REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université de Médéa Dr. YAHIA FARES

Faculté des sciences de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Matériaux de construction.

Thème: Etude de l'instabilité d'un tronçon de chaussée à la wilaya de Médéa (D.Ouamri)

Réalisé par :

BOUTAHRAOUI Abdelkader

LACHEMI Abdelhamid

MIDAOUI Abdelkader

ENCADRE PAR :

Dr : MENAA LAZAZI

2015.2016

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

A ceux que j'aime:

Ma mère FATIMAet mon père MOHAMED..

A ceux que j'adore et respecte :

Mes frères *:kader , mohamed ,ahmede,rabeh,tarek*

Mes sœurs : daouia,aicha,fatima,nadjat,ayaa,aridj

Mes tantes, mes oncles.

Mes cousins et Mes cousines.

Toute la famille LACHEMI et LABANI.

A tous Mes Amis : TAHRAOUI_AEK ; MIDAOUI_AEK ; DJALAL ; MOUNIRE ; ABDERAHMEN ; TARAK ; YOUCEF ; oulad l7ouma w jiranii w sadikati yasmine

A toutes La promotion 2016 .

A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

LACHEMI ABDELHAMID

Remerciements

En premier lieu, je remercie mon DIEU qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre mes études en post graduation.
Je tiens à exprimer, au terme de mon travail de mémoire, toute ma reconnaissance et adresser mes vifs remerciements à tous mes enseignants, en particulier Mr. MENAA LAZAZI pour son encadrement et sa disponibilité, et Mr. ALI(SAITE) pour ses conseils, Mr: HOUCINE.MADJID et B.YACINE d'avoir accepté d'examiner ce travail, et à tous ceux et celles qui m'ont aidé de prés ou de loin à sa réalisation.
Je remercie également les membres Jury.
Je réserve enfin une pensée chaleureuse à mes chers parents et toute ma famille et mes amies qui m'ont soutenu et encouragé.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que DIEU les préserve en sa vaste Paradis.

A ma petite famille (ma femme et mes enfants)

A Mes frères et sœurs et leurs enfants

A toute la famille « Midaoui» sans exception.

Je remercie mes amis et binômesBOUTAHRAOUI et LACHEMI qui ont contribué à laréalisation de ce modeste travail.

Mes collègues de travail de la STP MEDEA

Mes amis intimes : Boukoftane Y ; Belhout Z ; Halouane A ; Benamour B.

A tous mes collègues de la 2emeannée master Matériaux et construction.

Mr. MIDAOUI Abdelkader

ملخص

هذه الدراسة المقدمة تهدف الى معالجة الانزلاق الذي ظهر علي الطريق الولائي رقم18 الواقع بوامري ولاية المدية.

من اجل ذلك بدأنا بعموميات حول هذا الانزلاق ومعرفة خصائص وانواع ومختلفاسباب وقوعه وأنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها.

فشرعنا بحساب معامل الأمان ببرنامج TALERNوكذا بحساب برنامجSAP2000لتحديد عملية التسليح للمنشأ بحساب برنامجRobot Expert

بعد تحليل المعطيات اتضح لنا ان الأرضية تعاني أساسا من مشكلتين (قدرة تحمل ضعيفة و انخفاض الأرضية)

استخدام الأساسات العميقة (الخوازق المحفورة) لتصدي المنشأ المقترح للانجاز.

Résumé

L'étude présentée consiste à faire une étude de confortement d'un glissement de terrain situé à la Wilaya de Médéa (Ouamri).

Pour cela nous avons commencé par des généralités sur les mouvementsde terrain exactement sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types et leursdifférentes causes, ainsi que les différents systèmes de confortement et les différentesméthodes de calcul.

Ensuite nous avons fait l'analyse de ce glissement à l'aide d'un logiciel decalcul (TALERN) pour déterminer les surfaces de ruptures et leurs coefficient desécurité ainsi le logiciel SAP 2000 afin de modéliser notre ouvrage et ferrailler par robot expert.

Suite à l'analyse des données, il s'avère que le sol présente principalement deuxproblèmes (faible portance, tassement).

L'utilisation de fondations profondes (pieux forés) semble d'être la variante la plusadaptée pour supporter l'ouvrage projeté.

Abstract

The present study is concerned with to the analysis and the survey of confrontments oflandslide situated in the Wilaya of médéa(Ouamri).

For this, we began by generality on the movements of land on the slips,precisely on their features, their types and their different reasons, as well as thedifferent systems of confrontments and the different methods of calculation.

Then we made the analysis of this slip with the help of software of calculation(TALERN) to determine the surfaces of ruptures and their coefficient of security.

Following the data a analysis collected from site investigation, it has been thededuced that the mean proof concist of a low Bering capacity of the ground.

As aresult, palling system has been chosen as foundation system.

Introduction générale……..1

Chapitre I : Etude bibliographique

LES FONDATION

I.1-Introduction:……2
I.2- Types des fondations :……..……..3
I.2.1-Les fondations superficielles :……..……...3
I.2.1.1- calcule de la capacité portante :……..……....4
I.2.1.2-composante du tassement :……..……..…....6
I.2.2-Les fondations semi-profondes:……..……10
I.2.3-Les fondations profondes :……..……10
I.2.4-Classification des fondations profondes (pieux) :……..……10
I.2.4.1-le mode d'installation dans le sol : ……..……..…….....10
a-pieux refoulent le sol à la mise en place :……..…...10
b- pieux ne refoulent le sol à la mise en place :……..……...11
I.2.4.2- Suivant la nature du matériau constitutif :…….....12
I.2.4.3- Suivant la méthode de réalisation :……..……...12
I.2.4.4- Suivant le mode de travail :……..……..……...12
I.2.5-Les méthodes de calcul des fondations profondes:……13
1.2.5.1-Pieu isolé sous charge axial :……..……13
I.2.5.2-Charge limite et charge de fluage :……...13
a-Charge limite Qℓ :…..……..13
b-Charge de fluage. Relation avec Qℓ:……..……..14
I.2.5.3-Encastrement équivalent, Pression limite et résistance de pointe équivalentes:……..……...15
a-Hauteur d'encastrement équivalent:……..……...……..15
b-Pression limite nette équivalente au pressiomètre p*ℓe:……..……..16
c-Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique qce ……...17
I.2.5.5-Prévision de la charge limite Qℓ et de la charge de fluage Qc à partir d'un essai de chargement statique:……..... 17
a- Principe Appareillage:……..……17
b- Programme de chargement:……..……...18
I.2.5.6- Prévision de la charge limite Qℓ par la méthode pressiométrique (PMT)……...20
a- Classification des sols:……20
b- Calcul de la charge limite de pointe Q p :……..……..……22
c- Calcul de la charge limite de frottement latéral Qs :……..…...……...22
d- Frottement latéral unitaire limite qS:……..……..…….....23
I.2.5.7- Calcul de la charge limite totale Qℓ :……..……..24
I.2.5.8- Prévision de la charge limite Qℓ à partir des résultats du pénétromètre statique (CPT):……..…….....25
a- Calcul de la charge limite de pointe Qp……..……..25
b- Calcul de la charge limite de frottement latéral Qs :……...25
c- Calcul de la charge limite totale:……..26
I.2.5.9-Tassement d'un pieu isolé:……..…….....26

I.2.5.10-Comportement des groupes de pieux:……...……..29
a-Modifications de la capacité portante d'un pieu par effet de groupe…….…..…29
I.3 -Le phénomène de liquéfaction……...30
I.3.1- Susceptibilité des sols a la liquéfaction :….....30
I.3.2- Aspects de la liquéfaction sismique :…….....33
I.3.3.Evaluation du potentielle de liquéfaction ……...…….……....39
I.3.3.1 Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai SPT
(Méthode de Seed-Idriss, 1971) :…… ……...40
I.3.3.2- Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai SPT
(Méthode de l'Eurocode 8)…… …….……..…40
I.3.3.3- Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai CPT
(Méthode de Seed et Idriss, 1982). ……..……..…….....41
I.3.3.4- Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de la célérité VS
(Méthode de l'institut NIST, 1999)……41
I.3. 4- Renforcement des sols liquéfiables :……..41
Conclusion:……...…42

MURS DE SOUTENEMENT
I-INTRODUCTION……43
I.1- Les différents types d'ouvrages de soutènement :……43
I.1.1- Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement :……..43
I.1.2- Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement
dans le sol de fondation : ……43
I.2- Dimensionnement des murs de soutènement :…….44
I.2.1- mode de rupture des ouvrages de soutènement :……...44
I.2.2- Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur : …..…..... …….45
I.2.2-1- Paramètres de résistance au cisaillement : 45
I.2.2.2- Frottement sol-mur : 45
I.2.2.3- Calcul des efforts de poussée ou de butée :.....46
I.3- Dimensionnement des murs poids en maçonnerie ou en béton :.....47
I.3.1-Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur :.....48
I.3.2-Sécurité au renversement :.....49
I.3.3-Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation :.....50
I.4-Rappels généraux sur la théorie de poussée et de butée et ouvrages de soutènement …...51
Conclusion:……....57

GLISSEMENTS DES TERRAINS
I.1- INTRODUCTION :……..…….. 58
I.2- Types de glissements :…… ……..... 58
I.3- Origine et causes des glissements : …… ;…….59
I.3.a- Influence de la nature desmatériaux :……59
I.3.b- Influence de l'eau :…… ……..……59
I.4- Types de problèmes de glissement :……..…….……..59
I.4.a- pentes naturelles : ……..……....59
I.4.b-Talus de déblai :……...……....60
I.4.b.1-dépôthomogène :……..……...60

I.4.b.2-dépôt hétérogène :……..……..60
I.4.b.3-Talus deremblai :……..…… 60
I.4.b.3-1-dépôt homogène d'argile :…….…… …..60
I.4.b.3.2- strates avec couche molle prés de la surface :…….……...60
I.4.b.3.3-couche de fondation très molle (vase ou tourbe) :……..……60
Conclusion :.....60

Chapitre II : Etude Géologique et géotechnique

II- Introduction :…… ……..…61
II.1- PRESENTATION DU PROJET :……63
II.2- CONTEXTE GEOLOGIQUE :…….....63
II.3- Carte géologique de la wilaya de Médéa :…….…..64
II.4 -Sismicité :…….64
II.5- Classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien :…….65
II.6- OBSERVATION DES DESORDRES ET ETAT DES LIEUX :……....65
II.7- RECONNAISSANCE IN SITU :…….67
II.7.1- L'exécution des sondages carottés :……..…67
II.7.2- Pénétromètres dynamiques :…….... ..67
II.8- DESCRIPTION LITHOLOGIQUE :…… ..…68
II.9- ESSAIS DE LABORATOIRE :……...69
II.9.1- Essais d'identification:……69
II.9.2- Essais mécaniques:…….69
II.9.3- Essais chimiques:……....69
II.10- RESULTATS DES ESSAIS :……..…70
II.11- Observations :……..70
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS ……....71

Chapitre III : CALCUL

III .1-INTRODUCTION : …….……..……72
III .2-FACTEURS DEFAVORABLES POUR LA STABILITE DES VERSANTS …..…..72
III .3-EVALUATION DU RISQUE DE GLISSEMENT……..……..73
- Cinématique du mouvement…….……73
- Hypothèses de calcul :...……...……...…….73
- Profil type de calcul :...…….73

Méthodologie de travail :...……...……...……74
III .4-DIFFERENTES PHASES DE CONFORTEMENT :……..……..75
- - Reprofilage du tronçon routier au niveau du glissement : …...……...……..75
- - substitution des sols glissés :……..……..75
- - Collecte et canalisation des eaux de surface :……....75
- - Tranchées drainantes: ……..……75
- - Matelas drainant:……...……75
- - Stabilisation du site par un voile sur deux files de pieux: ……..……..…76
- -Reconstitution de l'ouvrage busé existant : … ;;……76

III .5-Calcul :...……...…….77
III.5.1- SAP 2000 :…….……..77
- DESCRIPTION DE SAP 2000 :..……..……...77
- Modélisation : ……..……..…..77
- L'analyse : ….…….……77

III.5.2- FERRAILLAGE EN ROBOT EXPERT2010 ET SOCOTEC: ……...…….…..77
III.5.3- Pré dimensionnement : (les abaque SETRA)…….…….…… ……78
- Epaisseur en tète de mur :.....……...……...…….……78
- Epaisseur de la semelle :…….……...…….……..78
- Géométrie: …….……...…….……..78

III.5.4- Mur de soutenement :
- 1- Paramètres de calcul:……80
- 2. Géométrie:……81
- 3. Sol:……...…….81
- 4. Charges:……...…….82
- 5. Résultats de calculs géotechniques :…….83
- 6. Résultats de calcul béton armé:.....86

III.5.5- *Les pieux :*
Le ferraillage des pieux :……88
- ELU :……...88
- ELS :…… ……..90

Conclusion générale.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

Pendant des années, les règles de constructions furent essentiellement empiriques et basées sur l'expérience des constructeurs, transmis, en grand secret, de génération en génération.

Il résulte que des problèmes d'exécution de fondation se posent de plus en plus fréquemment, et que ces problèmes ne peuvent plus être résolus à partir de simples considérations qualitatives et empiriques. L'équilibre et la sécurité des constructions fondéessur un sol peuvent être perturbés par plusieurs problèmes tels que faible capacité portante etgrande déformations (glissements + tassements).

Le sol est un matériau hétérogène dont les caractéristiques sont variables d'un point à unautre.

Il est considéré la partie la plus sensible par rapport au reste de l'ouvrage. Les sols defaible caractéristique nécessite la mise en œuvre des techniques de construction afind'assurer sa stabilité et la pérennité des ouvrages.

Il est donc indispensable de connaître avec exactitude les propriétés géotechniques, pour prévoir de façon rationnelle son comportement.

Dans le présent travail élaboré, on considère la conception, le dimensionnement etle calcul complet, automatique d'un mur de soutènement sur pieux en Béton Armé,normalement implanté sur chemin de Wilaya n°18 au PK10+250 Daira de Ouamri wilaya de Médéa.

Plusieurs visites ont été effectuées afin de trouver des solutions de confortement proportionnelles à l'ampleur des dégâts observés. Une campagne de reconnaissance géotechnique basée sur des sondages carottés et des essais au PDL a été menée au droit du glissement rencontré du P.K 10+250 en vu de la traiter, deux solutions de confortement ont été proposées, et sont :

- Murs en gabions étages et renforcés par des géogrilles.
- Voile en béton armé de 3.50 m de hauteur, surdeux files de pieux de 1.20 m dediamètre et 16.00 m deprofondeur chacun.

Suite à une étude comparative entre ces deux solutions proposées, le renforcement du site par un voile sur pieux s'est avéré la solution la plus appropriées. Cette présente étude représente le rapport APD de cette dernière solution

Notre étude consiste à, citons parmi le système de fondation qui peut supporter les charges de l'ouvrage (agressivité du nombre important des poids lourds sur route) et passé par les chapitres suivants:

- CHAPITRE :**I**
  - ✓ Etude bibliographique (pieux + murs de soutènement +glissements)

- CHAPITRE**II**
  - ✓ Etude geotechenique et geologique

- CHAPITRE**III**
  - ✓ les calcules

Conclusion générale et recommandations.

Chapitre I

ETUDE BIBLIOGRAFIQUE

I.1-Introduction:

Il existedeuxmodesdetransmissiondeschargesdesconstructionsaux couchesdesol sous-jacentes: parfondationssuperficielles,et parfondationsprofondes.

La fondationsuperficielleest, pardéfinition,unefondation quirepose sur lesolouqui n'yestquefaiblementencastrée. Leschargesqu'elle transmetne sollicitent que les couches superficielleset peu profondes.Lesfondations profondes (pieux et barrettes) reportent, elles, les charges tant dans les couchesprofondesquedanslescouches superficiellesqu'ellestraversent.

Entrelesdeuxextrêmes,fondationssuperficiellesetfondationsprofondes, ontrouveles fondationssemi-profondes dontlabasesetrouveau-dessusdelaprofondeurcritique,mais pour lesquelles lefrottement latéralnepeutêtrenégligé:ils'agit despuitsetpieuxcourts ou desbarrettesdefaibleprofondeuret delaplupartdescaissons.

I.2-Typesdesfondations:

I.2.1-Lesfondationssuperficielles:

Lorsque l'ouvrage estlégeroulorsque lesolensurfaceàunebonnecapacitéportante,on envisagederéaliserdesfondations superficielles. Commeleschématisela(Figure1.1), La dimension minimaldelabasedelafondation estappeléelargeuretnotéeB,etladimension maximaleestappeléelongueuretnotéeL;lafricheDestlaprofondeurminimaledelabase parapportàlasurfacedusolaprèstravauxdeterrassement(décapage duremblai,terre végétales,etc.).

Enpratiqueenadmetqu'unefondationestditesuperficiellesi: l'élancementverticalD/B<4.

UnefondationestditecontinuesiBesttrès petitedevantsa longueuret isoléedansle contrairec'est-à-dire L/B>5 fondationcontinue,L/B≤ 5 fondationsisolées.

Leradierestune fondationsuperficielle sous forme d'une dalledegrandes dimensions. Cetypedefondationestrecommandépourles solsde faible résistanceou lorsque la sommedessurfacesdesfondationsdépassentlamoitiédela surfacebâtiedel'ouvrageafin defaciliterlestravauxdefondations.**[1]**

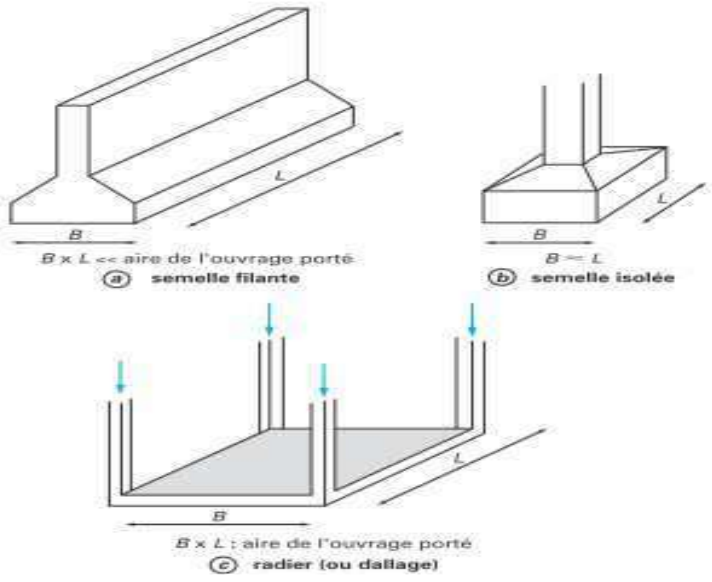


Figure1.1: Typesdefondationssuperficielles.**[2]**

I.2.1.1-calculedela capacitéportante:

Lesméthodespratiquesdecalculdelacapacitéportanted'unefondation superficielle peuventêtresclasséesendeux grandescatégoriesselonlesparamètresgéotechniquesrequis.

Lapremière,d'origine théoriqueestlaplusancienne,elleconsidère lesolcommeun matériaurigideplastique obéissantaucritèrederupturedeMohr-Coulomb.Lesparamètres géotechniquesrequispourlecalculsontlacohésion C,l'angledefrottementinterneφetle poidsvolumiqueγ.Lecalculpar cesméthodesestissudelathéoriedeplasticitéappliquéeaux sols.Ensebasant surunmécanisme idéalderupturedu solsouslafondation,lecalculaboutit àuneformulationrationnelledelacapacité portante.

Laseconde catégorie, d'origine semi-empirique ouempirique,estbaséesurlesessais*in-situ*.Lesformulesdelacapacitéportantesontengénéralissuesdesobservations du comportementdesfondations,en corrélationavec lesparamètresdesessais*in-situ.*[1]

Lecomportementdusolsouslafondation dépenddelanaturedusoletdesconditionsde drainage.Encasd'unsolpulvérulent, lecomportementestdrainéetlecalculdelacapacité portantefaitintervenirles caractéristiquesmécaniqueseffectivesoudrainéesC'et φ'.

Danslecasd'unsolfinsaturé,ily'alieud'analyser lecomportementàcourttermefaisant intervenir lescaractéristiques mécaniquesnondrainées$C_u$etφ_u,ainsiqueceluiàlongterme, aprèsconsolidation, etquifaitintervenirlescaractéristiqueseffectivesdusol.Le comportementà courtterme est couramment le plus défavorable.C'est pourcela qu'en pratiqueledimensionnement delafondationdansunsolfinsefaitàcourttermeetune vérificationdecesdimensionssefaitpouruncomportementàlongterme.

Ledimensionnement d'unefondationsuperficiellesefaitàlabasedelaconditiondela capacitéportantedusol, et letassementsecalculeparlasuitepourlesdimensionsretenues. Ces dernières peuventêtremodifiéessilestassementsrésultantsdépassentlesvaleurs tolérablesouadmissibles.Cecalculséparéendeuxétapesnedoitpasfaireoublierqueles deuxaspectscapacitéportanteettassementsontintimentliés et quelastructure,la fondationet lesolformentuntoutindissociablegouvernépardesloisd'interactionsol-structure.

Le calculdecapacitéportantesefaisaitenFrance avantlesannéesquatrevingtdixàlabase durèglesDTU-13.1 decalculdesfondationssuperficiellesselonleprincipedescontraintes admissibles.

EnAlgérie,leDTU13.1estencoreenvigueur etilestdecoutumequelesprojetsde constructionsoientencoreconçusseloncecode,bienqueleprojetderèglementAlgérien DTR-BCstipulequelecalculpeutêtremenéselonlesétatslimites.Laconditiondecapacité portantes'écrit:

$$Q \leq Qadm = \frac{Ql - Q0}{Fs}$$

qétantlapressionverticaletransmiseausol,$q_o$estlapressionverticaleinitialeàlafiche Dparrapportauterrainnaturelfinal,c'estàdireauniveau delabasedelafondation $q_l$estla pressionverticalelimiteoucapacitéportantedontleCalculestexposéauxchapitres2et3.F_s estuncoefficientglobaldesécuritépriségalà3danscecode.Cespressionssontprises effectivesoutotalesselonqu'ils'agitrespectivementd'uncalculàlongtermeouàcourt terme.

LerèglementDTU13-1aétéremplacéen1988 parleDTU.13-12,basésur leprincipe des états limites.Ce dernier sera prochainement remplacé par l'EUROCODE après l'harmonisation desdifférentsrèglementsdecalculgéotechnique enEurope.Lajustification d'unefondationdoitsefairepourles cinqétatslimitessuivants:

1)l'état limiteultimederésistance(ELUR),

2)l'état limiteultimedestabilitédeforme(ELUSF),

3)l'état limited'équilibrestatique(ELES)

4)l'état limitedeservicevis-à-visdeladurabilité(ELSD),

5)l'état limitedeservicevis-à-visdesdéformations(ELST).

Lavérificationàl'ELURestenfaitcelledelacondition delacapacitéportantedusol.Il s'agitdevérifierque:$q \leq q_{cal}$

qestlacontrainte transmiseàlafondation etobtenuedescombinaisonsfondamentale ou accidentelledessollicitations.

q_{cal}est appeléecontraintedecalculou contraintederéférence,définiecommesuit:

$q_{cal}=\min(q_l/F_s, q(\delta_a))$

Lacontraintedecalculestdonclapluspetitedesdeuxvaleursq_l/F_setlapression $q(\delta_a)$qui dispensedetenircompte destassementsdifférentielsδdanslastructure.

LecoefficientdesécuritéF$_s$ estpriségalà2danslescalculspourcetétatlimite,cequi permetundimensionnement pluséconomiquequeceluibasésurleprincipedescontraintes admissiblesavecF$_s$=3.

Les combinaisonsd'actions intervenantdans le calcul aux états limites ultimes (états limites1 et 2)sontla combinaisonfondamentale:

$1.35G+1.5Q+\sum Q_i$

etaccidentelle:

$G+Q+E+\sum \Psi_i.Q_i$

Gestlachargepermanente (poids del'ouvrage),Qestlachargevariabledebase(charge d'exploitation),Eestlachargeaccidentelle(choc,séisme,explosion, inondation) et$Q_i$estla chargevariableaccompagnante(neige,vent).Ψ_i estuncoefficientdepondérationdela chargevariableQ_i.

Enfin, lecalculauxétatslimitesdeservice(étatslimites3,4et5)estmenéàpartirdes combinaisonsrare, fréquenteet quasi-permanente[1].

I.2.1.2-composantedutassement:

Le tassementest un déplacement vertical descendant d'un ouvrage. Il s'agitd'un phénomèned'interactionsol/fondation. Letassement se manifestesoitàcause de l'actiondela fondation surlesol,parlebiaisdessurcharges quiluisonttransmises, soitàcausedel'action dusolsurlafondation.C'estlecasparexempledelaconstruction d'unnouvelouvrageà proximité, ce qui se traduit par un tassement additionnel du sol sous l'ancien ouvrage. Le tassement s d'une fondation est en général la résultante de trois composantes: $s=s_i+s_c+s_f$

Letassements_i,appelétassementinstantané, se manifesteaudébutduchargement,suiteà unedéformationdusolàvolumeconstant.Ilestprépondérantdanslessolspulvérulents,et les solsnonsaturés.

Letassement $s_c$estcausé parune consolidationprimairedusol.Ilestprépondérantdansles sols fins saturés tels que les limons, les argiles saturées, l'argile sableuse, l'argile limoneuse.

