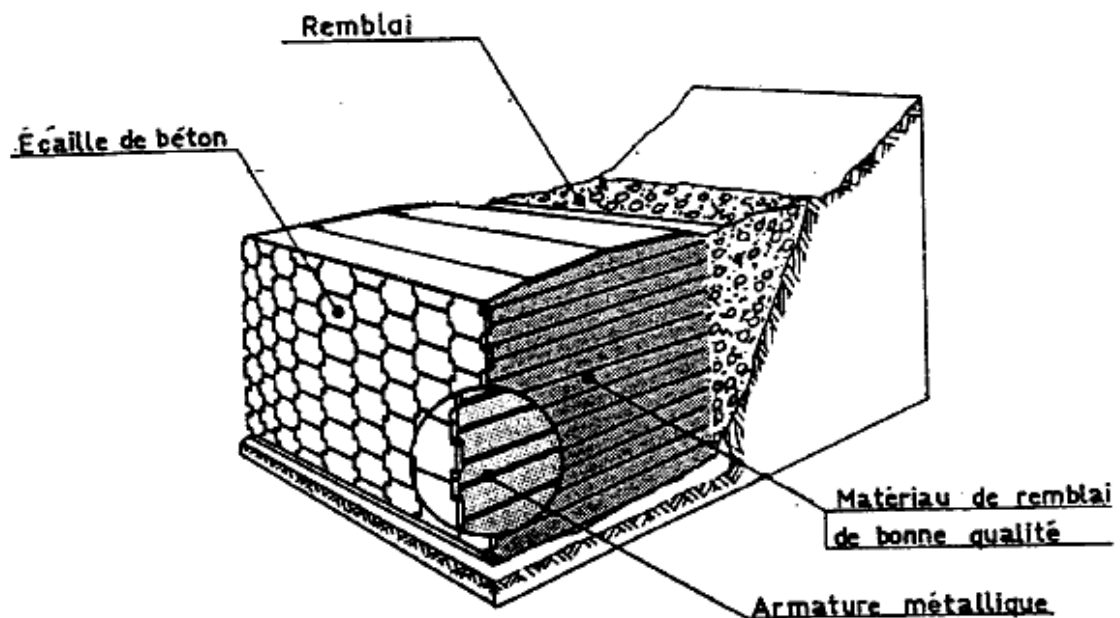
Figure 1.17 : Bande en polymère

I. 6. 6. La Terre Armée

I. 6. 6. 1. Définition

La Terre Armée fut mise au point par H. VIDAL en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste en l'association de trois éléments principaux à savoir :

- **un sol** plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques
- **des inclusions** horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement
- **un parement**, anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée



Principe d'un massif en Terre Armée

Figure 1.18 : Principe d'un massif en terre armé

I. 6. 6. 2. Le parement

Le parement est la face apparente du remblai renforcé. Il n'a qu'une fonction limitée dans le renforcement. Ses fonctions sont les suivantes :

- protéger le massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle
- résister aux efforts dus aux poussées des terres
- éviter les ruptures locales pouvant affecter le remblai
- d'un point de vue purement esthétique améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage (surtout pour les parements en écailles).

Trois types de parements existent :

- le **parement métallique**, qui aujourd'hui n'est plus employé. Pour information, il s'agissait d'éléments cylindriques à section semi-elliptique
- le **parement en écailles** de béton, qui est très largement répandu. Les écailles sont des plaques de béton cruciformes, non ferrillées, ayant pour dimensions 1,5 x 1,5mètres et un poids moyen de 700 kg. Le lien entre les écailles constituant le parement est assuré par des goujons et des joints compressibles entre écailles superposées autorisent la déformabilité du parement dans un plan vertical. De plus, les écailles possèdent un certain jeu entre elles ce qui donne au parement une certaine souplesse. Ceci permet en particulier la construction de parements courbes.

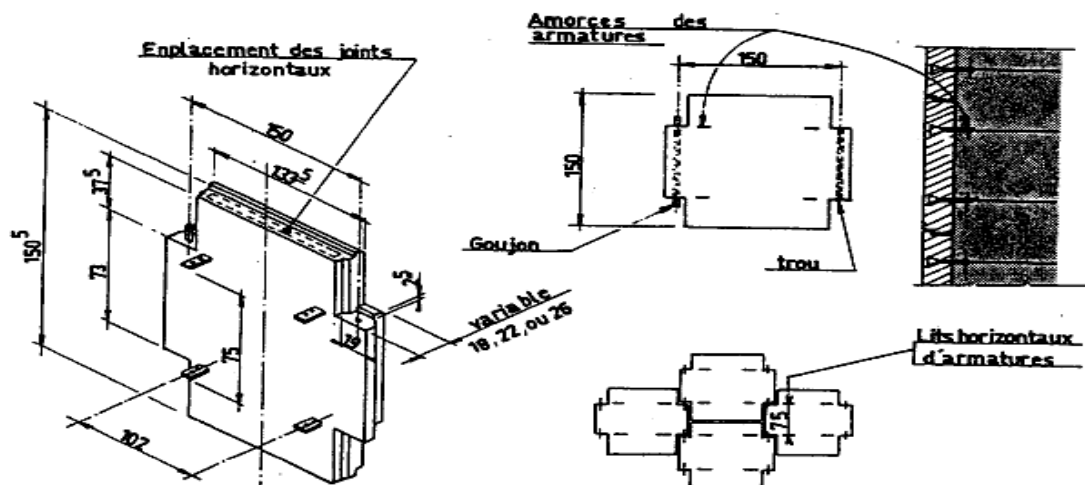


Figure.1.19 : Parement en écaille de béton

- Enfin, de plus en plus utilisé, le parement TERRATREL en treillis métallique auquel sont attachées les armatures de renforcement et qui permet une végétalisation du parement. Une géogrille ou un géotextile non tissé peut lui être associé.

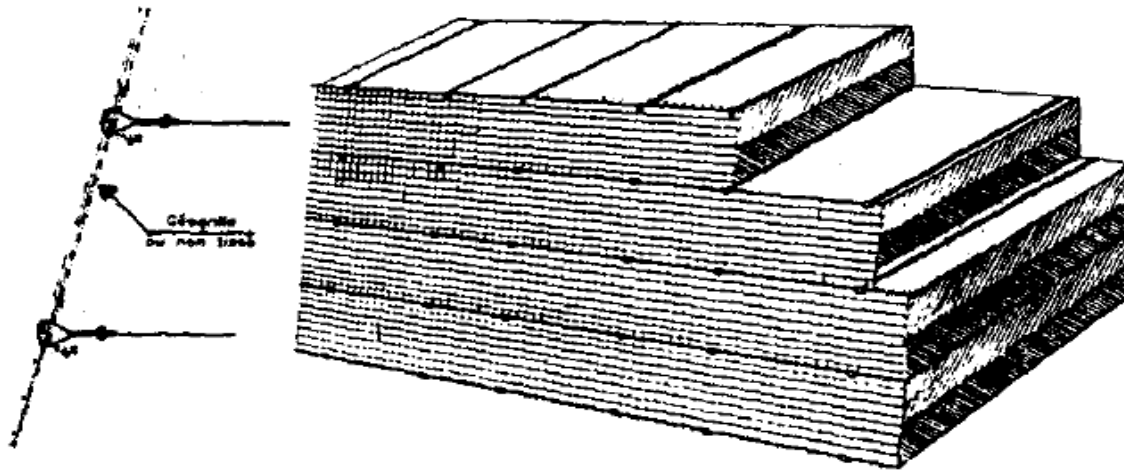


Figure.1.20 : Parement Terratrel

Il apparaît clairement que les deux premiers types de parement existant n'autorise en aucun cas la construction d'ouvrage de protection contre les phénomènes naturels (chutes de blocs, avalanches,...) en raison de leur sensibilité à l'impact mais ils peuvent tout à fait convenir pour des remblais de renforcement de route en zone instable par exemple.

Les armatures

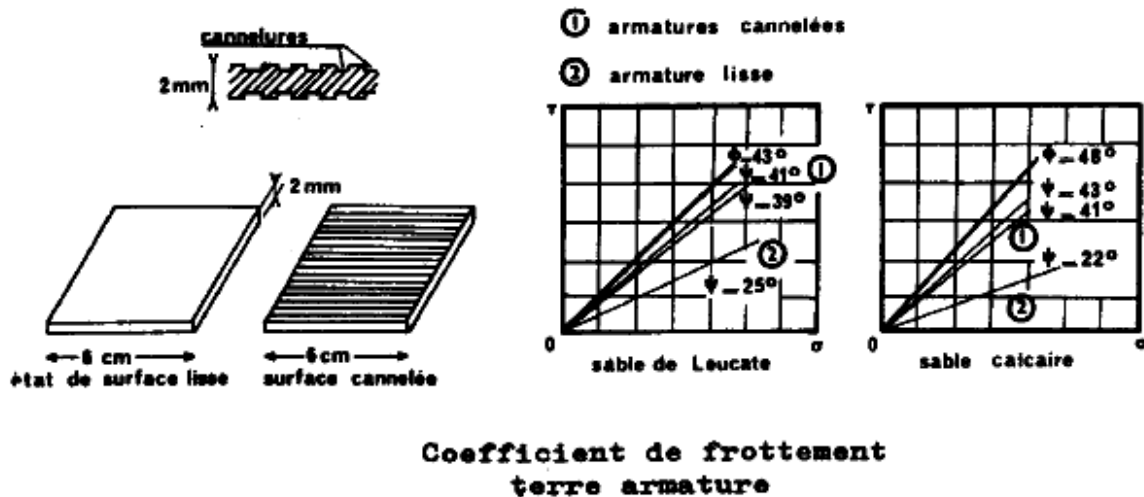
Les armatures se présentent sous la forme de bandes plus ou moins larges (5 à 10 cm), de faible épaisseur (quelques millimètres), souvent crénelées pour assurer un frottement plus important avec le sol à renforcer. Suivant les cas d'application, elles peuvent être constituées en :

- acier inoxydable
- alliage d'aluminium
- acier doux galvanisé
- des polymères

Dans la plupart des cas, on utilise un acier doux galvanisé. La technique mettant en œuvre des bandes en polymère est nommée "Freyssisol". Les armatures sont alors composées de fibres en polyester gainées d'une couverture de polyéthylène.

Il existe deux types d'armatures métalliques :

- **les armatures lisses** pour lesquelles l'angle de frottement sol-inclusion ϕ_g n'est jamais supérieur à l'angle de frottement interne ϕ du sol
- **les armatures rugueuses** dites "haute-adhérence" pour lesquelles l'angle ϕ_g peut être supérieur à ϕ . Ces armatures présentent des crénelures qui ont pour effet l'augmentation de la valeur de ϕ



I. 6. 6. 3. Mise en œuvre

La construction d'un ouvrage en Terre Armée implique le respect de conditions de mise en œuvre spécifiques (cf. norme NFP 94-221, *Ouvrage en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples*)

La technique de mise en œuvre employée correspond à la construction par niveaux successifs du massif renforcé. Pour chaque niveau, les étapes suivantes sont à suivre :

- mise en place d'un niveau d'éléments du parement
- pose d'armatures parallèles et régulièrement espacées
- ancrage des armatures au parement par l'intermédiaire d'un boulonnage
- remblaiement
- compactage de la couche de sol

Ces opérations sont répétées pour chaque niveau de l'ouvrage.

I. 6. 6. 4. Restrictions d'utilisation

La mise en œuvre d'un ouvrage en Terre Armée est soumise à un certain nombre de restrictions concernant plus particulièrement la **granulométrie** du matériau employé ainsi que les **conditions de terrassement**. Les règles relatives à la granulométrie sont les suivantes :

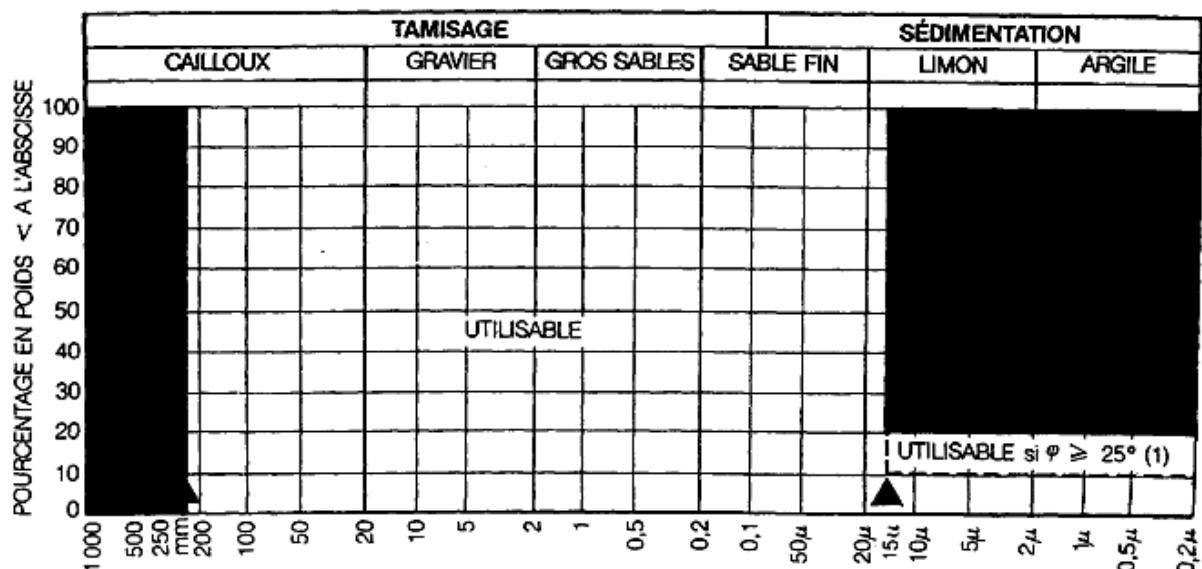
- le poids de la fraction fine du matériau (éléments inférieurs à 80 μm) ne doit pas excéder 15%
- les éléments grossiers supérieurs à 100 mm ne doivent pas excéder 25%
- le sol ne doit comporter aucun élément d'une taille supérieure à 250 mm
- Le sol employé devra posséder une granulométrie uniforme (Dans le cas où le coefficient d'uniformité C_u ($C_u = D_{60}/D_{10}$) est inférieur à 2, il est nécessaire de l'intégrer dans le dimensionnement.

Les deux tableaux suivants définissent l'utilisation d'un sol dans un massif en Terre Armée. Le premier tableau valide ou non un matériau en fonction du pourcentage de passant à 80 µm et 15 µm, du type d'armature utilisé et de l'angle de frottement interne du sol :

Tableau 1.6 : critère mécaniques pour choix du matériau de remblai

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

Tableau 1.7: définit la plage de granulométrie utilisable



(1) φ : Angle de frottement interne du sol mesuré sur le matériau saturé et consolidé dans des conditions de cisaillement rapide.

I. 6. 7. Domaine d'emploi

La technique de la terre armée a révolutionné l'art de construire, et il est utilisée de nos jours en solution pour beaucoup d'applications et les plus importantes sont les suivantes :

I. 6. 7. 1. Routes et autoroutes

La technique de la terre armée est largement utilisée pour la réalisation de routes et d'autoroutes.

La plus grande utilisation des procédés Terre Armée concerne la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivélé des routes, autoroutes et les sites urbains.

Parmi les principales utilisations de la terre armée on cite :

- Les murs sous chaussées, simples ou étages ;
- Les culées porteuses ;
- Les culées mixtes ;
- Les murs de rampes ;
- Les talus raidis ;
- Les merlons anti-bruit.

I. 6. 7. 2. Ouvrages hydrauliques

Les applications en site fluvial ou maritime sont nombreuses et très variées tels que les quais maritimes et fluviaux, barrages, etc...

Les applications en site fluvial ou maritime sont nombreuses et très variées. Plusieurs facteurs sont à l'origine de ce choix parmi lesquelles on cite la résistance aux sollicitations très sévères telles que les crues, les fortes marées, la houle, les tempêtes, les efforts de la glace et les chocs divers (bateaux, épaves, etc.), la rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblai mènent à une utilisation variée en site fluvial ou maritime. Aussi l'utilisation d'armatures geosynthétiques non corrodables et la possibilité de la construction de murs de quai en Terre Armée effectuée entièrement sous l'eau, ont permis d'élargir cette technique dans les environnements salins et maritimes (marinas, ports de pêche).

I. 6. 7. 3. Ouvrages ferroviaires

Les murs de soutènement en terre armée sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro. Ces applications font appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, à l'exception de quelques dispositions constructives spécifiques

I. 6. 7. 4. Ouvrages industriels et de protection

La technique Terre Armée est très utilisée pour répondre a des besoins d'aménagement dans les sites industriels classiques et spécifiques tels que les silos de stockage de charbon ou de minerais, les murs de déchargement, les postes de criblage et de concassage. La terre armée est également idéale pour la réalisation d'ouvrages de protection civile, militaire ou industrielle. Ceux-ci résistent particulièrement bien aux explosions, aux déversements accidentels ou aux incendies.



