UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

Contribution à la modélisation et simulation de la stabilisation des sites en pente sous charges des bâtiments : application au quartier Gasekebuye dans la ville de Bujumbura

Bujijiriri Mushengezi, Christopher

2021-09
UB, FSI
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/223

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

UNIVERSITE DU BURUNDI
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

CONTRIBUTION A LA MODELISATION ET SIMULATION DE LA STABILISATION DES SITES EN PENTE SOUS CHARGES DES BATIMENTS :

APPLICATION AU QUARTIER GASEKEBUYE DANS LA VILLE DE BUJUMBURA

Par

BUJIRIRI MUSHENGEZI Christopher

Mémoire

Présenté en vue d'obtention du grade de

Master en Sciences de l'Ingénieur

Option : Génie Civil, Aménagement et Maitrise des Projets.

Composition du Jury

- Dr. Ir. Daniel HATUNGIMANA : Président
- Dr. Ir. Emmanuel MIKEREGO : Directeur
- Dr. Ir. Jean Pierre MASEKANYA : Co-Directeur
- Dr. Ir. Paul NIBASUMBA : Lecteur principal
- Dr. Ir. Jean Claude MVUYEKURE : Membre

Bujumbura, Septembre 2021.

Identification des membres du jury

- Dr. Ir. Daniel HATUNGIMANA : Président
- Dr. Ir. Emmanuel MIKEREGO : Directeur
- Dr. Ir. Jean Pierre MASEKANYA : Co-Directeur
- Dr. Ir. Paul NIBASUMBA : Lecteur principal
- Dr. Ir. Jean Claude MVUYEKURE : Membre

Epigraphe

"Unfortunately, soils are made by nature and not by man, and the products of nature are always complex."

Karl Von Terzaghi, 1936.

Dédicace

A notre chère maman Alphonsine Cidorho Nyankwega,

A tous nos frères et nos sœurs,

A notre future épouse et nos futurs enfants.

Nous dédions ce travail.

BUJIRIRI MUSHENGEZI Christopher

Septembre 2021

Remerciements

La louange et la gloire reviennent à notre créateur, l'Eternel notre Dieu, la source de notre inspiration, qui, par sa grâce et son amour sans pareil, nous a donné la force et le courage de parvenir jusqu'ici.

De façon particulière, nous remercions le Dr. Ir. Emmanuel Mikerego et le Dr. Ir. Jean Pierre Masekanya, respectivement promoteur et Co-promoteur de ce mémoire. Ce travail est sans doute le fruit des orientations, critiques constructives, conseils et suggestions que nous avons reçus dans les différents entretiens que vous nous avez accordés. Trouvez dans ces lignes, l'expression de notre profonde gratitude.

Nous remercions en outre les membres du conseil scientifique du programme de Master en Génie Civil, Aménagement et Maîtrise des Projets pour leur apport tout au long de notre formation.

Aux membres du jury, pour leur investissement dans l'évaluation de ce travail et leurs rétroactions qui vont certainement en améliorer la qualité, nous disons merci.

Nos remerciements également à la faculté des sciences de l'ingénieur pour avoir mis à notre disposition, le laboratoire de mécanique des sols et en particulier à Serges Niyongabo pour sa contribution dans la réalisation de nos essais qui a permis de mener à bien la partie expérimentale de notre travail.

Un sentiment de gratitude aussi aux services de la DGPCGC et du BCG pour leur accueil et pour avoir mis à notre disposition respectivement les données sur les cas de glissements des terrains, éboulements, effondrements & destructions des structures et les données SIG. Ce sentiment s'adresse également aux propriétaires des parcelles de notre zone d'étude à Gasekebuye, en particulier à Maman Rachel et au Colonel Richard, pour nous avoir donné accès dans leurs parcelles pour le prélèvement de nos échantillons.

Notre gratitude éternelle à notre famille : A notre maman Alphonsine Cidorho Nyankwega, à nos frères Amani Jean Pierre, Gaspard, Michel et nos sœurs Riziki mama Yvette, Feza mama Sylvie, Hortense, Rachel, Léa et Sarah, qui, même quand nos études les privaient de notre présence, n'ont jamais cesser de nous témoigner de leur affection. Nous n'oublions pas vos encouragements et soutien émotionnel, financier et spirituel dont la réussite de l'ensemble de ce cursus qui s'achève est tributaire.

Nos sincères remerciements à Papa Emmanuel Ngaruko. C'est une grâce que nous avons de vous avoir rencontré. Merci pour votre amour, votre soutien tant moral, spirituel que matériel que vous nous avez témoigné tout au long de notre séjour au Burundi.

Nos remerciements également aux camarades de promotion. Les descentes sur terrain, les travaux en groupes ou encore d'autres sorties sont tout autant des moments formidables de cette belle aventure passée ensemble ces deux années.

Nous n'oublions pas la famille Cuma, la famille Pierre Kaheto et la communauté des Etudiants Congolais au Burundi (CECOBU) et d'autres amis que nous avons rencontrés ici au Burundi. Merci d'avoir été là.

Bien d'autres personnes nous ont soutenu et malheureusement, nous ne pouvons pas toutes les citer ici, nous oublierons certainement quelques-uns. Veillez trouvez ici l'expression de notre gratitude.

Résumé

Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. Dans la ville de Bujumbura, cette problématique est devenue une réalité courante. Le quartier Gasekebuye situé à l'Est de la ville de Bujumbura, est l'un des quartiers récemment (Avril 2021) menacé par cette problématique : glissement des terrains, effondrement d'une maison, fissuration du sol et des bâtiments environnants. Ce travail est alors réalisé dans l'objectif de contribuer à la stabilisation des sites en pente sous charges de bâtiments : Application au quartier Gasekebuye.

Cette étude évalue, à travers une analyse par simulation numérique avec le code de calcul à éléments finis Plaxis, les effets de la situation initiale (pente et qualité du sol avec ses caractéristiques de résistance), des charges des bâtiments, du soutènement et du drainage / non drainage sur la sécurité à la stabilité des sites en pentes.

Dans un premier temps, une étude expérimentale est réalisée au laboratoire dans le but d'identifier le type de sol de la zone d'étude, étudier ses paramètres mécaniques ainsi que de déterminer les paramètres nécessaires à introduire dans le code de calcul lors de la modélisation. En deuxième lieu, une analyse par simulation numérique de la stabilité est effectuée en fonction de 3 principaux cas de simulations : En considérant d'abord une situation initiale (non chargée), ensuite une situation chargée non soutenue et une situation chargée et soutenue. Le calcul est fait en état drainé et en état non drainé, avec une nappe bloquée en profondeur pour simuler la réalité sur terrain. Trois bâtiments de niveaux différents sont conçus conformément aux bâtiments existants et leurs charges sont déterminées pour les simulations de deux derniers cas.

Les résultats de l'étude expérimentale ont montré que pour la profondeur atteinte de 3m, le sol de la zone est un sol susceptible de développer des grandes déformations pour toute surcharge appliquée. Ceci montre l'effet néfaste que pourraient avoir des ouvrages importants dont l'influence peut atteindre des profondeurs supérieures ou égale à 3m. Par ailleurs, les résultats de l'analyse par simulation numérique ont montré que : (i) La pente élevée (30,8%) et la qualité du sol avec ses faibles caractéristiques de résistance (c = 22,29 kN/m2 et φ =29,63°) donnent une valeur de sécurité maximale Fs=1,937 pour une situation initiale, non chargée et drainée ; (ii) Les charges des bâtiments diminuent la sécurité d'une valeur de 16,42% par rapport à la sécurité initiale (de Fs=1,937 à Fs=1,619) et l'augmentation intensive des charges (bâtiments à beaucoup de niveaux) la diminue davantage ; (iii) La situation non drainée avec chargement est la plus défavorable ayant montré une probable rupture avec un facteur de sécurité Fs=1,279 en dessous de la sécurité acceptable (Fs=1,5), soit une diminution de sécurité de 33,97% par rapport à la sécurité initiale ; (iv) Le soutènement améliore la sécurité avec, pour un cas chargé et drainé, une diminution la plus faible de cas simulés, soit 11,46% par rapport à la sécurité initiale (de Fs=1,937 à Fs=1,715).

En fin, des recommandations basées sur les résultats obtenus et visant l'amélioration de la sécurité à la stabilité de la zone d'étude sont également proposées.

Mots clés : Modélisation, Simulation, Stabilisation, Sites en pentes, Plaxis, Gasekebuye.

Abstract

The disorders caused by the breaking of slopes are generally spectacular, often destructive and sometimes deadly. In the city of Bujumbura, this problem has become a common reality. The Gasekebuye district located to the east of Bujumbura city, is one of the districts recently (April 2021) threatened by this problem: landslide, collapse of a building, cracking of the soil and surrounding buildings. This work is then carried out with the aim of contributing to the stabilization of sloping sites under loads of buildings: Application to the Gasekebuye district.

This study evaluates, through a numerical simulation analysis with the Plaxis finite element calculation code, the effects of the initial situation (slope and quality of the soil with its resistance characteristics), building loads, support and drainage / no drainage on the safety to the stability of sloping sites.

First, an experimental study is carried out in the laboratory in order to identify the type of soil in the study area, study its mechanical parameters as well as determining the necessary parameters to be introduced into the calculation code during modeling. Secondly, a numerical simulation analysis of stability is performed according to 3 main simulation cases: Considering first an initial situation (unloaded), then an unsupported loaded situation and a supported loaded situation. The calculation is done in drained state and in undrained state, with a water table blocked in depth to simulate the reality on the ground. Three buildings of different levels are designed in accordance with the existing buildings and their loads are determined for the simulations of the last two cases.

The results of the experimental study showed that for the depth reached of 3m, the soil in the area is a soil likely to develop large deformations for any applied overload. This shows the harmful effect that could have large structures whose influence can reach depths greater than or equal to 3m. Additionally, the results analysis by numerical simulation showed that : (i) The high slope (30.8%) and the quality of the soil with its low resistance characteristics (c = 22.29 kN/m2 and φ = 29, 63 °) give a maximum safety value Fs = 1.937 for an initial situation, unloaded and drained ; (ii) The loads of the buildings decrease the security by a value of 16.42% compared to the initial security (from Fs= 1.937 to Fs = 1.619) and the intensive increase of the loads (buildings with many levels) decreases it further; (iii) The undrained situation with loading is the most unfavorable, showing a probable breaking with a safety factor Fs = 1.279 below to the acceptable safety (Fs = 1.5), i.e. a reduction in safety of 33.97% compared to initial security; (iv) Support improves safety with, for a loaded and drained situation, the smallest reduction in simulated cases, i.e. 11.46% compared to the initial safety (from Fs=1.937 to Fs=1.715).

Finally, recommendations based on the results obtained and aimed at improving the security and stability of the study area are also proposed.

Keywords: Modeling, Simulation, Stabilization, Slope sites, Plaxis, Gasekebuye.

TABLE DES MATIERES

Identification des membres du jury i
Epigraphe ii
Dédicace iii
Remerciements iv
Résumé v
Abstract vi
TABLE DES MATIERES vii
LISTE DES TABLEAUX x
LISTE DES FIGURES xi
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS xiii
AVANT-PROPOS xiv
Chapitre 0. INTRODUCTION GENERALE 1
0.1. Contexte, problématique et Motivation du travail 1
0.2. Objectifs 4
0.2.1. Objectif global 4
0.2.2. Objectifs spécifiques 4
0.3. Démarche méthodologique 5
0.4. Plan du travail 5
Chapitre 1. REVUE DE LA LITTERATURE 7
1.1. Introduction 7
1.2. Définitions des concepts 7
1.3. Notions sur les contraintes, déformations et loi de comportement des sols sous charges 7
1.3.1. Contraintes dans les massifs des sols chargés 8
1.3.2. Déformation du sol 11
1.3.3. Modèles et lois de comportement des sols 12
1.4. Calcul de la stabilité des pentes 19
1.4.1. Généralités 19
1.4.2. Description des mouvements des terrains 20
1.4.3. Notion du coefficient de sécurité 21
1.4.4. Méthodes de calcul 22
1.4.5. Techniques et moyen de confortement 27
1.5. Code de calcul Plaxis 28
1.5.1. Présentation de Plaxis et son interface utilisateur 28
1.5.2. Démarche de la modélisation avec Plaxis et Données d'entrée 31
1.5.3. Calcul du Coefficient de sécurité dans Plaxis 36

1.5.4. Convention des signes....36
1.5.5. Quelques erreurs courantes commises dans l'usage de Plaxis 2D....37
1.6. Conclusion....38
Chapitre 2. ZONE D'ETUDE, DONNEES DU TRAVAIL & ETUDE EXPIRIMENTALE....39
2.1. Introduction....39
2.2. Zone d'étude....39
2.2.1. Situation géographique....39
2.2.2. Description....40
2.3. Données du travail....42
2.4. Etude expérimentale....43
2.4.1. Identification des points de sondage et Prélèvement des échantillons....43
2.4.2. Analyse et résultats des échantillons....44
2.5. Conclusion....59
Chapitre 3. ANALYSE PAR SIMULATION NUMERIQUE DE LA STABILISATION DES SITES EN PENTES SOUS CHARGES DES BATIMENTS : APPLICATION AU QUARTIER GASEKEBUYE....60
3.1. Introduction....60
3.2. Description du modèle....60
3.3. Propriétés des matériaux, charges et caractéristiques des bâtiments....64
3.3.1. Propriétés du sol....64
3.3.2. Propriétés du béton armé....64
3.3.3. Propriétés du mur de soutènement et de l'ancrage....65
3.3.4. Charges et caractéristiques des bâtiments....65
3.4. Analyse de la stabilité par simulation numérique....66
3.4.1. Cas A : Situation initiale (non chargée)....66
3.4.2. Cas B : Situation chargée sans soutènement....69
3.4.3. Cas C : Situation chargée avec soutènement....72
3.5. Synthèse des résultats et Discussion....75
3.5.1. Synthèse des résultats....75
3.5.2. Discussion des résultats....76
3.6. Conclusion....81
Chapitre 4. CONCLUSIONS GENERALES, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES....83
4.1. Conclusions générales....83
4.1.1. Synthèse....83
4.1.2. Apports de ce mémoire....85
4.2. Recommandations....86
4.3. Perspectives....87
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES....88

ANNEXES 91
Annexe 1 : Calcul du module œdométrique 92
Annexe 2 : Conception des Bâtiments 93
Annexe 3 : Calcul des charges des bâtiments 98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Différents exemples de définitions du coefficient de sécurité [19] 22
Tableau 2-1 : Données du travail 42
Tableau 2-2 : Coordonnées des points de sondage 44
Tableau 2-3 : Résultats des propriétés physiques 46
Tableau 2-4 : Classification des sols par leur diamètre par MIT 47
Tableau 2-5 : Synthèse des résultats des essais d'Identification du sol 51
Tableau 2-6 : Synthèse des résultats de l'Essai œdométrique 55
Tableau 2-7 : Résultats de l'essai de perméabilité 56
Tableau 2-8 : Synthèse des résultats de l'Essai de cisaillement rectiligne 58
Tableau 2-9 : Synthèse des résultats de l'étude expérimentale pour la modélisation 59
Tableau 3-1 : Propriétés du sol 64
Tableau 3-2 : Propriétés du béton 64
Tableau 3-3 : Propriétés du mur de soutènement et de l'ancrage 65
Tableau 3-4 : Charges et caractéristiques des bâtiments 66
Tableau 3-5 : Synthèse des résultats des simulations 75

LISTE DES FIGURES

Figure 0-1 : Topographie de la ville de Bujumbura..... 1
Figure 0-2 : Glissement des terrains & effondrement (a) et destruction des bâtiments (b) au quartier Mutumba..... 2
Figure 0-3 : Glissement des terrains & effondrement d'un bâtiment (a), fissuration du sol (b), destruction des bâtiments (c) et fissuration des bâtiments (d) au quartier Gasekebuye 3
Figure 1-1 : Contraintes en un point dans le sol [10]..... 8
Figure 1-2 : Contraintes totales et effectives dans un plan de Mohr [9]..... 9
Figure 1-3 : Principe de superposition de l'élasticité linéaire [11] 10
Figure 1-4 : Cadre général de calcul de déformations 11
Figure 1-5 : Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire [14] 14
Figure 1-6 : Notion basique du modèle élastique parfaitement plastique [16]. 16
Figure 1-7 : Surface d'écoulement du modèle Cam-Clay modifié dans le plan p'-q [16]..... 19
Figure 1-8 : Glissement plan [17] 20
Figure 1-9 : Glissement rotationnel simple [17] 21
Figure 1-10 : Glissement rotationnel complexe [17] 21
Figure 1-11 : Exemple d'une rupture circulaire [5]..... 23
Figure 1-12 : Fenêtre principale du programme d'entrée [15]..... 29
Figure 1-13 : Fenêtre principale du programme de calcul [15]..... 30
Figure 1-14 : Fenêtre principale du programme de sortie des résultats [15]..... 31
Figure 1-15 : Fenêtre principale du programme des courbes [15] 31
Figure 1-16 : Fenêtre des paramètres généraux (General settings) [15]..... 32
Figure 1-17 : Système de coordonnées et indication des composantes de contraintes positives dans Plaxis [15]. 37
Figure 2-1 : Localisation de la zone d'Etude 40
Figure 2-2 : Quartier Gasekebuye en 2007 (GE) Figure 2-3 : Quartier Gasekebuye en 2021 (USGS) 40
Figure 2-4 : Zone d'étude 41
Figure 2-5 : Points de sondage 44
Figure 2-6 : Essai d'Analyse granulométrique (à gauche et à droite) 47
Figure 2-7 : Résultats de l'Analyse granulométrique 48
Figure 2-8 : Essai de limite d'Atterberg (à gauche et à droite) 49
Figure 2-9 : Etats de consistance d'un sol fin en fonction de la teneur en eau [32] 50
Figure 2-10 : Classification des sols selon l'abaque de Casagrande [33] 50
Figure 2-11 : Limites de liquidité..... 51
Figure 2-12 : Description lithologique de la zone d'étude 52
Figure 2-13 : Essai œdométrique (à gauche et à droite) 53
Figure 2-14 : Courbes œdométriques des échantillons étudiés 55
Figure 2-15 : Essai de cisaillement rectiligne (à gauche et à droite) 57
Figure 2-16 : Droite intrinsèque de Mohr-Coulomb [10]..... 58
Figure 2-17 : Droite intrinsèque de Mohr-Coulomb des échantillons étudiés 58
Figure 3-1 : Matérialisation des bâtiments et Plan de coupe pour la modélisation 2D 61

Figure 3-2 : Géométrie du modèle et Configuration initiale (Coupe C1-C2) 62
Figure 3-3 : Emplacement des bâtiments dans le modèle : Situation chargée 62
Figure 3-4 : Configuration de l'état drainé à gauche et de l'état non drainé à droite 63
Figure 3-5 : Phases de calcul 63
Figure 3-6 : Coupe transversale des bâtiments 65
Figure 3-7 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas A drainé 66
Figure 3-8 : Déformations totales : Cas A drainé 67
Figure 3-9 : Contraintes effectives : Cas A drainé 67
Figure 3-10 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas A non drainé 68
Figure 3-11 : Déformations totales : Cas A non drainé 68
Figure 3-12 : Contraintes effectives : Cas A non drainé 69
Figure 3-13 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas B drainé 69
Figure 3-14 : Déformations totales : Cas B drainé 70
Figure 3-15 : Contraintes effectives : Cas B drainé 70
Figure 3-16 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas B non drainé 71
Figure 3-17 : Déformations totales : Cas B non drainé 71
Figure 3-18 : Contraintes effectives : Cas A non drainé 72
Figure 3-19 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas C drainé 72
Figure 3-20 : Déformations totales : Cas C drainé 73
Figure 3-21 : Contraintes effectives : Cas B drainé 73
Figure 3-22 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas C non drainé 74
Figure 3-23 : Déformations totales : Cas C non drainé 74
Figure 3-24 : Contraintes effectives : Cas C non drainé 75
Figure 3-25 : Variation du coefficient de sécurité à la stabilté Fs en fonction des cas de simulation comparé avec Fs = 1,5 (Valeur courante acceptable) 76
Figure 3-26 : Diminution du coefficient de sécurité à la stabilité en (%) en fonction des cas de simulation 76
Figure 3-27 : Variation des déformations totales en fonction des cas de simulation 78
Figure 3-28 : Accroissement des déformations totales en (%) en fonction des cas de simulation 78
Figure 3-29 : Contraintes effectives en fonction des cas de simulation 79
Figure 3-30 : Accroissement des contraintes effectives en (%) en fonction des cas de simulation 80

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

2D : Deux Dimensions

3D : Trois dimensions

BCG : Bureau de Centralisation Géomatique

CN : Courbe de niveau

DGPCGC : Direction Générale de la Protection civile et de la Gestion des Catastrophes

EC : Eurocode

Ech : Echantillon

GE : Google Earth

GPS : Global Positioning System

MIT : Massachusetts Institute of Technology

MNT : Modèle Numérique de Terrain

PS : Point de sondage

R + n : Rez-de-chaussée plus nombre d'étages

RTNB : Radio Télévision Nationale du Burundi

SIG : Système d'Information Géographique

USGS : United States Geological Survey

UTM: Universel Transverse Mercator

WGS 84 : World Geodesic System 1984

AVANT-PROPOS

Les constructions sur les sites en pente sont une pratique courante, compte tenu des conditions topographiques du milieu et compte tenu du constant développement démographique des villes qui favorise la concentration de plus en plus importante des personnes dans les régions montagneuses. C'est le cas de Bujumbura, une ville surplombée par des montagnes le long de sa partie Est et avec un taux de croissement de la population d'à peu près 6 % les 14 dernières années (2007-2021).

Cette pratique de construire sur les sites en pente donne généralement une vue architecturale assez agréable mais présente en même temps un inconvénient si une attention particulière n'y est pas portée car elle peut être à la base des risques de mouvements des terrains (glissements, éboulements, fluage, …) et des effondrements ou destructions des structures.

A Bujumbura, cette problématique est devenue une réalité courante. Les données reçues à la Direction générale de protection civile et de la gestion des catastrophes dénombrent en l'espace de moins de trois ans (entre 2019 et 2021), quatre cas des sites en pentes sous charges des constructions des bâtiments respectivement dans les quartiers Sororezo, Winterekwa, Mutumba et Gasekebuye où des mouvements de terrains et des dizaines d'effondrements et destructions des bâtiments se sont produits, causant ainsi des pertes matériels et humains.

Ces phénomènes sont souvent observés pendant la saison des pluies et les questions que l'on se pose sont entre autres : ***Ces phénomènes sont-ils causés par la pluie ? ou par les charges des constructions et la pluie n'est qu'un élément déclencheur ? ou alors ces sites sont-ils impropres aux constructions ? ou encore que peut-t-on faire pour améliorer la stabilisation de ces sites ?***

C'est dans ce cadre qu'intervient cette étude dont l'objectif est de contribuer à la stabilisation des sites en pente sous charges de constructions : en l'occurrence le quartier Gasekebuye dans la ville de Bujumbura tout en permettant la compréhension de ces phénomènes et en fin répondre aux questions ci-haut posées.

Cette étude s'effectue sur un site en pente sous charges de construction des bâtiments au quartier Gasekebuye où se sont produits ces phénomènes et dont la démarche consiste à faire, d'une part, des investigations géotechniques afin d'identifier le type de sol du site et d'étudier ses paramètres mécaniques. D'autre part, avec les résultats des études au laboratoire ainsi que les données topographiques, elle consiste à faire une analyse numérique avec le code de calcul Plaxis basé sur la méthode des éléments finis, dans le but *d'évaluer en fonction des cas de simulation adoptés,* ***la variation du coefficient de sécurité du site, les déformations du sol et les contraintes effectives induites dans le sol.***

Chapitre 0. INTRODUCTION GENERALE

0.1. Contexte, problématique et Motivation du travail

La stabilité des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers [1].

Par ailleurs, les constructions sur les sites en pente sont une pratique courante, compte tenu des conditions topographiques du milieu ou encore comme le souligne Y. Cuervo [2] ou P. Antoine & al [3] , compte tenu du constant développement démographique des villes qui favorise la concentration de plus en plus importante des personnes dans les régions montagneuses.

C'est le cas de Bujumbura, une ville surplombée par des montagnes le long de sa partie Est *(Fig. 0-1)* et avec un taux de croissement de la population d'à peu près 6 % les 14 dernières années ; Soit une population allant de 465 000 à 1 075 000 habitants entre 2007 et 2021 [4].

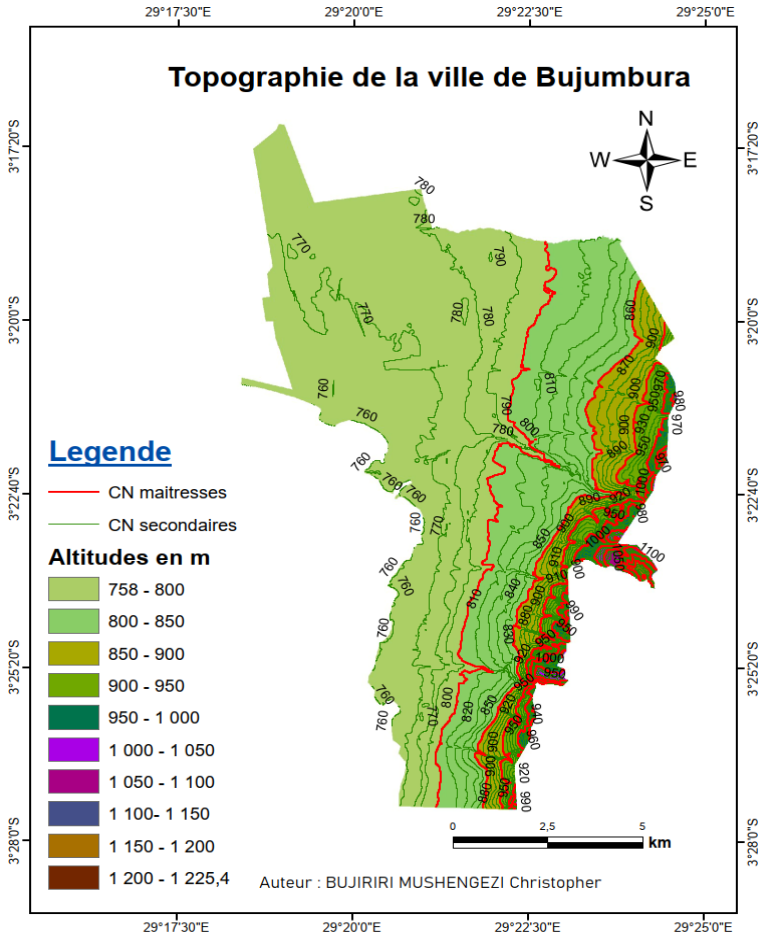


Figure 0-1 : Topographie de la ville de Bujumbura.

Cette pratique de construire sur les sites en pente donne généralement une vue architecturale assez agréable mais présente en même temps un inconvénient si une attention particulière n'y est pas portée car elle peut être à la base des risques de mouvements des terrains (glissements, éboulements, fluage, …) et des effondrements ou destructions des structures.

En effet, un terrain en pente peut être naturellement stable mais une perturbation de sa structure (construction) peut conduire à son instabilité car comme le souligne le Dr. Ir. J-P Masekanya [5], cette instabilité peut être induite par les activités humaines mais peut aussi être liée à des secousses sismiques et plus encore par la présence de l'eau c'est-à-dire par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse).

A Bujumbura, cette problématique est devenue une réalité courante. Les données reçues à la Direction générale de protection civile et de la gestion des catastrophes dénombrent en l'espace de moins de trois ans (entre 2019 et 2021), quatre cas des sites en pentes sous charges des constructions des bâtiments respectivement dans les quartiers Sororezo, Winterekwa, Mutumba et Gasekebuye où des mouvements de terrains et des dizaines d'effondrements et destructions des bâtiments se sont produits, causant ainsi des pertes matériels et humains.

Les cas des quartiers Mutumba et Gasekebuye qui se sont passés en Avril 2021 en sont les plus récents *(Fig. 0-2 et Fig. 0-3)*



a. *b.*

Figure 0-2 : Glissement des terrains & effondrement (a) et destruction des bâtiments (b) au quartier Mutumba



a. *b.*

c. *d.*

Figure 0-3 : Glissement des terrains & effondrement d'un bâtiment (a), fissuration du sol (b), destruction des bâtiments (c) et fissuration des bâtiments (d) au quartier Gasekebuye

Ces phénomènes sont souvent observés pendant la saison des pluies et les questions que l'on se pose sont entre autres : ***Ces phénomènes sont-ils causés par la pluie ? ou par les charges des constructions et la pluie n'est qu'un élément déclencheur ? ou alors ces sites sont-ils impropres aux constructions ? ou encore que peut-t-on faire pour améliorer la stabilisation de ces sites ?***

Comme le souligne S. Coquillay [6], un des objectifs actuels de la recherche en géotechnique est d'améliorer la prévision des mouvements induits dans un massif de sol par les chargements qu'il subit, notamment lors de la construction d'un ouvrage.

C’est dans cette optique qu’intervient cette étude. Elle permet ainsi la compréhension de ces phénomènes et en fin répondre aux questions ci-haut posées.

Cette étude s’effectue sur un site en pente sous charges de construction des bâtiments au quartier Gasekebuye où se sont produits ces phénomènes et dont la démarche consiste à faire, d’une part, des investigations géotechniques afin d’identifier le type de sol du site et d’étudier ses paramètres mécaniques. D’autre part, avec les résultats des études au laboratoire ainsi que les données topographiques, elle consiste à faire une analyse numérique avec le code de calcul Plaxis basé sur la méthode des éléments finis, dans le but *d’évaluer en fonction des cas de simulation adoptés, **la variation du coefficient de sécurité du site, les déformations du sol et les contraintes effectives induites dans le sol.***

0.2. Objectifs

0.2.1. Objectif global

L’objectif global de cette étude est de contribuer à la stabilisation des sites en pente sous charges de constructions : en l’occurrence le quartier Gasekebuye dans la ville de Bujumbura.

0.2.2. Objectifs spécifiques

De manière plus spécifique, avec cette étude, nous allons aboutir aux aspects ci-dessous :

- ✓ Prise des coordonnées topographiques pour situer les points de sondage ;
- ✓ Prélèvement des échantillons et analyse des essais au laboratoire ;
- ✓ Identification du type de sol de la zone d’étude et détermination de ses caractéristiques physiques et mécaniques avec les essais réalisés ;
- ✓ Etude de la consolidation
- ✓ Analyse numérique de la stabilité par modélisation et simulation ;
- ✓ Contribution à la compréhension des phénomènes d’instabilité des sites en pentes sous charge de construction.

