

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : BOUKHAROUBA IMANE

RAZKALLAH SELWA

TEFFAHI SARA

Thème : Mouvements et stabilisation des sols

Sous la direction de : Dr. BENYAGHLA HACENE

Juin 2016

REMERCIEMENT

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce aux efforts de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toutes nos reconnaissances.

*D'abord nous tenons à exprimer nos profondes gratitude et nos sincères remerciements à nos tuteurs de stage au **LNHC Skikda** et à la **SERO Est** ; pour tout le temps qu'ils nous ont consacré, leur directives précieuses, et pour la qualité de leur suivi durant toute la période de notre stage.*

*Et aussi tout le personnel du **CTC** pour leur réception chaleureuse.*

*Nous tenons aussi à remercier vivement notre encadreur Dr **BENYAGHLA Hacene** pour son soutien qui nous a fourni les outils nécessaires à la réussite de ce travail.*

*Nous voudrions remercier également notre chef de département **Pr BELABED.L** pour ses aides précieuses. Et aussi Nos professeurs **Pr NAFAA.Z** ; **Dr LABROUKI.B**; **Pr LAFIFI.B** pour leur bon accueil et leurs conseils.*

Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tout le cadre professoral et administratif de l'Université de Guelma

Nos remerciements vont enfin à toute personne qui a contribué de près ou de loin à ce travail.

Chapitre I :

Mouvements de terrains

Sommaire

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Mouvements de terrains

I. Les mouvements de terrain.....	3
I.1 Introduction.....	3
I.2 Critères de classification du mouvement de terrains.....	3
I.2.1 Types d'activité.....	3
I.2.2 La vitesse.....	4
I.2.3 Type de sol.....	5
I.2.4 L'agent déplaçant.....	6
I.3 Les principaux types de mouvements.....	6
I.3.1 Les mouvements de pente.....	7
I.3.1.1 Les écroulements et chutes de blocs.....	7
I.3.1.2 Les coulées.....	8
I.3.1.3 Mouvements lents et continus.....	8
I.3.1.4 Le glissement de terrain.....	10
I.3.1.4.1 Les Types de glissement.....	11
I.4 Les mouvements verticaux.....	13
I.4.1 Les effondrements.....	13
I.4.2 Affaissement de terrain.....	14
I.4.2.1 Les affaissements miniers.....	14
I.4.2.2 Le tassement du sol.....	15

I.4.2.3 La consolidation.....	16
I.5 Causes de glissements	16
I.5.1 Influence de L'eau dans les risques de glissements de terrain.....	17
I.6 La prévision	17
I.7 La protection.....	18
I.8 Quelques évènements marquants	18

Chapitre II : Amélioration des sols

II Amélioration des sols.....	27
II.1 Introduction.....	27
II.2 Principes de bases d'amélioration	27
II.3 Quelques techniques d'amélioration.....	28
II.4 Quelques projets réalisés	33
1. Terminal Cuenca del Plata URUGUAY, 2009	33
2. Palm Jebel Ali - EMIRATS ARABES UNIS, 2005-2006	35
3. Raffinerie General Lazaro Cardenas – Minatitlan MEXIQUE, 2005-2007.....	35
4. Plate-forme de stockage – Montereau FRANCE, 2007	37

Chapitre III : Méthodes de calcul

III. Méthodes de calcul.....	39
III.1 Introduction.....	39
III.1.2 Méthode d'équilibre limite.....	39
III.1.3 Notion de coefficient de sécurité.....	40
III.1.4 Méthode de calcul du coefficient de sécurité.....	40
III.2. Méthodes de calcul en rupture plan.....	41
III.2.1. Cas d'un massif pulvérulent	41
III.2.2. Cas de surcharge uniforme	44
III.2.3. Cas d'un sol cohérent et frottant	44
III.2.4. Cas d'une surcharge ponctuelle	45
III.2.4. Méthodes de calcul en rupture circulaire	45
III.2.4.1 massifs homogènes	45

III.3. Méthodes de calcul de la stabilité	47
III.3.1 Méthode des tranches	47
III.3.2 Méthode de Fellenius	49
III.3.3.1 Méthode de Janbu simplifiée	50
III.3.3.2 Méthode rigoureuse de Janbu	51
III.3.4 Méthode Suédoise modifiée	52
III.2.5 Méthode de Morgenstern et Price	55
III.3.6 Méthode de Spencer	56
III.3.7 Méthode globale de Taylor et Caquot	57
III.4. Méthodes évoluées pour l'étude de la stabilité des pentes	58
III.4.1 Les techniques de renforcement	58
II.5. Conclusion	60

Chapitre IV : 1er cas d'étude stabilisation par mur de soutènement

IV Murs de soutènement	61
IV.1 Introduction	61
IV.2 Les différentes classes d'ouvrages de soutènement	61
IV.3 Le rapport géotechnique du Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction Skikda (LNHC) pour le Premier Cas	63
IV.3.1 Introduction	63
IV.3.2 Reconnaissance du cite	65
IV.3.3 Reconnaissance des sols	65
IV.3.4 Conclusion	67
IV.4 Calcul manuel	68
IV.4.1 Calcul de stabilité du mur	68
IV.4.2 Les charges verticales agissant sur la semelle	68
IV.4.3 Poussée des terres Q1 : Pay	69
IV.4.4 Poussée due à la surcharge sur le remblai Q2 : Paq	70
IV.4.5 Vérification de la résistance du mur	70

IV.4.6 Vis-à-vis au renversement	70
IV.4.7 Vis-à-vis au glissement	71
IV.4.8 Vis-à-vis au poinçonnement	71
IV.4.9 Ferrailage.....	72
IV.5 Calcul assisté par ordinateur	81
IV.5.1 Présentation du logiciel.....	81
IV.5.2 Introduction	81
IV.6 Procédure de calcul par logiciel	83
IV.6.1 La saisie des données	83
IV.6.2 Lancement de calcul	85
IV.7 Note de calcul obtenue par Robot Expert	87

Chapitre V : 2eme cas d'étude stabilisation par pieux

V Fondations profondes (Pieux)	94
V.1 Définition d'un pieu	94
V.2 Principaux types de pieux	94
V.2.1 Différent types de pieux	95
V.2.1.1 Pieux battus	95
V.2.1.2 Pieux forés	95
V.2.1.3 Puits	95
V.3 Principe de fonctionnement	95
V.3.1 Cas d'un pieu isolé	95
V.3.2 Cas de groupes de pieux	96
V.4 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé	97
V.5 Dimensionnement des pieux	99
V.6 Réalisation des pieux	102
V.7 Rapport Géotechnique du laboratoire National de l'Habitat et de la Construction Skikda (LNHC) pour le deuxième cas	104
V.7.1 Introduction	106

V.7.2 Reconnaissance du site	106
V.7.3 Reconnaissance des sols	108
V.7.4 Interprétation de la reconnaissance.....	108
V.7.5 Conclusion	111
V.8 Calcul des pieux	112
V.8.1 Introduction	112
V.8.2 Détermination de la capacité portante	113
V.8.3 La contrainte admissible sous la pointe	114
V.8.4 Calcul du frottement latéral.....	116
V.8.5 Ferrailage des pieux	117
Conclusion générale.....	121
Annexe de photo 1 ^{er} cas d'étude	
Annexe de photo 2 ^{ème} cas d'étude	

Liste des figures

Figure I.1	une des formes de mouvement de terrain	3
Figure I.2	classification de mouvements de terrain (classification réalisé d'après la classification de Martin 2006)	7
Figure I.3	Les chutes de blocs et les écroulements	7
Figure I.4	Chutes de pierres et de blocs.....	8
Figure I.5	Écroulements	8
Figure I.6	Coulée de boue	8
Figure I.7	Mécanisme de la reptation.....	9
Figure I.8	Conséquences de la reptation.....	9
Figure I.9	Fauchage –coupe-	9
Figure I.10	Le phénomène du fluage.....	10
Figure I.11	Processus de glissement de terrain.....	10
Figure I.12	Glissements plan et rotationnel.....	11
Figure I.13	Glissement rotationnel simple.....	12
Figure I.14	Glissement rotationnel complexe.....	12
Figure I.15	Quatre schémas de différents types de glissement de terrain en fonction de la typographie.....	12
Figure 1.16	Effondrement généralisé	13
Figure 1.17	Effondrement localisé.....	13
Figure 1.18	Schéma d'un affaissement.	14
Figure I.19	Le mécanisme d'un affaissement minier.....	15
Figure I.20	Un glissement qui a provoqué une explosion de gaz en Chine.....	19
Figure I.21	Un glissement de la Clapière à Nice.....	19
Figure I.22	Eboulement dans la région d'Auvergne-Rhône-Alpes.....	19
Figure I.23	Un glissement rotationnel de l'Adverseil sur la commune de Corps.....	20
Figure I.24	Nuage de poussière généré par l'éboulement du 22 janvier 1998 en Espagne.....	21
Figure I.25	Glissement de terrain en Philippines.....	21

Figure I.26	Glissement de terrain au Sikkim.....	22
Figure I.27	Affaissement de terrain	22
Figure I.28	Affaissement du à l'instabilité de l'excavation.....	23
Figure I.29	Effondrement à Annaba	23
Figure I.30	Glissement de terrain à Telemly	24
Figure I.31	Glissement de terrain dans la wilaya de Guelma	25
Figure I.32	Apparition des fissures, affaissement et la dégradation progressive au niveau de la chape bitumineuse	26
Figure II.1	L'inclusion.....	28
Figure II.2	Les drains verticaux.....	28
Figure II.3	Le principe de drainage vertical.....	29
Figure II.4	Les plots ballastés.....	29
Figure II.5	Injection solide.....	30
Figure II.6	Soil mixing et trenchmix.....	31
Figure II.7	La vibroflottation.....	32
Figure II.8	Les colonnes ballastées.....	32
Figure II.9	Terminal Cuenca del Plata.....	34
Figure II.10	Palm Djebel Ali.....	35
Figure II.11	La Raffinerie General Lazaro Cardenas.....	36
Figure II.12	La Plate-forme de stockage – Montereau.....	37
Figure III.1	Un massif qui est étudié par Coulomb.....	41
Figure III.2	Cas actif.....	42
Figure III.3	Cas massif.....	42
Figure III.4	Cercle de pied du talus (talus raide).....	46
Figure III.5	Cercle de pied de talus (talus doux).....	46
Figure III.6	Cercle de flan de talus.....	46
Figure III.7	Cercle de rupture profond.....	47
Figure III.8	Forces agissantes sur une tranche i, -décomposition complète.....	48

Figure III.9	Forces agissantes sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches...	50
Figure III.10	Forces agissantes sur une tranche avec de l'eau externe.....	50
Figure III.11	Force agissante sur une tranche pour la méthode suédoise modifiée.....	52
Figure III.12	Force et polygones des forces agissant sur une tranche.....	54
Figure III.13	Force et polygones des forces agissant sur une tranche avec l'eau externe.....	54
Figure III.14	Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price [55].....	56
Figure III.15	Equilibre globale du massif.....	57
Figure IV.1	Un mur poids.....	61
Figure IV.2	Ferrailage d'un mur de soutènement.....	62
Figure IV.3	Carte géologique de l'Algérie nord orientale – D'après J.M.VILLA (1980).....	63
Figure IV.4	Mur de soutènement (dessin par autocad).....	68
Figure IV.5	Placement des armatures.....	80
Figure IV.6	Slogan du logiciel.....	81
Figure V.1	Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D _e	94
Figure V.2	Résolution de l'effet du frottement négatif par chemisage.....	96
Figure V.3	Pieu isolé	97
Figure V.4	Groupement de pieu.....	97
Figure V.5	Charge limite d'un pieu isolé.....	98
Figure V.6	Définition de A et P pour les pieux tubulaire ouverts, les palplanches et profilés H.....	98
Figure V.7	Les valeurs de p _p et p _s	99
Figure V.8	Courbes de frottement latéral.....	101

Figure V.9	Vue en élévation (liaison poteau-pieux).....	103
Figure V.10	Vue en plan (liaison poteau-pieux).....	103
Figure V.11	Exemple d'un groupe de pieux lié à un voile.	104
Figure V.12	Extrait de la carte géologique de Philippeville N°14 -Ech 1/50000.....	104
Figure V.13	Ces zones sont réparties elles même par wilaya et par des groupes de commune.....	105

Liste des tableaux

Tableau I.1	Définition de l'activité d'un mouvement de versant (in Gruden, et Varnes Dikau et al, 1996)	4
Tableau I.2	Définition de la vitesse d'un mouvement de versant et des types de réaction et des impacts significatifs en terme de vies humaines ou de dégâts aux constructions (in Crudenet Varnes, 1996)	5
Tableau IV.1	Les sondages carottés accouplés par des essais SPT a chaque 3.00m.....	66
Tableau IV.2	Résultats du sondage a différentes profondeurs (Peu agressive à agressivité presque nulle selon la norme NF P18-011 du 06/92).....	67
Tableau V.1	Valeur de k_p	100
Tableau V.2	Choix de la courbe de frottement latéral.....	101
Tableau V.3	Les charges de fluage en compression et en traction.....	102
Tableau V.4	Les valeurs des charges admissibles.....	102
Tableau V.5	Les sondages carottés accouplés par des essais SPT.....	109
Tableau V.6	Résultats des essais de pressiométriques. Au niveau de SP (01).....	110
Tableau V.7	Résultats des essais de pressiométriques. Au niveau de SP (02).....	111
Tableau V.8	Résultats des essais de pressiométriques.....	115

Abstract

This study concerns the different soil movements, namely vertical movements (settlement, collapse) and horizontal movements (sliding, landslide). A rich literature review on the various causes leading these movements has been treated. There are different methods for stabilizing these movements such as: the stabilization by injection, rigid inclusion, chemical. The calculation of various soil stabilization methods has been identified.

Our study is interested in soil stabilization problems and especially the landslide by retaining structure. Two cases were studied: the first case of BENI MALEK located in the city of Skikda was solved by an armed retaining wall, the second of MESSIOUEN solved by a retaining wall resting on a deep foundation.

ملخص

هذه الدراسة تتعلق بحركات التربة المختلفة، توجد حركات عمودية (تسوية، انهيار) وحركات أفقية (انزلاق، انهيار أرضي). هناك مراجع غنية عن مختلف الأسباب المؤدية لهذه الحركات التي تمت معالجتها. وهناك أيضا طرق مختلفة لاستقرار هذه الحركات مثل: الاستقرار بالحقن، ، كيميائية. كما تم تحديد وسائل حساب مختلف طرق استقرار التربة.

تهتم دراستنا بمشكلة تثبيت التربة وخاصة الانهيارات الأرضية بهياكل الدعم. درست كلتا الحالتين: تم حل الحالة الأولى لبني مالك التي تقع في مدينة سكيكدة بواسطة جدار دعم مسلح، والحالة الثانية لمسيون حلها عن طريق جدار دعم يرتكز على أساس عميق.

Introduction générale

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origine diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent des dégâts matériels énormes à travers le monde en sus de la mort de 600 à 800 personnes par an de nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie, urbanisation...etc).

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme.

Aujourd'hui il existe plusieurs méthodes pour étudier la stabilité que ce soit théorique telle que la méthode des éléments finis, la méthode des différences finis, ou expérimentale telle que les essais de laboratoire comme par exemple l'essai de cisaillement, ou même numérique en utilisant des logicielles comme (Plaxis 2D, Flac2D, cesar –lcpc, Degrés 3.2....).

Notre étude concernera la wilaya de Skikda ou deux sites ont été retenus : le site de **Béni Malek** et le site de **Messiouen** dont la géologie et la géomorphologie se caractérise par :

- Roches sédimentaires représentés par des formations du Mio-Plio-Quaternaire.
 - Roches métamorphiques représentées par des argiles limoneuses et des argileux schisteuses, et dans les couches inférieures des schistes micacés.
 - Dans nos travaux après avoir définie les différents mouvements de terrain on s'intéresse aux différentes méthodes de stabilisation de ces mouvements et plus particulièrement à la stabilisation par mur de soutènement et mur de soutènement objet de ce mémoire. Ce mémoire est divisé suivant la configuration présente, à savoir :

Introduction générale.

Chapitre I : Mouvements de terrains.

Chapitre II : Amélioration des sols.

Chapitre III : Méthodes de calculs.

Chapitre IV : 1^{er} cas d'étude stabilisation par mur de soutènement.

Chapitre V : 2^{ème} cas d'étude stabilisation par pieux.

Conclusion générale

I. Les mouvements de terrains

I.1 Introduction

Des milliers de mètres cubes de terre, de roches, de boues peuvent soudainement menacer un village -des habitations- à la faveur d'une pluie importante, d'un léger séisme ou de travaux entrepris par l'homme

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission.

Ils ont pour origine les processus lents d'érosion ou de dissolution de matériaux naturels, entraînant, sous l'effet de la pesanteur, des ruptures d'équilibre de versants, de parois rocheuses ou de cavités souterraines.

Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine -terrassements, ouverture de voies de communications, exploitation de carrières, réalisation de retenues hydrauliques... etc - ; tout changement de la forme d'un massif peut en modifier sa stabilité : terrassement au pied d'une pente ou surcharge (remblais) au sommet, lorsque celle-ci est proche de la limite d'équilibre.



Figure I.1 : Une des formes de mouvement de terrain

I.2- Critères de classification du mouvement de terrains

I.2.1 Types d'activité

Les aspects généraux de l'activité d'un mouvement de versants devraient être étudiés et décrits au début du mouvement du massif et avant que soit entrepris un examen détaillé des matériaux mobilisés. Les termes relatifs à l'âge et à l'état d'activité du mouvement de terrain ont été définis par Varnes [1978]. Certains termes définissant les séquences du mouvement ont été regroupés sous trois aspects principaux :

- L'état d'activité dans lequel se trouve le mouvement de terrain.
- La répartition de l'activité qui décrit la direction et le sens du déplacement.
- La morphologie qui précise toute éventuelle combinaison ou succession de mouvement élémentaire dans la zone instable.

Tableau I.1 : Définition de l'activité d'un mouvement de versant (in Cruden et Varnes, 1996 ; Dikau et al.,1996)

Activité		
Etat	Répartition	Morphologie
Etat	Progressif	Simple
Actif	Rétrogressif	Complexe
En suspens	Bidirectionnel	Composite
Réactivé	Régressif	Emboîté
Inactif	Limité	Multiple
Latent	En mouvement	
Naturellement stabilisé	En élargissement latéral	
Artificiellement stabilisé		
Ancien, fossile		

Il est important de bien décrire cette activité dans l'étude des mouvements de versants, pour définir les rythmes, les potentialités d'évolution, et en particulier dans une perspective de prévision spatiale et temporelle de ces phénomènes.

I.2.2 La vitesse

Les vitesses de déplacement peuvent être estimées ou mesurées de différentes manières, à partir des classes de vitesses définies par Varnes [1978]. Les bornes de ces classes ont été redéfinies par Varnes [1994]. Pour chacune de ces sept classes de vitesse dont les définitions vont suivre, des types de réaction, des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions ont été proposés voir **tableau (I-2)**

- **Classe 1** : les mouvements sont imperceptibles sans recours à des instruments de mesures très précis, pas de dommages aux structures construites avec précautions.
- **Classe 2** : quelques structures permanentes sont sans dommages ou si elles sont fissurées elles peuvent être réparées

- **Classe 3** : routes et structures insensibles peuvent être conservées avec de fréquents et lourds travaux de maintenance, si les mouvements totaux ne sont pas trop grands particulièrement pendant la phase d'accélération et les mouvements différentiels sur les marges du glissement sont distribués dans une large zone.
- **Classe 4** : les structures résistantes peuvent être maintenues en état si elles sont localisées à une courte distance du pied de la masse déplacée ; les structures localisées sur la masse déplacée sont extrêmement endommagées.
- **Classe 5** : la fuite et l'évacuation sont possibles ; structures, constructions et aménagements sont détruits par les masses déplacées.
- **Classe 6** : quelques personnes sont tuées en raison des trop grandes vitesses qui ne permettent pas à toutes les personnes de s'échapper, destruction majeure.
- **Classe 7** : catastrophe majeure, les constructions exposées sont totalement détruites et de nombreuses personnes sont tuées par l'impact des matériaux déplacés ou par dislocation des masses déplacées.

Tableau I.2 : Définition de la vitesse d'un mouvement de versant et des types de réaction et des impacts significatifs en terme de vies humaines ou de dégâts aux constructions (in Crudenet Varnes, 1996)

Classes	Descriptions	Vitesses
1	Extrêmement lente	moins de 16 mm/an
2	Très lente	de 1,6 m/an à 16 mm/an
3	Lente	de 13 m/mois à 1,6 m/an
4	Modérée	de 1,8 m/h à 13 m/mois
5	Rapide	de 3 m/min à 1,8 m/h
6	Très rapide	de 5 m/s à 3 m/min
7	Extrêmement rapide	plus de 5 m/sec

I-2-3 Type de sol

Les caractéristiques physico-mécaniques des sols mous à cohésion jouent un rôle très important dans leurs mouvements. Ces mouvements se produisent en fonction de la taille et de la forme des grains, de la fissuration et du mode de cimentation inter-grains. Tous ces éléments affectent d'une manière générale la cohésion du massif dans ces mouvements.

La classification faite par J.N.Hutchinson et A.W.Skempton [1978] illustre ce qui est dit précédemment. Celle-ci est basée sur les conditions qui affectent la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons de sol testés au laboratoire. Cela reste valable qu'il s'agisse de glissement nouveau, ou de glissement situé dans des sites préalablement affectés par des mouvements et des ruptures. Les pressions interstitielles affectant le versant sont mises au deuxième plan dans cette classification mais leurs importances dans les mouvements de sol sont aussi importantes que celles annoncés précédemment, Jean Claude Flageollet [1989]

Une classification géotechnique associant le type de cisaillement d'un glissement lent ou rapide d'une part et d'autre part l'état et la taille du matériau cette classification est utilisée au Japon.

I.2.4 L'agent déplaçant

Les deux agents de déplacement sont l'eau et l'air. Dans les mouvements de terrain l'eau est considérée comme un agent de transport, dans ce cas le sol argileux perd sa cohésion et prend un état plastique ou liquide.

Dans les écroulements l'air est comprimé entre les blocs et les débris, ou en formant un coussin sous le sol en mouvement.

I.3 Les principaux types de mouvements

Les mouvements de terrains regroupent tous les déplacements, lents ou plus ou moins brutaux, qui affectent le sol ou le sous-sol.

La quantité de matériaux mis en mouvement peut être relativement peu importante jusqu'à affecter des masses énormes - plusieurs millions de mètres cube -.

Le risque mouvement de terrains est généralement plus grand en montagne ou sur des reliefs accentués qu'en plaine, sauf si certaines conditions géologiques sont réunies localement -glissement des pentes argileuses ou marneuses - roche sédimentaire-, effondrement des carrières ou des falaises maritimes, effondrement des anciennes mines ou des cavités -des creux- naturelles ou artificielles-.

D'après la classification de Martin **Figure I-2** .On distingue deux types principaux de mouvement :

- Mouvements de pente.
- Mouvements verticaux.

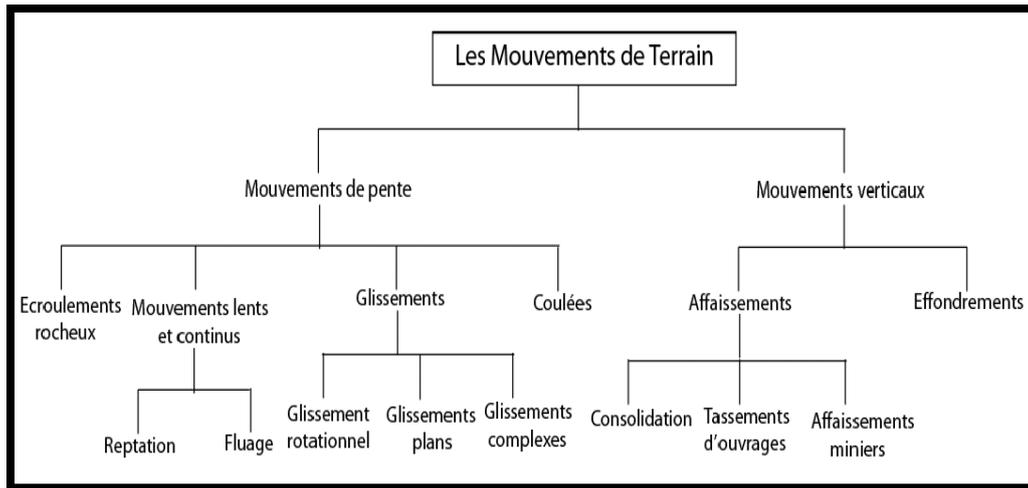


Figure I.2 : classification de mouvements de terrain (classification réalisé d'après la classification de Martin 2006).

I.3.1 Les mouvements de pente

Ce sont des mouvements obliques qui affectent les pentes soit naturelles ou artificielles. Les mouvements de pente les plus fréquents sont :

I.3.1.1 Les écroulements et chutes de blocs

Ils affectent les fronts des carrières ou des falaises et vont de la simple chute de pierre à l'éboulement catastrophique. Dans ce cas, les volumes mis en jeu sont énormes et se comptent en millions de mètre cube. Leur vitesse de déplacement peut être supérieure à cent kilomètres à l'heure et les matériaux peuvent s'étaler sur d'importantes surfaces. **Figure I-3, I-4, I-5.**

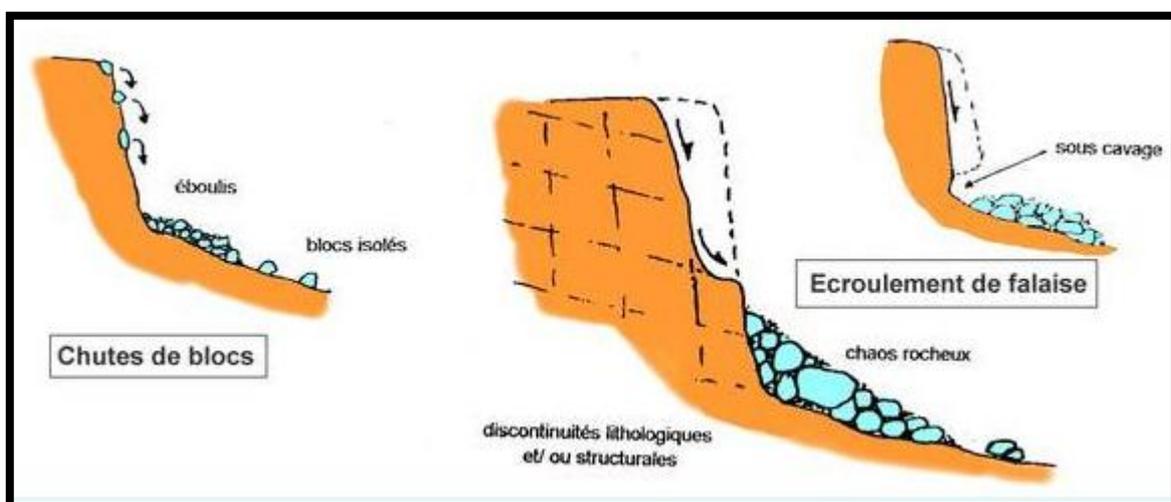


Figure I.3 : Les chutes de blocs et les écroulements.



Figure I.4 : Chutes de pierres et de blocs. **Figure I.5 :** écoulements.

I.3.1.2 Les coulées

Les régions montagneuses sont souvent provoquées par des pluies torrentielles, où les matériaux vont se déplacer sous une forme plus ou moins liquide cela caractérise un phénomène qu'on appelle : **Coulées de boues**. **Figure I-6**



Figure I.6 : Coulée de boue.

I.3.1.3 Mouvements lents et continus

a. La reptation

Il s'agit d'un déplacement progressif superficiel du sol et des roches altérées, suivant la pente. La reptation se fait surtout sentir en période humide. Les petits mouvements verticaux que le sol subit à la suite de la succession d'humidification et de dessiccation des minéraux d'argiles, ou du gel et dégel de l'eau présente, en sont la cause principale. Après gonflement sous l'action de l'humidification, le fragment d'argile, lorsqu'il sèche retombe à la verticale. **Figure I-7.**

Ce mouvement est parfois si lent qu'il faut plusieurs années pour s'en apercevoir - poteaux téléphoniques et arbres penchés - **Figure I-8.**

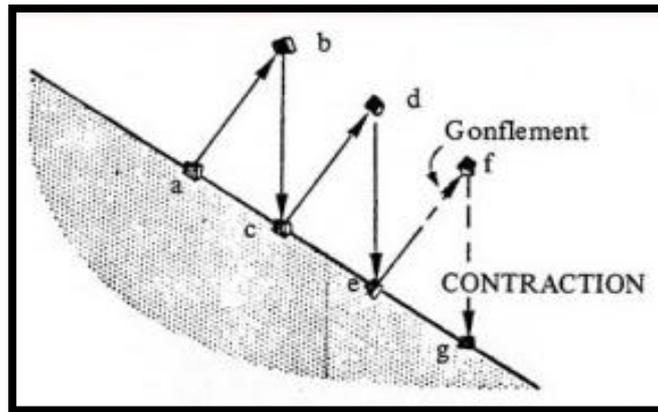


Figure I.7 : Mécanisme de la reptation.

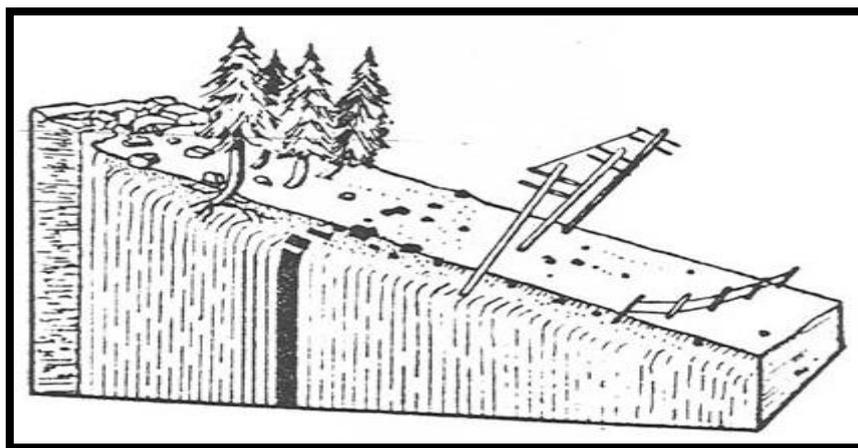


Figure I.8 : Conséquences de la reptation.

Les couches fortement redressées vont se courber dans le sens de la pente – fauchage lorsqu’elles sont recouvertes d’un sol en reptation, **Figure I-9**.

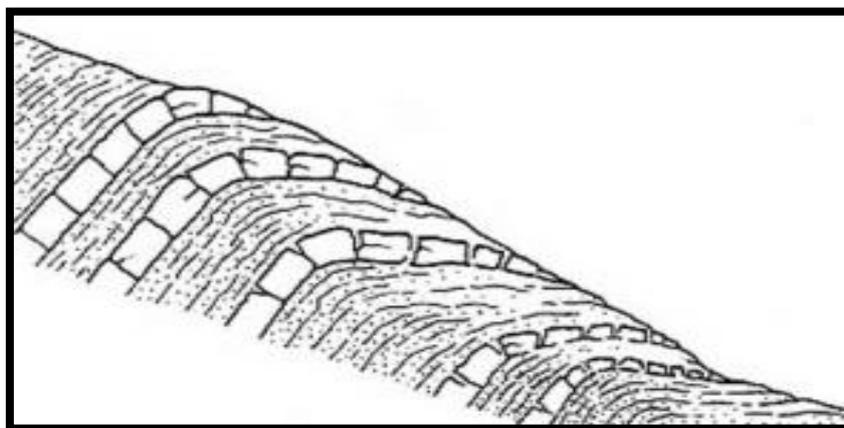


Figure I.9 : Fauchage –coupe- .

b. Le fluage

Il se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

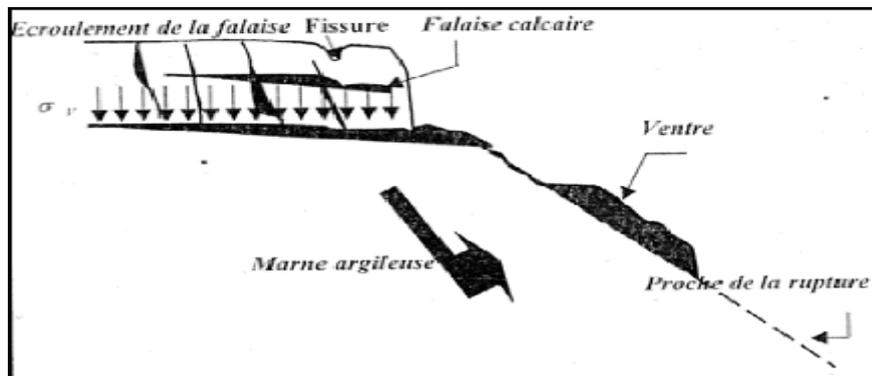


Figure I.10 : Le phénomène du fluage.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués - contrairement aux glissements -. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture, **Figure I-10**.