(a) routes et autoroutes



(b) ouvrages industriels et de protection



(c) ouvrages ferroviaires



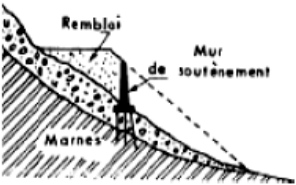


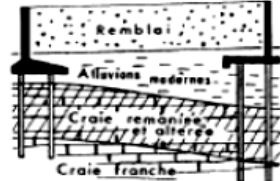
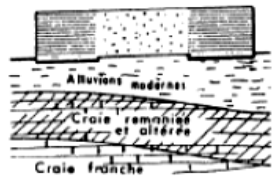

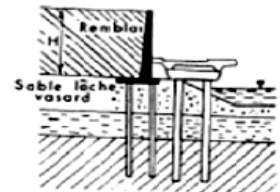
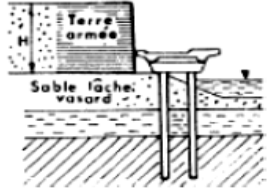
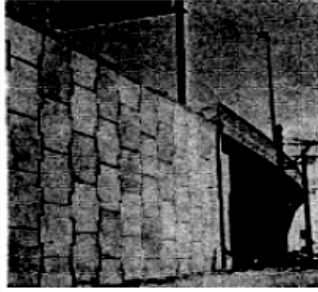
(d) ouvrages hydrauliques

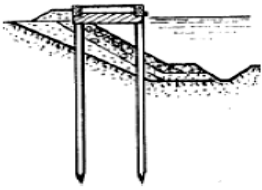
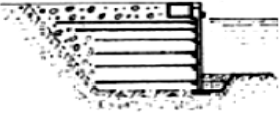
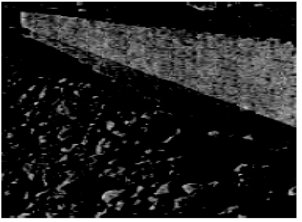
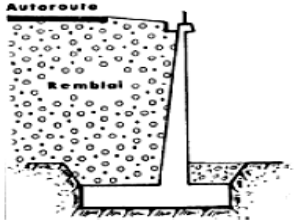
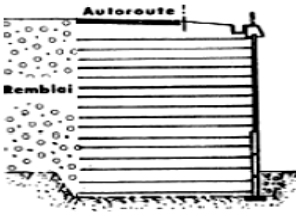
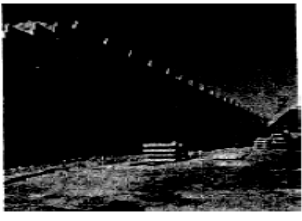
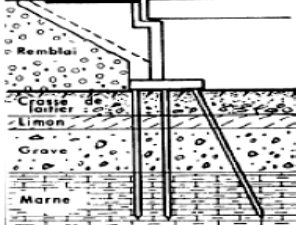
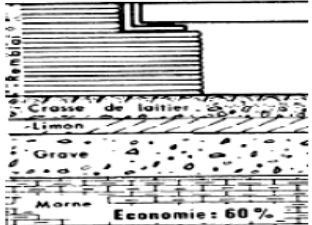
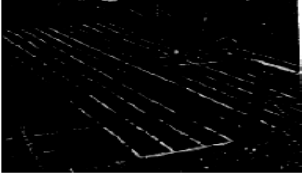
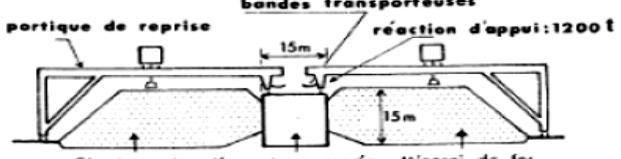
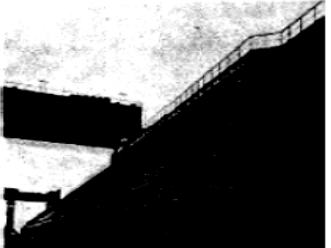
Figure 1.21 : Ouvrages industriels et de protection

I. 6. 8. Autre exemple d'ouvrages en terre armée dans le domaine des soutènements

Tous ces ouvrages ont été réalisés entre 1968 et 1972

Tableau 1.8 : exemple d'ouvrages en terre armée dans le domaine des soutènements

Type	Situation de l'ouvrage	Solution classique	Solution terre armée	Photographie de l'ouvrage
Murs de soutènement de montagne	Autoroute A 8 (roque brune menton) Vigna II - 1968-	 <p>Eboulis instables nécessité de fondations profondes mais risque de cisaillement des pieux</p>	 <p>Souplesse TA vis-à-vis des déplacements des éboulis plus de fondations profondes économie : environ 30%</p>	
Murs de soutènement urbains	RN 187 raccordement F18 au pont de Servès (1971)	 <p>-Sol de fondation de faible portance -Nécessité de fondations profondes</p>	 <p>-Plus de fondations profondes -Economie : 45%</p>	
	Echangeur de Sète (CDZ) 1971	 <p>-Sol de fondations de faible portance -Nécessité de fondations profondes</p>	 <p>-Plus de fondations profondes -Economie : environ 50%</p>	

Type	Situation de l'ouvrage	Solution classique	Solution terre armée	Photographie de l'ouvrage
Ouvrages maritimes	Murs de quais Valras (1971)		 Economie : 15 à 20%	
Ouvrages de génie civil	Palaiseau (1971)	 Autoroute Remblai	 Autoroute Remblai	
	Culée de Thionville (1972)	 Remblai Craie de laitier Limon Grave Marne	 Remblai Craie de laitier Limon Grave Marne Economie : 60%	 En construction
Ouvrages spéciaux	Port autonome de dunkerque (1970)	 portique de reprise bandes transporteuses réaction d'appui: 1200 t 15m 15m Charbon Massif en terre armée Minerai de fer Sans l'utilisation de la terre armée il n'était pas possible d'envisager une solution de ce type pour le parc de stockage. Cette solution originale conduit à une économie notable sur l'ensemble des installations.		

I. 7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques procédés de soutènement en sol renforcé, l'historique de leur développement, leur mode de construction, leurs principaux avantages par rapport au soutènement classique et large variété d'applications dans plusieurs domaines.

Comme on l'a montré, Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique, ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables et pratiques de conception des structures en sols renforcés.

CHAPITRE II

Chargement cyclique

II. 1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (poussée de remblai, surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

II. 2. DEFINITION DES CHARGES

II. 2.1. Charge permanente (CP):

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure

Revêtement : Une couche de revêtement en béton bitumineux de 20cm d'épaisseur.

Poids de trottoir: $p_{tr} = 2 \times (\gamma_{bet} \cdot S)$

II.2.2. Surcharges :

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système Bc.
- Système Bt.
- Système Br.
- La surcharge militaire Mc120.
- La charge exceptionnelle D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

II.2.2. 1. Système de charge A (L):

C'est une charge répartie sur la largeur et la longueur des zones choisies d'après les règles qui sont prescrites dans le fascicule (61 titre II) exprimée en kilogrammes par mètre carré et est donnée en fonction de la longueur chargée:

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} (Kg/m^2)$$

Avec :

L : longueur chargée $A(L) = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot A(L)$

α_1 est déterminé en fonction de la classe d'ouvrage, et du nombre de voies chargées.

$$\alpha_2 = \frac{V_0}{V}$$

V: étant la largeur d'une voie.

V_0 : ayant les valeurs suivantes.

- 3.5 m pour les ouvrage de premiere classe.
- 3.0 m pour les ouvrage de deuxieme classe.
- 2.75 m pour les ouvrage de troisieme classe.

II.2.2.2. Système BC :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau suivant :

Nombre de files considérées		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
	troisième	1.00	0.8	-	-	-

Nota : les charges du système Bc sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 2L} + \frac{0.6}{1 + 4G/S}$$

L : longueur chargée.

G : la charge permanente de l'ouvrage.

S : la charge B maximale.

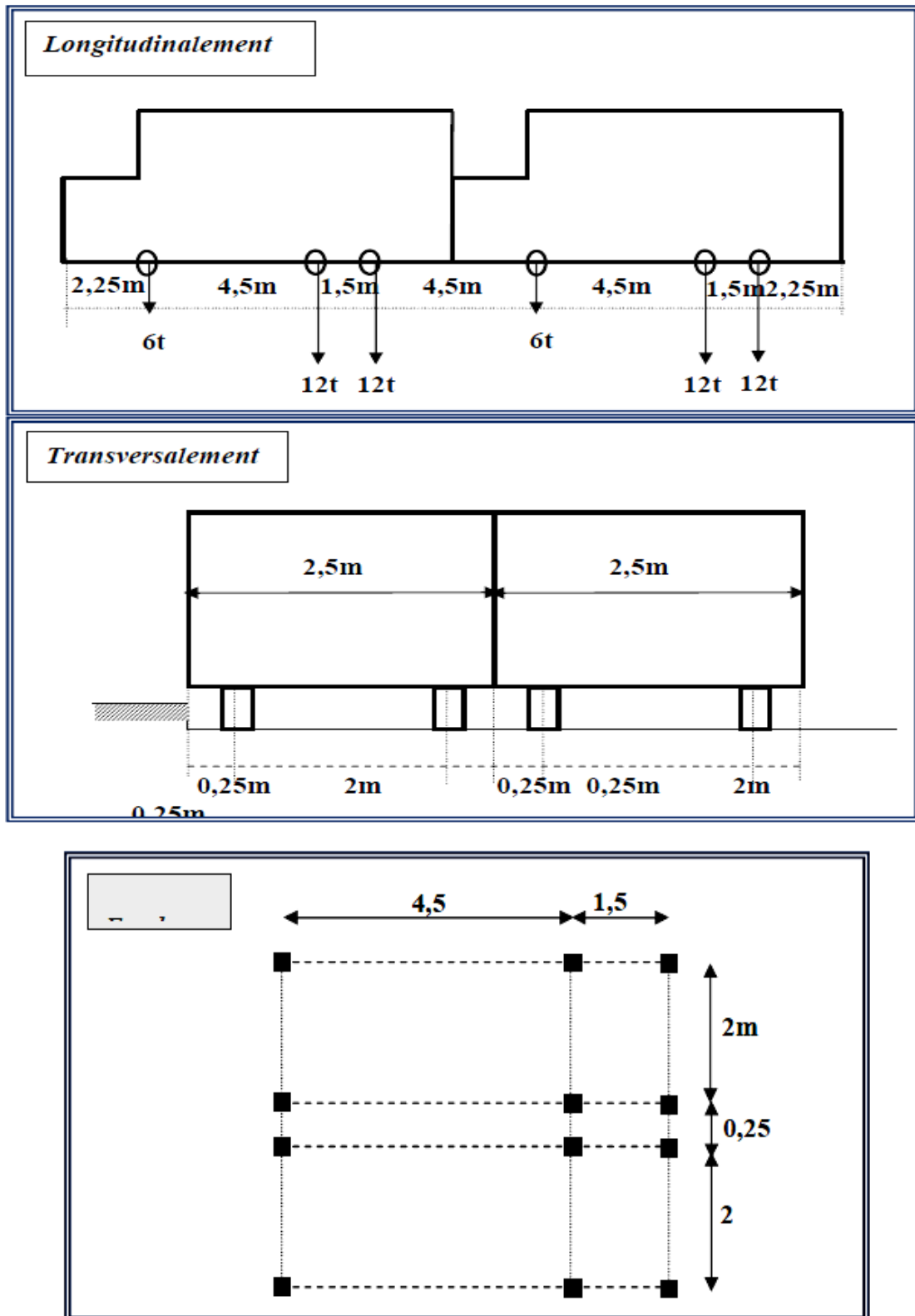


Figure 2.1: Système – BC

II. 2.2.3. Système Bt

Le sous- système Bt se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 16 t:

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal ;
- Il est affecté d'un coefficient de pondération b_t égal à 1 pour les ponts de première classe, et 0.9 pour ceux de deuxième classe.

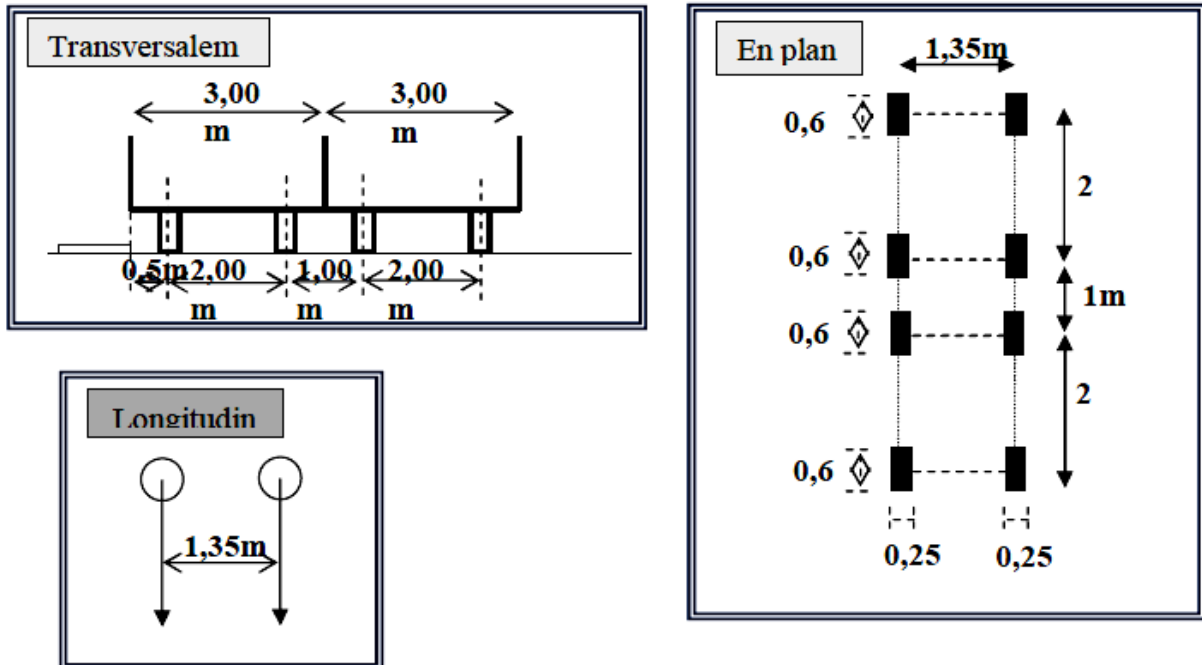


Figure 2.2: Système Bt

II.2.2.4. Surcharge

Ce système de charge est composé d'une roue isolé de 10t qui peut être placé n'importe où sur la largeur rouables pour avoir l'effet le plus défavorable.

II. 2.2.5. Surcharges militaires MC120

Le convoi militaire se compose d'un groupe de deux essieux, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé et il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge. « Fascicule 61-II ».

Les majorations dynamiques sont applicables à ce modèle de charge qui est calculé par la même formule que celle donnée pour le système Bc

Poids total =110 t, le poids par mètre linéaire =18,032 t/ m

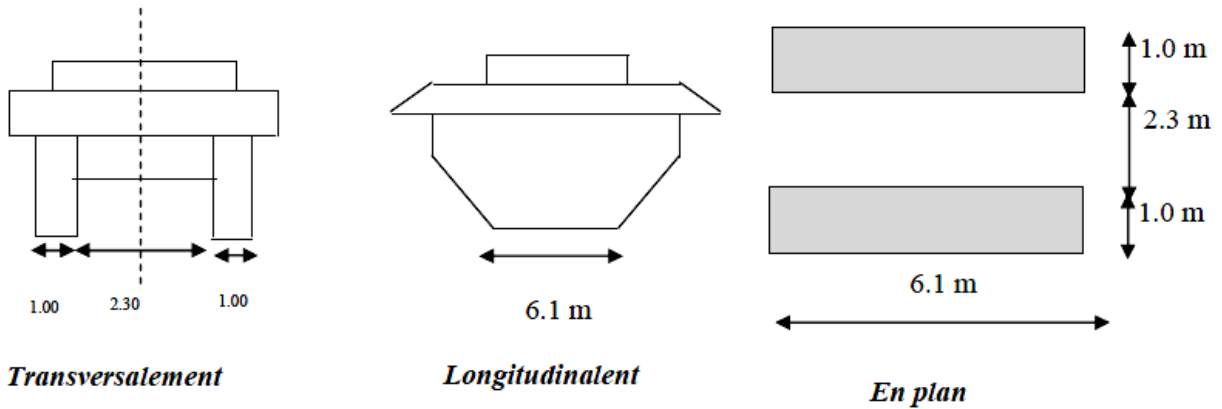


Figure 2.3: Système MC120

II.2.2.6. Charge exceptionnelle (D240)

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de largeur et 18,6m de longueur, le poids par mètre linéaire égale à 12,9 t/m

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre chargement).

Cette surcharge n'est pas frappée du coefficient de majoration dynamique.

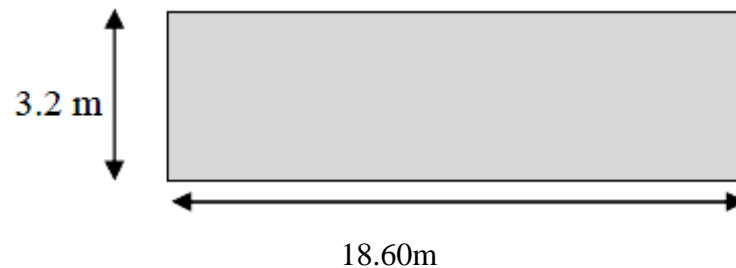


Figure 2.4: Système D240

II. 2.2.7. Forces de freinage :

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30t.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

II.I.2.2.8 Surcharges des trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

II.2.3. Température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température.