0.3. Démarche méthodologique

Pour atteindre les objectifs assignés à cette étude, la méthodologie poursuivie est une approche expérimentale suivie d'une analyse telle que décrite ci-après :

- ✓ Documentation ;
- ✓ Prise des coordonnées topographiques pour situer les points de sondage ;
- ✓ Prélèvement des échantillons ;
- ✓ Analyse des échantillons au laboratoire ;
- ✓ Considération (conception) de 3 bâtiments et calcul de leurs charges ;
- ✓ Modélisation et simulation selon les différents cas de scénarios :
  - Cas A : Cas initial (non chargé)
  - Cas B : Cas chargé (sans soutènement)
  - Cas C : Cas chargé avec soutènement

  Pour Chacun des cas, les simulations sont effectuées en deux états : ***Etat drainé et non drainé***
- ✓ Présentation et Discussion des résultats

0.4. Plan du travail

Au-delà de l'Introduction et la conclusion, ce mémoire s'articule sur 3 principaux chapitres :

Chapitre 1. Revuen de la littérature

Dans ce chapitre, nous présentons une revue documentaire sur les notions importantes qui interviennent dans ce travail notamment sur :

- Les contraintes, déformations et lois de comportement des sols sous charges
- Le calcul de la stabilité des pentes
- Le Code de calcul Plaxis

Chap 2. Zone d'étude, Données du travail & Etude expirimentale

Dans celui-ci, il s'agit d'une part de locaser et de décrire la zone d'étude mais également de faire une description des évenemts liés aux glissements, effondrements et fiisurations des sols et des bâtiments, qui s'y sont passés et de présenter la source des données que nous avons utilisées dans ce travail.

D’autre part, ce chapitre traite en grande partie l’étude experimentale effectuée au laboratoire. Cette dernière est consacrée notamment au prélèvement des échantillons, à leur analyse au laboratoire pour l’identification du sol, l’étude de ses paramètres mécaniques ainsi que la détermination des paramètres nécessaires à introduire dans le code de calcul lors de la modélisation.

Chap 3. Analyse par simulation numérique de la stabilisation des sites en pentes sous charges des bâtiments : Application au quartier Gasekebuye

Enfin, ce chapitre est consacré à l’analyse numérique de la stabilité de notre zone d’étude en fonction de différents cas de simulation adoptés en utilisant le code de calcul Plaxis basé sur la méthode des éléments finis. La présentation des résultats et leur discussion est également effectuée en fin du chapitre.

Chapitre 1. REVUE DE LA LITTERATURE

1.1. Introduction

Ce chapitre synthèse la revue bibliographique effectuée dans le cadre de ce travail. Dans un premier temps, une définition des concepts est effectuée ; Un rappel sur les notions des contraintes, des déformations, ainsi que des lois de comportement des sols sous charges est ensuite présenté. Les notions sur le calcul de la stabilité des pentes et leur confortement sont également évoqués et en fin du chapitre, le code de calcul Plaxis est présenté avec quelques notions sur son utilisation en l'occurrence sur la démarche poursuivie dans la modélisation.

1.2. Définitions des concepts

- ✓ ***Modélisation*** : En géotechnique, la modélisation[7] peut être définie comme étant une représentation du phénomène physique (réel) en langage informatique. Concrètement le modèle consiste principalement à :
  - Une création de la géométrie du phénomène à étudier
  - Une définition des propriétés du modèle : Caractéristiques des matériaux, Conditions aux limites et initiales, Chargements appliqués au modèle, etc.
- ✓ ***Simulation*** : La simulation est une programmation et la manipulation du modèle sur ordinateur, ainsi que l'analyse des résultats [8].

1.3. Notions sur les contraintes, déformations et loi de comportement des sols sous charges

Lorsque l'on soumet le sol comme tout autre matériau en général, à des contraintes, il se produit des déformations. Ces déformations du sol vont agir sur les structures et peuvent provoquer des désordres mettant en péril le bon usage, voire la sûreté des ouvrages. Ces problèmes se rencontrent par exemple dans le cas des fondations d'immeubles ou d'ouvrages d'art mais également pour les remblais et les ouvrages en terre en général [9].

La relation entre ces contraintes, ces déformations ainsi que leurs accroissements respectifs pouvant conduire à un critère de rupture est exprimée par des lois de comportement.

Dans les sous points qui suivent, il est question de faire un bref rappel des notions sur ces contraintes et déformations qui règnent dans les massifs des sols chargés ainsi que les lois de comportement géotechniques.

1.3.1. Contraintes dans les massifs des sols chargés

1.3.1.1. Contraintes dues au poids propre du sol

Le poids du sol augmente avec la profondeur ; réparti sur une unité de surface horizontale à une profondeur donnée, il correspond à la pression ou contrainte due au poids propre.

Pour un massif sans eau de poids volumique γ, à une profondeur h au point M, la contrainte verticale et la contrainte horizontale sont données respectivement par : $\sigma_V = \gamma * h$ et $\sigma_H = Ko * \sigma_V$. Avec Ko : coefficient de terres au repos.

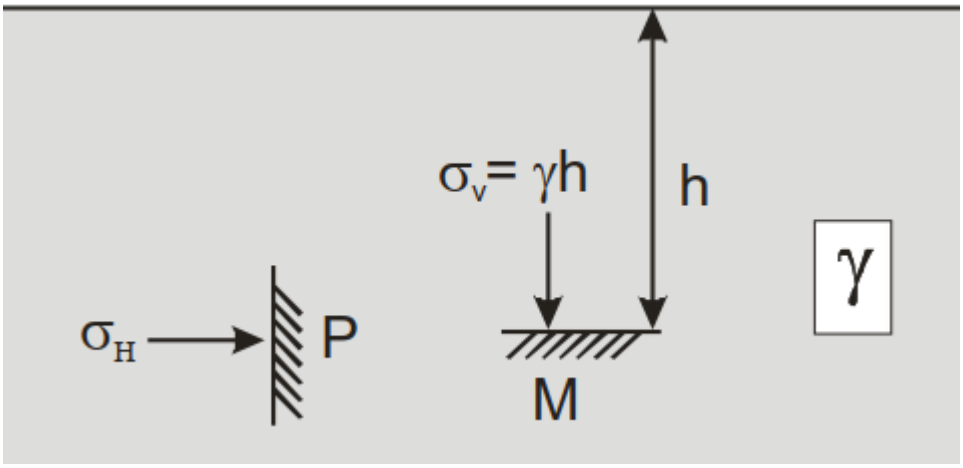


Figure 1-1 : Contraintes en un point dans le sol [10]

Notons qu'il existe d'autres contraintes perpendiculaires aux plans inclinés et qui ne sont pas considérées dans ce travail.

Pour un sol saturé, la contrainte effective est déterminée par le postulat de Terzaghi.

1.3.1.2. Postulat de Terzaghi

Terzaghi a posé que « tous les effets mesurables d'un changement d'état de contrainte dans un sol, en terme de déformations ou de résistance au cisaillement, sont dus aux changements de contrainte effective » [9].

Par ses expériences, il a montré que les contraintes et les déformations dans le sol différent de celles calculées dans un corps homogène et isotrope à cause de l'existence de deux ou trois milieux à comportement mécanique différent, en l'occurrence l'air, l'eau et les granulats.

Terzaghi distingue la contrainte effective qui gouverne le comportement du squelette granulaire de la contrainte totale qui règne dans le milieu.

Si σ_v et τ sont les contraintes verticale et tangentielle, σ'_v, σ'_h et τ' les contraintes effectives verticale, horizontales et tangentielle et u la pression interstitielle, on a :

$$\sigma_v' = \sigma_v - u \, , \, \sigma_H' = K_0 \sigma_v' \; et \; \tau' = \tau$$

La *Figure 1-2* donne par illustration, dans un plan de Mohr, deux cercles correspondant respectivement aux contraintes verticales totales et effectives. On peut constater que les diamètres des deux cercles sont égaux, les contraintes principales sont « décalées » de la même valeur u. Par contre, sur une facette donnée, la contrainte tangentielle $\tau = \tau'$ (dans les conditions considérées, l'eau n'a pas de résistance au cisaillement).

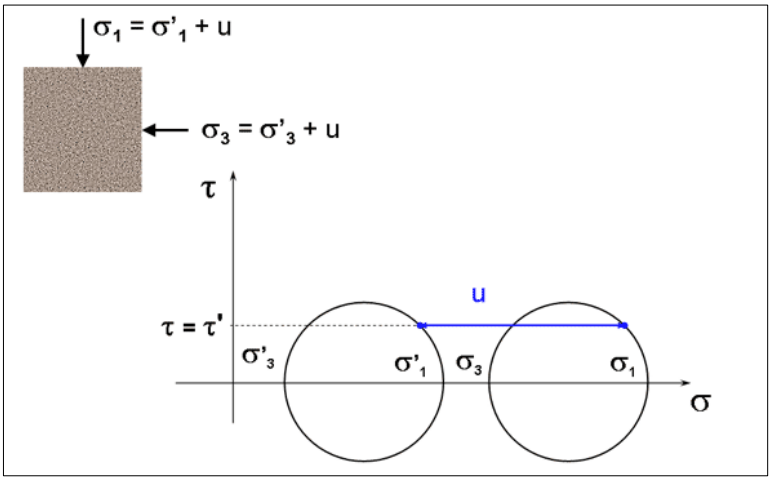


Figure 1-2 : Contraintes totales et effectives dans un plan de Mohr [9]

Bishop en développant cette étude, a proposé, en cas d'un mélange ternaire granulats-eau-air :

$$\sigma' = \sigma - u_a + x(u_a - u_w)$$

Avec : x : Paramètre de Bishop, $u_a \; et \; u_w$ les pressions de l'air et de l'eau.

1.3.1.3. Contraintes dues aux surcharges

Les dépôts de sol sont normalement stables, à moins que des circonstances naturelles ou un chargement artificiel ne contribuent à y accroître les contraintes effectives et que des déformations en résultent. On sait qu'un abaissement de la nappe augmente la contrainte effective, mais divers types de surcharges induisent également des contraintes ($\Delta\sigma$) dans le sol.

Le calcul de l'état de contraintes dans le sol sous l'action du poids propre ou des charges transmises par les fondations impose d'utiliser une loi de comportement élastique complète.

Ces lois d'élasticité complètes et d'autres de complexité croissante sont utilisées dans les codes de calcul avec la méthode des éléments finis. La loi la plus simple est l'élasticité linéaire. L'un des principes sur lesquels elle repose est le principe de superposition [11] :

Ce principe stipule que : Si, dans un milieu, à l'état de contraintes (σ_1) correspond l'état de déformations (ε_1) et à l'état de contraintes (σ_2) de déformations (ε_2) alors à l'état de contraintes ($\sigma_1+\sigma_2$) correspond l'état de déformations ($\varepsilon_1+\varepsilon_2$) :

$$\left.\begin{matrix}(\sigma_1) \rightarrow (\varepsilon_1) \\ (\sigma_2) \rightarrow (\varepsilon_2)\end{matrix}\right\} \quad (\sigma_1 + \sigma_2) \rightarrow (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)$$

On a en particulier : $\sigma_z = \gamma H + \Delta\sigma_z$

Où γH et $\Delta\sigma_z$ sont respectivement la contrainte due au poids du sol à la profondeur H et la contrainte due aux surcharges appliquées.

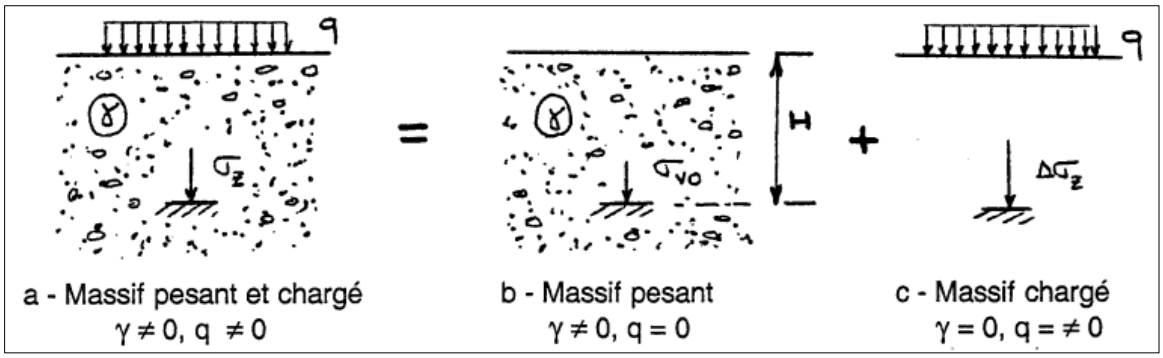


Figure 1-3 : Principe de superposition de l'élasticité linéaire [11]

1.3.2. Déformation du sol

Sous l'application des charges, le sol comme tout solide se déforme. Dans le cas général, les déformations du sol sont de nature tridimensionnelle : une composante verticale (tassement) et deux composantes horizontales : déplacements horizontaux.

En principe, le calcul des déformations en chaque point d'un massif de sol est possible si l'on connaît les caractéristiques du chargement (ou du déchargement) et les lois de comportement du sol. Le schéma sur la *Figure 1-4* ci-dessous présente le cadre général de calcul de déformations.

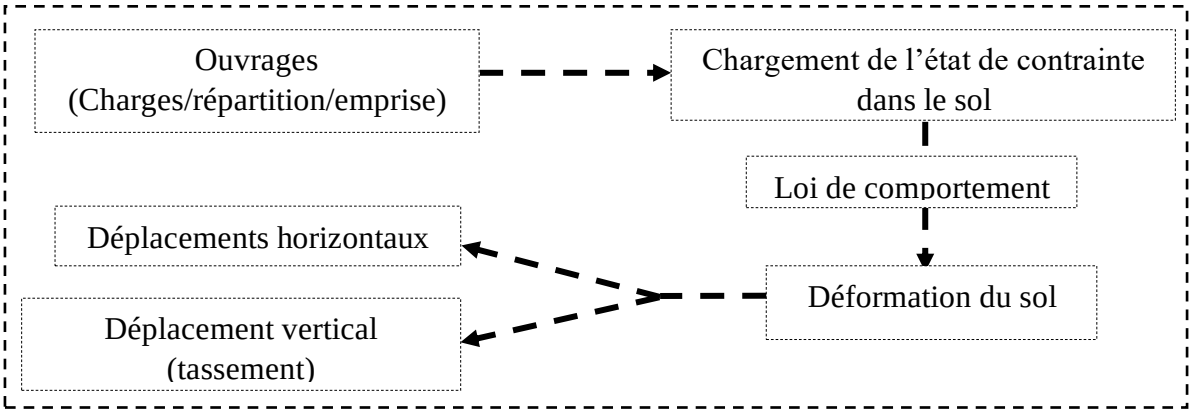


Figure 1-4 : Cadre général de calcul de déformations

Dans la pratique, les calculs de déformations sont réalisés d'une manière approchée, compte-tenu de la complexité du comportement des sols [9].

Susceptibles d'interrompre ou de perturber l'exploitation de l'ouvrage, il est crucial d'apporter une attention particulière au calcul de ces déformations. De manière plus générale, les règlements de calcul des ouvrages tendent à imposer de vérifier que les déplacements induits par un projet restent dans des limites acceptables. Ces différents éléments imposent de faire progresser les méthodes de calcul de déplacements.

Les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer les déplacements, non seulement de l'ouvrage étudié, mais aussi du terrain et des structures situées à proximité, ne sont pas nombreuses : c'est l'un des atouts de la méthode des éléments finis, qui permet, a priori, de traiter des configurations à peu près quelconques (sur le plan de la géométrie et du phasage de construction) et de calculer les déplacements de l'ensemble du domaine pris en compte dans la discrétisation [6].

1.3.3. Modèles et lois de comportement des sols

Les lois de comportement expriment une relation entre le tenseur de contraintes, le tenseur de déformations et leurs accroissements respectifs pouvant impliquer un critère de rupture ou de limite d'élasticité.

Les méthodes de calcul des contraintes et des déformations sont souvent utilisées avec les lois de comportement linéaire pourtant le comportement mécanique des sols est très complexe : il n'est pas linéaire, est irréversible et dépend du chemin de contraintes suivi auparavant [12]. C'est l'un des atouts des codes de calculs en géotechnique basés sur la méthode des éléments finis dans lesquels plusieurs lois de comportement ont été utilisées.

Il existe plusieurs modèles de comportement pour représenter les sols parmi lesquelles nous citons ([6], [12], [13]) :

- Modèle élastique linéaire
- Modèle élastique non linéaire
- Modèle élastique parfaitement plastique (élasto-plastique) de Mohr-Coulomb
- Modèle de Cam Clay
- Modèle de Cam Clay modifié
- Modèle de Nova et Wood
- Modèle pour sols et roches tendres
- Modèle pour sols soumis à des cycles de charges, etc.

Le choix d'un modèle dépend du comportement du matériau à étudier et du type d'analyse que l'ingénieur géotechnicien souhaite effectuer.

La compréhension des lois de comportement est nécessaire pour une modélisation adéquate des problèmes géotechniques.

Dans ce point nous présentons trois de ces modèles (linéaire élastique, élasto-plastique de Mohr-Coulomb et Cam-Clay modifié) lesquels sont les plus utilisés en simulations numériques en géotechnique [14]. Dans cette optique, ceci nous permet de choisir un modèle à implanter dans le code de calcul par éléments finis Plaxis, afin d'améliorer sensiblement les résultats de cette étude, à savoir : ***le coefficient de sécurité du site, les déformations du sol et les contraintes effectives induites dans le sol.***

1.3.3.1. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke de l'élasticité linéaire isotrope. Le modèle implique deux paramètres de rigidité élastique, à savoir le module de Young, E, et le Coefficient de Poisson ν. Le modèle élastique linéaire est trop limité pour la simulation de comportement du sol. Il est principalement utilisé pour les structures rigides dans le sol [15].

C'est le modèle le plus simple et le plus utilisé dans plusieurs domaines, incluant la géotechnique, à cause de sa simplicité. Dans ce modèle, on suppose que les contraintes sont proportionnelles aux déformations en suivant l'équation généralisée de Hooke (Geoslope, 2008 cité par [14]) pour le cas isotrope *(Fig. 1-5)* :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

Avec :

- σ_x, ε_x : respectivement la contrainte et la déformation verticales,
- σ_y, ε_y : respectivement la contrainte et la déformation horizontales,
- σ_z, ε_x : respectivement la contrainte et la déformation dans le sens perpendiculaire à la feuille,
- τ_{xy}, γ_{xy}: respectivement la contrainte et la déformation de cisaillement
- E, ν : respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson

La contrainte de cisaillement τ_{xy} est reliée à la déformation de cisaillement γ_{xy} par l'équation :

$$\tau_{xy} = G * \gamma_{xy}$$

G représente le module de cisaillement et peut être exprimé en fonction du module de Young E et du coefficient de Poisson ν selon l'équation :

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

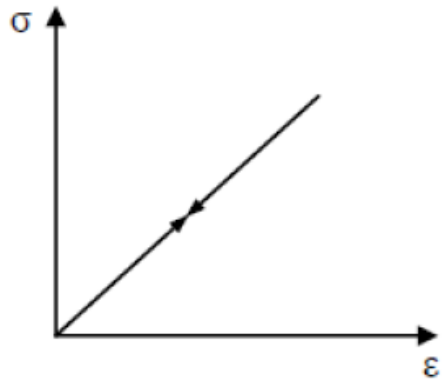


Figure 1-5 : Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire [14]

Les contraintes et les déformations dépendent de deux autres constantes : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν. La stabilité du matériau impose les conditions suivantes sur les paramètres E et ν : E > 0 et $-1 \leq \nu \leq 0{,}5$. Dans la pratique, le coefficient de Poisson ν est positif pour un sol.

Comme l'indique la *Figure 1-5* ci-haut, l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire [6].

1.3.3.2. Modèle élastique parfaitement plastique (élasto-plastique) de Mohr-Coulomb

Tout comme de nombreux matériaux, les sols manifestent un comportement plastique dès qu'ils sont sollicités au-delà d'un certain seuil. La formulation d'un tel comportement repose sur l'introduction de deux notions ; celle de critère de plasticité d'une part et de règle d'écoulement plastique d'autre part [13].

Comme on le verra un peu plus loin au paragraphe *2.4.2.5* lors des essais de cisaillement rectiligne, la contrainte tangentielle τ a pour limite supérieure τ_f donnée par $\tau_f = c' + \sigma' tg\varphi'$

Cette équation peut aussi s'écrire en termes de contraintes principales.

En supposant $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$, on a :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1 + \sigma'_3) sin\varphi' - 2c' cos\varphi' = 0$$

Si on suppose que cette équation est valable dans les conditions générales de contrainte, la condition de rupture selon le critère de Mohr – Coulomb sera vérifiée lorsqu'une des trois relations suivantes sera satisfaite avec le signe d'égalité [12].

$|\sigma'_i - \sigma'_k| - (\sigma'_i + \sigma'_k)sin\varphi' - 2c'cos\varphi' = 0$

Où les indices *i* et k prennent les valeurs *1, 2 et 3* par permutation.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb [16], la plasticité est associée au développement de déformations irréversibles et elle limite les états de contrainte admissibles.

Afin d'évaluer si la plasticité se produit ou non dans un calcul, une fonction de rendement, f, est introduite en fonction de la contrainte et de la déformation. La plastification est liée à la condition f = 0. Cette condition peut être présentée comme une surface dans un espace de contrainte principal. Un modèle parfaitement plastique est un modèle constitutif avec une surface de rendement fixe, c'est-à-dire une surface de rendement entièrement définie par les paramètres du modèle et non affectée par la déformation (plastique). Pour les états de contrainte représentés par des points à l'intérieur de la surface d'élasticité, le comportement est purement élastique et toutes les déformations sont réversibles.

Dans les lignes qui suivent, une description du comportement élastique parfaitement plastique[16] est présentée.

Le principe de base de l'élasto-plasticité est que les déformations ($\underline{\varepsilon}$) et les vitesses de déformation ($\underline{\dot{\varepsilon}}$) sont décomposées en une partie élastique (ε^e) et une partie plastique (ε^p) (*Fig. 1-6)* : $\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p$ et $\underline{\dot{\varepsilon}} = \underline{\dot{\varepsilon}}^e + \underline{\dot{\varepsilon}}^p$

La loi de Hooke est utilisée pour relier le taux de contrainte au taux de déformation élastique. La substitution de l'équation de cette équation dans la loi de Hooke conduit à :

$$\underline{\ddot{\sigma}} = \underline{\underline{D}}^e \underline{\dot{\varepsilon}}^e = \underline{\underline{D}}^e (\underline{\dot{\varepsilon}} - \underline{\dot{\varepsilon}}^p)$$

Selon la théorie classique de la plasticité (Hill, 1950 cité par [16]), les vitesses de déformation plastique sont proportionnelles à la dérivée de la fonction d'élasticité par rapport aux contraintes. Cela signifie que les vitesses de déformation plastique peuvent être représentées comme des vecteurs perpendiculaires à la surface d'élasticité. Cette forme classique de la théorie est appelée plasticité associée. Cependant, pour les fonctions d'écoulement de type Mohr-Coulomb, la théorie de la plasticité associée conduit à une surestimation de la dilatance. Par conséquent, en plus de la fonction de rendement, une fonction de potentiel plastique g est introduite. Le cas g ≠ f est noté plasticité non associée. En général, les vitesses de déformation plastique s'écrivent : $\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'}$

Où λ est le multiplicateur plastique. Pour un comportement purement élastique λ est nul, alors que dans le cas de comportement plastique λ est positif :

$$\lambda = 0 \; pour \; f < 0 \;\; ou \;\; \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma'}} \underline{\underline{D}}^e \underline{\dot{\varepsilon}} < 0 \text{ (Elasticité)} \qquad Eq.\ a$$

$$\lambda > 0 \; pour \; f = 0 \;\; et \; \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma'}} \underline{\underline{D}}^e \underline{\dot{\varepsilon}} > 0 \text{ (Plasticité)} \qquad Eq.\ b$$

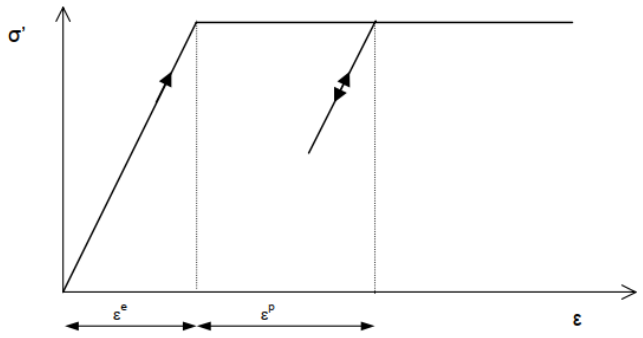


Figure 1-6 : Notion basique du modèle élastique parfaitement plastique [16]**.**

Ces équations peuvent être utilisées pour obtenir la relation suivante entre le taux de contrainte effective et le taux de déformation pour l'élasto-plasticité (Smith & Griffith, 1982 ; Vermeer & de Borst, 1984 cité par [16]) :

$$\underline{\sigma'} = \left(\underline{\underline{D}}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{\underline{D}}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma'}} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma'}} \underline{\underline{D}}^e \right) \underline{\dot{\varepsilon}} \;\; o\grave{u} \; d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma'}} \underline{\underline{D}}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma'}}$$

Le paramètre α est utilisé comme interrupteur. Si le comportement du matériau est élastique, tel que défini par *l'Eq. a,* la valeur de α est égale à zéro, tandis que pour la plasticité, telle que définie par *l'Eq. b,* la valeur de α est égale à l'unité.

La théorie ci-dessus de la plasticité est limitée aux surfaces d'élasticité lisses et ne couvre pas un contour d'élasticité multi-surfaces tel qu'il est présent dans le modèle de Mohr-Coulomb. Pour une telle surface d'écoulement, la théorie de la plasticité a été étendue par (Koiter, 1960 cité par [16]) et d'autres pour tenir compte des sommets d'écoulement impliquant deux ou plusieurs fonctions potentielles plastiques :

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \underline{\sigma'}} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \underline{\sigma'}} + \cdots \lambda_n \frac{\partial g_n}{\partial \underline{\sigma'}}$$

De même, plusieurs fonctions de rendement quasi indépendantes (f_1, f_2, ... f_n) sont utilisées pour déterminer l'amplitude des multiplicateurs (λ_1, λ_2, ... λ_n).

1.3.3.3. Modèle Cam Clay modifié

Le modèle Cam-Clay est l'un des modèles élasto-plastiques les plus connus et les plus utilisés en géotechnique. Il a été développé par une équipe de chercheurs de l'université Cambridge (Angleterre) dans les années 60 pour décrire le comportement des argiles molles (Helwany, 2007 cité par [14]). La version du modèle Cam Clay la plus couramment utilisée pour les applications géotechniques est appelée « modèle Cam-Clay modifié ». Ce modèle est caractérisé par des surfaces de charge écrouissables en forme d'ellipses dans le plan des deux invariants des contraintes q et p (p contrainte moyenne, q contrainte déviatorique). À l'intérieur de ces surfaces, le matériau a un comportement élastique.

Il existe de plus, en un point de chaque ellipse, un état critique caractérisé par une variation de volume nulle.

Pour certains matériaux poro-plastiques, tels que certaines argiles, le modèle Cam Clay modifié tient compte de certaines caractéristiques (Fernandez, 2009 cité par [14]):

- Une forte porosité de ces matériaux provoque des déformations volumiques irréversibles sous chargement hydrostatique, correspondant à une réduction de la porosité, une phase contractante suivie d'une déformation à volume plastique constant, ou s'il s'agit d'un matériau dense,
- Une dilatance suivie aussi d'une déformation à volume constant lorsque ces matériaux sont soumis à des chargements déviatoriques.

Des essais en compression triaxiale sur certains matériaux mettent en évidence ces types de comportement. Des observations amènent à dire qu'il existe un seuil plastique dont l'évolution est gouvernée par deux mécanismes : l'un purement contractant, associé essentiellement à la contrainte moyenne, et l'autre dilatant, associé au mécanisme déviatorique (Fernandez, 2009 cité par [14])

L'intérêt du modèle de Cam Clay modifié réside dans sa faculté à décrire ces phénomènes (en termes de relations contraintes-déformations, volumique et déviatorique) avec un minimum d'ingrédients et notamment, une seule surface de charge et un écrouissage associé à une seule variable scalaire (l'indice des vides e) [14].

Dans ce modèle, une relation logarithmique est supposée entre l'indice de vide e et la contrainte effective moyenne p' en compression isotrope vierge, qui peut être formulée comme suit [16] :

$$e - e^0 = -\lambda \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right)$$ (Compression isotrope vierge) *Eq. c*

Le paramètre λ est l'indice de compression Cam-Clay, qui détermine la compressibilité du matériau en chargement primaire. En traçant la relation *(Eq. c)* dans un diagramme e-ln(p'), on obtient une ligne droite. Pendant le déchargement et le rechargement, une ligne différente est suivie, qui peut être formulée comme suit :

$$e - e^0 = -K \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right)$$ (Déchargement et rechargement isotrope) *Eq. d*

Le paramètre K est l'indice de gonflement Cam-Clay, qui détermine la compressibilité du matériau lors du déchargement et du rechargement. En fait, un nombre infini de lignes de déchargement et de rechargement existe dans le plan p'-e correspondant chacune à une valeur particulière de la contrainte de préconsolidation pc.

La fonction d'écoulement du modèle Cam-Clay modifié est définie comme :

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_c)$$ *Eq. e*

La surface d'écoulement (f = 0) représente une ellipse dans le plan p'-q comme indiqué sur la *Figure 1-7*. Les chemins de contrainte à l'intérieur de cette frontière ne donnent que des incréments de déformation élastique, tandis que les chemins de contrainte qui ont tendance à traverser la frontière donnent généralement des incréments de déformation élastique et plastique.

Dans le plan p'-q, le sommet de l'ellipse coupe une droite que l'on peut écrire :

$$f = Mp'$$ *Eq. f*

Cette ligne est appelée la ligne d'état critique et donne la relation entre p' et q dans un état de défaillance (c'est-à-dire l'état critique). La constante M est la tangente de la ligne d'état critique et détermine dans quelle mesure la contrainte déviatorique ultime q, dépend de la contrainte effective moyenne p'. Par conséquent, M peut être considéré comme une constante de frottement. De plus, M détermine la forme de la surface d'élasticité (hauteur de l'ellipse) et influence le coefficient de pression latérale des terres K_0^{NC} dans un état de contrainte normalement consolidé.

La contrainte de préconsolidation pc, détermine la taille de l'ellipse. En fait, il existe un nombre infini d'ellipses, chacune correspondant à une valeur particulière de pc.