Letassements$_f$ estcauséparlephénomènedeconsolidationsecondaire,appeléaussi fluage,danslaquelleladéformationdusolévoluelentementsousdescontrainteseffectives constantesdansletemps.Ondécritcephénomène commeunréarrangement lentdesgrains sousdescontraintesstationnaires.*Une*desexplicationsdecephénomèneestqu'ilestcausé parladéformationtrèslentedelacouched'eauadsorbéeentourantlesparticulesargileuses encontact.Cetassementestprépondérantdanslessolsorganiques,lesargilesmolles,les vasesetlestourbes.Le(Tableau1.1) récapitulerévolution dutassementpourlesdifférents typesdesolsetlesméthodespratiquespourestimerlacomposanteprépondérante dece tassement.

Letassementdifférentielestladifférence detassemententredeuxpointsdel'ouvrage travaillantdansdesconditionsdifférentes.

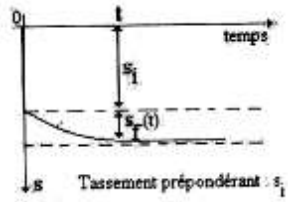
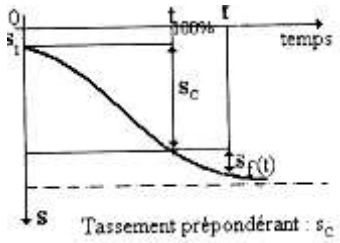
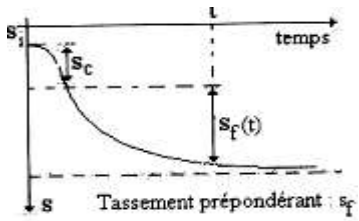
Letassementd'unefondationnedoitcauseraucunpréjudiceaubonfonctionnement dela structuredel'ouvrage.Autrement dit,letassementévaluésousleschargesdeservice,doit êtreendeçàdelavaleuradmissible parl'ouvrage.Ils'agitenfaitd'uncritèreàrespecter absolumentlorsdudimensionnement desfondations.Lecumuldesconstatationsàpartirdes accidentsd'ouvrages illustrequ'unbonnombredesinistresauraientpuêtreévitéssil'analyse destassementsétaitsérieusementmené.Ainsi,cettephased'analysedesfondations doitêtre accomplieselon lesrèglesdel'art,enutilisantdesméthodes réalistespermettantd'estimer le tassement.

Encasd'untassementuniforme del'ouvrage, lastructuredecedernierestpeuaffectéepar cedéplacement. Cesontlesliaisonsdel'ouvrage avecl'extérieur quienserontaffectées (canalisation,voiesdecommunication).

Untassementdifférentielcauseengénéralunemodification deseffortsinternesdans les élémentsdelastructure. Cettemodification estd'autantnéfastequelastructure est hyperstatique (différence de tassement des piles d'un pont hyperstatique). Il fautdonc s'assurerquelestassementsrésultantssontadmissiblesparl'ouvrage.

OnadmetenFrance,pour lesimmeubles,un tassementadmissible de50mm,etun tassementdifférentielrelatif δoudistorsion (c'estàdirelerapportdutassementdifférentiel entredeuxpointssurladistanceentrecespoints)de1/500[1].

Tableau1.1:Récapitulation descomposantesdutassementdesfondationssuperficielles.

Typedesol	Tassement	Méthodedecalcul
Solnonsaturé Sable Gravier Cailloux		Théoried'élasticitéMéthode pressiométriquedeMénard Méthodepénétrométrique deSchmertmann Méthode duSPTdeBurland
Limon Argilenormalement consolidéeArgilesableuse Argileimoneuse		Méthodedestranchesbaséesur l'essaisoedométrique Méthode pressiométrique Méthodepénétrométrique D'autre…
Solsorganiquessaturés Argilemolles Vases Tourbes		MéthodedeTaylor (timelines) Koppejan GibsonetLo Magnan-Baghery(LCPC)

Surleplanréglementaire,lesvaleursadmissiblesvarientdansdesproportions importantes d'unpays àl'autre.

En Russie,le codeSNIP-62donneles valeurs admissiblessuivantes,regroupéesaux (Tableaux1.2et 1.3).LadimensionLestladistanceentredeuxpointstassantdifféremment.

Tableau1.2: Tassementabsoluadmissible.

structure	Tassementadmissible(cm)
Structuresansossature,remplissagepar panneaux	8.0
Structuresansossature,remplissageen maçonnerieavecsemellesisoléessans ossature,remplissageen maçonnerieavec semellesisolées	8-10
Structureenportiques	10
Fours,cheminée,réservoirs…fondés Surradiersenbétonarmé	30

Tableau1.3: Tassementdifférentieladmissible.

structure	Tassementdifférentiel/L
Structuresansossature,remplissagepar panneaux	1/200-1/1430
Structuresansossature,remplissageen maçonnerie	1/1430-1/1000
Structureenportique(en bétonarméouen charpentemétallique)	1/500
Fours,cheminée,réservoirs	1/250

I.2.2-Lesfondationssemi-profondes:

Entre les fondations superficiellesetlesfondations profondes,on distingue les fondations semi-profondes dont labase se trouve relativement présde lasurface, mais pourlesquelles le frottementlatéral nepeutêtrenégligé:ils'agitdespuitsetpieux courts oudesbarrettes defaibleprofondeuretdelaplupart descaissons.iln'yapasdeméthode decalculpropre à cette catégorie de fondations qui ne constituant que des cas particuliers ;il faudra adapter,suivant lescas, lesméthodes retenuespour lesfondations superficielles oupour lesfondations profondes .On sera notamment guidé par le mode d'exécution ou de mise enœuvre,prochedeceluid'unefondation superficielleoudecelui d'unefondationprofonde.[5]

I.2.3-Lesfondationsprofondes:

Lafondationprofondeestconçue pour transmettre desefforts au solenvironnantsurune profondeurimportantedéposantengénéraldix foissalargeur(Bdiamètres),(D/B>10).

L'effort transmisàlafondationprofondeestreprisparlabase delafondation, etparle frottementlatéralquivas'exerceràl'interfaceentrelesolestlepieu.

Ondéfinieaussilafondation profondecommeayantunepointeaudessousdelahauteur critiqueh_c,cettedernière estlahauteurau-delà delaquelleleslignes derupture dusolnese manifestentpasensurface.

Cettecatégoriedesfondations regroupeessentiellement lespieux,lescaissonset quelquefoislesparoismouléesporteuses(barrettes).

I.2.4-Classificationdesfondationsprofondes(pieux):

Onpeutclasserlespieuxsuivant:lemoded'installation,lanaturedumatériauconstitutif,la méthodederéalisation,lemodedetravail.

I.2.4.1-le mode d'installation dans le sol: on distingue généralement deux modes d'installation: parrefoulementdusolet nonrefoulement.

a-pieuxrefoulentlesolàlamise en place:

Pieubattufabriqué, pieumétalbattu,pieuenbétonfoncé,pieuenmétalfoncé,pieubattu pilonné,pieubattumoulé,pieubattuenrobé,pieutubulairepréconstraintet pieuvissémoulé.

La(Figure1.2)représenteles étapesdeprocédédebattage avecmoulagedupieu.

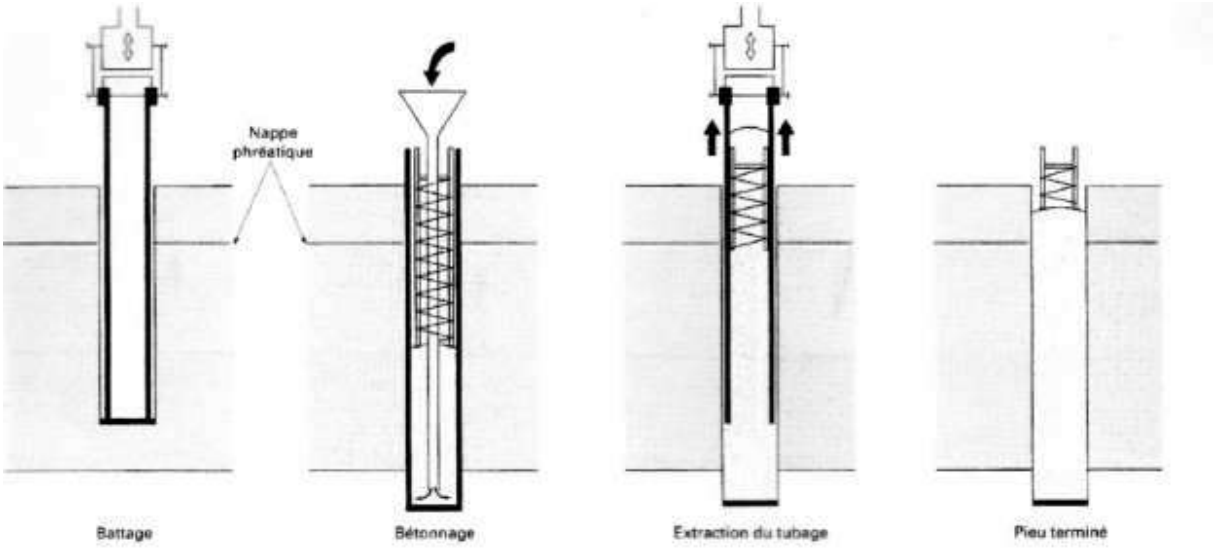


Figure1.2: Etapedeprocédédebattageavecmoulagedupieu.**[5]**

b-pieuxnerefoulentlesolàlamiseen place:

Pieuforésimple,pieuforéàlaboue,pieuforétubé,puits,pieutarière creuse,micropieux et pieuinjectésoushaute pression,degrosdiamètre.

La(Figure1.3) représenteles étapesdeprocédédeforagedupieu.

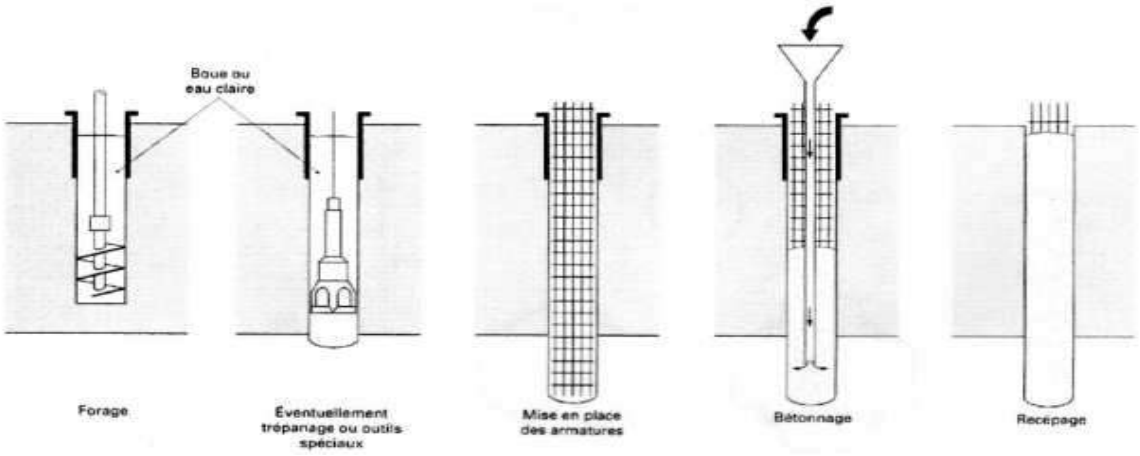


Figure1.3: Etapedeprocédédeforagedupieu.**[5]**

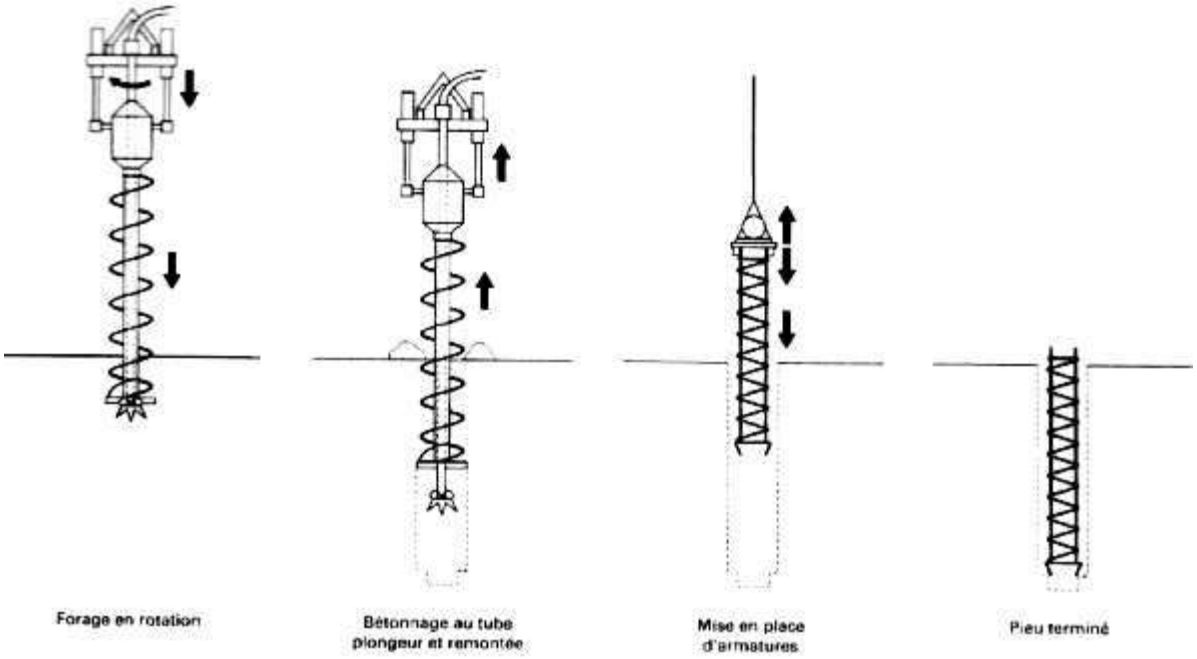


Figure1.4:pieustar-soldesolétanche.**[2]**

I.2.4.2-Suivantlanaturedumatériauconstitutif:

• lespieuxenbois:lesplusanciens,peuutilisésetprésententl'inconvénientdepourrir sousl'effetde l'eau.

•Lespieuxenbétonarmé: sesontlesplusutilisés.

• Lespieux en acier : sont caractériséspar leur grand longueur et présentent l'inconvénientdecorrosion.

I.2.4.3-Suivantlaméthodederéalisation:

• Pieuxbattus : façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage.

•Pieuxforés:exécutésenplaceparbétonnagedansunforage,àl'abriounond'untube métallique.

I.2.4.4-Suivantlemodedetravail:

- Lespieuxtravaillentuniquementenpointe.
- Lespieuxflottenttravaillentuniquementau frottementlatéral.
- Lespieuxtravaillentenpointeet aufrottementlatéral

I.2.5-Les méthodesdecalculdesfondationsprofondes:

1.2.5.1-Pieuisolésouschargeaxial:

Ondéveloppe iciprincipalement lesméthodesdedétermination de lacapacité portante des pieux basées sur les résultats d'un essai statique de chargement ou sur lesrésultats d'essaispressiométriquesetpénétrométriques. Cesrecommandationssontissuesdesrésultats deplusde200essaisde chargementstatiquedepieuxen vraie grandeurréaliséepar les Laboratoires des Ponts et Chaussées depuis 1964. Elles formentles bases des règles techniquesdeconceptionet calculdesfondationsdesouvragesdegénie civil.

Parailleurs,ondonnedesindicationssurl'utilisation desméthodesdynamiques. Toutce quiestditdansceparagraphe concerneaussibien lespieux inclinés que lespieuxdroits, à conditiondeconsidérerles chargesaxiales.[2]

I.2.5.2-Chargelimite etchargedefluage:

a-ChargelimiteQ$_\ell$:

Considéronsunpieu dontlabase est située à laprofondeurDdans un sol homogène (Figure1.5).Cepieu,dontonnégligelepoids,estchargéaxialemententêteparunecharge Q.Sil'on accroît progressivementQàpartirde0,lepieus'enfonce entête,deS$_t$,etla courbereprésentant Qenfonction deS$_t$ àl'allure indiquéesurla(Figure 1.5),avecune charge limiteQ$_\ell$correspondanteàlaruptureduSol.L'enfoncementnese stabiliseplussousla charge et lavitessed'enfoncementestrelativementgrande.

Conventionnellement, Q$_\ell$seralachargecorrespondant àS$_t$ =B/10(avecBdiamètredu pieu)ouàunevitesse d'enfoncement de 1à5mm/min.Aumomentdelarupture, lacharge Q$_\ell$ est équilibréeparlesréactionslimitesdusolsuivantes:

résistanceunitairedusolsanslapointeq$_P$, conduisantàla chargelimitedepointe:

$$Q_p=q_pA_p$$

Avec:

A$_P$: sectiondroitedelapointe.

résistance q_s due au frottement dusol surlasurface latérale du pieu;siq$_s$estle frottementlatéralunitairelimite,la chargelimiteparfrottementlatéral est:

$$Q_s=q_sA_s$$

Avec:

A_S:surfacelatéraledupieu.

etl'ona: $Q_\ell=Q_{p+}Q_s$

b-Chargedefluage.RelationavecQ$_\ell$:

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente unepartiesensiblementlinéaireselimitantàune chargeQ$_C$appeléechargedefluage (Figure1.5).Pourles chargessupérieuresàQ$_C$l'enfoncementdupieunesestabiliseplusdans letemps,à chargeconstante.

Lesnombreux essais dechargement depieuxenvraiegrandeur effectuésparles Laboratoiresdes Ponts etChausséesontpermisd'établirdescorrélations entre lachargede fluageQ$_C$ et les charges limitesdepointeQ$_P$etdefrottementlatéral Q$_S$ .Ces corrélations sontdifférentessuivantlemodedemiseenplacedupieudanslesol.Onpeutretenir:

pourlespieuxrefoulantlesol:

$Q_C=(Q_p/1,5)+(Q_S/1,5)=(Q_L/1,5)$

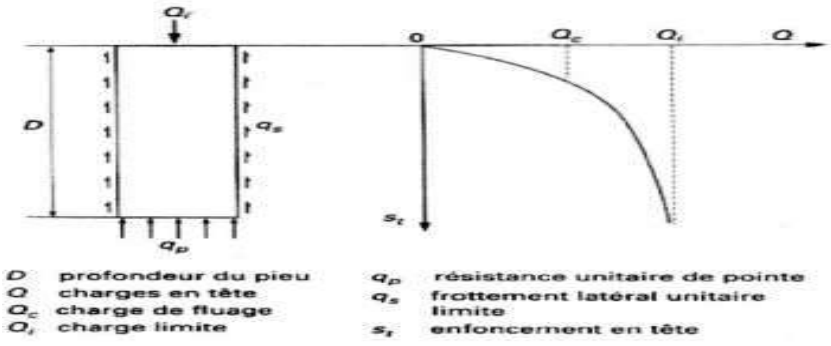


Figure1.5: Courbedechargementaxiald'unpieu.**[5]**

pourlespieuxnerefoulant paslesol :

$$Qc=(Qp/2)+(Qs/1.5)$$

pourlespieuxtravaillant en arrachement:

$$Qp=0 \text{ et } Qc=Qs/1.5$$

Les méthodes de dimensionnement données visent à détermine la charge limite Ql.
La chargedefluage$Q_C$enseradéduiteparces formulesempiriques,saufdans le casdel'essaide chargementstatique,oùelleseraévaluéedirectement.

I.2.5.3-Encastrementéquivalent,Pressionlimiteetrésistancedepointeéquivalentes:

a-Hauteurd'encastrementéquivalent:

Elle estdéfinie à partir des résultats desessaisde sols en place : pressiomètreou pénétromètre.Sil'onconsidèrelacourbereprésentant,enfonctionde laprofondeur .

soit,dansle casdupressiomètre,lapressionlimitenette:

Avec:

P_ℓ: pressionlimitemesurée.

P_o:contraintetotalehorizontaleaumêmeniveaudanslesolavantessai.

soit,dansle casdupénétromètrestatique,larésistancedepointe(ourésistance de cône)q_C,lahauteurd'encastrementéquivalenteD_e estdéfiniepar:

casdupressiomètre:

$$D_e = \frac{1}{p^*_{\ell e}} \int_0^D p^*_\ell(z)\, dz$$

casdupénétromètrestatique:

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z)\, dz$$

$p^*_{\ell e}$et q_{ce}étantrespectivementlapressionlimitenetteet la résistancedepointeéquivalentes définiesci-après.

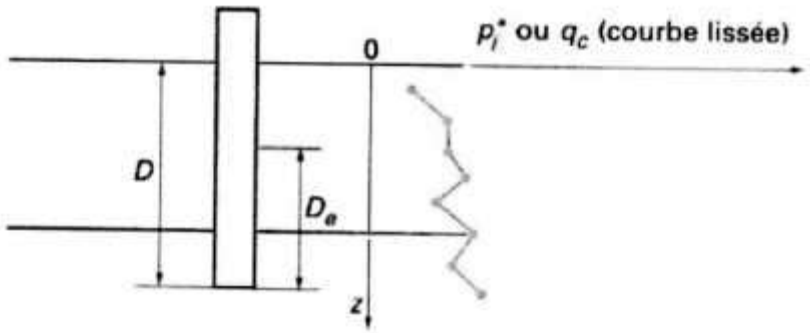


Figure1.7:Définitiondel'encastrementéquivalent.

b-Pressionlimitenette équivalenteaupressiomètrep*$_{\ell e}$:

C'estunepressionmoyenneautourdelabasedupieu.Elle estdéterminéedelamanière suivante(Figure1.8):

$$p^*_{\ell e} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} p^*_\ell(z)\, dz$$

Avec:

a=B/2siB>1m,

a=0,5m siB<1m,

b=min (a,h}oùh estlahauteurdel'élémentdefondationdansla coucheporteuse.
Cecalculn'est cependantvalablequedanslecasd'uneformationporteusehomogène,c'est-à-direune couchepourlaquelle les valeurs maximales de p*ℓn'excèdentpas2fois les valeursminimalesdep*ℓ.

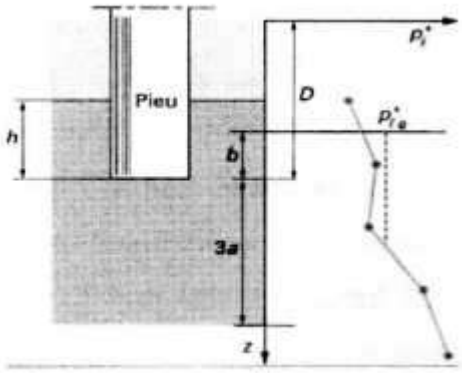


Figure1.8:Définitiondelapressionlimite équivalenteaupressiomètre.

c-Résistancedepointeéquivalenteaupénétromètrestatiqueq_{ce}:

C'estunerésistance depointe moyenneautourdelabasedupieudéfinie,àpartird'une courbeq_C(z)lissée,par (Figure1.9):

Avec:

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b}\int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z)\,dz$$

q_{CC}: résistancedepointe$q_C$écrêtéeà1,3q_{cm} :

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b}\int_{D-b}^{D+3a} q_c(z)\,dz$$

a et bayantmêmedéfinitionquedansle casdupressiomètre.

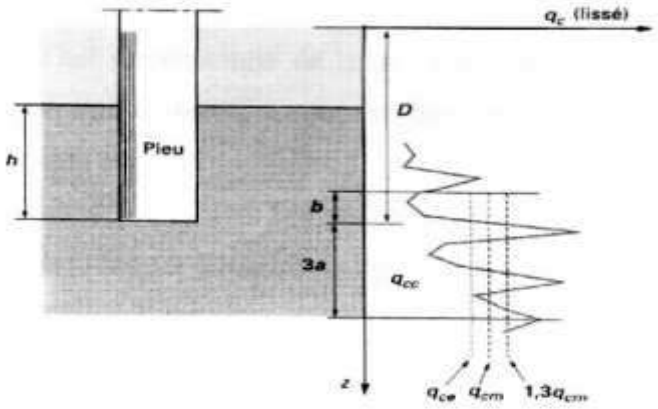


Figure1.9:Définitiondela résistancedepointe(oudecône) équivalenteaupénétromètestatique.

I.2.5.5-Prévisiondela chargelimiteQ_ℓ etdelachargedefluageQ_cà partird'unessai dechargementstatique:

a-PrincipeAppareillage:

L'essaidechargementstatique àpour butdedéterminer directement surunpieud'essai la courbe charge-enfoncementdupieu(Figure1.5),d'en déduireleschargeslimitesQ_ℓ etdefluage $Q_C$et,par suite,lacharge admissiblesurlepieu.Onn'a recoursàun essai de cette importanceque lorsquelesméthodesdécritesdansPMTet CPTneconduisentpasàdes résultats suffisammentsûrs etque l'onpeut extrapolerlesrésultatsàun nombresuffisantde pieuxsurlemêmesite.Leprincipe delaméthode, ladescriptiondel'appareillageàutiliser,la préparation etl'exécution del'essai sont décrits endétail dans lanormeAFNORNF P94-

150,dumoinspourla compressionaxiale.

L'appareillage nécessaire à laréalisation d'un tel essai comprendhabituellement (Figure1.10):

un dispositif de réaction:massif-poids constituédecuves remplies de gravillons oupoutres deréaction avec ancrages(pieux voisins pouvant être sollicitésà l'arrachement outirantsprécontraints).

undispositif dechargement:vérinhydraulique transmettantl'effort aupieupar l'intermédiaired'unerotuleet d'uneplaquederépartition.

undispositifdemesures:

•Mesuredescharges:manomètresbranchés surlecircuitd'alimentation duvérinou,cequi estpréférable,pesonélectriqueintercalé entrelevérinet lepieu.

•Mesuredesdéplacementsentête: niveauàlunette,comparateurs.