II. 3. PRESSION VERTICALE :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des charges verticales, chaque méthode se base sur des hypothèses bien définies selon le problème spécifique, parmi ces méthodes on trouve.

II.3.1. Méthode de TERZAGHI :

La théorie de TERZAGHI a été établie pour les ouvrages souterrains construits dans des terrains granuleux, mais sa stabilité peut être étendue au cas des terrains cohérents.

D'après TERZAGHI, la stabilité du front d'attaque d'une galerie de faibles dimensions, sera assurée sans soutènement par une cohésion suffisante.

Cette méthode est applicable généralement à faible profondeur et elle suppose que les charges qui agissent sur la trémie sont uniformément réparties.

Il admet qu'une masse de terrain se déplace dans le plan de la dalle de l'évidement, et on doit définir sa largeur en partant du chiffre de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$, qui est l'angle de glissement de poussée active des terres.

On aura alors :

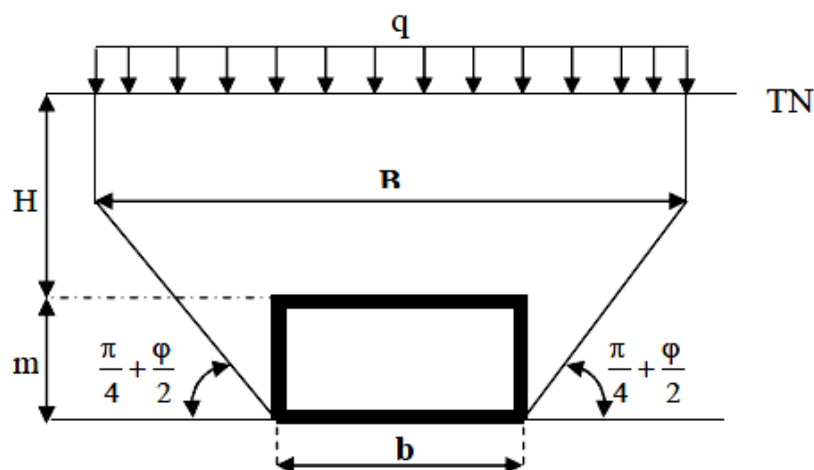


Figure 2.5: Hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI

La charge verticale est donnée par :

$$P_v = \frac{B(\gamma - 2C_i / B)}{2Ktg\varphi} \left[1 - \exp\left(\frac{-2KH_i tg\varphi}{B}\right) + q \cdot \exp\left(\frac{-2KH_i tg\varphi}{B}\right) \right]$$

Avec :

B : largeur de rectangle mesuré au niveau de sommet.

$$B = b + 2 \times m \times \operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2)$$

q : surcharge en surface.

C : cohésion du sol

K : coefficient correcteur qui est égale a P_h / P_v

$$K = \begin{cases} 1 & \text{pour } B < H < 2.5 \\ 1 \text{ et } P_v = \gamma B / 2 \operatorname{tg} \varphi & \text{pour } H > 2.5B \\ 1 < K < 1.5 & \text{pour } H > B \end{cases}$$

II.3.2. Méthode des poids des terres :

Cette méthode est valable pour les ouvrages situés à de faible profondeur. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges se trouvant au-dessus de la trémie. La pression verticale est évaluée par la relation :

$$P_v = \sum \gamma_i \cdot H_i + q$$

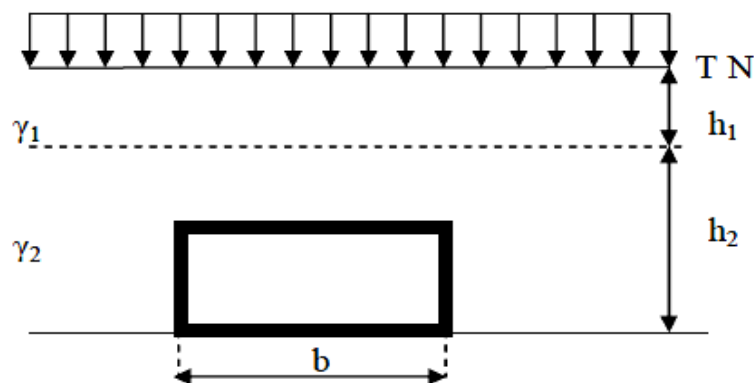


Figure 2.6: théorie des poids des terres

II. 4. LA PRESSION HORIZONTALE :

II. 4.1. Méthode de TERZAGHI :

Selon TERZAGHI la poussée peut être calculée approximativement par la formule suivante :

$$P_h = \begin{cases} 0,38 \cdot \gamma (0,5 \cdot m + h_p) & \text{cas général avec } h_p = b / 2 \sin \varphi \\ K_a \gamma H & \text{terrain granuleux} \\ (v/1-v) \cdot P_v & \text{roche de bonne tenue} \end{cases}$$

Avec : $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

P_v : contrainte géostatique verticale.

P_h : contrainte géostatique horizontale.

ν : Coefficient de poisson.

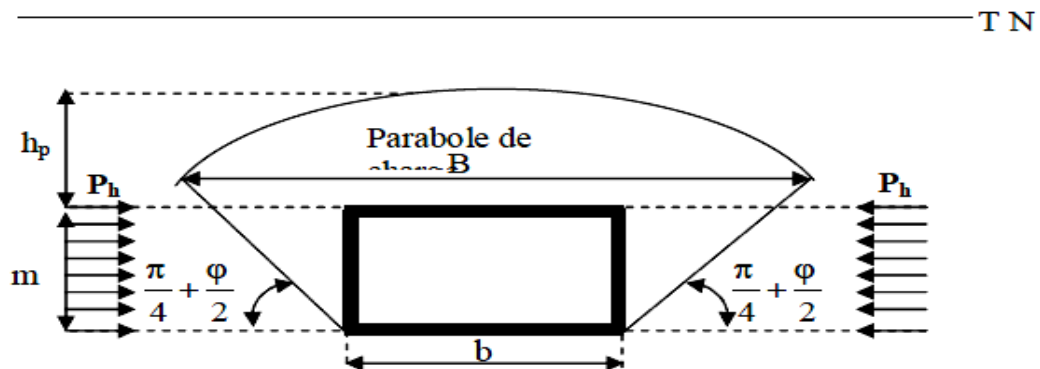


Figure 2.7: Théorie de TERZAGHI

II.4.2. Méthode de PROTODIACONOV :

La poussée totale agissant sur une paroi de hauteur m d'une trémie est donnée selon PROTODIACONOV par la formule suivante :

$$P_v = \gamma ka \cdot \left[\frac{2}{3tg\varphi} (b + m.tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) + \frac{m}{2} \right]$$

$$P_h = \gamma .tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \left[\frac{2}{3tg\varphi} (b + m.tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) + \frac{m}{2} \right]$$

II.4.3. Méthode de COULOMB – RANKINE :

Selon COULOMB – RANKINE, la charge horizontale prend la forme :

$$Ph1 + Ph2 = P2$$

De telle sorte que :

$$Ph1 = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot P_v - 2C .tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Pour plus de sécurité on néglige la cohésion C :

$$Ph1 = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Ou P_v est la contrainte verticale calculée par la méthode de TERZAGHI.

$$Ph2 = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \lambda_h - 2C .tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Pour des raisons de sécurité, on néglige C :

$$Ph_2 = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \lambda_h$$

Donc :

$$Ph = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot P_v + tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \lambda_h$$

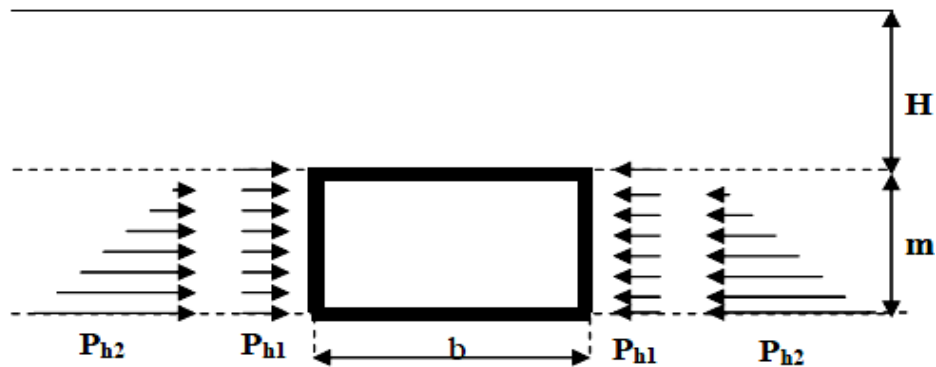


Figure 2.8: Méthode de COULOMB & RANKINE

II.4.4. Méthode des poids des terres :

$$Ph = K_a \cdot P_v$$

$$\text{Avec } K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = Ph/P_v$$

II.4.5. Méthode de BOUSSINESQ (1882) :

Selon BOUSSINESQ, la poussée peut être calculée approximativement de la formule suivante :

$$P_h = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

$$\text{Avec } K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

II. 4. 6. Conclusion :

On peut conclure qu'il existe plusieurs méthodes pour le calcul des charges agissantes sur la trémie ou un pont, et chacune d'elles à des conditions de travail qu'il faut suivre.

On vu que TERZAGHI a établi le cas où les ouvrages souterrains sont construits dans des terrains granuleux, sec et sans cohésion ; cette méthode est applicable à faible profondeur, supposant que les charges agissantes sur la trémie sont uniformément réparties. COULOMB-RANKINE suppose que la charge horizontale à la forme $Ph_1 + Ph_2 = Ph$.

Selon l'expérience soviétique, la force est répartie est supposée trapézoïdale. La méthode des Poids des Terres est applicable pour les ouvrages souterrains de faible profondeur.

II. 5. COMBINAISONS DES CHARGES

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Les coefficients de majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Poussée de terre	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1
Système B _C	1,6	1
M _{C120}	1,6	1
D ₂₄₀	1,35	1
Température ($\Delta\theta$)	0	0,5
Trottoirs	1,5	1

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

G : Les charges permanentes.

Q_r : Charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

Δ_θ : Gradient thermique.

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'E.L.U	$1,35(G+PH) + 1,6 A(L)$	1
	$1,35(G+PH) + 1,6 B_C$	2
	$1,35(G+PH) + 1,6 M_{C120}$	3
	$1,35(G+PH) + 1,35 D_{240}$	4
	$G + PH + Q_r$	5
A L'E.L.S	$G + PH + A(L)$	6
	$G + PH + BC$	7
	$G + PH + MC120$	8
	$G + PH + D_{240}$	9
	$G + PH + A(L) + 0,5 \Delta \theta$	10
	$G + PH + BC + 0,5 \Delta \theta$	11
	$G + PH + MC120 + 0,5 \Delta \theta +$	12
	$G + PH + D_{240} + 0,5 \Delta \theta +$	13

II. 6. AUTRE CHARGEMENT CYCLIQUE "PHENOMENE SISMIQUE"

II. 6. 1. Introduction

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

Les séismes tectoniques apparaissent comme les conséquences des lentes déformations qui affectent les régions supérieures du globe et au cours des quelles il y a une forte accumulation d'énergie de déformation.

Lorsqu'en un point l'équilibre limite est dépassé, il y a une rupture qui s'étend rapidement dans le voisinage l'énergie potentielle accumulée dans les déformations antérieures se libérer brusquement et donne naissance à un ébranlement qui se propage sous la forme d'ondes sismiques. Cette hypothèse est valable pour les séismes superficiels tandis que les séismes

profonds. On a avancé des mécanismes différents relatifs aux changements d'état physique des matériaux.

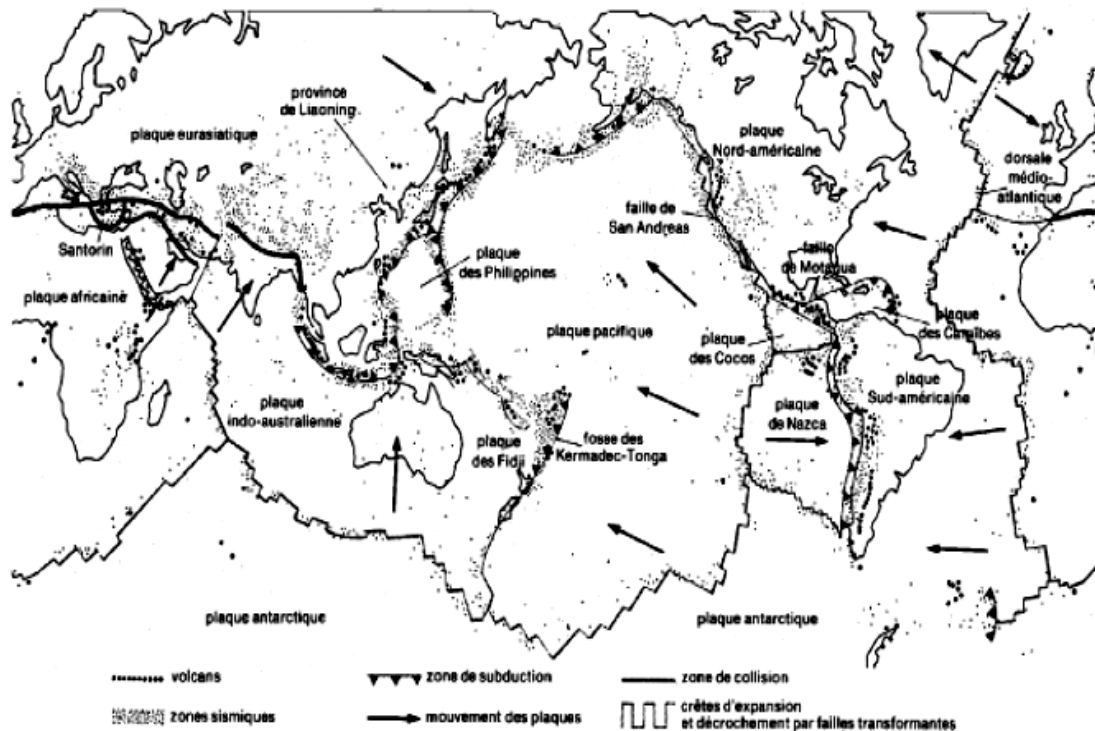


Figure 2.9 : plaques tectoniques

II. 6. 2. Origine de l'énergie sismique

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

II. 6.3. Ondes sismiques

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

II. 6. 3. 1. Les ondes de volumes

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

a)Les ondes longitudinales P

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

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

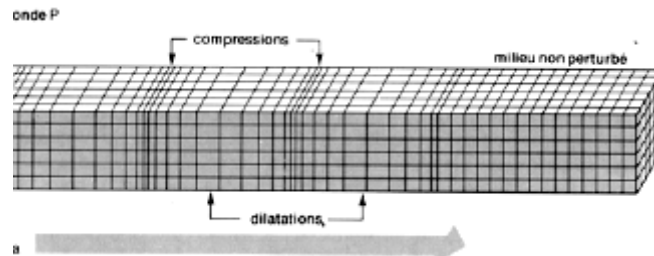


Figure 2.10 : les ondes P

b) Les ondes transversales S

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

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

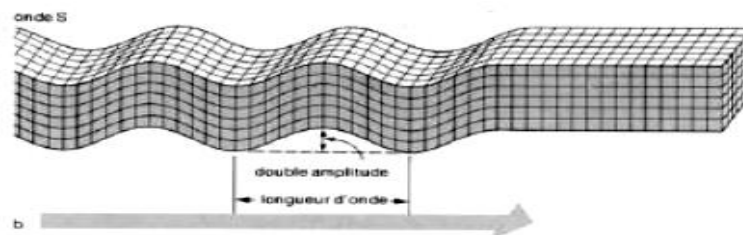


Figure 2.11 : les ondes S

II. 6. 3. 2. Les ondes de surface

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

a) Les ondes de Love L :

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

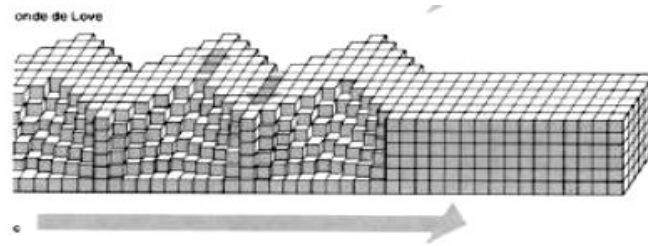


Figure 2.12 : les ondes L

b) Les ondes de Rayleigh R :

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

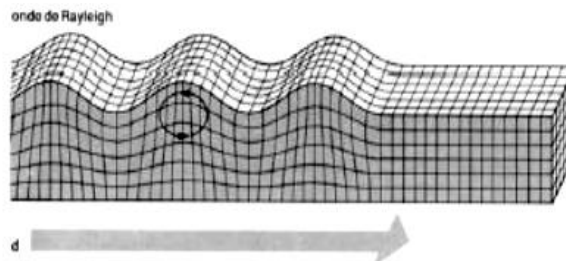


Figure 2.13 : les ondes R

II. 6. 4. Enregistrement : Sismographe

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

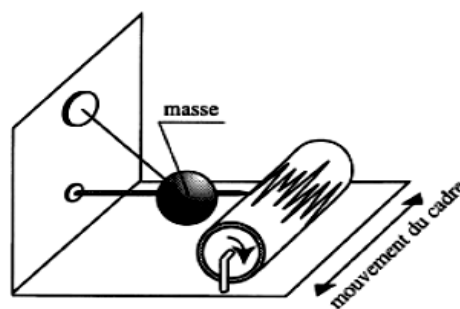


Figure 2.14 : sismomètre

II. 6. 4. 1. La magnitude

Richter a introduit la notion de magnitude en vue de comparer entre les séismes de Californie au moyen d'une formule conventionnelle : la magnitude locale d'un séisme est définie par : $M = \log_{10} A / A_0$

Où :

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

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

II. 6. 4. 2. Magnitude et énergie

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

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

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

Où E est exprimé en MJ

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

Tableau 2.1 : quelques séismes

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

II. 6. 4. 3. L'intensité

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

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

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

II.6. 4. 4. Echelles d'intensité

Il y a deux actuellement en usage au plan international

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

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

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

II. 6. 5. L'aléa sismique « seismichazard »

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

II. 6. 6. La prévision des séismes

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

II. 6. 6. 1. L'approche probabiliste

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

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

Ces nombreuses observations exigent un investissement scientifique et technique important.