Le côté gauche de l'ellipse d'élasticité (souvent décrit comme le « côté sec » de la ligne d'état critique) peut être considéré comme une surface de rupture. Dans cette région, la plastification est associée à un ramollissement, et donc à une rupture. Les valeurs de q peuvent devenir trop grandes dans cette région.

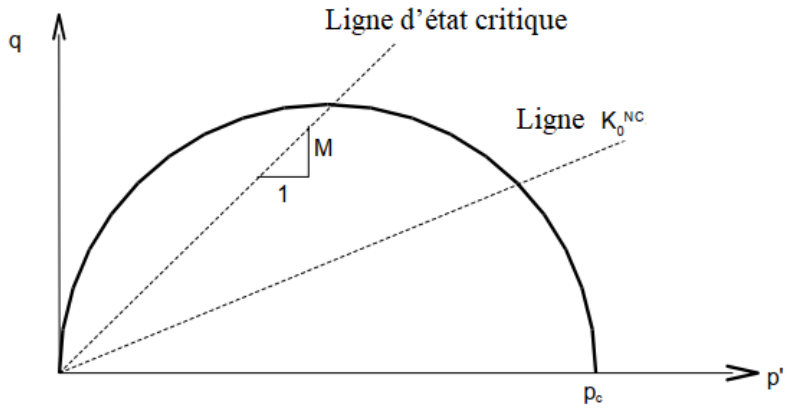


Figure 1-7 : Surface d'écoulement du modèle Cam-Clay modifié dans le plan p'-q [16]**.**

1.4. Calcul de la stabilité des pentes

1.4.1. Généralités

L'étude de stabilité des pentes concerne aussi bien les pentes naturelles que les talus créés par l'activité humaine (remblais, barrage, …).

La stabilité des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers.

Les causes d'instabilités sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement, séisme et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement) ou hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement, etc. ; vidange rapide d'une digue en terre) du terrain [1].

De manière générale, la stabilité d'une pente dépend :

- des propriétés du terrain ;
- de l'inclinaison de la pente ;
- de la profondeur de la tranchée ou de la fouille (hauteur du talus) ;
- des influences météorologiques ;

- de la position de la nappe phréatique et
- des surcharges statiques et dynamiques.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité [5].

1.4.2. Description des mouvements des terrains

Les mouvements des terrains sont très variés par leur nature et leur dimension. Ci-dessous nous présentons brièvement leurs descriptions ([17] et [18]) :

- ***Les éboulements :*** Les éboulements et chutes de pierres sont spectaculaires car dangereux et imprévisibles. Ils sont assez rares et ne concernent que les massifs rocheux.
- ***Les glissements :*** Les glissements constituent le type de mouvement le plus fréquent. La rupture peut se produire à des vitesses variables et être précédée ou non de signes avant-coureurs. On distingue en général 3 grands types de glissements :
  - ***Le glissement plan :*** Ce type de glissement se produit généralement le long de l'interface entre une couche perméable (ou moins compacte) et un massif inférieur imperméable marneux ou argileux.

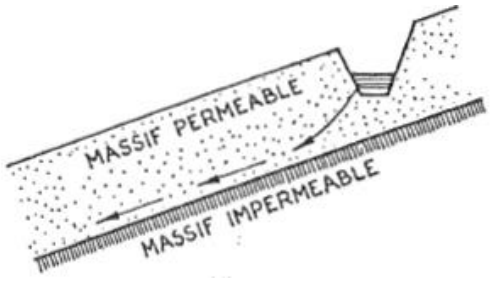


Figure 1-8 : Glissement plan [17]

  - ***Le glissement rotationnel simple :*** C'est le type de glissement le plus fréquent et c'est à lui que s'adressent la plupart des méthodes de calcul développées. La surface de rupture peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas.

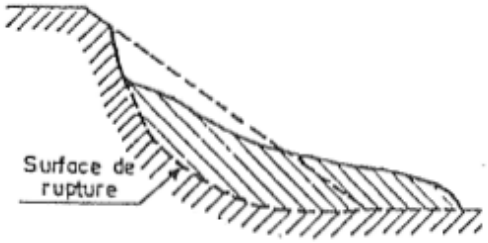


Figure 1-9 : Glissement rotationnel simple [17]

- ***Le glissement rotationnel complexe :*** Il s'agit généralement des glissements multiples ou successifs emboités les uns dans les autres, et qui se développent en remontant vers l'amont *(Fig. 1-10).*



Figure 1-10 : Glissement rotationnel complexe [17]

- ***Le fluage :*** Le fluage correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations proches de rupture (domaine plastique). Il s'agit d'une distorsion de plus en plus grande du massif dont l'état ultime peut être soit la rupture, soit une stabilisation.
- ***La solifluxion :*** La solifluxion est un cas particulier du fluage. Il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel, alternance de saisons sèches et pluvieuses).
- ***Les coulées boueuses :*** Les coulées boueuses sont dues à des écoulements d'eau importants transportant des matériaux solides. Elles se produisent essentiellement en montagne.

1.4.3. Notion du coefficient de sécurité

Le principe de calcul des méthodes de calcul de la stabilité des pentes consiste à déterminer un coefficient de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce coefficient permet ainsi d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le *Tableau 1-1* :

Tableau 1-1 : Différents exemples de définitions du coefficient de sécurité [19]

Définition	**Formule**
Rapport de contraintes	$F_S = \tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$F_S = E_{resist}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F_S = M_{resist}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H/H_{max}

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel…), le facteur de sécurité $\boldsymbol{F_s}$ doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (La valeur courante de $\boldsymbol{F_s}$ est de 1.5) [5].

1.4.4. Méthodes de calcul

Il existe des nombreuses méthodes de calcul pour vérifier la stabilité d'une pente. Le plus souvent, on utilise une méthode dite « des tranches ». La méthode des éléments finis est également utilisée et connait un gain d'intérêt [17].

1.4.4.1. La méthode des tranches (d'équilibre limite)

Le dimensionnement des ouvrages en terre et l'analyse de stabilité des pentes naturelles s'effectue habituellement par la méthode des tranches.

Cette méthode consiste à découper le talus en tranches verticales et résoudre le système hyperstatique des forces d'équilibre appliquées *(Fig. 1-11).*

Ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- La surface critique ;
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

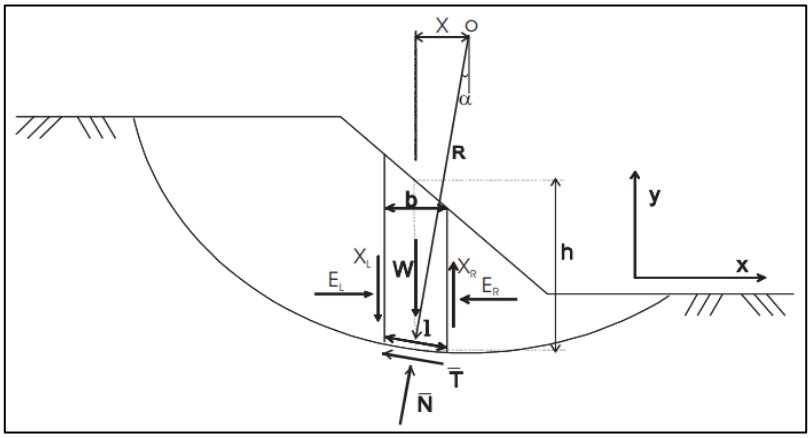


Figure 1-11 : Exemple d'une rupture circulaire [5]

Comme on peut le voir sur la *Figure 1-11*, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

W = Poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N , T = Composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E = Composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = Epaisseur de la tranche (b = l.cosα)

α = Angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = Rayon du cercle de rupture de centre o

l = Longueur du plan de glissement de la tranche

x = Bras de levier du poids des terres

Plusieurs variantes introduisant chacune des hypothèses de résolution simplificatrices peuvent être utilisées dans le cas d'une surface de rupture circulaire (méthodes de Fellenius, Taylor, Bishop, Caquot-Biarez) ou de forme quelconque (méthodes de Janbu, Morgenstern-Price, Spencer et méthode des perturbations). La méthode des tranches donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du talus étudié par rapport à l'équilibre

limite. Le coefficient de sécurité est défini par le rapport de la résistance au cisaillement critique et de la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de rupture. Son expression est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme (cas des remblais) et en contraintes effectives à long terme (cas des versants). Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de résistance au cisaillement des sols, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet (abaques de Taylor, etc.) ou à l'aide de logiciels pour les configurations complexes [1].

Pour les différents cas de rupture, les expressions du coefficient de sécurité sont données ci-après ([1] ; [17] et [20]):

a) Cas d'une rupture circulaire (glissement circulaire) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Les deux méthodes de tranches les plus courantes qui permettent de traiter ce problème sont :

- La méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\sum[c\prime b+(WCos^2\alpha-ub)\ tg\ \varphi\prime]/\mathrm{Cos}\ \alpha}{\sum W\ Sin\ \alpha}$$

- La méthode de Bishop simplifiée, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\sum[c\prime b+(W-ub)\ tg\ \varphi\prime]\ /\ (\mathrm{Cos}\ \alpha+\sin\alpha\ tg\ \varphi\prime)/F_S}{\sum W\ Sin\ \alpha}$$

F_S est calculé par itérations successives et pour que le calcul converge rapidement, on prend pour première de F_{Si} le coefficient de sécurité trouvé par la méthode de Fellenius.

b) Cas d'une rupture non circulaire (glissement non circulaire)

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème peut être traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale σ n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture

quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture. Le coefficient de sécurité est défini par l'expression :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad soit \quad \tau = \frac{c' + [\sigma_V \, Cos'\alpha \, (\lambda + \mu \, tg \, \alpha) - u] \, tg \, \varphi'}{F_S}$$

En écrivant les trois équations d'équilibre de l'ensemble, on obtient un système de 3 équations à 3 inconnues (Fs, λ, μ). L'élimination des coefficients λ et μ donne une équation du 3ème degré en Fs dont la racine la plus grande est la valeur cherchée. On vérifie également que $\lambda \approx 1 \; et \; \mu \approx 0$.

c) Cas d'une rupture plane (glissement plan)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{c' L + (W \, Cos \, \alpha - U) \, tg \, \varphi'}{W \, Sin \, \alpha}$$

Limitations des méthodes d'équilibre limite

Ci-dessous, nous listons les limites qu'éprouvent toutes ces méthodes d'équilibre limite [8] :

→ La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, Fredlund et al. montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité ; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

→ Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune information sur les déplacements.

→ Le coefficient de sécurité Fs est supposé identique en chaque point du plan de glissement or la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement.

→ Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

1.4.4.2. La méthode des éléments finis

Toutes ces méthodes d'équilibre limites évoquées précédemment reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, nous assistons à une utilisation intensive de méthodes d'analyses numériques donnant accès aux contraintes et déformations au sein du sol. Pour y parvenir, il est nécessaire de connaître la loi de comportement pour le sol considéré ; ensuite, le volume de sol est divisé en éléments géométriques simples, chaque élément étant soumis à l'action des éléments voisins. Le calcul consistera à déterminer des champs de contraintes et de déplacements compatibles avec les équations de la mécanique et la loi de comportement adoptée [5].

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramètres définies pour chaque zone du modèle. La méthode des éléments finis repose sur un découpage de l'espace selon un maillage. D'habitude l'on choisit un maillage carré ou triangulaire mais rien n'interdit de choisir des maillages plus complexes. Il n'est pas non plus nécessaire que le maillage soit régulier et l'on a tendance à resserrer le maillage près des endroits d'intérêts, cependant il faut veiller à avoir des éléments faiblement distordus (se rapprocher d'un polygone régulier). Plus ce maillage est resserré, plus la solution que l'on obtient par la méthode des éléments finis sera précise. Cette méthode consiste à résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème consiste à vérifier les équations de base en un nombre limité de points (nœud).

Plusieurs travaux ont été réalisés dans le domaine des éléments finis, on peut citer les travaux de référence de DHATT et al., ou Zienkiewicz et al., l'application de Vengeon et al., ... [8].

Plusieurs types de calcul peuvent être réalisés sur un modèle géotechnique d'éléments finis. L'analyse du comportement d'un versant naturel instable nécessite d'effectuer des calculs à la rupture. Lorsqu'une pente naturelle se rompt, la résistance mobilisée n'est plus suffisante pour s'opposer aux efforts moteurs mobilisés le long de la surface de rupture.

Le code aux éléments finis que nous avons utilisé est le code Plaxis (2D-version 8.6) conçu par des géotechniciens et numériciens et dont le développement a commencé en 1987 à l'Université technique de Delft à l'initiative du département néerlandais des travaux publics et de la gestion de l'eau des Pays-Bas.

Beaucoup des travaux ont été effectués avec et sur le code de calcul Plaxis. Nous pouvons citer notamment les travaux de [21], [22], [23], [24], etc.

1.4.5. Techniques et moyen de confortement

Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir sont nombreux et variés. Ils peuvent être géométriques (modification de la pente du talus, réduction de sa hauteur, etc.) ou hydrauliques (rabattement et drainage de la nappe) ; ces derniers jouant un rôle néfaste pour la stabilité.

On distingue le drainage superficiel (fossés, descentes d'eau, etc.) qui a pour effet de recueillir les eaux de ruissellement et d'empêcher l'érosion superficielle et l'infiltration de ces eaux et le drainage profond qui a pour but de rabattre la nappe, donc de l'éloigner de la surface du talus et d'orienter les lignes de courant d'une façon plus favorable [18].

D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme la substitution (purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et les remplacer par un matériau de meilleure qualité), le boisement, la recharge en pied du talus (berges), le clouage à l'aide de pieux ou barrettes et le soutènement par murs gabions ou en béton armé ou à l'aide de palplanches métalliques [1].

Le choix de l'une de ces solutions dépend de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre.

1.5. Code de calcul Plaxis

1.5.1. Présentation de Plaxis et son interface utilisateur

Le code de calcul Plaxis, de la société Plaxis BV, est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Plaxis 2D est un outil puissant et convivial pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 2D (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches) [25].

Son but initial étant de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas, en quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autres domaines de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement du logiciel, d'autres versions sont sorties. C'est le cas de Plaxis 3D Tunnel program en 2001 et Plaxis 2D version 8 en 2002.

Le développement de Plaxis ne serait pas possible sans une recherche mondiale dans les universités et les instituts de recherche. Afin d'assurer le maintien du haut niveau technique de Plaxis, l'équipe de développement est en contact avec un large réseau des chercheurs dans le domaine de la géomécanique et des méthodes numériques. Un soutien direct est obtenu auprès d'une série de centres de recherche de différentes institutions (universités) américaines, anglaises, néerlandaises, etc. [25].

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Plaxis 2D, version 8 est composé de 4 sous programmes : le programme d'entrée (Input), le programme de calcul (Calculations), le programme de sortie des résultats (Output) et le programme des courbes (Curves).

a) Programme d'entrée (Input)



Le programme d'entrée contient toutes les fonctionnalités permettant de créer et de modifier un modèle géométrique, de générer un maillage d'éléments finis correspondant et de générer des conditions initiales.

Il permet d'effectuer 4 types d'entrées : *l'entrée des objets géométriques* (représenter la configuration du sol par exemple), *l'entrée des textes* (Ecrire le nom du projet par exemple),

l'entrée des valeurs ou des données (Entrée les paramètres caractéristiques du sol selon le modèle de comportement par exemple) et *l'entrée des sélections* (Choix du modèle de l'élément fini, du type d'élément, du modèle de comportement du sol, etc.)

La fenêtre principale du programme d'entrée contient les éléments suivants *(Fig. 1-12)*: le menu principal (Main Menu), la barre d'outils générale (Toolbar (General)), la barre d'outils pour la géométrie (Toolbar (Geometry)), la règle (Ruler), la zone de dessin (Draw area), le point d'origine (Origin), la zone d'entrée manuelle (Manual Input) et l'indicateur de la position du curseur (Cursor Position Indicator) [15].

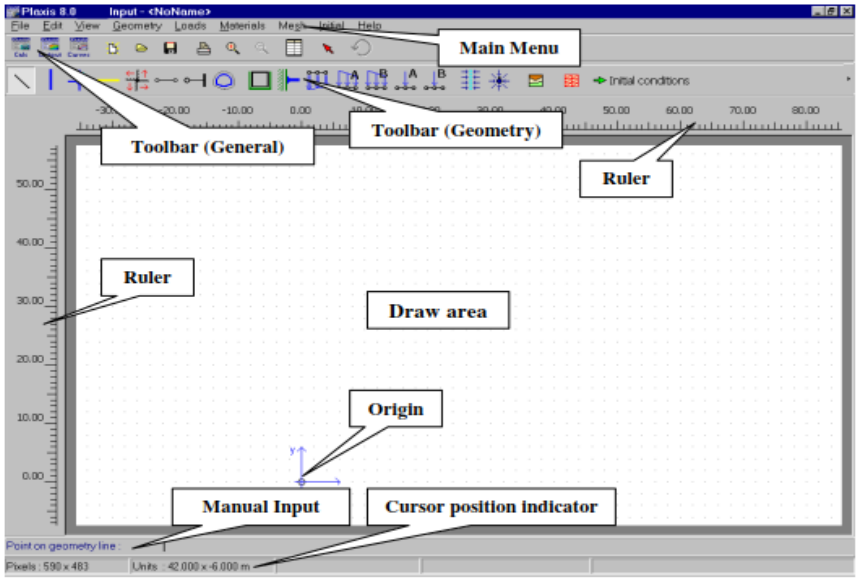


Figure 1-12 : Fenêtre principale du programme d'entrée [15]

b) Programme de calcul (Calculations)



Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

Après la génération d'un modèle d'éléments finis, les calculs d'éléments finis réels peuvent être exécutés. Sur ce, il doit être défini quels types de calculs doivent être effectués et quels types de chargements ou d'étapes de construction doivent être activés pendant les calculs *(Fig. 1-13).*

Le programme de calcul ne considère que l'analyse de la déformation et distingue un Calcul Plastique, Analyse de Consolidation, Phi-c réduction (analyse de sécurité) et un calcul dynamique. Les trois premiers types de calculs (Plastique, Consolidation, Réduction Phi-c) permettent éventuellement de prendre en compte les effets des grands déplacements.

Pour un écoulement d'eau souterraine, le calcul est généralement utilisé pour générer une distribution de pression d'eau à utiliser comme données d'entrée pour une analyse de déformation [15].

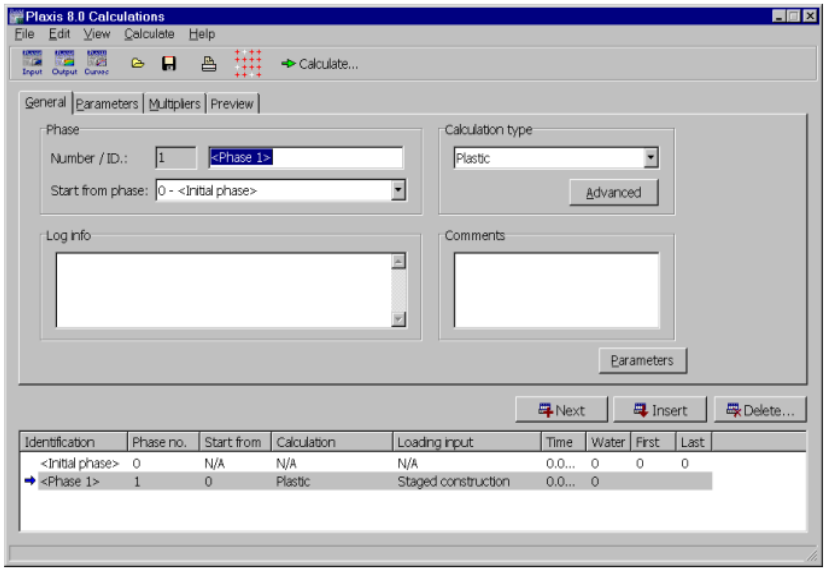


Figure 1-13 : Fenêtre principale du programme de calcul [15]

A ce niveau, on peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol. Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites, une plaque, un ancrage, etc.

c) Programme de sortie des résultats (Output)



Le programme de sortie contient toutes les fonctionnalités pour afficher et répertorier les résultats des données d'entrée générées et des calculs d'éléments finis.

Au démarrage du programme de sortie des résultats, l'utilisateur doit sélectionner le modèle et la phase de calcul ou le numéro d'étape pour lesquels les résultats doivent être visualisés.

Les éléments de la barre d'outils *(Fig. 1-14)* permettent de choisir le mode d'affichage de la déformation de l'élément, de visualiser les résultats à n'importe quelle section de l'élément, etc.

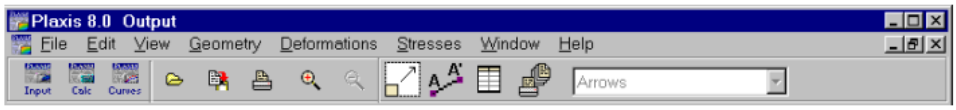


Figure 1-14 : Fenêtre principale du programme de sortie des résultats [15]

d) Programme des courbes (Curves)



Le programme des courbes contient toutes les fonctionnalités pour générer des courbes de charge-déplacement, de chemins de contrainte et de diagrammes contrainte-déformation.

Ces courbes permettent de visualiser l'évolution de certaines quantités au cours des différentes phases de calcul, ce qui donne un aperçu du comportement global et local du sol [15].

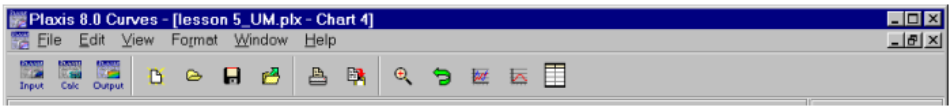


Figure 1-15 : Fenêtre principale du programme des courbes [15]

1.5.2. Démarche de la modélisation avec Plaxis et Données d'entrée

Au démarrage du programme d'entrée, une boîte de dialogue apparaît dans laquelle un nouveau projet peut être créé. La fenêtre des paramètres généraux *(Fig. 1-16)* nous permet ainsi avec ses 2 onglets (Onglet Projet à gauche et Onglet Dimensions à droite) de :

- ✓ Définir le nom du projet ;
- ✓ Choisir le type de modèle de l'élément fini (Plan ou Axisymétrique) : Plan pour les structures planes ayant une section (plus ou moins) uniforme et Axisymétrique pour les structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme ;
- ✓ Choisir le type d'élément (Triangle à 6 ou à 15 nœuds) : Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis et celui à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction ;

- ✓ Définir les valeurs de l'accélération et de la gravité pour les calculs dynamiques ;
- ✓ Définir les unités de travail et les dimensions géométriques de la zone de travail.

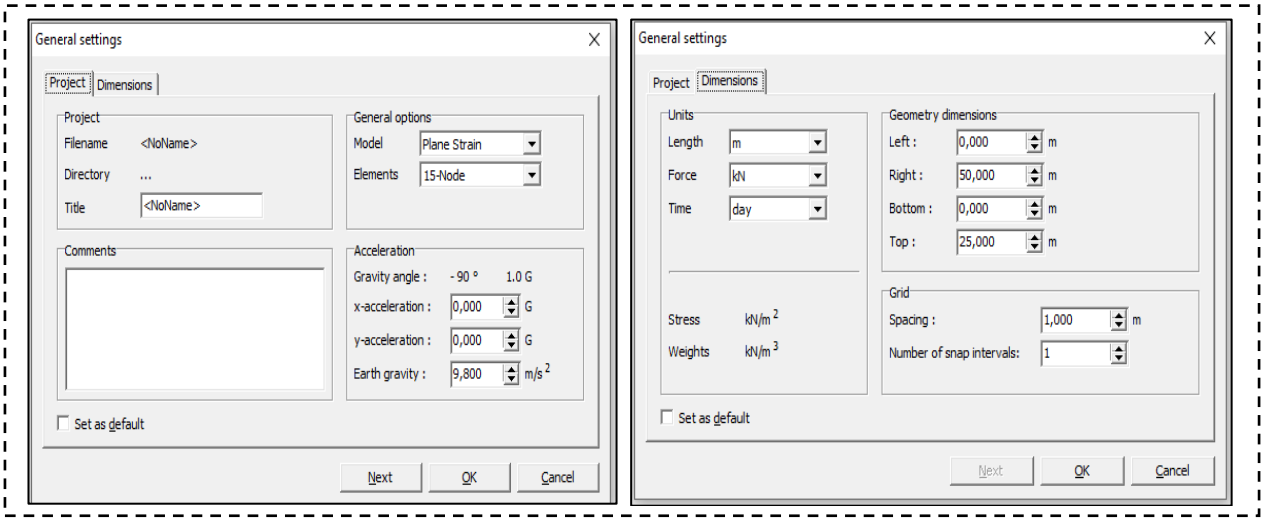


Figure 1-16 : Fenêtre des paramètres généraux (General settings) [15]

Une fois les paramètres généraux définis, l'interface du programme d'entrée apparait (*Fig. 1-12)* et dès lors, la modélisation peut avoir lieu.

Ci-dessous nous décrivons pour cette étude, les principales étapes d'un calcul sous plaxis.

1.5.2.1. Géométrie

La génération du modèle d'un élément fini commence avec la création du modèle de la géométrie. Celle-ci est créée avec les principaux éléments suivants :



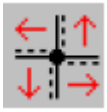
Ligne géométrique : En sélectionnant cet outil, l'utilisateur peut créer des points et des lignes pour représenter ou limiter la configuration du sol. Ceux-ci peuvent encore être créer en tapant les coordonnées dans la ligne des commandes.



Plaques (plates) : Cet outil permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction-compression et une résistance en flexion. Il est principalement utilisé pour modéliser des plaques, des murs, des poutres des coquilles et dont les paramètres les plus importants sont la rigidité en flexion EI et la rigidité axiale EA.



Géogrilles : Ce sont des éléments des structures élancées avec une rigidité normale mais sans rigidité de flexion. Ils sont généralement utilisés pour modéliser le renforcement des sols.



Eléments d'interface : En général, les éléments d'interface sont censés générer très peu de déformations élastiques et donc l'épaisseur virtuelle doit être faible.





Ancrage nœud à nœud et Ancrage à extrémité fixe : Ils consistent à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser généralement les batardeaux, c'est-à-dire la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.

1.5.2.2. Charges et Conditions aux limites

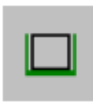
Une fois la géométrie définie, les charges et les conditions aux limites peuvent être alors introduites.







Le sous-menu Charges (avec des raccourcis dans la barre d'outils pour la géométrie (voir les icones)) contient les options permettant d'introduire des ***charges distribuées et linéaires***, des ***charges ponctuelles*** et des ***déplacements prescrits (imposés)*** dans le modèle géométrique. Les charges et les déplacements prescrits peuvent être appliqués aux limites du modèle ainsi qu'à l'intérieur du modèle.



En sélectionnant « Fixation standard » dans le sous-menu « Charges » ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, Plaxis impose automatiquement un ensemble de conditions aux limites générales au modèle géométrique générées selon les règles du logiciels [15].

1.5.2.3. Définitions des paramètres des matériaux et lois de comportement



Il convient à ce point de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon le type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir.

Pour les sols, il en existe plusieurs types prédéfinis dans le logiciel avec possibilité de modifier leurs propriétés, mais il est aussi possible de définir un nouveau type de sol selon les résultats géotechniques.

L'état du comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux) doit également être défini selon le modèle de comportement choisi.

Plusieurs modèles exprimant les lois de comportement des matériaux sont disponibles dans Plaxis avec possibilité pour l'utilisateur de définir son propre modèle. Nous pouvons citer notamment :

- Le modèle élastique linéaire (Linear elastic model)
- Le modèle de Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb model)
- Le modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model)
- Le modèle de roche articulée (Jointed Rock model)

- Le modèle de sol durcissant (Hardening Soil model)
- Le modèle de sol mou (Soft Soil model), etc.

Pour des raisons développées précédemment au paragraphe *1.3.3.2*, le modèle de comportement de Mohr-Coulomb et le modèle élastique linéaire sont les deux modèles retenus pour cette étude respectivement pour le sol et le béton (pour les éléments du type plaque, ancrage, etc.).

Dans le code de calcul Plaxis 2D, le modèle Mohr - Coulomb fait intervenir cinq paramètres, à savoir le module de Young E, le coefficient de Poisson ν, la cohésion c, l'angle de frottement φ, et l'angle de dilatance ψ.

Le coefficient de Poisson ν étant fonction du coefficient des terres au repos Ko ($Ko=\sigma h/\sigma v= \nu/(1-\nu)$), sa valeur doit donner des valeurs réalistes de Ko. En général, on trouvera les valeurs de ν comprises entre 0,2 et 0,4 [16].

L'angle de dilatance ψ est quant à lui généralement compris entre 0 et 15. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. Il existe également une relation empirique simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$\psi = \varphi - 30$ pour $\varphi > 30°$, $\psi = 0°$ pour $\varphi < 30°$

Le cas où $\psi = 0°$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0°$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes [23].

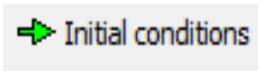
1.5.2.4. Maillage



Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. Dans le menu Maillage (Mesh), l'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin) ou le générer automatiquement en cliquant sur cette icône dans la barre d'outils.

L'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine ».

1.5.2.5. Conditions initiales



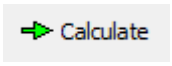
Une fois le modèle géométrique créé et le maillage éléments finis généré, l'état de contrainte initial et la configuration initiale doivent être spécifiés en passant par le menu initial ou par la barre d'outils en cliquant sur cette icône.

Les conditions initiales consistent en deux modes différents : Un mode pour la génération des pressions d'eau initiales et un mode pour la spécification de la géométrie initiale, la configuration et la génération du champ de contraintes effectives initial.

Dans le mode pour la génération des pressions d'eau initiales, le poids volumique de l'eau (10 kN/m3 considéré dans cette étude) et le niveau de la nappe sont définis.

Le mode de configuration de la géométrie est, entre autres, utilisé pour définir la configuration de la géométrie initiale et permet de désélectionner les éléments géométriques qui ne correspondent pas à l'état initial. De plus, des contraintes effectives initiales peuvent être générées en utilisant la procédure du coefficient des terres au repos Ko ou en utilisant la charge de gravité due au poids propre.

1.5.2.6. Phase de calcul



Après avoir défini l'ensemble de ces paramètres, on peut accéder aux calculs par ce bouton qui s'affiche dès que les conditions initiales sont définies.

Dès lors, le projet est enregistré et le programme d'entrée se ferme et laisse la place au programme de calcul. Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Ce programme permet de définir les étapes et les paramètres nécessaires du calcul à effectuer. *(Paragraphe 1.5.1.b).*

Ayant défini les éléments du calcul, on peut lancer le calcul en appuyant encore sur le bouton « Calculate ».



Une fois terminé, les résultats peuvent être visualiser dans le programme de sortie des résultats en appuyant sur ce bouton qui apparait quand le calcul est terminé.