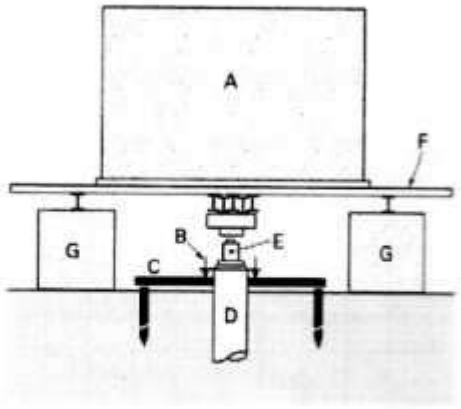
•Onpeutégalementmesurerles effortsàdifférents niveauxdufût:oninstrumentealors le pieud'extensomètresàdifférentesprofondeurs(jauges collées,extensomètreamovible,etc.,).

Délaiderepos:

D'une façon générale, ilest recommandé de laisser s'écouler un délai de repos de 1à4 semainesentrelamiseenplacedupieu et l'essaidechargement.

b- Programmedechargement:

IIconvientenpremier lieud'évaluer, aumoinsapproximativement, lachargelimite$Q_\ell$par laméthodepressiométriqueoupénétrométrique.LanormeAFNORdéfinitdeuxtypesd'essaistatique decompressionaxiale.



A massif de réaction
B comparateur
C base de mesure (base fixe)
D pieu d'essai
E vérin
F platelage rigide
G camarteaux

Figure1.10: Dispositifdechargementet demesurepouressaidepieu(schémadeprincipe).

L'essaipréalableapourbutd'atteindre larupturedeportancedusoletdepouvoir, ainsi, optimiserlafondation surpieuxdel'ouvrage.Lepieud'essainepeut,enprincipe, êtreutilisé pourlafondationde l'ouvrage. Leprogrammed'essai comportedeuxcycles de chargement-déchargement:

unpremier cycle, avec un chargementpar 5paliers de 1hjusqu'à $0,5Q_{max,e}$ et un déchargementavecunpalierde5min.

suivid'unsecondcycle, avecunchargementpar5paliersde30minet 5paliersde1h jusqu'à$Q_{max,e}$et undéchargementpar4paliersde5min.

$Q_{max,e}$: la chargemaximaled'essaiesttelleque:

$$1,3Q_{\ell}=Q_{max,e}\leq Q_G$$

Où$Q_G$estunechargedéfinieenfonctiondesmatériauxconstitutifsdupieuetde l'usage futur dupieu d'essai.À ce propos, lefascicule 62, titreV.n'interdit pasd'utiliser les pieuxd'essaidans lesfondationsdéfinitivesde l'ouvrage.Sic'estle cas, Q_G correspondalors aux états-limitesdeservice.L'essaidecontrôleest effectuésurunpieude l'ouvrage.Sonbut est devérifierlaqualité et l'intégrité du pieu et de s'assurer que son comportement est conforme auxprévisions. La charged'essai ne doit pas dépasser $0,8Q_G$.Leprogramme d'essainecomportequ'unseulcycle.

Pourchaquepalierdechargementoudedéchargement,l'enfoncementdelatêtedupieu $s_t$estmesuréen fonctiondutemps.

I.2.5.6-Prévisiondela chargelimite$Q_t$parla méthodepressiométrique(PMT):

a-Classificationdessols:

Dans lesrègles proposées ci-après, la nature du sol intervient. C'est ainsique l'on distinguelescatégoriesdesolssuivantes:

—argiles;

—limons;

—sables;

—graves;

—craies;

—marnes;

—marno-calcaires;

—rochesaltéréesou fragmentées.

En cequiconcerneles argiles,limons,sables etgraves, descritères declassificationontété établis.Onpourrasereporteràlaclassification LCPC.

La craieestuneformationsédimentaire,blanc-jaunâtre, poreuseetlégère,constituée à 90 % decarbonatedecalcium. Elleprésentedifférentsaspectsallantde lapâte àlaroche et peutcomporterunpourcentageplusoumoinsimportantdesilex.

Lamarne comportede30 à70 %de$CaCO_3$,lesmarno-calcaires(oucalcaires marneux)de 70à90%.

Pour lesnombreuses formations intermédiaires (graves argileuses, argiles marneuses, sableslimoneux)ainsiquepour lessolsàstructure complexe n'entrant pasdanslescatégories ciavant,onessaiera, auvudesessais d'identification, de lesplacerentredeuxdescatégories précédenteset l'onprocéderaparinterpolationdesparamètresdecalcul.

L'appellation roches altéréesoufragmentées peutrecouvrir desmatériauxforts divers, à dominante calcaire,schisteuse,granitique, etc.,àconsistanceplusoumoinsmeublesuivant le degré d'altération.On pourra,d'un point de vue pratique, réservercette appellation aux matériauxàcaractère rocheuxdominant,pourlesquelsilya refus aupénétromètrestatique et dont lesmodules pressiométriquessont supérieursa50 MPa,Pourles roches altérées plus meubles,onessaieradeles rattacheraux autres classes: argiles,marnes,sables,etc.

Pour ledimensionnement des fondationsapartir du pressiometreMénard ou du pénétromètrestatique,lefascicule62,titreV.définitles catégories conventionnellesdesols donnéesparle (Tableau1.4),en fonctiondelapressionlimite$p_\ell$mesuréeparlepressiomètre Ménardoudela résistancedepointe$q_c$mesuréeparlepénétromètrestatique.**[2]**

Tableau1.4:Définitiondescatégoriesconventionnellesdessols.**[4]**

Classe de sol			Pressiomètre q_ℓ (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles; Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables; Graves	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	
Marnes; Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	> 4,5	
Roches	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	> 4,5	

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

b-Calculdela chargelimitedepointeQ p :

Selonle fascicule62,titreV,de1993,lachargelimitedepointeestdonnéeparlaformule:

$$Q_P=A.K_P.P^*_{\ell e}$$

Avec:

A: sectiondepointe.

$p^*_{\ell e}$: pressionlimitenetteéquivalente.

kp:facteurdeportance.

Pour lesfondationsprofondesetlesfondationssemi-profondesdontlestechniquessont assimilablesàellesdesfondationsprofondes,les valeursdufacteurde portancekpsont donnéespar le(Tableau1.5).Le casparticulier destubes métalliques battus ouvertset desprofilésmétalliques nonobturésàlabaseesttraitéauparagraphesuivant.

c-Calculdela chargelimitedefrottementlatéralQ_s:

L'effort totallimitemobilisableparfrottementlatéral surtoutelahauteurhconcernéedu fûtdupieuest calculéparl'expressionsuivante:

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z)\, dz$$

Dans cetteexpression, P désigne lepérimètredu pieuet qs(z)le frottement latéral unitairelimiteàla cotez.Cestermessontexplicitésci-après.

Lahauteurhestcelleoùs'exerce effectivementlefrottement latéral.C'estlahauteurde pieudanslesol,diminuée:

—delahauteuroùlepieucomporteundoublechemisage.

—delahauteuroùs'exercelefrottementnégatif.

Tableau1.5:valeursdufacteurdeportanceK_P.

Nature des terrains		Éléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Éléments 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	2.6
	C	1.8	2.6
Marnes; Marno-calcaires		1,8	2.6
Roches altérées (*)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
(*) 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. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.			

d- Frottementlatéralunitairelimiteq_S:

Lefrottementlatéral unitairelimiteestdonnéenfonctiondelapressionlimitenette p^*_ℓ (quiexprimelacompacité ouleserragedusol)parlescourbesdela(Figure1.11).Lechoix dela courbeàutiliserenfonction:

—delanaturedusol.

—dutypedepieu.

I.2.5.7-Calculdela chargelimitetotaleQ_ℓ:

Dansle casgénéraldespieuxtravaillantencompression,ona

$$Q_\ell=Q_{p+}Q_s$$

Dansle casdespieuxtravaillanten arrachement,ona: Q_ℓ

$$=Q_s$$

Dans lecasparticulierdestubes métalliques battus ouverts et desprofilés métalliques nonobturésàlabase(pieuxHet palplanches)dontla capacitéportante estessentiellement mobiliséedansdesargilesoudessables,lefascicule62,titreV,proposelesexpressions suivantes:

$$Q_P=AK_P P^*_{\ell e}$$

$$Q_s = \rho_s P \int_0^h q_s(z)\, dz$$

Lavaleur dufrottement latéral unitairelimiteest cellepour un pieu métallique battu fermé(Figure1.11).

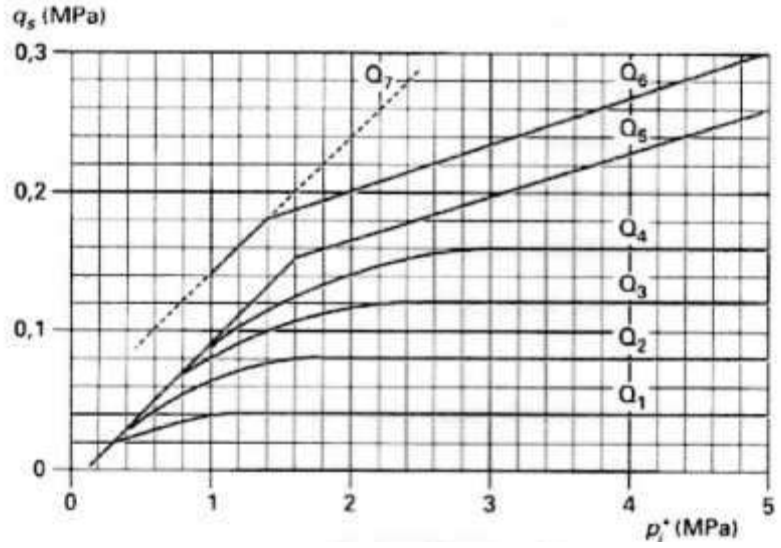


Figure1.11:Frottementlatéralunitairelimitelelongdufûtdupieu.

I.2.5.8-Prévisiondela chargelimiteQ_ℓ à partirdesrésultatsdupénétromètrestatique (CPT):

Onpropose,dans cetteprévision,desrègles decalcul despieux àpartir desrésultats au pénétromètrestatique(essentiellementla résistancedepointeoudecôneq$_c$).

a-Calculdela chargelimitedepointeQ_p:

Selonle fascicule62,titreVde1993,lachargelimitedepointeestdonnéeparlaformule: $Q_P=AK_c\,q_c$

e

Avec:

A: sectiondepointe.

q_{ce} :résistancedepointeéquivalenteaupénétromètrestatique. k_c:

facteurdeportance.

b-Calculdela chargelimitedefrottementlatéralQ_s:

L'efforttotallimitemobilisableparfrottementlatéralsurtoutelahauteurhconcernéedu fûtdupieu(excluantlestronçonsavecdoublechemisageetceuxsurlesquelss'exercedu frottementnégatif)est calculéparl'expressionsuivante:

$$Q_s=\int_{0}^{h} q_z'' dz$$

Avec:

P : périmètredupieu

q_s: frottementlatéralunitairelimiteàla cotez.

Lavaleurdeq$_s$estdéterminéeparl'expressionsuivante:

$$q_s(z) = \min\left\{\frac{q_c(z)}{\beta}; q_{s\,max}\right\}$$

Avec:

$q_c(z)$:résistancedepointelisséeàlaprofondeurz.

c-Calculdela chargelimitetotale:

Lesprincipessontlesmêmesquepourlepressiomètre, (àappliqueraveclesparamètres pénétrométriques).

I.2.5.9-Tassementd'unpieuisolé:

Letassementd'unpieuisolésousleschargesusuelles(combinaisonsquasipermanentes, oumêmerares)estengénéralfaibleetneconstitue pasunparamètredecalculdéterminant pourlaplupartdesstructuresdegéniecivil.Danscertainscasdegroupesdepieux,ilpeut être,parcontre,impératifdeprévoir letassement,etuneestimationfiablesuppose, bien souvent,quel'onsoitdéjàenmesured'estimercorrectementletassementd'unpieuisolé.

L'interprétation desrésultatsdel'ensemble desessaisdechargementenvraiegrandeur effectuésparlesLaboratoiresdesPontsetChausséesmontrequeletassemententêtedes pieuxn'excèdequetrèsrarementlecentimètre,sous unecharge de référence égaleà0,7$Q_c$et ce,pourunegammedepieuxdontlalongueurdefichevariede6à45metdontlediamètre Bestcomprisentre0,30et1,50 m.Cesrésultatspermettentdeproposer lesrèglessimples suivantespourestimer,dansles cas courants,letassementsousla chargederéférence0,7Q_c:

—pourlespieuxforés: S_{ref}==0,006B(avecdesvaleursextrêmesde0,003et 0,010B).

—pourlespieuxbattus: S_{ref}=0,009B(avecdesvaleursextrêmesde0,008et 0,012B).

Lorsquelespieuxcomportentune partielibre importante(pieuxcolonnes,doublechemisage), ilyalieudecorrigercesvaleursenajoutantleraccourcissement propredespieuxsurleur hauteurlibre.

Letassement en tête d'unpieu isolé peutêtrecalculéde manière plus précisesil'on connaît lesloisdemobilisation dufrottementτenfonctiondudéplacementverticalsdupieuen chaquesectiondecelui-ci,ainsiquelaloidemobilisationdel'effortdepointeqenfonction dudéplacementverticals$_p$decelle-ci (méthodedesfonctionsdetransfertdecharge).

UneméthodededéterminationdecesloisàpartirdumodulepressiométriqueE_M,des valeursdefrottementlatérallimite$q_s$etdelarésistancelimiteenpointeq_p,calculéesdansles conditionsdéfiniesdanslel'essaipresiomètre.estproposéeàla(Figure1.12).

Lesrésultatsdequelquesessaisdechargementdepieuxforésdansdessolsfinsindiquent pourlesparamètres$k_t$et$k_p$lesvaleursmoyennessuivantes:

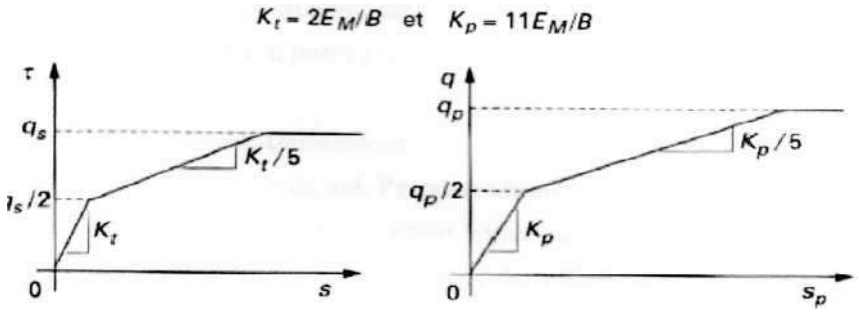


Figure1.12:Loisdemobilisationdufrottementlatéral et del'effort depointeunitaires.**[2]**

Pourlespieuxforésdansdessolsgranulaires,lesvaleurssuivantessontproposéesparle fascicule62,titreV

$$K_t = 0{,}8E_M/B \quad \text{et} \quad K_p = 4{,}8E_M/B$$

Enl'étatactueldenos connaissances,cetteméthodesemblefournirdesrésultats satisfaisantspourdeschargesdontlavaleurn'excèdepascelledela chargederéférence $0,7Q_c(=Q_c/1,4)$

Pourlespieuxbattusdanslessolsfinsoudessolsgranulaires, onpourra,pourlemoment, retenir lesmêmes règles. Le recoursaux méthodes de fonctionsde transfert de charge nécessitel'utilisationdel'ordinateur afinderésoudre l'équationd'équilibresouschaquepalier dechargement. Celaestdûauxnon-linéaritésintroduitesparlesloisdemobilisationouàleur hétérogénéité traduisantl'hétérogénéité dusol.Laméthode desdifférencesfiniesoula méthodedesmatrices-transferts permettentalorsd'utiliserlasolutionanalytique danschaque couchehomogènedusystèmesol-pieu.

Denombreuses étudesthéoriquesenmilieulinéaireélastiqueisotropeontétémenéesdans lebutdeprévoir letassementdespieuxdansdetelsmilieuxetdesabaquessontdisponibles. Ladifficultédesméthodesélastiquesréside,enfait,danslechoixdumoduled'Young à prendre encompte. Celui-cipeutêtredéterminéàpartirdecorrélations avecles caractéristiquesdusol(cohésionnondrainée CudanslecasdesargilesetindicededensitéI_D danslecasdessables) ou,encore mieux,àpartird'unessaidechargement depieuenvraie grandeur.

I.2.5.10-Comportementdesgroupesdepieux:

Lecomportementdesgroupes depieuxrevêtdifférentsaspectsquisontabordésdansce suit.Lepieuquifaitpartied'ungroupe àuncomportementdifférent deceluidupieuisolé examinédanslesétapesprécédentes.Lesmodificationsdontily alieudetenircompte concernent:

—la forceportante,soussollicitationsaxiales.

—letassement.

—les réactionslatéraleset lespousséeslatéralesdessols

a-Modificationsdela capacitéportanted'unpieupareffetdegroupe:

D'unefaçongénérale,ondéfinituncoefficientd'efficacitéCetel que:

$$\mathbf{Ce}=\frac{\&'()*+,-./0+12*)324+}{5\times\&'()*+7/8/0+124/+2/937é}$$

Avec:

N: nombredepieux.

Onconsidèreici essentiellementlespieuxflottants,c'est-à-direceuxpourlesquelsla résistanceenfrottementlatéralestprépondérant vis-à-vis delarésistanceenpointe.Pour les pieuxtravaillantsurtoutenpointe,l'effetdegroupenesemblepasjouer.

I.3-Introductionàlaliquéfaction:

L'un desaspect spectaculairesdel'évènementsismiqueestl'effondrementdes ouvrages, suiteàla dégradationdela résistanceau cisaillementdessolspulvérulentset limoneux de faible compacité.Leterme liquéfaction est utilisé pour décrire ce processus deperte derésistancedetelssols,aveccommeconséquence lamanifestationdesruptures superficielles, l'affaissement ou effondrement de la surface, laformation des cratèreset remontéedusable,lapertedecapacitéportante,ainsiqueleglissementdes terrainsenpente.

I.3.1-Susceptibilitédessolsalaliquéfaction:

Aupréalabledetoute analyseàla liquéfaction,lasusceptibilitéd'unsiteàlaliquéfaction est étudiée à travers de critères empiriques issus de la compilation des cas réels de liquéfactionsismique.Ainsi,unsitevérifiantces critèresfera l'objet d'uneévaluationde sonpotentieldeliquéfaction.

Les critèresde susceptibilité à la liquéfaction relèvent de l'empirisme.Dufait qu'ilsreflétentun contexte géotechnique local, ils varient d'une région à l'autre. Ce fait se traduit parune différence des textesréglementairesdécrivantlessolsliquéfiables.

Les principaux critères de susceptibilité comportent l'origine et l'âgegéologiquedu site, la teneuren fines et l'indicede plasticité,la saturationparl'eau interstitielle, la profondeurdumatériau,et enfinlarésistanceàlapénétration.

L'expériencemontre que le potentiel de liquéfaction diminuelorsquel'âgede dépôt du sol pulvérulentaugmente.On remarque du(Tableau1.6)que les dépôts issus du pré- pléistocène ou du pléistocène ne sont engénéralpasliquéfiables.Lesdépôts issusde Holocèneontunpotentieldeliquéfaction variabledépendant de l'origine du matériau. Ce sont lesdépôtsrécents, âgésdemoinsde5siècles,quisontlesplusprédisposésàla liquéfaction,tousmatériaux étant confondus.

Lepotentielde liquéfactiondiminueavec lateneurenparticulesfinesFC(%), c'est-à-direlateneur engrainsayantunetailleinférieureà74-80µm. Onretient,parexpériencedes séismesantérieurs,unseuilde35%au-delàduquel,1aliquéfactionnese manifestepas.

Lepotentieldeliquéfactiondiminueaussiavecl'indicedeplasticitéIp.Engénéral,les sols ayantunelimitede liquidité $\omega_l$plusgrande que35%,une teneur en eau ω_s pluspetite que 0.9 fois la limite de liquidité,etundiamètre D_{15}inférieurà5 µm ne se liquéfient pas.Cestroiscritèressontsouventappeléscritèreschinoisdenonliquéfaction**[7]**.

L'expériencemontre qu'undegré de saturation S_r minimal de 80-85%présenteune conditionnécessaireàlaliquéfaction.

Tableau1.6: Susceptibilitédesdépôtssédimentairesàlaliquéfaction**[7].**
(TG: trèsgrande,G:grande,M:moyenne,F: faible,TF:trèsfaible)

Typede dépôt	Probabilitédeliquéfactionsismiquedudépôtsédimentaire pulvérulentsaturé			
Agegéologique	<500ans	Holocène	Pleistocene	Pré-Pléistocène
Dépôtscontinentaux				
Canal derivière	TG	G	F	TF
Plained'inondation	G	M	F	TF
Delta	G	M	F	TF
dépôtlacustre	G	M	F	TF
Colluvion	G	M	F	TF
Dunes	G	M	F	TF
loess	G	G	G	Inconnue
Tuff	F	F	TF	TF
Solsrésiduels	F	F	TF	TF
Sebkha	G	M	F	TF
Zonecôtière				
Delta	TG	G	F	TF
Estuaire	G	M	F	TF
Plageà hauteénergiede vagues	M	F	TF	TF
Plageà faible énergiede vagues	G	M	F	TF
Dépôtsartificiels				
Remblainoncompacté	TG	—	—	—
Remblaicompacté	F	—	—	—

Outre les critères chinois applicables aux sols fins, le règlementparasismique français PS-92 considèreunsol constituédes sables, sablesvasards, oude limons, commeprédisposéàlaliquéfactions'ilestsaturé,ayantun coefficientd'uniformité C_u inférieurà 15,un diamètre efficace D_{50} entre 0.05et1.50mm, et soumisàune contrainte effectiveenprésencede l'ouvrageinférieureà200-300kPaselonlazonesismique.

Le constat des cas de rupture de sols de fondationspar liquéfaction a montré que la liquéfaction profonde, c'est-à-diresemanifestantàplus de15 m,n'altèrepaslacapacité portantedusolàproximitédelasurface.

Notons que le risque de liquéfaction diminue avec la résistance à la pénétration du sol. Cettedernièreestenpratiquequantifiéeparl'essaidepénétrationstatiqueCPT,donnant larésistanceenpointepénétrométriqueq_c, ou l'essai de pénétration standard SPT, donnantlenombrede coupsN_{spt}nécessairesàl'enfoncementdu carottierde30cm.

SolonseedetIdriss(1982),leseuildunombredecoupsnormalisé $(N^{=})_{60}$au-delàduquel laliquéfactionn'a pasétéobservéeetde22 Mercussonetal(1990)ontsuggéréun seuilde30 coups,alorsl'expériencechinoisetendplutôtversunevaleurseuilde40coups.

SolonShibataetTiparaska(1988), lavaleurseuildelarésistancepenétrométrique normalisée,soit$(q_c)_1$, au-delàdelaquellelaliquéfactionnesedéclenchepasestde15MPa.

Si aumoinstroisdecescritèresmontrentquelaliquéfactionestfaiblement probable,ceci dispensedemeneruneanalysedu potentieldeliquéfaction**[7]**.

I.3.2-Aspectsdelaliquéfactionsismique:

La liquéfaction sismique se traduit par une perte de la résistance aucisaillement et unedégradation des propriétés mécaniquesdumatériausol, ce qui revêt des aspects diverset desformesdes foisspectaculaireslors d'unesollicitationsismique.

La (Figure 1.13)regroupedes schémas illustrant les formes de liquéfaction les plus courammentrencontréeslorsdesséismes:

•*Pertedecapacitéportantedusoldefondation*(Figure1.13-a),ce quiapourconséquence l'instabilité de l'ouvrage. La (FigureI.14) illustre unexemplefrappant de renversementd
'un bâtimentde 5niveaux fondé surdes semelles continues dans un horizon sableux. La liquéfaction a causé une chute considérable de la capacité portante et un tassement excessif.L'excentricité duchargement due à la présence d'un appartement sur laterrasse dubâtimenta causéle renversement.

•*Glissementdes terrains enpente*(Figure1.13-b).Outrelemouvementdela couche liquéfiée perturbant l'équilibre initial du massif formant letalus, lagénération rapide des pressions interstitiellesetlachutederésistanceaucisaillementréduit considérablement lesmoments stabilisants. Lecoefficient desécurité seraparconséquent considérablement réduit.La(Figure1.15)estrelativeauglissementparliquéfactiond'un remblai, avec rupture franchedu corps du remblai. Le sol naturelcomportaitdesmatériauxmous saturésquisesontliquéfiés.

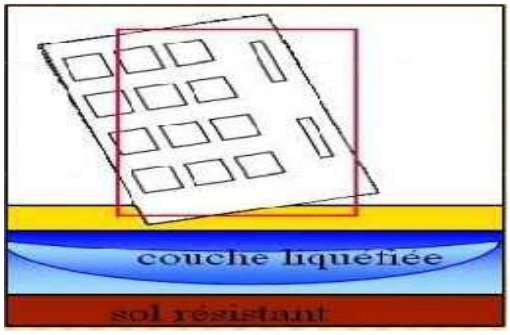
•*Ruptures superficiellessous forme de fissures, ou étalement latéral*(Figure1.13-c). La liquéfaction d'une couche impose un mouvement engrands déplacements aux couches sus-jacentes, ce qui se traduit pardesgrandes fissures etdes ruptures superficielles delasurface.La(Figure 1.16)en illustreun exemple. La (Figure 1.17)**[8]** est relative à desfissures superficielles importantes atteignant une largeur de 1 m et uneprofondeurde2 m, etla (Figure1.18)montreuneffondrementdupontdeShowafondé surdes puits, suite à des grands déplacements latéraux decesderniers dusàla liquéfactiondusoldefondation.