Comme cas particulier de fluage on a la *solifluxion* qui correspond au mouvement lent des particules du sol et des pierres le long des pentes et résulte de l'expansion et de la contraction du sol lors des cycles de gel et de dégel ou d'humidification et d'assèchement.

I.3.1.4 Le glissement de terrain

Il s'agit d'un déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement quelconque dont la morphologie est décrite par le schéma suivant :

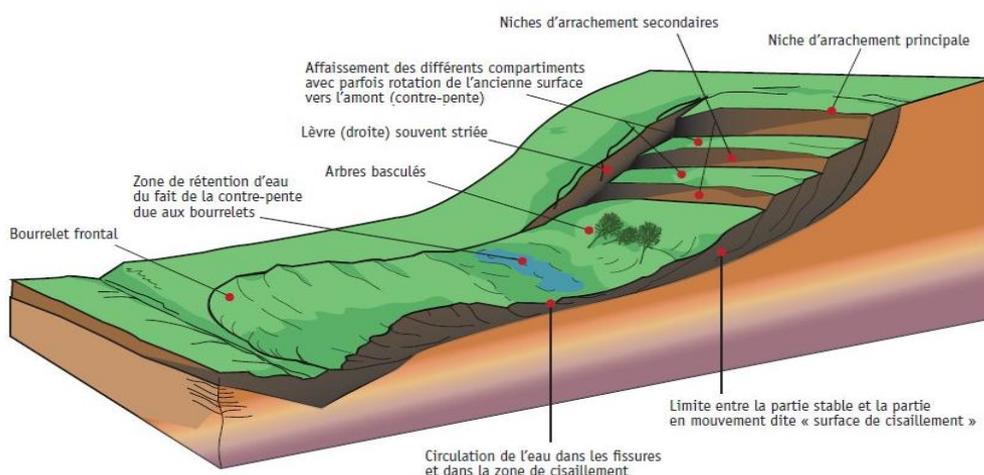


Figure I.11 : Processus de glissement de terrain.

I.3.1.4.1 Les Types de glissement

- **Glissement plan**

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés **Figure I-12**.

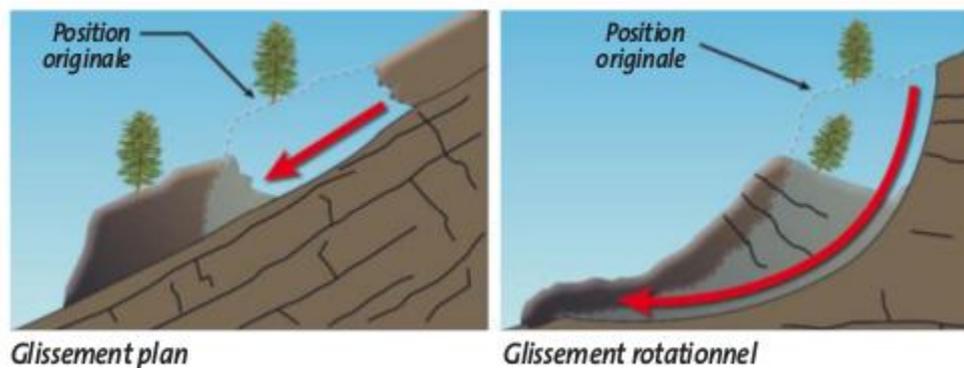


Figure I.12 : Glissements plan et rotationnel.

- **Glissement rotationnel**

Lors de glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux- sable très fin - .

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

- **Glissement rotationnel simple**

La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Il comprend :

- En tête des fissures de traction : un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- À la base : un bourrelet formé par des matières glissées. **Figure I-13**.

- **Glissement rotationnel complexe**

Il s'agit de glissements multiples - emboîtés- les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont **Figure I-14, I-15**.

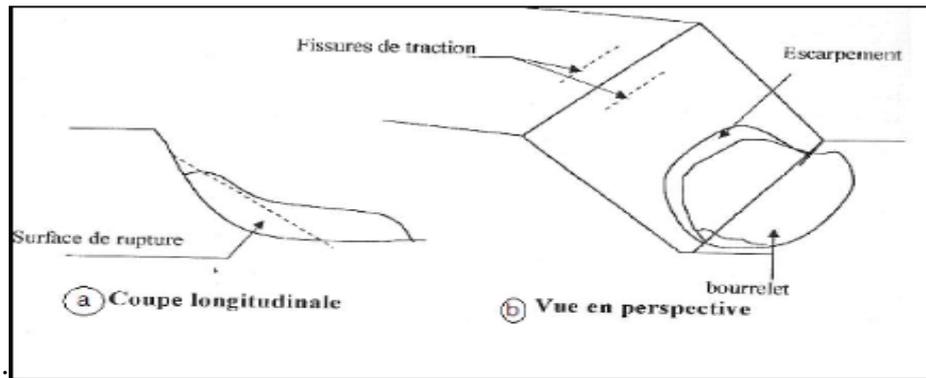


Figure I.13 : Glissement rotationnel simple.

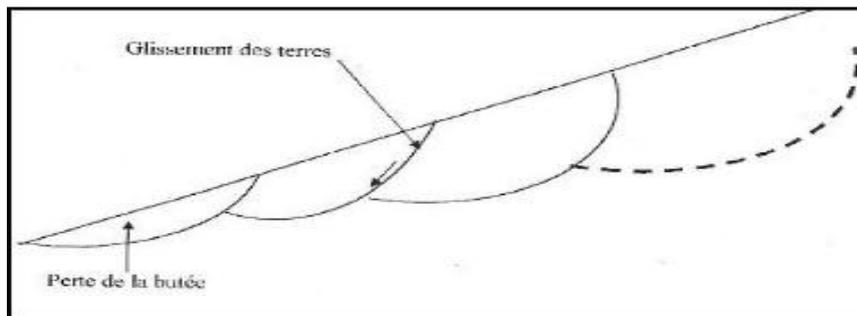


Figure I.14 : Glissement rotationnel complexe.

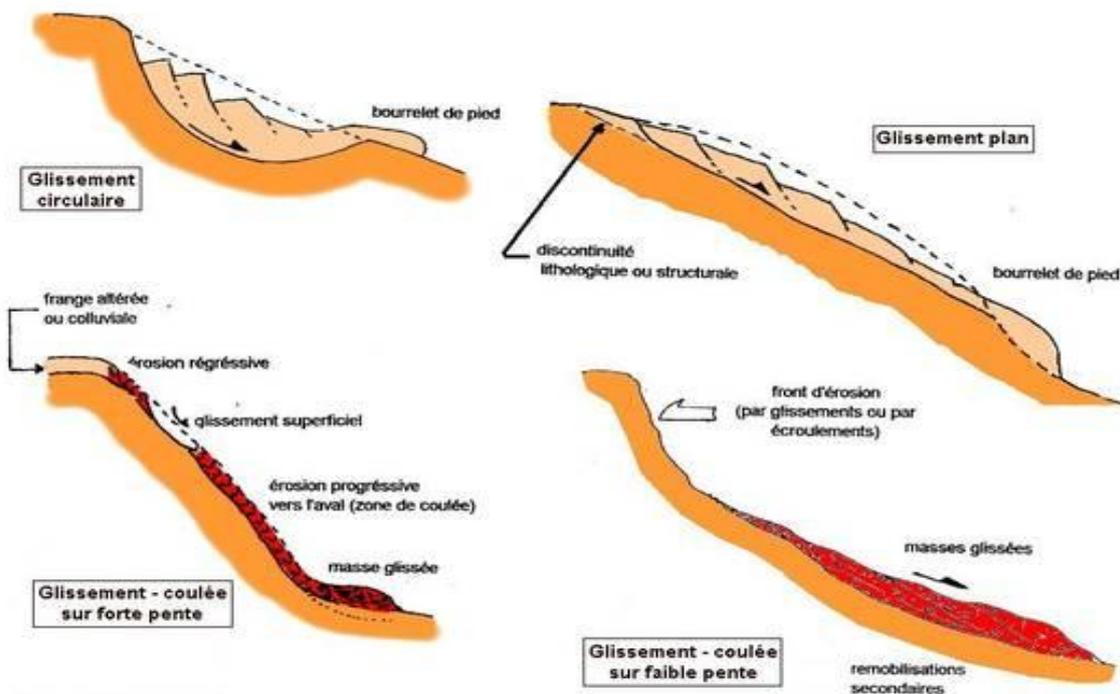


Figure I.15 : Quatre schémas de différents types de glissement de terrain en fonction de la typographie.

I.4 Les mouvements verticaux

Ce sont les déplacements verticaux confinés abaissant sans rupture des surfaces horizontales.

I.4.1 Les effondrements

Ils résultent de la rupture brutale du toit des cavités souterraines naturelles ou artificielles. Le plus souvent, en surface, ils présentent une ouverture plus ou moins cylindrique, appelée fontis.

- **L'effondrement généralisé**

Est un abaissement brutal de la surface pouvant affecter une zone de plusieurs dizaines de mètres de large présentant une rupture franche des terrains **Figure 1-16**.

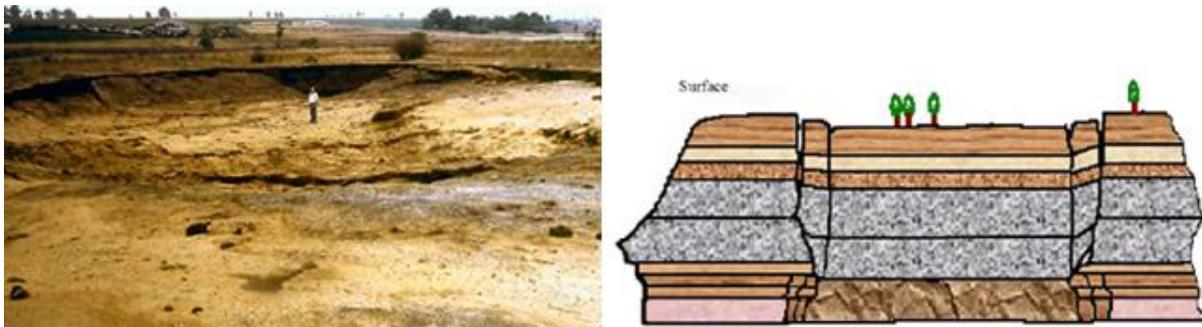


Figure 1.16 : Effondrement généralisé

- **L'effondrement localisé**

Qui est à la différence de l'effondrement généralisé, se manifeste en surface par un cratère de quelques mètres de diamètre ; il correspond aux phénomènes de fontis ou d'effondrement de tête de puits ou de galerie **Figure 1-17**.

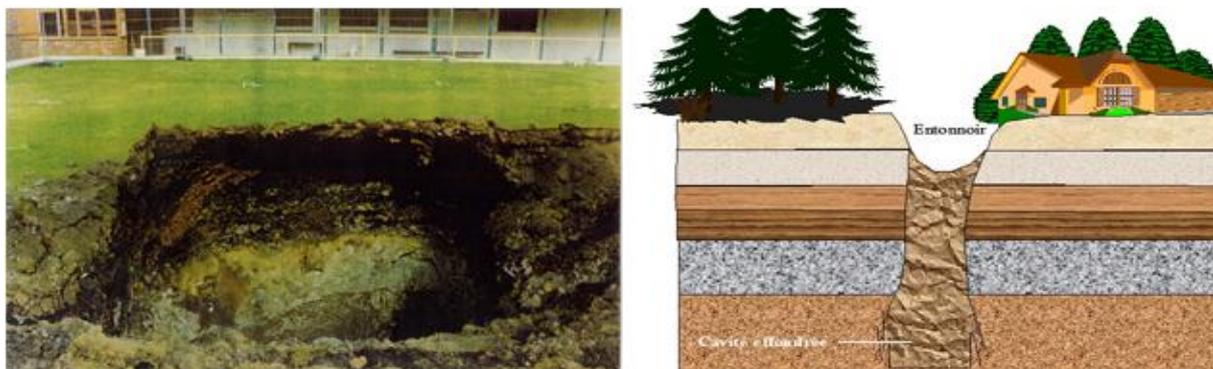


Figure 1.17 : Effondrement localisé

I.4.2 Affaissement de terrain

Il comprend les matériaux ayant de grands espaces entre les particules solides. Ils peuvent s'affaisser lorsqu'ils deviennent saturés d'eau et/ou lorsqu'un bâtiment - ou autre structure - place une charge trop importante sur le terrain. Si le matériau sous un bâtiment s'écroule, le bâtiment peut s'effondrer. Si le terrain est variable en termes d'épaisseur ou de répartition, différentes parties du bâtiment peuvent s'enfoncer à différents degrés, ce qui peut causer une inclinaison, des craquelures ou des déformations. L'affaissement surviendra uniquement à la suite d'une saturation d'eau et/ou d'un chargement très critiques. Ce risque peut être important dans les dépôts de surface et peut également l'être dans les dépôts superficiels enfouis. **Figure 1-18.**

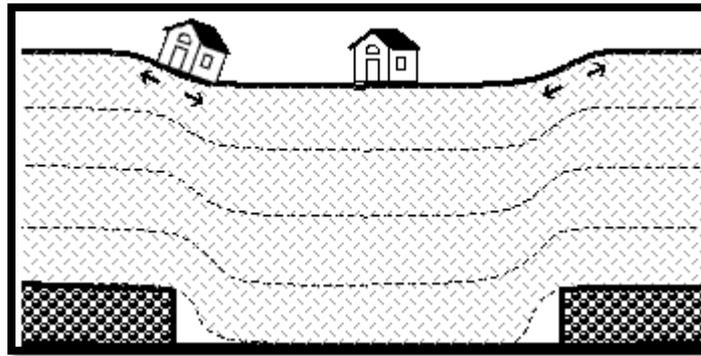


Figure 1.18 : Schéma d'un affaissement.

I.4.2.1 Les affaissements miniers

L'exploitation des ressources minérales dans des régions habitées posait au mineur un certain nombre de problèmes. Leur extraction pouvait en effet provoquer des mouvements de terrain en surface, influençant plus ou moins l'environnement concerné. Ces problèmes étaient d'autant plus importants qu'une grande partie de l'habitat en surface était due à la présence même de ces ressources et au développement qu'elles ont permis à ces régions.

Pour étudier le problème des affaissements, il faut tenir compte de trois éléments :

Le gisement : il représente une richesse naturelle, existant en quantité limitée, qu'on ne peut ni renouveler, ni déplacer.

La surface avec ses bâtiments, ses réserves d'eau - nappe, rivières, assainissement -, ses voies de communication : il faut prendre des mesures pour la préserver.

Le mineur, qui est l'acteur économique. Il doit exploiter le gisement en tant que richesse et ne pas le gaspiller. Pour cela, il ne doit mettre en œuvre que les méthodes d'exploitation qui assurent sa sécurité. Il est responsable de ce qui peut survenir en surface du fait de son activité. Il agira pour ne pas opposer, mais pour tenter de concilier richesse du sous-sol et richesse du sol.

- **Le mécanisme de l'affaissement minier**

Une exploitation minière souterraine, de par sa nature extractive, crée des vides dans les sous-sols. Dans les méthodes d'exploitation « par foudroyage », ces vides sont comblés par l'éboulement contrôlé des terrains sus-jacents qui remplissent la cavité créée. En effet, lorsque la surface exploitée s'étend, ces terrains sus-jacents fléchissent puis cèdent sous l'effet de l'augmentation de la porte à faux et du poids des terrains.

Les terrains ainsi « foudroyés » sont beaucoup plus lâches qu'à l'origine, leur densité apparente est réduite presque de moitié. La conséquence en est que très rapidement la cavité se remplit, les terrains tombés venant au contact des bancs encore en place. Ces bancs, trouvant un appui, ne vont alors plus se fracturer, mais uniquement se déformer, se tasser d'une manière lente. En particulier, les bancs imperméables gardent leur imperméabilité et continuent d'isoler la mine des terrains aquifères supérieurs.

Lorsque la surface exploitée est suffisamment grande, le tassement des terrains se transmet jusqu'en surface, c'est le phénomène de l'affaissement **Figure I-19**.

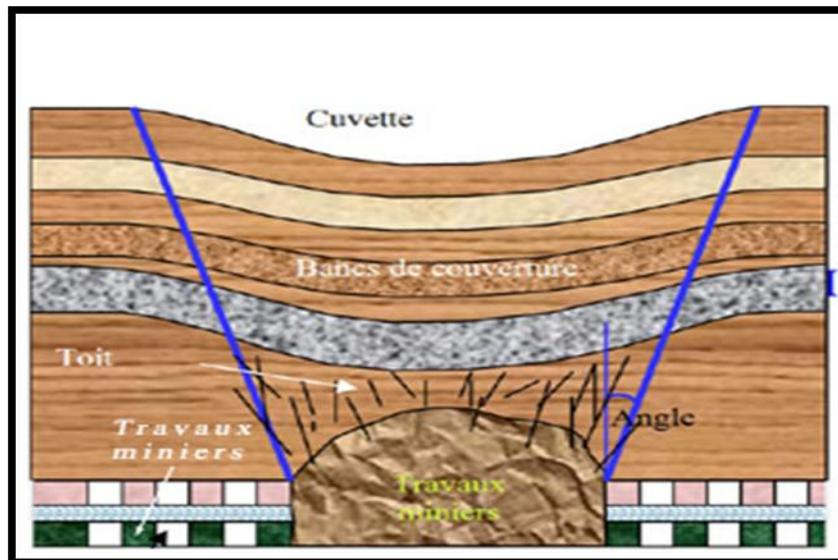


Figure I.19 : Le mécanisme d'un affaissement minier.

I.4.2.2 Le tassement du sol

C'est la déformation verticale du sol, due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement.

- **Le tassement d'une structure**

C'est le résultat de la déformation du sol de fondation. L'origine de cette déformation peut être un ou plusieurs suivant(s):

La déformation sous une charge totale croissante est appelée "mouvement" ou "déplacement".

Le changement de volume associé à la diminution du volume d'air, provenant d'un effet dynamique ou d'un chargement statique, est appelé "compactage".

Les changements de volume progressifs associés à une réduction de la teneur en eau du sol est appelé "consolidation".

La déformation sous contrainte effective constante est appelée "fluage".

I.4.2.3 La consolidation

La consolidation d'un sol fin est le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles - excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique - dans la phase liquide du sol. S'il existe des possibilités de drainage...

I.5 Causes de glissements

Les mouvements de terrain sont des déplacements - avec ou sans rupture - vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées ou de terrain meuble sous l'effet de la gravité.

Ils peuvent se déclencher sous forme de processus brutaux - chute de pierres et de blocs, éboulement et écroulement, glissement soudain, coulée boueuse, effondrement - ou lents et progressifs - fluage, glissement lent et permanent.

Les processus à l'origine des mouvements de terrain sont très complexes et dépendent rarement d'une seule cause. La géologie, le relief et l'exposition aux intempéries sont des paramètres fondamentaux. Ses paramètres sont généralement constants sur de longues périodes. Ils déterminent la prédisposition naturelle du terrain aux phénomènes d'instabilité. Le processus d'instabilités commence particulièrement dès la formation de la roche. En effet les propriétés chimiques et physiques des sols déterminent notamment leur comportement à leur altération par les phénomènes météorologique et plus particulièrement à l'érosion.

Les mouvements de terrain est la conséquence d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant entre forces résistantes et forces motrices. Ainsi, les processus d'altération des forces résistantes à long terme conduisent au déséquilibre du massif. Les fluctuations de la nappe phréatique influencent la stabilité d'un terrain. On note qu'une pente d'un versant est sensible à l'érosion et au tremblement de terres pouvant entraîner sa déstabilisation.

En général, l'eau joue un rôle déterminant dans le glissement de terrain celui-ci est du généralement aux pressions interstitielles pouvant entraîner des fissurations préjudiciables à la stabilité du terrain. L'érosion par les eaux d'écoulements de surface pouvant entraîner une modification de la pente du versant est également un facteur de déstabilisation.

Dans les pays froids l'eau en état de consolidation - glace- à la capacité d'induire des mécanismes de rupture notables. Elle peut provoquer le gonflement des minéraux argileux - pression de gonflement-On remarque également que la surcharge d'une pente par des bâtiments et des remblais, les excavations sans dispositifs de protection lors de travaux de construction, la surélévation de la nappe, le dynamitage peuvent accroître le danger de mouvements de terrain. Les effets anthropiques peuvent aussi contribuer à une déstabilisation à long terme des terrains, en relation avec d'autres activités comme le déboisement, l'entretien insuffisant des forêts, le surpâturage, l'exploitation intensive et la dénudation du sol.

En conclusion La stabilité des pentes en équilibre critique peut être sensiblement réduite par ces divers effets. Cependant dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes principales : l'eau et la présence des fractions fines.

1.5.1 Influence de L'eau dans les risques de glissements de terrain

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydro-mécanique et hydro-géologique s'accompagne d'opérations de drainage des eaux.

1.6 La prévision

Il n'existe pas actuellement de système ou de moyens de prévisions fiables. Les réseaux de surveillance mis en place localement peuvent néanmoins permettre de détecter des indices annonciateurs de la rupture. Cependant il est difficile de déterminer le moment exact et l'endroit précis où celle-ci va se produire ainsi que le volume de matériaux concernés donc

Les dimensions du cône d'éboulis.

A défaut de pouvoir accéder à une évaluation quantitative du mouvement de terrain en termes de fréquence ou de période de retour pour une prévision, comme il est procédé pour les inondations, on a recours à la notion de prédisposition du site à produire un événement donné dans une fourchette de délais retenue.

L'expert s'attache à reconnaître les antécédents, les indices précurseurs observables, les symptômes d'évolution, et à identifier et estimer les facteurs déclenchant de l'instabilité. Il s'agit essentiellement des paramètres du site tels que sa nature géologique, sa morphologie, sa topographie, les conditions hydrogéologiques et géotechniques du versant et tout facteur aggravant - pluie, séisme, ... - .

Pour les phénomènes déclarés, caractérisés par des indices significatifs d'instabilité, la probabilité est mathématiquement maximale.

Pour les phénomènes potentiels, elle dépend de la nature et de l'importance des différents facteurs de prédisposition connus ou non.

Compte tenu du fait qu'il n'est pas possible en général de prévoir quand se produira le phénomène, il n'y a pas possibilité d'alerte préventive. Cependant pour certains mouvements de terrain de grande ampleur, bien répertoriés, un système de surveillance des déformations du sol, généralement sophistiqué et coûteux, est mis en place et permet d'alerter les autorités et la population en cas d'évolution alarmante de la situation.

I.7 La protection

- **Contre les chutes de blocs:**

- boulonnages et ancrages des blocs instables.
- revêtements par treillis métalliques, ou béton projeté pour de petits éléments.
- construction de pièges à blocs (butte terrassée avec fosse à l'amont ou filets pare-pierre).

- **Contre les glissements de terrain:**

- collecte des eaux de surface, drainage en profondeur pour réduire les effets d'infiltration et diminuer les pressions d'eau.
- construction de murs de soutènement,
- pour les voies de communication, réalisation de tunnels de dérivation - la Clapière – PACA-.
- Les tunnels peuvent également être, creusés pour dévier localement un torrent et empêcher le sapement d'un versant instable - St-Foy en Tarentaise, Doucy- .

I.8 Quelques évènements marquants

Un glissement de terrain peut se produire de manière brutale ou à la suite de la déstabilisation progressive - sur une longue période - d'un terrain en pente, traduisant sa perte d'équilibre.

Donc Comme toutes les catastrophes naturelles le glissement de terrain peut causer des énormes dégâts.

- **En chine** : Les dégâts impressionnants du glissement de terrain qui a fait 91 morts.

Un gigantesque glissement de terrain a provoqué la disparition de 91 personnes le 21/12 /2015 en Chine, dans une zone industrielle de la ville de Shenzhen, au sud du pays près de Hong-Kong. Une masse de boue s'est abattue sur une trentaine de bâtiments et a provoqué une explosion de gaz. Le drame serait dû à une erreur humaine : une montagne de terre aurait été empilée illégalement sur un chantier de construction. Détremnée par les pluies récentes, cette colline artificielle de terre, mesurant près d'une centaine de mètres, se serait écroulée **Figure I-20**.



Figure I.20 : Un glissement qui a provoqué une explosion de gaz en Chine.

- **En France**

- Le glissement de la Clapière, dans l'arrière-pays niçois, en 1992 est l'un des plus rapides au monde **Figure I-21**.



Figure I.21 : Un glissement de la Clapière à Nice.

- Eboulement sur la route national 85, commune de Laffrey située dans le département de l'Isère en région Auvergne-Rhône-Alpes le 03/01/2014 **Figure I-22**.



Figure I.22 : Eboulement dans la région d'Auvergne-Rhône-Alpes.

-Un glissement de terrain de l'Adverseil sur la commune de Corps le 16 janvier 2001 s'est remonté sur le versant opposé sur une dizaine de mètres. La Sézia a été bouchée - hauteur du barrage de 3 à 4 mètres - et un lac a commencé à se former. La route d'accès à l'ancien moulin de l'Adverseil a été coupée. Le propriétaire de cette bâtisse a remarqué en soirée, des fissures importantes sur la chaussée d'accès à son habitation. Le glissement s'est semblé-t-il produit brutalement. Il s'agit d'un glissement rotationnel en partie supérieur - avec niche d'arrachement quasi-verticale - se transformant en coulée boueuse très liquide dans la partie inférieure. Le contexte géologique très fragile - argiles - Volume glissé : environ 500 000 m³ **Figure I-23.**



Figure I.23 : Un glissement rotationnel de l'Adverseil sur la commune de Corps.

- **En Espagne**

Le 22 janvier 1998 un éboulement d'environ 230 000 m³ s'est produit dans la falaise du Prégentil. Il a été suivi deux nouveaux éboulements d'un volume total d'environ 100 000 m³. A la suite de ces éboulements, la priorité a été donnée à la prévention contre le risque torrentiel : dispositif d'alerte et plan de secours, études et travaux - digue torrentielle, plage de dépôt des Alberts et de la Morlière, merlon pare-blocs - . En effet, l'examen des archives avait mis en évidence que les deux écroulements connus - 1699-1700 et 27 mars 1965 - avaient été suivis de crues torrentielles, accompagnées d'un important transport solide **Figure I-24.**



Figure I.24 : Nuage de poussière généré par l'éboulement du 22 janvier 1998 en Espagne.

- **En Philippine**

- Les glissements de terrain dans le centre de Java laissent 4 morts, 4 blessés.

Glissements de terrain provoqués par des pluies torrentielles dans le district de Kebumen du centre de Java, en Indonésie, Amoncellements de terre brisé une maison, où tous les huit personnes ont été logés dans, dans le village de Kali Gending, Sutopo Purwo Nugroho, porte-parole de l'agence nationale des catastrophes, qui a déclaré à Xinhua par téléphone **Figure I-25.**



Figure I.25 : Glissement de terrain en Philippine.

- **En Inde**

Glissement de terrain au Sikkim, en Inde tue 5.

Récent glissement de terrain dans le Sikkim a coûté la vie à cinq personnes, dont quatre d'une même famille. De fortes pluies ont causé des glissements de terrain dans Tamabung à West Sikkim à 9.30pm **Figure I-26**.



Figure I.26 : Glissement de terrain au Sikkim.

- **Au Canada**

- Glissement de terrain, causé par des travaux de push-pipe –des travaux de tuyauteries- sous la rivière. emportant une partie d'une route **Figure I-27**.



Figure I.27 : Affaissement de terrain.

- Glissement causant le décès d'un travailleur **Figure I-28**.



Figure I.28 : Affaissement du à l'instabilité de l'excavation.

- **En Algérie**

- Un glissement de terrain a eu lieu le 06/ 09/ 2014 à Annaba dans le quartier de Sidi Aissa sur la bretelle qui va de Kouba à Ain Achir **Figure I-29**.



Figure I.29 : Effondrement à Annaba.

En 2012 un important glissement de terrain a affecté le chemin Laperlier - actuel Sfindja -, au Telemly, à Alger-Centre. La chaussée s'est rétrécie et une faille est visible sur presque une quinzaine de mètres. Cet affaissement de la chaussée a été provoqué par les inondations **Figure I-30**.



Figure I.30 : Glissement de terrain à Telemly.

Le village de Aïn Kharouba risque de se retrouver isolé, après un mouvement de terrain qui a endommagé la route liant le village à la commune de Aïn H'ssainia et barre la circulation. Les fortes précipitations de ces derniers jours, qui gorgent les sols d'eau pluviale, accentuent les menaces de glissements de terrain sur de nombreux secteurs de la ville. C'est au bord des routes que le danger est le plus élevé. Tel est le cas de la route liant le village de Aïn Kharouba à la commune de Aïn H'ssainia. Voilà plus d'une semaine que ce chemin est interdit à la circulation des voitures. En cause : un spectaculaire affaissement de la chaussée. Ce mouvement de terrain a entraîné aussi la rupture des canalisations. Mais le plus gros souci des riverains reste la sécurité. « Si un incendie se déclare, les véhicules des pompiers ne peuvent pas passer. Dans ces conditions, la sécurité n'est plus assurée. Ce problème n'est pas nouveau, cette route était défectueuse depuis des années. Ils ont sollicité l'aide à maintes reprises. Mais il aura fallu attendre des mois pour qu'un début de solution leur soit proposé. Il est à signaler que cette localité a souffert depuis des années de la marginalisation –ils sont mis en écart- avant que les autorités ne décident de construire cette route **Figure I-31**.



Figure I.31 : Glissement de terrain dans la wilaya de Guelma.

- **A Skikda**

Le sol au niveau de l'hôpital Abderrazak Bouharra de la wilaya de Skikda était sujet à un glissement rapide évoluant par une pluviométrie intense qui peut influencer sur la stabilité du bâtiment existant.

Les causes principales du glissement sont :

- Effet des intempéries.
- Effet de la géométrie du talus



Figure I.32 : Apparition des fissures, affaissement et la dégradation progressive au niveau de la chape bitumineuse

II. Amélioration des sols

II.1 Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet du génie civil.

L'amélioration des sols est généralement appliquée pour :

- Empêcher le tassement excessif des remblais quand elles sont utilisées pour la construction (routes, aéroports, ponts et autres fondations) ;
- Augmenter la résistance au cisaillement du sol afin d'empêcher les glissements de terrain ;
- Augmenter la portance du sol ;
- Immobiliser ou stabiliser les contaminants des sols ;

Les techniques d'amélioration des sols changent selon les caractéristiques du sol (ϕ et c).

II.2 Principes de bases d'amélioration

Presque tous les ouvrages de génie civil, barrages, routes, bâtiments, ouvrages d'art, etc. reposent sur le sol ou utilisent le sol comme matériau de construction.

Pour une construction projetée, l'idéal serait de trouver un site où les sols en place ont des propriétés acceptables répondant aux exigences du projet.

Avec l'augmentation de la population et l'augmentation des infrastructures diverses l'accessibilité des bons terrains diminue ce qui oblige le recours à la construction sur des terrains possédant des caractéristiques géotechniques médiocres. Pour construire sur des sols médiocres, des entrepreneurs spécialisés ont développé des nouvelles techniques d'amélioration des sols en place (compactage dynamique, terre armée, injection, drainage, etc.). De plus, en milieu urbain, il devient de plus en plus nécessaire à réaliser des excavations près des structures existantes dans des terrains difficiles, ce qui nécessite l'amélioration des sols en place avant de tels travaux d'excavation.

Les concepts de base de l'amélioration des sols, notamment, le drainage, la densification, la cimentation, le renforcement, le séchage et le traitement thermique sont développés depuis des centaines ou des milliers d'années et ils restent valables

(Tavenas, 1979). L'introduction de machine au 19^{ième} siècle a résulté avec l'augmentation de la quantité et de la qualité des travaux. Les développements les plus significatifs, depuis les années 1930, sont l'introduction des méthodes vibratoires pour la densification des sols granulaires, les nouvelles techniques et matériaux d'injection et le concept de renforcement des sols, Mitchell (1981).