1.5.2.7. Visualisation des résultats

Les résultats de calcul fournis par le code Plaxis sont principalement les déformations (déplacements), les contraintes mais aussi le coefficient de sécurité.

Le programme de sortie des résultats et le programme des courbes contiennent plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats. *(Paragraphes 1.5.1 c. et 1.5.1. d)*

1.5.3. Calcul du Coefficient de sécurité dans Plaxis

Le code de calcul Plaxis permet l'analyse de la stabilité par un calcul d'un coefficient de sécurité Fs symbolisé par $\sum Msf$ (ou Sum-Msf dans le programme des courbes) dans le code, en utilisant la méthode Phi-c réduction.

Dans l'approche Phi-c réduction, les caractéristiques mécaniques du sol (φ et c) sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces, s'il y en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, les caractéristiques des éléments de structure comme les plaques et les tirants d'ancrage ne sont pas influencées par Phi-c réduction.

Le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_S = \frac{Résistance\ disponible}{Résistance\ \text{à}\ la\ rupture} = Valeur\ \text{à}\ la\ rupture$$

Pour effectuer ce calcul, le type de calcul (calculation type) à sélectionner dans le programme de calcul (onglet général) est « Phi-c réduction ». Une analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction.

Cependant, notons qu'une phase Phi-c réduction ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture. Il est donc conseillé de définir toutes les analyses de sécurité à la fin de la liste des phases de calcul et d'utiliser le paramètre « commencé à partir de » (Start from) pour définir la phase de référence de chaque phase d'analyse de coefficient de sécurité.

Lors d'un calcul de coefficient de sécurité, aucune charge ne peut être augmentée. En fait, le calcul Phi-c réduction est un type particulier de calcul plastique. La saisie d'un incrément de temps n'a en général pas de signification dans ce cas.

1.5.4. Convention des signes

La génération d'un modèle éléments finis bidimensionnel dans Plaxis est basée sur un modèle géométrique. Ce modèle géométrique est créé dans le plan x-y du système de coordonnées global *(Fig. 1-17)*, tandis que la direction z est la direction hors du plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur.

Bien que Plaxis version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur le système de coordonnées cartésiennes 3D illustré à la *Figure 1-17*. Dans une analyse de déformation plane, σ_{zz} est la contrainte hors plan. Dans une analyse axisymétrique, x représente la coordonnée

radiale, y représente la coordonnée axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, σ_{xx} représente la contrainte radiale et σ_{zz} représente la contrainte circonférentielle.

Dans toutes les données de sortie, les contraintes et forces de compression, y compris les pressions interstitielles, sont considérées comme négatives, tandis que les contraintes et forces de traction sont considérées comme positives.

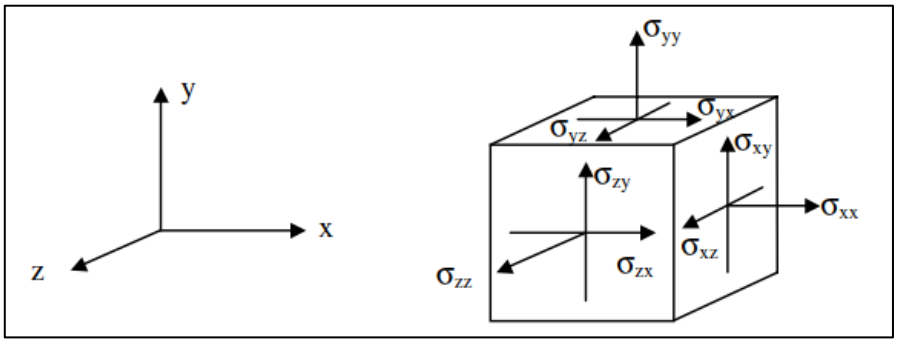


Figure 1-17 : Système de coordonnées et indication des composantes de contraintes positives dans Plaxis [15]**.**

1.5.5. Quelques erreurs courantes commises dans l'usage de Plaxis 2D

Au cours de ses années d'apprentissage et d'application du logiciel géotechnique aux éléments finis, Tjie-Liong [26] a commis de nombreuses erreurs. Il attire ainsi l'attention des utilisateurs des logiciels géotechniques pour gérer leurs projets géotechniques. Des ingénieurs ayant une formation géotechnique insuffisante commettent certaines erreurs avec ces logiciels qui peuvent conduire à de mauvaises performances voire à une défaillance des ouvrages géotechniques. Il les compare à un pilote avec une formation inadéquate, cela se retournerait contre lui s'il pilotait un chasseur à réaction (avion de chasse) sophistiqué.

Ci-dessous, nous énumérons quelques erreurs couramment commises soulevées par Tjie-Liong dans l'analyse des problèmes d'excavation sous Plaxis 2D :

a) Méconnaissance du sens du type de modèle de l'élément fini : Plan ou Axisymétrique
b) Méconnaissance du sens des éléments d'interface
c) Méconnaissance du modèle des matériaux adoptés pour la simulation du comportement du sol. Chaque modèle a ses avantages et inconvénients.
d) Non distinction entre paramètres drainés et non drainés
e) Erreur sur les conditions initiales : Initialement, lors de la création du modèle d'éléments finis, bien que les paramètres du sol aient été attribué et le maillage d'éléments finis a

été créé, le poids propre du corps du sol c'est-à-dire les contraintes initiales, n'a pas été prise en compte. Une procédure spéciale est nécessaire pour générer ou calculer les contraintes initiales dans le corps du sol. Comme son nom l'indique initialement, seul le corps de sol d'origine existe, par conséquent, tous les éléments structurels éléments et modifications de géométrie, par exemple : remblayage, excavation, tous les éléments de structure et les changements des eaux souterraines (par exemple, assèchement, rabattement soudain de l'eau) ne doivent pas être activés.

f) Négligence des pressions des eaux souterraines : le niveau de la nappe phréatique et les pressions des eaux souterraines doivent être déterminés.
g) Attention aux paramètres du sol : Comme dans toute autre analyse géotechnique, une entrée raisonnablement précise des paramètres du sol est très importante, sinon le calcul sera aussi bon que dit l'adage : "Les ordures dans les ordures."
h) Attention à l'élément plaque pour le modèle élastique - élasto-plastique : Si le matériau est supposé être élastique, alors seule l'entrée de la rigidité en flexion EI et la rigidité axiale EA, sont nécessaires (note : E = module d'Young du matériau du mur, I = moment d'inertie par m de longueur de mur, et A = section transversale par m de mur). Lorsque le modèle de matériau élasto-plastique est adopté, deux paramètres supplémentaires sont requis, c'est-à-dire la force axiale ultime et le moment ultime du système du mur de soutènemente.

Bref, le succès de l'analyse des problèmes géotechniques avec les outils informatiques et particulièrement avec la méthode des éléments finis exige d'avoir une bonne base des connaissances de la mécanique des sols (comportement du sol, de ses paramètres pertinents, de ses propriétés, etc.) ainsi que des notions suffisantes sur le logiciel à utiliser.

1.6. Conclusion

Avant de traiter des principaux chapitres de cette étude (le chapitre 2 et le chapitre3), il a été primordial de revoir quelques notions essentielles pouvant nous faire comprendre la suite. Ce chapitre a concerné à cet effet les notions sur les contraintes, les déformations, ainsi que les lois de comportement des sols sous charges, les notions sur le calcul de la stabilité des pentes et en fin les notions sur le code de calcul Plaxis.

Dans le chapitre 2 ci-après, nous présentons la zone de note étude et les données utilisées dans ce travail avant de parler de l'étude expérimentale effectuée au laboratoire.

Chapitre 2. ZONE D'ETUDE, DONNEES DU TRAVAIL & ETUDE EXPIRIMENTALE

2.1. Introduction

Ici nous présentons la description de la zone d'étude et des phénomènes liés à l'instabilité tant du site que des ouvrages qui s'y sont passés.

Les données utilisées dans ce travail, leur source et leur utilisation sont également présentées avant de parler de l'étude expérimentale.

Pour identifier le type de sol, l'étudier ou déterminer ses caractéristiques (physiques, mécaniques, hydrauliques, etc.), une campagne géotechnique doit être réalisée selon le type d'ouvrage à construire ou le type d'étude à réaliser.

Dans ce chapitre, l'étude expérimentale est ainsi consacrée à une campagne géotechnique qui consiste à un programme des essais géotechniques mis au point afin d'identifier le type de sol de notre zone d'étude, étudier ses paramètres mécaniques ainsi que de déterminer les paramètres nécessaires à introduire dans le code de calcul lors de la modélisation.

2.2. Zone d'étude

2.2.1. Situation géographique

Située à 29°23'0'' de longitude Est et à 3°24'16'' de latitude Sud, la zone d'étude se trouve à l'Est du quartier Gasekebuye, l'un des quartiers de l'Est de la ville de Bujumbura, capitale économique de la République du Burundi.

Le quartier Gasekebuye se trouve dans la zone Musaga de la commune Muha et est limité par le quartier Rohero I Gatoke et Gitaramuka respectivement au Nord et Sud et par le quartier Kinanira I et la province de Bujumbura (rurale) à l'Ouest et à l'Est.

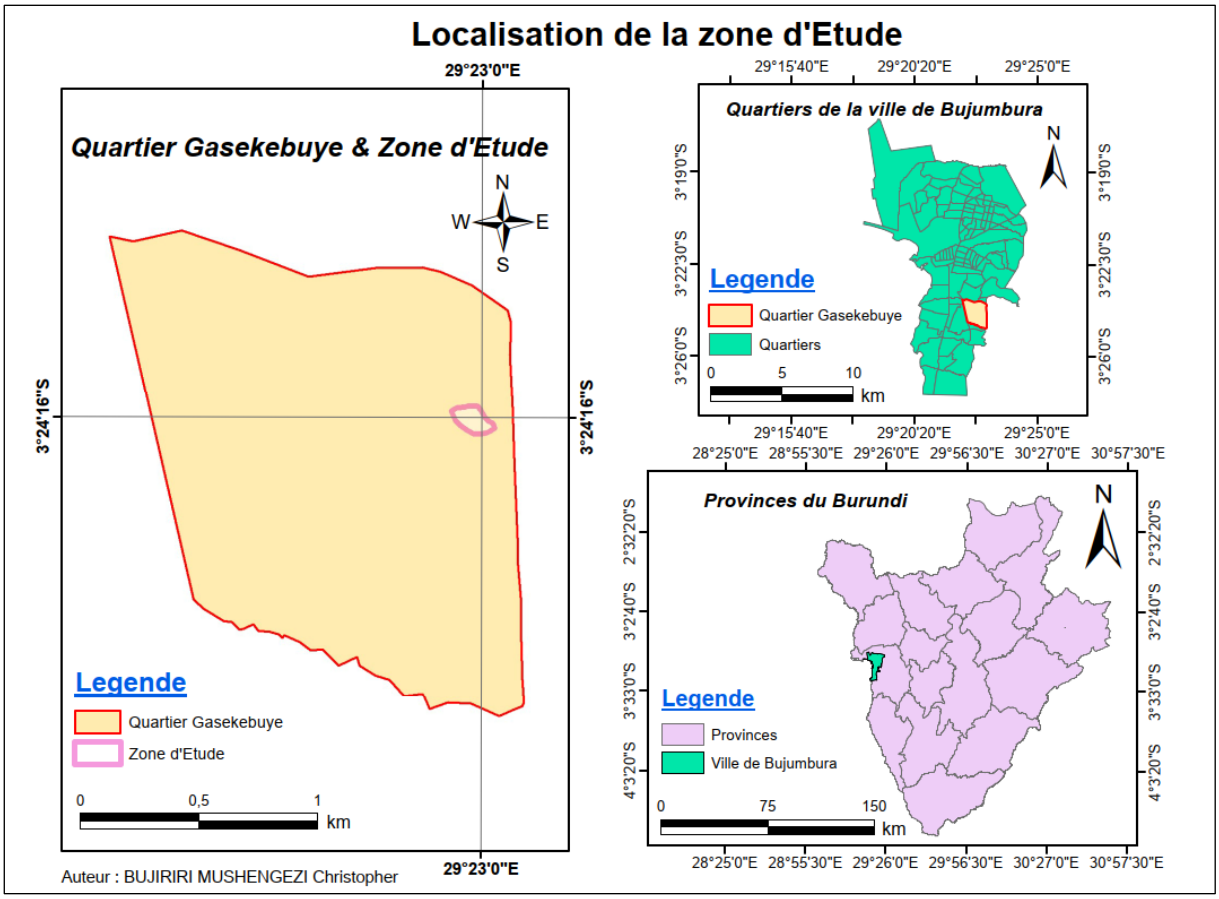


Figure 2-1 : Localisation de la zone d'Etude

2.2.2. Description

Avec une superficie de 254,15 ha, le quartier Gasekebuye est l'un de quartiers vers lequel la ville a pris son extension à l'Est. Jusqu'en 2007, une grande partie du quartier (y compris la zone d'étude encadrée en rouge) n'était pas encore occupée *(Fig. 2-2 et Fig. 2-3)*.



Figure 2-2 : Quartier Gasekebuye en 2007 (GE)



Figure 2-3 : Quartier Gasekebuye en 2021 (USGS)

Alors que la grande partie de la ville se trouve entre 758 et 850 m d'altitude *(Fig. 0-1)*, la zone de notre étude se trouve entre 920 et 967 m d'altitude (GE, Juin 2021).

La position topographique, l'occupation anarchique du sol, les berges instables font que le quartier Gasekebuye comme certains d'autres de la région, soit exposé aux risques des glissements de terrains, des éboulements ainsi que des effondrements menaçant ainsi les infrastructures et la population et ses biens [27].

Ces phénomènes déjà inquiétants ne cessent de se répéter malheureusement. En Avril 2021, la zone d'étude de notre travail d'une superficie de plus de 13 712 m^2 et 468 m de périmètre a été affectée par ces phénomènes. Comme illustré sur *la Figure 2-4* ci-dessous (en complément de *la Figure 0-3* ci-haut) qui indique approximativement la délimitation de la zone d'étude (en rouge), une maison s'est effondrée (point A), le sol fissuré à plusieurs endroits (points 1, 2, 3 et 4) et d'autres maisons ou clôtures fissurées dans les parcelles (points B, C et D)



Figure 2-4 : Zone d'étude

2.3. Données du travail

Ce point fait une description des données principales utilisées, qui nous ont permis de réaliser ce travail. Le *Tableau 2-1* ci-après présente en détail leur source ainsi que leur utilisation.

Tableau 2-1 : Données du travail

Données	***Source***	***But (Utilisation)***
Cas de glissement des terrains, éboulements, effondrements et destructions des bâtiments	*Direction Générale de la Protection civile et de la Gestion des catastrophes*	*Description de ces cas*
SIG : *- MNT (Ville de Bujumbura)* *- Les limites des quartiers de la ville de Bujumbura et limites administratives des provinces du Burundi (Shp file)*	*Bureau de centralisation Géomatique (BCG)*	*- Illustration de la topographie* *- Localisation* *(Système de Projection : UTM-WGS 1984)*
Topographiques et géométriques	*- Descente sur terrain (Appareil utilisé : GPS)* *- Google earth (GE)*	*- Matérialisation de la zone d'Etude, des points de sondage et de la coupe pour le modèle 2D dans le logiciel Plaxis* *- Détermination de la distance entre bâtiments existants*
Images	*- Descente sur terrain (Appareil utilisé : Smart phone)* *- Google earth (GE)* *- USGS*	*Illustration*
Géotechniques	*Résultats des essais du laboratoire*	*Classifications du sol, Etude de ses paramètres mécaniques, Modélisation avec le code de calcul*

2.4. Etude expérimentale

Ce point est entièrement consacré à une campagne géotechnique qui consiste à un programme des essais géotechniques mis au point afin d'identifier et étudier le type de sol de notre zone d'étude, étudier ses paramètres mécaniques ainsi que de déterminer les paramètres à introduire dans le code lors de la modélisation.

Pour cela, des échantillons remaniés et intacts (non remaniés) ont été prélevés et soumis à différents essais géotechniques. Les essais pour les propriétés physiques du sol, les essais œdométriques et les essais de cisaillement rectilignes ont été effectués à partir des échantillons non remaniés tandis que les essais d'identification du sol (Analyse granulométrique et Limites d'Atterberg) ont été effectué à partir des essais remaniés.

2.4.1. Identification des points de sondage et Prélèvement des échantillons

La *Figure 2-5* ci-après indique la coupe C1-C2 et les cinq points de sondage (PS 1, PS 2, PS 3, PS 4 et PS 5) retenus pour cette étude. Leurs coordonnées géographiques et cartésiennes sont données au *Tableau 2-2.*

Sept échantillons remaniés et non remaniés pour les cinq points de sondage ont été prélevés dans 3 parcelles dont trois points de sondage dans la première parcelle (1 échantillon pour chacun des points à 5 m de profondeur pour PS 1, à 3 m pour PS 2 et à 2,5 m pour PS 3), un point de sondage dans la deuxième parcelle (3 échantillons successivement à 0,5 ; 1,9 et 3 m de profondeur) et un point de sondage dans la dernière parcelle (1 échantillon à 3 m de profondeur).

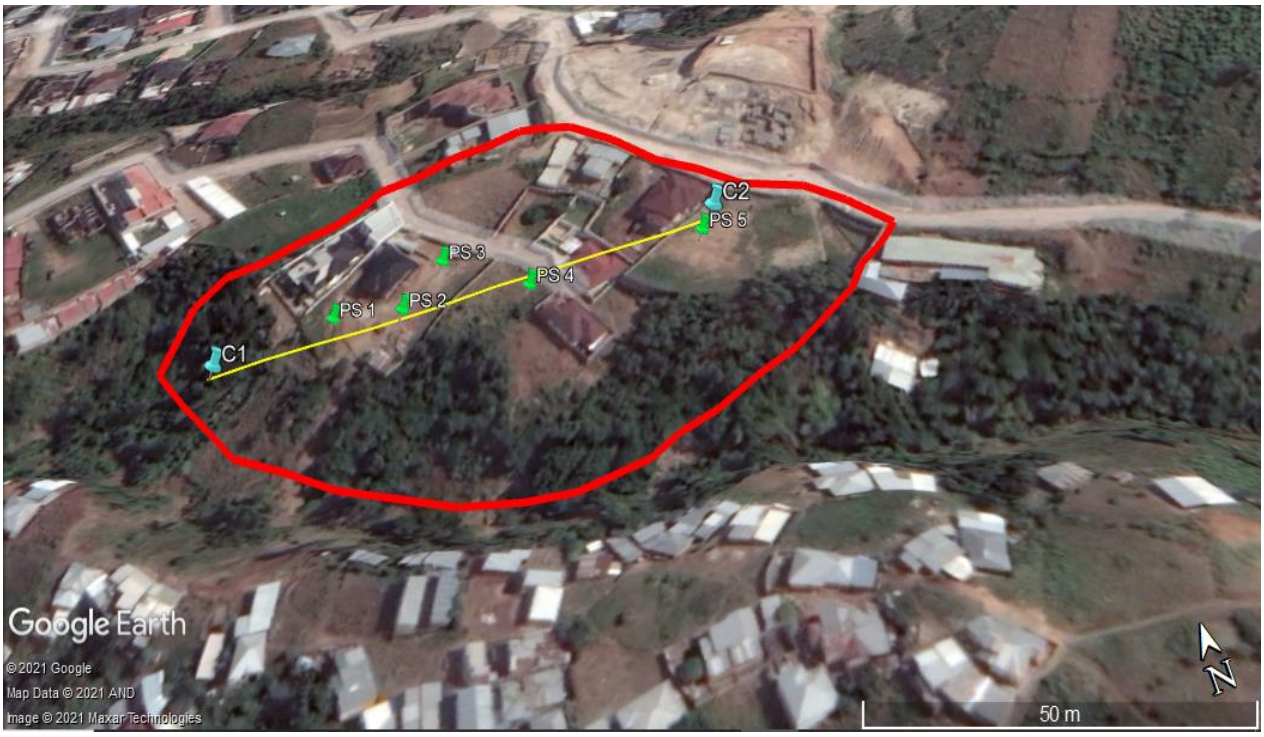


Figure 2-5 : Points de sondage

Tableau 2-2 : Coordonnées des points de sondage

Points	Système de projection : WGS 1984 - UTM Zone 35 M		Système de projection : WGS 1984 - Géographique	
	X	Y	X	Y
PS 1	764730,00 m	9623380,00 m	3°24'15,84" S	29°22'57,19" E
PS 2	764747,00 m	9623369,00 m	3°24'16,20" S	29°22'57,74" E
PS 3	764760,00 m	9623377,00 m	3°24'15,94" S	29°22'58,16" E
PS 4	764778,00 m	9623356,00 m	3°24'16,62" S	29°22'58,75" E
PS 5	764822,00 m	9623347,00 m	3°24'16,91" S	29°23'0,17" E
C1	764697,00 m	9623389,00 m	3°24'15,55" S	29°22'56,12" E
C2	764827,00 m	9623352,00 m	3°24'16,75" S	29°22'0,33" E

2.4.2. Analyse et résultats des échantillons

Ce point présente les essais effectués au laboratoire ainsi que leurs résultats (paramètres) qui constituent les données d'entrée dans la modélisation au *Chapitre 3*. Ces essais nous permettent

également d'avoir une première idée sur le type de sol de la zone d'étude pour pouvoir le classifier et l'étudier.

Pour cela, sept échantillons non remaniés et remaniés ont été prélevés aux points de sondage indiqués à la *Figure 2-5*.

Les échantillons non remaniés consistent à prélever les échantillons avec une moule en les gardant fermés hermétiquement dans un emballage pour les conserver intacts tandis que les échantillons remaniés consistent à un prélèvement des échantillons en vrac dans un sac à l'aide d'une pelle [28].

La campagne géotechnique a consisté principalement à déterminer (réaliser) :

- Les propriétés physiques du sol (Poids volumiques, teneur en eau, ...) ;
- Les essais d'identification du sol (Analyse granulométrique et Limites d'Atterberg) ;
- Les essais œdométriques et
- Les essais de cisaillement rectiligne

2.4.2.1. Propriétés physiques du sol

Déterminés sur des échantillons non remaniés, le poids volumique (γ) et la teneur en eau (ω) permettent d'avoir une première idée dans l'identification du sol [29]. Ces paramètres, notamment le poids volumique humide γ_h et le poids volumique saturé γ_{Sat}, constituent aussi des données d'entrée dans le code de calcul que nous allons utiliser pour la modélisation.

Le principe consiste à peser un récipient (à l'occurrence l'anneau œdométrique) de dimensions connues, ensuite peser l'échantillon avec le récipient et alors déterminer le poids volumique humide. Pour la teneur en eau, la tare est pesée sans et avec l'échantillon à l'état humide et ensuite le sécher à l'étuve à une température de 105°.

Leurs expressions sont données par [30] :

- Le poids volumique humide : $\gamma_h = \frac{P_h}{V}$
- La teneur en eau : $\omega = \frac{M_h - M_d}{M_d} * 100 = \frac{M_\omega}{M_d} * 100$

P_h, M_h, M_d, M_ω et V sont respectivement le poids humide, la masse humide, sèche, de l'eau et le volume de l'échantillon.

A partir de ces 2 propriétés, d'autres peuvent être déterminés. On peut ainsi déterminer :

- Le poids volumique sec : $\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+\omega}$ et
- Le poids volumique saturé : $\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}\right) * \gamma_w$

Par défaut du matériel au laboratoire, nous avons considéré une valeur de 26,5 kN/m^3 pour le poids volumique spécifique γ_s [31]. La valeur du poids volumique de l'eau γ_w étant prise égale à 10 kN/m^3.

Le *Tableau 2-3* ci-dessous récapitule les résultats des propriétés physiques des échantillons étudiés.

Tableau 2-3 : Résultats des propriétés physiques

Echantillon	PS 1, Ech 1	PS 2, Ech 2	PS 3, Ech 3	PS 4, Ech 4	PS 4, Ech 5	PS 4, Ech 6	PS 5, Ech 7
Profondeur h (m)	5,00	3,00	2,50	0,50	1,90	3,00	3,00
Poids volumique humide γ_h (kN/m^3)	21,72	21,39	20,46	22,14	20,01	21,39	21,01
Tenneur en eau ω (%)	12,19	16,06	17,62	5,78	10,37	16,00	17,68
Poids volumique sèche γ_d (kN/m^3)	19,36	18,43	17,40	20,93	18,13	18,44	17,85
Poids volumique saturé γ_{sat} (kN/m^3)	22,06	21,47	20,83	23,03	21,29	21,48	21,12

2.4.2.2. Essais d'identification du sol : Analyse granulométrique et Limites d'Atterberg

a) L'Analyse granulométrique

L'essai nous a permis de déterminer la granulométrie du sol pour le classifier et l'identifier. Il se fait par tamisage *(Fig. 2-6 à gauche)* pour un sol dont les fractions de grains sont supérieures à 80µm de diamètre et par sédimentométrie *(Fig. 2-6 à droite)* pour des sols fins c'est-à dire de fractions de grains inférieure à 80µm.



Figure 2-6 : Essai d'Analyse granulométrique (à gauche et à droite)

En considérant le diamètre moyen des éléments D, les types de sols sont présentés dans le *Tableau 2-4* selon la classification du Massachusetts Institute of Technology (MIT) adoptée par les normes allemandes [31] :

Tableau 2-4 : Classification des sols par leur diamètre par MIT

Type de sol	Taille du diamètre
Pierres	Plus de 63 mm
Gravier gros	63 (60) mm - 20 mm
Gravier moyen	20 mm - 6 mm
Gravier fin	6 mm - 2 mm
Sable gros	2 mm - 0,6 mm
Sable moyen	0,6 - 0,2 mm
Sable fin	0,2 mm - 0,06 mm
Limon grossier	0,06 mm - 0,02 mm
Limon moyen	0,02 mm - 0,006 mm
Limon fin	0,006 mm - 0,002
Argile	0,002 mm - 0,0006 mm

Les résultats de l'Analyse granulométrique des essais effectués sont présentés par des courbes granulométriques obtenues en représentant en fonction du diamètre des tamis, la masse des tamisats cumulés en pourcentage *(Fig. 2-7).*

On définit un coefficient d'uniformité Cu, dit de Hazen par [11] :

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, avec D60 et D10, les diamètres des tamis au travers duquel passent respectivement 60 et 10% de la masse des grains.

Pour $C_u < 2$, la granulométrie du sol est dite uniforme et

Pour $C_u > 2$, la granulométrie du sol est dite étalée

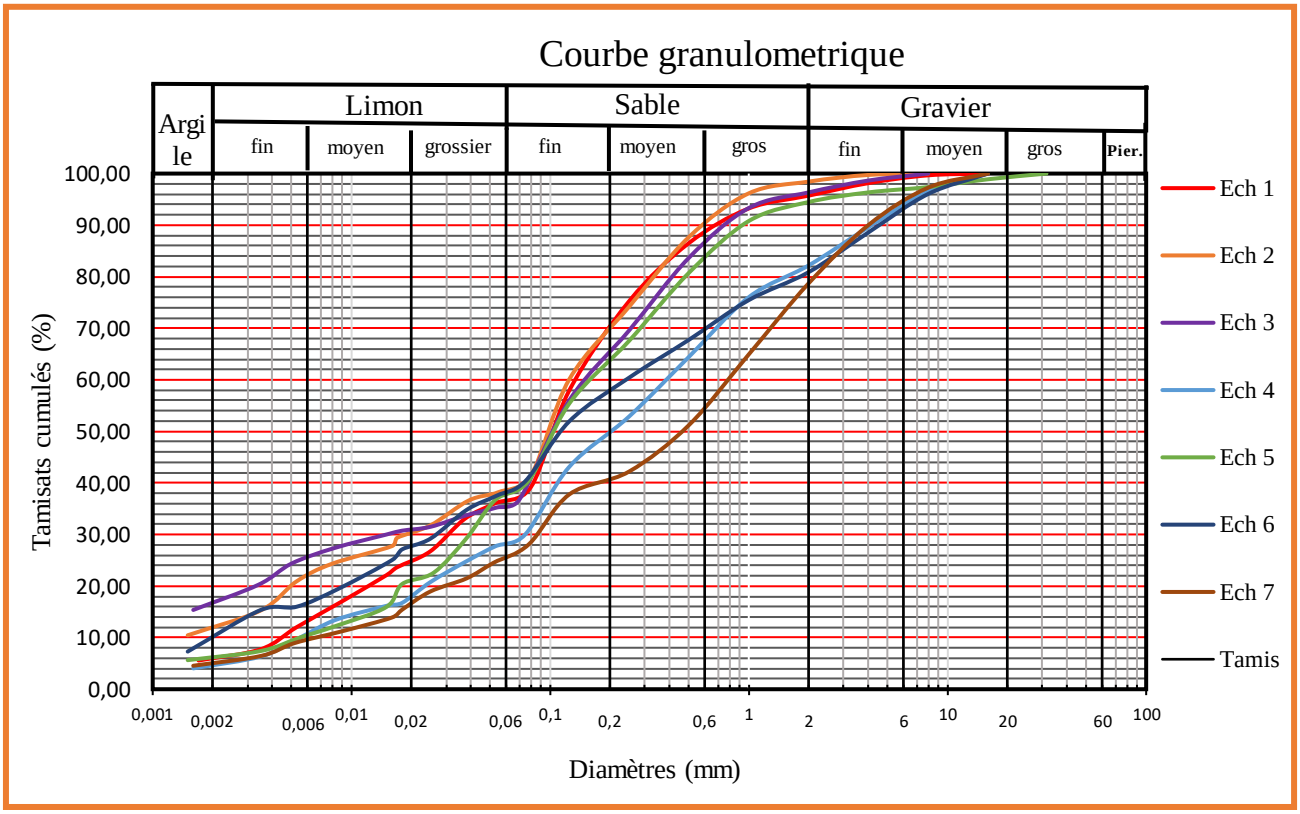


Figure 2-7 : Résultats de l'Analyse granulométrique

b) Les limites d'Atterberg

L'essai est effectué sur les sols fins (de fractions inférieures à 400µm) en vue de définir les teneurs en eau limites pour chaque état du sol : Etat liquide, plastique et solide (sans retrait et avec retrait). Voir *Fig. 2-9*.

Effectué à partir de l'appareil dit « Appareil de CASAGRANDE », l'essai permet de distinguer :

- La limite de liquidité (W_L) : Teneur en eau d'un sol fin pour laquelle il passe conventionnellement d'un état plastique à un état liquide. C'est une teneur en eau pour laquelle une entaille est refermée sur 10mm après 25 coups sur la coupelle de Casagrande *(Fig. 2-8 à gauche).*
- La limite de plasticité (W_P) : Elle traduit la teneur en eau au-dessus de laquelle le sol cesse d'être plastique. Au-dessous de cette teneur en eau, il devient impossible de confectionner à la main un bâtonnet de 3mm de diamètre et de 10mm de longueur sans qu'il ne se casse *(Fig. 2-8 à droite).*
- La limite de retrait (W_R) : Non effectuée dans cette étude car pas très utilisée, elle marque le passage de l'état solide avec retrait et de l'état solide sans retrait.