• *Développementdes forces de poussées* (Figure 1.13-d) .Le mouvement de la couche liquéfiéesetraduitpartunexcèsde forces de poussée surlasurfacedecontact sol/mur,ce qui induitaurenversementouauglissementdumur, comme l'illustrela(Figure1.19),où un murdequailelongducanalasubiunrenversement,suiteàlaliquéfactiondumatériaudu

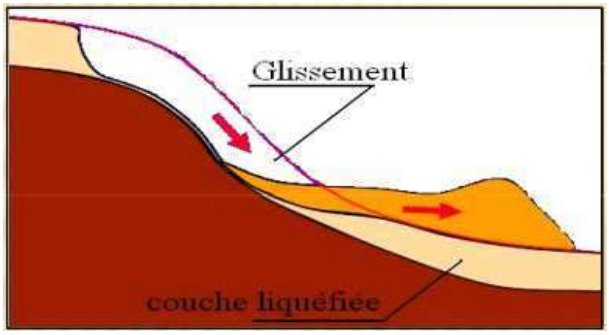
remblai (sable lâcheàmoyennement dense) quiaaugmenté lespressions desterres surle parementdumur.

•*Soulèvementdes ouvrages enterréset rupturedes canalisations* (Figure1.13-e). Conformémentà la loi d'Archimède de flottaison des corps dansles liquides, les structures ayantunpoidsvolumique plus petitque celuidusol liquéfié émergent de la surfacedecesol,cequi peutêtrelecasdestructureslégèresenterrées.

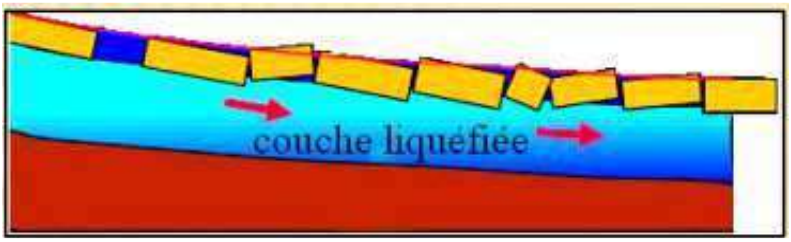
La (Figure 1.20) illustre un soulèvement spectaculaire des regards de1.80 m par rapportàlasurfacedusol. Enoutre, lesgrands déplacementslatéraux induits au sol liquéfiésollicitentfortementàlatractionlescanalisations,commelemontrela(Figure1.21).



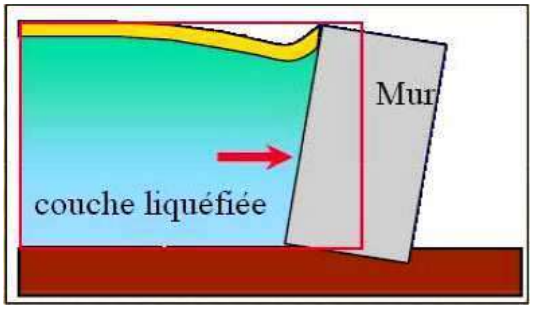
(a)



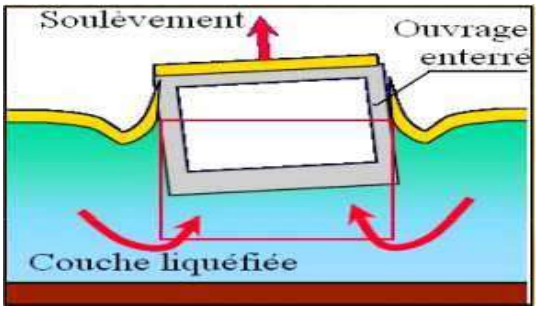
(b)



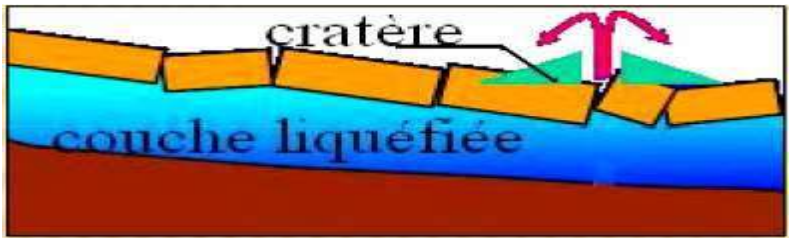
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure1.13**:**Différentsaspectsdeliquéfactionsismique**[7]**.



Figure1.14: Basculementd'unbâtimentde5niveauxdûàlaliquéfactionau séismedeNiigata(1964).Letassementexcessifetl'excentricitéduchargement due àla l'ouvrage.

présenced'un appartementsurla terrassedu bâtimentontcontribuéaurenversementde



Figure1.15: Glissementparliquéfaction ducorpsd'unremblaiauséismede Tokashi-Oki,Japon(2003).



Figure1.16: Suiteauséismedu21mai 2003àZemmouri(Boumerdès),lesterresmeubles saturéesontmanifestéunechuteconsidérabledela résistanceau cisaillement,cequis'est traduit,pardesrupturessuperficielleset uneinnondationdelasurfaceparl'eau.Leterrain fait partiedesabordsd'ouedIsser,à10km environdeBoumerdès.**[10]**.



Figure1.17: FissurelinéaireSuperficielle.



Figure1.18: Ruptureducorpsd'un Pontsuiteaudéplacementlatéraldes Piles(Niigata,1964)



Figure1.19: Renversementdumurdequaisuite àliquéfactiondumatériaudu remblaiau séismedeKobe(1995).



Figure1.20: Soulèvementd'unregardsuite àlaliquéfaction,auséismedeTokashi-Oki, Japon(2003)



Figure1.21: Rupturedescanal-isalionsenterréesauséismede Nihonkai-Chubu,Japon(1983)

•*Formation decratères ou 'volcans de sable'* (Figure1.13-f). Suite à lagénération de fortes surpressions interstitielles, le sableliquéfié remonteen surface en créant des cratères, ce qui est un phénomènetypique à laliquéfactiondes couchessuperficielles.A titred'exemple,àla (Figure1.22)[8],laliquéfactiona causélaremontéeforcée d'une coulée desableà traverslesplanchersenbétonarmédurez-de-chaussée. La(Figure1.23)montre enexempledecratère forméàlaplagedeCorso,lorsduséismedeBoumerdès(2003).

•*Affaisssemntoueffondrement ensurfacedusol.*Suiteaumouvementdel'eau interstitielle sous de forts gradients de pressions d'une part, et àladégradation des propriétés mécaniques du sol d'autre part, unaffaissement se manifeste en surface, avec des fois des amplitudesexceptionnelles de l'ordre de 1 m. La (Figure1.24) est relative à unaffaissementgénéralde50cmdusoldûàliquéfaction, sansdes désordres structurelssubisparl'ouvrage, fondé d'ailleurs surdespieuxancrésdansun substratum, et traversant des couches de sable lâche saturé. Il s'agitd'un exemple montrant que la liquéfactionpeutavoiruneffetlimitésurlastructuresiunsystème convenabledefondations est conçu.

Outreces aspects courants, la liquéfactionpeutsubiraux ouvrages desdésordres divers plus oumoinsimportants,tels que larupturedes corpsde digues et de barrages, l'effondrement du corps de chaussée etlerenversementdesouvragesélancés,suiteau tassementdifférentiel.



Figure1.23: Cratèredesableliquéfié àlaplagedeCorso,lorsduséismede sableliquéfiéatraversabloncherZemmouri,Boumerdès,2003. RDCenbétonarmé



Figure1.22: Remontéeducouléede



Figure1.24: Affaissementgénéraldusoldûàlaliquéfaction,lorsduséismede (Nihonkai-Chubu,Japon,1983)

I.3.3.Evaluationdupotentielledeliquéfaction:

Lapremièreétapedansl'évaluation durisquedeliquéfaction estd'identifier lessols potentiellementliquéfiablesselonlescaractéristiquesgéologiques,hydrogéologiquesdusite et les caractéristiquesdusol(teneureneau,contenuen fine.)

Ensuit,l'évaluationquantitativedelaprobabilitédu«déclenchement»ouledéclenchement delaliquéfaction,Ilyagénéralementdeuxtypes d'approchespourcela:

-L'utilisationdesessaisenlaboratoiresurdeséchantillons«intacts»

-L'utilisationdesrelationsempiriquebaséessur lacorrélationdescomportements descasde terrainobservésavecdiversessaisinsitu.

L'utilisationdes essais en laboratoire estcompliquée àcause des difficultés liéesà la perturbationde l'échantillonpendentle prélèvementet la reconsolidation.Ilestégalementdifficileetcoûteux de réaliserdesessaisdecisaillementcycliquesimpledehautequalitéetàtroisaxescycliques.

Lesessaisenplaceprésententl'avantage d'êtrepluséconomiques ;ilspermettentune reconnaissancecontinuedesprofilsdesolet decouvrirdeszonesdesgrandesextensions.

Troistypesd'essaisinsituontatteintmaintenantunniveausuffisantmaturitéetconstituent desoutilsappropriépourl'étudedupotentieldeliquéfaction; il s'agitde

-l'essaidepénétrationstatique(SPT);

-l'essaidecônedepénétration(CPT);

-lamesurein situ delavitessedecisaillement(Vs).

I.3.3.1Evaluationdupotentieldeliquéfaction àpartirdel'essaiSPT(MéthodedeSeed-Idriss,1971):

La méthode simplifiée de Seed-Idriss,est limitée aux sollicitationssismiquesmodérées, induisant desaccélérationsmaximumsensurfaceentre0.2à0.5foiscelledelagravité terrestre. Pour lessollicitations sismiques fortes, ilestrecommandé d'utiliser lesméthodes d'analyse non linéaire en contraintes effectives, disponibles en pratique sous forme de logiciels.

Laméthodologied'évaluationderisquedeliquéfactionàpartirdel'essaiSPT(Méthodede Seed-Idriss,1971)est fournieen annexe**1**.

I.3.3.2-Evaluationdupotentieldeliquéfactionàpartirdel'essaiSPT(Méthodede l'Eurocode8).

LanonneEN1998-5del'Eurocode8,partie5,exigeencasdeprédispositiondusiteétudiéà laliquéfaction,unereconnaissancegéotechniquecomportantauminimumlaréalisationin situd'essaisdepénétrationstandard (SPT) oud'essaisdepénétration aucône(CPT),ainsique ladéterminationdescourbesgranulométriquesen laboratoire.

Pourl'essaiSPT,lesvaleursmesuréesdunombredecoupsNspt,expriméencoups/30 cm, doiventêtrenormaliséesàunepression effectivederéférencede100kPa,etàunrapport de l'énergiedebattageàl'énergiethéoriquedechutelibreégalà0,6.Pour desprofondeurs inférieuresà3m,il convientderéduirede25%lesvaleurs$_{Nspt}$mesurées.

I.3.3.3-Evaluationdupotentiel deliquéfactionàpartir del'essaiCPT(MéthodedeSeedetIdriss,1982).

Lesauteursontproposéundiagrammedonnant$_{CRR7,5}$enfonctiondelarésistance pénétrométriquecorrigéeqc[1]danslessablespropres**.**

I.3.3.4- Evaluation dupotentieldeliquéfaction àpartirdelacélérité VS(Méthode de l'institutNIST,1999).

Cetteméthodeestdéveloppéeauniveaudel'institutNIST(en1999).

I.3.4-Renforcementdessolsliquéfiables:

Lesdifférentesméthodesd'analysedurisquede liquéfaction se basent surla notiondu facteur desécurité locale, àuneprofondeurdonnée.Enoutre,uneanalyseglobalede potentieldeliquéfactiondusiteestmenée,àlabasedelaméthodedeTatsuokaparexemple.

En cas où l'analyse conduit à des coefficients de sécurité jugésinadmissibles, et s'il estimpératifde construire sur un tel site, on peutpenser à renforcer la résistance au cisaillementcyclique, en agissant engénéralsurquatrefacteursclefsrégissantle phénomènedeliquéfaction:

•*Densité dusol*. On peutprocéder à l'amélioration de la densité descouches parles procédés derenforcement dusol, telsque: lecompactagedynamique,lecompactageà l'explosifet lavibro-flottaison.

•*Conditionsdedrainage*. Il s'agitd'augmenterlacapacitédedrainagedel'eauinterstitielle aucoursd'unesollicitationsismique,etdoncréduirelasurpressioninterstitielle généréepar lasollicitationcyclique, enutilisantdes drains de graviers, ou les colonnes ballastées. Cette dernièretechniqueconsisteàréaliserdes maillesdeforages remplis sous pressionpar du gravier. Elle a l'avantage de réduire le potentiel de liquéfaction, d'augmenterlacapacitéportantedusolet deréduirelestassements.

•*Contrainte effective*. La résistance au cisaillement cyclique étantdirectement proportionnelle àla contrainte effective, onpeutl'amélioreren effectuantunrabattement delanappeouen augmentantlasurchargeensurfaceduterrain.

•*Caractéristiques mécaniquesdu sol*. Enaugmentantles caractéristiquesmécaniques du matériau sol, la résistance au cisaillement cycliqueaugmentera. Le principeest d'augmenter la cohésionintergranulaireparl'injectiondesproduits chimiquestelsqueles ciments.**[7]**

Conclusion:

Surlalumière deceque précédentilfautélaborer laphasedefondationavecun grandsoin etprévoirlesdifférentesméthodes permettent decaractériser leterrainsur lequelonsouhaite fondercardesabonneréalisationrésultedelatenuedel'ensemble.

OUVRAGES DE SOUTENEMENT

I-INTRODUCTION :

Les murs de soutènement sont des ouvrages généralement verticaux qui, permettent de contenir des terres, ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent, donnant à celui-ci une meilleure stabilité.
La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoinsmultiples :
préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.…

I.2-Différents types d'ouvrages de soutènement :

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire Rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'unouvrage de soutènement en déblai.
L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu.
Article Ouvrages de soutènement. Poussée et butée peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :
— la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
— la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
— la poussée est reprise par des ancrages.
Le tableau 1 montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples

Tableau 1 – Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

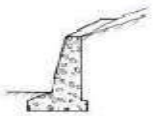
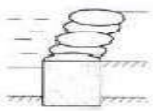
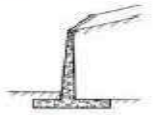
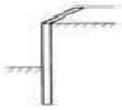
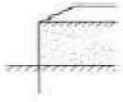
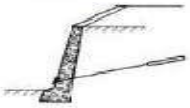
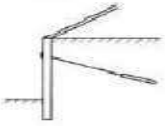
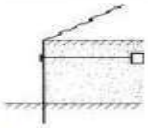
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Cuvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

Tableau 1 – Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée Mode de reprise

I.3-Dimensionnement des murs de soutènement :

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forcesqui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

la plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semiflexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il estCourant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre surun appui élastoplastique continu.

I.3.1-Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Cinq modes de rupture, illustrés à la **figure 2** peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

— le glissement de l'ouvrage sur sa base (**figure 3a**) ;
— le renversement de l'ouvrage (**figure 3b**) ;
— le poinçonnement du sol de fondation (**figure 3c**) ;
— le grand glissement englobant l'ouvrage (**figure 3d**) ;
— la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (**figure 3e**).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la Rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité Externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, onRencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'existe uneDénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi (cf. article Ouvrages deSoutènement. Poussée et butée.

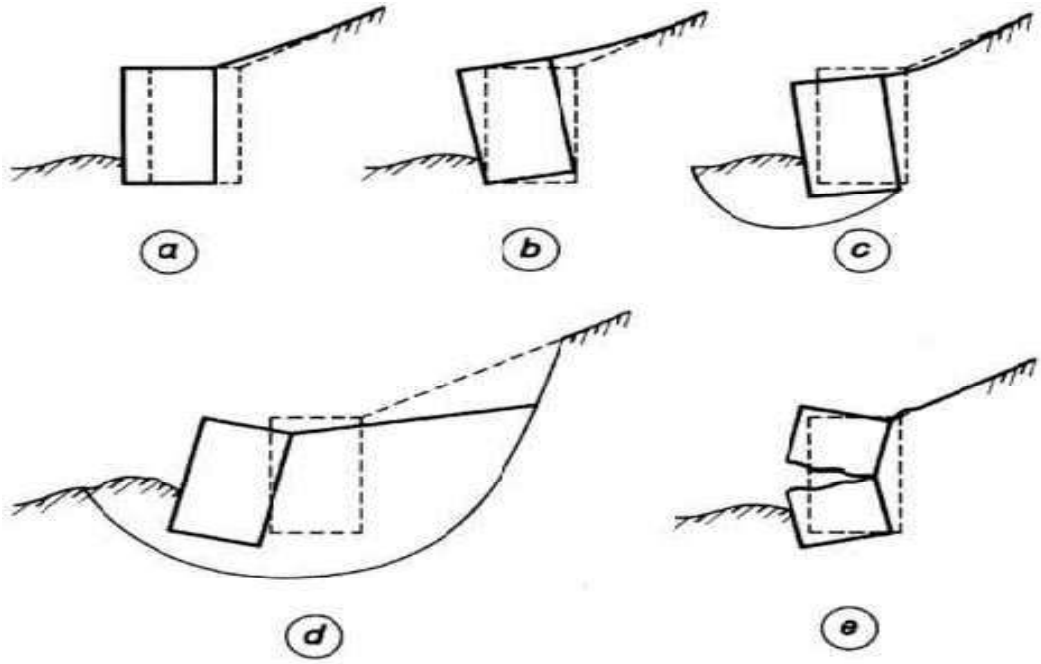


Figure1.25–Cinq modes de rupture dans les ouvrages de soutènement

I.3.2-Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur

I.3.2.1-Paramètres de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du sol est l'un des paramètres les plus importants dans L'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement. En dehors des sols pulvérulentsoù seul intervient l'angle de frottement interne φ, les sols comportant une partienotable de Fines ont une résistance au cisaillement dépendant à la fois de leur état desaturation et de la rapidité de la sollicitation de cisaillement.

Pour un sol fin saturé, larésistance à court terme est caractérisée par la seule cohésion non drainée Cu , l'angleFrottement étant alors nul ($\varphi = 0$). Par contre, la résistance effective ou à long termeest caractérisée par deux paramètres : c' la cohésion effective et φ l'angle de frottementinterne effectif (cf. article Résistance au cisaillement dans cette rubrique).

Pour le calcul des efforts de poussée ou de butée d'un sol non saturé on prendragénéralement la résistance effective (c', φ') mesurée sur le sol saturé.

Des sols saturés. On la néglige souvent dans le calcul de la poussée considérant qu'ellePeut être facilement détruite sous l'effet, notamment, des déplacements de l'ouvrage.

I.3.2.2- Frottement sol-mur

L'angle de frottement ä entre le sol et le parement arrière du mur dépend de factures suivantes:

— la rugosité du parement ;
— l'angle de frottement interne du sol φ;
— le tassement relatif entre le mur et le sol ;
— L'inclinaison de la surface.

Tableau 2 – Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement

État de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité).....	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier).....	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$
Murs caissons.....	$\delta \geqslant \frac{2}{3}\varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilever (figure 1).....	$\delta = \varphi$

Tableau 2 –angle de frottement (sol-mur)

I.3.2.3-Calcul des efforts de poussée ou de butée

Le calcul des efforts de poussée ou de butée dans les ouvrages de soutènement doit Tenir compte des paramètres et des facteurs suivants :

— le poids volumique du sol ;
— la résistance au cisaillement du sol ;
— le frottement entre le sol et l'ouvrage ;
— l'inclinaison de la surface du sol à l'amont et à l'aval de l'ouvrage ;
— les déformations et déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au sol ;
— la présence d'une nappe d'eau ;
— les surcharges à la surface du sol.

Les méthodes permettant de déterminer les forces de poussée et de butée exercées sur Un ouvrage de soutènement ont été exposées dans l'article Ouvrages de soutènement. Poussée et butée de cette rubrique.

Même si l'étude de la stabilité externe des ouvrages de soutènement repose sur des méthodes de calcul à la rupture, la poussée ou la butée calculée tient compte des déformations de service de l'ouvrage.

Ainsi, lorsqu'il n'y a pas possibilité de déplacement d'un mur de soutènement, comme cela est le cas pour les murs latéraux d'un pont cadre, la force de poussée doit être Calculée avec le coefficient de pression des terres au repos K0 et non avec le coefficient De poussée Ka.

D'une façon générale, le calcul de la force de poussée ou de butée doit tenir compte de L'amplitude et de la direction du mouvement relatif de l'ouvrage par rapport au sol.

On admet que pour atteindre les états de poussée et de butée limitent dans des sables Moyennement denses et dans des sols fins normalement consolidés (avec un indice de Consistance IC compris entre 0,75 et 1,00), il faut des mouvements tels qu'indiqués au Tableau 3.Pour des sols granulaires très denses et des sols fins très sur consolidés (IC > 1,00), desMouvements plus faibles sont suffisants pour mobiliser soit la poussée limite, soit la Butée limite.

Tableau 3 – Mouvements pour mobiliser la poussée ou la butée limite

Poussée		Butée	
Déplacement	Rotation θ	Déplacement	Rotation θ
0,001 *H*	arctan 0,002 (rotation autour du pied)	0,05 *D*	arctan 0,100 (rotation autour du pied) arctan 0,020 (rotation autour de la tête)

H : hauteur totale de l'ouvrage, fiche comprise.
D : fiche de l'ouvrage dans le scl de fondation.

Tableau 3 :mouvement pour mobiliser la poussée ou la butée

I.4-Dimensionnement

Dimensionner un mur consiste à déterminer sa géométrie et sa structure (ferraillage pour un mur en béton armé) pour qu'il soit stable sous l'action des forces suivantes(**figure 2**) :
— le poids du mur W
— la force de poussée *Fa*
— la force de butée à l'aval *Fp*
— la réaction du sol sous la fondation *R*

Le dimensionnement comporte les étapes suivantes en ce qui concerne la stabilité Externe :
— calcul des efforts de poussée et de butée ;
— sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur ;
— sécurité au renversement ;
— sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation ;
— sécurité vis-à-vis d'un grand glissement englobant le mur.
Il faut avoir présent à l'esprit qu'un remblai horizontal totalement saturé d'eau pousse environ 2,5 fois plus que le même remblai sec.
Il est donc nécessaire d'éviter toute saturation du remblai et de toujours assurer un bon drainage à l'arrière d'un mur de façon à diminuer, autant que faire se peut, l'effet de l'eau sur la force de poussée exercée. Parmi les dispositifs de drainage couramment adoptés, on distingue (**figure 3**) :
— les **barbacanes** qui sont des tubes légèrement inclinés vers l'aval et traversant le mur, ce qui permet à l'eau située derrière le mur d'être évacuée ;
— le **filtre placé à l'arrière du mur**, soit directement contre le parement vertical, soit sur le terrain naturel en pente. Lorsque la pente du talus naturel est plus faible que tan , où ϕ' est l'angle de frottement interne du sol, la mise en place d'un filtre sur ce talus empêche le coin de Coulomb d'intercepter la nappe et élimine complètement son effet sur la poussée exercée sur le mur.

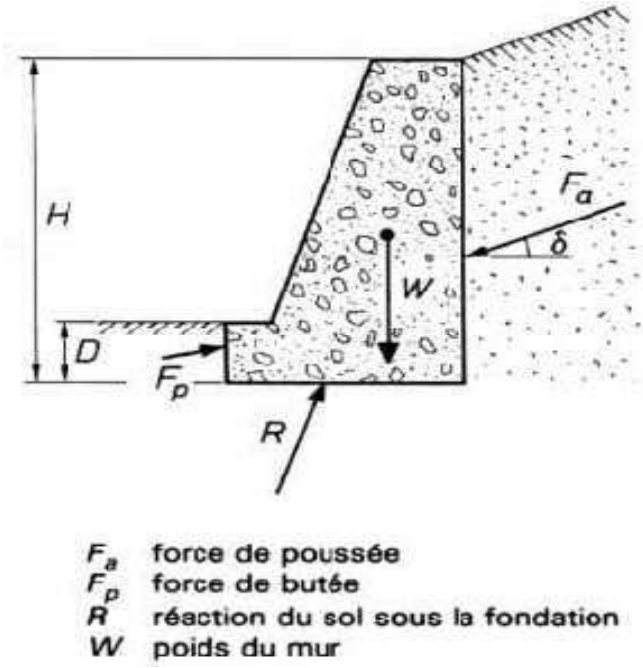


Figure 1.26 – Forces s'exerçant sur un mur-poids

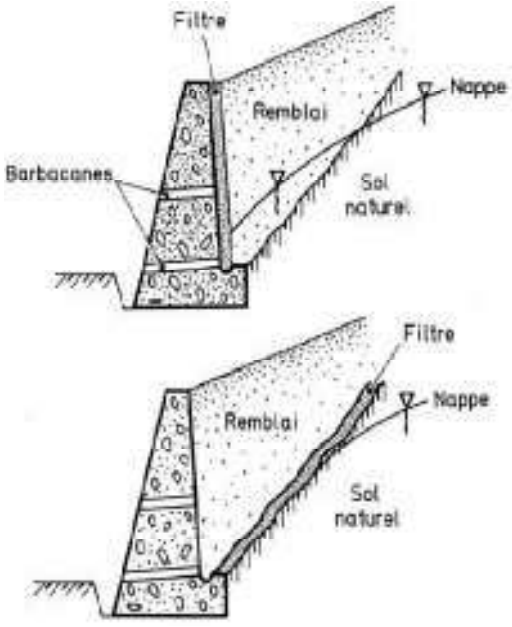


Figure1.27 – Dispositifs de drainage derrière un mur

I.4.1- Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur

Le coefficient de sécurité *FG* vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur est défini comme le rapport de la force résistante de cisaillement à la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base.