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

II. 6. 7. L'Algérie et le risque sismique

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

II. 6. 7. 1. La sismicité en Algérie :

L'Algérie se trouve sur la plaque Africaine laquelle est en collision avec la plaque eurasiennne, l'une se déplaçant vers l'autre. Cette situation est responsable de la formation de vastes chaînes de montagnes et du raccourcissement de la terre sur une bande large de près de 400 Km parallèle à la côte, c'est-à-dire le long de la zone de collision. Dans cette zone couvrant le Nord du pays, les structures dominantes sont constituées par des failles de chevauchement et des plis orientés Est-ouest à Est Nord-est, parallèles à la limite de la plaque et normales à la direction de convergence des plaques.

Une importante zone d'activité sismique de faible profondeur s'étend le long de la partie Nord-Africaine de la marge de la plaque. En Algérie, l'activité sismique est concentrée dans les régions côtières et est associée avec les traits structuraux des montagnes de L'Atlas.

Dans ces régions on remarque trois zones de séismes destructeurs.

- Une zone définie par le triangle Oran-Mascara-Relizane.
- Une zone s'étendant du massif du Dahra aux montagnes du Hadra et des Aurès.
- Une zone qui correspond à l'axe Kerrata-Constantine-Guelma.

Des séismes destructeurs ont eu lieu dans les trois zones.

Le catalogue de la sismicité historique que rapportent les événements passés sur plusieurs siècles montre que l'Algérie est sismique. Des événements majeurs ont eu lieu à Alger (1716),

Oran (1736), Blida (1825) ; la liste est longue. Le contexte sismotectonique montre que les séismes ont eu lieu tout au long des temps géologiques.

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

II. 6. 8. Les performances de l'analyse pseudo statique

II. 6. 8. 1. De mauvais résultats

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

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

Tableau 2.2 : quelques projets en terre [13]

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

II. 6. 8. 2. La stabilité des remblais aux séismes et les méthodes pseudo statiques

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

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

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

II. 6. 8. 3. Signification du coefficient sismique

Durant les tremblements de terre, les mouvements de sol provoquent d'importantes forces d'inertie dans les remblais. Il en résulte que chaque pente de remblai est sujette à des forces d'inertie qui s'alternent dans différentes directions durant le séisme et il est nécessaire de déterminer l'effet de ces contraintes qui viennent se superposer à l'état de contrainte statique.

Pendant un séisme, les forces d'inertie qui se développent dans certaines zones du remblai peuvent devenir assez importantes pour que le facteur de sécurité devienne inférieur à 1. Au cours de ces durées, des déplacements permanents peuvent avoir lieu mais le mouvement s'arrête lorsque l'accélération décroît ou s'inverse. L'effet de ces forces d'inertie successives, importantes mais de faible durée, sera ainsi un déplacement cumulé ; cependant, une fois que le mouvement de sol qu'ont généré ces forces d'inertie a cessé, aucune déformation ne se produira à moins que la résistance du sol ait baissé considérablement.

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

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

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

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

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

II. 6. 8. 4. Valeurs du coefficient sismique

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

II. 6. 8. 5. Les valeurs empiriques

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

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

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

On peut néanmoins trouver les raisons d'un tel choix parmi les considérations suivantes :

Les valeurs sont du même ordre de grandeur que celles suggérées par Westergaard pour déterminer les pressions hydrauliques sur les barrages en béton pendant les séismes. C'est en fait un problème très différent de celui de la conception des remblais.

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

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

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

Pour le cas des talus renforcés par des géotextiles Whitman (1990) a utilisé un coefficient de 0.05 à 0.15. Bonapart et al (1986) a utilisé un coefficient de l'ordre de 0.85FHWA [7] (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION) a proposé une équation de K_h

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

Tableau 2.3 quelques projets en terre armée [13]

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

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

II. 6. 9. Quelques méthodes de calcul dynamique

II. 6. 9. 1. La méthode d'équilibre limite (el)

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

L'hypothèse de calcul est basée sur :

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

1. L'approche de MONONOBE – OKABE

L'approche pseudo statique du corps rigide de M-O [11] a été utilisée pour calculer la force dynamique du sol ou la pression total (Pae) est de :

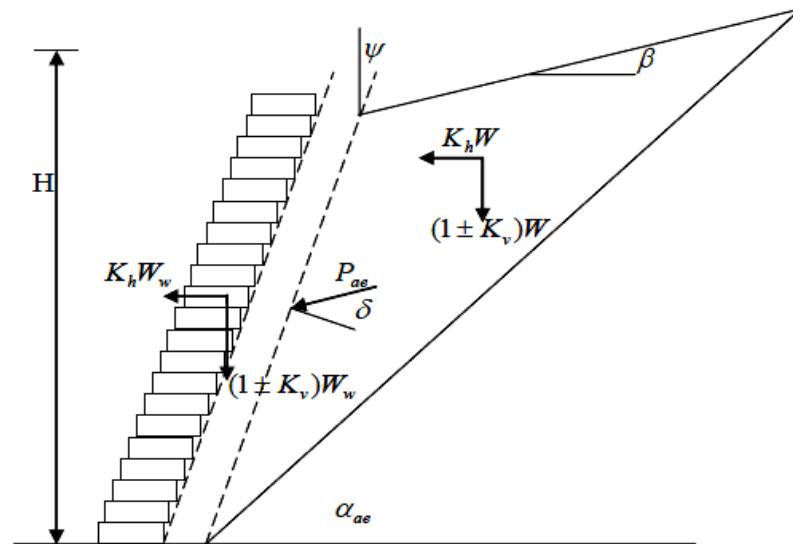


Figure 2.15 : méthode Mononobe- Okabe

$$P_{ae} = 1/2. (1 \pm K_v) K_{ae} \gamma_{h2}$$

γ_{h2} = poids volumique

H = hauteur

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

ϕ = angle de frottement interne

ψ = angle d'inclinaison du talus

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

K_h et K_v sont des coefficients sismiques

α_{ae} a été reportée par ZARRABI 1979[20]

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

où

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

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

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

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

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

BATHURST et CAI 1995 [14] ont proposé une formule de superposition de forces qui sépare l'action statique de l'action dynamique :

$$P_{ae} = PA + \Delta P_{dyn}$$

$$\Delta P_{dyn} = K_h W A$$

Ou

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

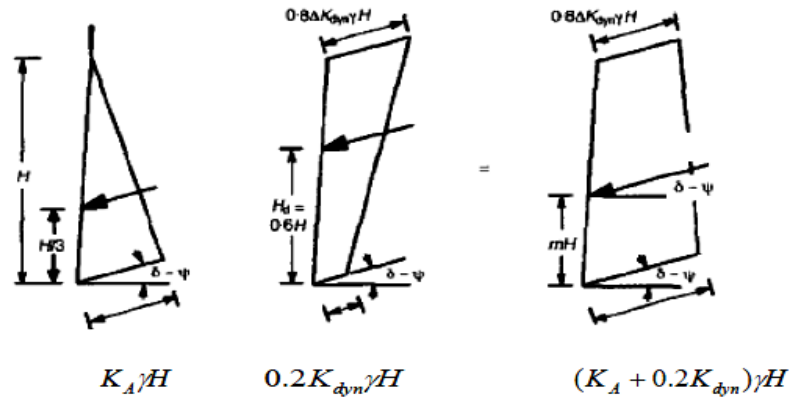


Figure 2.16 : méthode de BATHURST

2. L'approche de deux blocs adjacents

Cette approche a été utilisée par BONAPART1986 [15]. Elle consiste à étudier la stabilité de l'ouvrage en lui considérant comme deux blocs adjacents.

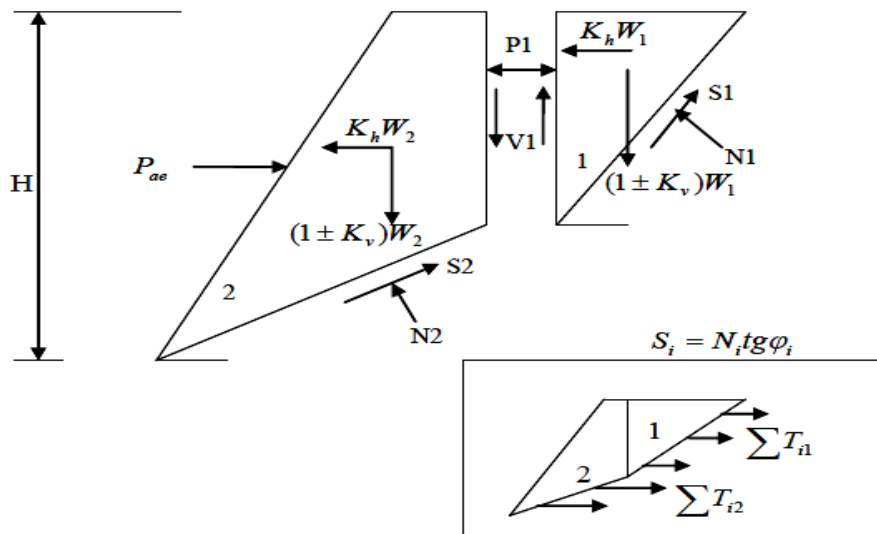


Figure 2.17 : méthode de deux blocs adjacents

On prend l'équilibre de la partie (1)

$$V1 - (1 + K_v) W1 + N1 \tan\Phi \sin\theta1 + N1 \cos\theta1 = 0 \quad \{2-1\}$$

$$P1 - K_h W1 + N1 \tan\Phi \cos\theta1 - N1 \sin\theta1 = 0 \quad \{2-2\}$$

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

$$N1 = (K_h W1 - P1) / (\tan\Phi \cos\theta1 - \sin\theta1)$$

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

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

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

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

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

Pour l'équilibre de la partie (2)

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

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

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

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

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

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

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

Pour les conditions :

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

BUTHURST a réécrit la formule de Pae

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

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

II. 6. 9. 2. La méthode d'analyse limite (AL)

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

1. Le mécanisme de rupture log-spiral

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

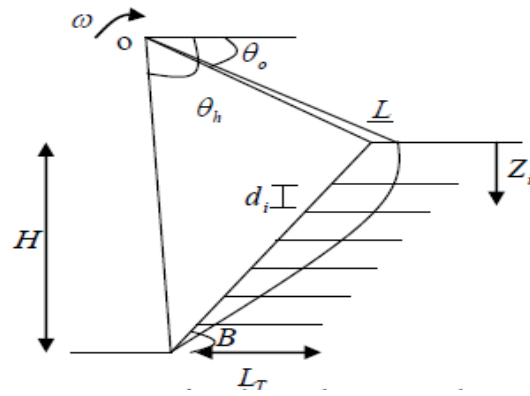


Figure 2.18 : mécanisme de rupture log-spiral

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi}$$

D'après MICHALOWSKI 1998 [10], le travail externe est de :

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3] + K_h \gamma r_0^3 \dot{\omega} [f_4 - f_5 - f_6] \{3-1\}$$

K_h = Coefficient sismique

γ = Poids volumique

f_1-f_6 = Dépend de $\theta_0, \theta_h, \varphi, \beta$

$$f_1 = \frac{\{(3 \operatorname{tg} \varphi \cos \theta_h) \exp[3(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi] - 3 \operatorname{tg} \varphi \cos \theta_0 - \sin \varphi\}}{3(1 + 9 \operatorname{tg}^2 \varphi)}$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \sin \theta_0$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \exp[3(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi] \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_0 \right] \left\{ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi] \right\}$$

$$f_4 = \frac{1}{3(1 + 9 \operatorname{tg}^2 \varphi)} \{ (3 \operatorname{tg} \varphi \sin \theta_h - \cos \theta_h) \exp[3(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi] - [3 \operatorname{tg} \varphi \sin \theta_0 - \cos \theta_0] \}$$

$$f_5 = \frac{1}{3} \frac{L}{r_0} \sin^2 \theta_0$$

$$f_6 = \frac{1}{6} \exp[(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi] \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \right] \{ \cos \theta_0 + \sin \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi] \}$$

L'énergie interne est de :

$$\dot{D} = \dot{\omega} r_0 \sum_{i=1}^n T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{Z_i}{R_0} \right)$$

Z_i = la profondeur de la couche i

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

T_r = la force ultime du renforcement

T_f = la force de traction due au frottement

μ = coefficient d'interaction sol armature

l_i = longueur d'ancrage

D'après LING et al 1997[9]

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

On peut calculer la valeur de T dans chaque nappe

$$T_i = K \gamma z_i d_i$$

d_i est l'épaisseur de la couche

$$\frac{H}{r_0} = a$$

$$a = \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0$$

On peut écrire la formule de D comme suite :

$$D = \omega r_0 K \gamma \sum_{i=1}^n [z_i d_i (\sin \theta_0 + \frac{z_i a}{H})] \quad (3-2)$$

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

$$K = \frac{H^2 (f_1 - f_2 - f_3) + K_h (f_4 - f_5 - f_6)}{a^2 \sum_{i=1}^n [z_i d_i (\sin \theta_0 + (z_i a / H))]}$$

Quand la distribution des nappes soit uniformément répartie :

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

La formule de K devient

$$K = \frac{n^2 (f_1 - f_2 - f_3) + K_h (f_4 - f_5 - f_6)}{a^2 \sum_{i=1}^n [i (\sin \theta_0 + (ia / n))]} \quad (3-3)$$

2. Le mécanisme de rupture plan

Le sol renforcé se déplace comme un corps rigide avec une vitesse V. Le phénomène est spécifié par deux paramètres H et Ω .

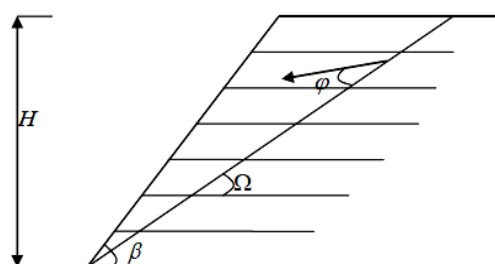


Figure 2.19 : mécanisme de rupture plan

D'après DENTE et al 2000, le travail externe est de :

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

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

Le travail interne est de :

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

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

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

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

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

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

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

CHAPITRE III

Pratique des éléments finis en géotechnique

III. 1. BREF APERÇU DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

III.1.1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux. L'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. *La mécanique des structures* : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc.
2. *L'analyse numérique* : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
3. *L'informatique appliquée* : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

III.1.2. Bref historique

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20^{ème} siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement

importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

III.1.3. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

III. 2. PRESENTATION DE PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

III.2.1. Le code éléments finis *PLAXIS*

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre

mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation 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.

III.2.2. Options par défaut et solutions approchées [Annexe B]

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; *PLAXIS* offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans *PLAXIS*. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

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

III. 3. LES MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS

III.3.1. Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis 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-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. 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 et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code *PLAXIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le *Soft Soil Model* qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

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 décrit ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

III.3.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v ;$$

Où Δu_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \varepsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

III.3.3. Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 3.1).