Figure 2-8 : Essai de limite d'Atterberg (à gauche et à droite)

On définit ainsi :

→ L'indice de plasticité (I_P) qui permet d'avoir une indication assez précise sur la nature du sol. Il est déterminé par : $I_p = W_L - W_P$ $(en\ \%)$

Un indice de I_P élevé correspond à un sol argileux, dont les propriétés seront très sensibles à la teneur en eau tandis que un I_P faible correspond à un sol peu argileux moins sensible aux variations à la teneur en eau [29].

→ L'activité A_c d'une argile est définie par $A_c = \frac{I_p}{\% < 0{,}002mm}$

Plus l'argile contenue dans le sol est en grande quantité et plus elle est active, plus les valeurs de W_L, W_p et I_p sont fortes.

Skempton a indiqué les valeurs suivantes de l'activité du sol [28] :

- Kaolinite : A_c = 0,38 (Inactive)
- Illite : A_c = 0,9 (Normale)
- Montmorillonite sodique : A_c = 7,2 (Active)

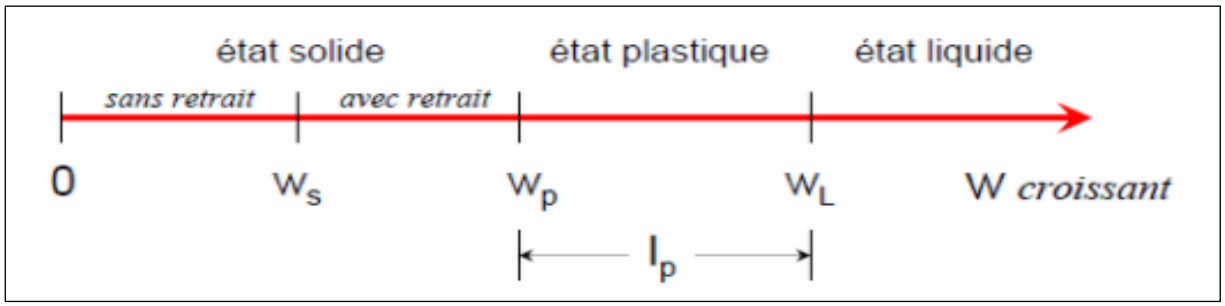


Figure 2-9 : Etats de consistance d'un sol fin en fonction de la teneur en eau [32]

La classification est faite selon l'abaque de Casagrande *(Fig. 2-10)* qui est certainement l'une des plus complètes qui existe [28].

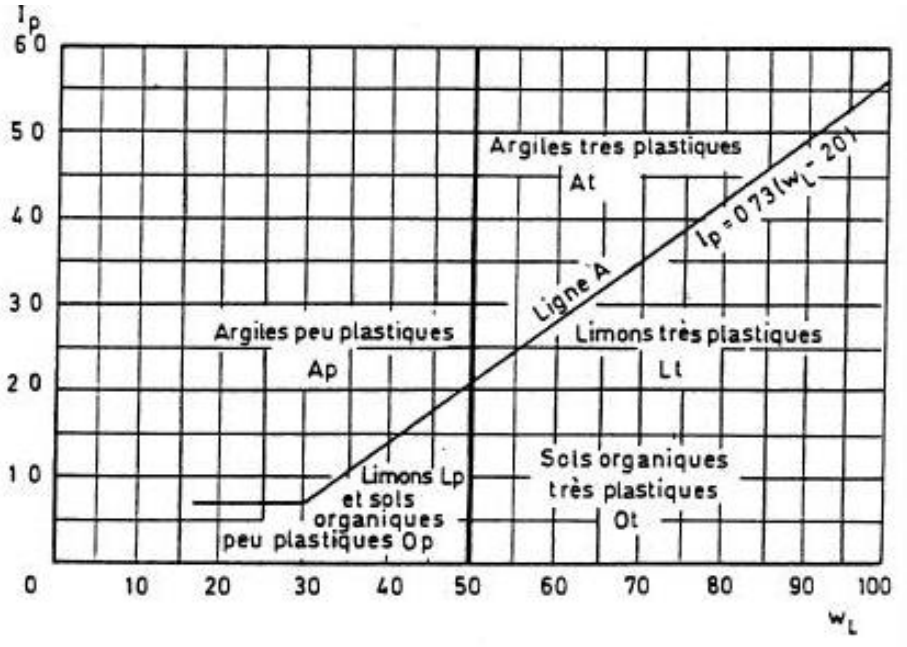


Figure 2-10 : Classification des sols selon l'abaque de Casagrande [33]

La *Figure 2-11* ci-dessous présente les courbes des limites de liquidité des échantillons étudiés tandis que la synthèse des résultats (limite de liquidité et de plasticité) est reprise dans le *Tableau 2-5*.

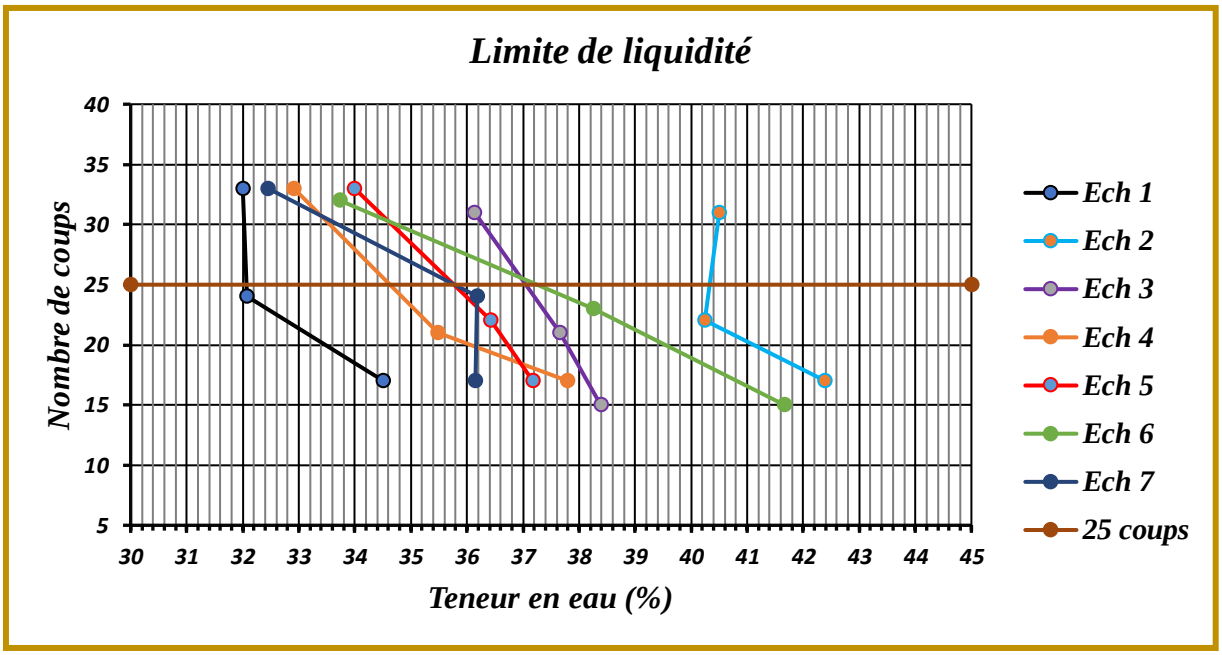


Figure 2-11 : Limites de liquidité

La synthèse des résultats de limite d'Atterberg est donnée dans le *Tableau 2-5*.

c) *Récapitulatif des résultats des essais d'identification*

Les résultats des essais d'identification sont récapitulés dans le *Tableau 2-5* ci-dessous.

Tableau 2-5 : Synthèse des résultats des essais d'Identification du sol

Point de Sondage, Echantillon		Profondeur	Composition du sol en %			
			Gravier	Sable	Limon	Argile
PS 1, Ech 1		0,00 - 5,00	4	60	31	5
PS 2, Ech 2		0,00 -3,00	2	60	26	12
PS 3, Ech 3		0,00 - 2,50	4	60	19	17
PS 4	Ech 4	0.20 - 0.50	18	54	23	5
	Ech 5	1,50 - 1,90	5	57	32	6
	Ech 6	1,90 - 3,00	19	43	28	10
PS 5, Ech 7		0,20 - 3,00	22	53	20	5

Tableau 2-5 : Synthèse des résultats des essais d'Identification du sol (suite)

Point de Sondage, Echantillon		Teneur en eau	Limite d'Atterberg					
			W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	% < 0,002 mm	Activité A_c	Classification (abaque de Casagrande)
PS 1, Ech 1		12.19	32.18	13.78	18.40	5.93	3.10	Ap
PS 2, Ech 2		16.06	40.3	14.97	25.33	11.67	2.17	Ap
PS 3, Ech 3		17.62	37.05	15.68	21.37	16.46	1.30	Ap
PS 4	Ech 4	5.78	34.67	17.07	17.60	4.53	3.89	Ap
	Ech 5	10.37	35.8	15.83	19.97	6.08	3.28	Ap
	Ech 6	19.57	37.3	21.83	15.47	9.32	1.66	Ap
PS 5, Ech 7		17.68	35.8	20.67	15.13	4.95	3.06	Ap

Comme on peut le voir sur la *Figure 2-7* ci-haut, les courbes granulométriques de tous les échantillons indiquent une granulométrie étalée avec un coefficient d'uniformité moyen

$C_u = \frac{0{,}24\ mm}{0{,}002\ mm} = 120.$

Il s'agit en effet, comme on peut le voir dans le *Tableau 2-5*, ***d'un sol sableux limoneux*** avec quelques portions du gravier et de l'argile.

Cette classification ainsi que les fouilles effectuées sur terrain nous permettent de donner à la *Figure 2-12* ci-dessous, la description lithologique de la zone d'étude. N'ayant pas rencontré le niveau de la nappe lors des sondages effectués, nous considérons qu'il est à grande profondeur.

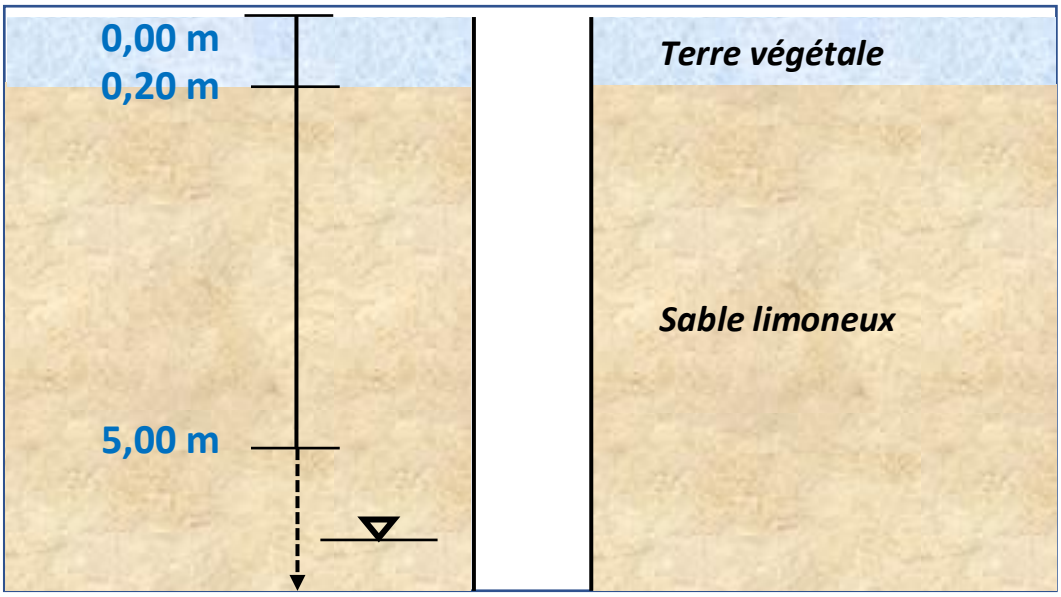


Figure 2-12 : Description lithologique de la zone d'étude

Par ailleurs, les résultats des limites d'Atterberg récapitulés dans le *Tableau 2-5* indiquent que l'argile contenue dans les échantillons est une argile peu plastique (Ap) avec une activité, pour les sept échantillons, A_c moyenne = 2,64. Selon la classification de Skempton [28], il s'agit d'une argile relativement normale (se trouvant entre une argile normale et une argile active).

2.4.2.3. Essai œdométrique

L'Essai œdométrique a pour but essentiel d'étudier la consolidation, c'est-à-dire la variation de volume due à l'expulsion de l'eau dans l'échantillon de sols intacts, soumis à des charges verticales permanentes. Il permet ainsi de mesurer les déformations à charge constante d'une éprouvette cylindrique avec déformation latérale nulle.

L'échantillon non remanié est quasi toujours essayé sous eau, car d'une part c'est le cas le plus souvent pour des sols fins déformables et d'autre part c'est aussi le cas le plus défavorable du point de vue de la déformabilité. Pour permettre le drainage, l'échantillon est placé entre deux pierres poreuses maintenues à une même pression d'eau *(Fig. 2-13).*



Figure 2-13 : Essai œdométrique (à gauche et à droite)

L'essai nous a permis d'une part à étudier la consolidation de la zone d'étude par la détermination de la pression de préconsolidation du sol σ'p (la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique) ; d'autre part, il nous a également permis à déterminer le module œdométrique E_{oed}, un paramètre d'entrée dans le code de calcul pour la modélisation. Le module œdométrique est donné par donné par [31], [34] :

$E_{\text{oed}} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$ (kPa). Avec Δσ : Variation de la contrainte verticale et Δε : variation de la déformation $(\Delta\varepsilon_i = \varepsilon_i - \varepsilon_{i-1})$

$\varepsilon_i = \frac{\Delta H_i}{H}$ où H est l'épaisseur de l'échantillon.

Le module œdométrique considéré est celui qui est maximal, déterminé entre les charges 300 et 400 kPa. Le calcul détaillé est donné sur l'Annexe 1.

On détermine également le module de Young (de référence) par [16] :

$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)*E_{oed}}{1-\nu}$ (kPa). Avec ν est le coefficient de Poisson (ν=0.35)

Quant à la pression de préconsolidation, Il existe en pratique différentes méthodes pour l'évaluer. La méthode la plus simple pour la déterminer consiste à considérer l'abscisse du point d'intersection des deux droites tangentes aux courbes de la première partie et la deuxième partie (*Fig. 2-14).*

Pour un échantillon de sol prélevé intact à une profondeur Z, on peut d'une part, calculer la contrainte verticale initiale σ'_{Vo} qui s'exerce à cette profondeur, et d'autre part déterminer la pression de préconsolidation σ'_p à cette profondeur par l'essai oedométrique. Le rapport de ces deux valeurs permet de distinguer trois cas du sol. En effet, lorsque :

- $\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{Vo}} = 1$: Les sols sont normalement consolidés. Ces sols sont sujettis à développer des grandes déformations, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.
- $\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{Vo}} > 1$: Les sols sont surconsilidés. Dans ce cas les tassements seront très faibles tant que la contrainte effective finale est inférieure à la pression de préconsolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés.

- $\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{Vo}} < 1$: Les sols sont sous-consolidés. C'est le cas des sols en cours de formation (Remblais mal compactés, vases,etc..) . La construction sur ce type des sols se fait moyennant beaucoup de précaution.

Les résultats sont donnés sous forme d'une courbe représentant la variation de l'indice de vide e en fonction du logarithme de la surcharge σ'$_v$ ou de la déformation en fonction du logarithme népérien de la surcharge *(Fig. 2-14).*

Le type de sol étant identifié comme étant un sol sableux limoneux homogène pour toute la zone d'étude *(Paragraphe 2.4.2.2.)*, deux échantillons (Echantillon 2 et 6) sont retenus pour la suite des essais et la valeur moyenne de leurs résultats est considérée.

Les courbes œdométriques *à la Figure 2-14 et le Tableau 2-6* ci-dessous donne la récapitulation des résultats des échantillons étudiés.

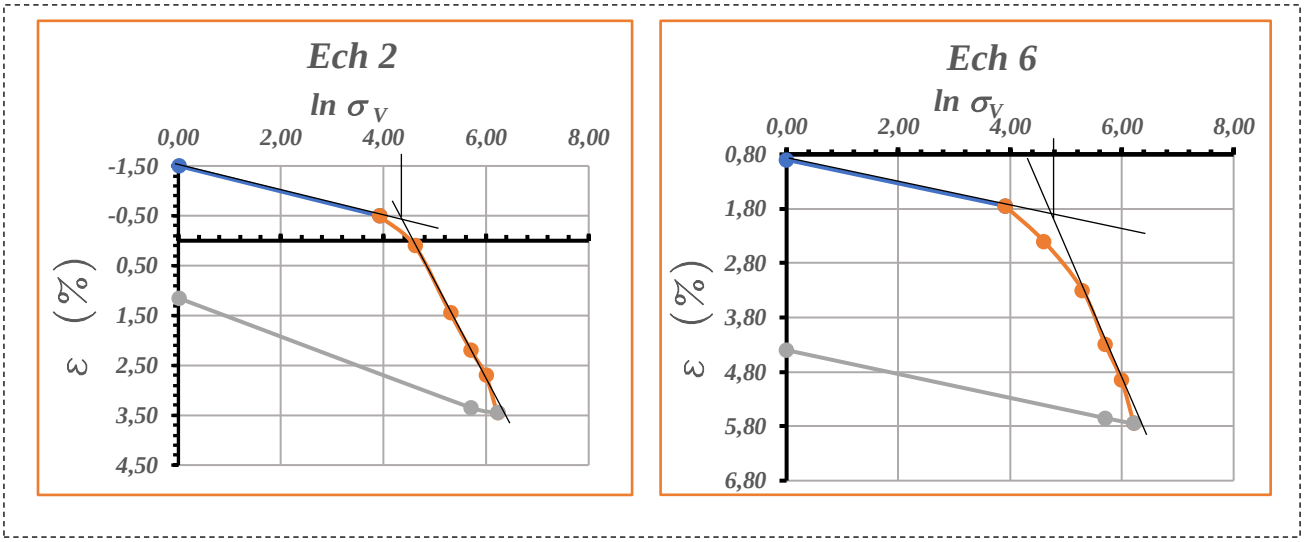


Figure 2-14 : Courbes œdométriques des échantillons étudiés

Tableau 2-6 : Synthèse des résultats de l'Essai œdométrique

	Ech 2	Ech 6	Valeur moyenne
Profondeur (m)	3.00	3.00	
Contrainte verticale σv (kPa)	64.16	64.16	64.16
Pression de préconsolidation σp (kPa)	65.37	79.84	72.60
Rapport σp (kPa) / σv (kPa)	1.02	1.24	1.13
Module œdométrique E_{oed} (kPa)	20 000.00	15 384.62	17692.31
Coefficient de Poisson ν	0.350	0.350	0.35
Module de Young E_{ref} (kPa)	12 461.54	9 585.80	11 023.67

La valeur du rapport de la pression de préconsolidation σ'_p et la contrainte effective verticale initiale σ'_{Vo} tendant vers 1, on peut affirmer que *les sols en place sont normalement consolidés à la profondeur atteinte de 3m . Ce sont des sols susceptibles de développer des grandes déformations, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.*

2.4.2.4. Essai de perméabilité

L'essai de perméabilité effectué est un essai à charge variable. Il nous a permis de déterminer le coefficient de perméabilité k qui est aussi l'un des paramètres d'entrée dans la modélisation.

L'essai est généralement employé pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles (< 10^{-7} m/s). Le sol à étudier est placé dans l'odomètre. On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2.

Le coefficient de perméabilité k est donné par [34] :

$k = \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \times \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ (m/s) : Perméamétre à charge variable.

Avec a : section du tube, A : section de l'échantillon, L : épaisseur de l'échantillon, h_1 : lecture initiale sur la graduation du tube au temps initial t_1, h_2 : Lecture finale au temps final t_2.

Les résulats de l'essai de perméabilité sont repris dans le *Tableau 2-7* ci-après.

Tableau 2-7 : Résultats de l'essai de perméabilité

	Ech 2	Ech 6	Valeur moyenne
Profondeur (m)	3,00	3,00	
Perméabilité k (m/s)	2,44E-08	1,42E-07	8,34E-08

2.4.2.5. Essai de cisaillement rectiligne

L'essai de cisaillement rectiligne nous a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol notamment l'Angle de frottement interne φ et la cohésion C du sol à introduire dans le code de calcul pour la modélisation.

L'essai est réalisé à partir d'un appareil classique dénommé "boîte de cisaillement ou de Casagrande" *(Fig. 2-15 : à gauche et à droite).*

Le principe de l'essai classique est d'appliquer une contrainte normale σ à une éprouvette relativement mince et de provoquer un cisaillement dans un plan normal par application d'une contrainte tangentielle τ croissante à vitesse constante jusqu'à la rupture.

Pour cela, l'échantillon est placé dans une boîte constituée de deux parties qui peuvent glisser horizontalement l'une sur l'autre. On applique à l'échantillon un effort normal de compression N, verticalement, par l'intermédiaire d'un piston et un effort tranchant T, horizontalement, en imposant un déplacement relatif de deux demi-boîtes, généralement à vitesse constante. Un comparateur mesure la variation de hauteur de l'échantillon.

Au cours du cisaillement l'éprouvette peut soit être drainée (vitesse lente) soit non drainée (vitesse rapide). Pour notre travail, le cisaillement a été réalisé en imposant une vitesse constante de 2mm/min, considérée comme rapide pour ne pas dissiper les pressions interstitielles.

L'essai est réalisé sur au moins trois échantillons avec de valeurs de σ différentes ; ce qui nous permet d'avoir 3 couples de σ et τ.

Avec les 3 couples qui correspondent aux points de rupture, la droite intrinsèque de Mohr-Coulomb d'équation $\tau = c + \sigma tg\varphi$ peut être tracée *(Fig. 2-16),* et à partir de celle-ci, nous pouvons déterminer les paramètres c et φ cherchés.



Figure 2-15 : Essai de cisaillement rectiligne (à gauche et à droite)

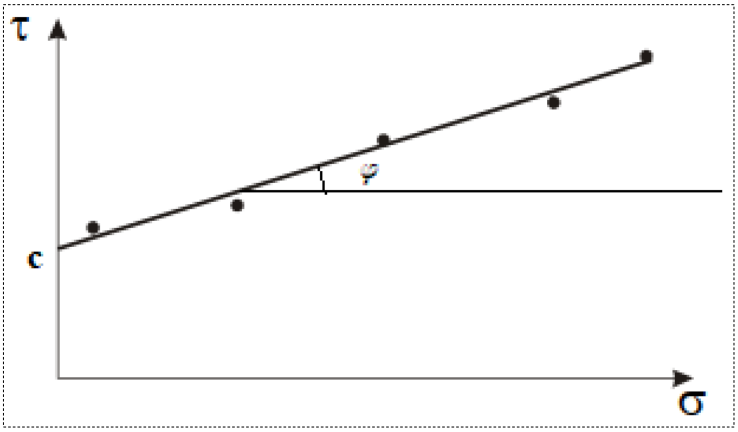


Figure 2-16 : Droite intrinsèque de Mohr-Coulomb [10]

Les résultats de l'essai pour les deux échantillons considérés sont donnés sur la *Figure 2-17* et récapitulés dans le *Tableau 2-8*.

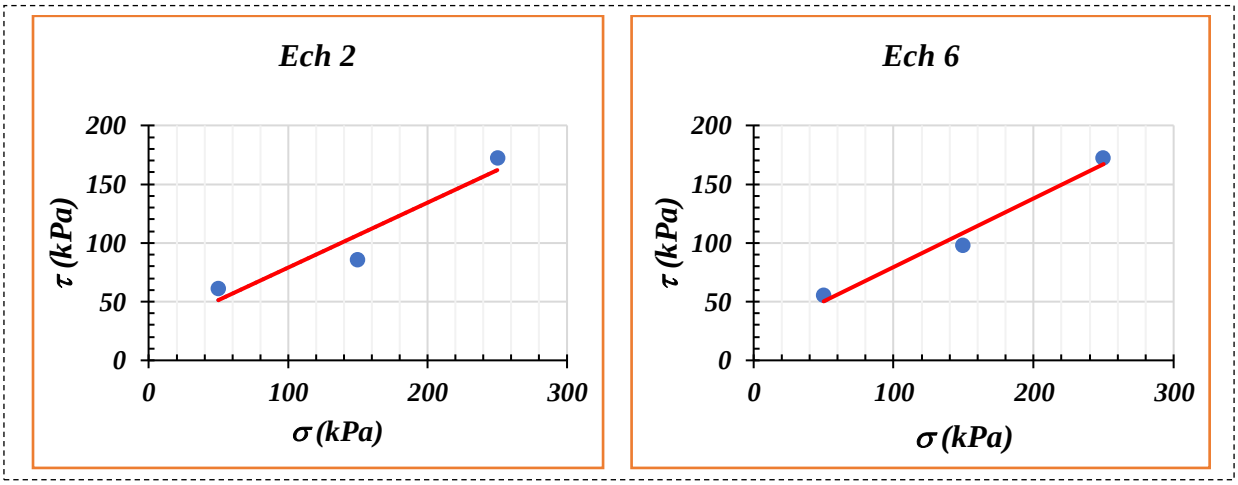


Figure 2-17 : Droite intrinsèque de Mohr-Coulomb des échantillons étudiés

Tableau 2-8 : Synthèse des résultats de l'Essai de cisaillement rectiligne

	Ech 2	Ech 6	Valeur moyenne
Profondeur (m)	3,00	3,00	
Angle de frottement φ (°)	28,96	30,30	**29,63**
Cohésion c (kPa)	23,58	21,01	**22,29**

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre, une présentation et description de la zone d'étude et de données utilisées dans ce travail ont été effectuées.

La majeure partie de ce chapitre a été consacrée à l'étude expérimentale où un programme des essais géotechniques a été mis au point afin d'identifier le type de sol de la zone d'étude, étudier ses paramètres mécaniques ainsi que la détermination des paramètres nécessaires à introduire dans le code de calcul lors de la modélisation.

Pour ce faire, le sol identifié est un sol sableux limoneux. L'étude de la consolidation a montré que le sol de la zone d'étude est un sol susceptible de développer des grandes déformations pour la profondeur atteinte de 3m, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint [28].

Le *Tableau 2-9* ci-après donne la récapitulation des résultats des échantillons considérés. Ces résultats constituent des paramètres d'entrée dans le code de calcul pour la modélisation au *chapitre 3*.

Tableau 2-9 : Synthèse des résultats de l'étude expérimentale pour la modélisation

	Ech 2	Ech 6	Valeur moyenne
Profondeur (m)	3,00	3,00	
Poids volumique humide γ_h (kN/m^3)	21,39	21,39	**21,39**
Poids volumique saturé γ_{sat} (kN/m^3)	21,47	21,48	**21,48**
Perméabilité k (m/jr)	0,0021	0,0123	**0,0072**
Module œdométrique E_{oed} (kPa)	20 000,00	15 384,62	**17 692,31**
Module de Young E_{ref} (kPa)	12 461,54	9 585,80	**11 023,67**
Angle de frottement φ (°)	28,96	30,30	**29,63**
Cohésion c (kPa)	23,58	21,01	**22,29**

Chapitre 3. ANALYSE PAR SIMULATION NUMERIQUE DE LA STABILISATION DES SITES EN PENTES SOUS CHARGES DES BATIMENTS : APPLICATION AU QUARTIER GASEKEBUYE

3.1. Introduction

Ce chapitré est consacré à une analyse par simulation numérique de la stabilité de notre zone d'étude et à la discussion des résultats obtenus. Les simulations se font avec le code de calcul Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis selon 3 principaux cas de scénarios suivants :

→ Cas A : Situation initiale (non chargée)

→ Cas B : Situation chargée sans soutènement

→ Cas C : Situation chargée avec soutènement

Sachant que les pressions interstitielles influencent de manière significative la réponse du sol, chacun de ces cas de scénarios est effectué à l'état où le sol est ***drainé*** et ensuite à l'état où il est ***non drainé*** afin d'apprécier l'apport de l'eau sur la sécurité à la stabilité du site *(Fig. 3-4).*

Dans un comportement drainé, aucune pression interstitielle excessive n'est générée. C'est le cas pour les sols secs ou encore pour les simulations d'un comportement du sol à long terme.

Le comportement non drainé quand à lui, est utilisé pour un développement complet des pressions interstitielles excessives. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé en raison d'une faible perméabilité et/ou d'un taux de chargement élevé.

Une conception de 3 bâtiments conformement aux bâtiments existants a été également effectuée afin de calculer leurs charges qu'il faut introduire dans le code de calcul pour les deux derniers cas de scénarios.

3.2. Description du modèle

Les principaux cas de scénarios simulés avec le logiciel Plaxis 2D sont effectués sur une distance de 130m et dont la dénivéllée du point le moins élevé et le plus élévé de la coupe (C1-C2) de la zone d'étude effectuée pour la modélisation 2D est de 40m. La taille moyenne des parcelles est de 3,5 ares. La coupe (C1-C2) ainsi que l'emplacement des bâtiments (B1, B2 et B3) sont indiqués aux *Figures 3-1, 3-2 et 3-3.* L'emplacement et les distances entre les bâtiments sont effectués conformément à la situation plus ou moins réelle sur terrain. Ces

distances sont de 30m entre le bâtiment B1 et le bâtiment B2 et de 15m entre le bâtiment B2 et le bâtiment B3 *(Fig. 3-3).*

Le mur de soutènement conçu est placé à l'endroit le plus sollicité pour maximiser la stabilité, c'est-à-dire entre les bâtiments B2-B3 *(Fig. 3-19 à 3-23).* Les éléments d'ancrages qui le renforcent sont choisis conformément à la proposition du logiciel [15]. Plaxis donne la possibilité de modéliser les interfaces entre les materiaux avec des propriétés géomécaniques spécifiques. Celles-ci sont utilisées pour les simulations du 3ème cas (entre mur de soutènement et sol).

Le niveau de la nappe est considéré à grande profondeur (20m à partir de la base de la zone) étant donné que nous ne l'avons pas rencontré lors de sondage sur terrain.