Si *R* est cette force de réaction, *T* et *N* ses composantes suivant la base du mur et la normale, tan *ä* le coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base du mur, le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement a pour expression :

$$FG = \frac{N}{T} \text{ tag } \delta$$

En règle générale, on ne tient pas compte, dans la détermination de la force *R,* de la butée desterres qui s'exerce sur la partie frontale du mur.

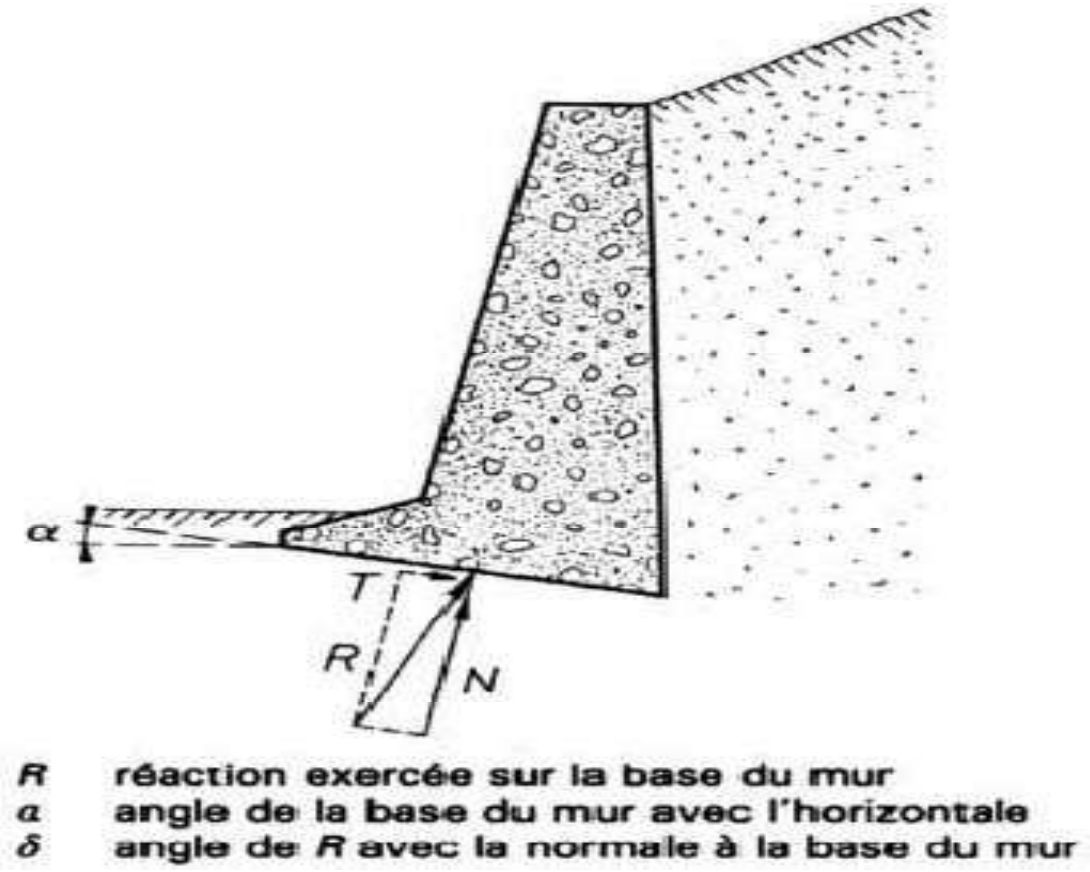


Figure1.28 – Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur

Pour un contact sol-béton, on admet que le frottement sol-mur sur la base a la même Valeur qu'au parement: $\delta = \mathbf{2/3}\ \varphi$

Avec φ angle de frottement interne du sol.

Le coefficient de sécurité *FG* doit être supérieur ou égal à 1,5.

I.4.2- Sécurité au renversement

La sécurité au renversement d'un mur traduit son équilibre statique par rapport au moment des forces exercées. Le coefficient de sécurité est calculé en considérant l'équilibrelimite, généralement lorsque le mur se renverse autour de son arête extérieure.
Au-dessus de la base, le mur est sollicité par deux types de forces **:**
— des forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure ;
— principalement la force de poussée ;
— des forces qui tendent à stabiliser le mur autour de cette arête ; principalement
— poids du mur.

$$F_R = \frac{M_2}{M_1} = \frac{W\,d_1}{F_a\,d_2}$$

Si *M*1 et *M*2 sont les moments de ces forces autour de l'arête extérieure, on définit le Coefficient de sécurité au renversement *FR* par le rapport de ces deux momentsLa valeur de *FR* doit être supérieure ou égale à 1,5.
On utilise aussi parfois la règle du tiers central**,** qui consiste à s'assurer que la réaction *R* sur labase passe dans le tiers central de la semelle de fondation. Cette règle équivaut à ce que, dansune distribution linéaire des contraintes verticales sous la semelle, aucune zone de cette semelle ne soit décomprimée.
Vis-à-vis de la sécurité au renversement, la règle du tiers central est plus sévère que la méthode du rapport des moments ; elle correspond à une valeur de *FR* supérieure à 2 ,

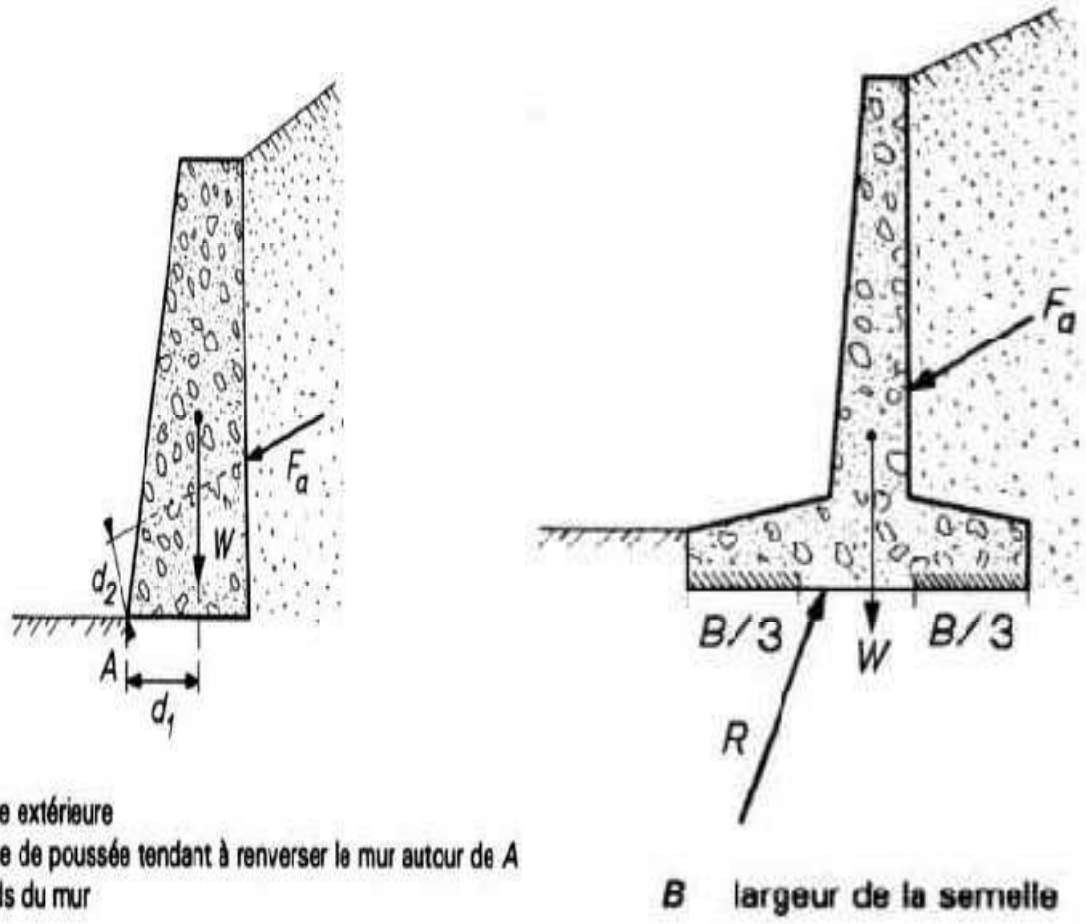


Figure1.29 :sécurité au renversement et règle du tiers central pour le calcul de la sécurité

I.4.3- Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation

La sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation est obtenue par l'adoption d'un coefficient de sécurité égal à 3 sur La capacité portante du sol de fondation relative à une charge excentrée et inclinée

- ✓ **Méthode basée sur les essais en laboratoire**
- ✓ **Méthode basée sur les essais en place**

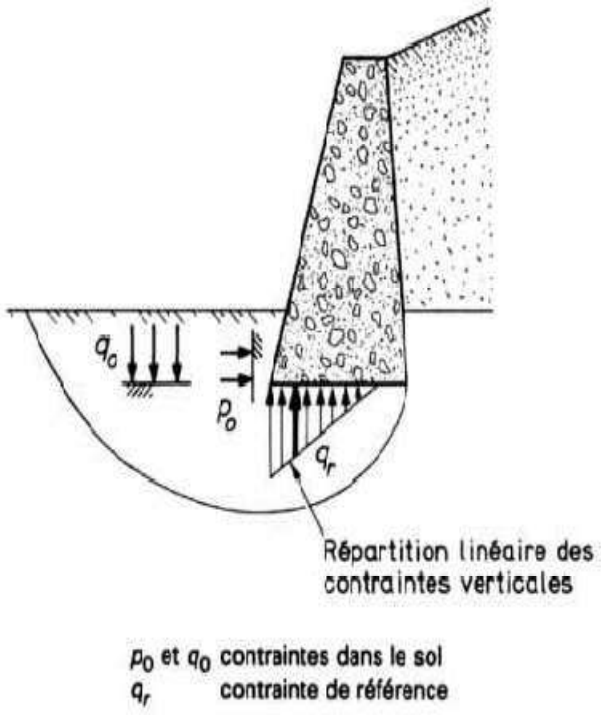


Figure1.30– Surface de rupture du sol de fondation

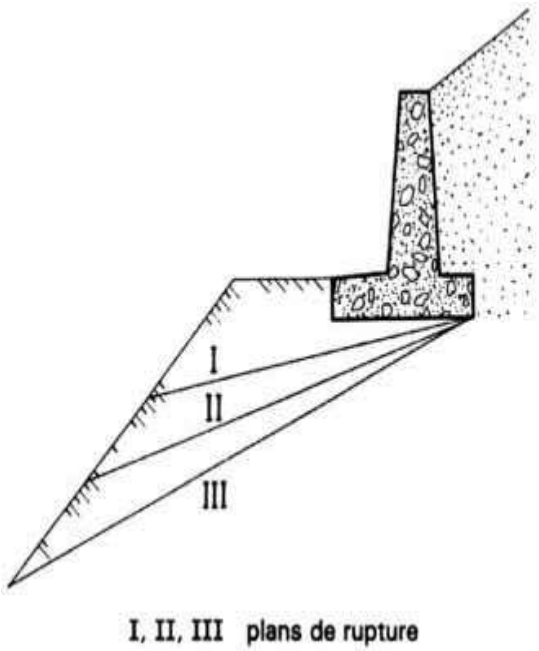


Figure1.31 – Plans de rupture pour lecalcul de la portance

Rappels généraux sur la théorie de poussée et de butée et ouvrages de Soutènement.

I.5- Introduction :

La théorie de la poussée et butée des terres est présentée pour la première fois par lephysicien français coulomb (1736-1806) en 1773 devant l'académie royale des sciences.

A partir de cette date, le calcul des ouvrages retenant les terres est rendu rationnel, lequel

relevé auparavant du plus grand empirisme. Malgré son ancienneté, cette théorie estencore actuellement très utilisée dans les cas simples. Elle permet de calculer les forces depoussée et de butée sans se préoccuper de l'état des contraintes existant dans le sol.

Le développement de cette théorie s'est basé sur l'étude de la poussée d'un remblaipulvérulent à surface libre horizontale ($\beta=0$) contre une paroi lisse ($\delta=0$) qui le soutient.

I.5.1-les théorie :

la théorie de Rankine (1820-1872) date de 1860, elle se base sur les notions d'équilibreactif et passif .

Cette méthode s'est basée sur les hypothèses simplificatrices suivantes :

-le sol est isotrope

-le mur de soutènement peut pivoter autour de sa base.

-la présence de discontinuité, telles que murs ou écrans, ne modifie pas larépartition des contraintes verticales dans le sol, c'est-à-dire que l'on a toujours dans lemilieu :

$$\sigma v\ (z) = Yh\ .\ Z \qquad \sigma\ h\ (z) = Ka.\ Yh\ .\ Z$$

Le calcul des coefficients de poussée et butée passe la définition des équilibres limite actifet passif auxquels correspond deux cercles de (MOHR) tangents à la courbe intrinsèque

$(\tau = C + \sigma\ tg\ \varphi)$, cas d'un milieu pulvérulent $C=0$.

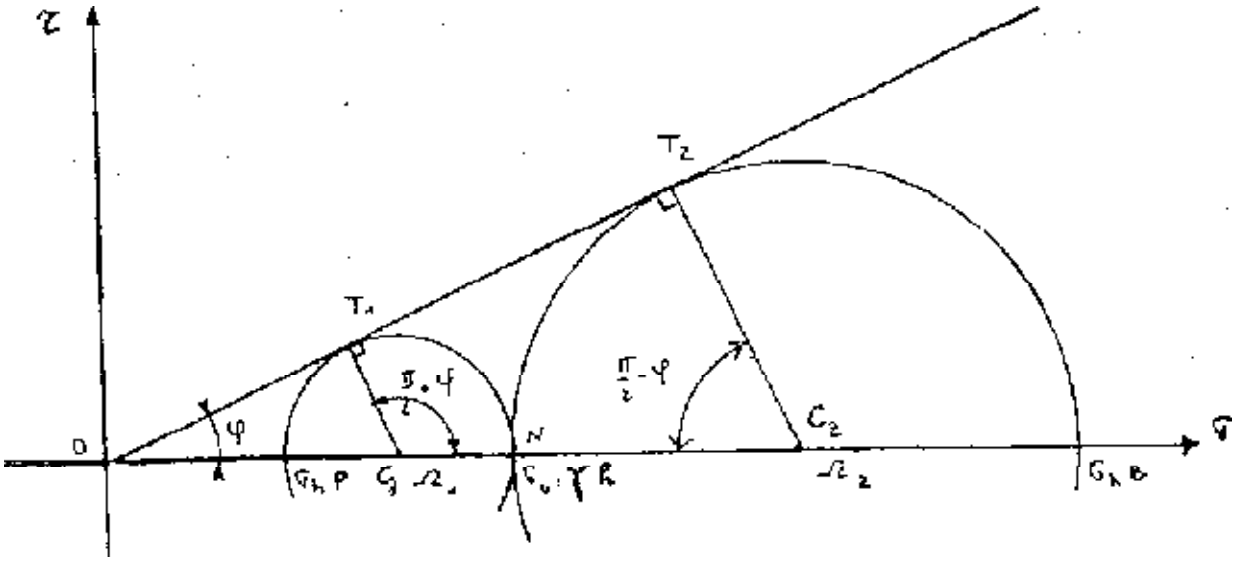


Figure1.32 – calcul de Ka et de Kp sols pulvérulents (β=0).

Les calculs trigonométriques aboutissent aux relations suivantes (milieu cohérent et frottant) :

a. Poussée :

$Ka=tg^2 (\Pi/4-\varphi/2)$

$Qa=1/2.Yh.Kp.H^2+2.\sqrt{K_a}.C.H$ [2]

b. Butée :

$Kp=tg^2 (\Pi/4+\varphi/2)$

$Fp=1/2.YH.Kp.H^2+2.\sqrt{K_a}.C.H.[2]$

c. Notions d'état d'équilibre limite

L'étude de l'équilibre des massifies pulvérulents montre q' au repos on détermine desvaleurs optimales de la poussée maximale et de la butée minimale quel que soit l'état desurface du parement du mur de soutènement en contact avec le sol et l'expérience montrequ'il suffit d'une translation de l'écran 1/1000 éme de sa hauteur dans le cas de la poussé,

pour que celle-ci acquière sa valeur minimale (Equilibre limite inférieur)

Au repos on a : $\sigma h=K_0.\Sigma v$

K0 : coefficient de pression des terres au repos, il dépond de la nature du sol, de laprofondeur considérée et de son histoire géologique.

Ordres de grandeurs :

-sable : K0=0.50

-argile : K0=0.70

-argile très molle, vase : K0=1

-roche à très grande profondeur K0≥1

-argile gonflantes : K0>1

-K0=1, correspond aux champs de contraintes hydrostatiques.

-K0=1-sin φ. φ : angle de frottement interne du sol

III.2.d. facteurs influents sur les poussées et butées :

-Angle de talus naturel (β)

- Rugosité de l'écran de soutènement (δ).

$0 \leq \delta \leq 2.\varphi/3$

- Géométrie de l'écran de soutènement inclinaison λ

- Paramètres intrinsèques du sol (c, φ)

L'angle de frottement minimum φ0 correspond à la limite à la valeur de l'angle

de talus naturel β .dans le cas des massifs pulvérulents la valeur φ0 = 0.8. φ

Valeurs de la rugosité (δ/φ) :

Les valeurs préconisées pour l'inclinaison de la poussée et de la buttée varient suivant les

auteurs. A défaut d'appliquer des coefficients de la sécurité sur les caractéristiquesmécaniques du sol.

e. coefficient de poussé et butés :

Dans le cas d'un milieu pesant pulvérulent les valeurs de Ka et Kp peuvent compteexprimées par la formule due à M. HAVARD. cette formulation tient compte del'ensemble des facteurs ayant une influence sur les valeurs des coefficients de poussée etbutée à savoir β , δ, λ et φ.

Les valeurs des coefficients Ka et Kp peuvent être tirées également des tables de caquet et

kerisel.

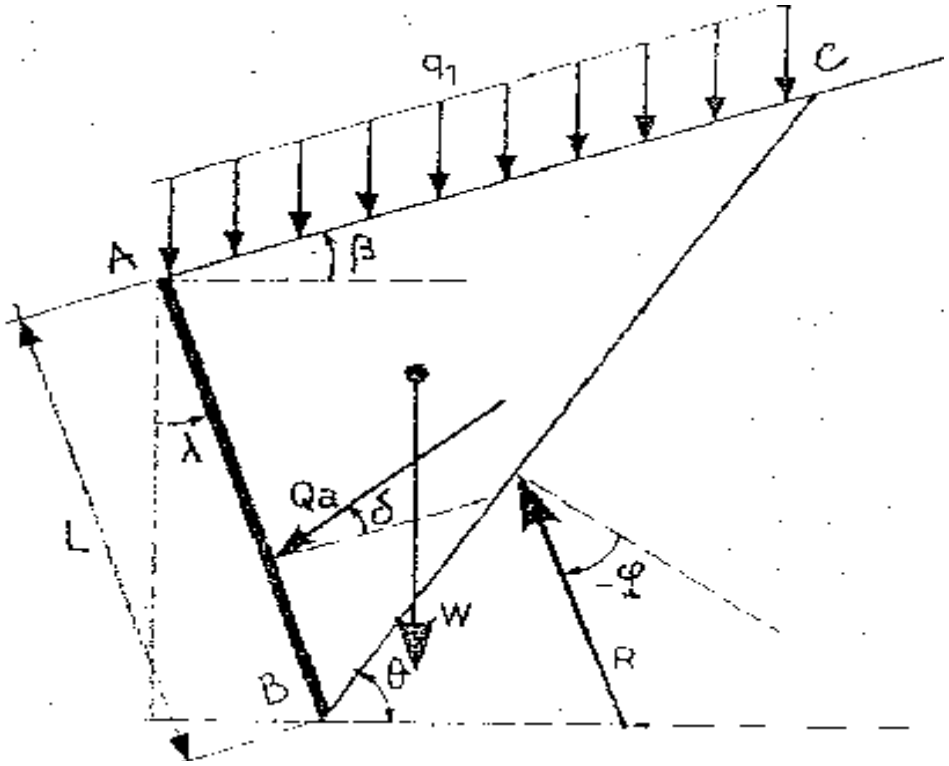


Figure1.33 – coin de coulomb

Poussée :

$$Ka = \frac{\cos 2\,(\gamma - \varphi)}{\cos(\gamma + \delta) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\times\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\gamma+\delta)\times\cos(\gamma-\beta)}}\right)^2}$$

Butée:

$$Kb = \frac{\cos 2\,(\gamma - \varphi)}{\cos(\gamma + \delta) \times \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\times\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\gamma+\delta)\times\cos(\gamma-\beta)}}\right)^2}$$

La méthode de Coulomb (1773) :

La théorie de Coulomb s'intéresse à un massif de sol homogène et isotrope pulvérulent limité par un talus semi infini plan.

- Hypothèses :

Coulomb a considéré les hypothèses simplificatrices suivantes :

1°/- La surface de glissement dans le sol est un plan.

2°/- Le matériau contenu à l'intérieur du prisme de glissement se comporte comme un corps solide indéformable.

3°/- le coefficient de frottement, supposé

4°/- Le sol est sec en absence de la nappe phréatique .
5°/- La cohésion n'est pas prise en compte.

Avantages et limitations de la méthode de Coulomb

La méthode de coulomb est assez simple dans son application par ses hypothèses simplificatrices, elle suppose des plans de rupture applicable dans le cas de poussée et par contre elle ne l'est pas dans le cas de la butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. D'autre part, cette théorie suppose que l'angle de frottement du sol sur l'écran est connu, chose qui fait doute sur la validité des résultats obtenus en s'appuaynt seulement sur une valeur estimée.

I.5.2-Action des surcharges q1:

Les contraintes de poussée et de butée qs sont uniformément réparties sur les l'écran et

dues à la surcharge verticale q1.

Poussée : butée :

$qs = \frac{Ka * q1}{\cos(\gamma - \beta)}$ $qs \frac{Kp * q1}{\cos(\gamma - \beta)}$

la pression ultime Pq sur le mur provenant dune surcharge uniforme q a été déterminée par sokolovsky(1961) par le biais de la methode des caract-éristiques de contraintes comme suit :

$Pq = Kq * q$ et $Kq = \frac{\cos\delta \pm \sin\varphi \cos\Delta 2}{\cos\alpha \pm \sin\varphi \cos\Delta 1} e^{(\pm 2\omega tg\theta)}$

$$\omega = W - \frac{\pi}{2} + \frac{\Delta 1 + \Delta 2 \pm \alpha \pm \delta}{2}$$

$\sin\Delta 1 = \frac{\sin\alpha}{\sin\varphi}$ et $\sin\Delta 2 = \frac{\sin\delta}{\sin\varphi}$

Et considére le signe + pour la poussée et le signe – pour la butée

I.6-Quelques dispositions de drainage des murs de soutènement :

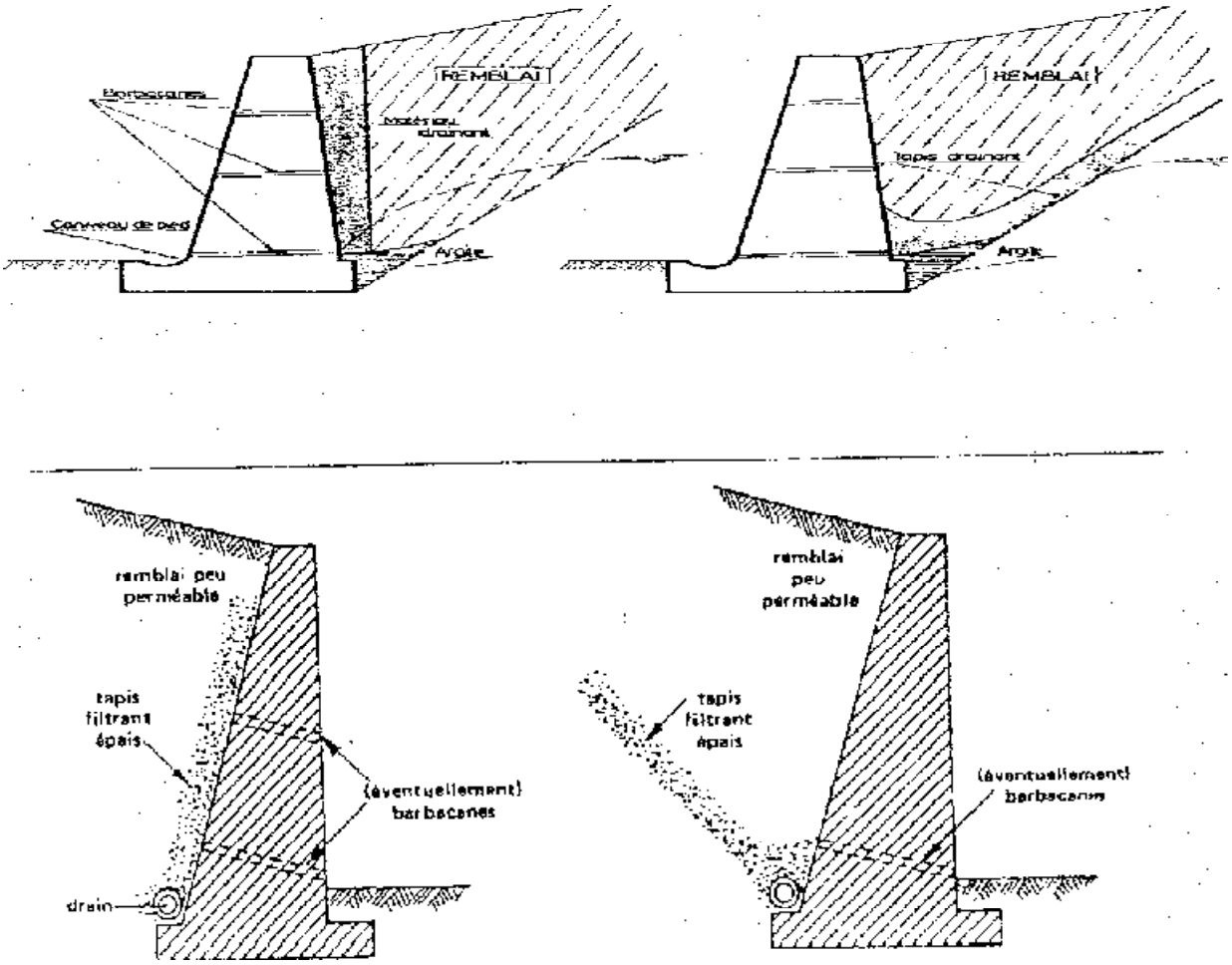


Figure 1.34– Dispositifs de drainage derrière les murs de soutènement.