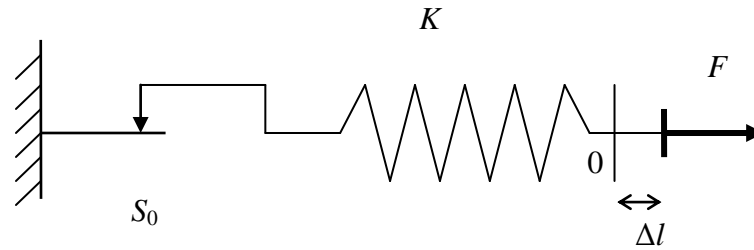


Figure. 3.1 : *Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.*

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 3.2

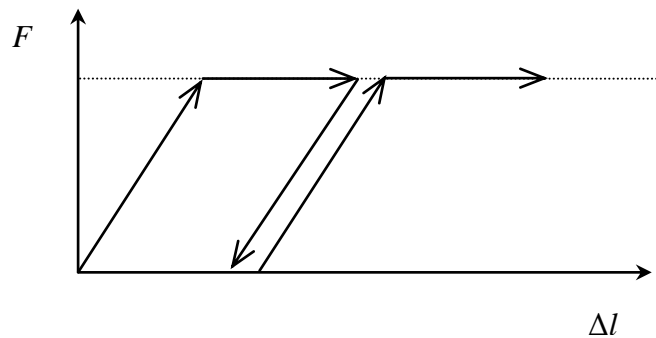


Figure. 3.2 : *Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.*

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures 3.1 et 3.2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 3.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

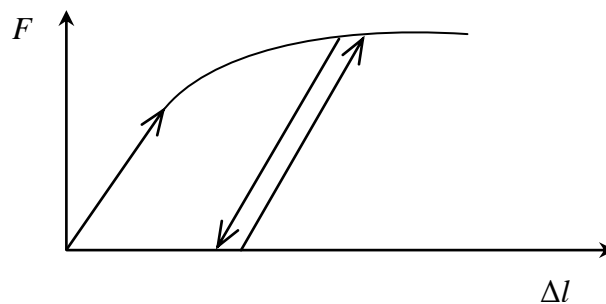


Figure3.3: *Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.*

III.3.4. 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 ($G_u = G'$), 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, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

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

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

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} ;$$

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

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.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 3.4

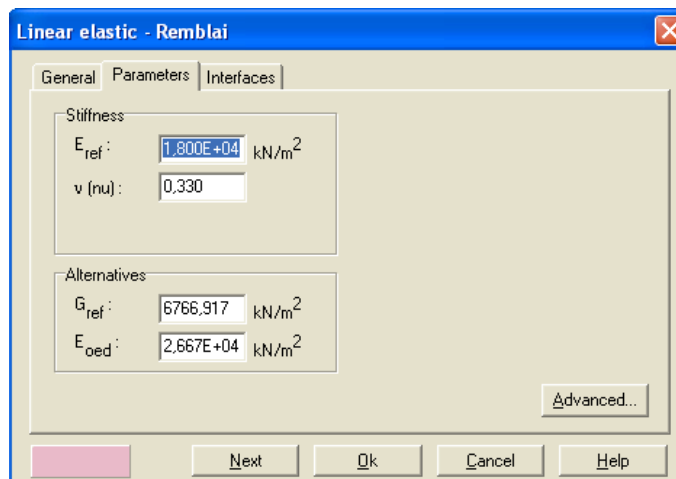


Figure 3.4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure 3.5

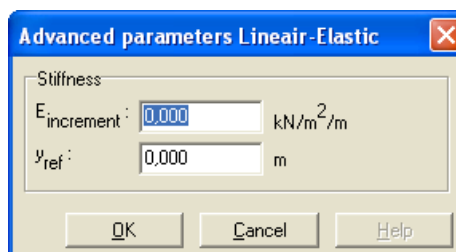


Figure 3.5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \text{ Avec } y < y_{ref} .$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité	[kN/m ² /m]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]

III.3.5. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c ;$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

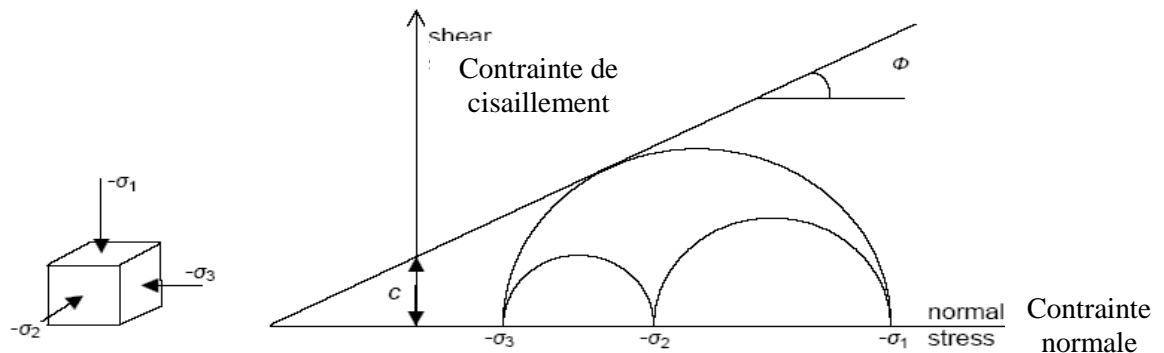


Figure 3.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 3.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

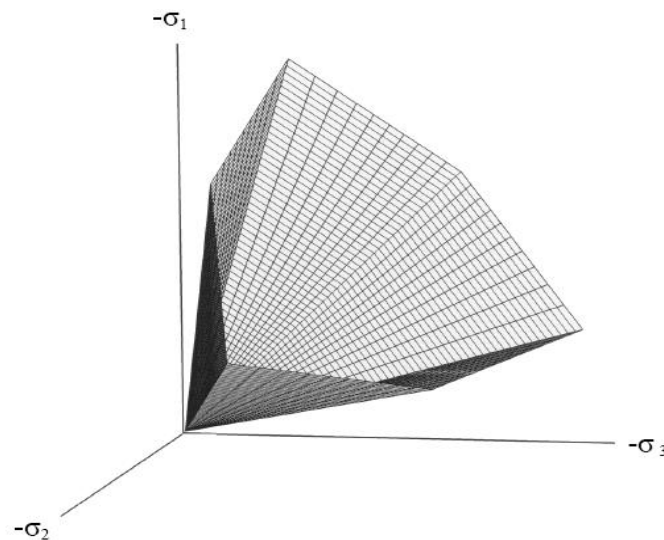


Figure 3.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 3.8). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Figure 3.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 3. 9).

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

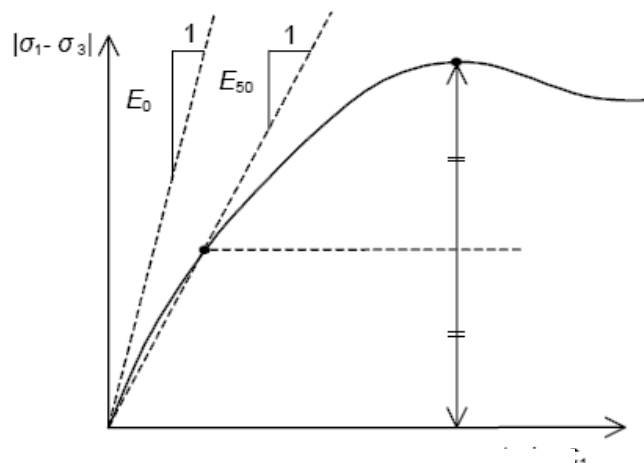


Figure 3.9 : Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs 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. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses 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 (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance :

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

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

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

f) Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 2.9). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g) Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure 3.10).

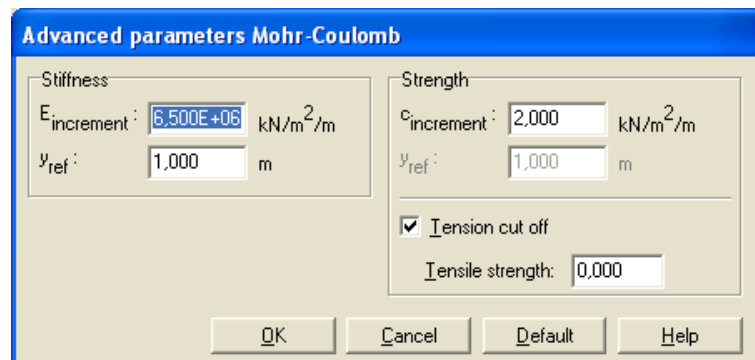


Figure 3.10 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

III.3.6. Modèle de sol avec écouissage (*Hardening Soil Model*)

Le modèle *HSM* a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

h) Les paramètres du *HSM* :

Les paramètres du *HSM* sont représentés sur la figure 3.11 :

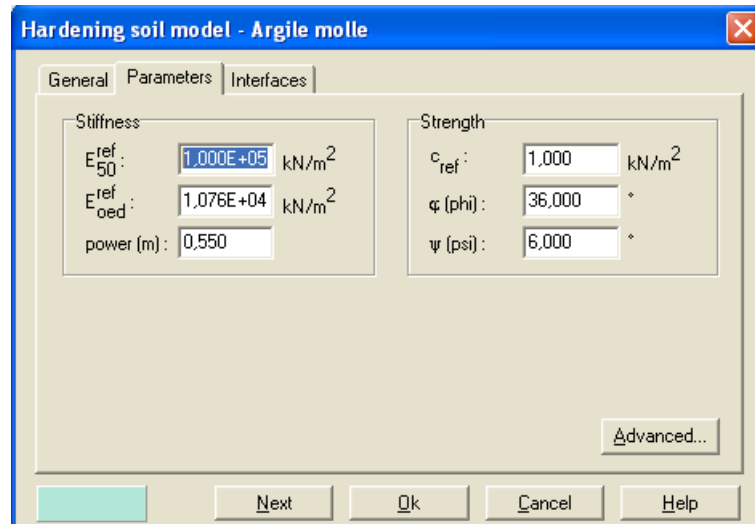


Figure 3.11 : Fenêtre des paramètres du *HardeningSoil Model*.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref}	: module sécant dans un essai triaxial ;	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: module tangent dans un essai oedométrique ;	[kN/m ²]
m	: Puissance (environ 0,58 pour les sables)	[-]
	- Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens,	
	- Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme $0,5 < m < 1,0$.	

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$)	[-]

p^{ref}	: Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	[kN/m ²]
K_0^{NC}	: K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$)	[-]
$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$)	[kN/m ³]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m ²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure 3.12 :

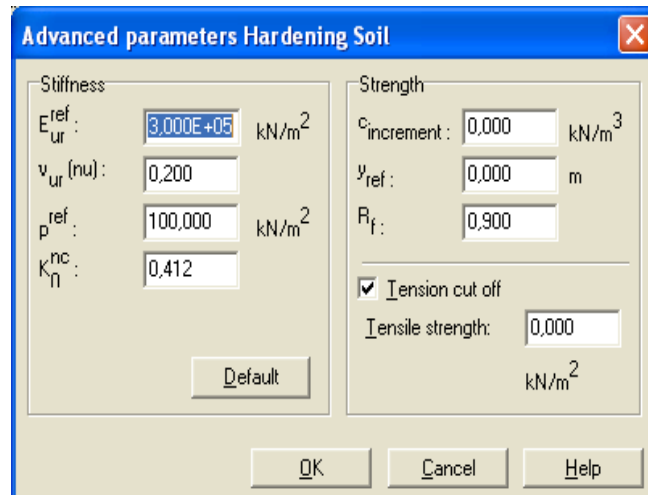


Figure 3.12 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

i) Courbes effort-déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort deviatoric, q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f ;$$

$$\text{Avec : } q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f ;$$

q_a : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

j) Les modules :

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{Avec } p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2.$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m.$$

La figure 3.13 redonne ces définitions :

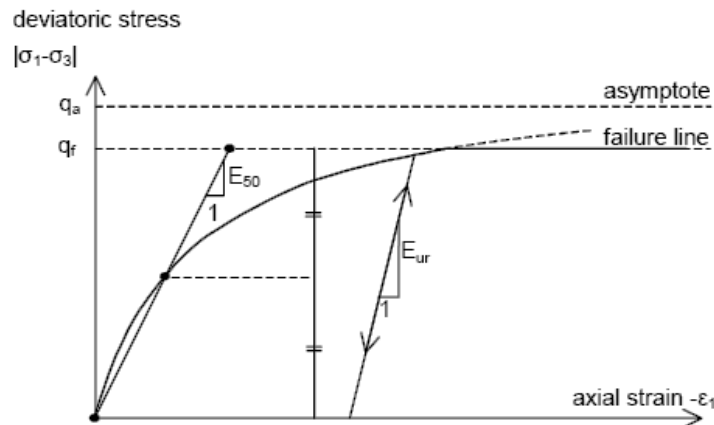


Figure 3.13 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m.$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure 3.14 et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure 3.15.

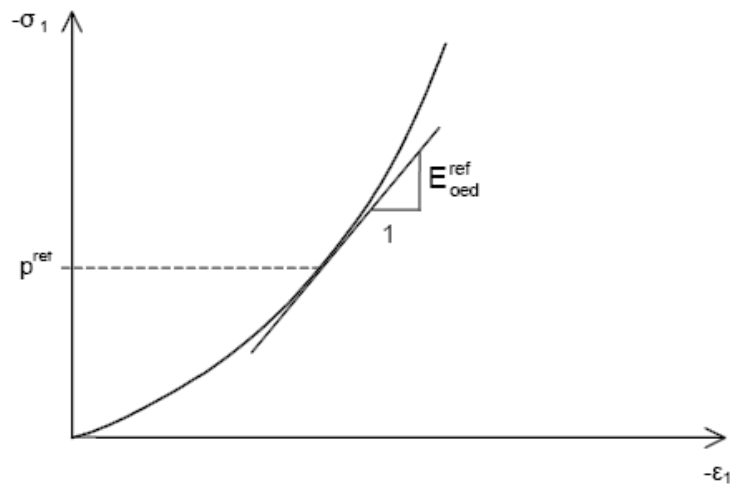


Figure 3.14 : Définition du module oedométrique tangent.

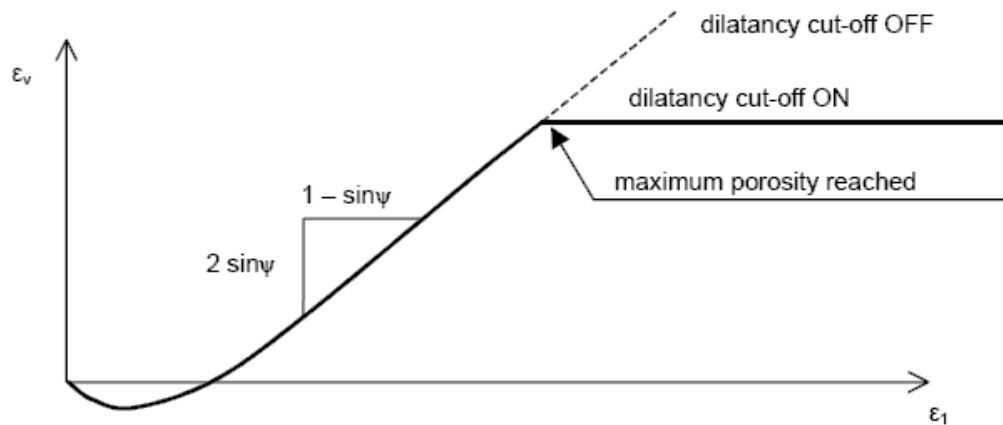


Figure 3.15 : Définition de l'angle de dilatance.

k) Surface de charge :

En fonction du paramètre d'écroûissage, on obtient alors dans le plan $q-p$ la forme des surfaces de charge (figure 3.16).

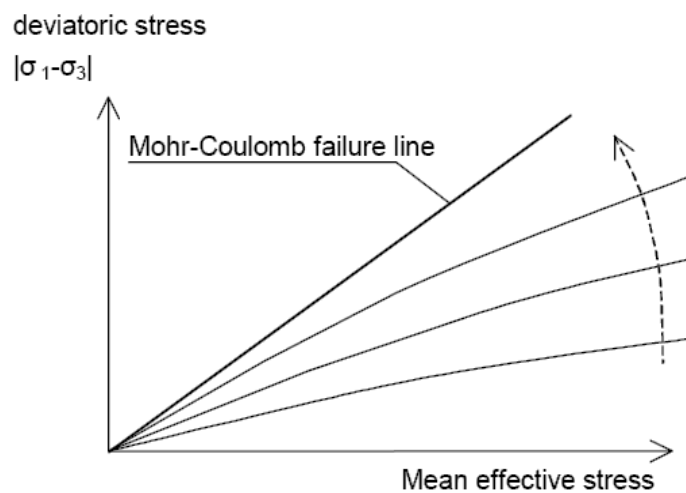


Figure 3.16 : Forme des surfaces de charge du HSM.

l) Surface de rupture :

La surface de rupture est présentée sur la figure 3.17 pour un sol non cohérent.