II.3 Quelques techniques d'amélioration

- **Inclusions**

Utilisable pour fonder tous types d'ouvrage sur sols compressibles de toute nature, ce procédé permet de réduire fortement les tassements. **Figure II.1**



Figure II.1 : l'inclusion

Les inclusions sont généralement verticales et disposées suivant un maillage régulier. Elles doivent présenter des caractéristiques intrinsèques de déformation et de raideur, compatibles avec les terrains encaissants et les structures à porter. Différents modes de mise en œuvre (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (ballast, gravier, mélange sol-ciment et tous types de mortier ou béton) sont utilisables pour permettre de réaliser à moindre coût un système de fondations superficielles en lieu et place d'un système de fondations profondes.

- **Drains verticaux**

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols fins saturés en eau. La technique consiste à fonder verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. **Figure II.2**



Figure II.2 : Les drains verticaux

Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré-chargement, soit par d'autres méthodes. **Figure II.3**

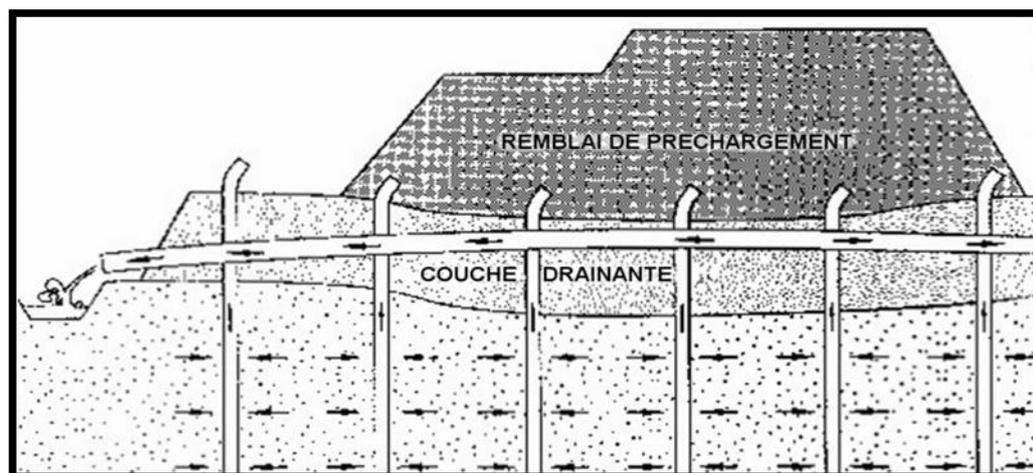


Figure II.3 : Le principe de drainage vertical

- **Compactage dynamique et plots ballastés**

Cette méthode permet de traiter le sol en profondeur, par des actions de surface. La consolidation dynamique provoque un compactage des sols granulaires.

Le principe consiste à laisser tomber, en chute libre et de façon répétée une masse de plusieurs dizaines de tonnes depuis une hauteur de quelques dizaines de mètres.

Dans les terrains cohérents, on procède à une incorporation de ballast sous la masse, réalisant ainsi de plots ballastés. **Figure II.4**



Figure II.4 : Les plots ballastés

•Injection solide

Utilisée pour le traitement des terrains sableux, limoneux ou argileux, humides ou saturés, la technique d'injection solide consiste à injecter sous pression un mortier très visqueux, suivant un maillage spécifique établi en fonction de la nature du terrain et des objectifs recherchés, de manière à réaliser une densification statique horizontale.

Technique éprouvée, économique et souple, elle permet en outre de réduire le potentiel de liquéfaction en cas de séisme. Contrairement à d'autres, elle peut être utilisée sous des constructions existantes. **Figure II.5**

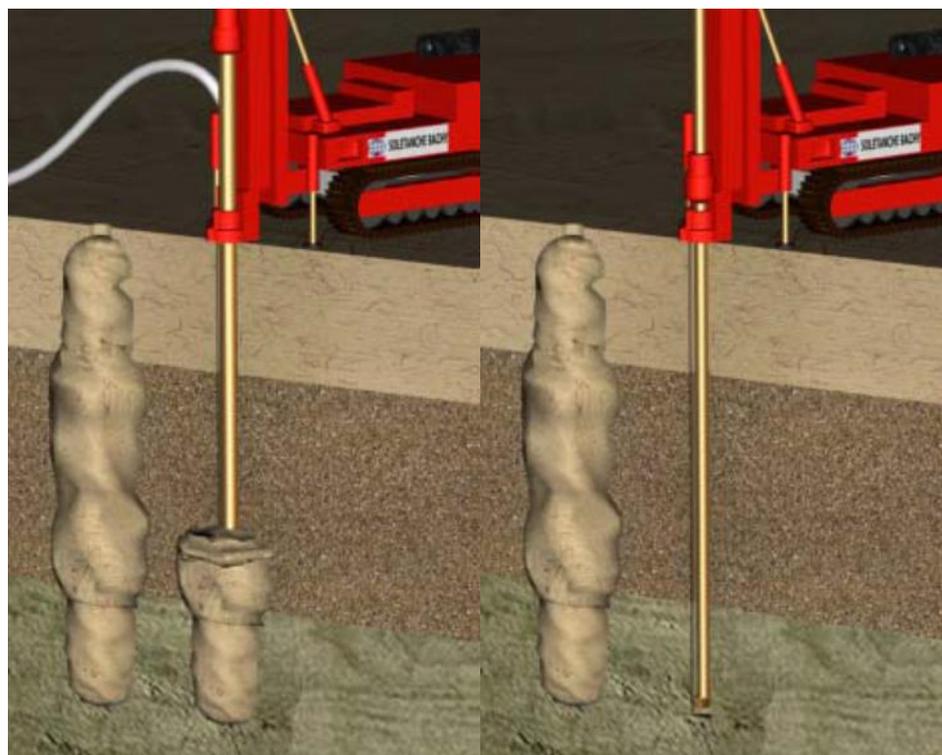


Figure II.5 Injection solide

• Sol traité par malaxage (Soil mixing et trenchmix)

La technique consiste en la réalisation de colonnes ou de tranchées de sol traité par malaxage in situ du terrain en place avec un liant, généralement à base de ciment.

La déstructuration du terrain en place et le mélange sont effectués au moyen d'outils rotatifs qui assurent également un malaxage mécanique.

Différentes configurations de lignes d'outils ont été développées permettant la réalisation de colonnes isolées, de panneaux, de blocs ou enfin de tranchées dans le cas du mélange par tranche (trenchmix) Pour traiter les sols pollués, ce procédé est appliqué à la totalité du volume.

Le liant peut être introduit sous forme pulvérulente ou sous la forme d'un coulis. Son dosage permet d'obtenir une large gamme de résistance et donc de mieux adapter les caractéristiques du mélange aux caractéristiques du projet. **Figure II.6**



Figure II.6 : Soil mixing et trenchmix

- **La vibroflottation**

La vibroflottation, (parfois appelée vibrocompaction), s'applique essentiellement aux sols granulaires non cohérents, tels que sables et graviers.

Les vibrations engendrent un phénomène temporaire de liquéfaction du sol environnant le vibreur. Dans cet état, les forces intergranulaires sont quasiment annulées, et les grains sont réarrangés dans une configuration plus dense présentant de meilleures caractéristiques mécaniques.

Cette technique est couramment mise en œuvre à très grande échelle pour le compactage de terre-pleins en sable gagnés sur la mer par remblaiement hydraulique. **Figure II.7**



Figure II.7 : La vibroflottation

- **Colonnes ballastées**

La technique des colonnes ballastées est une extension de la vibroflottation aux terrains qui comportent des couches limoneuses ou argileuses dont les éléments ne peuvent être réarrangés par la vibration.

Les colonnes ballastées permettent de traiter ces sols par incorporation de matériaux granulaires (couramment appelés ballast) compactés par passes remontantes. Ces colonnes peuvent être également cimentées ou constituées de mortier. Elles servent également de drains et permettent une accélération du processus naturel de consolidation. En zone sismique, elles réduisent les risques de liquéfaction. **Figure II.8**



Figure II.8 : Les colonnes ballastées

- **Les méthodes chimiques**

Qu'est-ce que les traitements chimiques des sols ?

La consolidation chimique vise à traiter les terrains contenant des argiles ou des eaux agressives. Ce traitement contient trois actions :

- 1- Action physicochimique : Déplacement sur les sols des limites d'Atterberg matériau et modification de la granulométrie par adjonction du liant.
- 2- Action de compactage dynamique : Serrage du sol jusqu'à un état supérieur.
- 3- Réaction d'hydratation : Durcissement plus ou moins élevé du sol à traiter par un mélange de ciment et de chaux, et le conduisant à une certaine maturité.

Il faut savoir que le traitement à la chaux ne s'applique que sur une épaisseur de terrain extrêmement faible. Pour les sols contenant peu ou presque pas d'argile, l'utilisation de ciment est de 4% à 8% par rapport au poids du sol sec.

Les chaux vives (CaO) ou éteinte (Ca(OH)₂) s'utilise dans des sols ayant une teneur en argile non négligeable ; ils sont employés à raison de 2% à 6% du poids du sol. La chaux vive s'utilise plus particulièrement pour les sols argileux qui contenant beaucoup trop d'eau ; la chaux ayant alors un effet de dessiccation par réaction thermique.

Dans certains cas, il est possible de procéder par un traitement mixte : chaux puis ciment. La chaux doit répondre certains critères granulométriques et chimiques. Elle doit être réactive.

Il existe 3 types de traitement chimiques courant :

Traitement à la chaux.

Traitement au ciment.

Les colonnes de sol traité.

II.4 Quelques projets réalisés

- **Terminal Cuenca del Plata URUGUAY, 2009**

Réalisation en entreprise générale d'une extension du terminal portuaire Cuenca del Plata.

Les travaux consistent en une extension du quai existant, soit un nouveau quai danois de 350 m de long, 35 m de large et 14,5 m de tirant d'eau, et un agrandissement de 85 000 m² de l'aire de stockage des conteneurs.



Figure II.9 : Terminal Cuenca del Plata

- **Renforcement du quai existant**

Des colonnes de jet grouting ont tout d’abord été réalisées pour renforcer les fondations du quai existant, construit il y a presque 100 ans. Un rideau de palplanches a également été mis en place en extrémité du quai pour éviter tout risque d’affouillement lors des phases de dragage.

- **Zone de stockage**

La zone de stockage a été gagnée sur la mer grâce à 1 millions m³ de sable coquillé dragué dans le Rio de la Plata, puis amélioré par vibroflottation. En outre, 120 000 mètres de drains ont été mis en place pour achever la consolidation de la banquette d’argile qui ne peut être draguée le long de l’existant.

- **Extension du quai**

Le principe du quai danois, c’est à dire une dalle béton sur pieux, a été choisi pour l’extension du quai, en raison de sa géométrie peu invasive et d’une interface facile avec le quai existant. Le nouveau quai comporte 4 lignes de 60 pieux métalliques battus de 1 000 et 1 100 mm de diamètre.

- **la méthode adaptée**

La méthode constructive choisie permet de ne pas perturber l’exploitation du Port. Toutes les phases de construction ont été réalisées depuis une plate-forme mobile, cheminant sur les pieux du quai. Une plate-forme spéciale a été conçue : sans boulonnage ni fixation, mais “posée” sur les pieux, elle est capable de se mouvoir en moins de 3 heures. Les pieux sont tout d’abord vibrofoncés, puis battus au refus au moyen d’un marteau hydraulique de 10 tonnes. Une fois les pieux arasés à leur cote définitive, la plate-forme peut être déplacée d’une

ligne. L'ossature du quai est ensuite constituée par des poutres et des dalles préfabriquées. Dernière étape, les équipes de génie civil ont coulé le quai définitif avant d'installer les appareils et de rendre le quai à l'exploitant.

- **Palm Jebel Ali - EMIRATS ARABES UNIS, 2005-2006**

Palm Jebel Ali est le deuxième de la série des trois "palmiers" qui constituent un archipel d'îles artificielles gagnées sur la mer et disposées en forme de palmier à Dubai. Ce projet est destiné à accueillir des complexes résidentiels et touristiques, des centres commerciaux et de loisirs, pour une population d'environ 250 000 personnes.

Le site représente 10 km² de terrains à traiter répartis sur une surface totale de 50 km², où la plupart des accès aux zones de travail se font par voie marine. Ce chantier hors norme a mobilisé plus de 400 personnes et jusqu'à 20 grues et un ensemble de 36 vibreurs (V48 pour le compactage et V23 pour les colonnes ballastées).



FigureII.10 : Palm Djebel Ali

Après remblaiement jusqu'à une épaisseur d'environ 15 m, d'une zone délimitée par des enrochements, le traitement par vibroflottation peut commencer. Cette technique, parfois appelée vibro compactation, permet d'augmenter la capacité de charge, d'unifier les conditions de sol, de limiter le tassement et les tassements différentiels et d'éliminer les risques de liquéfaction des sols granulaires.

Une fois ce traitement terminé, 60 essais de chargement, 1000 sondages de contrôle et 40 000 CPT (Cone Penetration Tests) ont été réalisés.

- **Raffinerie General Lazaro Cardenas – Minatitlan MEXIQUE, 2005-2007**

Amélioration de sol et fondations profondes pour une raffinerie de pétrole.



Figure II.11 : La Raffinerie General Lazaro Cardenas

La compagnie pétrolière nationale mexicaine PEMEX a commencé en 2003 un projet de nouvelle raffinerie à Minatitlan dans l'état de Veracruz.

- **Conditions géotechniques**

Cette partie du golfe du Mexique est une plaine côtière très marécageuse comportant de fortes épaisseurs de terrains compressibles. Le terrain destiné à la raffinerie est constitué d'une alternance d'argiles molles à très molles avec des couches de sables plus ou moins fins de compacité lâche à moyennement lâche. On y trouve notamment, entre 0 et 20 m de profondeur, deux horizons de sables liquéfiables qui ont nécessité d'importants travaux d'amélioration de sol. Les horizons favorables aux fondations sont rencontrés à des profondeurs comprises entre 25 et 45 m.

- **Techniques**

Une série de plots d'essai, réalisées par CIMESA en 2004 a permis de définir des propositions techniques pertinentes, à savoir : le compactage dynamique pour l'amélioration des couches de terrain superficielles, l'injection solide pour l'amélioration des couches plus profondes et des pieux Starsol (pieux à tarière creuse, avec dispositif de tube plongeur pour mise en place du béton) pour les fondations.

- **Chantier**

Les travaux ont commencé par les traitements de sol superficiels, suivis des traitements de sol profonds et enfin les fondations. L'échelle gigantesque du chantier a impliqué une forte mobilisation de moyens :

- Compactage dynamique : jusqu'à 5 grues,
- Pieux Starsol : 2 Starsol 12000,
- Pieux forés sous boue : 9 outillages,
- barrettes : 1 outillage pour réaliser les 76 barrettes de 2,70 x 0,80 m de section à une profondeur comprise entre 35 et 45 m.
- Injections solides : 4 outillages longs courses.

Plus de 500 personnes ont permis de mener à bien le chantier.

- **Plate-forme de stockage – Montereau FRANCE, 2007**

Travaux de consolidation de sol par Trenchmix pour la construction d'une plate-forme de stockage.

La plateforme mesure environ 32 400 m², avec 4 zones principales chargées à un maximum de 6 t/m², séparées par des allées réservées à la circulation. Les travaux d'amélioration de sol ont consisté en la réalisation de Trenchmix (tranchées de sol mixé au liant hydraulique) et d'un matelas de répartition des charges. Le Maître d'Ouvrage a retenu la solution variante en Trenchmix, compte tenu de sa compétitivité technique et financière par rapport aux colonnes ballastées et aux inclusions rigides.



Figure II.12 : La Plate-forme de stockage – Montereau.

La reconnaissance des sols a montré une très forte hétérogénéité du sous sol dans son extension latérale, avec un toit des alluvions anciennes variant entre 2,6 et 5,2 m de profondeur par rapport au terrain naturel. La nappe se situe à environ 3 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

Après décapage du terrain naturel, une plateforme de travail de 0,4 m d'épaisseur en terrain traité à la chaux a été réalisée afin de permettre le passage des divers engins de chantier et de mettre en oeuvre le procédé dit "par voie sèche" :

- Création d'une pré-tranchée peu profonde dans laquelle sera déposé le liant hydraulique (ciment) à l'état pulvérulent.
- Epanchage, en plusieurs passages, du liant hydraulique à l'état pulvérulent à l'aide d'un tracteur et d'une remorque.
- Trenchmix proprement dit : découpe du sol et mélange au droit de la tranchée du sol avec le liant préalablement déposé.

La partie supérieure du matelas de répartition des charges, consistant en une couche d'environ 0,6 m d'épaisseur en matériau traité au liant (chaux + ciment), a ensuite été réalisée. Les 0,4 m de plateforme de travail font partie du matelas de répartition des charges, assurant ainsi une couche de répartition de 1 m d'épaisseur.

Il n'y a pas eu d'apport de matériaux extérieurs pour réaliser les travaux.

Le Trenchmix a permis de réaliser jusqu'à 500 m de tranchées par jour à une profondeur moyenne de 4,5 m. La mise en oeuvre du Trenchmix a été réalisée en moins de 6 semaines.

III. Méthodes de calcul

III.1 Introduction

Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part. La stabilité de pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite.

Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode d'équilibre limite, il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de facteur de sécurité et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Le facteur de sécurité est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement et l'effort de cisaillement requis pour l'équilibre de la pente.

$$F = \frac{R}{s} = \frac{c + \sigma tg \phi}{\tau} \quad \text{III-1}$$

$$F_s = \frac{c' + \{\sigma - u\} tg \phi}{\tau} \quad \text{III-2}$$

III.1.2 METHODE D'EQUILIBRE LIMITE

Il existe plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, qui reposent sur un calcul à l'équilibre limite. La plupart de ces méthodes utilisent la technique dite des tranches. Dans certaines méthodes, le facteur de sécurité est calculé en utilisant une ou plusieurs équations d'équilibres statiques appliquées à la masse du sol. Dans d'autres méthodes telles que la méthode de pente infinie, l'effort de cisaillement et l'effort normal τ et σ peuvent être calculés directement à partir des équations d'équilibre statique, puis être employés dans l'équation (II.1) ou (II.2) pour calculer le facteur de sécurité. Dans la plupart des autres cas, y compris la méthode de bishop simplifiée, la méthode de spencer, un procédé plus complexe est exigé pour calculer le facteur de sécurité en utilisant l'équation (II.1) ou (II.2), en cas des efforts effectifs ; l'effort de cisaillement selon l'équation (II.2) est exprimé par

$$\tau = \frac{c'}{F_s} + \frac{\{\sigma - u\} tg \phi}{F_s} \quad \text{III-3}$$

Le facteur de sécurité est calculé en supposant plusieurs valeurs de F_s , et on calcule l'effort de cisaillement correspondant à l'équation (II.3) jusqu'à ce que l'équilibre soit réalisé. En effet, la contrainte est réduite par le facteur de sécurité F_s , jusqu'à atteindre l'état d'équilibre.

III.1.3 Notion de coefficient de sécurité :

Théoriquement, la pente est dite stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite-rupture est obtenu lorsque $F_s = 1$. Mais en pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'inexactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des sols, comme la valeur moyenne du poids volumique des sols composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

Cependant, on distingue deux démarches pour le calcul du facteur de sécurité. Dans la première démarche, le glissement a déjà eu lieu. Il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1 et donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et l'on cherche à déterminer pour F_s les caractéristiques correspondantes
- Soit, on a les caractéristiques et l'on cherche à déterminer la surface de glissement.

La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des pentes.

III.1.4 Méthode de calcul du coefficient de sécurité

Pour le calcul du coefficient de sécurité, nous avons utilisé les méthodes de FELLENIUS (II-4) et de BISHOP (II-5) simplifié. Le coefficient de sécurité F_s est donné par les formules suivantes :

$$F_s = \sum_{n=1}^m \frac{c_m \frac{b_n}{\cos \sigma_n} + W_n \cos \sigma_n \operatorname{tg} \phi_m}{W_n \sin \sigma_n} \quad \text{III-4}$$

$$F_s = \sum_{n=1}^m \frac{c_m b_n + \frac{w n \operatorname{tg} \phi}{m}}{m \cos \sigma_n \sin \sigma_n} \quad \text{III-5}$$

Avec :

$$m_\sigma = \cos \sigma_n \left\{ 1 + \frac{\operatorname{tg} \sigma_n \operatorname{tg} \phi_m}{F_s} \right\} \quad \text{III-6}$$

c_m : cohésion du massif.

b_n : largeur de la tranche.

W_n : poids de la tranche.

Φ_m : angle de frottement interne du massif.

α_n : inclinaison de la tranche.

III.2. Méthodes de calcul en rupture plan

III.2.1. Cas d'un massif pulvérulent

Modèle à étudier : équilibre du massif ABE

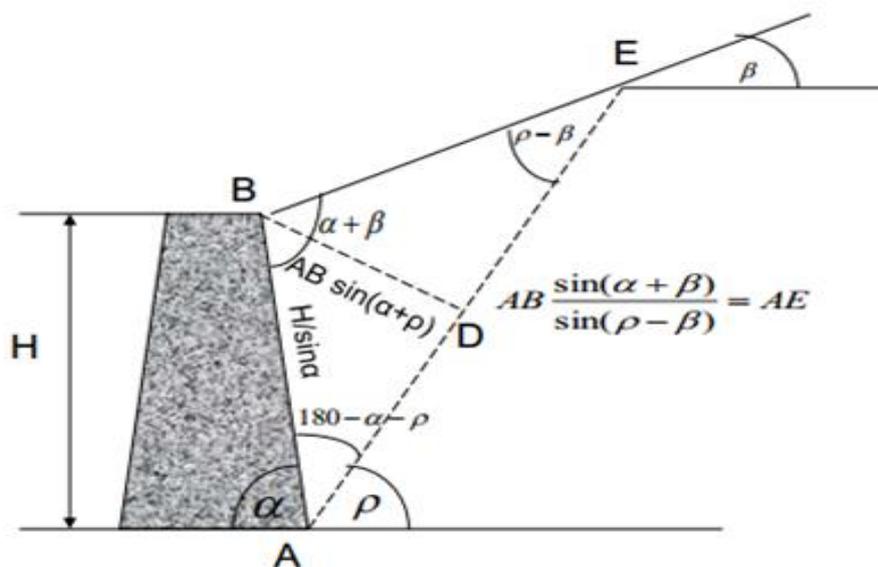


Figure III.1 : Un massif qui est étudié par Coulomb.

$$\text{Aire ABE} = \frac{1}{2BD.AE}$$

poids de ABE:

$$W = V.A = \frac{\gamma H^2}{2} \left\{ \sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right. \quad \text{III-7}$$

Modèle à étudier : équilibre du massif ABE : utilisant le polygone des forces

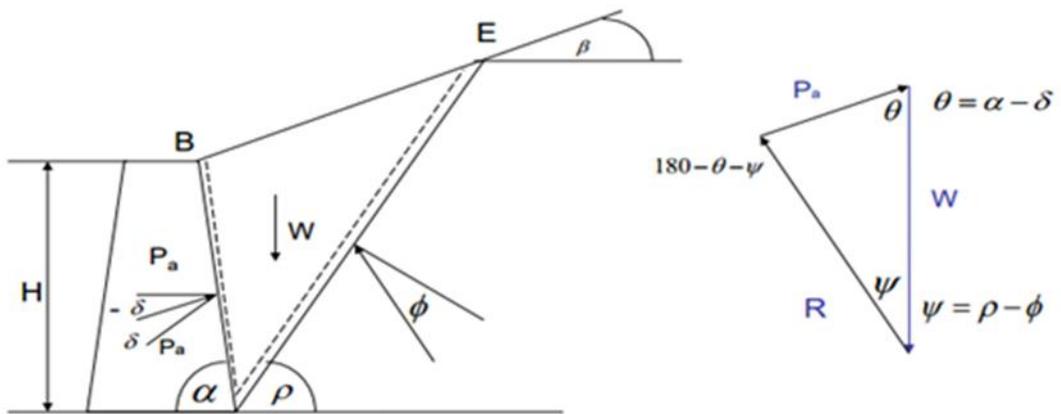
Le polygone des forces nous donne:

$$\frac{P_a}{\sin\{\rho - \phi\}} = \frac{W}{\sin\{180 - \alpha - \rho + \phi + \delta\}} \quad \text{III.8}$$

La valeur maximale de P_a étant donnée par $dP_a/d\rho = 0$

On trouve :

$$P_a = \frac{\gamma H^2 \sin^2\{\alpha + \phi\}}{2 \sin^2 \alpha \times \sin\{\alpha - \delta\}} \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin\{\phi + \delta\} \sin\{\phi - \beta\}}{\sin\{\alpha - \delta\} \sin\{\alpha + \beta\}}}} \quad \text{III.9}$$



(a) Hypothèse de rupture.

(b) Polygone des forces.

Figure III.2 : Cas actif.

Pour le cas de butée, on a :

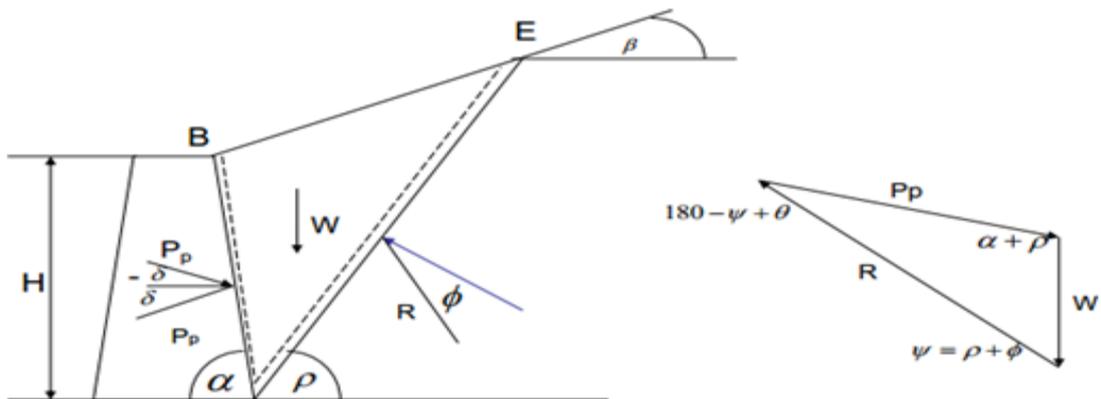


Figure III.3 : Cas massif.

La force de butée est:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad \text{III-10}$$

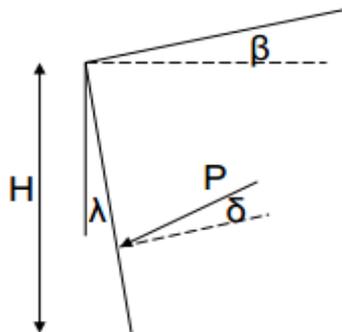
Avec :

$$K_p = \frac{\sin^2 \{\alpha - \phi\}}{\sin^2 \alpha \sin \{\alpha + \delta\}} \times \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{\sin \{\delta + \phi\} \sin \{\phi + \beta\}}{\sin \{\alpha + \delta\} \sin \{\alpha + \beta\}}}} \quad \text{III.11}$$

Hypothèses de calcul :

- L'inclinaison de l'écran
- L'inclinaison du sol
- L'existence de surcharge
- Le frottement du sol sur l'écran
- L'hétérogénéité du sol
- Sols cohérents
- Cette méthode utilise le théorème des «états correspondants »

Le coefficient de poussée est exprimé par:



Avec :

$$K_{\alpha\gamma} = p_1 \rho \quad \text{III.12}$$

$$p_1 = \frac{\cos^2 \{\lambda - \phi\}}{\cos \{\lambda + \delta\}} \times \left\{ \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin \{\phi + \lambda\} \sin \{\phi - \beta\}}{\sin \{\lambda + \delta\} \cos \{\lambda - \beta\}}}} \right\}^2 \quad \text{III-13}$$

$$\log \rho = - \left\{ 2 - \frac{tg^2 \beta + tg^2 \delta}{2tg^2 \phi} \right\} \sqrt{\sin \phi} \log \left\{ [1 - 0.9x^2 - 0.1x^4] [1 - 0.3x^3] \right\} \quad \text{III-14}$$

$$x = \frac{\lambda - \lambda_0}{\lambda + \lambda_0 + \pi - 2\phi} \quad \text{III-15}$$

λ_0 est la valeur pour la quelle $\rho = 1$.

$$2\lambda_0 = \delta_0 + \beta - \nu \quad \text{III-16}$$

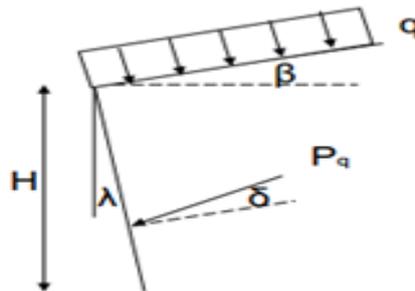
$$\sin \nu = \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \quad \text{III-17}$$

$$\operatorname{tg} \left\{ \frac{\delta_0}{2} \right\} = \frac{\cot \delta - \sqrt{\cot^2 \delta - \cot^2 \phi}}{1 + \cos \sec \phi} \quad \text{III-18}$$

II.2.2. Cas de surcharge uniforme

Le coefficient de poussée due à la surcharge q est exprimé par:

$$K_{ap} = \frac{\cos \delta - \sin \phi \cdot \cos \omega}{1 + \sin \phi} e^{-2\alpha t g \phi} \quad \text{III.19}$$



Avec :

$$\omega = \operatorname{Arc} \sin \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi} \right) \quad \text{III.20}$$

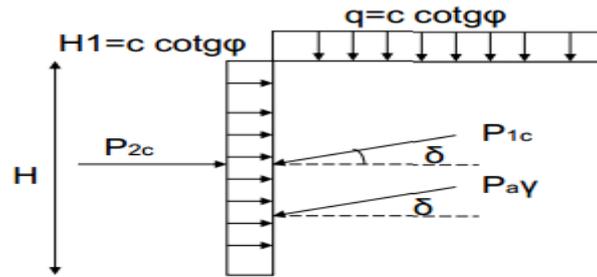
$$\varepsilon = \frac{\omega}{2} - \frac{\delta}{2} - \lambda + \beta \quad \text{III.21}$$

$$P_q = k_{aq} \cdot q \cdot \frac{H}{\cos \lambda} \quad \text{III.22}$$

III.2.3. Cas d'un sol cohérent et frottant

On applique le théorème des états correspondants.

Les forces résultantes de la cohésion sont:



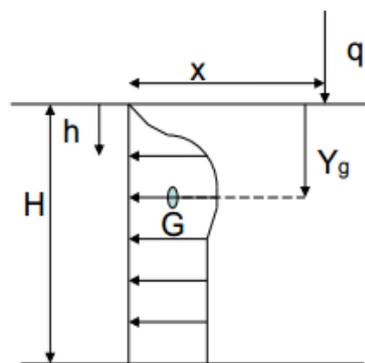
$$P_{1c} = K_{ac} c \cot \Phi H \quad \text{III-23}$$

$$P_{2c} = c \cot \Phi H \quad \text{III-24}$$

III.2.4. Cas d'une surcharge ponctuelle

La poussée active est exprimée par:

$$P_{aq} = \frac{2q}{\pi} + \frac{H^2}{x^2 + H^2} \quad \text{III-25}$$



Le point d'application de P_{aq} est:

$$y_G = -\frac{x^2}{H} + \frac{x(x^2 + H^2)}{H^2} \arctg \left(\frac{H}{x} \right) \quad \text{III-26}$$

III.2.4. Méthodes de calcul en rupture circulaire

III.2.4.1 massifs homogènes

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied. **Figure II.4 et II.5.**

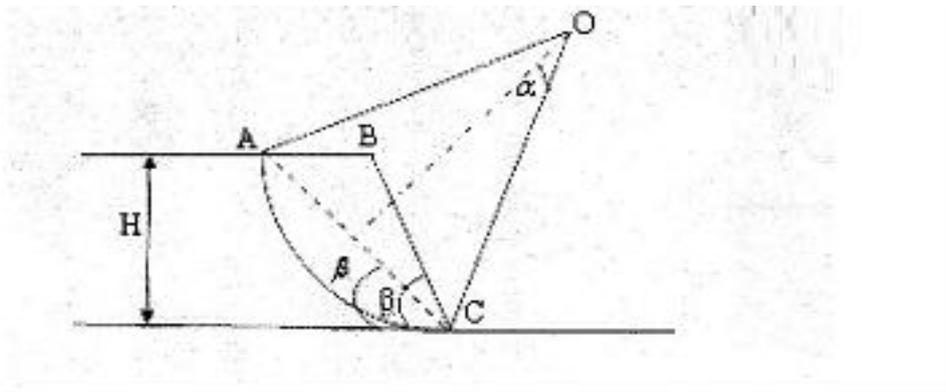


Figure III.4 : Cercle de pied du talus (talus raide)

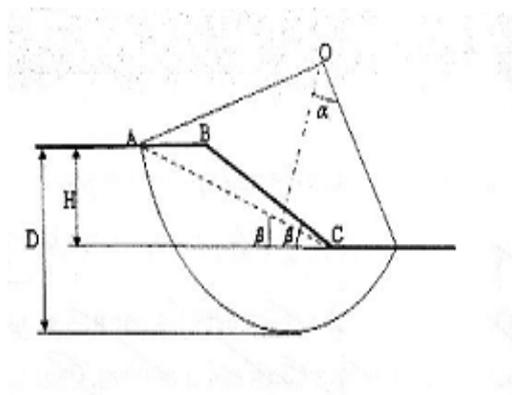


Figure III.5 : Cercle de pied de talus (talus doux).