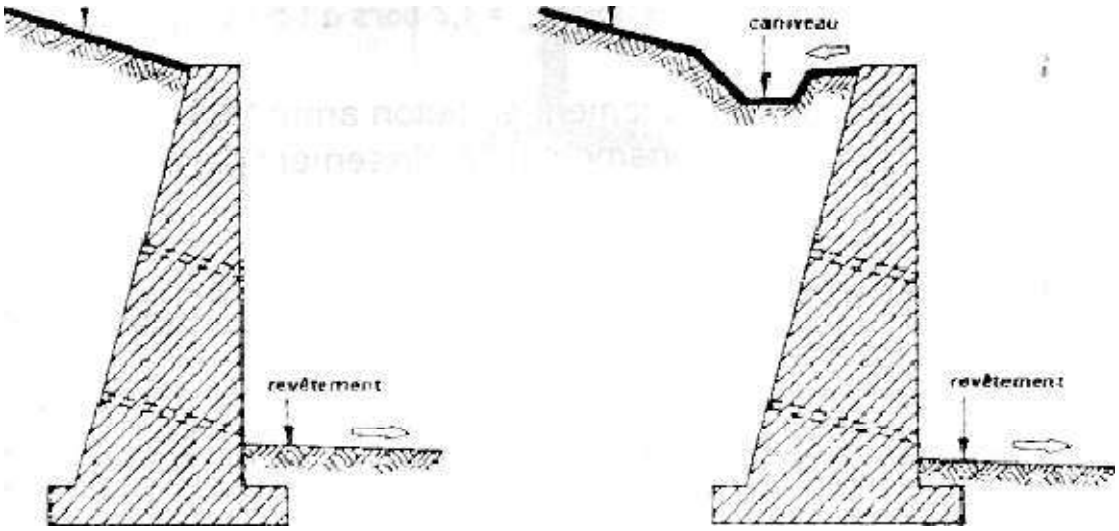


Figure1.35 – Drainage des eaux de surface (ruissellement)

CONCLUSION :

L'objet de ce chapitre est de déterminer les forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie du mur et du massif de sol retenu, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs du mur par rapport au sol.
Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

GLISSEMENTS DES TERRAINS

I -INTRODUCTION :

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans les matériaux meubles, généralement argileux. Le problème de glissement peut être donc classé parmi les manifestations de la géodynamique externe. Il touche généralement les terrains lâches et les pentes (talus).
Les problèmes de glissement intéressent l'homme dans le sens de leur influence directe sur sa vie ainsi que sur ses constructions : chaque année on enregistre de nombreux accidents graves laissant plusieurs victimes ; citons à titre d'exemple, le glissement de VAJON en Italie en 1963(1000 victimes) et Saint Jean Vianney en 1971 (34 victimes) etc.…

I.2- Types de glissements :

Selon le critère rhéologique, on distingue :
a) Le comportement élastoplastique- c'est le glissement proprement dit ;
b) Le comportement viscoplastique ou fluide – se sont les fluages et les coulées boueuses se caractérisant par un écoulement plastique (déformation plastique).
c) Glissements mixtes (Fig1) ; selon le critère du plan de rupture (c'est-à-dire : glissementplan+glissementrotationnel).

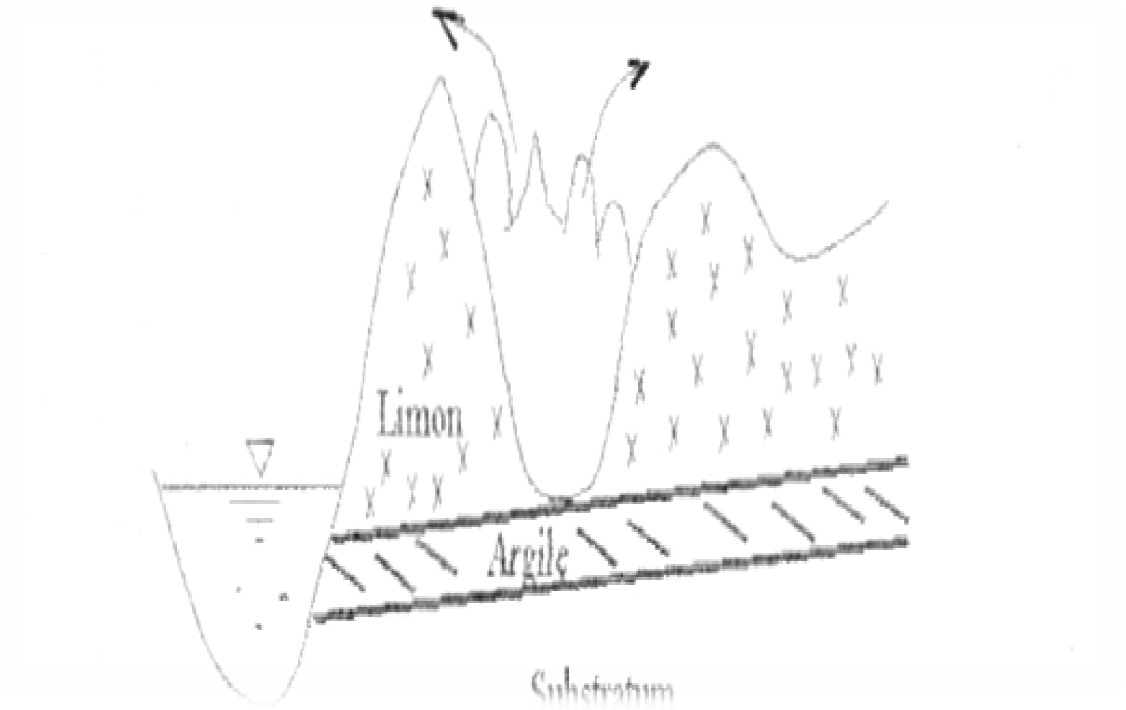


Figure1.36: Glissements mixtes

I.3-Origine et causes des glissements

On distingue les causes liées à la nature des terrains (la géologie), le mode d'action de l'eau et les causes mécaniques externes.
Connaissant les causes, on peut estimer la stabilité d'un terrain (ex: pentes naturelles ; talus de déblais ou de remblai,…).

I.3.a- Influence de la nature des matériaux :

En général les terrains argileux sont les plus exposés aux glissements. Parmi les propriétés défavorables de l'argile leur faible perméabilité d'eau et leur gonflement par absorption d'eau et leurs sensibilités.

I.3.b- Influence de l'eau :

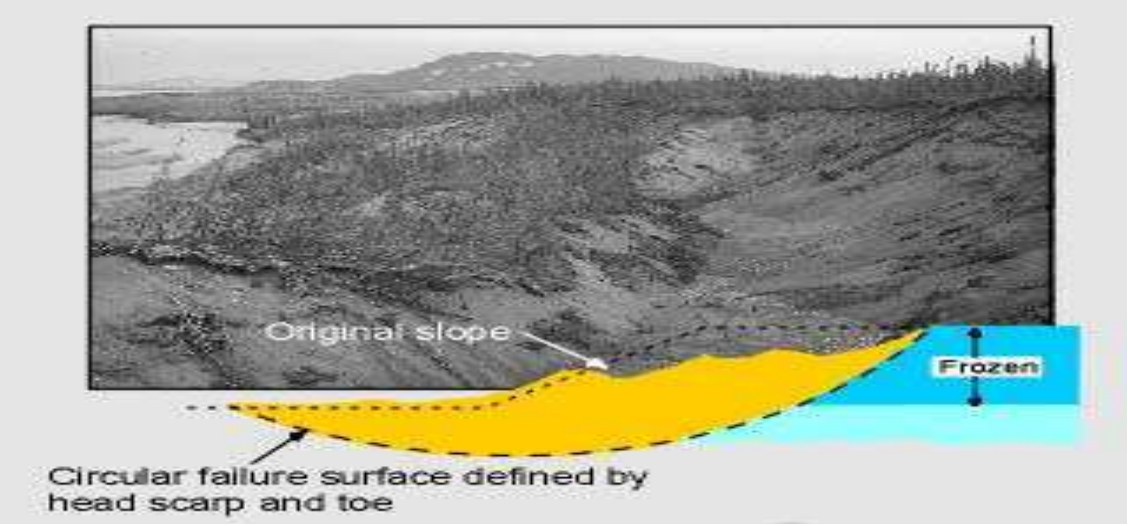
En général, l'eau est la grande responsable de la mise en mouvement des terrains (glissements) ; puisqu'elle circule dans les diaclases du massif en provoquant ainsi une pression de courant ou bien en s'infiltrant dans les fissures, ce qui gonfle l'argile pour lui faire perdre sa résistance. Du point de vue chimique, l'eau peut provoquer le ramollissement de l'argile ou même la dissolution de certaines roches. La modification du régime hydraulique (écoulement, vidange rapide) peut aussi provoquer les glissements causés par l'eau.

I.4-Types de problèmes de glissement.

L'étude du phénomène de glissement met en évidence quatre catégories de problèmes courants :
- Pentes naturelles ;
- Talus de délai (excavation) ;
- Barrages de terre.

I.4.1- pentes naturelles :

Pour les argiles sensibles et varves, la rupture est souvent imprévisible ; elle prend la forme de coulée.(**Figure1.37**)



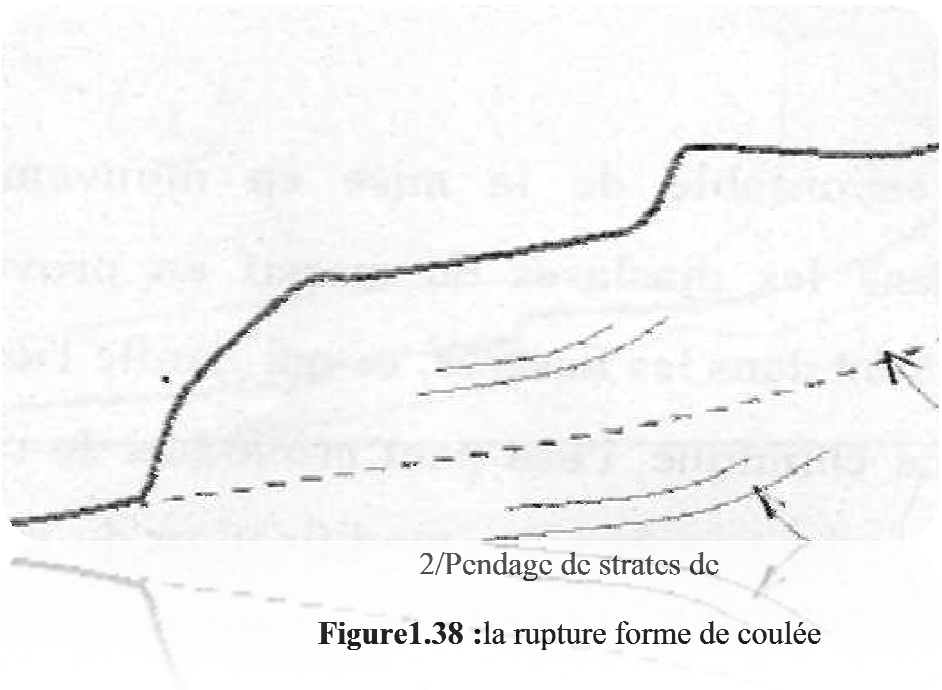


Figure1.38 :la rupture forme de coulée

Pour les sables lâches saturés on remarque la liquéfaction spontanée causée par un choc (ex : séisme) ou une variation rapide du niveau de la nappe d'eau. Pour les roches avec plan de faiblesse : stratification à pendage défavorable dans la masse rocheuse (Fig.3)

I.4.2- Talus de déblai :

I.4.2.1-dépôt homogène : *sables *Argile

I.4.2.2-dépôt hétérogène : *couches superposées

I.4.2.3-Talus de remblai .

CONCLUSION :

Les Glissements des terrains peuvent provoquer des dommagesimportants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, etparfois causer des victimes.Ilssurviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie,érosion de berge, séisme,
par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation.
L'étude desglissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de lagéologie appliquée et de la mécanique des sols.

Chapitre II

Etudegéologiqueet Géotechnique

II-Introduction:

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans les matériaux meubles, généralement argileux. Le problème de glissement peut être donc classé parmi les manifestations de la géodynamique externe. Il touche généralement les terrains lâches et les pentes (talus).

Suite de l'étude d'un traitement des glissements de terrains et d'affaissements sur CW18 entreOuamri et Sidi Youm au Pk du 10+250; a procédé à une campagne de reconnaissance géotechnique in-situ et en laboratoire, afin de déterminer la nature et la cause des désordres, ainsi que la ou les solutions de confortement.

L'articulation de cette étude a été programmée comme suit :

- L'identification lithologique des terrains en place avec des observations de surfaces détaillées ;
- La réalisation d'une série d'essai de laboratoire de types physique et mécanique ;
- L'évaluation de l'état de stabilité des terrains talus;
- Interprétation et synthèse des résultats.

Levé topographique détaillé ech : 1/500



six (06) sondages carottés, de 13 à 20m de profondeur chacun au droit des :



- glissements et les affaissements sur un linéaire de cinq (05) km d'environ ils doivent permettre la connaissance de la lithologie du terrain et le prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés de carottes pour les essais au laboratoire ;

Une série de 24essais de PDL aux droits des glissements le long de la route ;



- Essais au laboratoire de type physique et mécanique.

II.1-PRESENTATION DU PROJET :

La liaison entre OUAMRI et SIDI YOUM s'effectue par le CW18, La route franchit un versan peu boisé, à pente naturelle de (5 à 20%).

Le tracé est essentiellement en profil mixte, en déblais et en remblai.

La présente étude concerne un traitement des glissements de terrains et d'affaissements sur CW18 auPK10+250 pour lequel les observations ont été menées.

II.2-CONTEXTE GEOLOGIQUE :

La région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du cénozoïque dans sa partie sud.

Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

Le réseau hydrographique est constitué principalement de l'Oued Cheliff et Oued El Mellah et leurs affluents respectifs.

Le climat de la région est méditerranéen avec un été sec et chaud et un hiver doux et pluvieux.
La pluviométrie dans cette wilaya est en moyenne de 800 mm/an, 200 mm/an au sud.

Le tracé du CW18 traverse des terrains d'âge variable ancien à actuel ;

Les terrains du Néogène sont représentés par :

Miocène inférieur marin : Burdigalien : série compacte et monotone de marnes argileuses grises et argiles marneuses avec des couches de grès durs, conglomérats rouge.

Miocène supérieur marin : Helvétien : argiles marneuses, marnes, conglomérats.

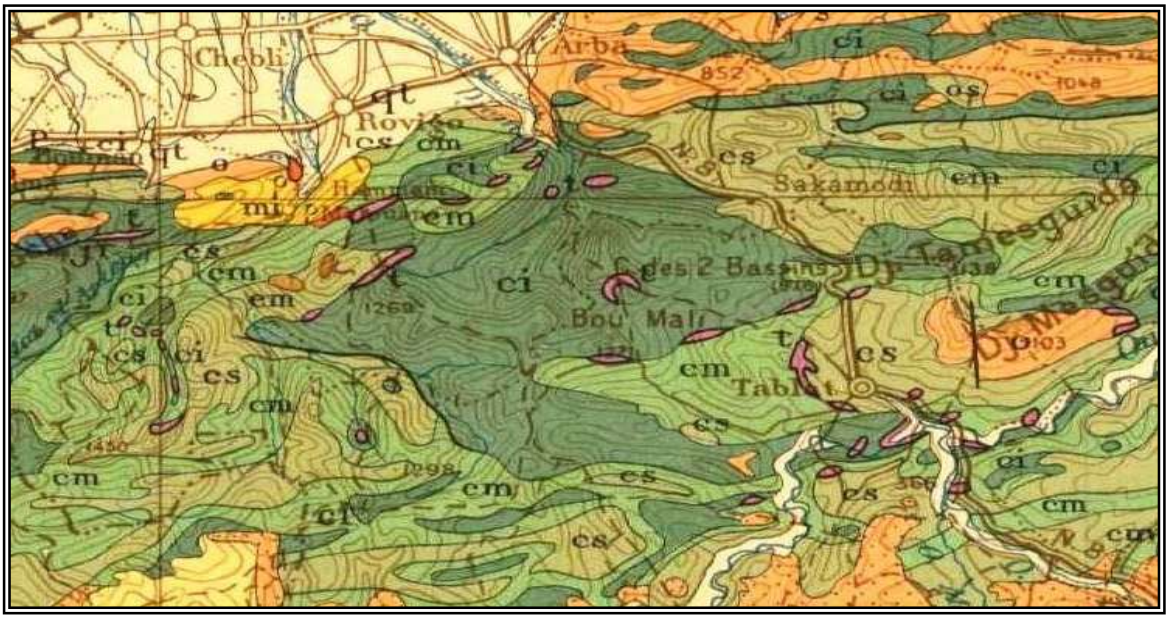
Les terrains du Crétacé sont représentés par :

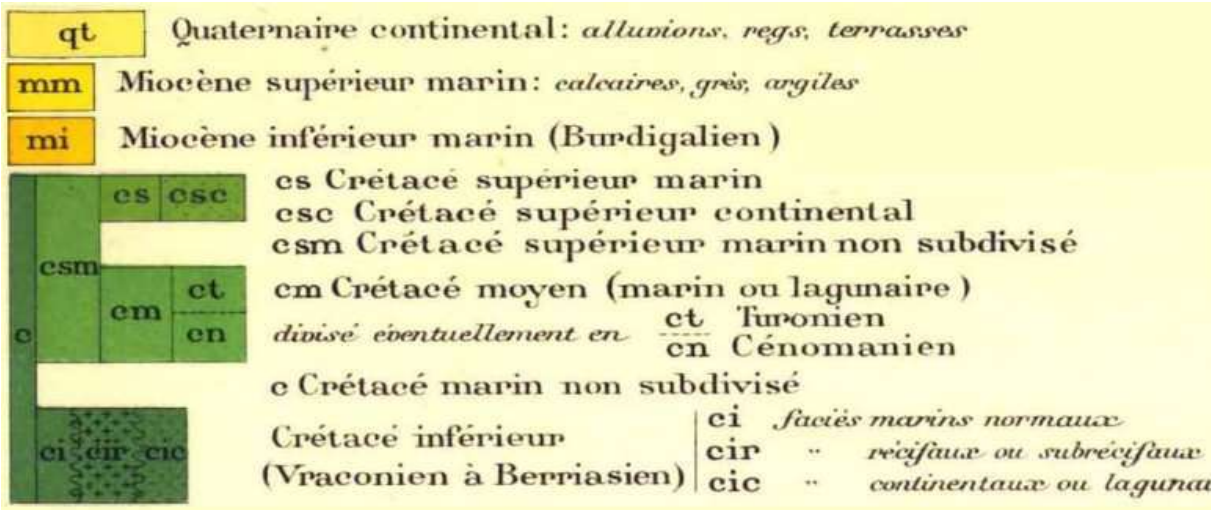
Crétacé marin supérieur : schistes argileux, marnes grises, calcaires marneux avec des passées de calcaires noirs et quartzite. Puissance plus de 500m

Crétacé mari moyen : calcaires claires, grés tachetés en plaques minces, marnes calcareuses à bancs de calcaires de débit ovoïde.

Crétacé marin inférieur : argilites, grès, silstones, couches de calcaires organogènes, concrétions argilo-sidertiques, marnes gris-bleuté.

II.3-Carte géologique de la wilaya de Médéa.





II.4-Sismicité:

Selon la classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien, 4 zones de séismicité croissante sont définies (Voir la figure ci-dessous) :

Zone O : sismicité négligeable.

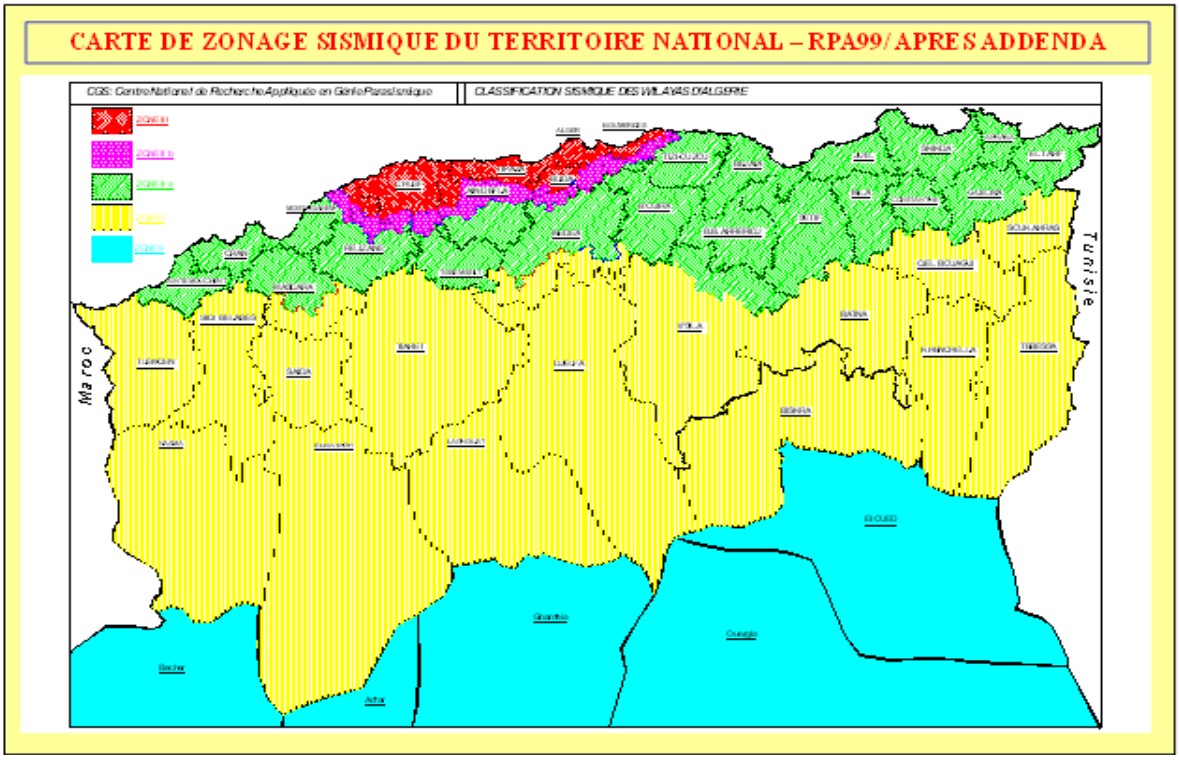
Zone I : sismicité faible.

Zone IIa IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

Le site étudié se trouve dans la **zone IIa de séismicité moyenne**.

II.5-Classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien



II.6-OBSERVATION DES DESORDRES ET ETAT DES LIEUX

- Les désordres qui affectent ce tronçon de route, se traduisent par des fissures longitudinales, quelques fissures transversales et affaissements importants de l'accotement de la chaussée côté remblai, témoignant d'un glissement sérieux sur l'accotement coté remblai.

Ces désordres du talus de remblai et du versant ont, toutefois, évolué pendant la période pluvieuse et entraîné la rupture partielle de la du talus.

L'examen de la morphologie du terrain montre que les désordres sont dus à des pressions interstitielles qui se développent au contact des remblais et des schistes altérés. Les fissures observées en tête de talus sont dues à la géomorphologie très défavorable du versant sur lequel repose la route.

CW18 traverse un site accidenté, coupé par plusieurs talwegs dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai.

Les observations de terrain ont mis en évidence les constatations suivantes:

- Fissures et affaissements importants de l'accotement de la chaussée côté remblai.
- Pied du versant fissuré constitué de schistes altérés.





Glissement au Pk10+250

- Absence d'arbresetvégétations.
- Versant très accidenté, hauteur importante (H>15m).
- Talus de déblai ne présentant pas de signes d'instabilités évidentes.
- Mur en gabion en état d'équilibre instable.
- Présence de plusieurs sources d'eau en amont.



Glissement au pk10 + 250 – morphologie du terrain accidentée –Présence d'escarpement principal en tête du glissementOuvrage busé en mauvais état.