Le modèle de type plan et le type d'élément triangulaire à 15 nœuds avec un maillage fin ont été adoptés dans la modélisation et le calcul *(Fig. 1-16 à gauche).*

Deux phases de calcul sont effectuées pour chaque cas de simulation *(Fig. 3-5)* :

- La phase ***d'analyse plastique*** pour l'analyse des déformations totales et des contraintes effectives
- La phase ***d'analyse Phi-c reduction*** pour le calcul du coefficient de sécurité



Figure 3-1 : Matérialisation des bâtiments et Plan de coupe pour la modélisation 2D

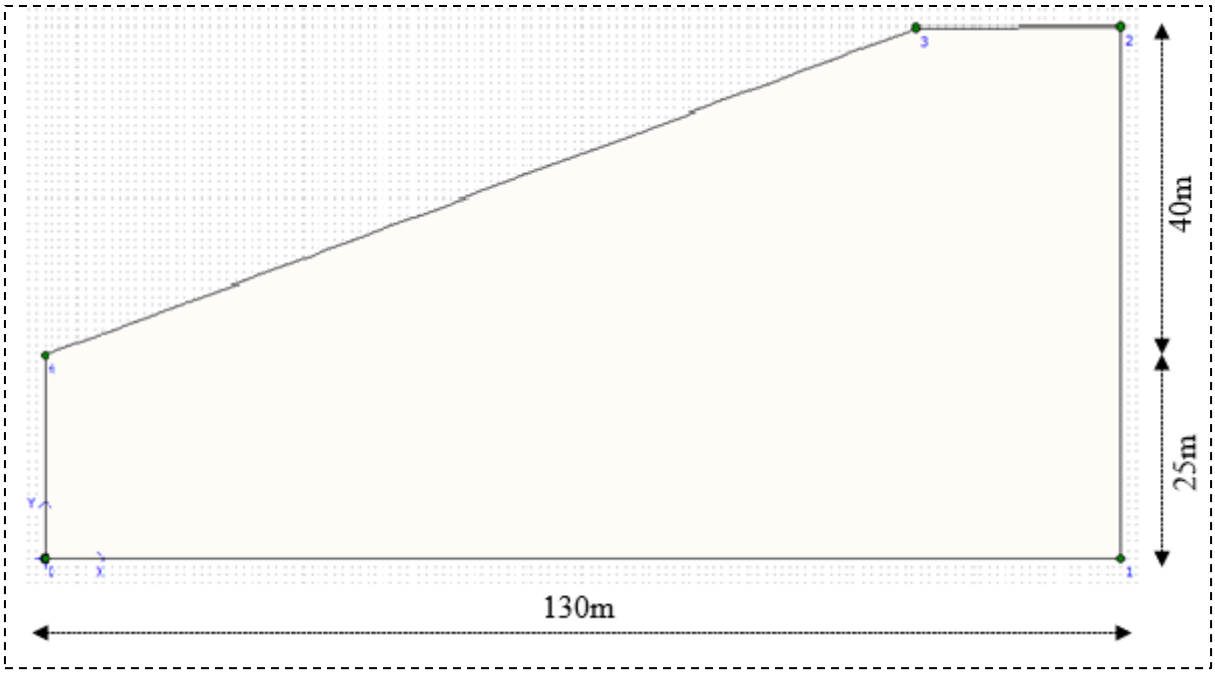


Figure 3-2 : Géométrie du modèle et Configuration initiale (Coupe C1-C2)

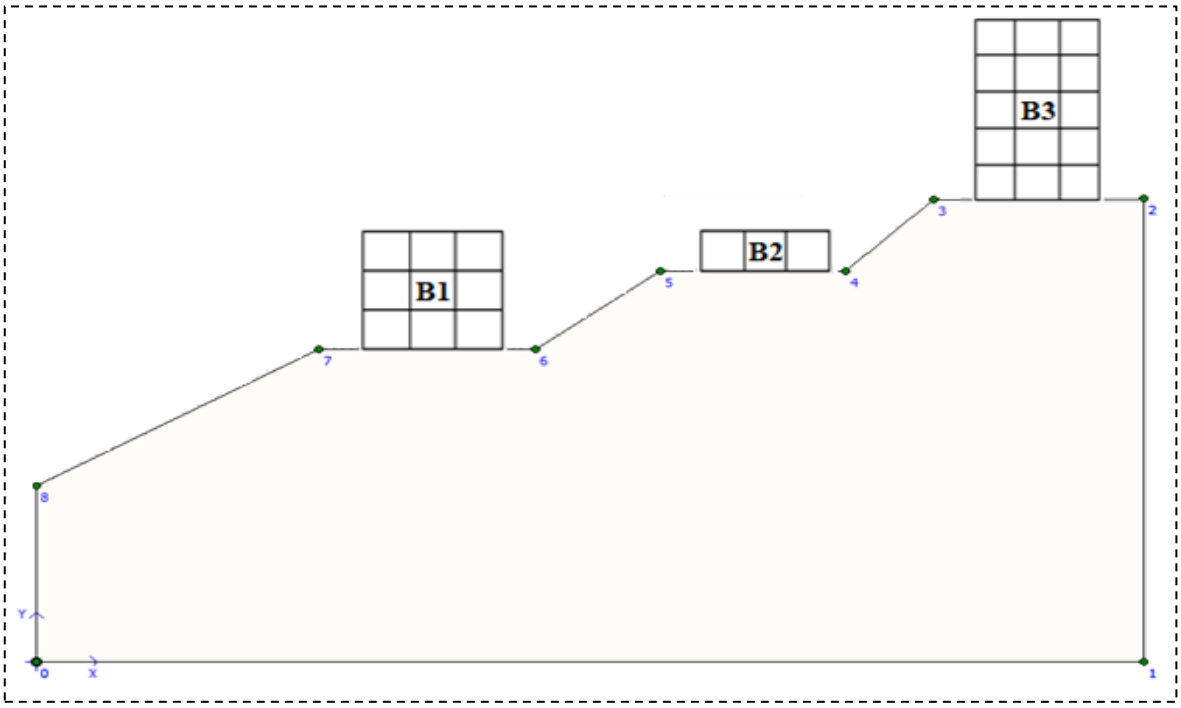


Figure 3-3 : Emplacement des bâtiments dans le modèle : Situation chargée

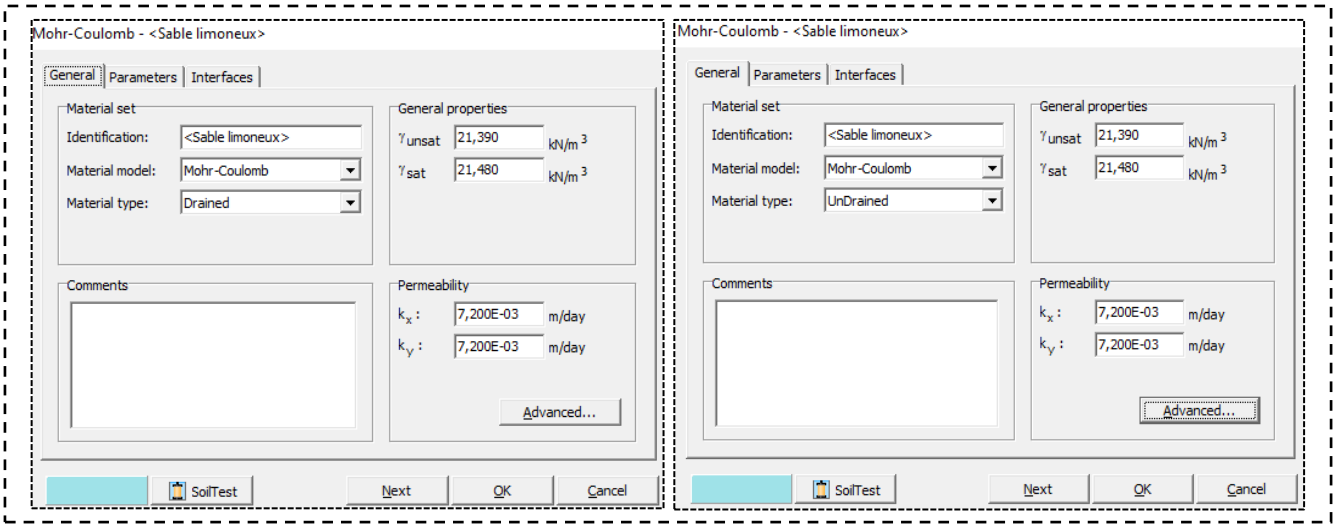


Figure 3-4 : Configuration de l'état drainé à gauche et de l'état non drainé à droite

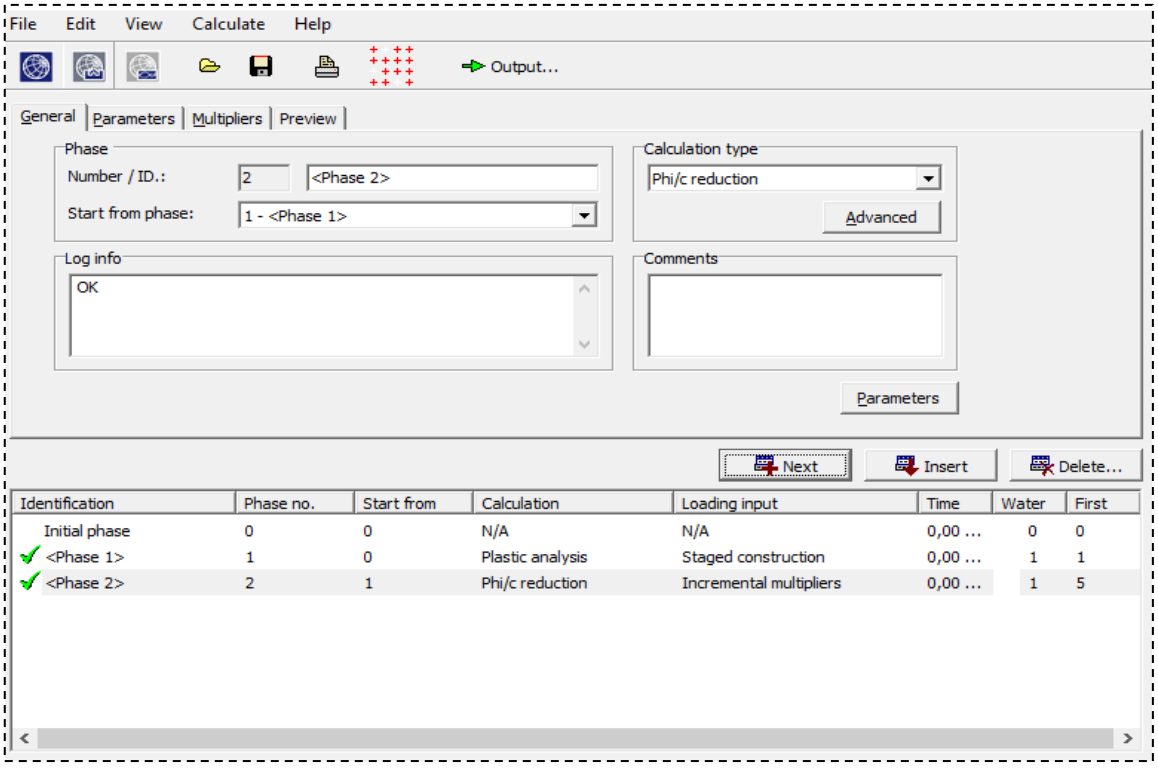


Figure 3-5 : Phases de calcul

3.3. Propriétés des matériaux, charges et caractéristiques des bâtiments

3.3.1. Propriétés du sol

Tableau 3-1 : Propriétés du sol

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Modèle de comportement	Mohr - Coulomb		
Etat du sol	Drainé ou non drainé		
Poids volumique humide	γ_h	21,39	kN/m^3
Poids volumique saturé	γ_{sat}	21,48	kN/m^3
Perméabilité verticale	ky	0,0072	m/jour
Perméabilité horizontale	kx	0,0072	m/jour
Module de Young	E_{ref}	11023,67	kN/m^2
Coefficient de Poisson	ν	0,35	-
Cohésion	c	22,29	kN/m^2
Angle de frottement interne	φ	29,63	°
Angle de dilatance	ψ	0,00	°

3.3.2. Propriétés du béton armé

Tableau 3-2 : Propriétés du béton

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Poids volumique	γ	25,00	kN/m^3
Module de Young	E	31 000,00	MN/m^2
Coefficient de Poisson	ν	0,25	-

3.3.3. Propriétés du mur de souténement et de l'ancrage

Tableau 3-3 : Propriétés du mur de soutènement et de l'ancrage

Mur de soutènement			
Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Modèle de comportement	Elastique		
Etat du béton	Non poreux		
Rigidité axiale	EA	3,10E+07	kN/m
Rigidité en flexion	EI	2,58E+06	kNm^2/m
Epaisseur équivalente	d	1,00	m
Poids	W	25,00	kN/m/m
Ancrage			
Rigidité axiale	EA	2,00E+06	kN
Espacement	Ls	5,00E+00	m

3.3.4. Charges et caractéristiques des bâtiments

Les 3 bâtiments conçus ont tous les mêmes dimensions en plan et reposent sur une fondation sur radier général encrée à 0,20m de profondeur. Le schema représentant leur coupe transversale est donnée à la *Figure 3-6*, leurs caractériques sont données dans le *Tableau 3-4* et leur conception (plans et coupe) est reprise à l'Annexe 2.

Le calcul des charges donné à l'Annexe 3 est effectué selon la norme Eurocode.

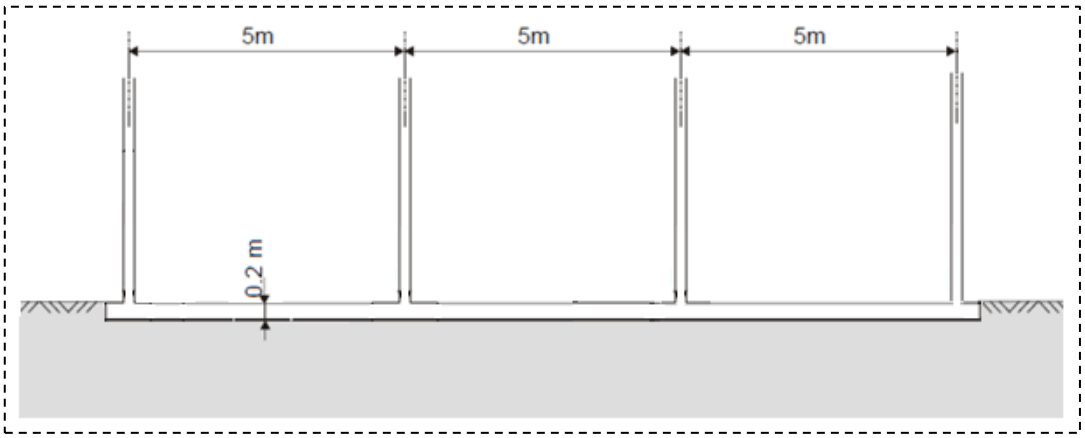


Figure 3-6 : Schéma de Coupe transversale des bâtiments

Tableau 3-4 : Charges et caractéristiques des bâtiments

Dimensions en plan	Longueur	15,00 m
	Largeur	15,00 m
Hauteur entre étage	3,50 m	
Type de fondation	Radier général de S=15,30m *15,30m	
Charges transmises sur le sol (y compris la charge de la fondation)		
Bâtiment	Etage	Charge **q** (kN/m^2)
B1	R+2	**62,65**
B2	R+0	**25,60**
B3	R+4	**98,08**