Les cercles du flan de talus, le point bas du cercle a parfois sa position fixée par une couche résistante située en dessous du niveau du pied, dans cette condition le cercle recoupe le talus en un point au-dessus de son pied figure II.6.

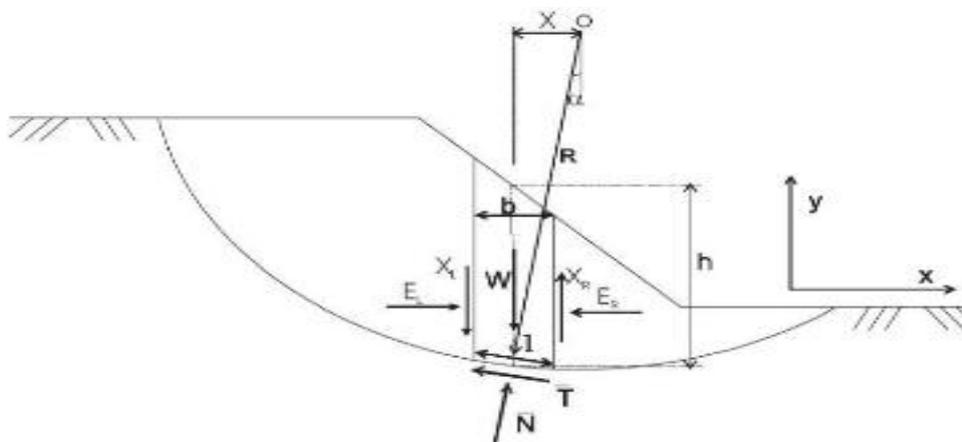


Figure III.6 : Cercle de flan de talus.

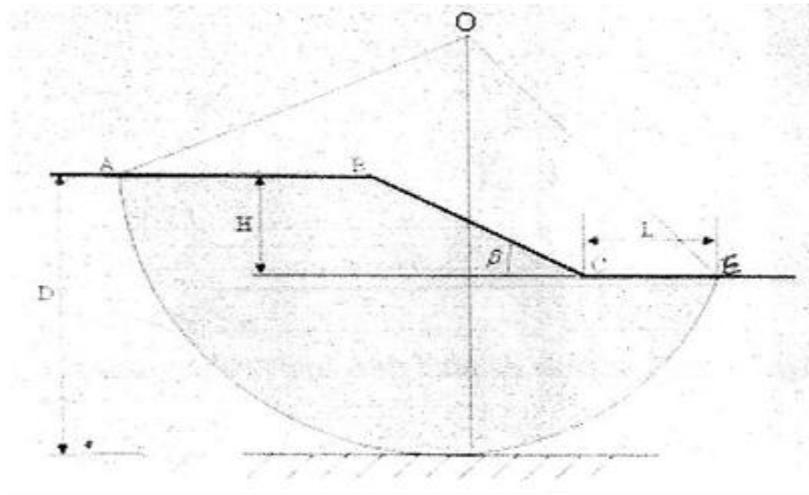


Figure III.7 : Cercle de rupture profond

Les cercles de rupture profonde englobent une large masse de terrains. Dans ce cas le centre « O » du cercle de rupture est situé sur la verticale du milieu du talus BC, ce type de rupture est dite cercle à mi- pente. **Figure II.7.**

III.3. Méthodes de calcul de la stabilité

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

III.3.1 Méthode des tranches

Beaucoup de méthodes d'équilibre statique s'adressent à un équilibre statique en divisant la masse du sol au-dessus de la surface de glissement supposée en nombre fini de tranches verticales. Les forces agissant sur une tranche individuelle sont illustrées dans la **figure II.8.** Les forces incluent.

W- Poids de la tranche

E- Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche

X- Force d'inter tranche verticale de cisaillement entre les tranches

N- Force normal sur le fond de la tranche

S- Force de cisaillement sur le fond de la tranche

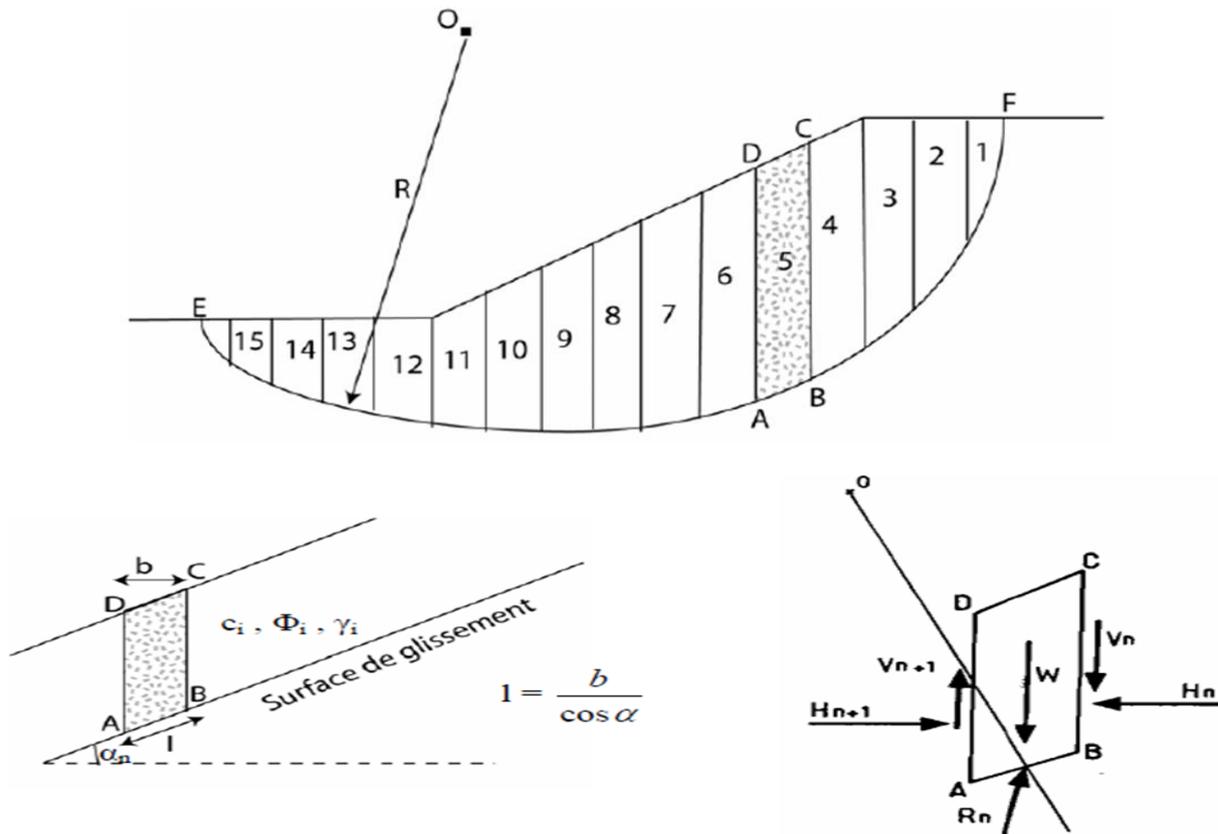


Figure III.8 : Forces agissantes sur une tranche i , -décomposition complète.

Excepté le poids de la tranche, toutes ces forces sont inconnues et doivent être calculés de telle sorte satisfassent l'équilibre statique. La force de cisaillement S sur le fond de la tranche n n'est pas considérée directement comme inconnue dans les équations d'équilibre. Cette force est exprimée en termes d'autres quantités connues et inconnues, comme suit : S sur la base d'une tranche est égale à l'effort de cisaillement τ , multiplié par la longueur de la base de la tranche Δl . D'où:

$$S = \tau \cdot \Delta l \tag{III.27}$$

$$S = \frac{c' \Delta l}{F_s} + \frac{(N - u \Delta l) \tan \phi'}{F_s} \tag{III.28}$$

Les diverses méthodes d'équilibre limite emploient différentes hypothèses pour faire le nombre d'équations égal au nombre d'inconnus. Elles diffèrent également en ce qui concerne les hypothèses de calcul dans les équations d'équilibres. Par exemple, la méthode ordinaire de tranches, la méthode de Bishop simplifiée, et la méthode suédoise modifiée simplifiée les conditions contraintes ou hypothèses, dans les équations d'équilibres statiques. Les méthodes telles que, Morgenstern-Price et Spencer exigent plus de contraintes- hypothèse dans les équations d'équilibres statiques. Des limitations communes aux méthodes d'équilibre limite sont définies comme suit :

1. On suppose que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement.
2. Les caractéristiques de contrainte déformation ne sont pas explicitement présent en considération.
3. la distribution initiale des efforts le long de la surface de glissement n'est pas explicitement considérée.
4. les forces normales négatives peuvent être calculées le long de la base des tranches dans certaines conditions.
5. le processus de calcul est itératif, et dans certaines situations la convergence est difficile.

III.3.2 Méthode de Fellenius

La méthode ordinaire des tranches OMS a été développée par Fellenius [1936]. Dans ces méthodes, les forces inter-tranches sont négligées, Figure II.1. La force normale sur la base de a tranche est calculée en additionnant les forces dans une direction perpendiculaire au fond de la tranche. Une fois que la force normale est calculée, les moments au centre du cercle sont additionnés pour calculer le facteur de sécurité. Le facteur de sécurité est calculé par l'équation II.24.

$$F = \frac{\sum [c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{III.29}$$

Dans le cas d'une pente possédant de l'eau externe, on traite l'eau comme une charge externe et hydrostatique sur le dessus des tranches Figure II.9. Dans le point de droit ou les charges de l'eau agissant sur le dessus de la tranche, l'expression du facteur de sécurité doit être modifiée comme suit :

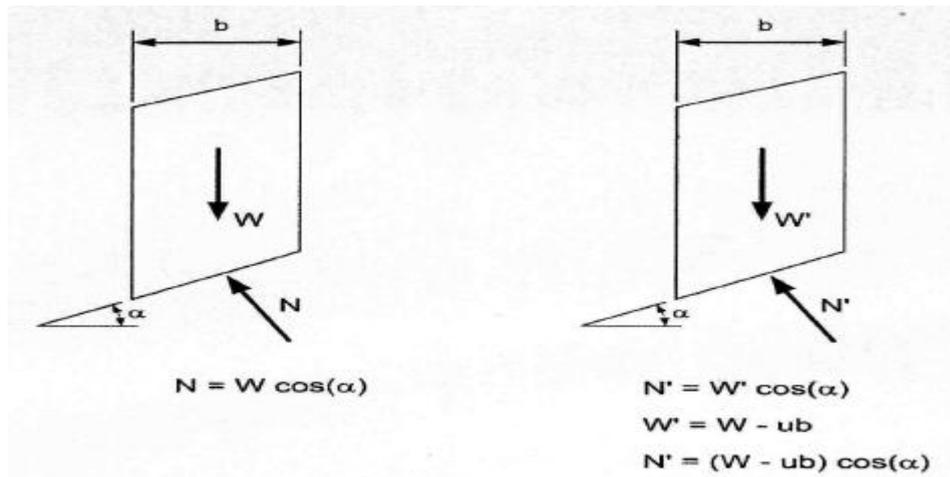
$$F = \frac{\sum [c' \Delta l + [W \cos(\alpha - \beta) - u \Delta l \cos^2 \alpha] \tan \theta]}{\sum W \sin \alpha - \frac{\sum M_p}{R}} \quad \text{III.30}$$

Tel que :

P= Force résultante de l'eau agissant perpendiculairement au-dessus de la tranche

β = Inclinaison du dessous de la tranche

M_p = Moment produit par la force de l'eau agissant sur le dessus de la tranche



A. Analyse d'effort total sur une tranche. B. Analyse d'effort effectif sur une tranche.

Figure III.9 : Forces agissantes sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches.

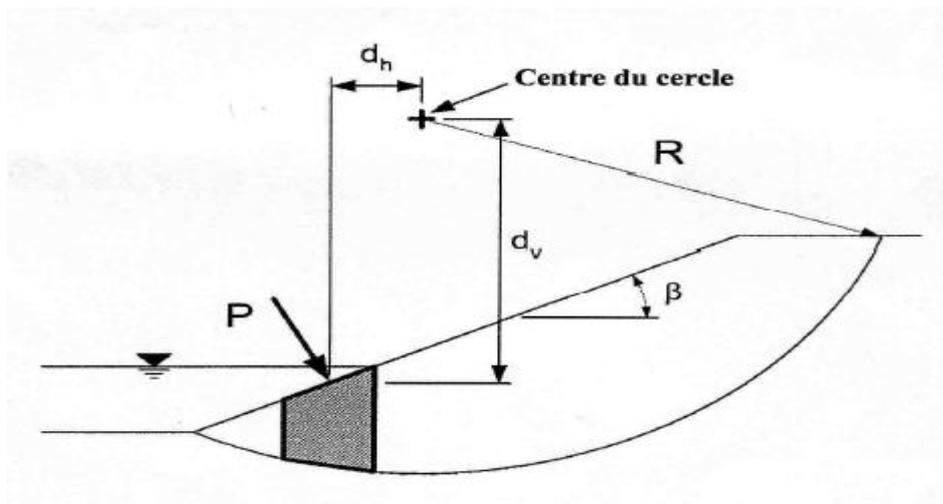


Figure III.10 : Forces agissantes sur une tranche avec de l'eau externe.

III.3.3.1 Méthode de Janbu simplifiée

La méthode de Janbu explique l'analyse simple de la surface de glissement, telles que les forces inter tranches qui dérivent de l'expression de N sont négligées. L'expression de la force horizontale d'équilibre :

$$F_0 = \frac{\sum [c' \Delta / \cos \alpha + (N - u \Delta l) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum KW - (A_1 - Ar) + L \cos \alpha} \tag{III.31}$$

Cette solution simple est corrigée par l'introduction d'un facteur de correction f_0

$$F_f = f_0 \times F_0 \tag{III.32}$$

Le facteur de correction f_0 dépend du terme de cohésion, de l'angle de frottement et de la forme de la structure de glissement.

III.3.3.2 Méthode rigoureuse de Janbu

Cette méthode diffère de celle de Janbu simplifiée, où les forces inter-tranches sont négligées. L'évaluation des forces inter-tranches se fait par une procédure successive de détermination de moment autour du centre de la base de la tranche, telle que la force X_{i+1} devient :

$$X_{i+1} = \frac{E_{i+1} \tan \alpha - (E_{i+1} - E_i) f_{i+1}}{b + \frac{KWh}{2}} \quad \text{III.33}$$

Où f_{i+1} et α_t sont la position et l'inclinaison par rapport au centre de la base de la tranche.

Les forces horizontales d'inter-tranches ($E_{i+1} - E_i$) (équation (II.34)) sont obtenues par la sommation des forces horizontales et verticales d'équations d'équilibre pour chaque tranche.

$$(E_{i+1} - E_i) = \frac{W - (X_{i+1} - X_i) \tan \alpha - S_m}{\cos \alpha + KW} \quad \text{III.34}$$

Les forces d'inter-tranches dépendent de S_m dans l'équation II.34 et de la valeur du facteur de sécurité F_f déterminé dans l'équation II.35 La force de cisaillement S_m nécessaire pour l'équilibre limite :

$$S_m = \Delta l x \tau_{\text{req}} = \frac{c' \Delta l + (N - u \Delta l) \tan \theta}{F} \quad \text{III.35}$$

On adopte une solution itérative sur la valeur de F_f équation (II.36) jusqu'à l'obtention de la surface de glissement recherchée.

$$F_f = \frac{\sum [c' \Delta l \cos \alpha + (N - u \Delta l) \tan \theta \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum KW + (Ar - Ai) + L \cos \alpha} \quad \text{III.36}$$

La méthode de spencer suppose que les forces latérale inter-tranches est constante indépendamment de la tranche considérée ; et que les forces normales sur le fond de la tranche agissent au centre de la base. La méthode de spencer répond entièrement aux exigences d'équilibre des forces et des moments, tel que :

$$\tan \theta = \frac{X_{i+1}}{E_{i+1}} = \frac{X_i}{E_i} = \text{constante} \quad \text{III.37}$$

Bien que spencer (1967) a présenté à l'origine sa méthode pour les surfaces de glissement circulaires, Wright (1969) a prouvé que la méthode pourrait aisément être prolongée aux analyses des surfaces non circulaires de glissement. L'évaluation du facteur de sécurité d'une surface par la méthode de spencer requiert un processus itératif. L'inclinaison des forces latérales inter-tranches est évaluée à plusieurs reprises jusqu'à ce que toutes les conditions d'équilibre des forces et des moments soient satisfaites pour chacune des tranches et que

$$F_m = F_f.$$

III.38

Tel que :

L : Chargement extérieur.

ϖ : angle du chargement extérieur par rapport à l'horizontale.

Z : distance du chargement au centre des moments.

KW : force due à l'accélération horizontale.

$A_l A_r$: les forces résultantes de la pression d'eau gauche et droite agissant sur la section.

III.3.4 Méthode Suédoise modifiée (Modified swedish method)

La méthode suédoise modifiée satisfait l'équilibre des forces dans les directions horizontales et verticales. Mais elle ne satisfait pas l'équilibre des moments. Toutes les méthodes d'équilibre des forces sont basées sur les inclinaisons de celle-ci entre les tranches.

Dans la méthode suédoise modifiée, les forces d'inter-tranche peuvent être représentées par deux manières. Dans la première, les forces d'inter-tranche représentent toutes les forces entre les tranches -effort effectifs et les pressions interstitielles-. Dans la deuxième, les forces latérales représente les forces effectives sur les frontières d'inter-tranches, et les forces résultante des pressions interstitielles sont considérées comme des forces séparées sur les frontières d'inter-tranches. La valeur calculée du facteur de sécurité sera différente selon l'approche employée. Le facteur de sécurité est obtenu par supposition de plusieurs valeurs - un procédé itératif-, et en construisant le polygone des facteurs de forces pour chaque des vecteurs de forces pour chaque tranche jusqu'à ce que l'équilibre de forces soit satisfait pour toutes les tranches. Les forces agissantes au-dessus pour le cas où il n'y a aucune pression interstitielle sont montrées dans la figure III.11.

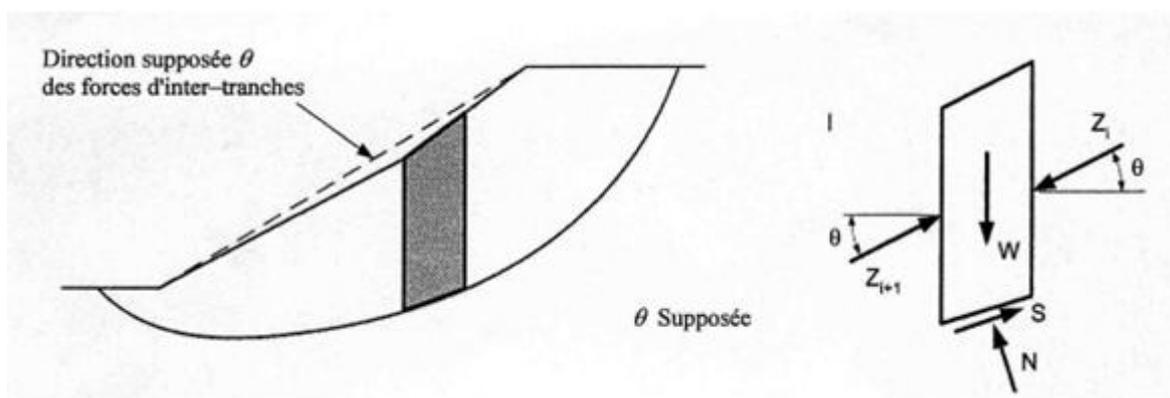


Figure III.11 : Force agissante sur une tranche pour la méthode suédoise modifiée

Les forces comprennent le poids de la tranche W , les forces des cotés gauches et droites de la tranche (Z_i et Z_{i+1}), et les forces normales et de cisaillement sur la base de la tranche (N et S). La force d'inter-tranche, Z_i , représente la force du coté supérieur de la tranche, alors que Z_{i+1} .

Représente la force du coté inférieur. La force de cisaillement sur le fond de la tranche est exprimée par :

$$S = 1/F (c\Delta / + N \tan\theta) \quad \text{III.39}$$

Où:

$$S = (C_D \Delta / + N \tan\Phi_D) \quad \text{III.40}$$

Tel que :

$$C_D = c/ F \quad \text{III.41}$$

Et :

$$\tan \Phi_D = \tan\Phi/ F \quad \text{III.40}$$

En dessinant les polygones de forces illustrés sur une tranche dans la figure III.12.b, on voit que la force $C_D\Delta/$ agit dans le sens parallèle à la base de tranche, alors que la force F_D agit sous un angle Φ_D à la normale de la base de la tranche. Les polygones de forces sont construits pour chaque tranche comme le montre la **Figure III.12.d**.

Dans le cas d'une pente qui possède de l'eau externe, la résistance au cisaillement est exprimée en utilisant des efforts effectif figure II.13. On a en plus du premier cas, des forces de pressions interstitielles sur la gauche et la droite de la tranche U_L et U_R , les forces de côté résultantes d'efforts effectifs Z_i et Z_{i+1} , une force additionnelle P et la force résultant des pressions d'eau interstitielles sur la base de la tranche U_b .

Toutes les forces W , U_L , U_R , U_b et P sont des forces connues. Le polygone de ces forces connues est représenté par une force résultante simple R **Figure III.13.c**. La force R sera verticale s'il n'a aucune infiltration-débit nul-- ; autrement la force, R , sera inclinée de la verticale **Figure III.13.d**

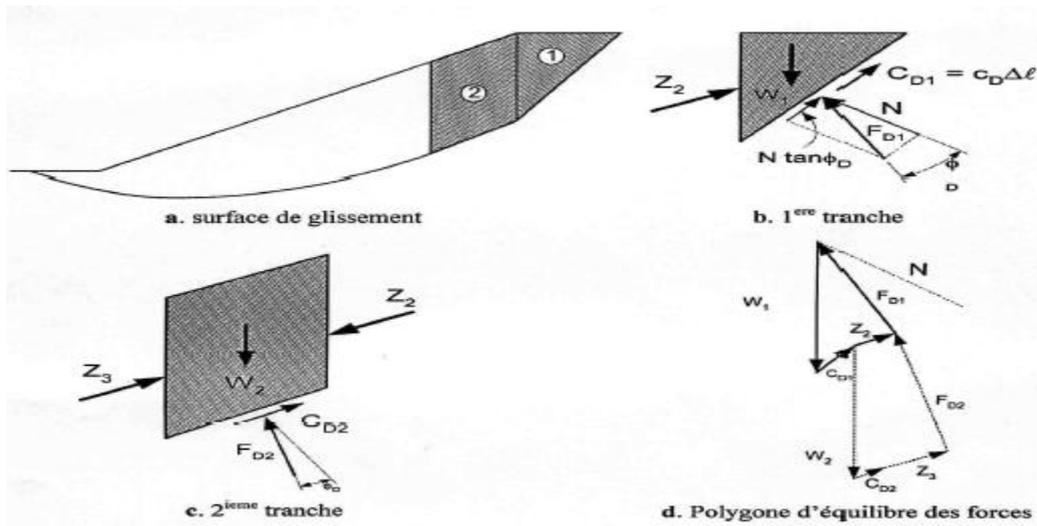


Figure III.12 : Force et polygones des forces agissant sur une tranche.

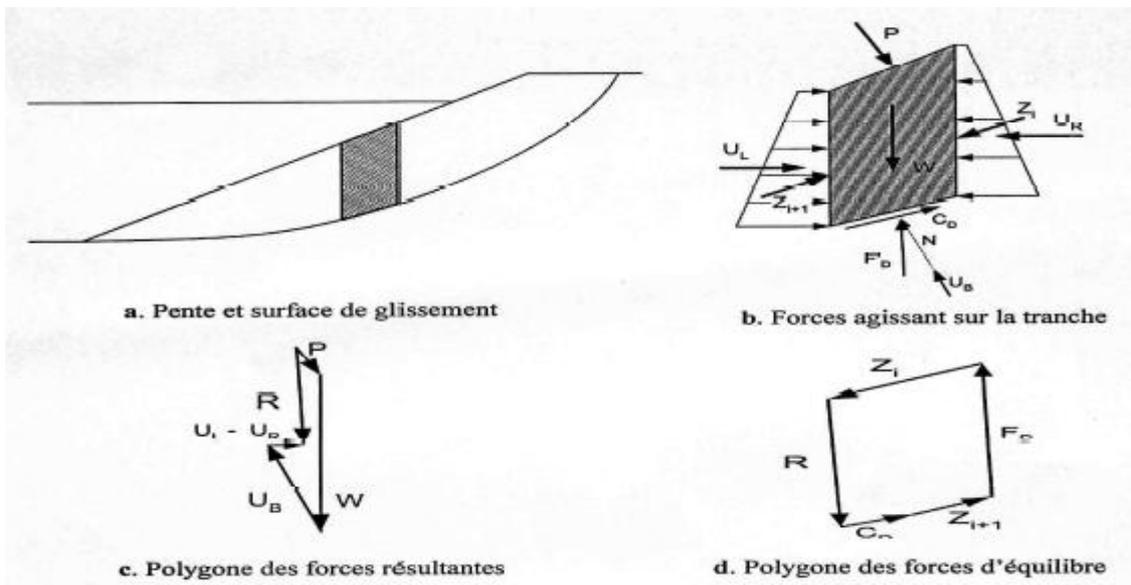


Figure III.13 : Force et polygones des forces agissant sur une tranche avec l'eau externe.

La solution numérique pour n'importe quelle méthode d'équilibre de forces - méthode suédoise modifiée -, la force latérale du côté de la tranche est calculée en utilisant l'équation suivante, dérivée des équations de l'équilibre vertical et horizontal de forces.

$$Z_{i+1} = Z_i + \frac{C_1 + C_2 + C_3 - C_4}{na} \tag{III.38}$$

$$C_1 = w \left[\sin\alpha - \frac{\tan\phi \cos\alpha}{F} \right] \tag{III.39}$$

$$C_2 = (U_i - U_{i+1}) \left[\cos\alpha + \frac{\tan\phi \cos(\alpha - \beta)}{F} \right] \tag{III.40}$$

$$C_3 = P [\sin(\alpha - \beta) - \frac{\tan\theta \cos(\alpha - \beta)}{F}] \quad \text{III.41}$$

$$C_4 = (c' - \mu \tan\theta) \Delta l / F \quad \text{III.42}$$

$$n_a = \cos(\alpha - \theta) + \frac{\tan\theta \sin(\alpha - \theta)}{F} \quad \text{III.43}$$

L'équation (III.38) commence par la première tranche ou $Z_i=0$, ensuite on applique tranche par tranche jusqu'à ce que la dernière tranche soit atteinte. Ici on suppose que les calculs sont effectués à partir du fond de la pente, indépendamment de la direction de la pente.

La force d'inter-tranche Z_{i+1} calculée du côté inférieur de la dernière tranche-orteil de la surface de glissement- devrait être zéro si une valeur correcte a été supposée pour le facteur de sécurité. Si la force du côté inférieur de la dernière tranche n'est pas égale à zéro, une nouvelle valeur est supposée pour le facteur de sécurité et le processus est répété jusqu'à ce que la force du coté inférieur de la dernière tranche soit zéro.

III.2.5 Méthode de Morgenstern et Price

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$\tan\theta_i = X/E = \lambda \cdot f(x'_i) \quad \text{III.44}$$

Où : θ_i est l'angle forme par la résultante et l'horizontale, il vari systématiquement d'une tranche a une autre le long de la surface de glissement ;

λ : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité.

$f(x'_i)$ est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

x'_i est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

Selon zolfaghari, en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante (Q_i) des forces inter-tranches (Z_i, Z_{i+1}), inclinées d'un angle θ_i par rapport à l'horizontal est :

$$Q_i = \frac{\frac{c' \cdot b \cdot \sec\alpha + \tan\phi' (w \cdot \cos\alpha - w \cdot v \cdot \cos\alpha - w \cdot a \cdot h \cdot \sin\alpha - u \cdot b \cdot \sec\alpha + q \cdot c \cdot b \cdot \cos\alpha) - w \cdot \sin\alpha + w \cdot v \cdot \sin\alpha - w \cdot a \cdot h \cdot \cos\alpha - q \cdot c \cdot \sin\alpha}{F}}{\cos(\alpha - \theta_i) \cdot (1 + \tan(\alpha - \theta_i) \frac{\tan\phi'}{F})} \quad \text{III.45}$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point E défini sur la figure, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\Sigma M = Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot h_Q - W \cdot a_h \cdot h_G = 0 \tag{III.46}$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante Q_i par rapport à l'axe global devient :

$$Y_{qi} = Y_{ei} + h_Q \tag{III.47}$$

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\Sigma(Q_i \cdot \cos\theta_i) = 0 \tag{III.48}$$

$$\Sigma(Q_i \cdot \sin\theta_i) = 0 \tag{III.49}$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine ($x=0 ; y=0$) :

$$\Sigma M = \Sigma(Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot Y_{ei} + Q_i \cdot \sin\theta_i \cdot X_{qi}) = 0 \tag{III.50}$$

Pour trouver les deux inconnues, F et λ , on résout l'équation (II.44) (ou (II.46)) et l'équation (II.50). Et on assure la théorie algébrique suivante :

$$|\Sigma M| + |\Sigma(Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin\theta_i \cdot X_{qi})| + |\Sigma(Q_i \cdot \cos\theta_i)| = 0 \tag{III.51}$$

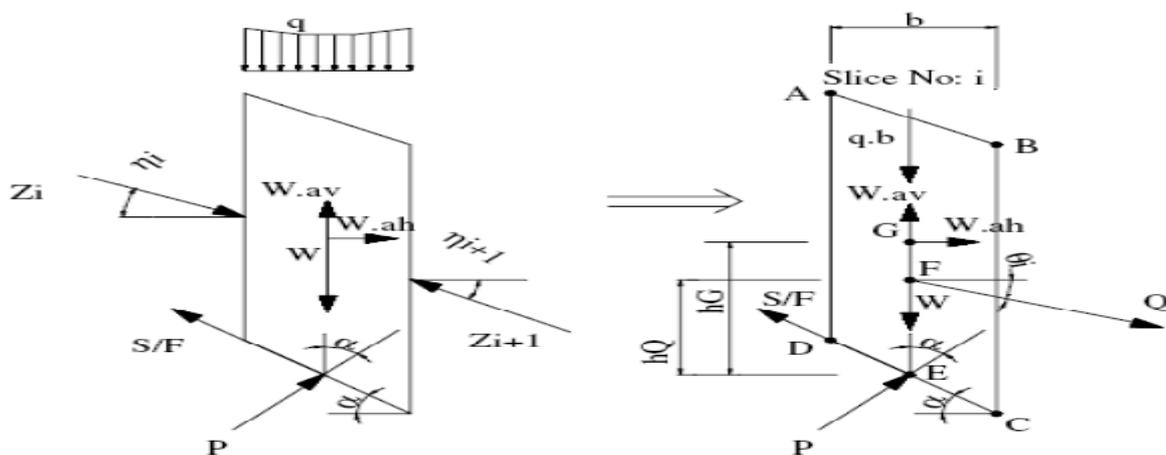


Figure III.14 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price [55]

III.3.6 Méthode de Spencer

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x)=1$), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches.

Spencer [79] a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright [84] l'a développé pour une surface non circulaire.

III.3.7 Méthode globale de Taylor et Caquot

La stabilité des talus est traitée par la méthode de Taylor, développée en 1937, elle a été pendant longtemps la seule méthode d'étude d'un sol en pente assujettis aux glissements. Cette méthode est également connue sous le nom de méthode de cercle de frottement.

La figure III.8 ci-dessous représente les grandeurs intervenant dans cette méthode :

R : La résultante des forces de frottement sur l'arc AB.

T : La composante tangentielle de R

N : La composante normale de R

K : La force de cohésion.