II.7-RECONNAISSANCE IN SITU :

Le programme de reconnaissance in - situ a consisté en :

- **L'exécution de (06) sondages carottés**, dont la profondeur est de 20m chacun 18
-

Tableau 2.1 : Les profondeurs dessondages carottés

N° Sondage	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6
Profondeur (m)	20	20	20	20	20	20

Tableau 2.2 : Les caractéristiques du sol suivant sondages carottés

N°couche	Den-sitékn/ m3	Cohésion kpa	Angle frottement °
Remblai	15	05	15
Argilemarneuse	20	45	25
Marne grisâtre	**22**	**140**	**26**



Sondagecarottéréalisésur site

- **Pénétromètresdynamiques**

Une série de 24essais de PDL aux droits des glissements le long de la route sur une étendue de cinq (05) Km d'environ enfoncé jusqu'au refus;



Pénétromètre dynamique réalisé sur site

II.8-DESCRIPTION LITHOLOGIQUE

Afin de mettre en évidence les terrains traversés par le tracé de la route, des observations de surface détaillées et une investigation par sondages carottés ont été réalisés.

Des sondages carottés de 15 à 20 m chacun ont été réalisés. Les logs des sondages sont joints en annexes du présent rapport.
L'implantation de ces essais est donnée sur la carte de synthèse jointe en annexes.

L'analyse des résultats des sondages carottés, a permis de confirmer les observations faites sur terrain :

Sondage N°01 :
00.00-07.00m : Argile sableuse peu graveleuse jaunâtre ;
07.00-12.00m : Argile marneuse
12.00-15.00m : Marne grisâtre
Sondage N°02 :
00.00-04.00m : Des alluvions (remblai)
04.00-10.00m : Argile marneuse
12.00-18.00m : Marne grisâtre
Sondage N°03 :
00.00-04.00m : Argile peu sableuse
04.00-08.00m : Argile marneuse
08.00-14.00m : Marne grisâtre
14.00-20.00m : Marnegrisâtre indurée
Sondage N°04 :
00.00-09.00m : Argile sableuse à graveleuse millimétrique à centimétrique
09.00-12.50m : Argile marneuse
12.50-15.00m : Marne grisâtre
Sondage N°05 :
00.00-06.00m : Argile sableuse
06.00-13.00m : Argile marneuse
13.00-20.00m : Marne grisâtre
Sondage N°06 :
00.00-03.00m : Alluvions
03.00-15.00m : Argile marneuse
15.00-20.00m : Marne grisâtre

II.9-ESSAIS DE LABORATOIRE :

II.9.1-Essais d'identification:

- Densité sèche (γd), teneur en eau naturelle (W_{nat}) en place,
- Limitesd'Atterberg (WL, IP).
- Granulométries et sédimentométries



II.9.2-Essaismécaniques:

- Essais UU_{sat} à la boite de cisaillement. Les essais permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques (Cuu, φuu) à court terme.
- Essais de compression simple
- Essaisoedométriques



II.9.3-Essaischimiques:

- PH
- % Insolubles
- % Gypses
- % Sulfates
- % Chlorures
- % CaCO3

II.10-RESULTATS DES ESSAIS :

II.10.1-Résultats des essais pénétrométriques

Les essais au pénétromètre dynamique ont été réalisés dans le but de reconnaître l'état des sols en place, par l'enregistrement des résistances de pointe et d'établir une corrélation avec la lithologie du terrain.

Les résultats sont présentés sous forme de pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur.

Les courbes obtenues montrent une variation de la résistance du sol, traduites par des pénétrogrammes en dents de scie d'une profondeur allant de 1 à 10m.

Les valeurs enregistrées montrent deux niveaux de résistance pour tous les pénétromètres réalisés avec des refus enregistrés de 1 à 7.4m de profondeur. Des chutes de résistance située entre 0 et 6m de profondeur avec une valeur moyenne de 20bars.

Excepté pour le pénétromètre n°5 ou on l'on constate une résistance élevée à 1m de profondeur avec une résistance de l'ordre de 100bars.

II.11-Observations :

A partir de l'allure des pénétromètres dynamiques, nous pouvons tirer les observations suivantes :

- Une décroissance linéaire des résistances de pointe à différentes profondeurs suivant le glissement rencontré, ce qui démontre l'état lâche des remblais mis en œuvre.

- Des chutes de résistances marquées par des creux des diagrammes des pénétromètres des sols impliquant une érosion interne des sols dus à l'infiltration des eaux météoriques.

Ces érosions internes induisent à long terme des déplacements du sol d'assise de la chaussée.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La première étape de la compagne géotechnique consiste aux visites du site et aux observations des causes probables du glissement et désordres sur site.

Toutes ces investigations témoignent d'un glissement sérieux du côté aval du site au PK 10+250 ,

ce qui nécessite l'établissement d'un programme géotechnique des essais in-situ et au laboratoire.

Les essais géotechniques ont permis de déduire ce qui suit :

Sur le plan lithologique, le tracé routier traverse sur les six premiers mètres une couche d'argile sableuse brunâtre, surmontant une deuxième couche d'argile

- marneuse jusqu'à dix à douze mètres de profondeur, avec présence parfois des passages graveleux à faibles teneurs en fines, le tout surmonte un substratum marne grisâtre induré ;
- Sur plan résistance, le côté aval du site manifeste une faible résistance à partir de la surface du terrain naturel et jusqu'à quatre à cinq mètres de profondeur, elle varie autour de 20 bars ;
- Pendant la réalisation des essais in-situ, une présence d'eau a été remarquée notamment lors l'extraction des tiges au cours des essais PDL ; ces remarques sont confirmées par les ressources d'eaux en surface particulièrement du côté aval du site ;
- Selon la classification du RPA, le sol du site est **meuble** de **classe S3 ;**

Après une analyse approfondie de ces informations, il ressort que l'instabilité se manifeste par la saturation du pied du remblai, ceci s'explique par les infiltrations d'eau qui sont à l'origine de la perte quasi totale de la résistance au cisaillement, ainsi que la morphologie très défavorable du versant sur lequel repose le remblai.

Chapitre III

Calcul

CHAP III : CALCUL MUR SUR PIEUX

III .1-INTRODUCTION :

Après avoir défini les caractéristiques physiques et mécaniques des principales couches du sol, on va procéder la présente note de calcul à pour objet de faire l'etude de la stabilité ainsi que de la résistance d'un mur soutènement sur fondation profonde en se basant sur les résultats des essais de laboratoire et in situ (essai pressiométrique).

Les calculs sont faits à la base des normes suivantes :

- BAEL 91 mod99 : règle technique de conception et de calcul des ouvrages en beton arme aux états limites.
- Fascicule 62 Titre7 : règle technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages en genie civil.
- RPOA 2008 : règlement parasismique algerien des ouvrages d'art.

L'articulation de cette étude a été programmée comme suit :

III .2-FACTEURS DEFAVORABLES POUR LA STABILITE DES VERSANTS

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les désordres sont liés aux facteurs suivants :

- ✓ Surcharge des gabions sur le versant ;
- ✓ La conjugaison des trois causes : eaux souterraines et fuite de la buse + remblais sous jacent non compacté et de mauvaise qualité + pente accentuée qui est dépourvue d'une butée franche et rigide, ont mis globalement en mouvement toute la zone ;
- ✓ Etat des argiles altérées et saturées en surface, par les eaux souterraines ;
- ✓ Une évolution géomorphologique active à cause de la forte pente du versant.

<u>En résumé :</u>

les causes les plus probables des désordres sont liées aux facteurs naturels les plus prépondérants et sont :

- ✓ Absence des systèmes de drainage ;
- ✓ Topographie vallonnée ;
- ✓ Etat des terrains superficiels altéré (argiles) ;
- ✓ Insuffisance et colmatage de la butée réalisée (gabions).





Fig .01 et 02. Photos du glissement au PK 10+250.

III .3-EVALUATION DU RISQUE DE GLISSEMENT

L'étude de stabilité, objet de ce rapport a été effectuée à l'aide du programme TALREN4 dont le calcul est basé sur la méthode des tranches. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums (Fs ≤1).

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité (Fs) est calculé par les approches de Bishop et Jambu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

A. Cinématique du mouvement

Les observations du terrain après rupture, font ressortir une succession de ruptures de type superficiel. L'analyse de cette dernière aboutit à la définition d'un cercle enveloppe.

L'épaisseur de la masse glissée (par rapport à l'horizontale) se situe entre 3 et 6m (en tête par rapport à la cote de la chaussée) suivant le glissement.

Afin de mieux mener l'étude de stabilité et déterminer toutes les probabilités de rupture qui affectent le talus, les hypothèses suivantes ont été considérées dans le calcul.

Un calcul itératif correspondant à un état d'équilibre limite (Fs =1) a été effectué dans le but de caler le couple (paramètre de résistance résiduelle (C, φ)) avec lequel les ruptures ont eu lieu.

Les levés topographiques ont permis de tracer la morphologie actuelle du glissement ainsi que l'établissement des profils en travers insérés dans le logiciel de calcul de stabilité.

B. Hypothèses de calcul

- ✓ Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente ; le profil n°1 à été choisi pour le calcul et suivant des surfaces de glissements circulaires..
- ✓ Les caractéristiques géotechniques des argiles marneuses sont prises, en recherchant les couples (C,φ) donnant F<1 (calculs itératifs).
- ✓ Le sol a été considéré dans sont état à court et long terme

C. Profil type de calcul

Un (01) profil type de calcul à été considéré :

- ✓ pendant la phase travaux, c'est-à-dire situation actuelle (court terme) ;
- ✓ après réalisation du confortement avec la solution choisie (voile sur pieux).

D. Méthodologie de travail

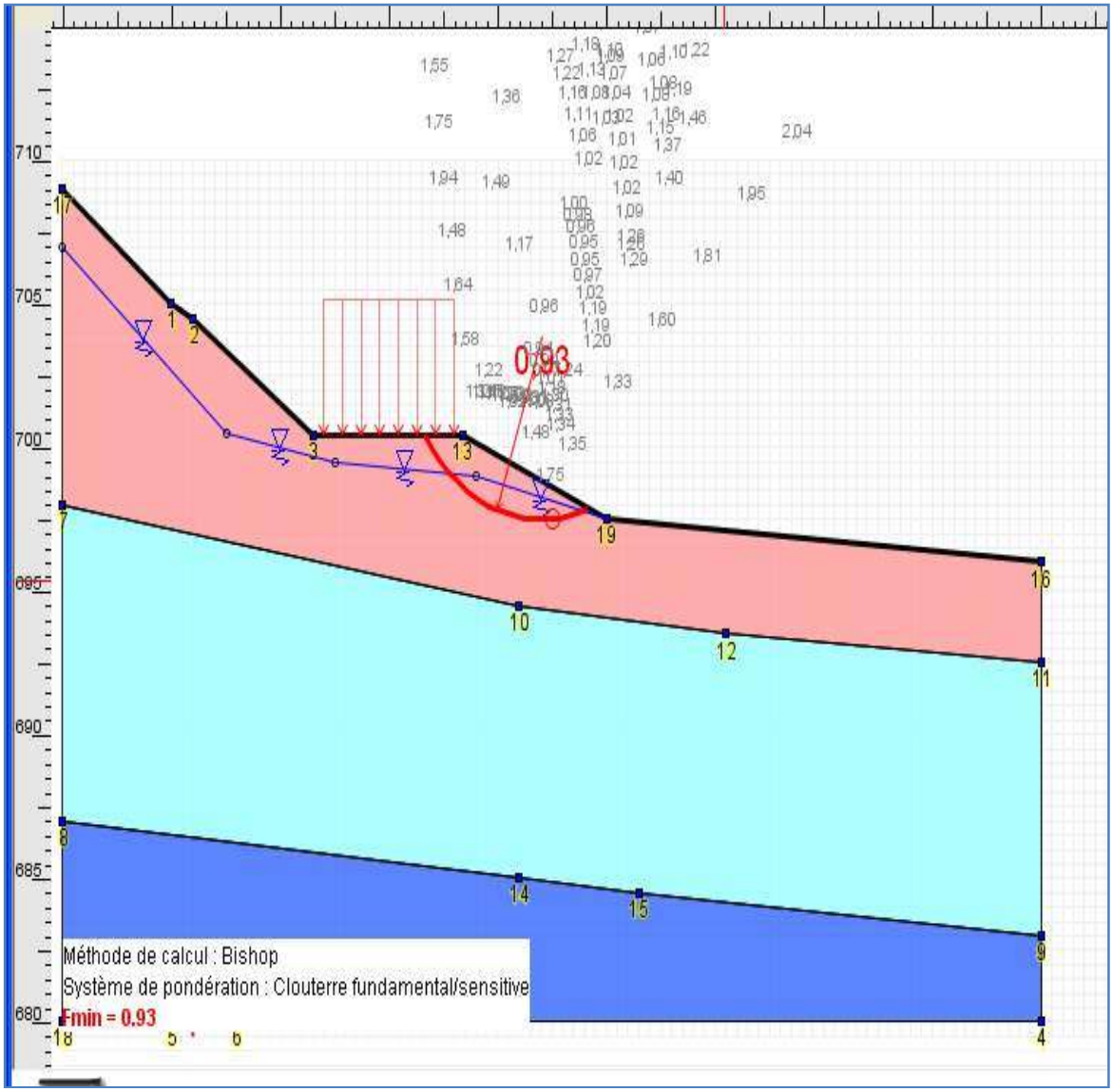
Plusieurs séries de calcul de stabilité ont été effectuées sur ces profils. L'objectif de ces calculs est comme suit :

- ✓ Déterminer toutes les probabilités de rupture (Fs≤1) qui peuvent affecter le talus
- ✓ D'analyser le mécanisme de rupture observé
- ✓ De définir le dispositif confortatif (Fs >1.2)

En s'appuyant sur l'observation visuelle du glissement (géométrie, hauteur, envergure) et sur les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement), les surfaces de ruptures les plus probables ont été testées (correspondant à un état d'équilibre limite).

E. Resultats de calcul de stabilité

❖ Avant renforcement



Commentaire : Talus en état d'équilibre instable.

Fig .03. Résultats de calcul de stabilité avant confortement.

après renforcement par un voile sur deux files de pieux

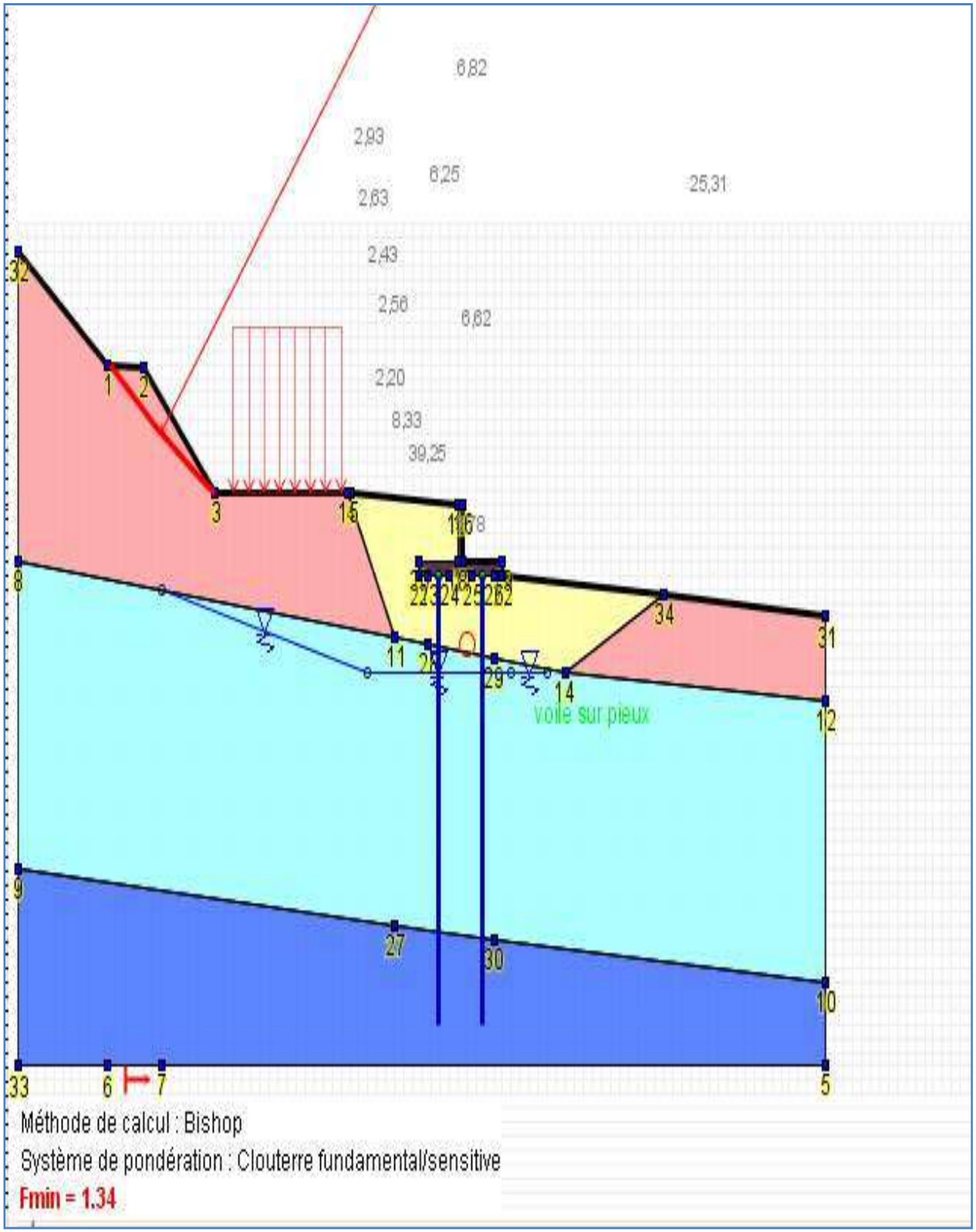


Fig .04. Résultats de calcul de stabilité après confortement.

III .4-DIFFERENTES PHASES DE CONFORTEMENT

Le confortement du site consiste en la réalisation de ce qui suit :

a) - Reprofilage du tronçon routier au niveau du glissement :

Cette phase consiste à déplacer le tronçon routier en dehors de la zone en mouvement (zone glissée), vers le déblai du côté amont du site étudié. La distance de déplacement varie de 1.0m à 3.0m sur un linéaire d'environ 150 m.

b) - substitution des sols glissés :

La substitution consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaissele volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondémentque la surface de rupture.

c) - Collecte et canalisation des eaux de surface:

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. Les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en travaux publics, comme les fossés et caniveaux. Pour notre projet ; des fossés de formes trapézoïdales ont été réalises au pied de talus déblai ; et des fossés de crêtes en tète de talus (voir détails sur les plans).

d) - Tranchées drainantes:

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure 05, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

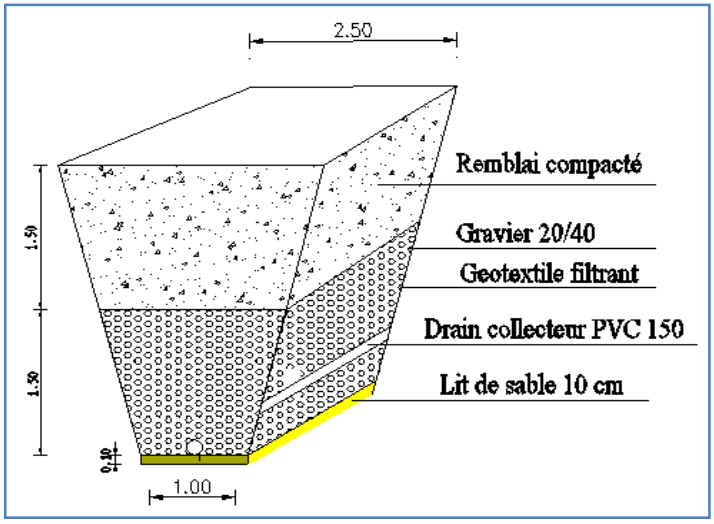


Fig.05 : Coupe d'une tranchée drainante.

e) - Matelas drainant:

Pour un éventuel passage des eaux superficielles ou souterraines sous la chaussée, il est recommandé de mettre en place une couche de matériaux très granulaire sous le corps de chaussée sur une épaisseur d'environ 50cm. Les eaux ensuite sont orientées vers un exutoire.

f) - Stabilisation du site par un voile sur deux files de pieux:

Un voile de 3.5m de hauteur et de 40cm d'épaisseur est à construire du côté aval du site à une distance de 5.0m par rapport au nouveau tracé, le voile repose sur une semelle de 40.0cm d'épaisseur et de 4.50m de largeur, le tout est appui sur deux séries des pieux de 1.20m de diamètre et 16.0m de profondeur, espacés de 3.60m entre-axes. Le ferraillage du voile, de la semelle et des pieux sera vu dans la prochaine section. Le détail du voile etses dimensions est illustré par la figure 06.

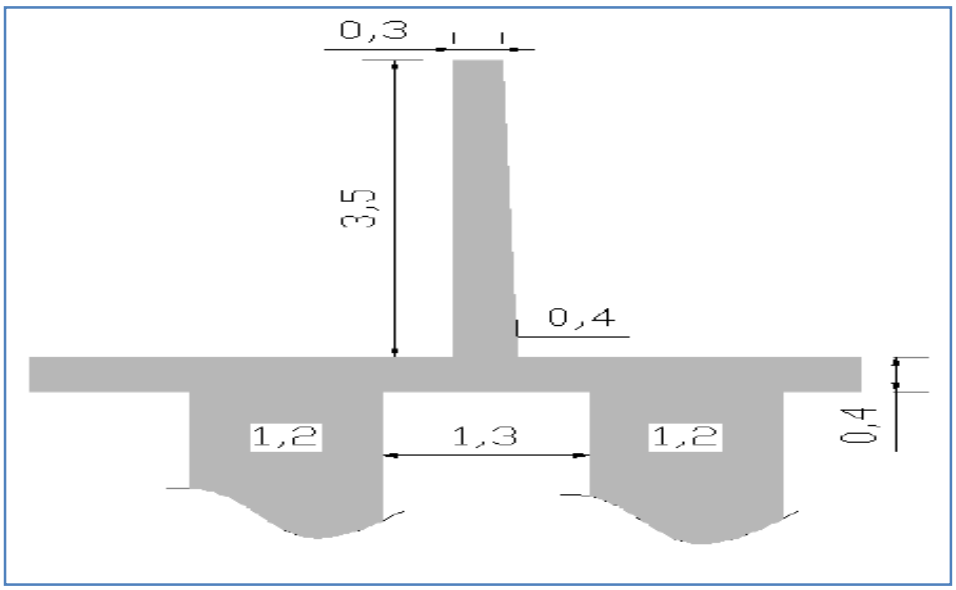


Fig .06 : Détails duvoile sur pieux

g) – Reconstitution de l'ouvrage busé existant :

L'ouvrage busé utilisé actuellement pour évacuer les eaux est généralement endommagé, il est nécessaire de reconstituer un nouvel ouvrage de diamètre 1000 mm ;dans son endroit initial, tout en passant les buses entre deux pieux vers l'extérieur du site.



Fig .07 : Photo de l'ouvrage busé à reconstituer.

Méthode de calcul :

III .5-Calcul

III.5.1- SAP 2000

A. DESCRIPTION DE SAP 2000 :

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapter aux bâtiments et ouvrage de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

B. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement

C. L'analyse :

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire :
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

III.5.2- FERRAILLAGE ENROBOT EXPERT2010ET SOCOTEC:

Le calcul à l'ELU a été effectué conformément au BAEL91 en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT2010 et SOCOTEC de béton armé ainsi que la vérification à l'ELS. La fissuration est supposée préjudiciable.

III.5.3- Pré dimensionnement :

1- Epaisseur en tète de mur (les abaque SETRA

c_0=20cm si H≤6m

Les épaisseur $e_1$du mur a la base et e_2 de la semelle sent prise égale par les abaques : [5.2] par ce que ϕ=30˚et H≤6m

Donc :

e_0=20cm

e_1=e_2=0.21m

Remarque :

Les épaisseurs $e_1$ou e_2 données par ces abaques correspondent à une section minimale de béton. Dans certains cas, notamment pour optimiser la section de treillis soudés, il peut être intéressant d'augmenter ces épaisseurs.