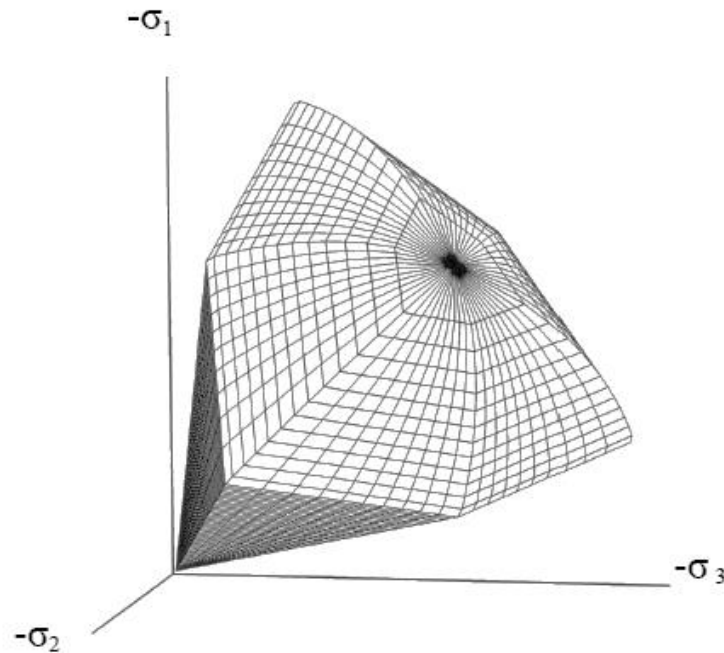


Figure 3.17 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

III.3.7. Modèle pour sols mous (*Soft Soil Model*)

Ce modèle (*SSM*) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al... L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 3.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le tableau 3.1 :

Tableau 3.1 : SSM : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres "Hollandais"	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres :

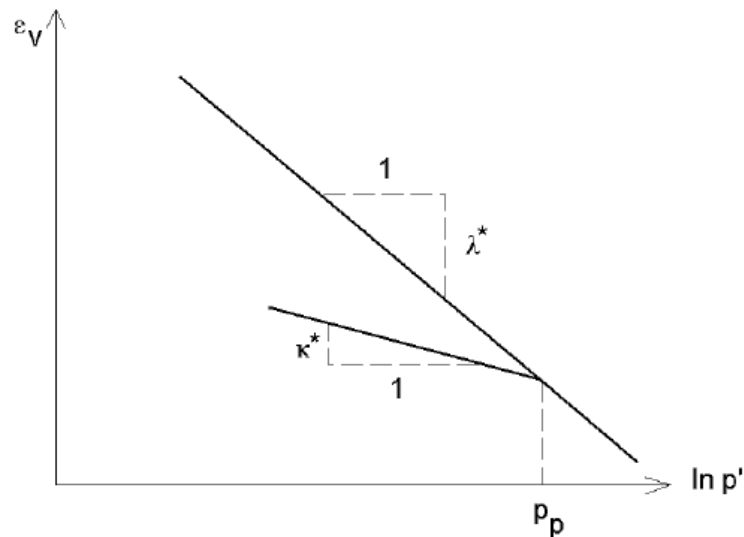


Figure 3.18 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) Paramètre de contrainte K_0 :

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + v_{ur})}} ;$$

$$M \approx 3,0 - 2,8 K_0^{NC} .$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroûissage dans le plan p - q .

c) Coefficient de Poisson :

Dans les modèle Cam-Clay et dérivés (dont le *SSM*), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}}.$$

Dans *PLAXIS* la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

Remarques

- a. *Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.*
- b. *Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et φ .*

d) Prise en compte de la sur consolidation :

PLAXIS calcul la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est sur consolidé, il est possible de prendre en compte le degré de sur consolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (*Pre Overburden Pressure*)).

e) En résumé :

Les paramètres nécessaires au *SSM* sont les suivants :

λ^*	: indice de compression ;	[-]
κ^*	: indice de gonflement ;	[-]
c	: cohésion ;	[K/m ²]
φ	: angle de frottement ;	[°]
ψ	: Angle de dilatance.	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC} .	[-]

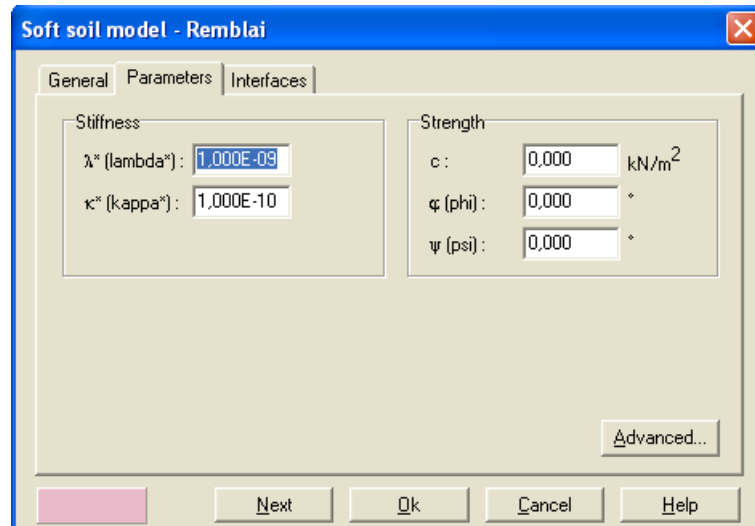


Figure 3.19 : Fenêtre des paramètres du SSM.

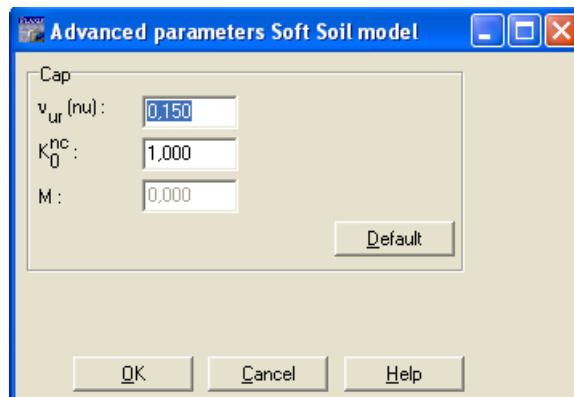


Figure 3.20 : Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

III.3.8. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model*)

Le *SSCM* permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 3.21 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

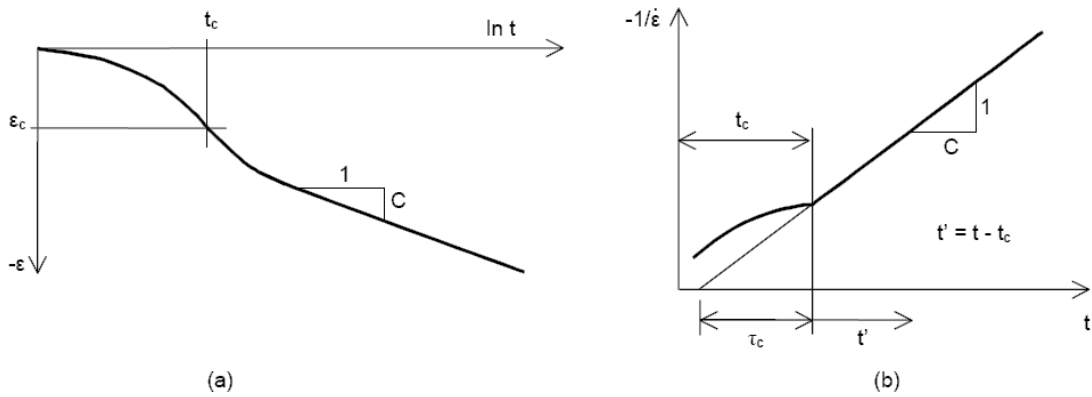


Figure 3.21 : Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le *Soft Soil Creep Model* élargit ces résultats dans le plan p - q (figure 3.22) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

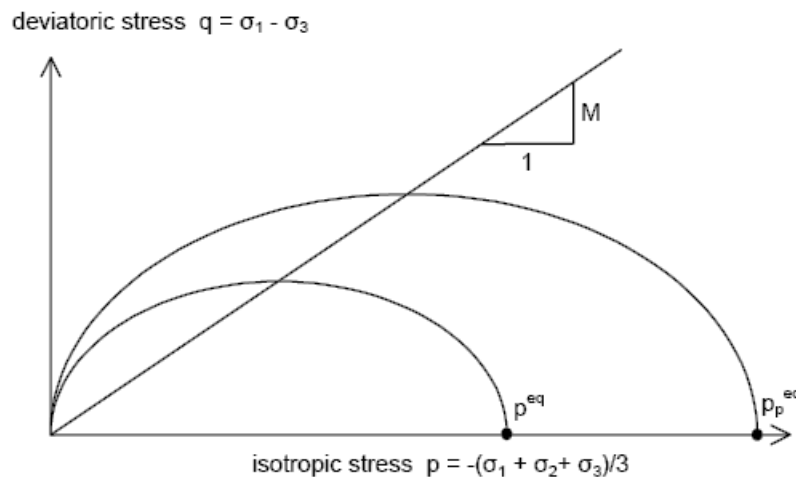


Figure 3.22 : Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} ;$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right].$$

Les paramètres du SSCM :

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{C \alpha_v}{2,3(1 + e)}.$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

C	: cohésion ;	[K/m ²]
Φ	: angle de frottement ;	[°]
ψ	: Angle de dilatance.	[°]

Paramètre de consolidation :

κ^*	: indice de gonflement ;	[-]
λ^*	: indice de compression ;	[-]
μ^*	: indice de fluage.	[-]

Les paramètres avancés :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC} .	[-]

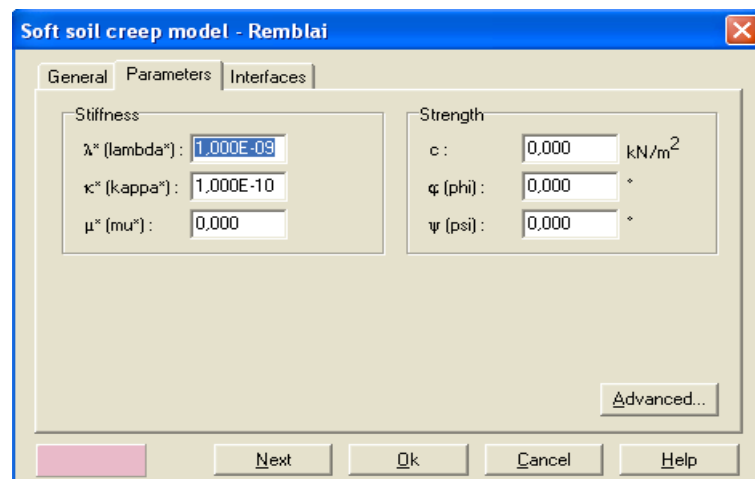


Figure 3.23 : Fenêtre des paramètres du SSCM.

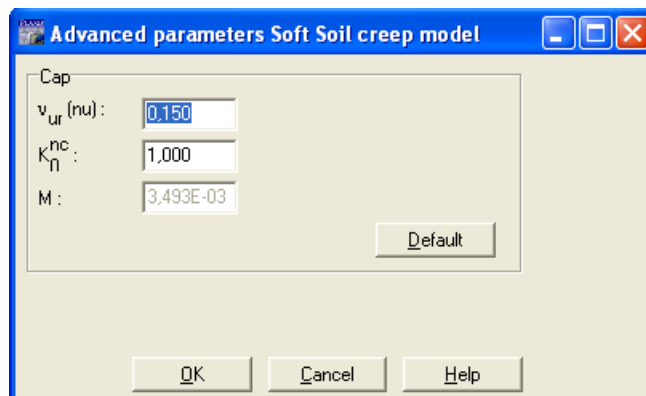


Figure 3.24 : Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

III. 4. CONCLUSION

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul *manuel* pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

CHAPITRE IV

Etude Paramétrique

IV. 1. INTRODUCTION

Suite à notre travail sur les méthodes de renforcement des remblais, différentes technologies, les modes de calculs et les ouvrages à parements cellulaires modulables, renforcés par des nappes géosynthétiques qui sont relativement nouvelles, mais elle a le grand potentiel et elle a gagné de la popularité ces dernières années grâce à leurs avantages nombreux.

Dans ce chapitre, on va faire une étude sur un projet qui a été réalisé dans les années 80 à M'sila sur une rampe d'accès à un ouvrage d'art.

Dans cette étude, on va montrer l'effet des paramètres sur le déplacement dans le talus (le remblai d'accès) et sur le comportement des nappes avec différentes dispositions.

IV. 2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

IV. 2. 1. Préambule

La relance du projet de voie ferrée reliant la ville des hauts-plateaux Bordj Bou Arreridj (BBA) à la ville de Ain Touta, via la ville de M'Sila, a contraint le maître d'ouvrage, qui est la Société Nationale des Transports Ferroviaires (SNTF) à reprendre les travaux au niveau du passage supérieur qui enjambe la voie ferrée à l'entrée de la ville de M'Sila. Cet ouvrage a été réalisé durant les années 1980 mais les rampes d'accès n'ont pas été construites (Figure 4.1).



Figure 4.1 : Vue de l'ouvrage

IV. 2.2. Géométrie de l'ouvrage

Compte tenu du caractère urgent du projet du chemin de fer, l'administration a lancé une consultation pour la réalisation des rampes d'accès à l'ouvrage d'art afin de pouvoir rétablir la circulation que coupait la voie ferrée.

Le pont est constitué de trois travées de poutres en béton armé avec des piles culées de 10,5 m de hauteur. L'ouvrage a une longueur de 44 m et une largeur de tablier de 11 m.

La solution classique en remblai a été écartée en raison de la proximité d'une exploitation agricole dont l'expropriation prendrait des mois, d'une part, et, d'autre part, de l'existence d'habitations proches du futur ouvrage (Figure 4.2).



Figure 4.2 : Vue de l'ouvrage, de l'exploitation agricole et des habitations

L'administration cherchait une solution permettant de raidir les talus de remblais pour limiter l'emprise au sol et de garantir l'aspect esthétique de l'ouvrage, implanté en site urbain.

La géologie du site indique que le sol support a de bonnes caractéristiques et le projet est situé en zone de faible sismicité.

Les rampes d'accès ont une longueur de 225 m du côté de M'Sila et de 180 m du côté de BBA, en raison du profil en long du terrain, qui est légèrement en pente. La largeur de l'ouvrage à la base, côté culée, est de 18 m, avec un parement incliné à 74 degrés.

Différentes solutions ont été étudiées : murs en béton armé, mur en béton en éléments préfabriqués, mur en terre armée et remblais renforcés par géotextiles à parement cellulaire.

IV. 2. 3. L'étude envisagée pour le projet

L'étude retenue par le maître d'ouvrage pour le raidissement des talus est celle d'un mur de soutènement à parement cellulaire modulable, renforcé par des nappes géotextiles (Arab et al., 2003, 2005). Les éléments cellulaires sont des cellules en béton de 120 kg dites "ATALUS 120" (figures 3 et 4). Les formes et dimensions des éléments permettent :

- de réaliser des pentes de talus relativement raides,
- de réaliser des courbes variées même avec un faible rayon,
- d'avoir une descente de charge verticale,
- une pose rapide,

- une bonne végétalisation du parement (bon volume de terre végétale : 250 l/m²) avec la possibilité d'un arrosage intégré.

Le nombre d'éléments par mètre carré de parement est d'environ 3,8 unités.

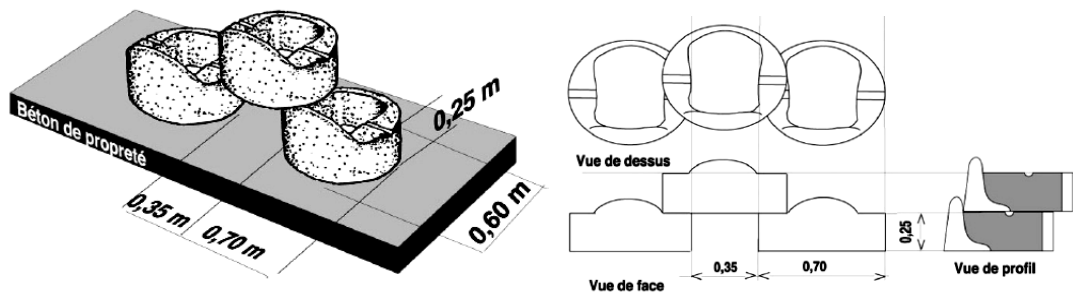


Figure 4.3 et 4 : Caractéristiques des éléments ATALUS 120 Différentes vues des éléments ATALUS 120

IV.2. 4. Phasage de construction

Les matériaux des remblais techniques proviennent également d'une terrasse alluviale. Les analyses et les essais de laboratoire ont montré qu'ils présentent de bonnes caractéristiques mécaniques.

Les différentes phases des travaux à exécuter sont les suivantes :

- implantation des rampes et des assises des éléments de parement,
- décapage sur toute l'emprise du projet sur 70 cm de profondeur (Figure 4.5),



Figure 4.5 : Décapage de 70 cm sur toute la surface du projet

- mise en œuvre du béton de propreté et matérialisation des redans (Figure 4.6),



Figure 4.6 : Mise en œuvre du béton de propreté et matérialisation des redans

- pose des éléments cellulaires et des nappes géotextile de renforcement (Figure 4.7),



Figure 4.7 : Pose des éléments de parement et des nappes géotextile de renforcement

- mise en œuvre des remblais, compactage et contrôle de compacité (Figure 4.8). Le massif a été réalisé par couches de sable successives d'environ 0.25 m d'épaisseur, compactées à l'optimum Proctor.



Figure 4.8 : Compactage des couches de remblai

-finalisation de l'ouvrage



Figure 4.9 : Vue de l'ouvrage en construction

IV. 3. SIMULATION NUMERIQUE DE L'EXPERIMENTATION

Pour simuler l'ouvrage rampe d'accès en se propose un model en élément finis avec l'utilisation de logiciel Plaxis version 8.2 sous les conditions de la déformation plane, ou les éléments du massif du sol et du béton sont modélise avec des éléments triangulaire à 15 nœuds

IV.3.1. Géométrie

La figure 4.10 représente la définition géométrique du model propose pour la modélisation numérique pour cette étude. Afin de limiter les efforts de bord, la largeur totale du remblai a été prolonges assez loin de la face du mur et la zone d'intérêt (zone renforcée). Le modèle a une hauteur de 10.25 m et une longueur de base de 18 m et une longueur de sommet de 12.4 m.