3.4. Analyse de la stabilité par simulation numérique

3.4.1. Cas A : Situation initiale (non chargée)

a) Etat drainé

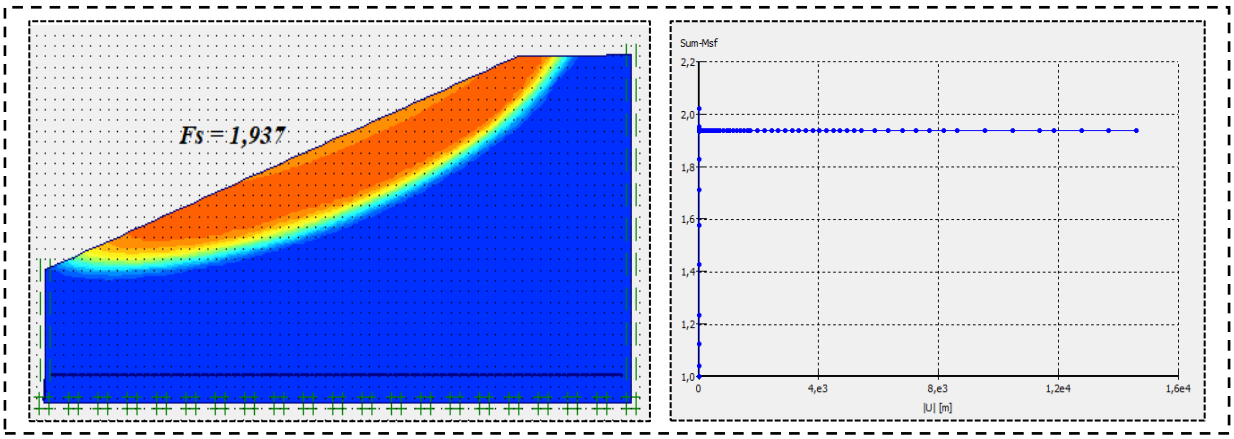


Figure 3-7 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas A drainé

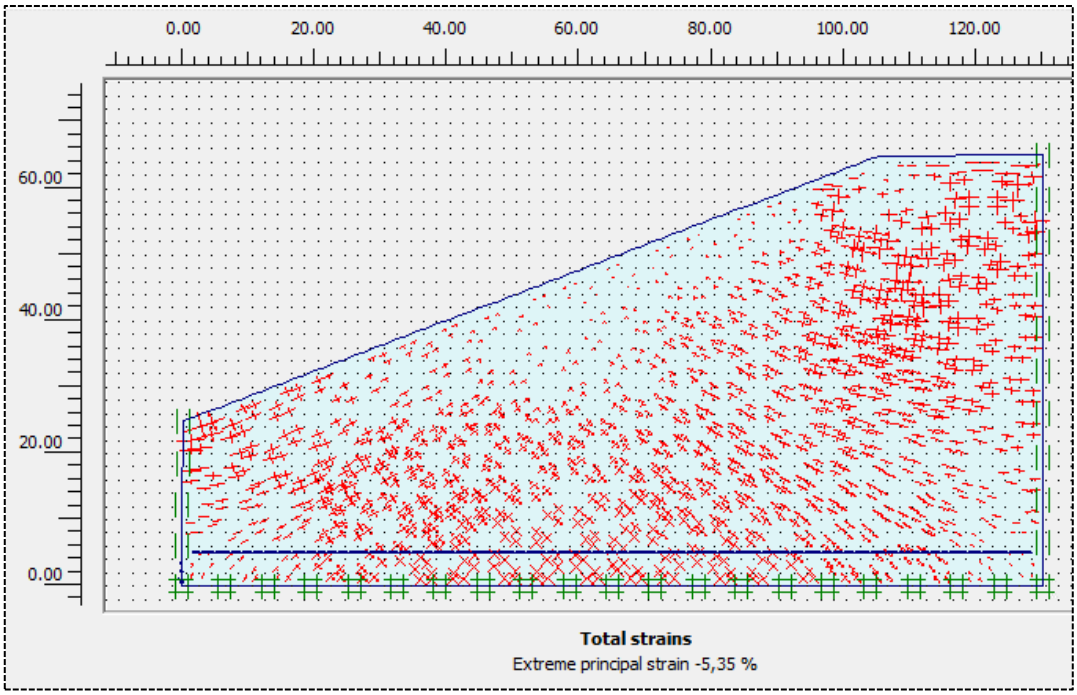


Figure 3-8 : Déformations totales : Cas A drainé

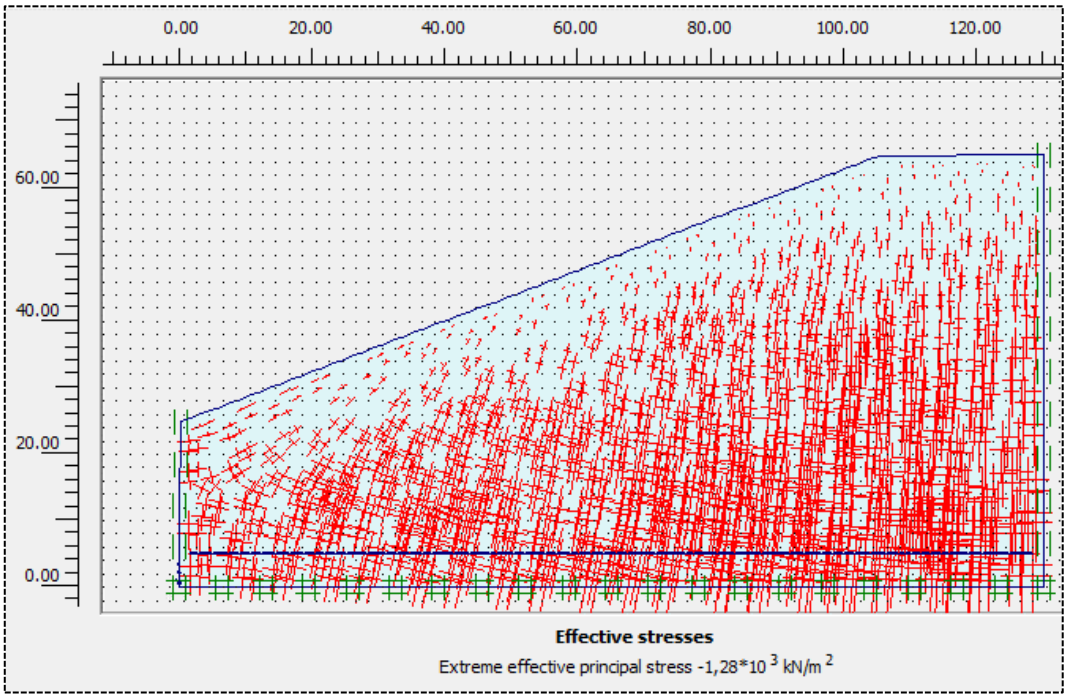


Figure 3-9 : Contraintes effectives : Cas A drainé

b) Etat non drainé

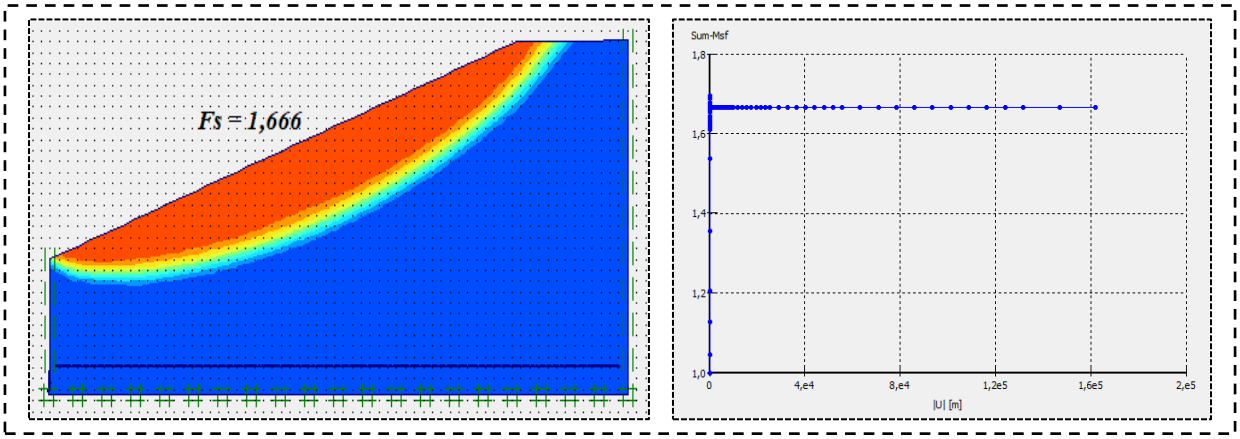


Figure 3-10 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas A non drainé

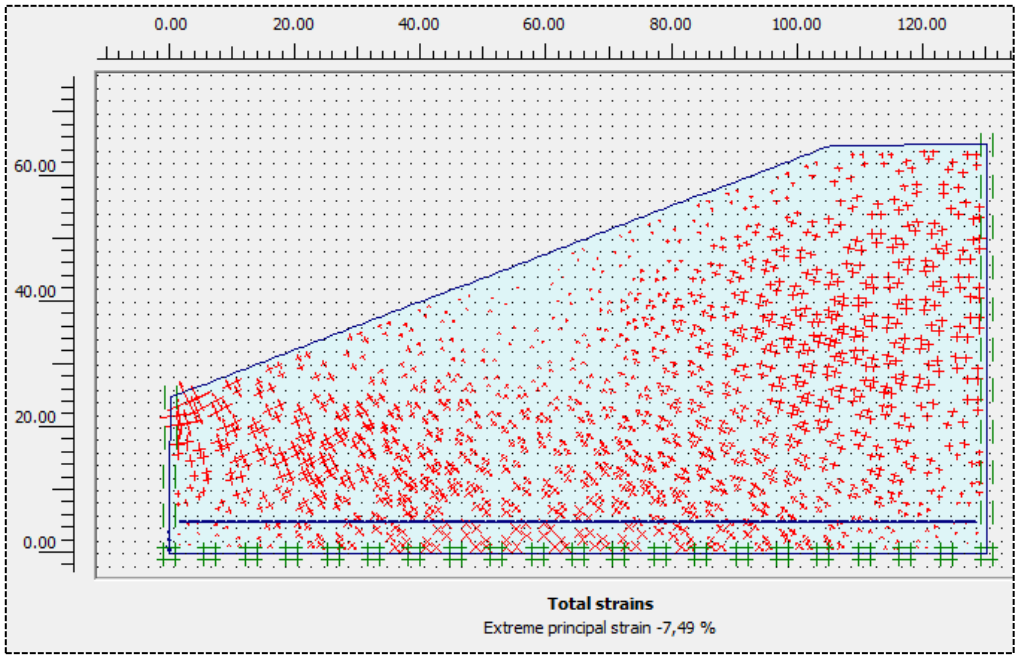


Figure 3-11 : Déformations totales : Cas A non drainé

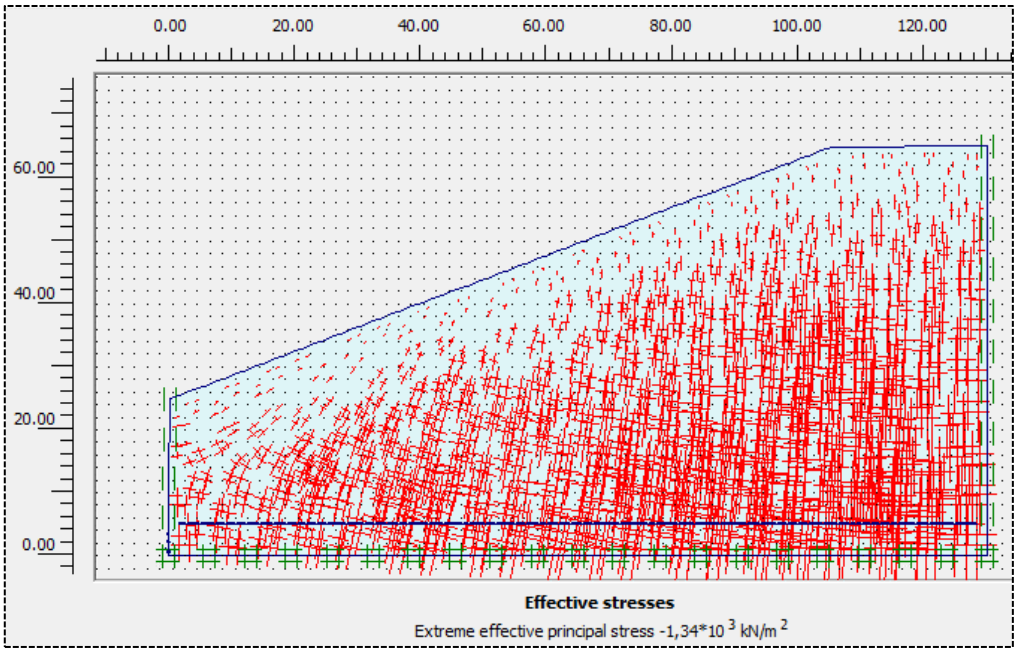


Figure 3-12 : Contraintes effectives : Cas A non drainé

3.4.2. Cas B : Situation chargée sans soutènement

a) Etat drainé

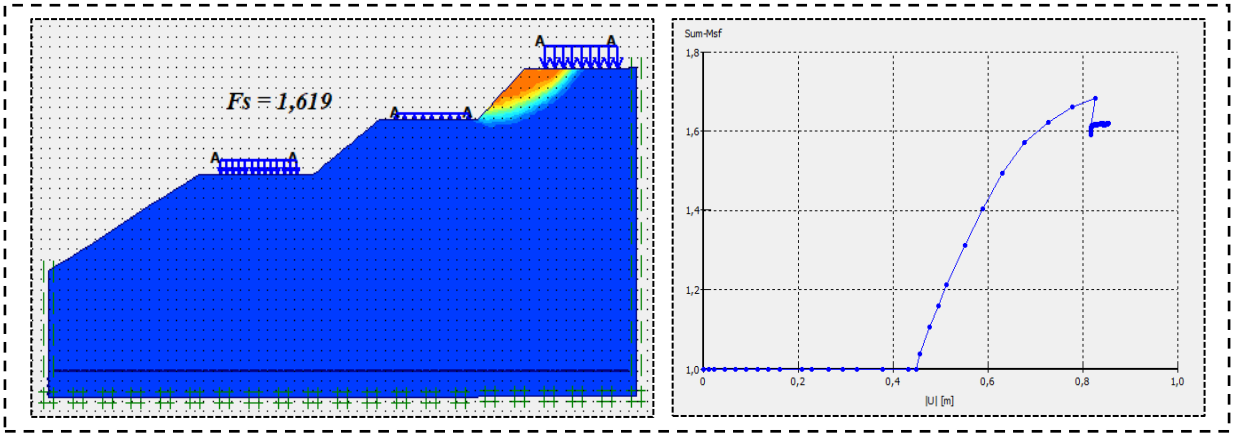


Figure 3-13 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas B drainé

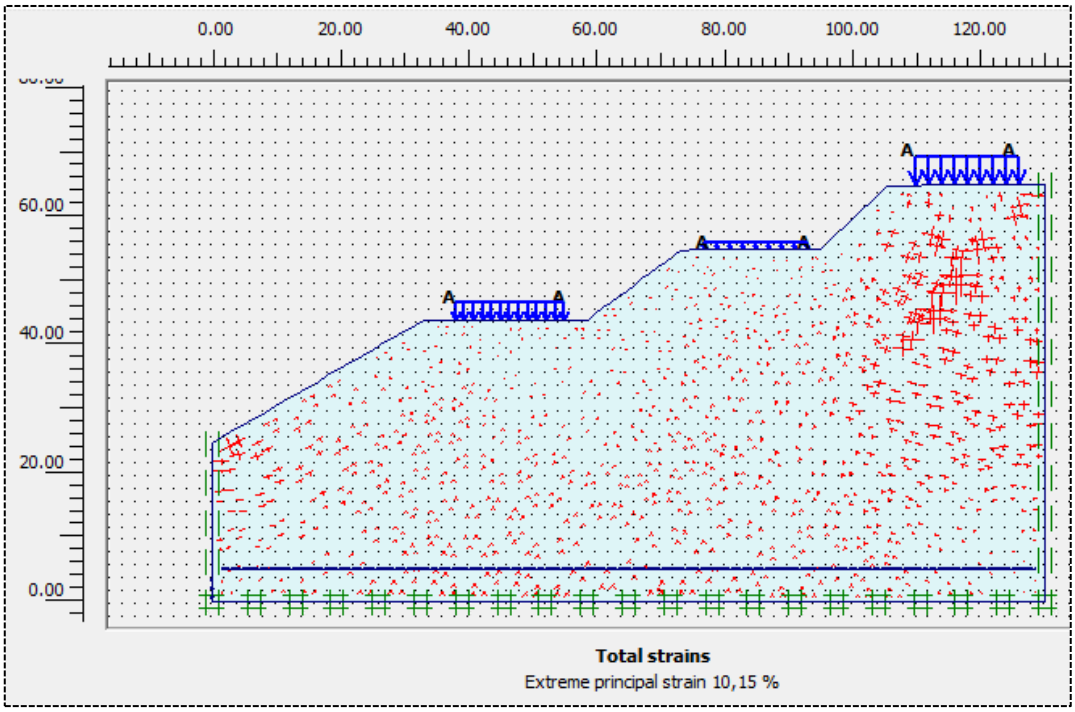


Figure 3-14 : Déformations totales : Cas B drainé

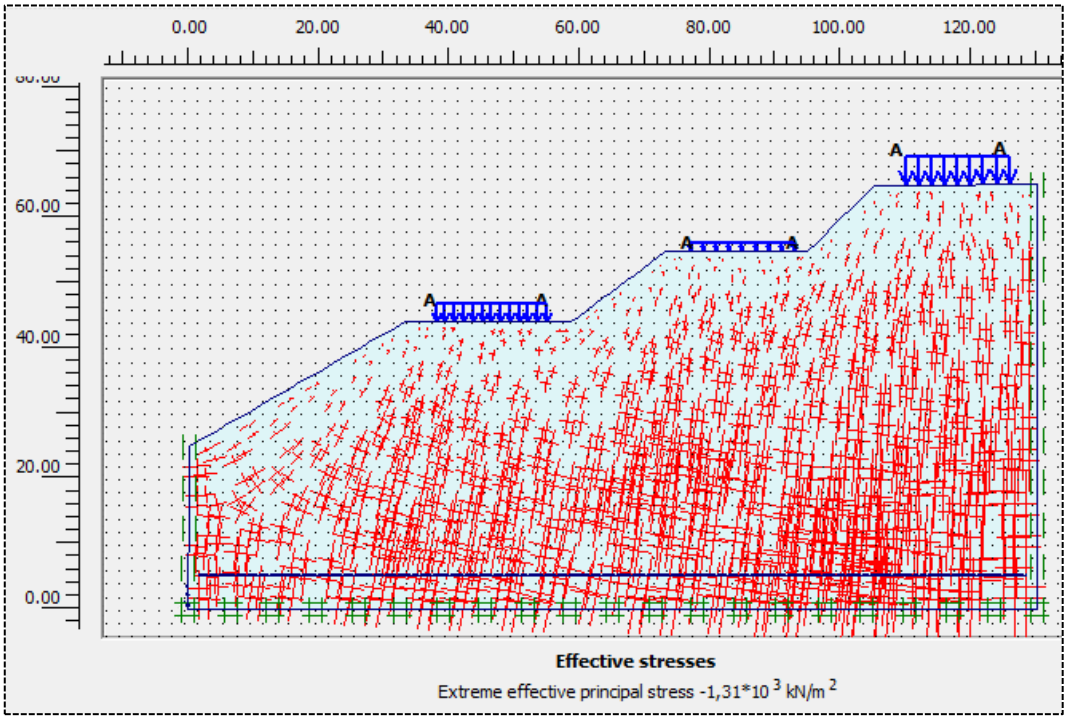


Figure 3-15 : Contraintes effectives : Cas B drainé

b) Etat non drainé

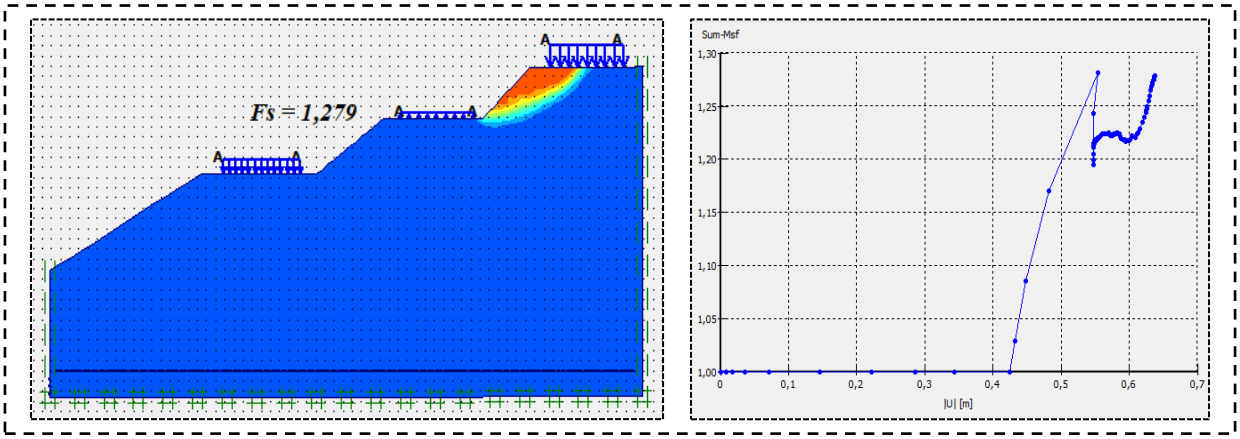


Figure 3-16 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas B non drainé

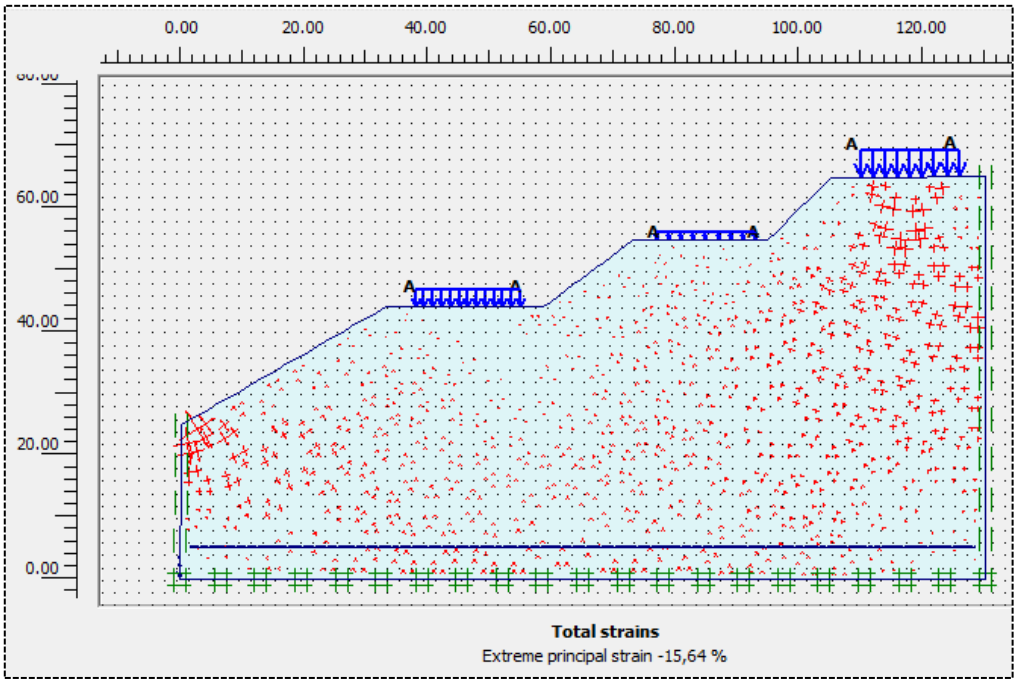


Figure 3-17 : Déformations totales : Cas B non drainé

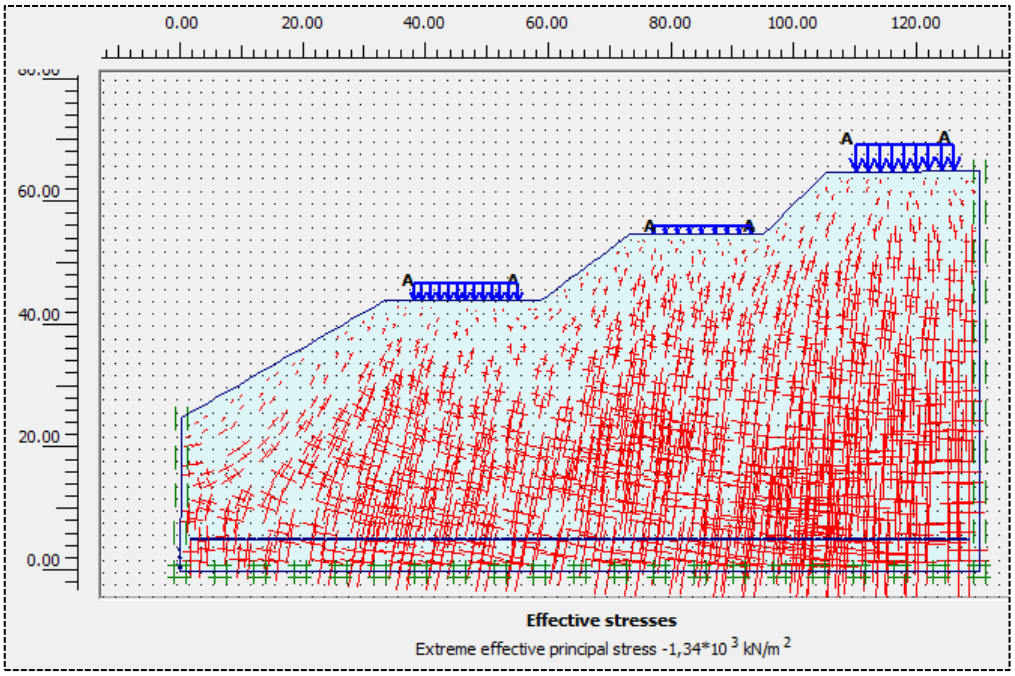


Figure 3-18 : Contraintes effectives : Cas A non drainé

3.4.3. Cas C : Situation chargée avec soutènement

a) Etat drainé

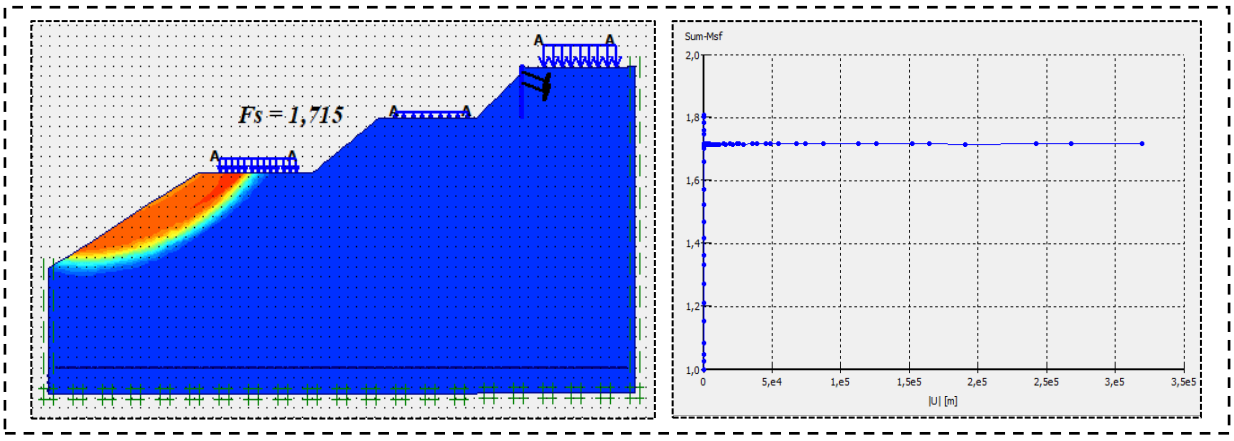


Figure 3-19 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas C drainé

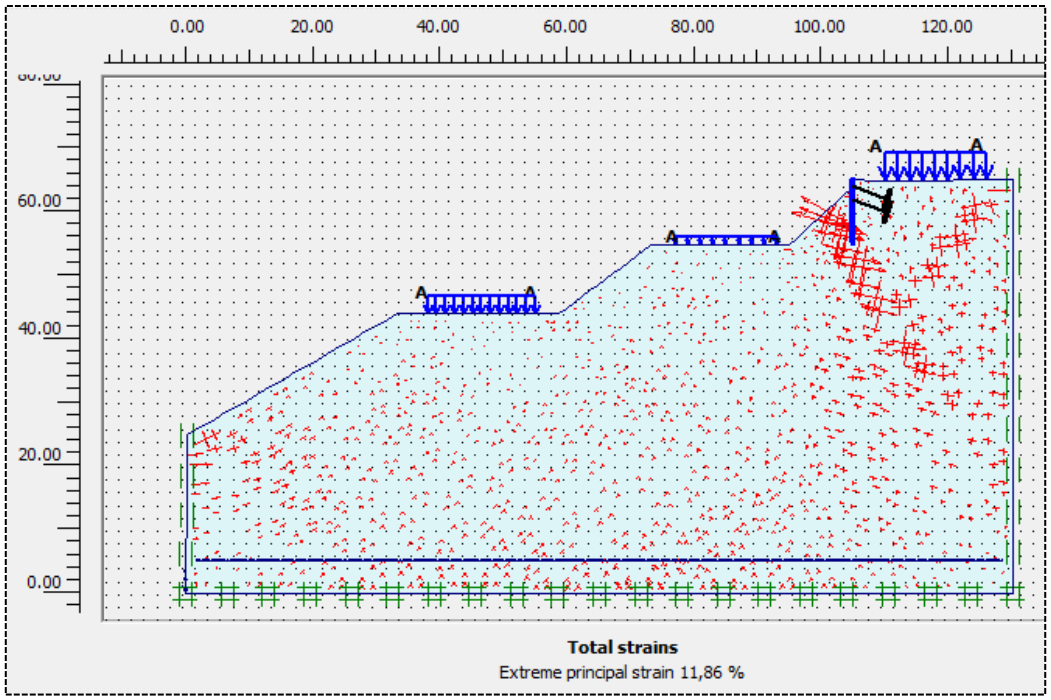


Figure 3-20 : Déformations totales : Cas C drainé

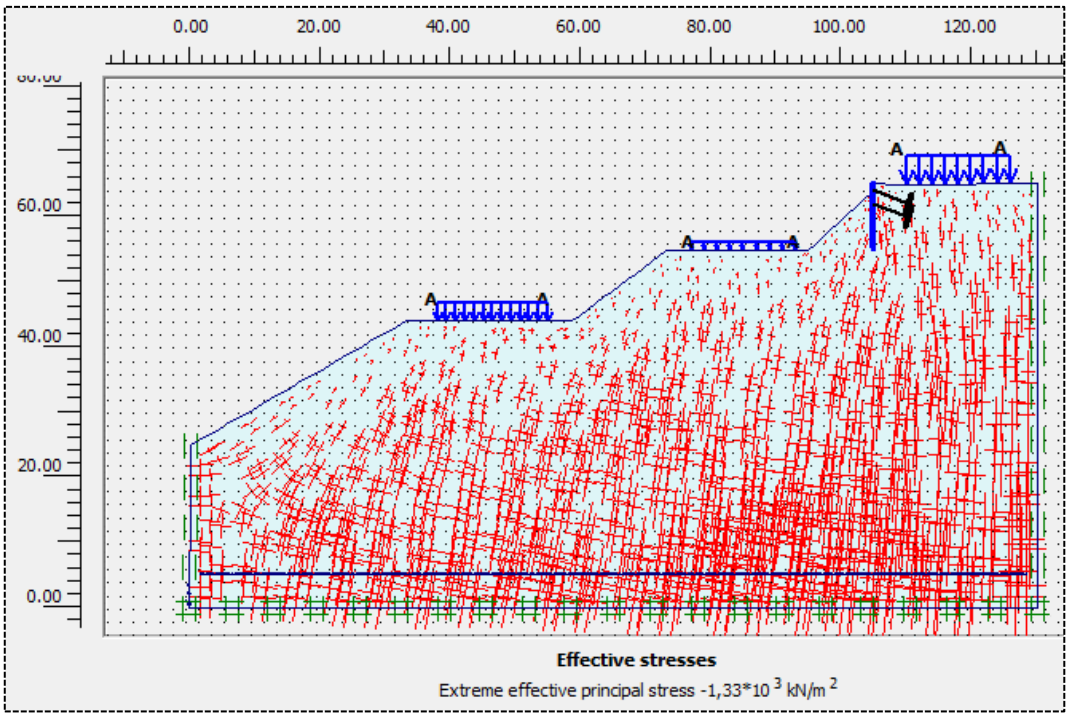


Figure 3-21 : Contraintes effectives : Cas B drainé

b) Etat non drainé

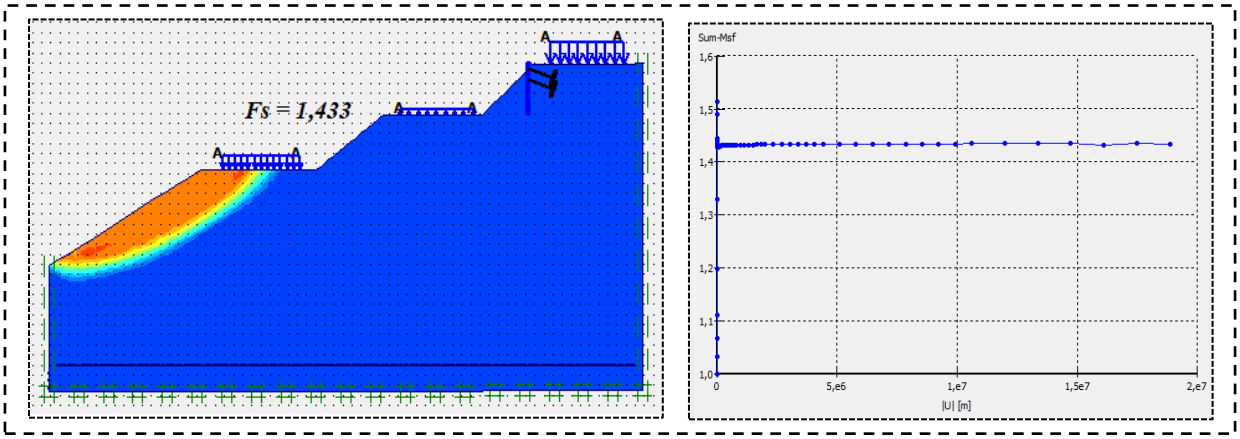


Figure 3-22 : Coefficient de sécurité Fs (Sum-Msf) : Cas C non drainé

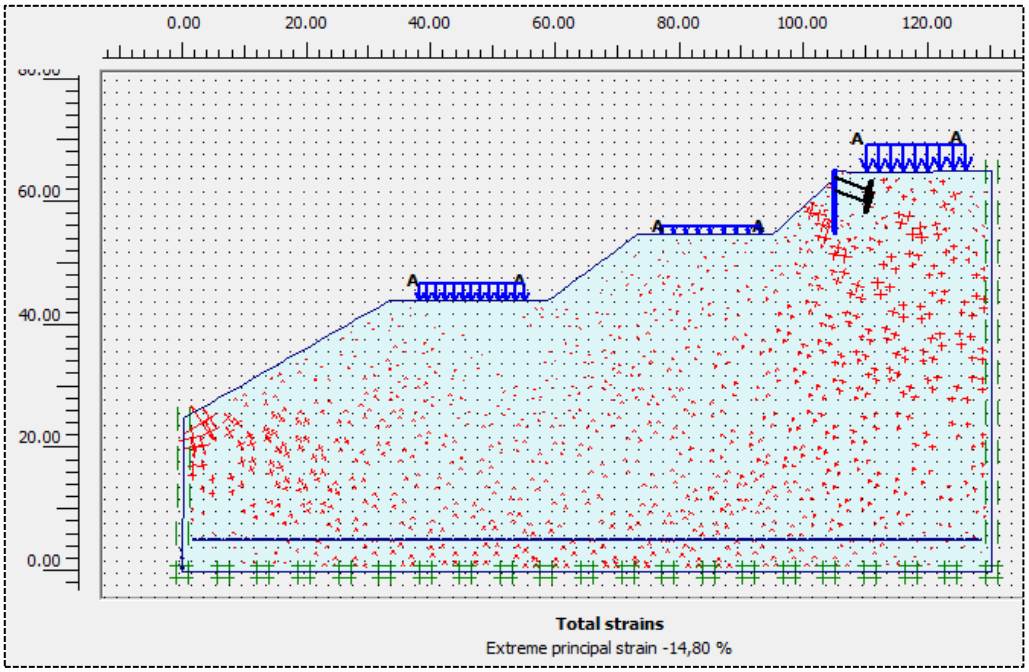


Figure 3-23 : Déformations totales : Cas C non drainé

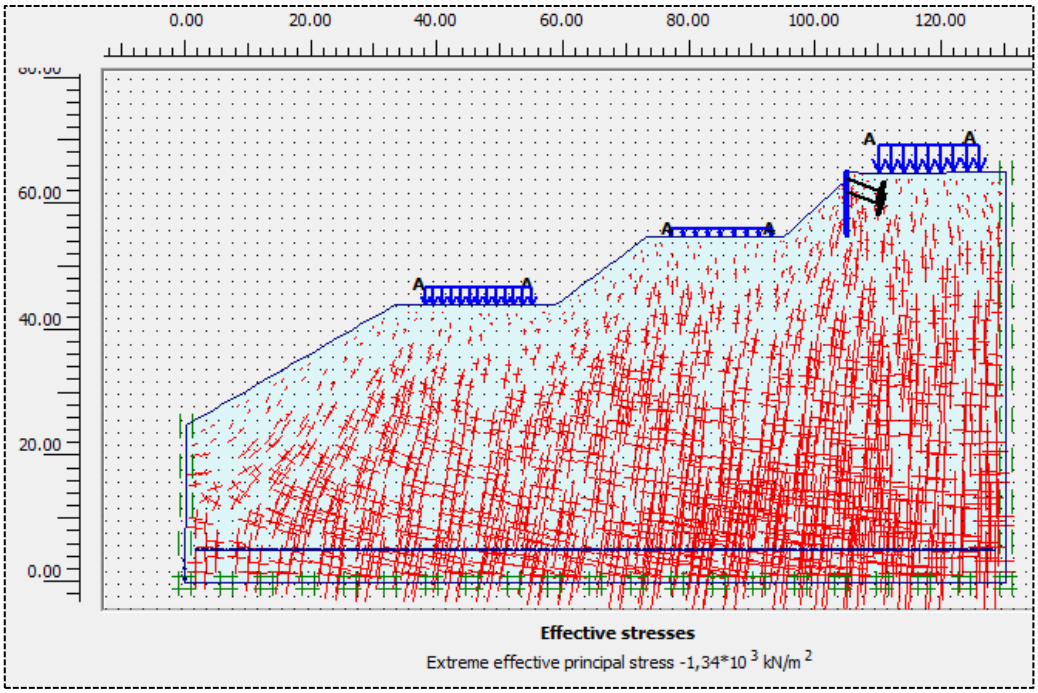


Figure 3-24 : Contraintes effectives : Cas C non drainé

3.5. Synthèse des résultats et Discussion

3.5.1. Synthèse des résultats

Les résultats des simulations obtenus sont résumés dans le *Tableau 3-5* ci-après tandis que les *Figures 3-25 à 3-30* présentées au *point 3.5.2* en montrent leur effet sur la stabilité (variation et diminution/accroissement) en fonction de cas de simulation.

Tableau 3-5 : Synthèse des résultats des simulations

	Cas A : Situation initiale		**Cas B : Situation chargée sans soutènement**		**Cas C : Situation chargée avec soutènement**	
	Drainé	***Non drainé***	***Drainé***	***Non drainé***	***Drainé***	***Non drainé***
F_s [-]	**1,937**	**1,666**	**1,619**	**1,279**	**1,715**	**1,433**
ε_{tot} (%)	**5,35**	**7,49**	**10,15**	**15,64**	**11,86**	**14,8**
σ_{eff} (kN/m²)	**1280**	**1340**	**1310**	**1340**	**1330**	**1340**

3.5.2. Discussion des résultats

3.5.2.1. Coefficient de sécurité

Les *Figures 3-25 à 3-26* suivantes montrent respectivement la variation du coefficient de sécurité à la stabilté Fs comparé avec Fs = 1,5 (valeur courante acceptable) [5] et sa diminution en (%) en fonction des cas de simulation effectués.

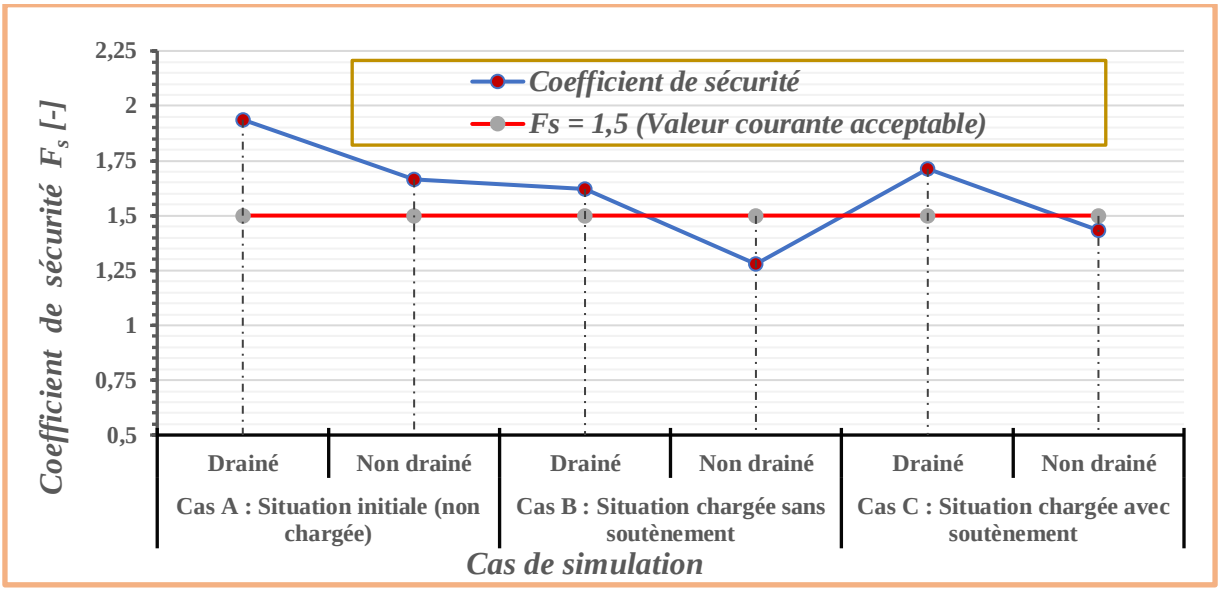


Figure 3-25 : Variation du coefficient de sécurité à la stabilté Fs en fonction des cas de simulation comparé avec Fs = 1,5 (Valeur courante acceptable)

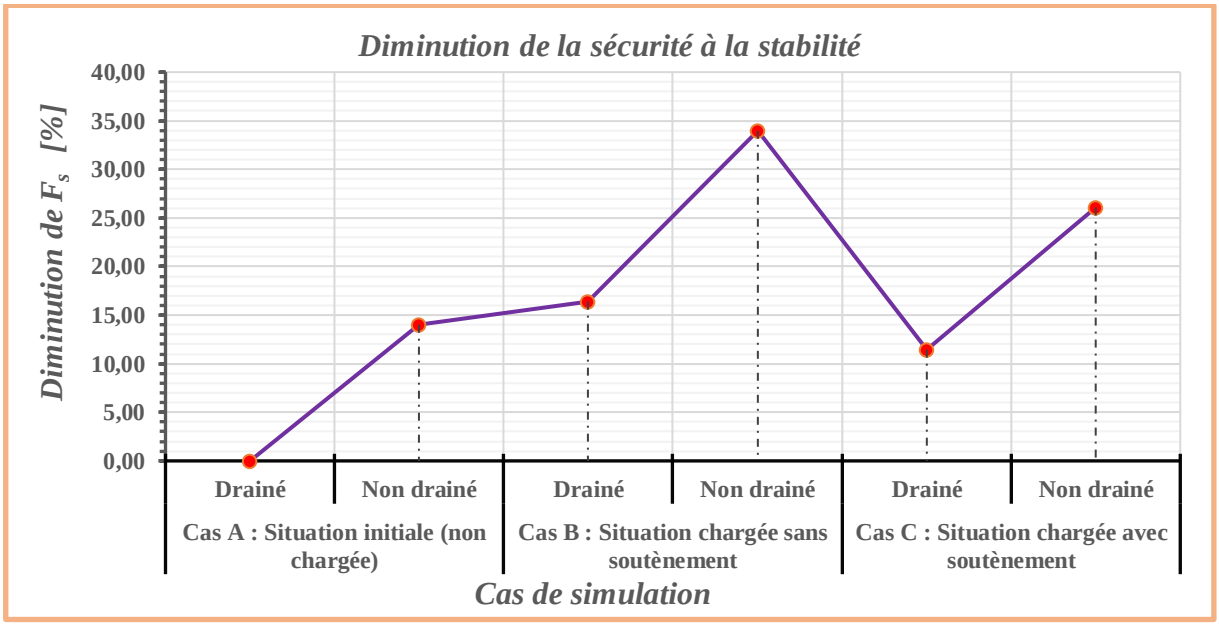


Figure 3-26 : Diminution du coefficient de sécurité à la stabilité en (%) en fonction des cas de simulation

De ces deux figures (*Fig. 3-25 à 3-26)*, nous en tirons les observations suivantes :

→ La valeur maximale de la sécurité trouvée est de 1,937. Elle est trouvée à la situation initiale, sans chargement et à l'état drainé. Pour une telle situation, cette valeur est aussi moins grande. Cela est certainement dû d'une part à une pente relativement élevée (30,8%) de la zone d'étude classée comme forte [35] ; d'autre part à la qualité de la nature du sol avec des faibles caractéristiques de résistance (c = 22,29 kN/m^2 et φ =29,63°).