Donc :

e_0=0.3cm

e_1=e_2=0.4m

2- Epaisseur de la semelle

$b_1$et b par les abaques [5.5]

eta= D/H = 2/3.9 = 0.5 donc respectivement (0 ;0.5 et 2) alors q ϕ=30˚et ū=0.4

Donc :

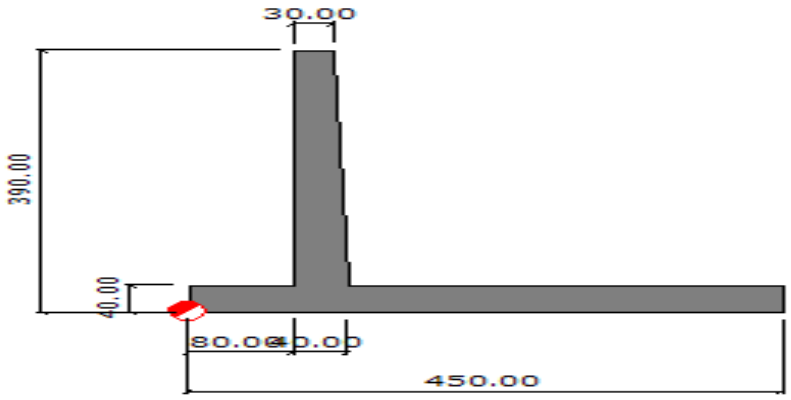
b_1(Patin) =H/5 = 3.9/5 = 0.78 = 0.80

ϒsol = 1.8 Mpa

b=4.5m

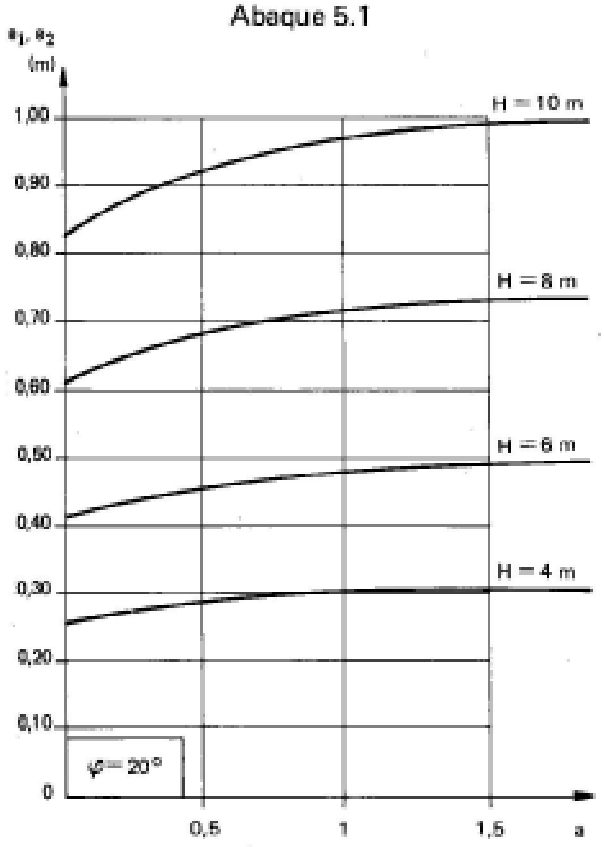
la justification de la stabilité externe impose normalement de majorer d'environ 15% la largeur b de semelle lue dans les abaques.

3- Géométrie:

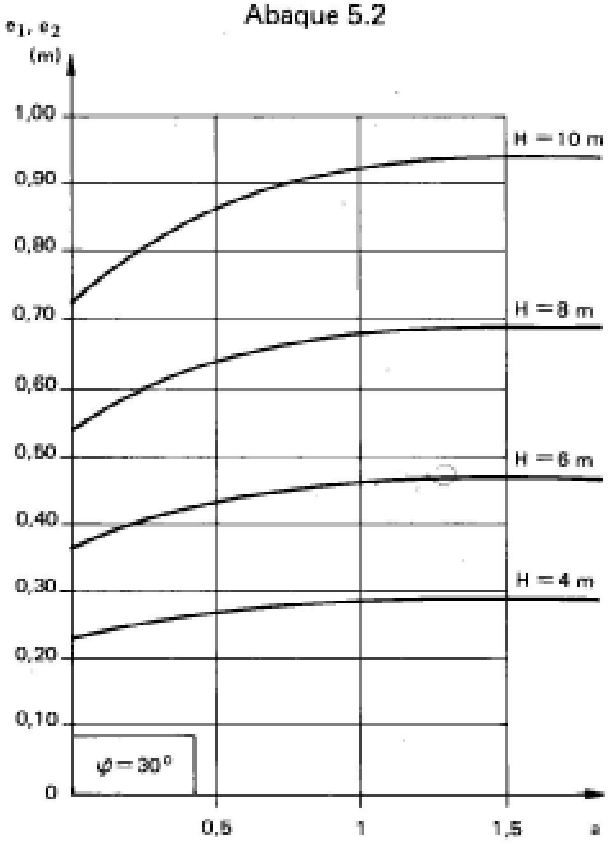


Abaques pour le prédimensionnement des épaisseurs

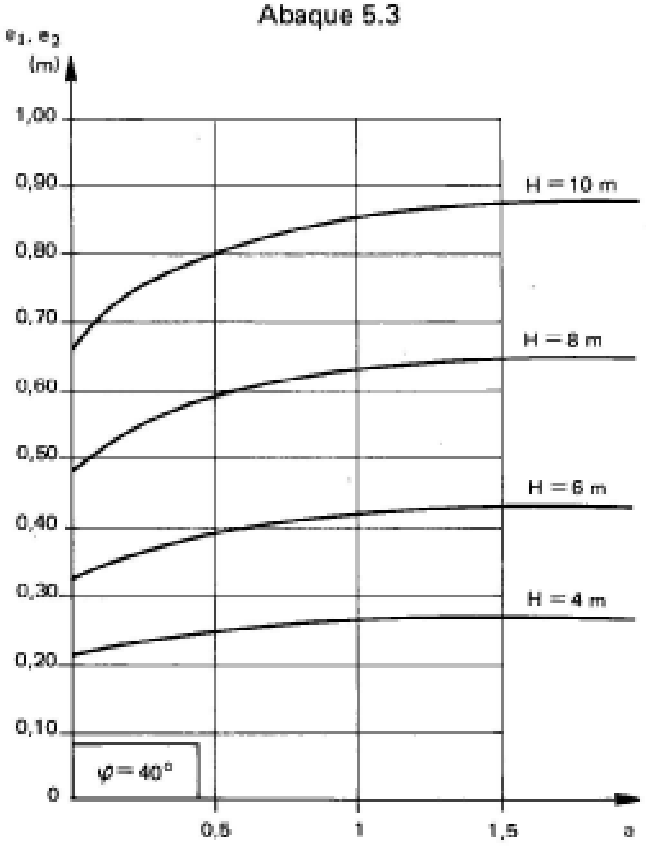
Abaque 5.1



Abaque 5.2



Abaque 5.3



III.5.4- Mur de soutenement :

1- Paramètres de calcul:

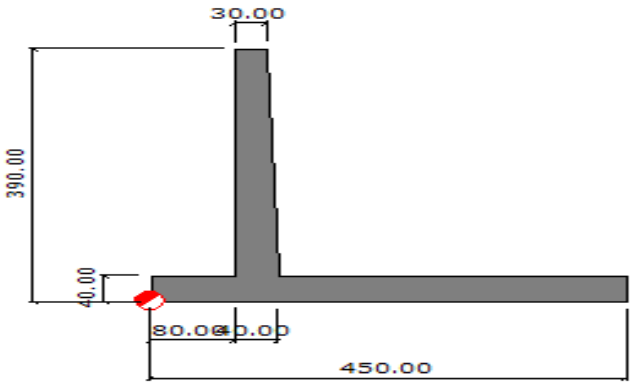
MATERIAU :

- **BETON : classe C25/30, fc28 = 25.00 (MN/m2), poids volumique = 25.00 (kN/m3)**
- **ACIER: classe HA 500, fe = 500.00 (MN/m2)**

OPTIONS:

- Calculs suivant la norme: béton: **BAEL 91 mod. 99**
  sols: **DTU 13.12**
- Enrobage: c1 = 30.0 (mm), c2 = 50.0 (mm)
- Agressivité du milieu: peu 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 bęche 100.000 %
- Angle de frottement sol-voile:
  - Butée pour les sols incohérents $0\times\phi$
  - Poussée pour les sols cohérents $2/3\times\phi$
  - Butée pour les sols cohérents $0\times\phi$
  - Poussée pour les sols incohérents $2/3\times\phi$

2. Géométrie:

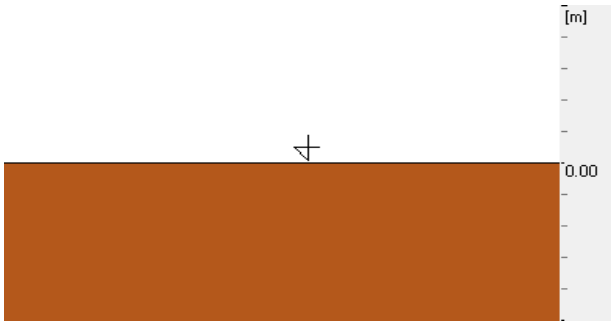


3. Sol:

- **Définition des paramètres géotechniques suivant la méthode : A**
- **Talus** Profondeur du sol aval Ho = 380.00 (cm)

Tableau 3.1 : Les caractéristiques du sol

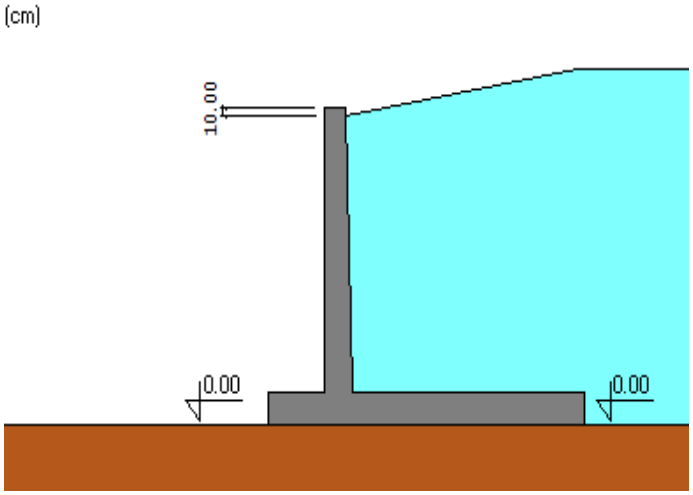
N°	Nom du sol	Niveau *[cm]*	Epaisseur *[cm]*	Cohésion *[kN/m2]*	Angle de frottement *[Deg]*	Densité *[kN/m3]*
1.	Argiles et limons fermes	0.00	-	20.00	30.00	20.00



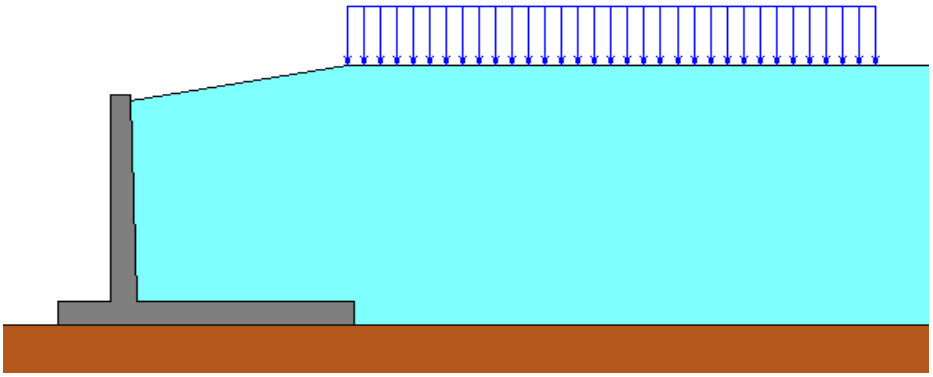
- **Sols en amont:**

Tableau 3.2 : Les caractéristiques du remblais

N°	Nom du sol	Niveau *[cm]*	Epaisseur *[cm]*	Cohésion *[kN/m2]*	Angle de frottement *[Deg]*	Densité *[kN/m3]*
1	remblais	450.00	380.00	0.00	30.00	18.00



4. Charges



- **Liste de charges**

1 répartie

Q d'exploitation x1 = 3.30 (m) x2 = 11.30 (m) P = 10.00 (kN/m2)

5. Résultats de calculs géotechniques

·**Calcul des poussées statiques :**

Poussée de terre :

Pa=1/2. Ka. γh. H²

Pa x= Pa. cos β

Pa y= Pa. sin β

Poussée de surcharge:

Pq=q. Kq. H

Pq x= Pq. cos β

Pq y= Pq. sin β

Coefficients de poussées et surcharge limites et équilibres pour les sols:

Angle d'inclinaison du talus $\beta = 10(\text{Deg})$

Angle d'inclinaison du voile $\delta = 1.64$ (Deg)

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta^2 + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

$$K_q = \frac{\cos\delta - \sin\varphi\cos\Delta 2}{\cos\alpha + \sin\varphi\cos\Delta 1}\exp(-2\psi tg\varphi)$$

$$\sin\Delta 1 = \frac{\sin\alpha}{\sin\varphi} \quad ; \quad \sin\Delta 2 = \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} \quad ; \quad \psi = \omega - \frac{\pi}{2} + \frac{\Delta 1 + \Delta 2 + \alpha - \delta}{2} \quad ; \quad \omega = \frac{\pi}{2} - \lambda + \beta$$

Sols en amont

Tableau 3.3 : les résultats des calculs des Coefficients

N°	Nom du sol	Niveau *[cm]*	Angle de frottement *[Deg]*	Ka	Kq
1.	remblais	380.00	30.00	0.35	0.2500

.

Tableau 3.4 les résultats des calculs des poussées

désignation		Vertical(KN)	horizontal(KN)	Distance(m)	Mont Renv(KN.m)	Mont Stab(KN.m)
poussée remblais	Px		62.93	1.5	94.40	
	Py	11.10		2.2		24.42
poussée charge	Px		11.08	2.25	24.93	
	Py	1.95		2.75		5.36
Poids mort composant béton	pv	75.63		1.73		130.84
Poids du remblai	pr	229.41		1.86		426.7
Total		318.09	74.01		119.33	587.32

RESISTANCE

- Type de sol sous la semelle: uniforme
- Combinaison dimensionnante: 1.000*PM + 1.000*Pa + 1.000*PT + 1.000*Q
- Charge dimensionnante réduite:

N=-327.22 (kN/m) My=-453.48 (kN*m) Fx=-74.01 (kN/m)
Coefficient de sécurité: 1. 38 > 1.000

TASSEMENT

- Type de sol sous la fondation : uniforme
- Combinaison dimensionnant : 1.000*PM + 1.000*Pa + 1.000*PT + 1.000*Q
- Charge dimension ante réduite:
  N=-327.22 (kN/m) My=-453.48 (kN*m) Fx=-74.01 (kN/m)
- Charge caractéristique unitaire due aux charges totales: q = 0.07 (MN/m2)
- Epaisseur du sol en tassement active: z = 400.00 (cm)
- Contrainte au niveau z:
  - additionnelle: szd = 0.01 (MN/m2)
  - due au poids du sol: szg = 0.08 (MN/m2)
- Tassement: S = 2.43 (cm) < Sdop = 10.00 (cm)

.
.

RENVERSEMENT

- Combinaison dimensionnante : 1.000*PM + 1.553*Pa + 0.900*PT + 1.500*Q
- Charge dimensionnante réduite:
  N=-318.09 (kN/m) Fx=-74.01 (kN/m)
- Moment de renversement: Mrenv= 119.33 (kN*m)
- Moment de stabilite: M_{st} = 587.32 (kN*m)

$$Fr = \frac{\sum Mstb}{\sum Mrenv}$$

$$Fr = \frac{587.32}{119.33}$$

- Coefficient de sécurité: 4.94 > 1.500 C.V

GLISSEMENT

- Combinaison dimensionnante: 1.000*PM + 1.000*Pa + 1.000*PT + 1.000*Q
- Charge dimensionnante réduite:
  N=-318.09 (kN/m) My=-465.29 (kN*m) Fx=-74.01 (kN/m) δsol =25°
- Dimensions équivalentes de la semelle: B = 450.00 (cm)
- Coefficient de frottement:
  - du sol (position du sol): f =tg δsol =0.466
- Coefficient de réduction de la cohésion du sol = 100.000 %
- Cohésion: C = 20.00 (kN/m2)
- Valeur de la force de glissement: Q_{tr} = 74.01 (kN/m)
- Valeur de la force empęchant le glissement du mur:
  Q_{tf} = N * f + C * B

  Q_{tf}=-58

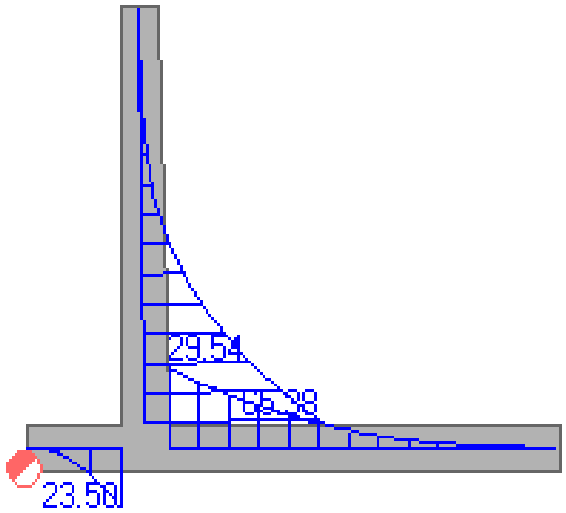
$$Fr = \frac{N * tg\delta sol}{Fx}$$

$$Fr = \frac{318.09 * tg25}{74.01}$$

- Coefficient de sécurité: 2.00 > 1.500 C.V

6. Résultats de calcul béton armé

- **Moments**



(kN*m)

Tableau 3.5 : les résultats des calculs des moments

Elément	Moments	Valeur *[kN*m]*	Position *[cm]*	Combinaison
Voile	maximum	65.38	40.29	1.350*PM + 1.553*Pa + 1.485*PT + 1.500*Q
Voile	minimum	-0.00	379.78	1.350*PM + 1.553*Pa + 1.485*PT + 1.500*Q
Semelle	maximum	23.50	80.00	1.350*PM + 1.553*Pa + 1.485*PT + 1.500*Q
Semelle	minimum	-37.33	120.00	1.000*PM + 1.553*Pa + 0.900*PT + 1.500*Q

- **Ferraillage**

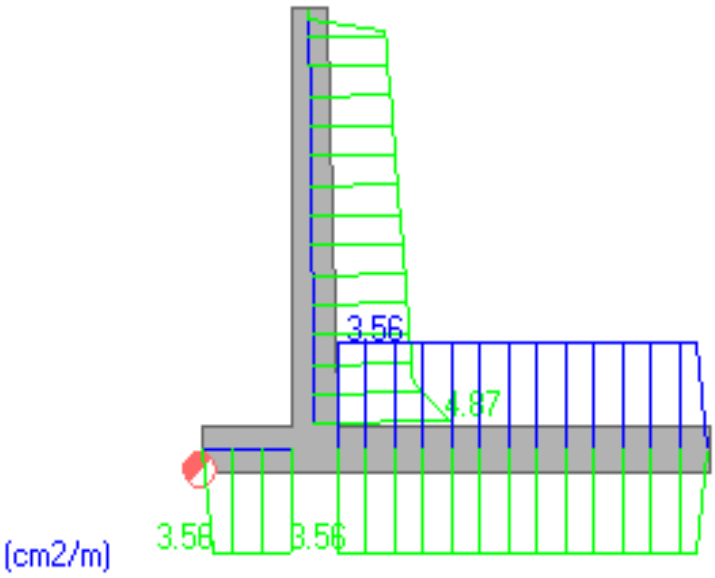


Tableau 3.6 : les résultats des calculs des armatures longitudinales

Position	**Section d'acier théorique** *[cm2/m]*	**Barres**		**Espacement** *[cm]*	**Surface réelle** *[cm2/m]*
voile ŕ droite	4.87	16.0	tous les	15.00	13.40
voile ŕ droite (h/3)	3.37	16.0	tous les	15.00	13.40
voile ŕ droite (h/2)	3.20	16.0	tous les	15.00	13.40
semelle gauche (-)	3.56	16.0	tous les	20.00	10.05
semelle droite (+)	3.56	14.0	tous les	20.00	7.70
semelle droite (-)	3.56	16.0	tous les	20.00	10.05

Calcul des poussées dynamiques :

Données sismique
Zone sismique Iia
Groupe d'usage 2B
Accélération sismique horizontale Ah=0.2g
Coeficiention sismique horizontale Kh=Ah =0.2
Coeficiention sismique verticale Kv=0.3Ah =0.06
Coeficient de poussée dynamique

Cas du séisme des cendant

$$K_{ad1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta 1)}{\cos^2(\theta 1)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta 1 \cos\beta}}\right]^2}$$

cas du seiseme des cendant

$$\theta 1 = arct\left(\frac{Kh}{[1 + Kv]}\right) = 10.7°$$

$$K_{ad1} = 0.559$$

cas du seiseme ascendant

$$\theta 2 = arct\left(\frac{Kh}{[1 - Kv]}\right) = 12.01°$$

$$K_{ad2} = 0.591$$

Poussée de terre :

*cas du seiseme des cendant

Pad1=1/2. K_{ad1}.(1+Kv)γh. H²=107.99Kn

*cas du seiseme ascendant

Pad2=1/2. K_{ad2}.(1-Kv)γh. H²=101.247Kn

Pad=max(Pad1 ;Pad2)=107.99Kn

$$M_{ad} = 107.99 * 2.25 = 242.977 Kn.m$$

Poids des terre :

$$\omega 1 = B_2 * H * \gamma = 3.3 * 3.9 * 18 = 231.66Kn$$

$$\omega_2 = B_2 * H * \gamma = 3.3 * 0.3 * 18 = 17.82Kn$$

Pe1=w1*Kh=231.66*0.2=46.332Kn

Pe2=w2*Kh=17.82*0.2=3.564K

Bras de leviers

Y1=1.65m Y2=2.6m

Forces horizontals dynamiques totales:

$$P_{Dy-ter} = Pe1 + Pe2 + Pad = 157.882Kn$$

Position de la résultante des forces dynamiques

$$Y_{Dy-ter} = \frac{Pe1 * Y1 + Pe2 * Y2 + Mad}{Pdy} = 2.08m$$

Moment renversant du au forces dynamiques:

$$M = Pdy * Ydy = 328.60Kn.m$$

III.5.5- *Les pieux :*

Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal T0 et/ou un moment M0 en tête, sa stabilité ne peut être assurée que par mobilisation des efforts de réaction latérale de sol sur le fût de pieu.

A- ferraillage des pieux :

Le calcul à l'ELU a été effectué conformément au BAEL91 en utilisant le logiciel SOCOTEC de béton armé ainsi que la vérification à l'ELS. La fissuration est supposée préjudiciable.

Tableau 3.7 : les résultats des calculs de l'effort normal et moment fléchissant

Element Forces – Frames				
Frame	**OutputCase**	**CaseType**	**P**	**M2**
Text	Text	Text	KN	KN-m
1	ELU	Combination	-1256.24	-512.84
2	ELS	Combination	-931.65	-380.58

Verification de la pontence de pieux

$\sigma s = 250 Mpa$ ϕ=1.2m $Spieu = \pi r^2 = 1.13 m^2$

$e = \frac{M}{P}$ =0.41

$$\sigma s = \frac{P}{Spieu}(1 + \frac{6e}{\phi})$$

$$\sigma s = \frac{1.256}{1.13}(1 - \frac{60.41}{1.2}) = 1.16 \qquad \sigma s \leq \sigma s \text{ C.V}$$

❖ **Calcul a ELU**

Les données :

Diamètre de pieu : 1.20 m

Enrobage : 0,05 m

Contrainte de béton : 25 MPa

Coefficient de sécurité de béton : 1,5

Coefficient de sécurité d'acier 1,15

Limite d'élasticité d'acier : 500 MPa

Moment fléchissant : -512.84KN.m

Effort normal : -1256.24 KN

b-Résultat de calcul :

Section total d'armature : 52.30 cm²

$A_S < A_{min} = 0{,}6\%\ B = 52.30\ cm^2$

On propose un ferraillage de 10 HA 25

❖Vérification a l'ELS

Moment fléchissant -380.58KN.m

Effort normal -931.65 KN

Section d'armature retenue 93.21 cm²

Fissuration préjudiciable.

Les résultats :

Contrainte de la fibre inférieures du béton : 2.69MPa

Contrainte des armatures inférieures : -22.77MPa

Contrainte admissible de béton : 15 MPa

Contrainte admissible des armatures supérieures : 250MPa

Contrainte admissible des armatures inférieures : 500 MPa

Les contraintes sont vérifier a l'ELS donc la section d'armature est 93.12 cm², on propose un ferraillage de 19 HA 25.

CONCLUSIONS GENERALE ET RECOMMANDATIONS

Les glissements de terrains sont des phénomènes naturels. Ils sont provoqués le plus souvent par la présence des écoulements des eaux dans le sol. En effet, le glissement a pour causes la conjonction de plusieurs phénomènes, le plus important est la présence d'eau.

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement survenu sur le site étudie ont été présentées. Les solutions de confortement adaptes sont :

- Voile de 3.5m de hauteur sur deux files de pieux de 1.20m de diamètre et de 16m de profondeur ;
- Une série de gabions étagés renforcés par les géogrilles.

La solution qui a été retenue est celle d'un mur sur pieux, vu la topographie du terrain.

Le site est délicat présentât une pente de 15%, ainsi qu' présence habitations limitrophes. Un mur de soutènement en maçonnerie de 2.0 à 3.0m de hauteur est construit au pied de talus (déblai) coté amont de la chaussée.

Le drainage des eaux souterraines est assuré par une tranchée et un matelas drainants.

Dans ce mémoire, on a présenté tous les nécessaires pour un calcul correct de la solution de confortement retenue.

En effet, un calcul de stabilité avant et après mis en place des pieux ainsi que toutes les étapes de calcul ont été données, menant à un dimensionnement rigoureux de la solution de confortement et du renforcement adoptes .

Les travaux a chevée, concernant le confortement et de gestion des eaux souterraines et de ruissellement avaient a consisté donc à :

- Le reprofilage du tracé routier vers le côté amont du site avec un revêtement en tri-couches.
- La substitution du sol glissant par un matériau de bonnes caractéristiques.
- La mise en place d'un matelas drainant sous le corps de chaussée.
- Le clouage du site par deux files de pieux.
- La mise en place d'une semelle de 40cm de hauteur et 4.50 de largeur (sur files de pieux).
- Création des barbacanes dans le voile en quiconque de 1/3 ;
- La mise en place d'un système de drainage (tranchée drainante).

Après construction de cet ouvrage, le terrain est devenu stable et aucun signe de rupture n'est apparu.