U : La force de pression interstitielle (ou hydraulique).

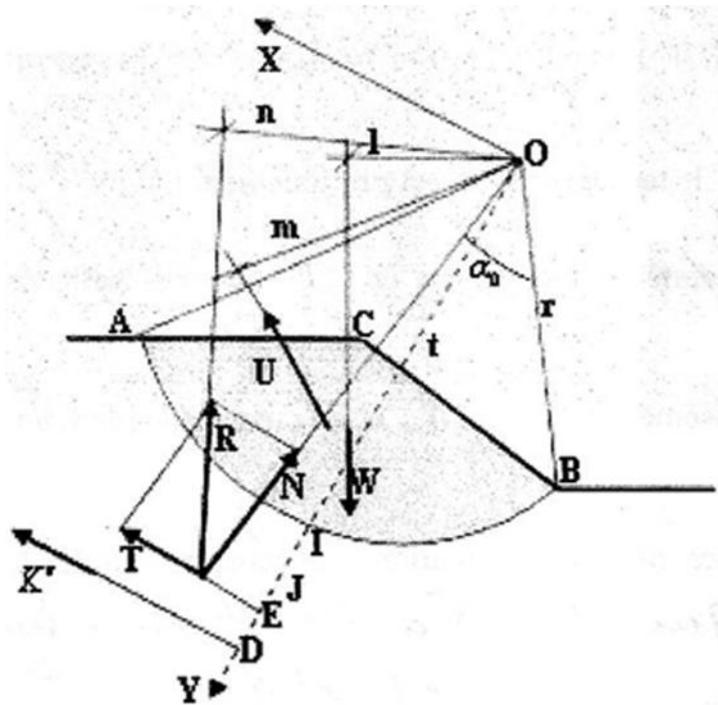


Figure III.15: Equilibre globale du massif.

On aboutit directement à la détermination du coefficient de sécurité.

$$F = \frac{t.Wy.tg\phi + 2C.r^2.\alpha_0}{Mw} \quad \text{II.51}$$

Ou :

W : le poids du talus.

ϕ : L'angle de frottement interne du sol.

C : la cohésion du sol.

III.4. Méthodes évoluées pour l'étude de la stabilité des pentes

Cette partie est consacrée à la présentation de méthodes plus évoluées pour l'analyse de problèmes de stabilité des pentes. Ces méthodes s'appuient essentiellement sur la méthode de calculs par éléments finis incorporant les modèles de comportement plus réalistes des géomatériaux. Pour des descriptions plus détaillées sur le développement de cette méthode numérique dans l'analyse de la stabilité des pentes, nous conseillons de se reporter aux travaux de (Duncan, 1996; Griffiths et Lane, 1999).

D'un point de vue mécanique, l'instabilité des pentes a été également décrite à l'aide de deux approches : La théorie de la plasticité d'une part et la théorie de la localisation (bifurcation par discontinuités cinématiques) d'autre part.

Même si la robustesse de la méthode éléments finis et sa capacité de prévoir la stabilité des pentes sont bien reconnues, la question du critère de rupture globale et sa définition reste encore posée. Il se présente différentes définitions de rupture comme : Analyse de la dilatation du profil de la pente - Snitbhan et Chen, 1978 - ; vérification des contraintes de cisaillement sur la surface de rupture potentielle - Duncan et Dunlop, 1968 - ou perte de convergence de l'algorithme d'itération - Zienkiewicz and Taylor, 1994 -. Ces définitions ont été discutées dans le papier de - Abramson, 2002 - mais sans qu'aucune solution ne s'impose.

Soulignons qu'il existe une autre approche pour déterminer la rupture globale en analysant les ruptures locales - au niveau des points matériels -. Il s'agit d'un calcul de coefficient de sécurité qui est effectué en diminuant progressivement les paramètres de résistance du matériau - présentés par le critère de plasticité - jusqu'à la violation du critère de rupture globale choisi - Brinkgreve et Bakker, 1991; Griffiths et Lane, 1999; T. et K.C, 1992 -. Notons que dans ce cas, le critère de rupture coïncide avec la limite de plasticité.

Cependant, les milieux granulaires - comme les géomatériaux en général - présentent un comportement fortement non linéaire et irréversible. Les déformations plastiques pour ces matériaux sont manifestement non associées, et n'obéissent pas à la règle de normalité stipulant une déformation plastique normale à la surface de charge ou surface d'écoulement. De ce fait, des instabilités et des bifurcations peuvent se manifester à l'intérieur strict de la condition limite de plasticité - Hill, 1958; Mandel, 1966; Rice, 1976 -.

III.4.1 Les techniques de renforcement

L'utilisation des lignes de pieux verticaux pour stabiliser les glissements de terrain ou pour éviter les mouvements excessifs est une pratique d'ingénierie bien développée. Les pieux sont installés à travers la masse potentiellement coulissante à un espacement sensiblement plus grande que leur diamètre et noyées dans la couche stable au-dessous de la surface de glissement. Chaque pieu se comporte comme appartenant à une structure discrète linéaire capable de transférer une partie de la pression latérale du sol de la couche instable à la plus stable, sans causer de défaillance dans le sol environnant.

Les pieux verticaux sont utilisés pour stabiliser les pentes. Ils sont généralement soumis à une force latérale causée par les mouvements horizontaux du sol environnant et d'où ils sont considérés comme des pieux - passive -, - Ashour et Ardalán, 2012 -.

Pieux en bois pilotés ont été utilisés pour renforcer la stabilité des pentes des argiles très douces en Suède, alors que les pieux de béton armé coulé en place plus grand que 1.5 m de diamètre ont été utilisés en Europe et aux États-Unis pour stabiliser les glissements de terrain dans les argiles raides, - Bulley, 1965; Offenberger, 1981 -. Au Japon, les pieux tubulaires en acier de 300 mm de diamètre ont été utilisés pour stabiliser les zones de glissements de terrain.

Les types d'applications des pieux sont :

- Pieux simples pour le transfert des charges individuelles.
- Groupes de pieux pour les charges de surface ou latérales.
- Combinés pieux-radier comme un type spécial de pieux, avec un transfert supplémentaire de charge grâce à une pression de contact entre le radier et le sol entre les pieux.

Plusieurs codes européens ont été développés pour les fondations de type « pieux », tels que :

. NE 1536 : Pieux forés.

. NE 12699 : Pieux battus.

. NE 14199 : Micropieux.

. NE 12794 : Pieux en béton préfabriqué.

Des recommandations sur la conception et le dimensionnement des pieux peuvent être trouvés dans les codes suivants :

. EN 1997-1 : Conception géotechnique partie 1: Règles générales - Eurocode -.

. EN 1993-5 : Calcul des structures en acier Partie 5: Murs de pieux de tôle en acier et des pieux en acier.

II.5. Conclusion

Les massifs de terre limités par des talus aménagés ou par des versants naturels peuvent perdre leur stabilité par détachement et glissement d'un volume de terre au long d'une surface critique de rupture, par la suite de dépassement de la résistance au cisaillement sur cette surface.

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement. C'est la surface de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimale qui représente la surface critique de rupture.

Les méthodes qui considèrent l'équilibre limite, admettant la formation d'une surface de rupture dans le massif et opérant par la division du massif qui glisse dans des tranches verticales, sont les méthodes les plus utilisées, grâce à leur capacité de prendre en considération des variétés géométriques et des conditions complexes de stratification et de chargement. Ces méthodes diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème. Ces différences dues essentiellement aux hypothèses faites sur les forces inter-tranches.

Il existe des dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformation du sol.

IV. Murs de soutènement

IV.1 Introduction

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide.

Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Le mur doit résister au :

- Enfoncement: poinçonnement du sol d'assise dû à la composante verticale
- Renversement : par rapport à son pied, dû au moment de la composante horizontale de la poussée
- Glissement: en pied par rapport au sol d'assise, dû à la composante horizontale de la poussée

IV.2 les différentes classes d'ouvrages de soutènement

- **Murs poids**

Caractéristiques :

- Le poids de l'ouvrage assure à lui seul la stabilité externe
- Ils ne sont sollicités qu'en compression (stabilité interne)
- La résultante du poids et de la poussée des terres doit être circonscrite au tiers central de toutes les sections
- Ils sont souvent retenus pour des hauteurs de retenue limitées à 5 – 6m

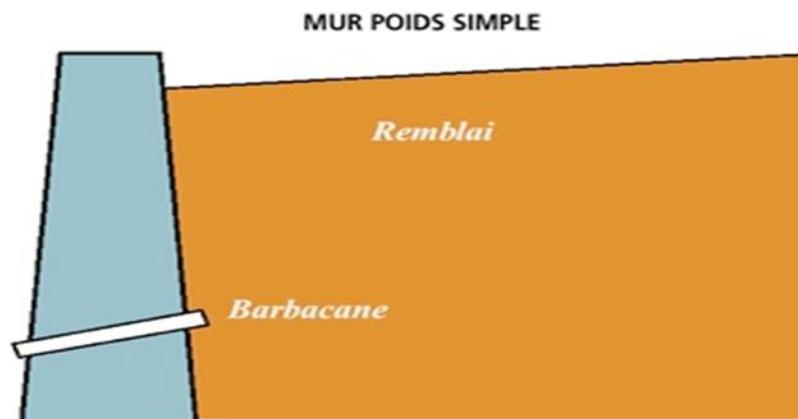


Figure IV.1 : Un mur poids.

Types:

- Maçonneries de pierres, hourdées au mortier
- Maçonnerie sèche (gabions auto-drainants)
- Béton faiblement dosé

Pour soulager l'ouvrage des poussées hydrostatiques accidentelles on effectue:

- Drainage amont

Barbacanes: ouvertures cylindriques ou rectangulaires à travers le mur, destinés à donner l'alerte et à soulager l'ouvrage en cas d'engorgement accidentel du drain. Les barbacanes sont espacées de 1,5 à 2m en longueur et en hauteur.

- **Murs de soutènement en béton armé**

Légers et économiques, car leur forme permet de toujours tenir compte d'une partie des terres retenues pour assurer leur stabilité. La poussée des terres varie en fonction de la nature de celles-ci ; s'il s'agit de remblai, choisir avec soins les matériaux utilisés:

- Eliminer les argiles et les silts
- Préférer les sables, graviers, pierres concassées
- Se prémunir de l'eau

Murs auto-stables:

Des contreforts permettent de raidir le voile et ainsi de soulager la liaison semelle-voile ; une bêche éventuelle assure la résistance au glissement. L'importance des débords avant et arrière assure le non renversement au pivotement. La largeur de la semelle est déterminée par la condition de non-enfoncement.

Murs tirés ou ancrés:

Les tirants d'ancrages sont sensiblement inclinés de telle sorte que la réaction de l'ancrage sur le mur équilibre en partie le poids de l'ouvrage et autorise l'absence de semelle de fondations. **Figure IV.2**



Figure IV.2 : Ferrailage d'un mur de soutènement.

- **Ouvrages en terre armée**

Le remblai est reconstitué de couches horizontales successives, d'épaisseur compatible avec un compactage efficace (ci. 25 à 40 cm), renforcées par des nappes d'armatures galvanisées disposées entre chaque tranche de sol avant compactage. La présence d'armatures au sein du massif augmente la cohésion du remblai et son angle de talus naturel. La peau (tôles galvanisées ou écailles de béton) protège les bords apparents de l'érosion et assure leur soutènement.

IV.3 Le rapport géotechnique du Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction Skikda (LNHC) pour le Premier Cas :

IV.3.1 INTRODUCTION

Dans ce présent rapport on expose, la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ et les recommandations.

IV.3.2 RECONNAISSANCE DU SITE

IV.3.2.1 Géologie régionale

D'après la carte géologique de l'Algérie nord orientale, d'après J.M.VILLA (1980), la région de Skikda appartenant au tell septentrional, formée essentiellement de sols sédimentaire représenté essentiellement par des argiles limoneuses et d'autres sols qui ne rentrent pas dans notre étude (sols schisteux de couleur grise en grande profondeur)

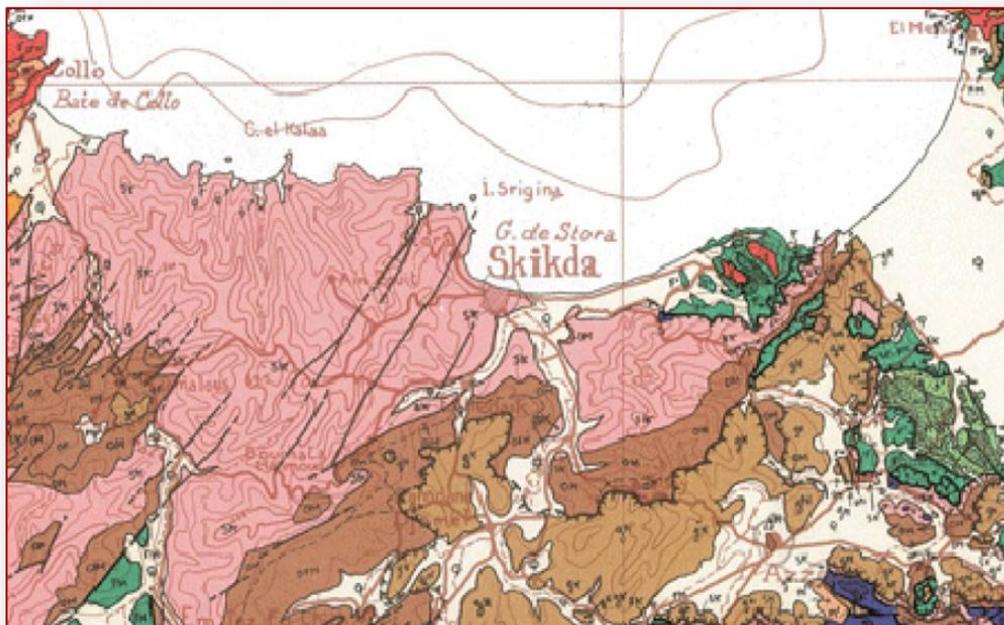


Figure IV.3 : Carte géologique de l'Algérie nord orientale – D'après J.M.VILLA (1980)

IV.3.2.2 Situation et Géomorphologie du site étudié

Le terrain objet de l'étude se trouve à la cité Beni Malek, la visite du site que nous avons effectué nous a permis de constater ce qui suit :

- Terrain en forte pente avec une couverture d'argile limoneuse.
- Chargement en tête par l'urbanisation.
- Escarpement du talus au départ des terres.
- Présence sur le terrain d'un réseau d'assainissement défaillant (présence d'écoulement d'eau usée)

IV.3.2.3 Typologie du mouvement et les causes probables

Les indices et les observations cités précédemment, sur le site confirment qu'un mouvement du terrain glissement est observable accentué par une pluviométrie abondante (800mm par an), une surcharge due aux constructions nouvelles (lotissement, route) et la présence sur le site étudié d'un réseau d'assainissement défaillant. Ces divers phénomènes peuvent provoquer un basculement des constructions existantes.

Les causes motrices principales du glissement sont :

- Effet des intempéries.



Photo 1 : Influence de l'eau sur le terrain

- Nature géologique du site.



Photo 2 : Terrain en forte pente avec une couverture d'argile

- Effet de la géométrie du talus.



Photo 3 : Glissement du terrain sur la route en dessus

- Surcharges dues aux nouvelles constructions.



Photo 4 : Escarpement du talus au départ des terres

En conclusion, à tous ces phénomènes un projet de stabilisation du site a été projeté.

IV.3.2 Reconnaissance des sols

II.3.2.1 Organisation de la reconnaissance

- **In-Situ**

Après avoir déterminé la nature géologique du terrain et les caractéristiques géotechniques des sols en place, le LHC EST a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- Deux (02) sondages carottés de 35.00m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés y compris des essais SPT.
- Mis en place de deux (02) inclinomètres de 27.00m et 35.00m respectivement.
- ces prélèvements ont été envoyés au laboratoire pour analyses

II.3.2.2 Interprétation de la reconnaissance

- **In-Situ**

Les analyses ont donné les résultats suivants :

- **Nature géologique du terrain**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution des sondages carottés en haut du talus montre que le terrain est formé essentiellement après une couche bitumineuse de 0.20m et une couche de remblais constitue le corps de chaussée de 2.00m d'épaisseur environ, d'une couche d'argile limoneuse jusqu'à 9.00m, suivie du schiste friable à altéré grisâtre à 30.00m, surmontant une couche de schiste dur grisâtre jusqu'à 35.00m de profondeur.

- **Résultat Essai de pénétration standard « SPT »**

Tableau IV.1 : les sondages carottés accouplés par des essais SPT a chaque 3.00m.

<i>N° Sondages</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>n1</i>	<i>n2</i>	<i>n3</i>	<i>N</i>	<i>Observation</i>
01	3.00	05	06	06	12	Peu Compact
	6.00	06	09	13	22	Moyennement Compact
	9.00	08	14	19	33	Compact
	12.00	13	18	28	46	Compact
	15.00	20	36	45	81	Très compact
	18.00	Refus	Refus	Refus	Refus	Très compact
	21.00	Refus	Refus	Refus	Refus	Très compact
02	3.00	06	07	07	14	Peu Compact
	6.00	07	08	09	17	Moyennement Compact
	9.00	10	13	18	31	Compact
	12.00	14	19	26	45	Compact
	15.00	22	32	41	73	Très compact
	18.00	30	48	Refus	Refus	Très compact

- **Essais de laboratoire**

Analyse chimique

Tableau IV.2 : Résultats du sondage a différentes profondeurs (Peu agressive à agressivité presque nulle selon la norme NF P18-011 du 06/92)

Résultats exprimés en % et en poids					
Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO4 --	Carbonates CaCo3	Chlorures Cl - « Solubles dans l'eau »	Matières organiques
01	5.00 – 6.00	Traces	00.40	00.21	-
02	3.00 – 6.00	Traces	00.80	00.24	-
	10.00 – 12.00	Traces	00.60	00.24	-

IV.3.4 Conclusion

Suite aux résultats de l'investigation géotechnique réalisée sur le terrain situé dans la cité de Béni Malek , wilaya de Skikda, la lithologie du terrain en haut du talus montre que le terrain est formé essentiellement d'une couche bitumineuse de 0.20m, d'une autre couche de remblais qui constitue le corps de chaussée de 2.00m d'épaisseur environ et d'une couche d'argile limoneuse jusqu'à 9.00m, suivie du schiste friable à altéré grisâtre à 30.00m, surmontant une couche de schiste dur grisâtre jusqu'à 35.00m de profondeur.

Les indices et les observations cités précédemment, confirment que le mouvement du terrain est un glissement caractérisé qui est rapide évoluant dans le temps avec la présence d'eau (pluie et eau assainissement) qui peut causer des dégâts structurels au niveau des constructions existantes.

Nos suggestions à prendre en considération après les résultats géotechniques obtenus et les observations sur site :

- Mise en place de barbacanes à certain niveau du mur et de drain au pied (suggestion constructive)
- Pour le dimensionnement des soutènements du talus, on adopte les paramètres géotechniques suivant : $\phi=20^\circ$, $C= 0.18$ bars, $\gamma_d = 1.8$ t/m³.
- Arrêter le surchargement à l'existant malgré le projet de stabilisation du site par mur de soutènement.

NB:

Notre travail de fin de mémoire consiste au calcul pour le premier site à un calcul classique manuel conforté par un calcul assisté par le logiciel Robot- Expert

IV.4 Calcul manuel

IV.4.1 Calcul de stabilité du mur

On désire calculer le mur de soutènement avec terre pleine horizontale représenté sur la figure IV.1

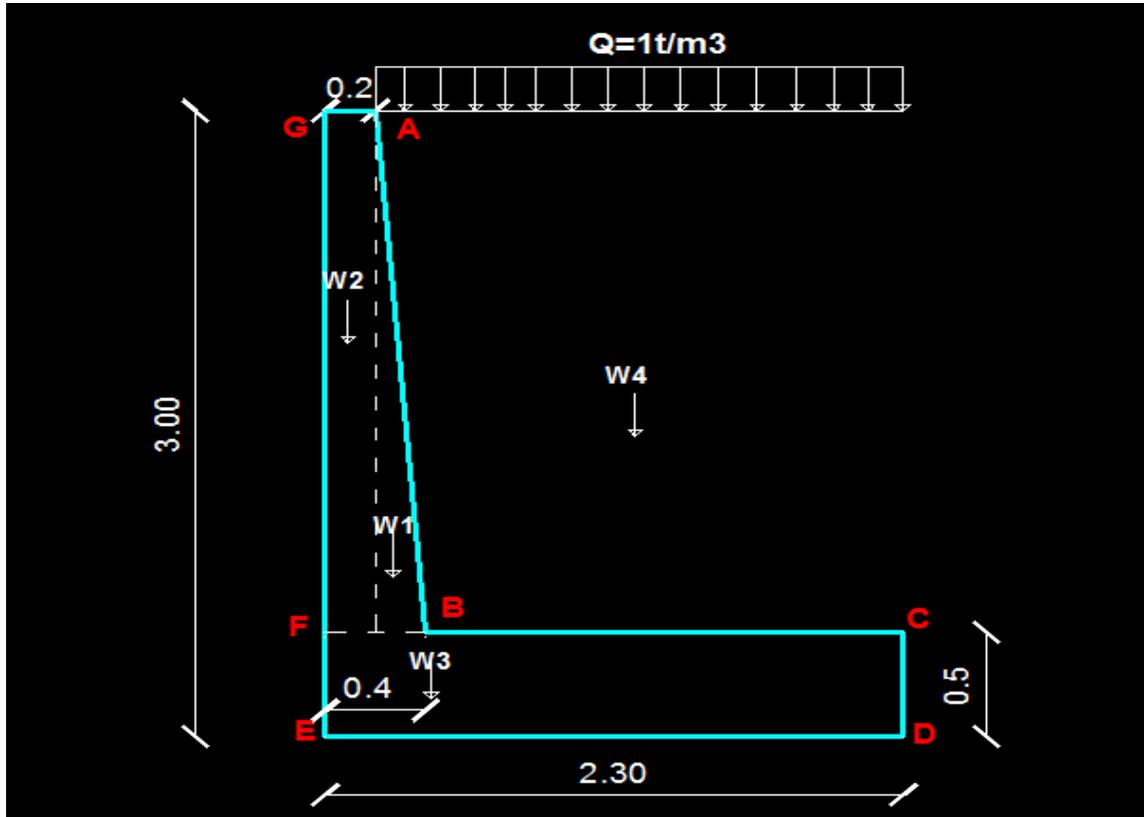


Figure IV.4 : Mur de soutènement (Dessin par autocad).

- Hypothèses de calcul

Poids volumique béton : $25\,000\text{ N/m}^3$

Poids volumique remblai : $18\,000\text{ N/m}^3$

Frottement interne : $\varphi = 20^\circ$

Cohésion $c = 0.18\text{ bars}$

$$\alpha = 5^\circ \quad \beta = \delta = 0$$

Surcharge sur le remblai $q = 10\text{ KN/m}^2$

$$\mathcal{X} = ED - AG = 2.3 - 0.2 = 2.1\text{ m}$$

IV.4.2 Les charges verticales agissant sur la semelle

Poids propre du mur et des terres $P_1 (W_1 + W_2 + W_3 + W_4)$

- Poids du rideau

Partie triangulaire ABH

$$W_1 = 0.2 \times \frac{2.5}{2} \times 25000$$

$W_1 = 6250\text{N}$ (par mètre de largeur)

Partie rectangulaire GAHF

$$W_2 = 0.2 \times 2.5 \times 25000$$

$W_2 = 12550\text{ N}$ (par mètre de largeur)

- Poids de la semelle

Partie rectangulaire FCDE

$$W_3 = 2.3 \times 0.5 \times 2500$$

$W_3 = 31250\text{ N}$ (par mètre de largeur)

- Poids des terres sur la semelle

Partie trapézoïdale AICB

$$W_4 = (1.9+2.1) \times \frac{2.5}{2} \times 18000$$

$W_4 = 90000\text{N}$ (par mètre de largeur)

$$P_1 = 6250+12550+31250+90000$$

$$P_1 = 140050\text{ N}$$

Surcharge sur le remblai

$$P_2 = q \cdot x$$

$$P_2 = 10000 \times 2.1 = 21000\text{ N}$$

$$P = P_1 + P_2 = 161050\text{ N}$$

IV.4.3 Poussée des terres Q_1 : P_{ay}

$$Q_1 = K_a \gamma \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

d'où :

$K_a \gamma$: coefficient numérique en fonction de φ ; α ; δ et β

γ : poids spécifique des terres

h : hauteur du mur

$$K = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2\alpha \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)} \right]^2} = 0.3$$

$$Q_1 = 0.3 \times 18000 \times \frac{3^2}{2}$$

$Q_1 = 24300$ N (par mètre de largeur), force appliqué a 1.5 m au-dessus de A.

IV.4.4 Poussée due à la surcharge sur le remblai Q_2 : P_{aq}

$$P_{aq} = q \cdot K_{aq} \cdot h$$

$$K_{aq} = K_{ay} = 0.3$$

$$P_{aq} = 10000 \times 0.3 \times 3$$

$Q_2 = P_{aq} = 9000$ N (par mètre de largeur), force appliqué à $\frac{3}{3}$ m au-dessus de A.

IV.4.5 Vérification de la résistance du mur

IV.4.6 Vis-à-vis au renversement

Cette vérification se fait par rapport à l'axe de rotation A ;

Le coefficient de stabilité F_r doit être au minimum égal à 1.5.

$$F_r = \frac{\Sigma \text{Moments stabilisants/A}}{\Sigma \text{Moments destabilisants/A}} \geq 1.5$$

- **Les moments stabilisants**

$$M_{P1/A} = (W_1 \times 0.26) + (W_2 \times 0.1) + (W_3 \times 1.15) + (W_4 \times 0.91)$$

$$M_{P1/A} = 102033.5 \text{ N.m}$$

$$M_{P2/A} = P_2 \times 1.25$$

$$M_{P2/A} = 26250 \text{ N.m}$$

(0.26 ; 0.1 ; 1.15 ; 0.91 représentent les distances entre les centres de gravité et les point A)

$$\Sigma \text{ Moments stabilisants/A} : M_{P1/A} + M_{P2/A} = 128283.5 \text{ N.m}$$

- **Les moments déstabilisants**

$$M_{Q1/A} = Q_1 \times 1$$

$$M_{Q1/A} = 24300 \text{ N.m}$$

$$M_{Q2/A} = Q2 \times 1.5$$

$$M_{Q2/A} = 9000 \times 1.5$$

$$M_{Q2/A} = 13500 \text{ N.m}$$

$$\Sigma \text{ Moments déstabilisants/A : } M_{Q1/A} + M_{Q2/A} = 37800 \text{ N.m}$$

$$F_r = \frac{128283.5}{37800} = 3.39 \geq 1.5$$

F_r est largement supérieur à 1.5 valeur généralement adopté.

IV.4.7 Vis-à-vis au glissement

La force qui tend à faire glisser le mur est : $Q_1 + Q_2 = 33300 \text{ N}$

Les forces qui s'opposent au glissement du mur sont : $P = 161050 \text{ N}$

Le coefficient de sécurité F_g vis-à-vis au glissement a pour expression :

$$F_g = \frac{\text{Les forces horizontales résistantes}}{\text{Les forces horizontales motrices}} = \frac{P \cdot \tan \varphi}{Q_1 + Q_2} = \frac{161050 \times \tan 20^\circ}{33300} = 1.76 > 1.5 \text{ donc la stabilité vis-à-vis au renversement est vérifiée.}$$

IV.4.8 Vis-à-vis au poinçonnement

- L'excentricité

$$d = \frac{MP1/A + MP2/A}{\Sigma F_v} = \frac{128283.5}{161050} = 0.75$$

$$e = \frac{b}{2} - d = 0.4$$

$$\text{Avec : } \frac{B}{6} = 0.38 \text{ m} < e \rightarrow \text{excentricité vérifiée}$$

- Calcul de la charge limite

$$Q_L = B' \cdot L \left[\frac{1}{2} B' \gamma N_\gamma V_\gamma + \gamma D N_q V_q + c N_c V_c \right]$$

$$B' = B - 2e$$

$$B' = 2.3 - 2(0.4)$$

$$B' = 1.5 \text{ m}$$

$$L' = L = 1 \text{ m} \quad (\text{pas d'excentricité selon } L)$$

$$D = 0.5 \text{ m}$$

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_q = 6.4$$

$$\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 3.93$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$

$$N_c = 14.84$$

$$V_\gamma = V_q = V_c = 1 \quad (\text{semelle filante})$$

$$Q_L = 1 \times 1.5 \left[\frac{1}{2} \times 1.5 \times 18 \times 3.93 \times 1 + 18 \times 0.5 \times 6.4 \times 1 + 18 \times 14.84 \times 1 \right]$$

$$R_{v,k} = Q_L = 566.66 \text{ KN}$$

$$R_{v,d} = \frac{R_{vk}}{\gamma_{Rv}} = \frac{566.66}{1.4}$$

$$R_{v,d} = 404.76 \text{ KN}$$

$$S_d = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2$$

$$S_d = 1.35 \times 140.05 + 1.5 \times 21.00$$

$$S_d = 220.568 \text{ KN}$$

$$R_{v,d} > S_d \quad \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

IV.4.9 Ferrailage

III.4.9.1 Calcul des contraintes

Nous avons, compte-tenu du coefficient de majoration :

$$N = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2$$

$$N = 1.35 \times 140050 + 1.5 \times 21000$$

$$N = 220567.5 \text{ N}$$

Et pour le moment par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$M_G = 1.35 (W1 \times x_1 + W2 \times x_2 + W3 \times x_3 - W4 \times x_4 + Q1 \times x_4) + 1.5 \times (-W5 \times x_5 + Q2 \times x_5)$$

$$M_G = 1.35(6250 \times x_1 + 12550 \times x_2 + 31250 \times x_3 - 90000 \times x_4 + 24300 \times x_4) + 1.5(-21000 \times x_5 + 90000 \times x_5)$$

$$M_G = 123780.38 \text{ Nm}$$

D'où:

$$\sigma_A = \frac{N}{1000 \times a} + \frac{6.M}{1000 \times a^2}$$

$$\sigma_A = \frac{220567.5}{1000 \times 2300} + \frac{6 \times 123780.38}{1000 \times 2300^2}$$

$$\sigma_A = 0.095 \text{ MPa} < 0.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{1000 \times a} - \frac{6.M}{1000 \times a^2}$$

$$\sigma_B = \frac{220567.5}{1000 \times 2300} - \frac{6 \times 123780.38}{1000 \times 2300^2}$$

$$\sigma_B = 0.085 \text{ M}$$

IV.4.9.2 Détermination des armatures

a) Pour la détermination des armatures du rideau, c'est-à-dire la section située à 2.5m au-dessous du sommet du mur.

Avec les hypothèses de calcul suivantes :

Contrainte admissible sur le sol de fondation $\sigma_{adm} = 1.76 \text{ bars}$.

Les armatures sont en acier FeE400, on $\gamma_s = 1.15$ la fissuration est préjudiciable.

Pour le béton, on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Il est rappelé que la composante horizontale Q_1 de la poussée des terres, pour une hauteur h de mur, est donnée par :

$$Q_1 = K_a \gamma \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

Et que la force Q_1 est appliquée à la distance $\frac{h}{3}$ à partir de la base.

On ne tiendra pas en compte la composante verticale de la poussée des terres.

$$Q_1 = 0.3 \times 18000 \times \frac{2.5^2}{2}$$

$$Q_1 = 16875 \text{ N}$$

Et que la force Q_1 est appliquée à la distance $\frac{h}{2}$ à partir de la base.

Aussi On ne tiendra pas en compte la composante verticale de la surcharge.

$$Q_2 = K_{aq} \cdot q \cdot h$$

$$Q_2 = 0.3 \times 10000 \times 2.5$$

$$Q_2 = 7500 \text{ N}$$

- **Calcul à l'état limite ultime**

$$M_u = 1.35 \cdot Q_1 \cdot \frac{GF}{3} + 1.5 \cdot Q_2 \cdot \frac{GF}{2}$$

$$M_u = 1.35 \times 16875 \times \frac{2.5}{3} + 1.5 \times 7500 \times \frac{2.5}{2}$$

$$M_u = 33199.3 \text{ Nm}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot d^2 \cdot b}$$

$$\mu = \frac{33199.3}{14.2 \times 35^2 \times 100}$$

$$\mu = 0.02 < \mu_L$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.0151$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.9$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A = \frac{33199.3}{10962}$$

$$A = 3.03 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant maximal

$$V_u = 1.35 \times Q_1 + 1.5 \times Q_2$$

$$V_u = 1.35 \times 16875 + 1.5 \times 7500$$

$$V_u = 34031.25 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{34031.25}{1000.475}$$

$$\tau_u = 0.082 \text{ Mpa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales.