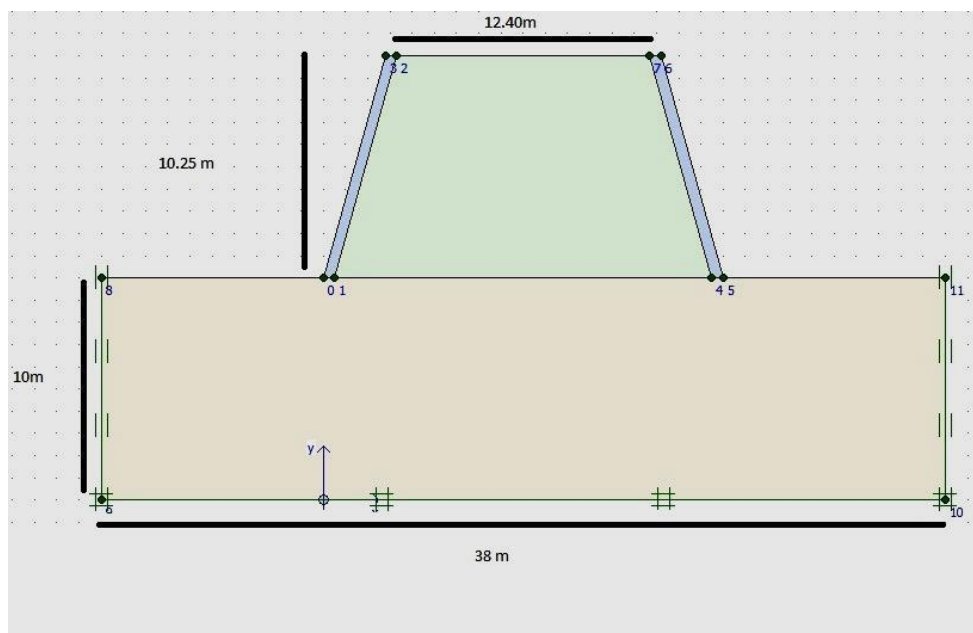


Figure 4.10 : Profil en travers de l'ouvrage

IV.3.2. Matériaux constitutifs

Le cas de référence est modélisé en prenant en compte des paramètres réels de l'ouvrage.

IV.3.2.1. Le sol

Le modèle est constitué de deux sols différents, le sol de fondation et le remblai renforcé. Le modèle de comportement utilisé pour simuler les deux types de sol est un modèle linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr-Coulomb (nommé MC dans cette étude).

Tableau 4.1 : Caractéristiques géomécaniques du sol

Morh-coulomb		Sol renforce	Sol de fondation
type		Drained	Drained
γ_{unsat}	[KN/m ³]	21.00	17.00
γ_{sat}	[KN/m ³]	22.10	18.00
k_x	[m/day]	1.000	1.000
k_y	[m/day]	1.000	1.000
E_{ref}	[KN/m ²]	45000.00	52500.00
ν	[-]	0.350	0.300
C_{ref}	[KN/m ²]	69.8	15
φ	[°]	39.5	30.00
ψ	[°]	5	0.00
R_{inter}	[-]	0.7	0.7

IV.3.2.2. Les blocs en béton

Les éléments constitutifs du parement sont modélisés en utilisant un modèle de comportement élastique linéaire et avec section 0.25x0.60m. Les propriétés des blocs en béton utilisés dans le modèle de référence sont données dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Caractéristiques des blocs en béton

Elastique linéaire		Bloc en béton
type		Non poreux
γ_{unsat}	[KN/m ³]	23.00
γ_{sat}	[KN/m ³]	23.00
k_x	[m/day]	0.000
k_y	[m/day]	0.000
E_{ref}	[KN/m ²]	9000000.00
ν	[-]	0.2
R_{inter}	[-]	0.7

IV.3.2.3. Trottoir

Les éléments constitutifs du parement sont modélisés en utilisant un modèle de comportement élastique linéaire et avec section 0.50x2.4m Les propriétés des blocs en béton utilisés dans le modèle de référence sont données dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Caractéristiques de trottoir

Elastique linéaire		Bloc en béton
type		Non poreux
γ_{unsat}	[KN/m ³]	25.00
γ_{sat}	[KN/m ³]	00.00
k_x	[m/day]	0.000
k_y	[m/day]	0.000
E_{ref}	[KN/m ²]	2.22E+7
ν	[-]	0.2
R_{inter}	[-]	0.7

IV.3.2.4. Chaussée

Les éléments constitutifs du parement sont modélisés en utilisant un modèle de comportement élastique linéaire et avec section 0.30mx7m Les propriétés des blocs en béton utilisés dans le modèle de référence sont données dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4 : Caractéristiques de la chaussée

Elastique linéaire		Bloc en béton
type		Non poreux
γ_{unsat}	[KN/m ³]	25.00
γ_{sat}	[KN/m ³]	00.00
k_x	[m/day]	0.000
k_y	[m/day]	0.000
E_{ref}	[KN/m ²]	1.5 E+7
ν	[-]	0.2
R_{inter}	[-]	0.7

IV.3.2.5. Les géotextiles

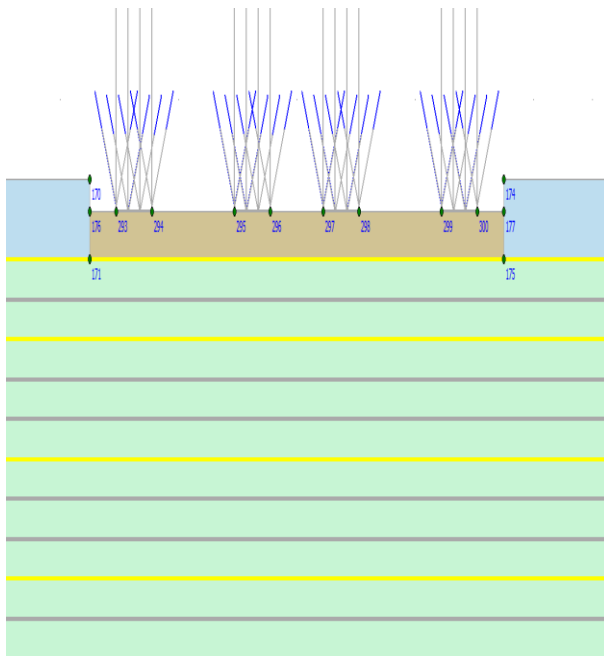
Les géotextiles sont modélisés en utilisant des éléments structuraux appelés "geogrid" dans le logiciel Plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA. Les caractéristiques sont données dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5 : Caractéristiques des géotextiles

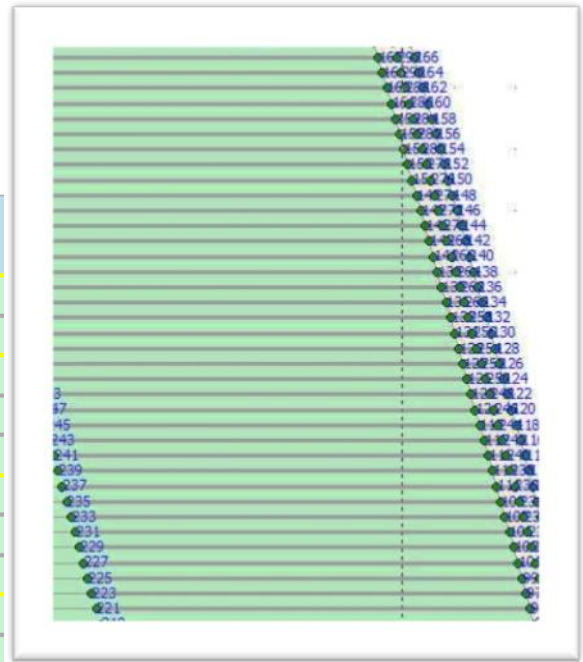
Identification	géotextiles
EA	200 KN/m

IV.3.2.6. dispositions des géotextiles

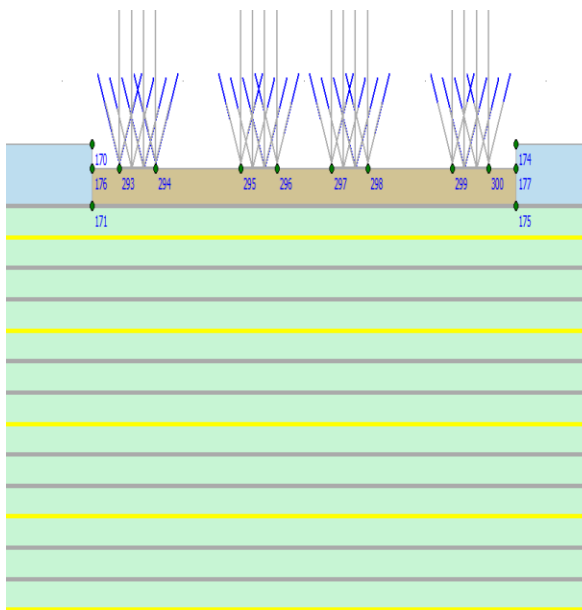
Le parement est constitué de blocs cellulaires en béton simplement posés les uns sur les autres lors de la construction. Un dispositif d'attache permet l'accrochage et le model de répartition des nappes géosynthétiques sur le parement.



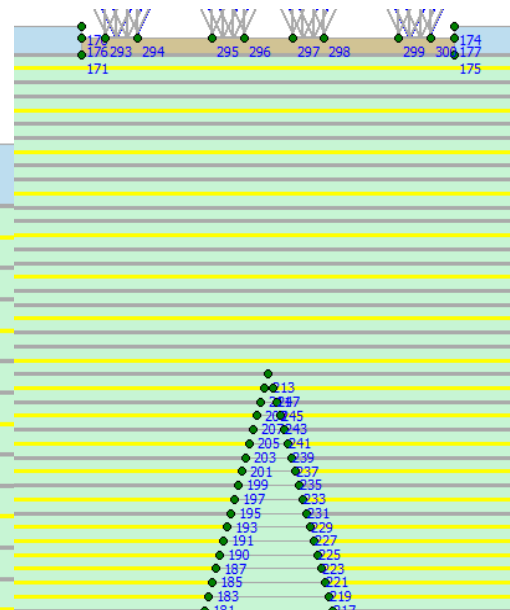
Contact du renfort avec
La chausse



parement sans renfort



Renfort 25 cm au dessus



model de référence

Figure 4.11 : différent cas d'emplacement des géotextiles

IV. 4. MODE DE CHARGEMENT

Pour applique les chargements cyclique a notre expérience suite un programme d'essais. La charge cyclique est repartie en deux parties : 60% en chargement statique et 40% en chargement dynamique.

IV. 5. CONDITIONS AUX LIMITES

Pour les conditions aux limites, on a utilisé un bloc standard, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle et seuls les déplacements horizontaux sont libres sur les côtés latéraux

IV. 6. PRESENTATION DES RESULTATS

Dans cette partie, on présent les résultats des modélisations aux grandeurs mesurées

-L'évolution des déplacements verticaux du remblai

- Les déplacements verticales du parement sous l'effet de différent emplacement des nappes géotextiles (a-model de référence le géotextile est 25 cm au-dessus du chausse, b- le géotextile en contact avec la chausse)

IV. 6.1. Model de référence

Les données sont été introduites dans le code Plaxis pour les différent cas d'étude conduites lors de cette recherche en donnons un modèle de référence sur la disposition des géotextiles

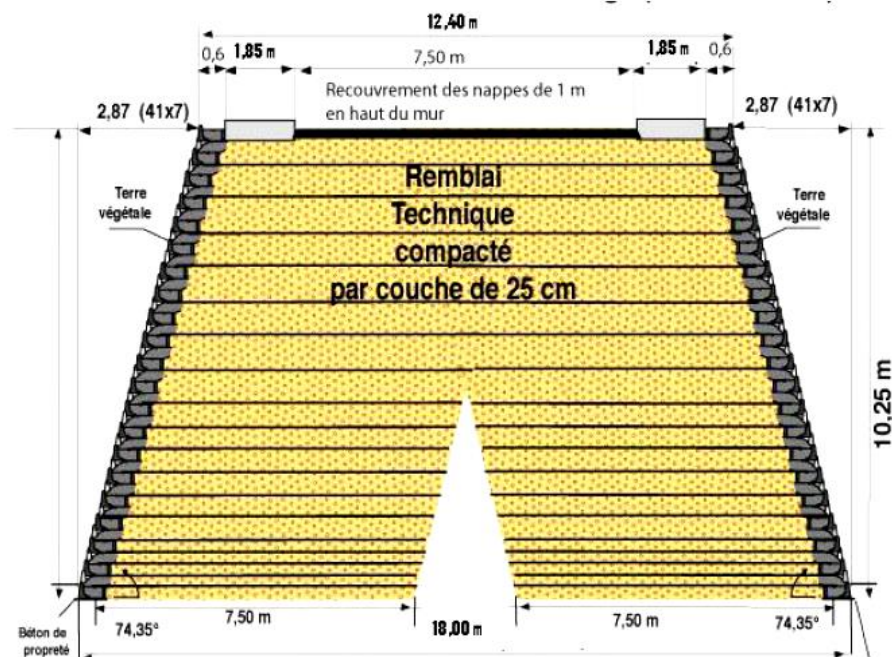


Figure 4.12 : Model de référence

IV. 6. 2. Les phases de calcul

Pour chaque cas à modéliser en passe par les phases décrite dans le tableau 4.7

Tableau 4.6 : présentation les phases de calcul

phase	identification	Implantation en plaxis
1	Calcul de remblais d'accès sous poids propre	Plastic-staged de construction
2	Intégration le temps de consolidation du remblai (30j)	Consolidation- staged de construction
3	Modélisation de chaque cas	Plastic- staged de construction
4	Etape pour les calcule dynamique	Dynamic analyse –total multiplaires

Cas 1 : remblais sans renfort (géotextiles)

Cas 2 : emplacement du renfort en contact avec la chaussée

Cas 3 : model de référence

IV. 6.3.Définition des charges

Pour un largueur de 7 m de la route en applique charge de 60KN reparti de 0.6 m comme le montre la figure

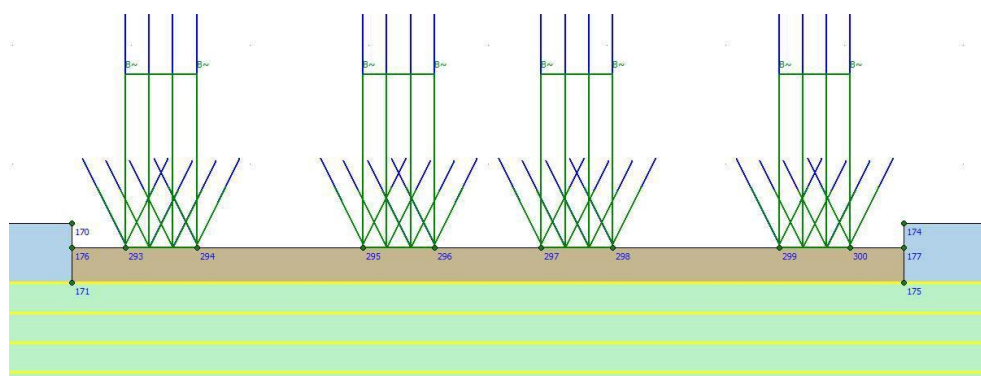


Figure 4.13 : emplacement des charges sur la chaussée

Pour identifier la charge dynamique plaxis a une fonction qui nous facilite la tâche selon la figure 4.14.