- **Calcul à l'état limite service**

$$M_s = Q_1 \times \frac{h}{3} + Q_2 \times \frac{h}{2}$$

$$M_s = 16875 \times \frac{2.5}{3} + 7500 \times \frac{2.5}{2}$$

$$M_s = 23437.5 \text{ Nm}$$

La fissuration étant préjudiciable, la valeur maximale de σ_s est de 202Mpa.

$$\sigma_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f t_j}) \right]$$

$$f_{tj} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1$$

$$\sigma_s = \text{Min} \{267 ; 202\}$$

$$\sigma_s = 202 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_1 = \frac{23437.5}{100 \times 35^2 \times 202}$$

$$\mu_1 = 0.00094$$

Avec :

$$\beta_1 = 0.947 \quad k_1 = 0.0125$$

$$A = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A = \frac{23437.5}{0.990 \times 35 \times 202}$$

$$A = 4.25 \text{ cm}^2$$

Cette valeur étant supérieur à celle trouvée à ELU, alors c'est elle que nous retiendrons.

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_b = 0.01254 \times 202$$

$$\sigma_b = 2.53 \text{ Mpa} < 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 35 \times 100 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 4.22 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

Alors, on adopte la section trouver à l'état limite ultime $A_s = 4.25 \text{ cm}^2$, d'où le rideau sera armé par 4HA 12 (par mètre linéaire) avec un espacement de 25cm

b) Pour la détermination des armatures de la semelle :

Calcul à l'état limite ultime

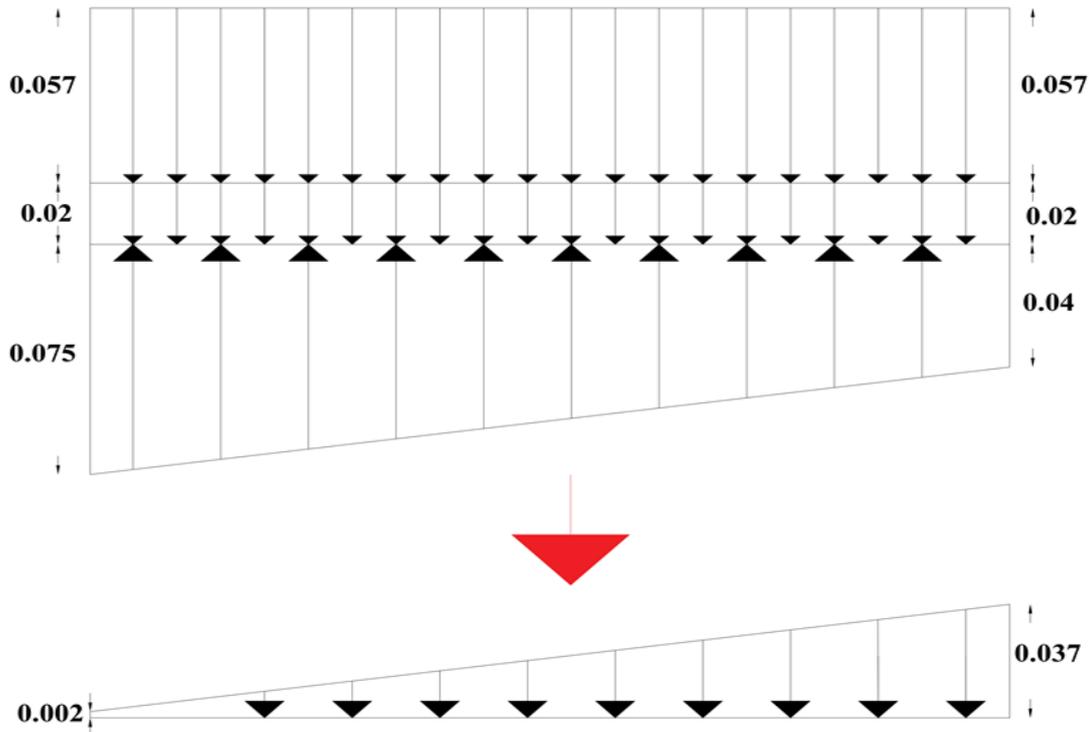
- Le poids de la semelle se répartit à raison de :

$$\frac{1.35 \times 31250}{1000 \times 2300} = 0.0183 \text{ MPa}$$

- Et aussi au poids du rideau et des terres et de la surcharge :

$$\frac{1.35 \times (6250 + 12550 + 90000)}{1000 \times 2300} + \frac{1.5 \times 21000}{1000 \times 2100} = 0.079 \text{ MPa}$$

Les contraintes sur la partie ED sont représentées par les diagrammes suivants :



$$P = \frac{0.0023 + 0.037}{2} \times 1000 \times 2300$$

$$P = 45195 \text{ N}$$

Cette résultante passe par le centre de gravité du trapèze constituant le diagramme des contraintes, donc à 1.5 m du point E. Le moment en E a pour valeur :

$$M = 45195 \times 1.5$$

$$M = 67792.5 \text{ Nm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{fbu.d^2.b}$$

$$\mu = \frac{67792.5}{14.2 \times 45^2 \times 100}$$

$$\mu = 0.023 < \mu_L \quad \beta = 0.989$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s.d.\beta}$$

$$A = \frac{67792.5}{0.989 \times 45 \times 348}$$

$$A = 4.4 \text{ cm}^2$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{45195}{1000 \times 450}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

Calcul à l'état limite service

Compte tenu des résultats établis en ELU (contrainte du sol), nous avons :

$$M_G = (W1 \times x_1 + W2 \times x_2 + W3 \times x_3 - W4 \times x_4 + Q1 \times x_4) + (-W5 \times x_5 + Q2 \times x_5)$$

$$M_G = (6250 \times x_1 + 12550 \times x_2 + 31250 \times x_3 - 90000 \times x_4 + 24300 \times x_4) + (-21000 \times x_5 + 9000 \times x_5)$$

$$M_G = 89792.5 \text{ Nm}$$

Avec :

$$N = 140050 + 21000$$

$$N = 161050 \text{ N}$$

Les contraintes sur le sol ont pour valeurs :

$$\sigma_A = \frac{N}{1000 \times a} + \frac{6.M}{1000 \times a^2}$$

$$\sigma_A = \frac{161050}{1000 \times 2300} + \frac{6 \times 89792.5}{1000 \times 2300^2}$$

$$\sigma_A = 0.077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{1000 \times a} - \frac{6.M}{1000 \times a^2}$$

$$\sigma_B = \frac{161050}{1000 \times 2300} - \frac{6 \times 89792.5}{1000 \times 2300^2}$$

$$\sigma_B = 0.055 \text{ MPa}$$

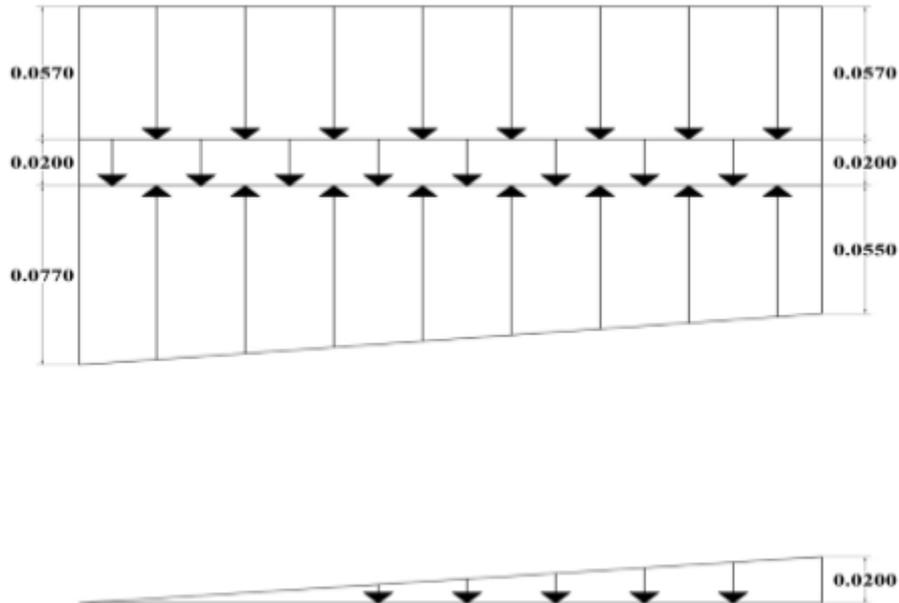
- Le poids propre de la semelle est réparti sur ED :

$$\frac{31250}{1000 \times 2300^2} = 0.02 \text{ MPa}$$

- Et aussi au poids du rideau et des terres et de la surcharge :

$$\frac{6250+12550+90000}{1000 \times 2300} + \frac{21000}{1000 \times 2100} = 0.057 \text{ MPa}$$

D'où les diagrammes :



La résultante des charges sur la partie ED a pour valeur :

$$P = \frac{0.022}{2} \times 1000 \times 2300$$

$$P = 25300 \text{ N}$$

Cette résultante passe à 1.53 m du point E.

D'où :

$$M = 25300 \times 1.53$$

$$M = 38709 \text{ Nm}$$

En procédant comme pour le rideau, nous avons :

$$\mu = \frac{Mu}{fbu.d^2.b}$$

$$\mu = \frac{38709}{202 \times 45^2 \times 100}$$

$$\mu = 0.0009 < \mu_L \quad \beta = 0.947$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s.d.\beta}$$

$$A = \frac{38709}{202 \times 45 \times 0.947}$$

$$A = 4.51 \text{ cm}^2 > 4.4 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 5.43 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}}$$

Alors, on adopte la section trouver selon la condition de non-fragilité $A_{\min} = 5.43 \text{ cm}^2$, d'où la semelle sera armé par 5HA 12 (par mètre linéaire) avec un espacement de 20cm

NB : Selon l'RPA les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

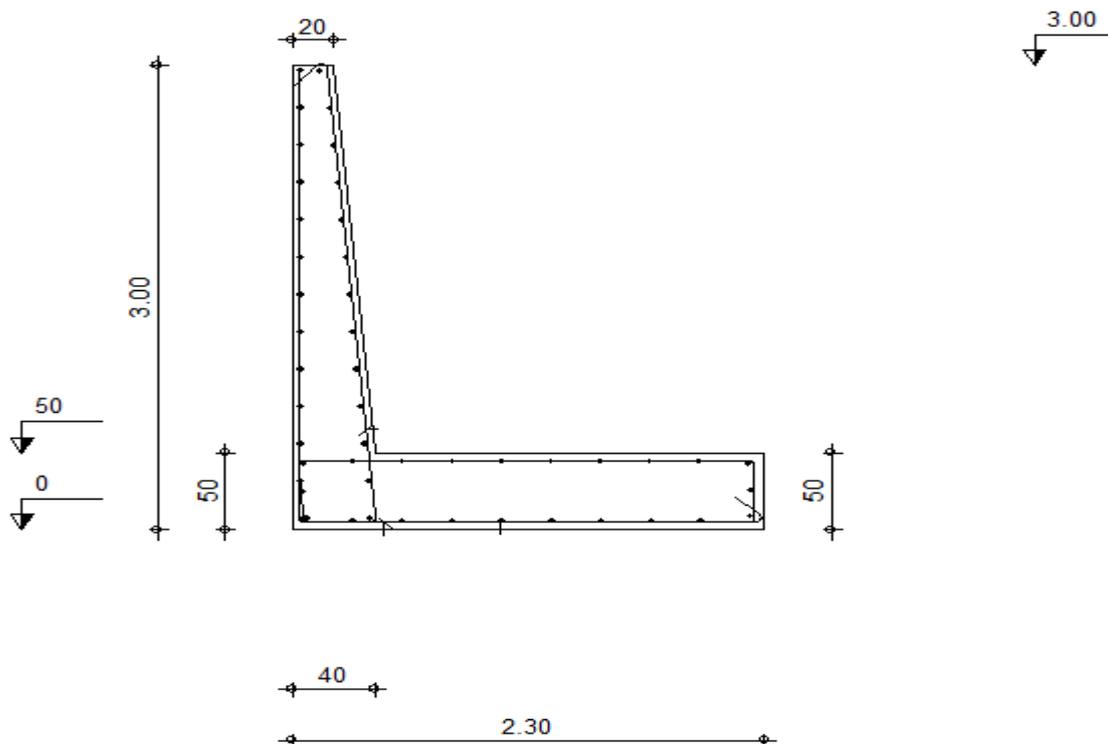


Figure IV.5 : Placement des armatures.

IV.5 Calcul assisté par ordinateur

IV.5.1 Présentation du logiciel

IV.5.2 Introduction

Le programme EXPERT Murs de soutènement est un outil performant permettant d'effectuer les calculs géotechniques et les calculs de la structure en béton armé (résistance ultime, surface théorique de ferrailage etc.).

Le module permet aussi d'effectuer le pré-dimensionnement de la section transversale de l'élément de la structure en béton armé.



Figure IV.6 : Slogan du logiciel

IV.5.3 Les calculs des murs de soutènement sont effectués conformément aux prescriptions des -normes françaises suivantes

- paramètres géotechniques : DTU 13.12 ou Fascicule N° 62 - Titre
- ferrailage : BAEL 91 ou BAEL 91 mod.99

IV.5.4 Les caractéristiques les plus importantes du programme EXPERT Murs de soutènement sont les suivantes

- personnalisation des systèmes d'unités utilisés, des formats d'affichage des valeurs numériques, des caractéristiques des matériaux
- sélection de la géométrie du mur de soutènement
- définition de différents types de profilé du talus
- définition du sol composé de différents strates et de nappe phréatique
- édition et modification de la base de sols ; il est également possible de charger les stratifications du sol à partir des autres logiciels (**ROBOT, EXPERT Semelles, etc.**)
- définition libre d'un nombre quelconque de charges appliquées (sur le talus et/ou sur le mur).
- calculs des armatures du mur de soutènement pour la flexion et fissuration
- sélection et génération des types d'armatures
- génération du dessin des armatures dans l'éditeur des plans d'exécution du logiciel ROBOT.

IV.5.6 Le dimensionnement du mur de soutènement comprend

- vérification des contraintes dans le sol sous la semelle du mur de soutènement
- définition des tassements moyens et de la différence de tassements;
- vérification de la stabilité au renversement et au glissement
- calcul du déplacement et du renversement du mur
- définition de la section d'acier théorique dans le voile et la semelle
- définition des combinaisons dimensionnantes lors de la vérification de la résistance du mur de soutènement
- quantitatif béton, coffrage.
- génération des types d'armatures (ATTENTION : cette option est disponible uniquement dans le cas où ROBOT est installé sur votre ordinateur et vous avez accès au module de génération des dessins des éléments BA).

Pour vous faciliter l'étude des murs de soutènement, le programme EXPERT Murs de Soutènement comprend six onglets prédéfinis :

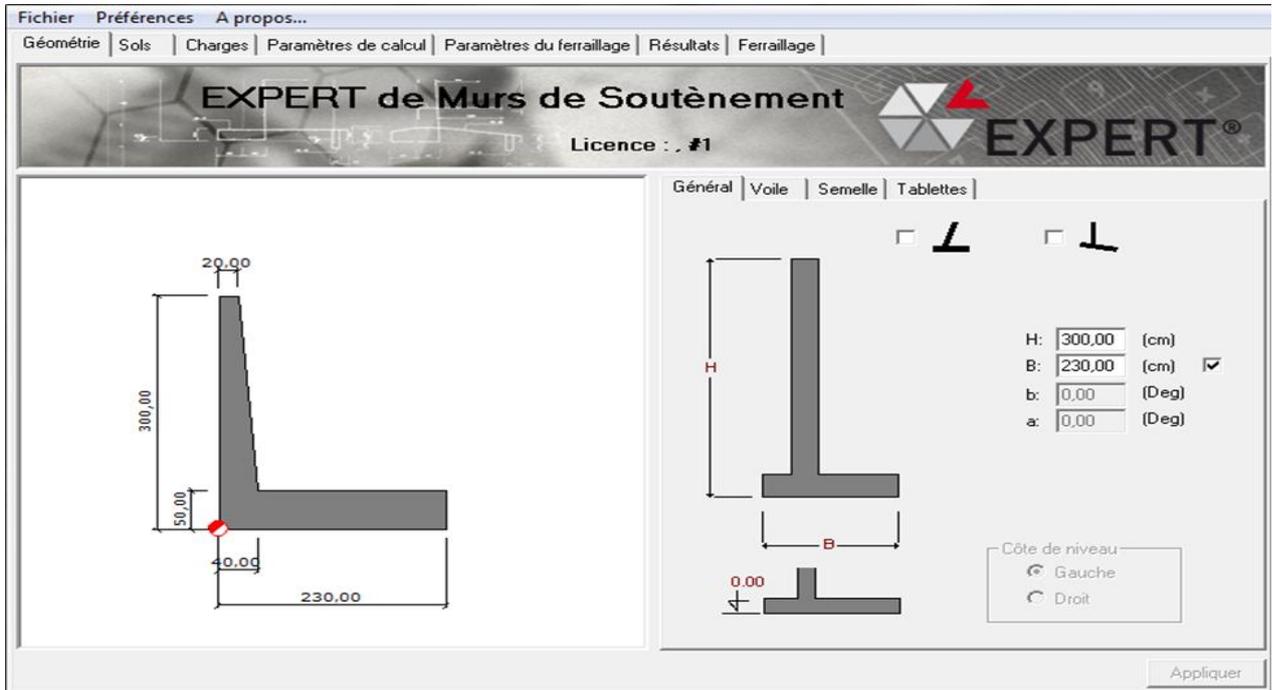
- Géométrie
- Sols
- Charges
- Paramètres de calcul
- Paramètres du ferrailage
- Résultats
- Ferrailage.

Dans le programme EXPERT Murs de soutènement, les notes de calcul prédéfinies sont accessibles, grâce à ces notes vous pouvez imprimer les résultats du dimensionnement après avoir effectué les calculs de dimensionnement/vérification du mur de soutènement. Les notes de calcul sont générées sous la forme d'un fichier qui peut être édité dans un traitement de texte déclaré dans les Préférences du programme EXPERT Murs de soutènement.

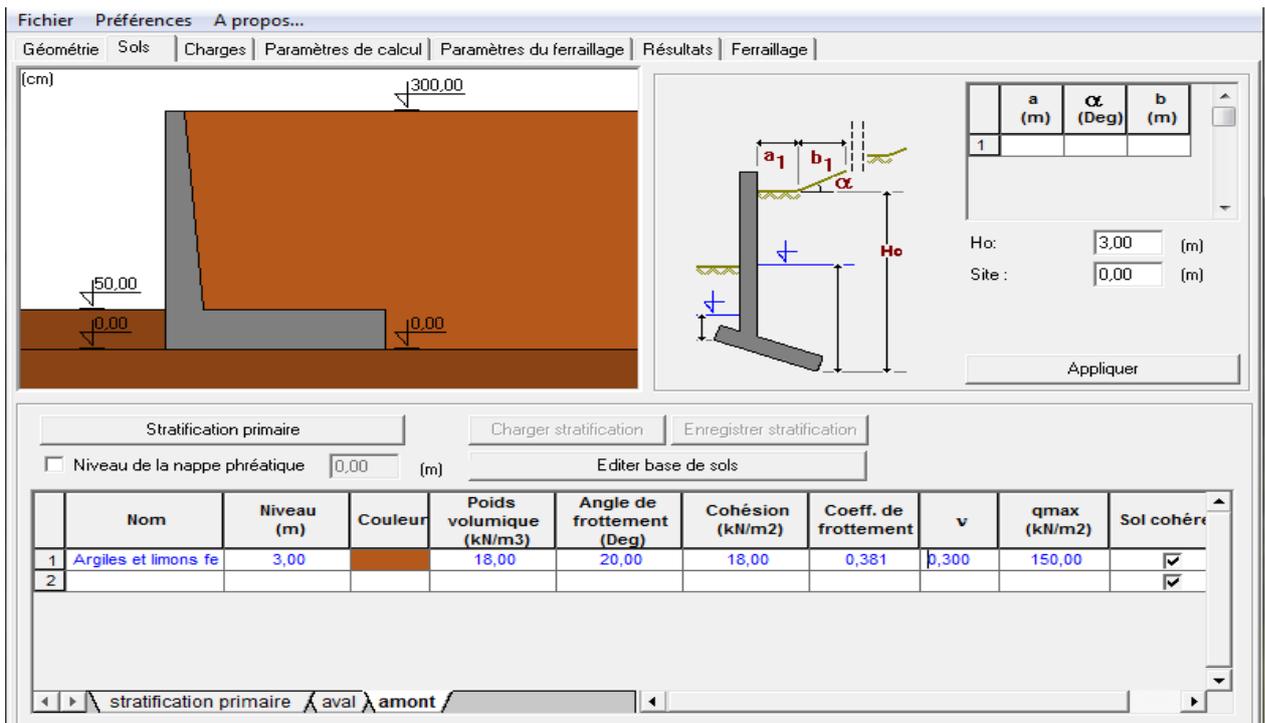
IV.6 Procédure de calcul par logiciel

IV.6.1 La saisie des données

- Données géométriques du mur



- Paramètres de sol



• Charges appliquées

Catégorie	Nom	Nature							
1	uniforme	a1	d'exploitation	x (m)	0,00	P (kN/m2)	10,00		
2									

• Paramètres de calcul

Calculs ELU

- Résistance
- Dimensionnement Coeff. de sécurité = 1,000
- Vérification
- Glissement
- Dimensionnement Coeff. de sécurité = 1,500
- Vérification
- Renversement
- Dimensionnement Coeff. de sécurité = 1,500
- Vérification

Limitations pour ELS

- Déplacements de la crête du mur
- $f_0 = 0,015$
- $f_1 = 0,010$
- $f_2 = 0,006$
- $f_3 = 0,004$
- Tassement moyen 10,00 (cm)
- Différence de tassements 5,00 (cm)

Poussée et butée des terres

- Equilibre
- Limite pour la poussée
- Conforme aux déplacements des murs

Coefficients de taux de travail

- Cohésion du sol : $C' = C \cdot 100,000 \% \cdot C$
- Adhésion semelle-sol : $f' = f \cdot 0,000 \% \cdot f$
- Butée du sol : $P' = P \cdot 50,000 \% \cdot P$
- Butée de la bêche : $P' = P \cdot 100,000 \% \cdot P$

Soulèvement : surface de contact [%]

- ELU 10,000
- ELS 100,000

Angle de frottement sol-voile

- Sols non cohérents : Poussée 2/3 ϕ Butée 0 ϕ
- Sols cohérents : Poussée 2/3 ϕ Butée 0 ϕ

densité : 24,00 (kN/m3)

Sismique

Enregistrer sous...

X= 3.81 Y= 4.55

Dessin Note de calcul Aide

• Paramètres de ferrailage

The screenshot shows the 'Disposition du ferrailage' dialog box with the following settings:

- Disposition du ferrailage:** A 4x2 grid of diagrams showing different reinforcement layouts for a wall cross-section.
- Ordre des armatures:**
 - Même pour voile et semelle
 - Même pour partie sup./inf.
- Armatures suppl. de l'avant du mur:**
 - Diamètre: Auto
 - Espacement: 40,00 (cm)
 - Seulement si exigé
- Armatures réparties - longitudinales:**
 - Section d'acier: 3,0
 - Section d'acier: 25,00% - des armatures principales maximales
- Paramètres généraux:**
 - Diamètre: Auto
 - Acier: HA 400
 - fe = 400,00 (MN/m2)
 - Espacement min: 5,00 (cm)
 - Espacement max: 40,00 (cm)

IV.6.2 Lancement de calcul

• Résultats

The screenshot displays the 'Résultats' tab with the following data:

Capacité de charge	2.32920	>	1
Surface de contact	1	>	0.1
Capacité de charge	2.32920	>	1
Stabilité au glissement	2.20797	>	1.5
Stabilité au renversement	2.27353	>	1.5
Tassement	11.6441	>	1
Différence de tassements	2.87937	>	1
Surface de contact	1	=	1

The diagram shows a retaining wall with the following dimensions and load values:

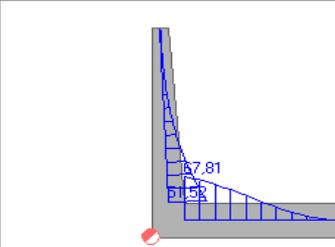
- Height: 55,16
- Top width: 125,28
- Bottom width: 30,12
- Base reaction: 139,44
- Top reaction: 2,96

The 'Description' table shows the combination used for the results:

Description
1, 1,000*PM + 1,000*Pa + 1,000*Pa + 1,000*PT + 1,000*PT + 1,000*a1

• Ferrailage

Fichier Préférences A propos...
 Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage



(kN*m)

Présentation des résultats
 Moments sur éléments horizontaux
 Ferrailage sur éléments verticaux

Moments
 Enveloppe

	Description
1	1,350*PM + 1,350*Pa + 1,553*Pa + 1,350*PT + 1,485*PT + 1,350*a1
2	1,000*PM + 1,000*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,000*a1
3	1,350*PM + 1,000*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,000*a1
4	1,000*PM + 1,350*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,000*a1
5	1,350*PM + 1,350*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,000*a1
6	1,000*PM + 1,000*Pa + 1,553*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,000*a1
7	1,350*PM + 1,000*Pa + 1,553*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,000*a1
8	1,000*PM + 1,350*Pa + 1,553*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,000*a1

Combinaisons
 ELU ELS ACC

Moments extrêmes sur le voile :

Mmax	51,52 (kN*m)	0,51 (m)
Mmin	-0,00 (kN*m)	3,00 (m)

Moments extrêmes sur la semelle :

Mmax	0,00 (kN*m)	2,30 (m)
Mmin	-67,81 (kN*m)	0,40 (m)

Déplacement de la crête du mur
 Élastique : () (cm) Total : () (cm)
 Béton armé : () (cm) Calculer

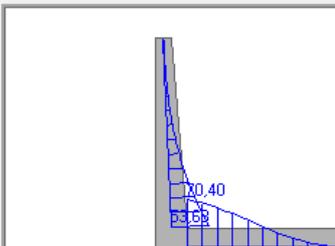
Ferrailage

	théorique A (cm2/m)	barres	espacement (cm)	réelle A (cm2/m)
voile à droite	5,01	10	14,00	5,61
voile à droite (h/3)	3,56	12	31,00	3,65
voile à droite (h/2)	3,24	12	34,00	3,33
semelle droite (+)	5,41	10	14,00	5,61
semelle droite (-)	5,40	10	14,00	5,61
voile à gauche	0,00	10	14,00	5,61
semelle gauche (+)	0,00	10	14,00	5,61
semelle gauche (-)	0,00	10	14,00	5,61

← Réel Théorique →

• L'obtention des résultats finals (dessin de ferrailage et note de calcul)

Fichier Préférences A propos...
 Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage



(kN*m)

Présentation des résultats
 Moments sur éléments horizontaux
 Ferrailage sur éléments verticaux

Moments
 Enveloppe

	Description
1	1,350*PM + 1,350*Pa + 1,553*Pa + 1,350*PT + 1,485*PT + 1,500*a1
2	1,350*PM + 1,350*Pa + 1,553*Pa + 1,350*PT + 1,485*PT
3	1,000*PM + 1,000*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,500*a1
4	1,000*PM + 1,000*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT
5	1,350*PM + 1,000*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,500*a1
6	1,350*PM + 1,000*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT
7	1,000*PM + 1,350*Pa + 0,850*Pa + 1,000*PT + 0,900*PT + 1,500*a1

Combinaisons
 ELU ELS ACC

Moments extrêmes sur le voile :

Mmax	53,63 (kN*m)	0,51 (m)
Mmin	0,00 (kN*m)	3,00 (m)

Moments extrêmes sur la semelle :

Mmax	0,00 (kN*m)	2,30 (m)
Mmin	-70,40 (kN*m)	0,40 (m)

Déplacement de la crête du mur
 Élastique : () (cm) Total : () (cm)
 Béton armé : () (cm) Calculer

Ferrailage

	théorique A (cm2/m)	barres	espacement (cm)	réelle A (cm2/m)
voile à droite	5,01	10	14,00	5,61
voile à droite (h/3)	3,56	12	31,00	3,65
voile à droite (h/2)	3,24	12	34,00	3,33
semelle droite (+)	5,41	10	14,00	5,61
semelle droite (-)	5,40	10	14,00	5,61
voile à gauche	0,00	10	14,00	5,61
semelle gauche (+)	0,00	10	14,00	5,61
semelle gauche (-)	0,00	10	14,00	5,61

← Réel Théorique →

X= [5.76] Y= [3.80] Dessin Note de calcul Aide

IV.7 Note de calcul obtenue par Robot Expert

IV.7.1 Paramètres de calcul

MATERIAU:

- **BETON:** classe C25/30, $f_{c28} = 25,00$ (MN/m²),
Poids volumique = 24,00 (kN/m³)
- **ACIER:** classe HA 400, $f_e = 400,00$ (MN/m²)

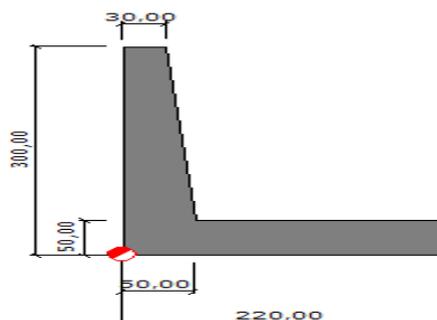
OPTIONS:

- Calculs suivant la norme: béton: **BAEL 91 mod. 99**
sols: **DTU 13.12**
- Enrobage: $c_1 = 30,0$ (mm), $c_2 = 50,0$ (mm)
- Agressivité du milieu: non agressif
- Fissuration: préjudiciable
- Dimensionnement du mur en fonction de:
 - Résistance
 - Glissement $g = 1,500$
 - Renversement $g = 1,500$
- Vérification du mur en fonction de:
 - Tassement moyen:
 $S_{dop} = 10,00$ (cm)
 - Différence de tassements:
 $DS_{dop} = 5,00$ (cm)
- Coefficients de réduction pour:

· - Cohésion du sol	100,000 %	
· - Adhésion semelle-sol		0,000 %
· - Butée du voile	50,000 %	
- Butée de la bêche		100,000 %
- Angle de frottement sol-voile:

· - Butée pour les sols incohérents	$0 \times \varphi$
· - Poussée pour les sols cohérents	$2/3 \times \varphi$
· - Butée pour les sols cohérents	$0 \times \varphi$
· - Poussée pour les sols incohérents	$2/3 \times \varphi$

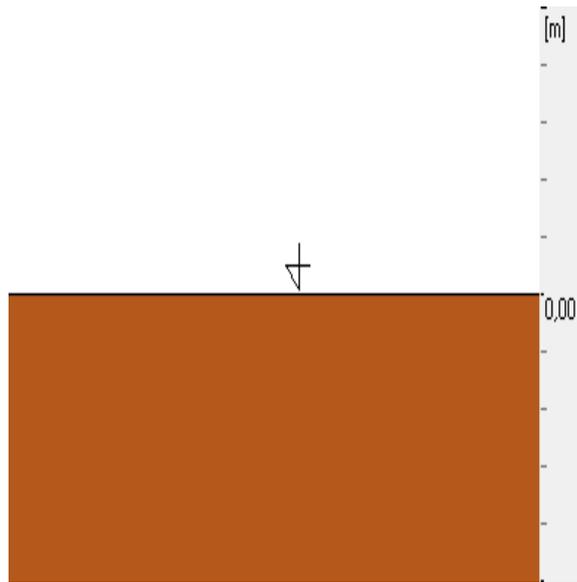
IV.7.2 Géométrie



IV.7.3 Sol

- Définition des paramètres géotechniques suivant la méthode: A
- Talus Profondeur du sol aval $H_0 = 300,00$ (cm)
- Stratification primaire:

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Epaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1.	Argiles et limons fermes	0,00	-	18,00	20,00	18,00



- Sols en amont

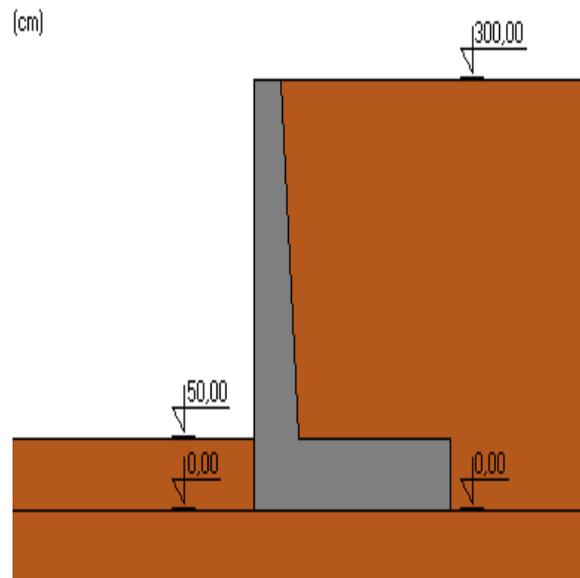
Parameters:

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Epaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1	Argiles et limons fermes	300,00	300,00	18,00	20,00	18,00

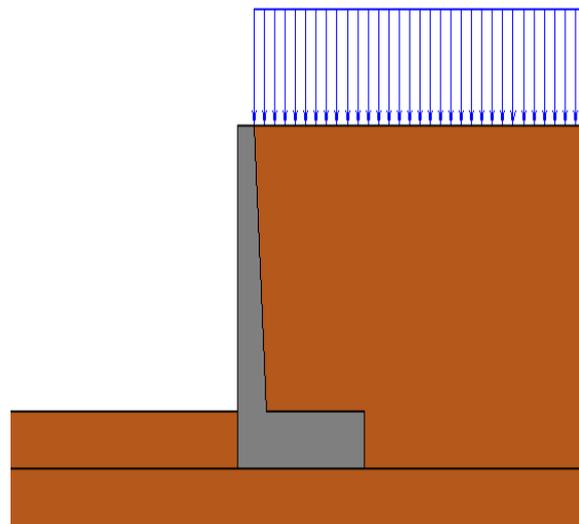
- Sols en aval:

Parameter:

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Epaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1	Argiles et limons fermes	50,00	50,00	18,00	20,00	18,00



IV.7.4. Charges



- **Liste de charges**

-
- 1 uniforme
- a1 d'exploitation $x = 0,00$ (m) $P = 10,00$ (kN/m²)

IV.7.5 Résultats de calculs géotechniques

- - Poussées
- Poussée et butée des terres : conforme aux déplacements du mur
Coefficients de poussées et butées limites et équilibres pour les sols:

Angle d'inclinaison moyen du talus $\beta = 0,00$ (Deg)

Angle d'inclinaison du voile $\alpha = 5,00$ (Deg)

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \cdot (\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

Sols en amont

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Angle de frottement [Deg]	Ka	Ko	Kp
1.	Argiles et limons fermes	300,00	20,00	0,471	0,658	1,935

- Déplacements limites totaux
butée 0,126
poussée 0,013

Sols en aval

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Angle de frottement [Deg]	Ka	Ko	Kp
1.		50,00		0,438	0,658	2,040

- Déplacements limites totaux
butée 0,133
poussée 0,013

RESISTANCE

- Type de sol sous la semelle: uniforme
- Combinaison dimensionnante: $1,000 \cdot PM + 1,000 \cdot P'a + 1,000 \cdot Pa + 1,000 \cdot P'T + 1,000 \cdot PT + 1,000 \cdot a1$
- Charge dimensionnante réduite:
N=-159,61 (kN/m) My=-101,43 (kN*m) Fx=-49,38 (kN/m)
Coefficient de sécurité: 1,119 > 1,000

TASSEMENT

- Type de sol sous la fondation: uniforme
- Combinaison dimensionnante: $1,000 \cdot PM + 1,000 \cdot P'a + 1,000 \cdot Pa + 1,000 \cdot P'T +$

$$1,000*PT + 1,000*a1$$

- Charge dimensionnante réduite:
 $N=-159,61$ (kN/m) $My=-101,43$ (kN*m) $Fx=-49,38$ (kN/m)
- Charge caractéristique unitaire due aux charges totales: $q = 0,07$ (MN/m²)
- Epaisseur du sol en tassement active: $z = 330,00$ (cm)
- Contrainte au niveau z :
 - additionnelle: $szd = 0,01$ (MN/m²)
 - due au poids du sol: $szg = 0,07$ (MN/m²)
- Tassement: $S = 2,04$ (cm) < $S_{dop} = 10,00$ (cm)

RENVERSEMENT

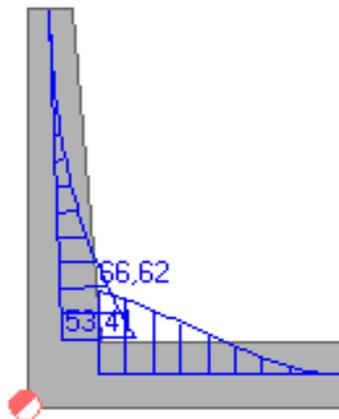
- Combinaison dimensionnante: $1,000*PM + 1,000*P'a + 1,553*Pa + 1,000*P'T + 0,900*PT + 1,500*a1$
- Charge dimensionnante réduite:
 $N=-168,88$ (kN/m) $My=-90,51$ (kN*m) $Fx=-76,37$ (kN/m)
- Moment de renversement: $Mo = 86,91$ (kN*m)
- Moment empêchant le renversement de la fondation: $M_{uf} = 181,46$ (kN*m)
- Coefficient de sécurité: $2,088 > 1,500$

GLISSEMENT

- Combinaison dimensionnante: $1,000*PM + 1,000*P'a + 1,000*Pa + 1,000*P'T + 1,000*PT + 1,000*a1$
- Charge dimensionnante réduite:
 $N=-159,61$ (kN/m) $My=-101,43$ (kN*m) $Fx=-49,38$ (kN/m)
- Dimensions équivalentes de la semelle: $A = 219,24$ (cm)
- Coefficient de frottement:
 - du sol (position du sol): $f = 0,381$
- Coefficient de réduction de la cohésion du sol = 100,000 %
- Cohésion: $C = 20,00$ (kN/m²)
- Valeur de la force de glissement: $Q_{tr} = 49,38$ (kN/m)
- Valeur de la force empêchant le glissement du mur:
 $Q_{tf} = N * f + C * A$
 - au niveau du sol: $Q_{tf} = 104,67$ (kN/m)
- Coefficient de sécurité: $2,119 > 1,500$

IV.7.6 Résultats de calcul béton armé

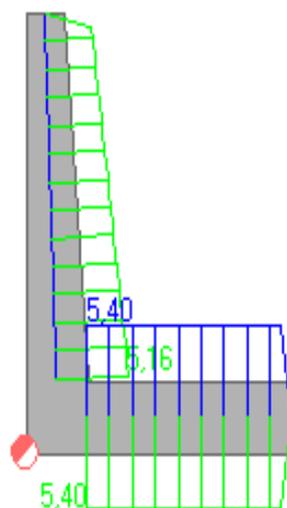
- Moments



[kN*m]

Elément	Moments	Valeur [kN*m]	Position [cm]	Combinaison
Voile	maximum	53,41	51,00	$1,350*PM + 1,350*P'a + 1,553*Pa + 1,350*P'T + 1,485*PT + 1,500*a1$
Voile	minimum	-0,00	299,40	$1,000*PM + 1,000*P'a + 0,850*Pa + 1,000*P'T + 0,900*PT$
Semelle	maximum	0,00	220,00	$1,350*PM + 1,000*P'a + 0,850*Pa + 1,000*P'T + 1,485*PT$
Semelle	minimum	-66,73	50,00	$1,350*PM + 1,000*P'a + 1,553*Pa + 1,000*P'T + 0,900*PT + 1,500*a1$

- Ferrailage



[cm²/m]

Position	Section d'acier théorique [cm²/m]	Barres		Espacement [cm]	Surface réelle [cm²/m]
voile f droite	5,16	0,0	tous les	0,00	0,00
voile f droite (h/3)	4,52	12,0	tous les	25,00	4,52
voile f droite (h/2)	4,20	12,0	tous les	26,00	4,35
semelle droite (+)	5,40	0,0	tous les	0,00	0,00
semelle droite (-)	5,40	0,0	tous les	0,00	0,00

V. Fondations profondes (Pieux)

V.1 Définition d'un pieu

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

Les trois parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e .

Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu

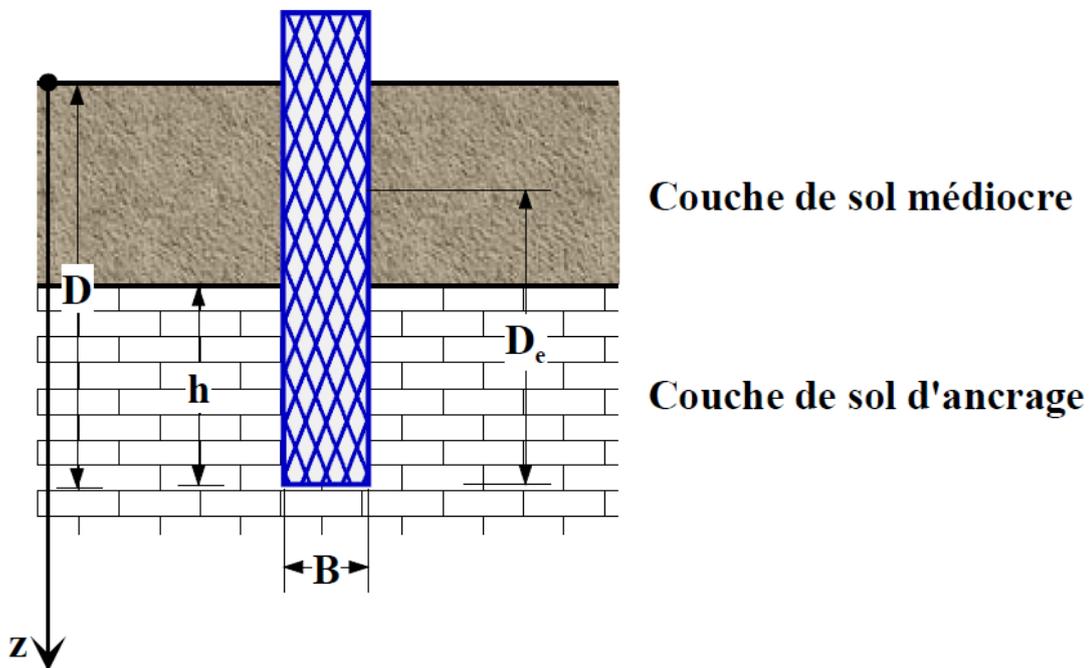


Figure V.1 : Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e .

V.2 Principaux types de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

V.2.1 Différent types de pieux

V.2.1.1 Pieux battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

Les pieux en béton armé sont fabriqués sur des aires proches du chantier. Ils sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

V.2.1.2 Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

V.2.1.3 Puits

Les puits sont des fondations creusées à la main. De section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m ; de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1m².

Les parois du puits sont soutenues par un blindage qui peut être récupéré ou abandonné. Après curage du fond du puits, le forage est bétonné à sec.

V.3 Principe de fonctionnement

V.3.1 Cas d'un pieu isolé :

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s)

L'effort de pointe est proportionnel à :

- section de la base du pieu

- à la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif)

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela à pour conséquence de surcharger le pieu.

Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

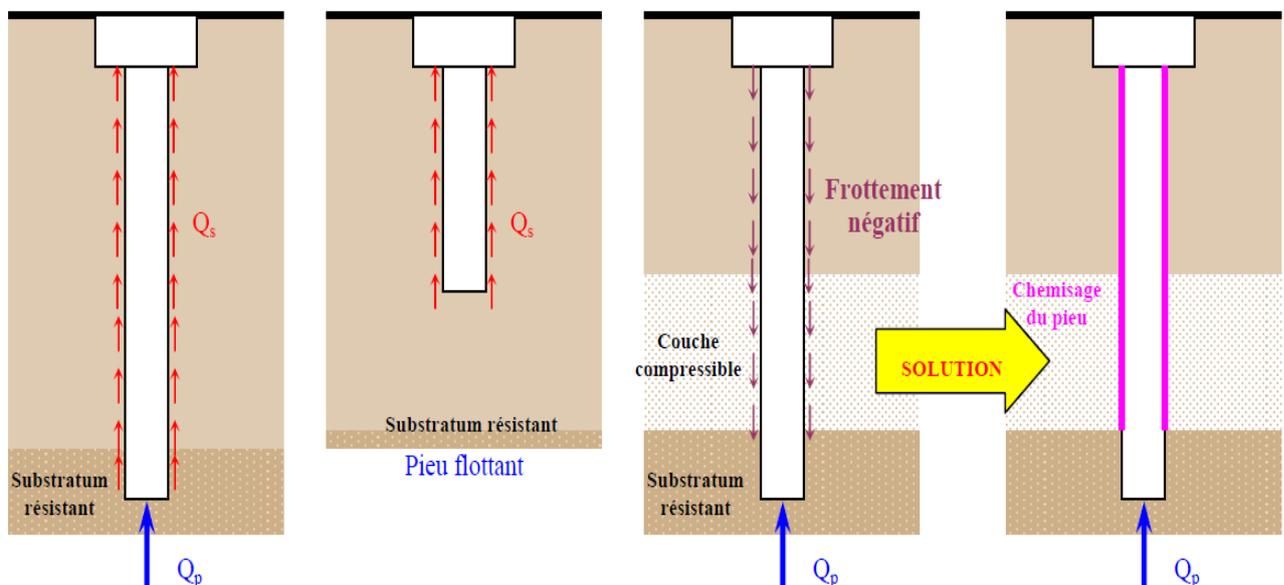


Figure V.2 : Résolution de l'effet du frottement négatif par chemisage.

Remarque : si le pieu travaille à l'arrachement, $Q_p = 0$. Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

V.3.2 Cas de groupes de pieux :

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé Q_{ui}

Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Qgu}{\sum Q_{ui}}$$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radié.

Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par un pieu isolé.

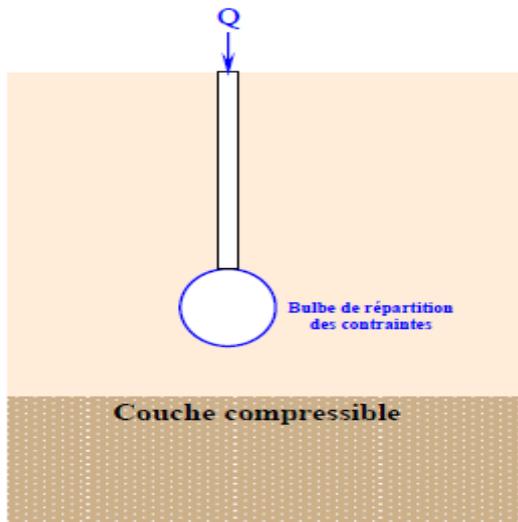


Figure V.3 : Pieu isolé

la zone compressible n'est pas
influencée par le pieu

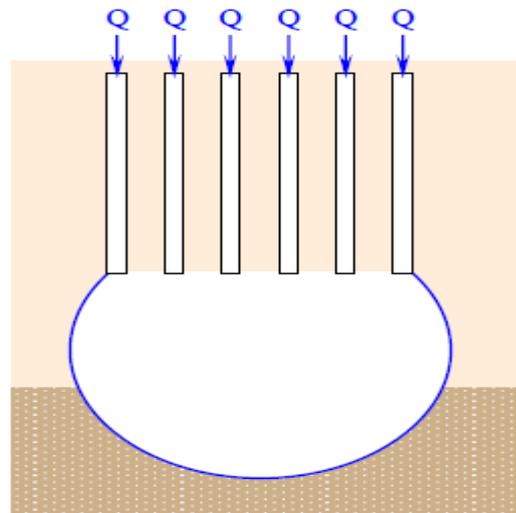


Figure V.4 : Groupement de pieu

la zone compressible est influencée
par l'effet radié du groupe de pieux

V.4 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.

La charge limite du pieu Q_u est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu} qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_{si} \cdot e_i$$

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

Avec :

ρ_p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe

ρ_s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral

A : aire de la section droite

P : périmètre de la section du pieu

q_{pu} : résistance limite de pointe

q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans couche i

e_i : épaisseur de la couche i

h : hauteur d'ancrage

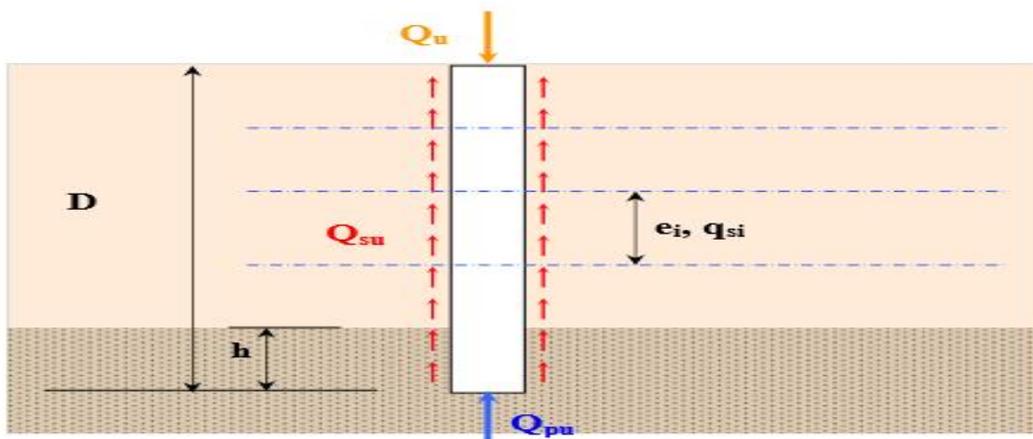


Figure V.5 : Charge limite d'un pieu isolé.

La détermination de A et de P ne pose pas de problème particulier pour les pieux à section pleine ou pour les pieux tubulaires fermés. Pour les autres sections, on se référera au tableau ci-dessous :

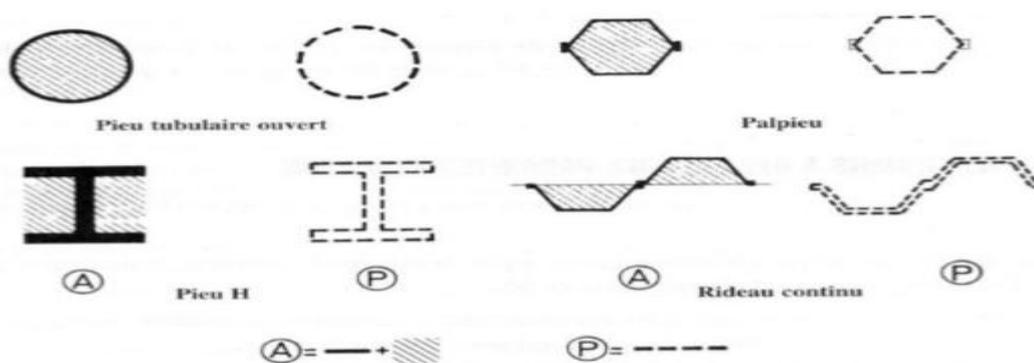


Figure V.6 : Définition de A et P pour les pieux tubulaire ouverts, les palplanches et profilés H.

Type de pieu	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Section pleine Tubulaire fermé	1,00	1,00	1,00	1,00
Tubulaire ouvert Palpieux	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

Figure V.7 : Les valeurs de ρ_p et ρ_s .

V.5 Dimensionnement des pieux

Comme pour les fondations superficielles, le dimensionnement des pieux se réalise à partir des essais de laboratoires, de l'essai pénétrométrique ou de l'essai pressiométrique.

la méthode pressiométrique donne de bons résultats quel que soit le type de sol. Elle est présentée ci-après.

V.5.1 Dimensionnement par la méthode pressiométrique

V.5.1.1 Détermination de la contrainte limite de pointe q_{pu}

L'hauteur d'encastrement équivalente D_e est définie selon la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}} \int_d^D p_l(z) dz$$

avec :

p_{le} : pression limite nette équivalente

p_{lz} : pression limite nette à la profondeur z

d : pris en général égal à 0 –

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu

La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule :

$$P_{le} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l(z) dz$$

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

Avec :

$$a = \max\left(\frac{B}{2}, 0.50\text{m}\right)$$

$$b = \min(b, h)$$

h: ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu.

La contrainte limite de pointe q_{pu} est donnée par la formule :

$$q_{pu} = K_p \cdot p_{le}$$

k_p est appelé coefficient de portance. Il traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre.

Tableau V.1 : Valeur de k_p

Nature des terrains		Eléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en oeuvre avec refoulement du sol
ARGILES – LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES – GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES , MARNO – CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTEREES (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

V.5.1.2 Détermination du frottement latéral q_s

Les valeurs de $q_s = f(pl^*)$ sont données par graphe suivant :

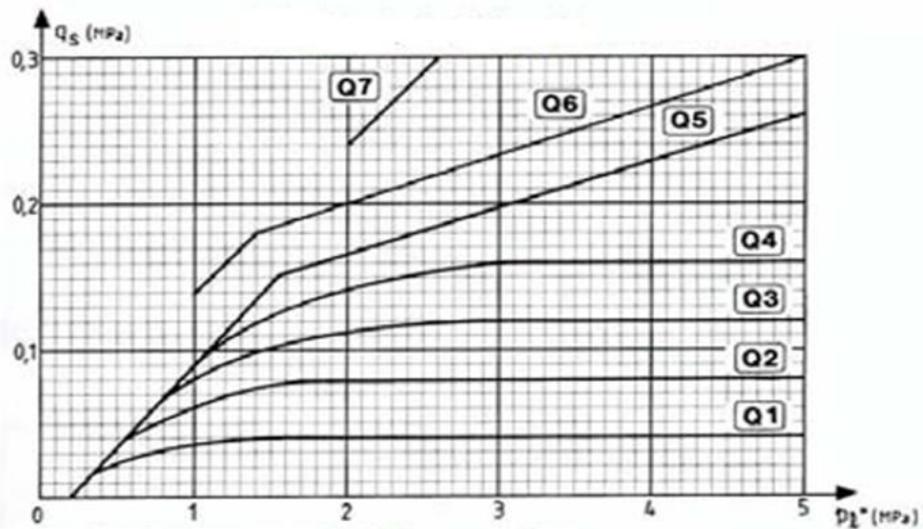


Figure V.8 : Courbes de frottement latéral.

Le choix de la courbe (Q1 à Q7) à considérer est donnée par le tableau suivant :

Tableau V.2 : Choix de la courbe de frottement latéral.

	ARGILES - LIMONS			SABLES - GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1' Q2 ⁽¹⁾	Q2' Q3 ⁽¹⁾	-			Q1	Q3	Q4' Q5 ⁽⁴⁾	Q3	Q4' Q5 ⁽⁴⁾	Q6
Foré boue	Q1	Q1' Q2 ⁽¹⁾		Q1	Q2' Q1 ⁽²⁾	Q3' Q2 ⁽²⁾	Q1	Q3	Q4' Q5 ⁽⁴⁾	Q3	Q4' Q5 ⁽⁴⁾	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1' Q2 ⁽³⁾		Q1	Q2' Q1 ⁽²⁾	Q3' Q2 ⁽²⁾	Q1	Q2	Q3' Q4 ⁽³⁾	Q3	Q4	-
Foré tubé (tube perdu)		Q1		Q1		Q2	(4)			Q2	Q3	-
Puits ⁽⁵⁾	Q1	Q2	Q3	-			Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2		Q3			(4)			Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	-
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3		Q4	(4)			Q3	Q4	-
Injecté basse pression	Q1	Q2		Q3			Q2	Q3	Q4	Q5		-
Injecté haute pression ⁽⁶⁾	-	Q4	Q5	Q5		Q6	-	Q5	Q6	Q6		Q7 ⁽⁷⁾

V.5.2 Détermination des charges admissibles sous différentes sollicitations

A l'E.L.S il est fait référence à la charge de fluage notée Qc .

Tableau V.3 : Les charges de fluage en compression et en traction.

	Charge de fluage en compression	Charge de fluage en traction
Pieux forés	$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}$	$Q_{tc} = 0.7 Q_{su}$
Pieux battus	$Q_c = 0.7 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}$	

Tableau V.4 : Les valeurs des charges admissibles.

Etats limites	Combinaisons	Traction Q_{min}	Compression Q_{max}
E.L.U.	Fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1.40}$	$\frac{Q_u}{1.40}$
	Accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1.30}$	$\frac{Q_u}{1.20}$
E.L.S.	Rares	$-\frac{Q_{tc}}{1.40}$	$\frac{Q_c}{1.10}$
	Quasi-permanentes	$0^{(1)}$	$\frac{Q_c}{1.40}$

V.6 Réalisation des pieux

V.6.1 Principes de conception

V.6.1.1 Cas des pieux isolés

La jonction entre un pieu isolé et un poteau est toujours assuré par une semelle de liaison en béton armé.

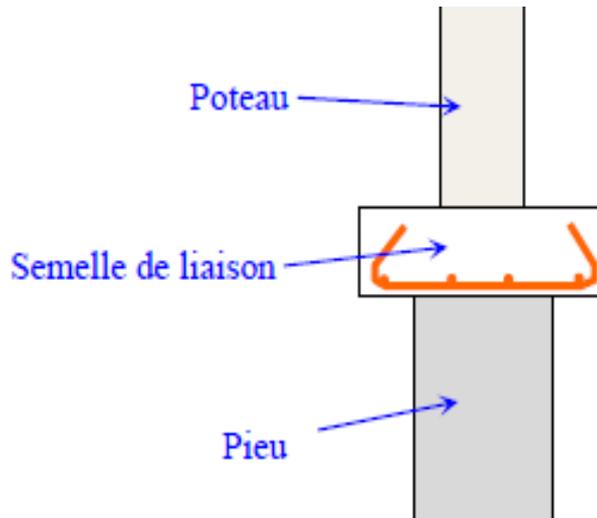


Figure V.9 : Vue en élévation (liaison poteau-pieux)

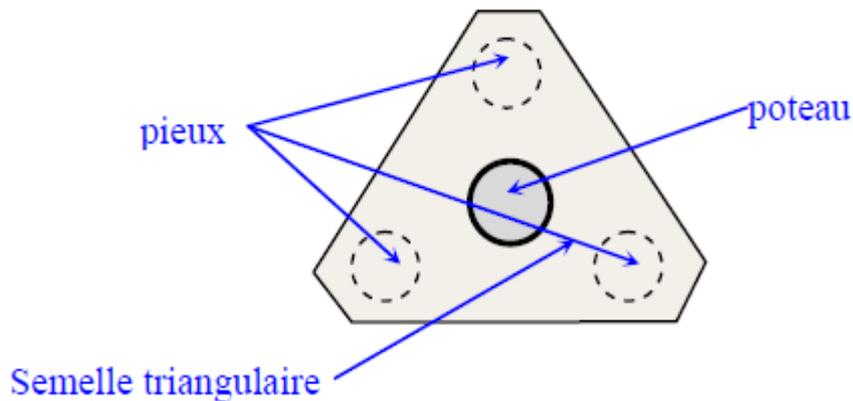


Figure V.10 : Vue en plan (liaison poteau-pieux)

V.6.1.2 Cas des groupes de pieux

Le choix de la composition du groupe de pieu est lié au type d'effort (moment, effort horizontal ou incliné) et à la géométrie de la structure à reprendre.

Dans la plupart des cas, on respectera les symétries dans les structures, et on fera en sorte que les charges soit transmises le plus directement possible entre la structure et les pieux. Cela qui conduit à :

- Prévoir une répartition uniforme des pieux le long de la structure à reprendre
- respecter les symétries par rapport aux point d'application des charges
- prévoir des files de pieux en nombre pair

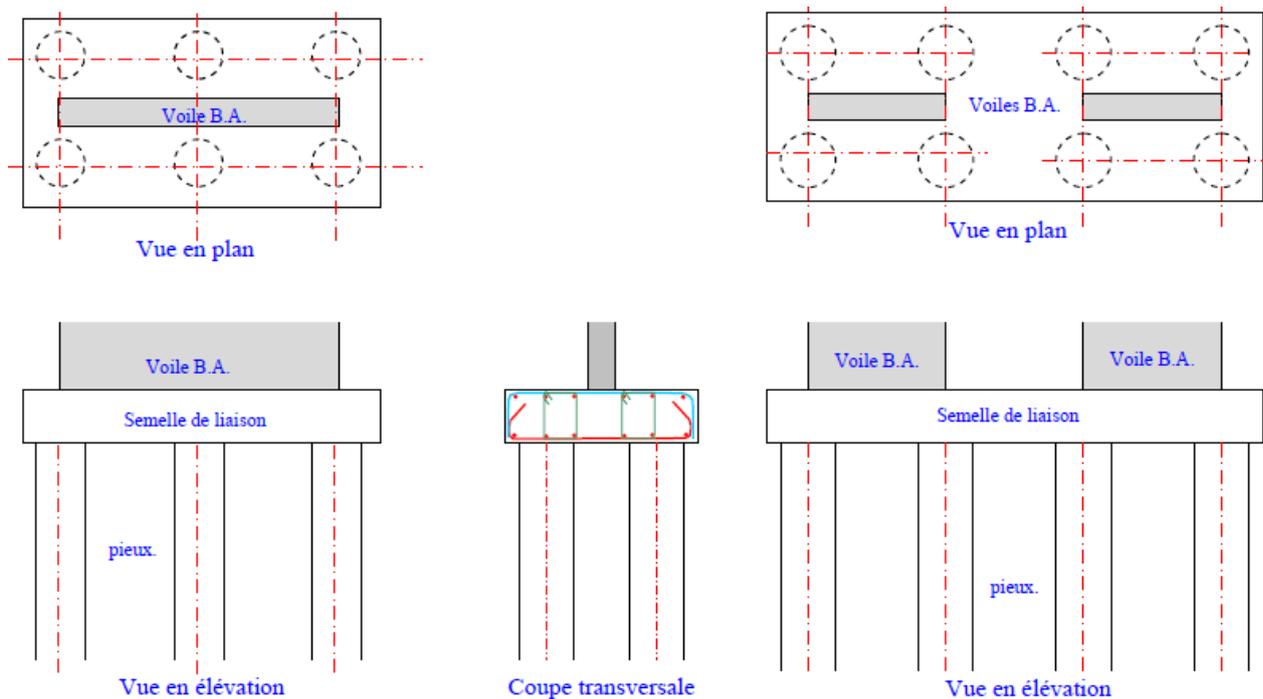


Figure V.11 : Exemple d'un groupe de pieux lié à un voile.

V.7 Rapport Géotechnique du laboratoire National de l'Habitat et de la Construction Skikda (LNHC) pour le deuxième cas

V.7.1 Introduction

Dans ce présent rapport nous exposerons, la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ et les recommandations.

V.7.2 Reconnaissance du site

V.7.2.1 Géologie du site

L'ensemble de la zone comporte un substratum de séricitochiste ou de schistes noirs.



Figure V.12 : Extrait de la carte géologique de Philippeville N°14 -Ech 1/50000-

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

D'après les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003 document Technique réglementaire (B.C2.48), qui ont donné lieu à l'établissement d'un système de classification des zones sismiques détaillé dans une annexe, le territoire national est divisé en cinq(05) zones de sismicité croissante que sont :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée



Figure V.13 : Ces zones sont réparties elles même par wilaya et par des groupes de commune.

La wilaya de Skikda compte un seul groupe classé en zone IIa (sismicité moyenne).

- Situation et Topographie:

Suite à la visite sur le lieu des 1250 logements OPGI à Messiou affectés dans la partie aval du site par des mouvements de terrain, nous vous transmettons les constatations relevées sur place et qui mettent en évidence les désordres causés par ces problèmes.



Photo 1: Vue générale du site.

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

Le site des 1250 logements OPGI se situe à flanc de colline dont la géomorphologie est caractérisée par un versant à l'état d'équilibre précaire, limité dans sa partie aval par un cours d'eau servant d'exutoire naturel pour le drainage de la région.

D'ailleurs dans la zone étudiée, les deux flancs sont pratiquement symétriques.

Toutefois, le versant dominé par les 1250 logements OPGI présente des déformations provoquées évidemment par les dépôts de remblais provenant des travaux de terrassements des fondations du dit projet.

Ainsi les observations visuelles ont montré un façonnement anarchique du versant engendré par les matériaux de remblais d'où le chargement a complètement bouleversé l'équilibre du terrain en général et que la forme actuelle révèle un aspect apparent de présence de boursouflures indiquant un fluage par endroit et par d'autre endroit une certaine rupture délimitant le corps de remblais.



Photo 2 : Fissure de traction mettant en évidence le corps de remblais.



Photo 3 : Les dépôts de remblais ont complètement dénaturés le versant.

On y rajoute aussi que le versant est devenu un lieu de décharge par excellence : présence de détritrus de nature différente et des déchets ménagers.

Cet état des lieux a accentué les déformations du talus où les fissures de traction apparues dans sa partie sommitale pourraient évoluer vers l'amont.