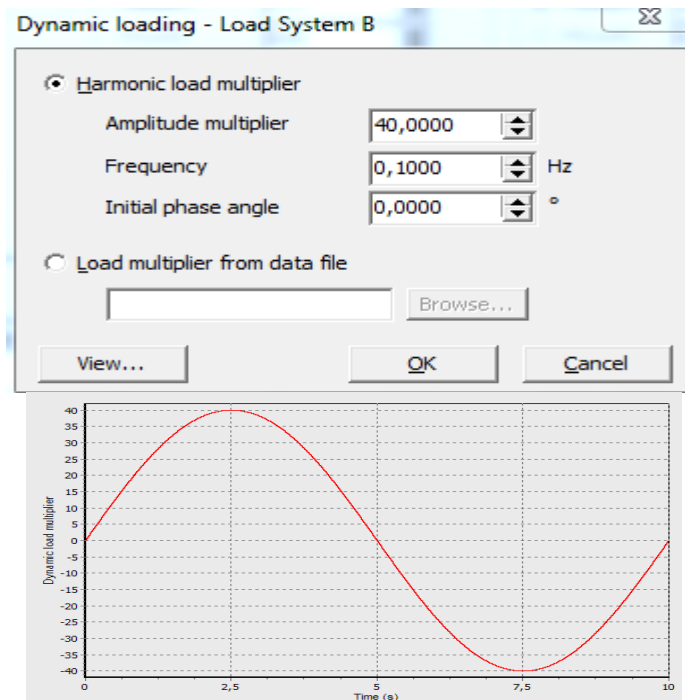


Figure 4.14 : chargement dynamique

IV. 6. 4. Résultat et calcul

Cette phase est conservée pour présenter et montrer l'importance du renforcement par des nappes en géotextiles sur la stabilité du remblai

IV. 6. 4.1. Cas 1

a) calcul statique

L'ouvrage est soumis seulement a la charge statique de 60 KN

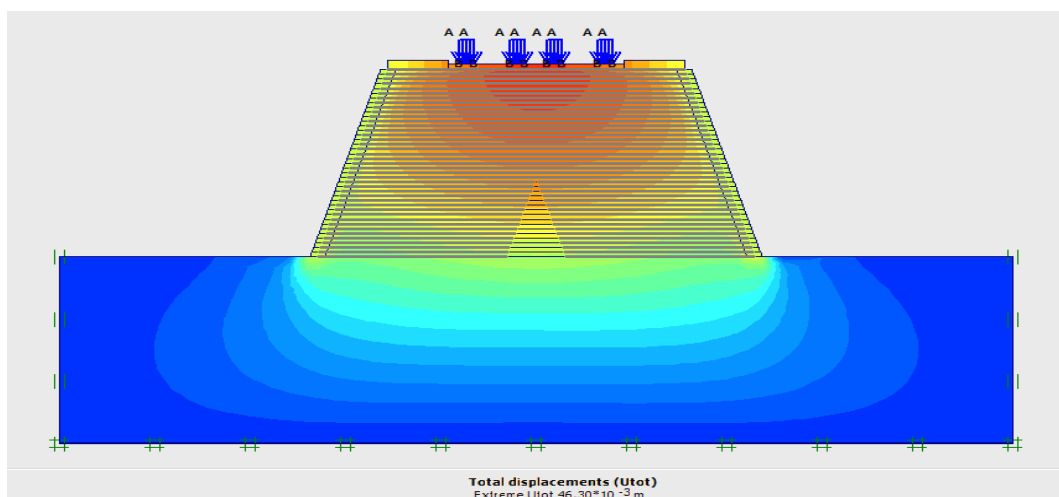


Figure 4.15 : Influence de la charge statique sur le dep du parement

b) Calcul dynamique

En plus de la charge statique appliqué en applique une charge dynamique

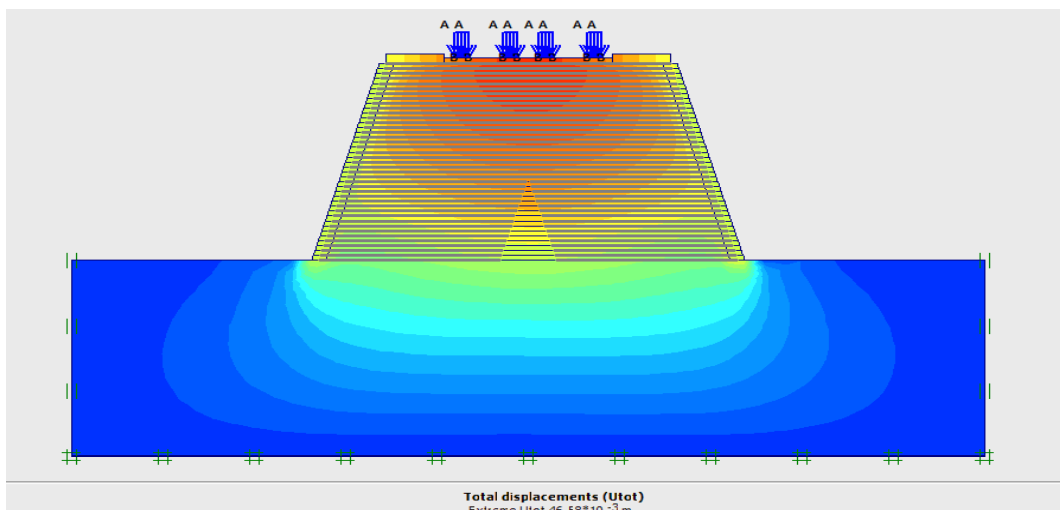


Figure 4.16 : Influence de la charge dynamique sur le dep du parement

IV. 6. 4.2. Cas2

a) calculé statique

L'ouvrage est soumis seulement à la charge statique de 60 KN

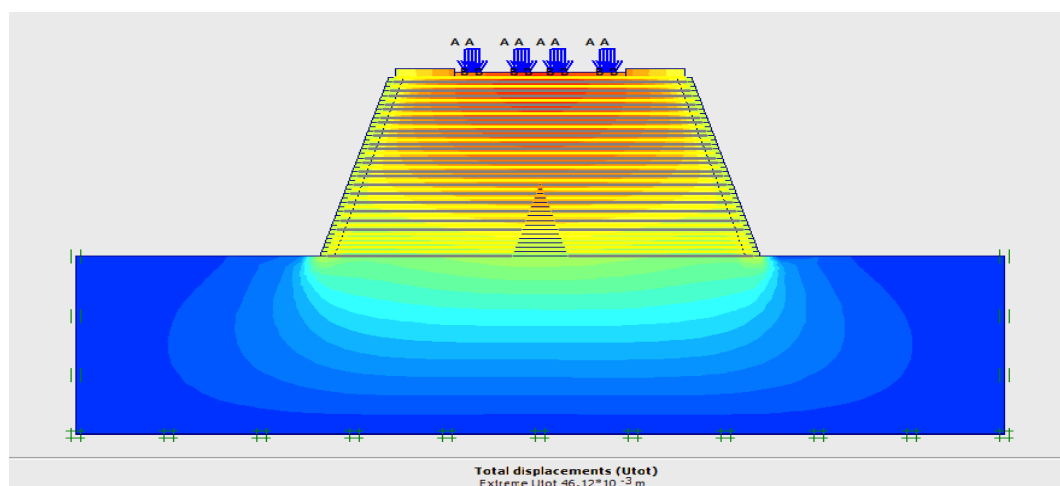


Figure 4.17 : Influence de la charge statique sur le dep du parement

b) Calculé dynamique

En plus de la charge statique appliquée, on applique une charge dynamique

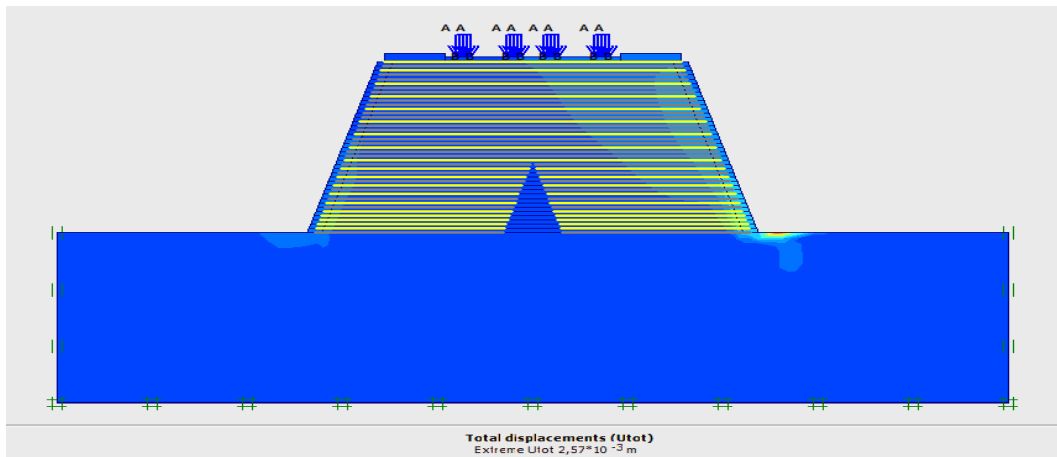


Figure 4.18 : Influence de la charge dynamique sur le dep du parement

IV. 6. 4.3. Cas 3 model de référence

a) Calcule statique

L'ouvrage est soumis seulement à la charge statique de 60 KN

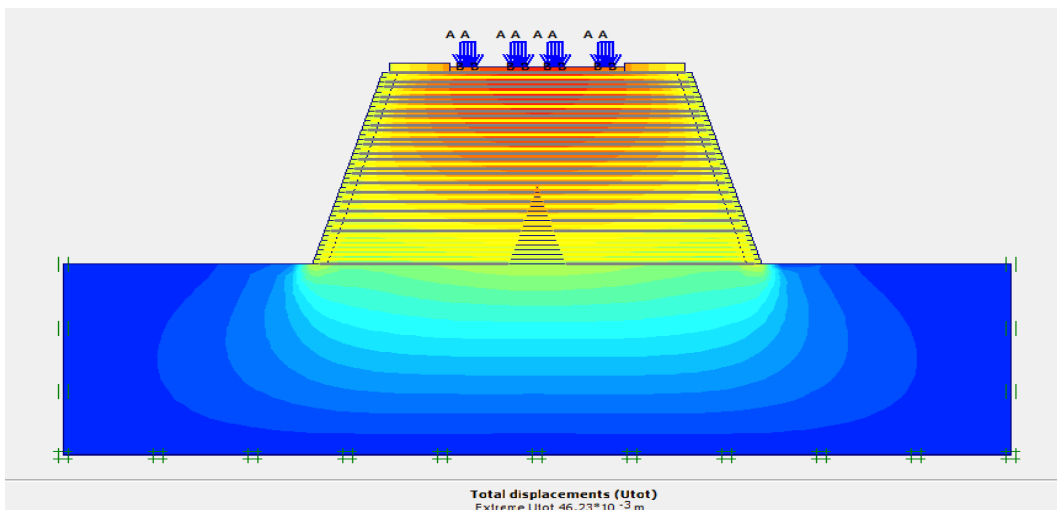


Figure 4.19 : Influence de la charge statique sur le dep du parement

b) Calcule dynamique

En plus de la charge statique appliquée, on applique une charge dynamique

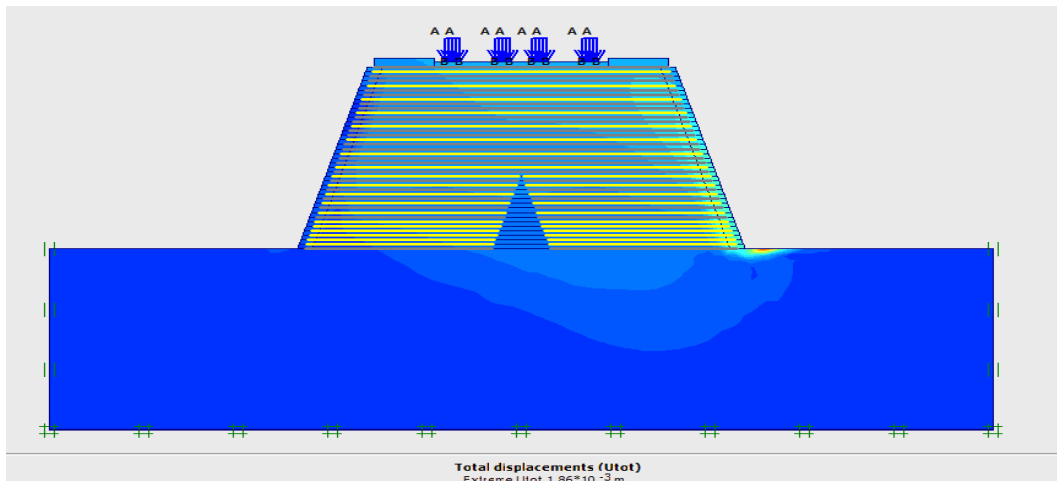


Figure 4.20 : Influence de la charge dynamique sur le dep du parment

Tableau 4.8 englobe les résultats des différents cas des déplacements totaux

Tableau 4.8 : les déplacements total des différents cas

déplacement	Statique ($\times 10^{-2} m$)	Dynamique ($\times 10^{-2} m$)
Cas1	46.30	46.58
Cas 2	46.12	2.57
Cas 3	46.23	1.86

L'évolution des contraintes cause un léger déplacement du parement jusqu'à où on remarque que l'augmentation des contraintes n'a pas d'influence successivement pour les cas après chargement dynamique pour les trois cas. La valeur initiale étant due au poids des terres

L'ajout des fibres pour stabiliser le remblai géotextile pour renforcer semble avoir une influence sur l'évolution de la contrainte.

Conclusion

Le renforcement par géosynthétique du remblai sur est une technique simple et rapide à mettre en œuvre en comparaison avec les solutions utilisant des dalles comme elle peut être appliquée sous des infrastructures sensibles telles qu'un remblai d'accès à un ouvrage d'art et les lignes ferroviaires à grande vitesse pour des hauteurs de remblai importantes.

Le géotextile une capacité de portance élevée car il est inclus dans le remblai mieux de le poser en contact avec les charges directement.

L'utilisation d'un nombre de nappes de renforcement dans le sol semble avoir une légère influence sur l'évolution du déplacement horizontal dans l'ouvrage sur tout au niveau de l'emplacement des géotextiles. En effet augmenter le nombre de nappes de géotextiles réduit ce déplacement et donc agit dans le sens de la stabilité de l'ouvrage.

Conclusion général

L'objectif du présent mémoire était de développer la compréhension du comportement des ouvrages des culées des ponts en sol renforcé par des nappes de géosynthétiques, notamment en termes de déformation verticale et leur sensibilité aux modes de chargement selon la disposition des nappes.

Les travaux de recherche entrepris et présentés dans cette mémoire ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les différents types de renforcement des ouvrages ont gagné une place importante dans le domaine géotechnique
- Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique
- Pour évaluer les déplacements du sol de ce type d'ouvrage, il existe plusieurs méthodes empiriques, analytiques ou encore numériques mais jusqu'à présent, seules les méthodes numériques sont capables de simuler les culées en sol renforcé dans toute sa complexité.
- Les résultats et les calculs obtenus par Plaxis, montrent que Plaxis est un logiciel puissant et contenant les éléments nécessaires à la modélisation des différentes phases et différents chargements des sols renforcés
- L'impact du choix d'un modèle de comportement pour représenter le sol de remblai a été démontré sur la simulation d'une culée de ponts en sol renforcé par géotextile et bien instrumentée et en déformations planes. Ce cas d'étude concerne une culée porteuse du pont
- Le phénomène cyclique tel qu'il soit chargé par roulement ou chargement sismique, reste l'un des phénomènes à prendre en considération avec précision pendant l'exécution et le calcul

**REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUE**

Bibliographie

[1] **Vidal, H and Schlosser F.**, (1969) "La terre armee" Bultin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et chaussees, Paris.

[2] **Holtz, R. D.**, (2001) Geosynthetic For Soil Reinforcement, The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture, College Station, University Drive

[3] **Jean-Marc TACNET - Philippe GOTTELAND** (octobre 00) Rapport d'étude *Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables*

[4] **McGown, A ,Pain., N., Dubois, D.D, Andrawes, K.Z.an.A.**, (1984)."The use of geogrid properties in design" Proc. Symp. On Polymer Grid Reinforcement in civil Engineering, London.

[5]**McGown, A and Andrawes, K.Z. and Al Hasani**, (1978)."Effect of inclusion properties on the behaviour of sand" *Geotechnique*, Vol.28, pp.327-346.

[6] **Haeri, S.M., Nourzad, R., Oskrouch, A.M.**, (2000) " Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand". *Geotextiles and Geomembranes* 18 (6), 385-402

[7] **Jones, C.J.F.P.**(1985)."Earth reinforment and soil structures". 1st Publication. Butterworth and Compagny

[8] **E. Ausilio, E. Conte, G. Dente***

Dipartimento di Difesa del Suolo, Universita` della Calabria, 87036 Rende, Cosenza, Italy
Accepted 27 January 2000

[9] **Ling HI, Leshchinsky D, Perry EB.**

Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures. *Geotechnique* 1997;

[10] **Michalowski RL.**

Soil reinforcement for seismic design of geotechnical structures. *Computers and Geotechnics* 1998;

[11] **Okabe, S., 1924,**

"General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam",*DobokuGakkaishi - Journal of the Japan Society of Civil Engineers,*

[12] **Radoslaw L. Michalowski***

department of civil engineering, the johns hopkins university, baltimore, md 21218, usa

[13] **Reinforced Earth Co.**, 1990,1991,1994; 2 Collin et al.,1992; 3Eliahu and Watt, 1991; 4 Stewart etal., 1994; 5 Sandri, 1994; 6 Sitar, 1995; 7 Tatsuoka et al., 1996; 8 Ling et al., 1997; 9 Ling et al.,1989; 10 Ling et al., 2001

[14] **Bathurst RJ, Cai Z.**

Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic reinforced segmental retaining walls. *Geosynthetics International*

[15] Bonaparte R, Schmertmann GR, Williams ND. 1986

Seismic design of slopes reinforced with geogrids and geotextiles. In: Proceedings of the Third International Conference on Geotextiles, Vienna,.

[16] DTR regel définissant les charges a appliquer le calcul et les épreuves des ponts routes

[17] Manuel de plaxis

[18]Soyez L., 2009. « Contribution à l'étude du comportement des ouvrages en sol renforcé soumis à des charges d'exploitation ferroviaire (charges dynamiques et cycliques). Thèse de doctorat de l'École des Ponts Paristech. **Jean-Baptiste Payeur**