Photo 4 : Présence d'un escarpement en tête du versant circonscrivant le plan de rupture



Photo 5 : Des déchets ménagers déversés sur le talus



Photo 6 : Des débris de nature différente, déposés anarchiquement sur le talus



Photo 7 : Des débris de nature différente, déposés anarchiquement sur le talus

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

On notera que le versant opposé ne présente aucun signe évident d'instabilité. Seulement le phénomène d'érosion fluviale pourrait être à l'origine à posteriori d'une certaine déstabilisation du versant naturel.

L'étude des phénomènes de surface montre l'ampleur de la zone affectée par les dépôts de remblais. Ces chargements ne sont qu'une configuration défavorable pour le maintien à moyen terme et à long terme de la stabilité du site d'autant plus qu'en absence d'un système de drainage adéquat, les fissures existantes constituent un chemin préférentiel pour les infiltrations des eaux de surface dans le sol.

De plus, les zones de replat localisées entre les amas de remblais favorisent la stagnation des eaux, et par conséquent la diminution de la résistance du sol due à l'altération de ses caractéristiques d'où la déformation du versant.

V.7.3 Reconnaissance des sols

V.7.3.1 Organisation de la reconnaissance

- **In-Situ**

Après avoir déterminé la nature géologique du terrain et les caractéristiques géotechniques des sols en place, le LHC EST a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- Deux (02) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés y compris des essais SPT.
- Mise en place de deux inclinomètres avec des lectures périodiques.

V.7.4 Interprétation de la reconnaissance

- **In-Situ:**

L'objet de ce rapport est de présenter:

- les résultats de la reconnaissance géologique.
- les valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques du sol obtenues grâce aux essais réalisés au laboratoire et sur le terrain.

Toutefois, les conclusions auxquelles nous arrivons ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire, cette dernière étant strictement limitée à la réalisation des essais.

A) Nature géologique du terrain

La coupe lithologique établie lors de l'exécution des sondages carottés en amont du talus montre que le terrain est formé essentiellement après une couche de remblais de 6.00m à 12.00m d'épaisseur environ, d'une couche de schiste friable à altéré grisâtre jusqu'à fin des sondages, parfois schiste dur grisâtre.

B) Résultat Essai de pénétration standard « SPT »

Tableau V.5 :Les sondages carottés accouplés par des essais SPT.

N° Sondages	Profondeur (m)	n1	n2	n3	N	Observation
01	6.00	9	11	14	25	Moyennement Compact
	12.50	10	17	28	45	Compact
	15.50	14	20	33	53	Très compact
	27.50	Refus	Refus	Refus	Refus	
	30.00	Refus	Refus	Refus	Refus	
	34.00	18	32	Refus	Refus	
02	5.50	8	13	15	28	Moyennement Compact
	17.00	Refus	Refus	Refus	Refus	Très compact
	24	Refus	Refus	Refus	Refus	

C) Interprétation des résultats inclinométriques

Les mesures inclinométriques donnent des renseignements précieux sur le comportement du sol vis-à-vis des ruptures par cisaillement.

C'est ainsi que les résultats obtenus à partir des essais inclinométriques montrent que le sol en place n'indique aucun déplacement significatif.

Toutefois, ces lectures sont pour l'instant très insuffisantes pour en dégager une conclusion définitive.

On notera que suite aux constatations faites sur site les mouvements de terrain auraient touchés a priori les remblais provenant des travaux de terrassement qui impliquent un volume conséquent.

On y rajoute aussi que les infiltrations de quantités importantes d'eau dans le sol a davantage saturée la masse de terre déjà en équilibre précaire

Tableau V.6 : Resultats des essai de pressiométriques. Au niveau de SP (01)

<i>Prof (m)</i>	<i>Module de déformation E en (Bars)</i>	<i>Pression limite PL en (Bars)</i>	<i>E/PL</i>
2.00	168,9	12,7	13,30
4.00	162,66	6,87	23,68
6.00	151,42	9,2	16,46
8.00	387,4	24,88	15,57
10.00	601,8	24,96	24,11
12	1158,31	33,58	34,49
14	1876,03	35,93	52,21
16	1830,77	41,14	44,50
18	1710,84	41,32	41,40
20	3601,74	41,61	86,56
22	3810,2	41,8	91,15
24	3873,94	41,96	92,32
26	3664,54	42,2	86,84
28	8173,56	42,38	192,86
30	3842,07	42,58	90,23

Tableau V.7 : Résultats des essai de pressiométriques. Au niveau de SP (02)

<i>Prof (m)</i>	<i>Module de déformation E en (Bars)</i>	<i>Pression limite PL en (Bars)</i>	<i>E/PL</i>
2.00	168,47	12,6	13,37
4.00	167,33	8,72	19,19
6.00	150,99	9,11	16,57
8.00	387,02	24,8	15,61
10.00	601,48	24,88	24,18
12	1158,15	33,71	34,36
14	1876,04	35,94	52,20
16	1830,79	41,15	44,49
18	1710,82	41,33	41,39
20	3602,25	41,62	86,55
22	3810,75	41,81	91,14
24	3874,49	41,97	92,32
26	3665,06	42,21	86,83
28	8175,24	42,39	192,86
30	3842,62	42,59	90,22

V.7.5 Conclusion

Suite aux résultats de l'investigation géotechnique réalisée sur le terrain situé à la cité de la briqueterie Ouest Pos N°06 ; wilaya de Skikda.

La lithologie du terrain en amont de talus est formé essentiellement après une couche de remblais de 12.00m d'épaisseur environ, d'une couche d'argile schisteuse brunâtre de 9.00m au niveau du sondage N°01, suivie du schiste friable à altéré grisâtre à 30.00m, surmontant une couche de schiste dur grisâtre jusqu'à 35.00m de profondeur.

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

Les lectures inclinométriques enregistrées durant une courte période n'ont révélés aucun déplacement horizontal significatif.

Dans ces conditions, il est très judicieux de procéder à un suivi continu suivant des mesures inclinométriques.

Notons que le réseau d'aeu défectueux accentue davantage les phénomènes d'érosion et d'altération des matériaux en place d'autant plus que le terrain est constitué de schiste, matériau très sensible en présence d'eau.

La vulnérabilité des versants vis-à-vis des problèmes d'altération et d'érosion nécessite de prendre en considération les facteurs géomorphologiques prépondérants, à savoir les pentes

Des versants, les horizons géologiques rencontrés en place et ravinés par les thalwegs.

Dans ces conditions de terrain, deux inclinomètres sur les quatre programmés ont été mis en Place, et ce dans le but de mettre en évidence la profondeur des plans de rupture.

On notera que l'inaccessibilité de la partie aval du terrain ne nous a pas permis d'exécuter les deux autres inclinomètres.

Dans le souci de mieux définir l'allure de la ligne de rupture, il est impératif d'installer les deux Inclinomètres prévus en aval du terrain analysé.

Toutefois, les difficultés inhérentes au terrain, à savoir l'inaccessibilité aux engins d'intervention, la forte pente et l'exiguïté des espaces pourraient entraver la réalisation d'une campagne géotechnique exhaustive.

A ce titre, l'intervention in situ du laboratoire nécessite l'exécution des accès aux sondeuses.

V.8 Calcul des pieux

V.8.1 Introduction

La visite du chantier Messiouene présente un glissement superficiel et profond dû essentiellement à la construction de bâtiments sur un terrain dont la pente a été estimée à 10%. Les chaises des 1^{eres} constructions ont été placées à 10 m du bord du terrain.

Ceci a entraîné la destruction complète de la route par un glissement superficiel .voir **photo 8**.



Photo 8 : Glissement superficiel

En deuxième lieu on observe que le terrain est limité au bas par un talweg, draineur principal de la zone, et on remarque un mouvement au pied du terrain du probablement à un glissement profond du site. **voir photo 9**



Photo 9 : Le bas du terrain limité par le talweg

En fonction des observations et de l'étude géotechnique. Il a été décidé de projeter deux ouvrages de génie civil : un mur de soutènement sur fondation profonde.

Notre étude sera concentrée uniquement sur les fondations profondes.

V.8.2 Détermination de la capacité portante

Vue la nature des sols. On a envisagé des Fondations profondes sur pieux forés de diamètre ($\varnothing=0.9$) m et de longueur 17.2 m

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Avec : Q_{pu} : est la charge limite de pointe.

Q_{su} : est la charge limite mobilisable par le frottement latérale entre le sol et le pieu.

Q_u : est la charge limite de pieu.

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

D'où :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

$$q_{pu} = q_0 + \frac{K}{3} (p_{le} - p_0)$$

$$Q_{su} = P_s \cdot P \sum (q_{si} \cdot e_i)$$

P_s : Coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral.

P : périmètre de la section du pieu.

q_{si} : Frottement latéral unitaire limite dans une couche i .

e_i : Epaisseur de la couche i .

p_0 : pression horizontal au niveau de la pointe du pieu à la date de l'essai.

p_{le} : pression équivalente = $\sqrt[3]{P l_1 \times P l_2 \times P l_3}$.

$P l_1$: pression à la distance B au dessus du niveau de la pointe.

$P l_2$: pression au niveau de la pointe.

$P l_3$: pression à la distance B au dessous du niveau de la pointe

K : facteur de portance en fonction :

q_0 : contrainte vertical total au niveau de la fondation après achèvement des travaux

p_0 : contrainte horizontal total au niveau et au moment de l'essai pressiometrique.

V.8.3 La contrainte admissible sous la pointe

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

Avec :

$$\rho_p = 1 \quad (\text{voir figure V.7})$$

$$q_{pu} = q_0 + \frac{K}{3} (p_{le} - p_0)$$

$$p_{le} = \sqrt[3]{P l_1 \times P l_2 \times P l_3} = 36.75 \text{ bars}$$

$$Q_0 = D_f \cdot \gamma_d = 30.27 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{\pi B^2}{4}$$

$$A = 0.63 \text{ m}^2$$

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

K : facteur de portance en fonction du rapport $\frac{De}{R}$

$$D_e = \frac{1}{pl_e} \int pl. dz$$

- Le calcul de la hauteur D_e est basé sur les résultats de l'essai préssiométrique présenté dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Resultats des essai de pressiométriques.

<i>Prof (m)</i>	<i>Module de déformation E en (Bars)</i>	<i>Pression limite PL en (Bars)</i>	<i>E/PL</i>
2.00	168,9	12,7	13,30
4.00	162,66	6,87	23,68
6.00	151,42	9,2	16,46
8.00	387,4	24,88	15,57
10.00	601,8	24,96	24,11
12	1158,31	33,58	34,49
14	1876,03	35,93	52,21
16	1830,77	41,14	44,50
18	1710,84	41,32	41,40
20	3601,74	41,61	86,56
22	3810,2	41,8	91,15
24	3873,94	41,96	92,32
26	3664,54	42,2	86,84
28	8173,56	42,38	192,86
30	3842,07	42,58	90,23

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

$$D_e = \frac{1}{36.75} \left[\frac{1}{2} (12.70 \times 5) + \frac{1}{2} (12.70+6.87) \times 2 + \frac{1}{2} (6.87+9.20) \times 2 + \frac{1}{2} (9.20+24.88) \times 2 + \frac{1}{2} (24.88+24.96) \times 2 + \frac{1}{2} (24.96+33.58) \times 2 + \frac{1}{2} (33.58+35.93) \times 2 + \frac{1}{2} (35.93+41.14) \times 2 + \frac{1}{2} (41.14+41.25) \times 2 \right]$$

$$D_e = \frac{1}{pl_e} \int pl \cdot dz$$

$$D_e = 11.94 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } k = \frac{De}{R}$$

$$K = \frac{11.94}{0.45}$$

$$K = 26.53$$

- Le pieu est de type foré en conséquence (voir tableau I.1) donne $k = 3.02$ (valeur limitée à 3.2 pour $p_1 \geq 10 \text{ b}$)

Calculer p_0 :

$$P_0 = k \cdot \gamma_d$$

$$K_0 = \frac{1}{2}$$

$$P_0 = \frac{1}{2} \times 1.76 \times 17.2 = 15.136 \text{ t/m}^2$$

$$P_0 = 1.514 \text{ bars}$$

$$q_{pu} = 30.27 + \left[\frac{3.2}{3} (367.5 - 15.14) \right]$$

$$q_{pu} = 406.12$$

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

$$Q_{pu} = 0.63 \times 406.12$$

$$Q_{pu} = 255.85 \text{ t.}$$

V.8.4 CALCUL DU FROTTEMENT LATERAL

- Pour $P_L > 10 \text{ bars}$ la force de frottement unitaire $f = \mathbf{0.82 \text{ bars}}$
- pour toute section courant du fût et $f = \mathbf{1.21b}$ au contacté du bulbe c'est -à-dire près de la base de pieux sur une hauteur de trois diamètre environ
- P_L varie linéairement de $\mathbf{0 -12.70 \text{ bars}}$ sur le premier $\mathbf{5.00m}$ donc en admettant un p_l moyenne de $\mathbf{7.3 \text{ bars}}$ pour le tronçon compris $\mathbf{0.75 \text{ et } 5.00m}$ une force de frottement

Chapitre V : 2eme cas d'étude de stabilisation par fondation profonde (Pieux)

0.69b (abaque courbe A) en éliminant le frottement latéral sur $0.3m + R = 0.3+0.45=$

0.75m $p > 10$ Donc la valeur de la force de frottement sera :

$$Q_{su} = P_s \cdot P \sum (q_{si} \cdot e_i)$$

$$\sum q_{si} \cdot e_i = (4.25 \times 6.9 + 9.5 \times 8.2 + 2.7 \times 12.1)$$

$$\sum q_{si} \cdot e_i = 139.89 \text{ t/m}$$

$$Q_{su} = 3.14 \times 0.9 \times 139.89$$

$$Q_{su} = 395.33 \text{ t.}$$

Les pieux ayant un diamètre de 0.9m il est conseillé de ne prendre que **85/100**

$$Q_{su} = 395.33 \times 0.85 = 336.03 \text{ t}$$

$$Q_{su} = \frac{336.03}{2}$$

$$Q_{su} = 168.01 \text{ t}$$

La charge nominale

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

$$Q_u = 255.85 + 168.01$$

Donc la force portante totale d'un pieu $Q_u = 423.86T$

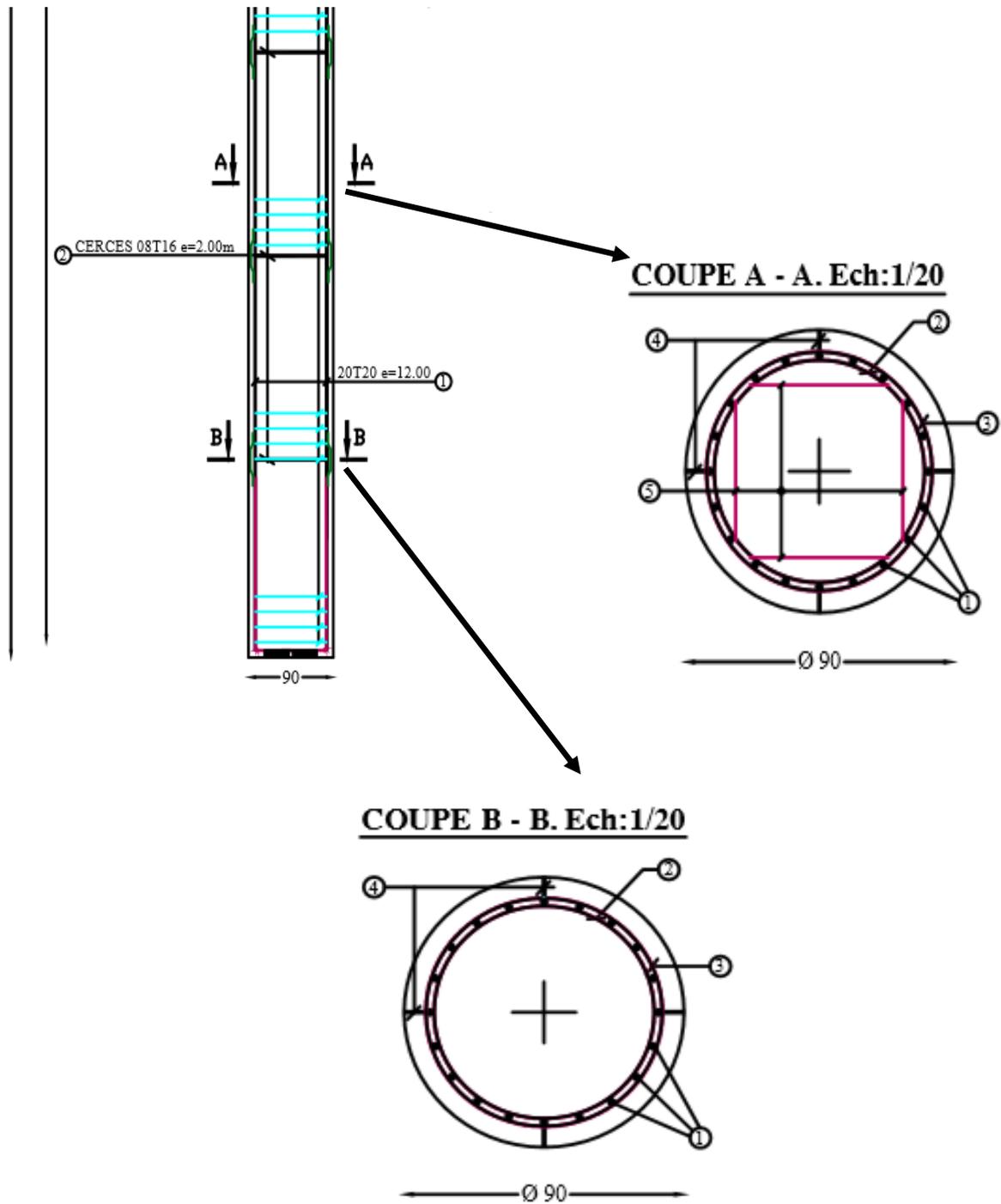
V.8.5 Ferrailage des pieux

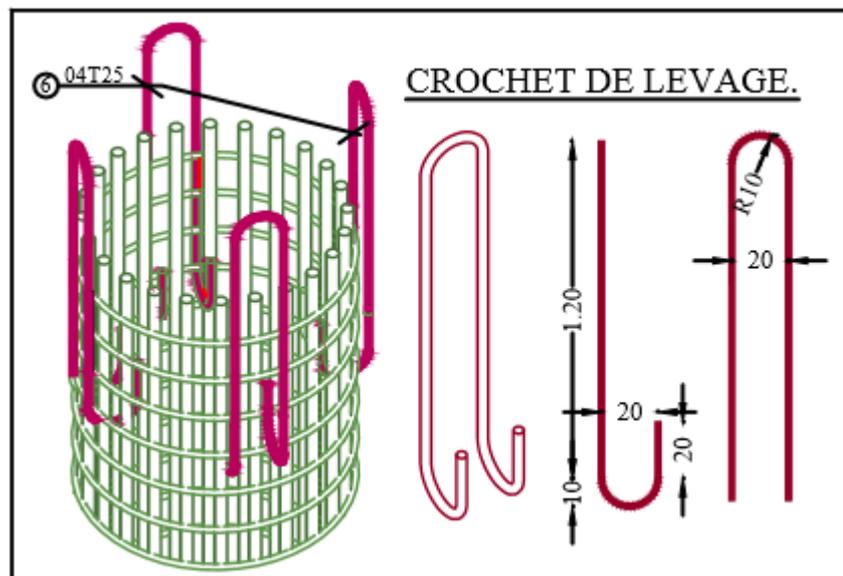
Nous nous ne sommes pas intéressés à la charge du au mur de soutènement projeté mais uniquement au fondation par pieux sous le mur de soutènement.

Les pieux sont des éléments circulaires de diamètre = 900mm et de longueur $L = 17.2$ m, chargé axialement il travaille à la compression, dans la mesure où toute la charge de l'ouvrage repose sur le pieux :

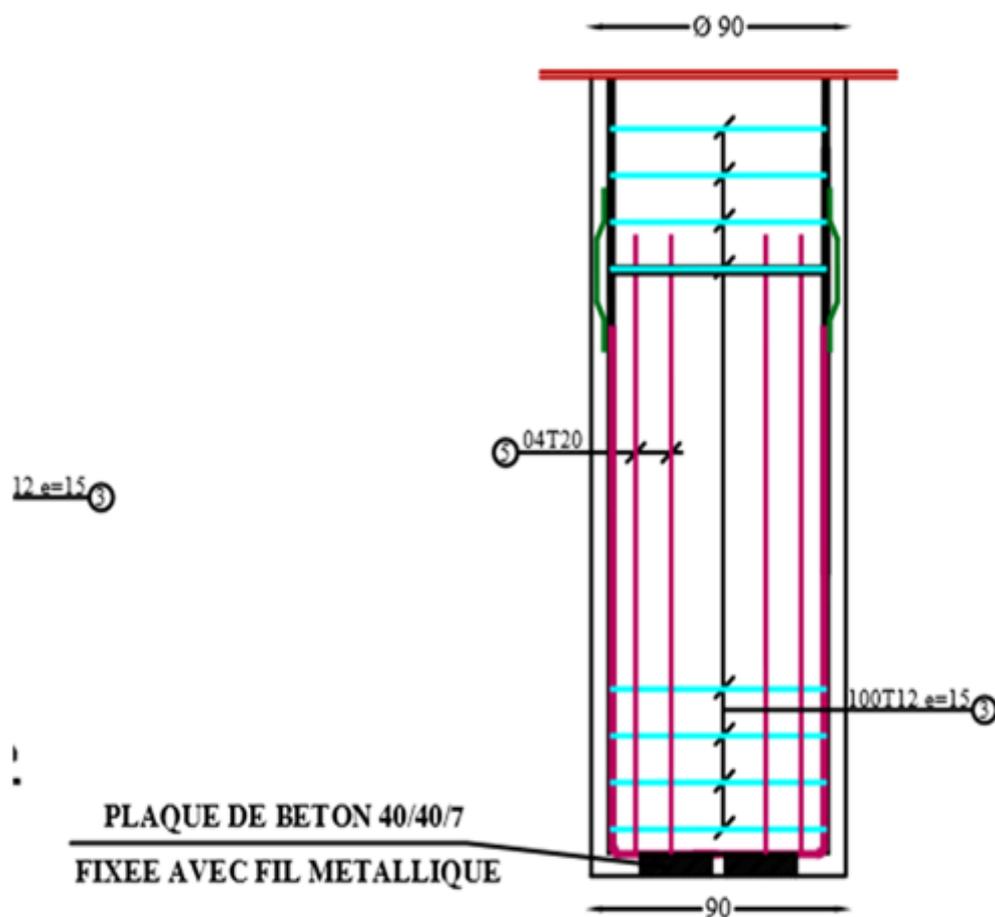
la section d'armature est donné par :

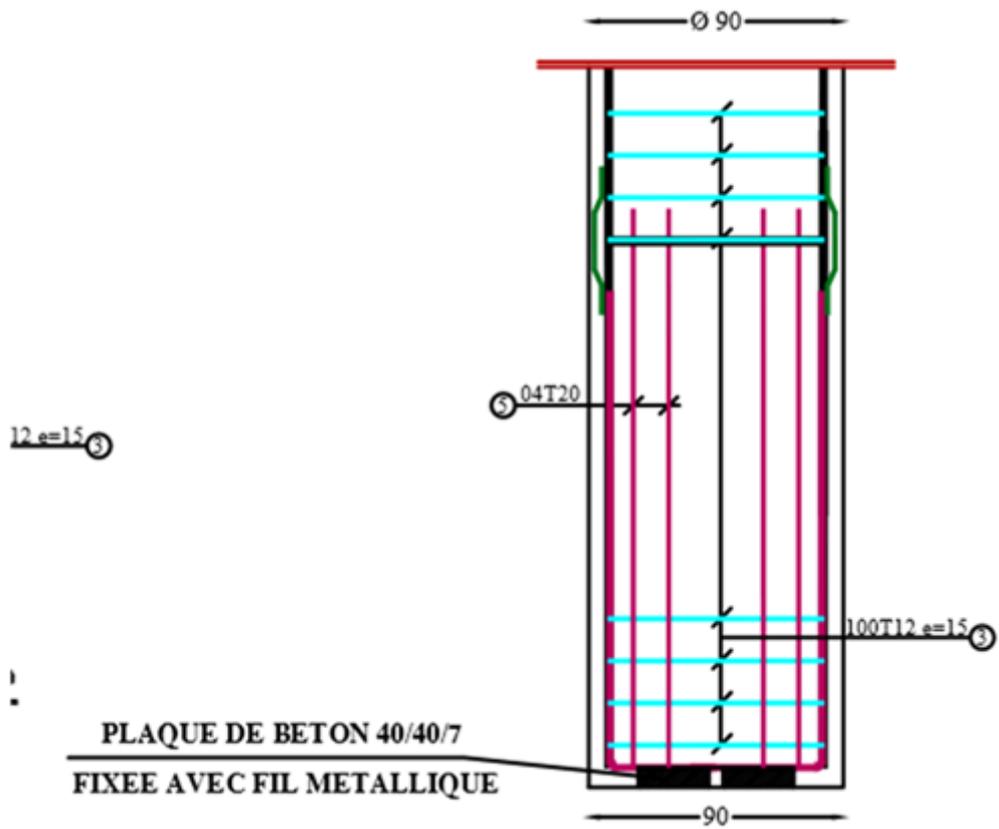
$$A_{min} = 0.8 \% A \text{ (selon RPA 99) } A_{min} = 51 \text{ cm}^2, \text{ On adopte } 20 \text{ HA}20 = 62.83\text{m}^2.$$





Détail pied du Pieux Coupe B-B :





Conclusion générale

Le but de cette étude était de passer en revue les différentes méthodes de dimensionnement des fondations pour stabilisation des sols. Nous avons répertorié les différentes méthodes de calcul des fondations basées sur la détermination de la pression limite qui constitue une méthode fiable de calcul des fondations.

Toutefois, le dimensionnement d'une fondation ne saurait être limité aux calculs de capacité portante et de tassement abordés. Le dimensionnement des murs, des rideaux de palplanches, des tranchées blindées, les études d'affouillement, la stabilité des pentes et talus, les études hydrologique et hydraulique sont des volets importants et incontournables dans un projet de dimensionnement de fondations. Il faut noter qu'il existe d'autres méthodes plus élaborées de dimensionnement basées sur la théorie de l'élasticité telle que celle des différences finies. Ainsi, le dimensionnement des fondations est un domaine si complexe et si vaste qu'on ne saurait prétendre en couvrir tous les aspects au cours d'un seul projet de fin d'études.

Liste des notations

c_m : cohésion du massif.

b_n : largeur de la tranche.

W_n : poids de la tranche.

Φ_m : angle de frottement interne du massif.

α_n : inclinaison de la tranche.

W : Poids de la tranche

E : Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche

X : Force d'inter tranche verticale de cisaillement entre les tranches

N : Force normal sur le fond de la tranche

S : Force de cisaillement sur le fond de la tranche

L : Chargement extérieur.

ϖ : angle du chargement extérieur par rapport à l'horizontale.

Z : distance du chargement au centre des moments.

KW : force due à l'accélération horizontale.

$A_l A_r$: les forces résultantes de la pression d'eau gauche et droite agissant sur la section.

θ_i : est l'angle forme par la résultante et l'horizontale.

λ : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité.

$F(x'i)$: est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

x'_i : est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

R : La résultante des forces de frottement sur l'arc AB.

T : La composante tangentielle de R

N : La composante normale de R

K : La force de cohésion.

U : La force de pression interstitielle (ou hydraulique).

W : le poids du talus.

φ : L'angle de frottement interne du sol.

C : la cohésion du sol.

K_{ay} k_{aq} k_{ac} : coefficient de poussée oblique des terres relatives à l'effet du poids des terres (K_{ay}), à l'effet des surcharges (k_{aq}) et à l'effet de la cohésion (k_{ac}).

L : longueur d'une fondation.

N_y , N_q , N_c : facteurs de capacité portante des fondations.

q : surcharge uniformément répartie.

R : rayon d'une fondation circulaire.

W : poids d'un volume donné de sols.

α : angle de deux directions quelconques.

β : pente de la surface plane d'un massif de sol.

γ : poids volumique du sol.

γ_d : poids volumique du sol sec.

δ : inclinaison de la poussée ou de la butée sur un écran, ou inclinaison de la charge concentrée s'exerçant sur une fondation.

σ : contrainte normale totale.

π : 3.1416

ρ_p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe

ρ_s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral

A : aire de la section droite

P : périmètre de la section du pieu

q_{pu} : résistance limite de pointe

q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans couche i

e_i : épaisseur de la couche i

h : hauteur d'ancrage

p_{le} : pression limite nette équivalente

p_{lz} : pression limite nette à la profondeur z

d : pris en général égal à 0

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu

N_q : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur)

N_c : facteur de portance de la capacité portante (tenue de cohésion)

N_y : facteur de portance de la capacité portante (terme de surface).

τ_u : Contrainte de cisaillement.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours.

δ_b : Coefficient de sécurité béton.

δ_c : Coefficient de sécurité d'acier.

θ : Coefficient d'application.

μ_u : Moment ultime réduit.

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

LISTE DES ABREVIATIONS

DTU : Documents Techniques Unifiés.

ELS : État Limite de Service.

ELU : État Limite Ultime.

BAEL : Béton Armé aux États Limite.

Références Bibliographiques

- **Benaissa A.** (1992). Eléments de mécanique des sols. OPU. Alger.
- **Berche J.C, Cartier G,** (1984) PETAL, programme d'étude de la stabilité des talus par ruptures circulaire ou non circulaire. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de la Division Géotechnique-Mécanique des sols 1, Section des Ouvrages en Terre.
- **BLONDEAU F., KHIZARD JIAN J.P,** Glissement d'un remblai sur versant à Monnetier-Mornex Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" – 1976 .
- **Cartier G.** (1986) La stabilisation des pentes instables par clouage. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Bulletin de liaison des LPC, 141, 45-56.
- **C. Plumelle,** C.N.A.M-Géotechnique B1/B6 – 2004-2005 (ChapitreXV/Pieux).
- **DEON Emilie ENAULT Marie ,** Axe Cindynique : Les glissements de terrain .
- **D.T.U. P 18-702, Règles B.A.E.L. 91** (révisées 99), **AFNOR, 2000** (ISBN : 2-86891 281-8).
- **D.T.U** Règlement Parasismique Algerien 2003 (modifié 2012)
- **Fascicule 62,** Titre V annexe C5, Modélisation du comportement transversal d'un élément de fondation profonde à partir des essais au pressiomètre, Ministère de l'équipement, 1993.
- **FREDERIC.G,TECHNICIENS SUPERIEURS TRAVAUX PUBLICS, LYCEE PIERRE CARAMINOT 19300 EGLETONS,** (Fondations profondes).
- **Hamidi M ,** (1994). Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza. Mémoires de Magistère. ENP. Alger. 162 p.
- **Jean Costet / Guy sanglerat,** Cours pratiques de mécanique des sols.
- **Khemissa M., Rahmouni Z,** (2003) Analyse de stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa, Algérie). Actes du 13ème Congrès régional de mécanique des sols, Marrakech, 8-11 décembre 2003, pp-pp.
- **Olivier Maquaire.** Université Louis Pasteur-Strasboourg I- Mouvement de terrain (Aléas géomorphologiques).
- **P. Foray,** cours de formation (ENPC), Ingénieur géotechnique première année (Fondation) .

- **Pierre Charon**, Calcul ouvrage en béton armé.
- **R.M Faure**, l'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes (centre d'étude des tunnels 25. Avenue François Mitterant) .
- **Samba S**, (1991). Etude de la stabilité des talus de la carrière de Bouzareah. Mémoire de PFE. ENP. Alger. 114 p.

Netographie

<http://www.notices-pdf.com/ferrailage-murs-de-soutenement-pdf.html>

http://www.georisques.gouv.fr/dossiers/mouvements-de-terrain#

<http://www.ecosociosystemes.fr/mouvterrains.html>

<http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/revues/blpc/BLPC%2078%20pp%20117-130%20Faure.pdf>

<http://sadekgat.blogspot.com/2013/05/les-mouvements-de-terrain.html>

<http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/stabilisation-glissements-terrain>

<http://www.lb.auf.org/kourdey/Plan.htm>



Escarpement du talus au départ des terres



*Défaillance du réseau
d'assainissement*





Chargement en amont du talus par l'urbanisation et déboisement du réseau d'assainissement



Terrain en forte pente



L'eau joue un rôle moteur





Déplacement en grande masse



Destruction de la route





Ferrailage des pieux





Forage ; coffrage et technique de coulage des pieux





Mise en forme du site et de la dalle de compression et du mur sous fondation profonde



Annexes de photos
2ème cas d'étude

Annexes de photos
1er cas d'étude