→ Comme on peut le remarquer, le non drainage et les charges de constructions ont une grande influence sur la variation de la sécurité à la stabilité. Par rapport à la sécurité de la situation initiale, sans chargement et drainé (Cas A drainé), la variation est décroissante en fonction des cas de simulations effectués. Elle diminue de 13,99% pour la situation initiale non drainée (Cas A non drainé), de 16,42% pour la situation chargée drainée et non soutenue (Cas B drainé), de 33,97% pour la situation chargée non drainée et non soutenue (Cas B non drainé), de 11,46% pour la situation chargée, drainée et soutenue (Cas C drainé) et de 26,02% pour la situation chargée, non drainée et soutenue (Cas C non drainé). On voit aussi l'influence du mur de soutènement. En effet, la diminution de la sécurité est minimale lorsqu'il y a un mur de soutènement.

→ La situation la plus défavorable, qui donne même une sécurité en-dessous de la sécurité acceptable, est la situation chargée, non drainée et non soutenue (Cas B non drainée) pour la quelle Fs = 1,279.

3.5.2.2. Déformations totales

Les *Figures 3-27 à 3-28* ci-dessous montrent respectivement la variation des déformations totales et leur accroissement en (%) en fonction des cas de simulation effectués.

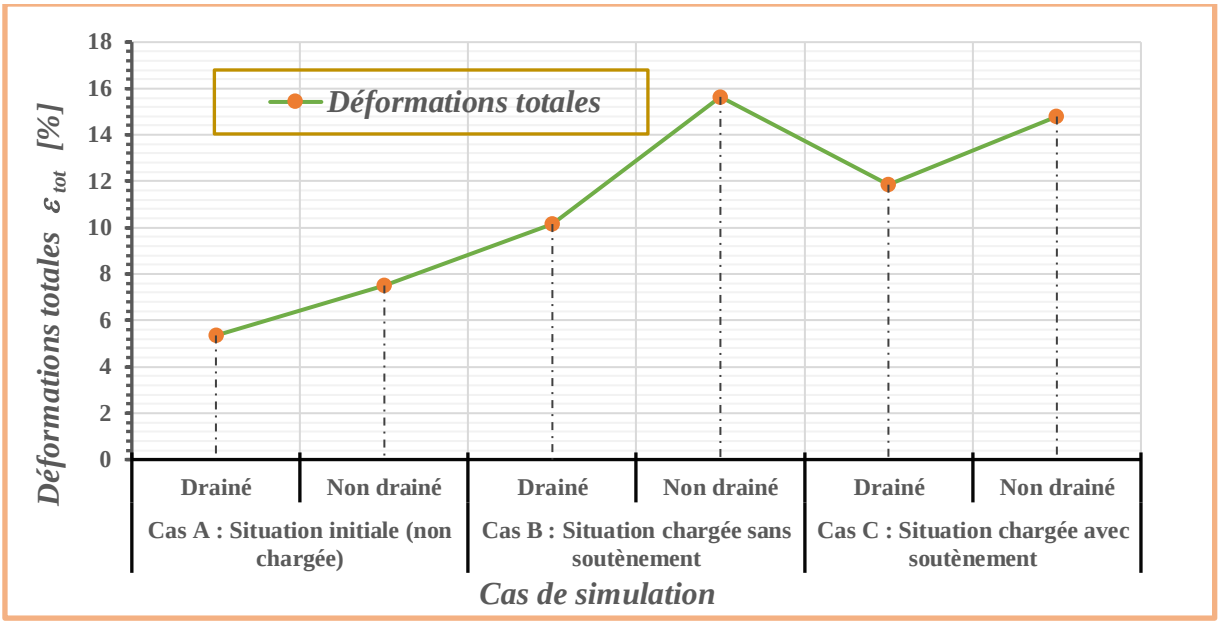


Figure 3-27 : Variation des déformations totales en fonction des cas de simulation

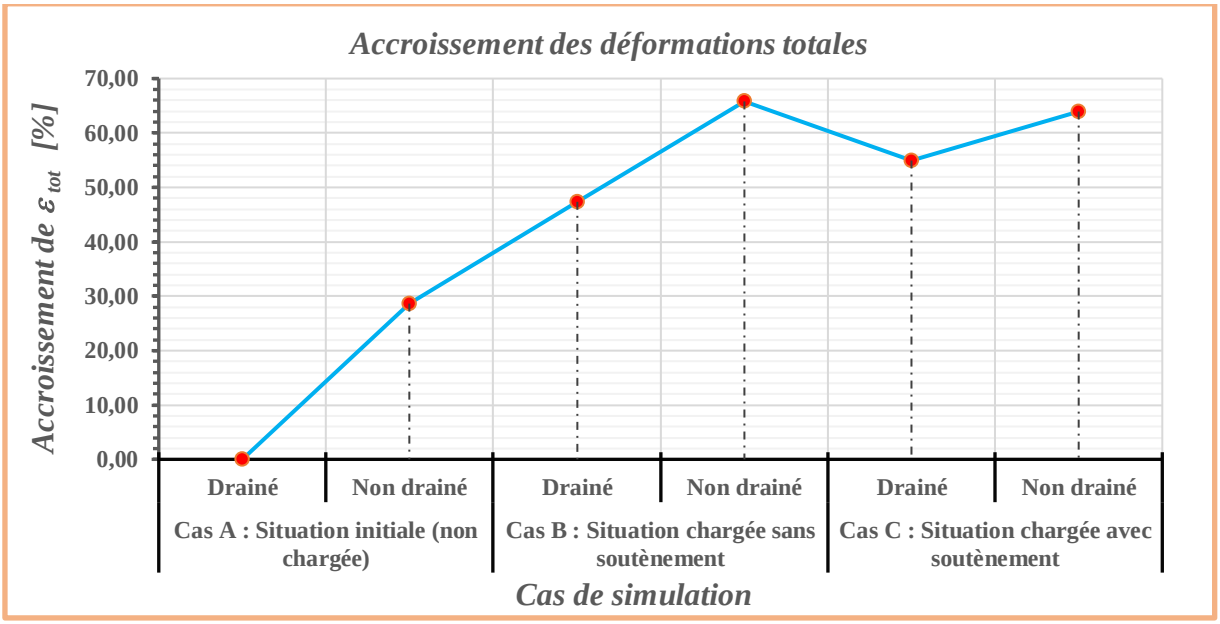


Figure 3-28 : Accroissement des déformations totales en (%) en fonction des cas de simulation

Ces deux figures (*Fig. 3-27 à 3-28)*, nous permettent également de tirer les observations suivantes :

→ Contrairement au coefficient de sécurité, la variation des déformations totales en fonction de cas de simulation est quant à elle croissante. Par rapport aux déformations totales de la situation initiale, sans chargement et drainée (Cas A drainé), l'accroissement des déformations totales en fonction des cas de simulations effectués est de 28,57% pour la situation initiale non drainée (Cas A non drainé), de 47,29% pour la situation chargée drainée et non soutenue (Cas B drainé), de 65,79% pour la situation chargée non drainée et non soutenue (Cas B non drainé), de 54,89% pour la situation chargée, drainée et soutenue (Cas C drainé) et de 63,85% pour la situation chargée, non drainée et soutenue (Cas C non drainé). Comme on peut le remarquer le mur de soutènement contribue à l'accroissement des déformations en comparant les situations chargées drainées non soutenues et soutenues (Cas B drainé et Cas C drainé).

→ Comme pour le coefficient de sécurité, la situation la plus défavorable, qui donne des grandes déformations est toujours la situation chargée, non drainée et non soutenue (Cas B non drainée) avec ε_{tot} max = 15,65 %.

3.5.2.3. Contraintes effectives

Les *Figures 3-29 à 3-30* ci-après montrent respectivement l'allure des contraintes effectives, leur accroissement en (%) en fonction des cas de simulation effectués.

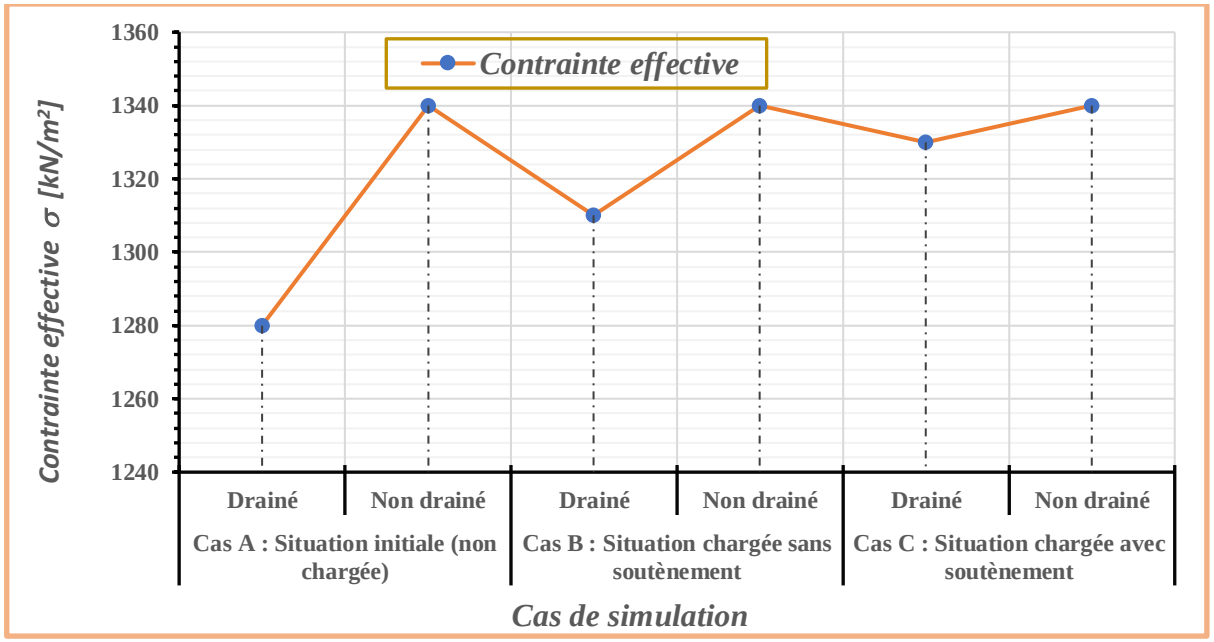


Figure 3-29 : Contraintes effectives en fonction des cas de simulation

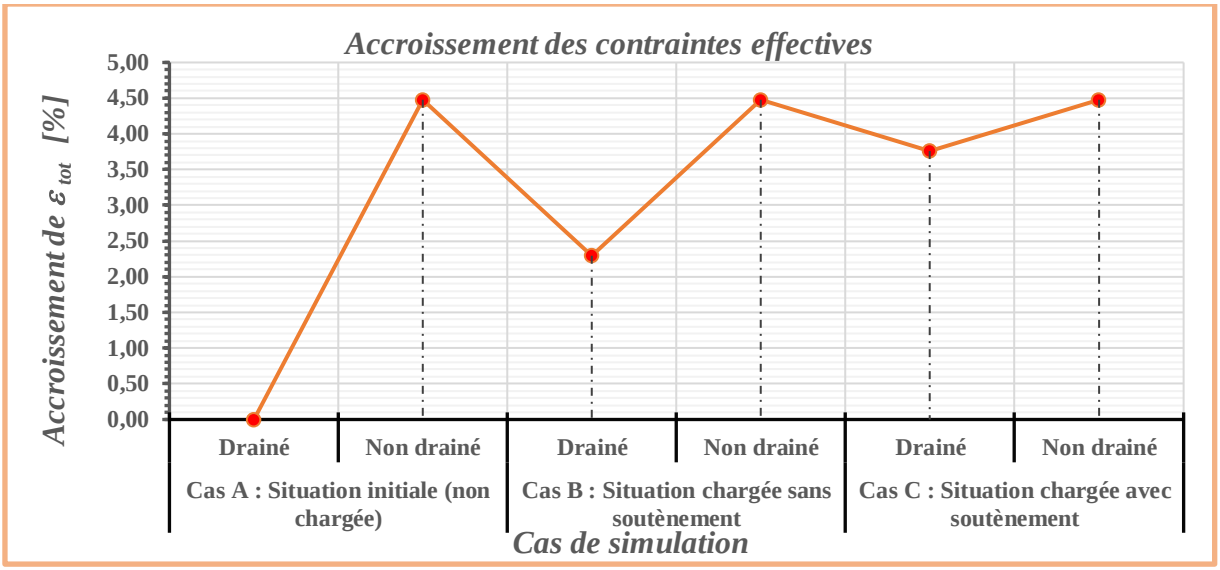


Figure 3-30 : Accroissement des contraintes effectives en (%) en fonction des cas de simulation

Nous pouvons également effectuer les observations ci-après à partir de ces deux figures (*Fig. 3-29 à 3-30)* :

→ Comme pour les déformations totales, la variation des contraintes effectives en fonction de cas de simulation est aussi croissante. Par rapport aux contraintes effectives de la situation initiale, sans chargement et drainée (Cas A drainé), l'accroissement des contraintes effectives en fonction des cas de simulations effectués est de 4,48% pour la situation initiale non drainée (Cas A non drainé), de 2,29% pour la situation chargée drainée et non soutenue (Cas B drainé), de 4,48% pour la situation chargée non drainée et non soutenue (Cas B non drainé), de 3,76% pour la situation chargée, drainée et soutenue (Cas C drainé) et de 4,48% pour la situation chargée, non drainée et soutenue (Cas C non drainé).

→ Il est aussi à remarquer que la situation la plus défavorable avec des grandes contraintes couplées à des grandes déformations totales est toujours la situation chargée, non drainée et non soutenue (Cas B non drainée) avec σ_{eff} max = 1340 kN/m^2 et ε_{tot} max = 15,65 %. On peut aussi remarquer que pour les situations non drainées, les contraintes effectives restent constantes avec déformations variables croissantes. En effet la loi utilisée dans cette étude, reliant les contraintes aux déformations, étant une loi élasto-plastique (Modèle de Mohr-Coulomb), dans la partie plastique, les déformations croissent pour des contraintes constantes *(Fig. 1-6).*

3.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé la stabilisation des sites en pente soumis à des charges des constructions des bâtiments. Ceci a été réalisé en considérant 3 principaux cas de simulation : Nous avons d'abord évalué la stabilité de la zone d'étude pour une situation initiale (Sans chargement), ensuite pour une situation chargée non soutenue et en fin pour une situation chargée soutenue. Afin d'évaluer l'effet de la présence de l'eau dans le massif de sol, les simulations ont été effectuées à l'état où le sol est drainé et à l'état où le sol est non drainé pour chacun de ces 3 principaux cas. Trois bâtiments ont été conçus conformément aux bâtiments existants déjà et leurs charges ont été déterminées pour les simulations de deux derniers cas.

Les résultats de simulations montrent l'influence de l'état initial du site (qualité du sol et pente), de la charge des bâtiments, du soutènement et de l'effet du non drainage sur la stabilité de la zone d'étude telle que décrite ci-après :

- → La pente élevée (30,8%) de la zone d'étude classée comme forte [35] et la qualité du sol avec ses faibles caractéristiques de résistance ($c = 22,29$ kN/m^2 et $\varphi = 29,63°$) donnent une valeur de la sécurité maximale de 1,937 dans une situation initiale, non chargée et drainée.
- → Dans une situation chargée (Cas B), non soutenue, la sécurité est passée de 1, 937 (situation initiale drainée) à 1,619 lorsque le sol est drainé, soit une diminution de 16,42% par rapport à la situation initiale tandis qu'elle se dégrade davantage lorsque le sol est non drainé. En effet, elle est passée pour le même cas (Cas B) de 1,937 à 1,279 lorsque le sol est non drainé, soit une diminution de 33,97% par rapport à la situation initiale. Ceci montre l'effet néfaste de la présence de l'eau dans le sol sur la stabilité des pentes comme l'ont aussi évoqués d'autres auteurs [18], [28].
- → On peut également constater l'influence du mur de soutènement. En effet, quoiqu'il contribue à l'accroissement des déformations, en faisant une comparaison pour un même état drainé (Cas B et C), il est à remarquer que pour les cas de simulations effectués, la diminution de la sécurité est minimale lorsqu'il y a un mur de soutènement, soit une diminution de de 11,46% (la plus faible des autres : Cas C drainé) par rapport au cas où il n'y a pas soutènement, soit une diminution de 16,42% (Cas B draine).
- → La situation la plus défavorable, pouvant conduire à une rupture (car elle donne une sécurité en-dessous de la sécurité acceptable), est la situation chargée, non drainée et

non soutenue (Cas B non drainée) pour la quelle Fs = 1,279. Certes, cela est influencé par le chargement et le non drainage mais beaucoup plus par le non drainage. En effet, pour le cas de la zone d'étude et comme on peut le voir, la situation chargée, non soutenue et drainée (Cas B drainé) quant à elle, a donné une valeur Fs = 1,619 (acceptable).

→ L'augmentation intensive des charges (bâtiments à plusieurs niveaux) contribue également à l'instabilité de la zone d'étude. En effet, en analysant la sécurité pour la situation chargée, la zone d'une probable rupture (zone de concentration de contrainte) a été remarquée proche du bâtiment le plus chargé (R+4) dû à ce dernier *(Fig. 3-13 à gauche).*

Chapitre 4. CONCLUSIONS GENERALES, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

4.1. Conclusions générales

4.1.1. Synthèse

Cette étude a été réalisée dans l'objectif de contribuer à la stabilisation des sites en pente sous charges de constructions : en l'occurrence le quartier Gasekebuye dans la ville de Bujumbura.

Pour y arriver, nous avons subdiviser celle-ci en 3 principaux chapitres :

- Dans le premier, nous avons présenté une synthèse de la revue de littérature sur les notions importantes qui interviennent dans ce travail. Après avoir défini quelques concepts, nous avons d'abord fait un rappel sur les notions des contraintes, des déformations, ainsi que des lois de comportement des sols sous charges, ensuite les notions sur le calcul de la stabilité des pentes et leur confortement sont également évoqués et en fin du chapitre, le code de calcul Plaxis est présenté avec quelques notions sur son utilisation en l'occurrence sur la démarche poursuivie dans la modélisation.
- Dans le deuxième, nous avons, d'une part, présenté une description de la zone d'étude et les données utilisées dans ce travail ; d'autre part, nous avons effectué une étude experimentale au laboratoire dans le but d'identifier le type de sol de la zone d'étude, étudier ses paramètres mécaniques ainsi que de déterminer les paramètres nécessaires à introduire dans le code de calcul lors de la modélisation.
- Le troisième chapitré est consacré à une analyse par simulation numérique de la stabilité de la zone d'étude et à la discussion des résultats obtenus. Dans ce chapitre, nous avons analysé la stabilisation des sites en pente soumis à des charges des constructions des bâtiments. Ceci a été réalisé en considérant 3 principaux cas de simulation : Nous avons d'abord évalué la stabilité de la zone d'étude pour une situation initiale (Sans chargement), ensuite pour une situation chargée non soutenue et en fin pour une situation chargée soutenue. Afin d'évaluer l'effet de la présence de l'eau dans le massif de sol, les simulations ont été effectuées à l'état où le sol est drainé et à l'état où le sol est non drainé pour chacun de ces 3 principaux cas. Trois bâtiments de niveaux différents ont été conçus conformément aux bâtiments existants déjà et leurs charges ont été déterminées (Annexe 3) pour les deux derniers cas de simulation.

A l'issu de cette étude, nous pouvons tirer les conclusions ci-après, qui d'ailleurs sont en accord avec certaines observations déjà éffectuées par d'autres auteurs.

- ***Etude expérimentale***

Les résultats obtenus dans cette partie au *paragraphe 2.4.2.2* identifient le sol de la zone d'étude comme étant un sol sableux limoneux. Par ailleurs, l'étude de la consolidation effectuée au *paragraphe 2.4.2.3* a montré que ce sol est un sol normalement consolidé à la prondeur atteinte de 3m, c'est-à-dire un sol susceptible de développer des grandes déformations, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint [28]. Pour des profondeurs supérieures à 3m, il peut s'agir cependant d'un sol en cours de formation comme l'ont évoqué des experts en géorisques et environnement, intreviwés par la RTNB en Juin 2021 sur ces phénomènes qui se sont produits dans notre zone d'étude (glissement des terrains, effondrement d'une maison, fissuration du sol et des bâtiments environnants).

- ***Analyse de la stabilité par simulation numérique***

Les résultats de simulations au *Chapitre 3* montrent l'influence de l'état initial du site (la pente et la qualité du sol avec ses caractéristiques de résistance), de la charge des bâtiments, du soutènement et de l'effet du non drainage sur la stabilité de la zone d'étude telle que décrite ci-après :

→ La pente élevée (30,8%) de la zone d'étude classée comme forte [35] et la qualité du sol avec des faibles caractéristiques de résistance ($c = 22,29$ kN/m^2 et $\varphi = 29,63°$) donnent une valeur de la sécurité maximale de 1,937 dans une situation initiale, non chargée et drainée.

→ Dans une situation chargée (Cas B), non soutenue, la sécurité est passée de 1, 937 (situation initiale drainée) à 1,619 lorsque le sol est drainé, soit une diminution de 16,42% par rapport à la situation initiale tandis qu'elle se dégrade davantage lorsque le sol est non drainé. En effet, elle est passée pour le même cas (Cas B) de 1,937 à 1,279 lorsque le sol est non drainé, soit une diminution de 33,97% par rapport à la situation initiale. Ceci montre l'effet néfaste de la présence de l'eau dans le sol sur la stabilité des pentes comme l'ont aussi évoqués d'autres auteurs [18], [28].

→ On peut également constater l'influence du mur de soutènement. En effet, quoiqu'il contribue à l'accroissement des déformations, en faisant une comparaison pour un même état drainé (Cas B et C), il est à remarquer que pour les cas de simulations effectués, la diminution de la sécurité est minimale lorsqu'il y a un mur de soutènement, soit une diminution de 11,46% (la plus faible des autres : Cas C drainé) par rapport au cas où il n'y a pas soutènement, soit une diminution de 16,42% (Cas B draine).

→ La situation la plus défavorable, pouvant conduire à une rupture (car elle donne une sécurité en-dessous de la sécurité acceptable), est la situation chargée, non drainée et non soutenue (Cas B non drainée) pour la quelle Fs = 1,279. Certes, cela est influencé par le chargement et le non drainage mais beaucoup plus par le non drainage. En effet, pour le cas de la zone d'étude et comme on peut le voir, la situation chargée, non soutenue et drainée (Cas B drainé) quant à elle, a donné une valeur Fs = 1,619 (acceptable).

→ L'augmentation intensive des charges (bâtiments à plusieurs niveaux) contribue également à l'instabilité de la zone d'étude. En effet, en analysant la sécurité pour la situation chargée, la zone d'une probable rupture (zone de concentration de contrainte) a été remarquée proche du bâtiment le plus chargé (R+4) dû à ce dernier *(Fig. 3-13 à gauche).*

4.1.2. Apports de ce mémoire

Cette étude joint d'autres études similaires qui ont été effectuées sur les problèmes de stabilité de pentes et de talus. Elle constitue particulièrement une avancée dans les problèmes de stabilité des sites en pentes sous charges de construction dans la ville de Bujumbura et dans d'autres régions menacées par les mêmes problèmes comme le cas de notre ville de Bukavu.

Les recommandations faites ci-dessous dans cette étude constituent également un outil d'aide à la prise de décision.

Les contributions de ce mémoire permettent en général la compréhension des phénomènes d'instabilité des sites en pente sous charges. Elles s'articulent sur deux aspects ci-dessous :

- ***Du point de vue expérimentale***

Le programme des essais géotechniques mis au point dans cette étude constitue certainement un enrichissement de la base des données sur les sols de la ville de Bujumbura

- ***Du point de vue numérique***

→ Utilisation du code de calcul à éléments finis (Plaxis) dans la stabilisation des sites en pentes sous charges de constructions par calcul à analyse plastique (pour l'évaluation des déformations et des contraintes) et à c- φ réduction (pour l'évaluation du coefficient de sécurité).

→ Etude de l'effet des charges, du soutènement et du drainage/non drainage dans la stabilité des sites en pente sous charges des bâtiments.

4.2. Recommandations

Au regard des conclusions tirées de cette étude sur l'évaluation de la stabilité de la zone d'étude et les désordres engendrés par la rupture de pente y observés, les recommandations suivantes sont faites :

→ L'étude de la consolidation ayant montré que pour la profondeur atteinte de 3m, le sol de la zone d'étude est un sol susceptible de développer des grandes déformations pour toute surcharge appliquée, l'administration devrait y interdire la construction des ouvrages importants pouvant avoir de l'influence à une profondeur supérieure ou égale à 3m.

→ Au regard des simulations effectuées pour le cas chargé (Cas B) ayant montré l'influence de la charge dans la sécurité à la stabilité, l'organe ayant en charge l'octroi des permis de construire dans ses attributions, devrait limiter la charge (Nombre d'étages) à ne pas dépasser pour les bâtiments moins importants pouvant y être construits (maisons unifamiliales). En effet, comme nous l'avons vu, une charge plus importante a un grand effet dans l'instabilité du site. Les simulations ont montré que la zone d'une probable rupture (zone de concentration de contrainte) a été remarquée proche du bâtiment le plus chargé (R+4). Nous recommandons à cet effet de limiter cette charge pour des maisons unifamiliales ne dépassant pas deux étages (R+2).

→ Les résultats des simulations ayant montré l'apport du soutènement dans l'amélioration de la sécurité à la stabilité, toute personne autorisée à construire, devrait ériger un mur de soutènement afin de contribuer à la stabilité de la zone.

→ La solution efficace étant de jouer sur les aspects hydriques (drainage du site) telle que l'ont démontré les résultats des simulations, l'administration devrait accompagner la population pour garantir un drainage efficace de la zone. Il existe à cet effet, plusieurs moyens de drainage, malheureusement les meilleurs d'entre eux sont techniquement et

économiquement moins réalisables dans la zone. Néanmoins, d'autres peuvent y être effectués. Nous recommandons pour cela le drainage superficiel qui a pour effet de collecter les eaux de ruissellement dans les parcelles ou provenant des montagnes et d'empêcher l'infiltration (soit par imperméabilisation des puits, des fosses septiques, etc.).

4.3. Perspectives

Les simulations menées dans cette étude s'intéressent aux effets des charges, du soutènement et du drainage / non drainage sur la sécurité à la stabilité des pentes. D'autres aspects demandent des recherches additionnelles. Il serait intéressant à cet effet, en complément de ce qui est présenté dans ce mémoire, d'évaluer également les effets d'autres moyens de confortement des sites en pentes comme la substitution (purger l'ensemble des matériaux susceptibles de glisser, et les remplacer par un matériau de meilleure qualité), le terrassement, ou encore le boisement et faire une comparaison afin de déterminer le plus efficace possible.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] M. Khemissa, “Méthodes d’analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes,” *Com. Français Mécanique des Roches*, 2006.

[2] Y. Cuervo, “Modélisation des éboulements rocheux par la méthode des éléments discrets : application aux évènements réels.,” Université Grenoble Alpes, 2015.

[3] Pierre Antoine; Jean Biarez; Pierre Desvarreux & Jean-Pierre Mougin, “Les problèmes posés par la stabilité des pentes dans les régions montagneuses,” *ujf-grenoble*, 1971.

[4] Populationstat, “Burundi Population,” consulté le 22 Juin 2021 sur www.populationstat.com.

[5] J.-P. Masekanya, “Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique,” Université de Liège, 2008.

[6] S. Coquillay, “Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques,” Ecole nationale des ponts et chaussées, 2005.

[7] EC2-Modélisation, “Modélisation et Simulation numérique par éléments finis.” consulté le 26-08-2021 sur https://www.ec2-modelisation.fr/presentation/simulation-numerique.

[8] T. Abderrahmane Hosni, “Calcul de la stailité des pentes,” *ResearchGate*, 2020.

[9] J. P. Tisot, *Propriétés Mécaniques et Physiques des sols*. Nancy, 2000.

[10] R. Charlier, *Géotechnique Tome 1 : Mécanique des sols*. Bruxelles: Université de Liège, 2007.

[11] F. Schlosser, *Eléments de Mécanique des sols*, Presse de. Paris, 2003.

[12] R. Nova, *Fondements de la mécanique des sols*, Lavoisier. Paris, 2005.

[13] N. Berthaud, Yves ; De Buhan Patrick & Schmitt, *Aide-mémoire Mécanique des sols : Concepts-Applications*, Dunod. Paris, 2008.

[14] N. El Mkadmi, “Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers : Effets du drainage et de la consolidation,” Université de Montréal, 2012.

[15] Plaxis bv, “Plaxis 2D-Version 8 : Reference manual.” Netherland, 2006.

[16] Plaxis bv, “Plaxis 2D-Version 8 : Material models manual.” Netherland, 2006.

[17] J.-C. Verbrugge, *Fondations et ouvrages en terre : Deuxième partie-Volume 2*. Bruxelles: Presses universitaires de Bruxelles, 2010.

[18] R. Charlier, *Géotechnique Tome 2 : Ouvrages*. Bruxelles: Université de Liège, 2007.

[19] T. W. LAMBE, *Predictions in soils engineerings*. Géotechnique, 23, 1973.

[20] G. Shirambere et al., “Comparative assessment of landslide susceptibility by logistic regression and first order second moment method: Case of Bujumbura-Urban Area, Burundi,” *J. Eng. Res. Appl.*, 2018, doi: 10.9790/9622-0808022837.

[21] M. Kahlström, “Plaxis 2D comparison of Mohr-Coulomb and soft soil material models,” Lulea University of Technology, 2013.

[22] Sellami Soumaya & Belamri Samia, “Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW 16 Ait Idriss Bejaia,” Université Abderrahmane MIRA-Bejaie, 2014.

[23] L. Adel, “Utilisation des méthodes numériques dans les calculs de la stabilité des barrages en terre,” Ecole nationale superieure d’hydraulique-Arbaoui Abdellah, 2015.

[24] Terrasol, “Logiciel éléments finis 2D dédié à la géotechnique,” consulté le 10 Août 2021 sur www.terrasol.fr/catalogue/plaxis-2d.

[25] Plaxis bv, “Plaxis 2D-Version 8 : General information.” Netherland, 2006.

[26] G. Tjie-Liong, “Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems,” *Int. J. Apllied Eng. Res.*, 2014.

[27] BurundiEco, “Bujumbura torturée par ses rivières,” *2 Novembre*, 2019, consulté le 22 juin 2021 consulté sur www.burundi-eco.com.

[28] G. Philiponnat, *Fondations et ouvrages en terre*, Eyrolles. Paris, 1979.

[29] Y. Atlan, “Catalogue Des Essais Géotechniques Exécutés Au Laboratoire Géotechnique D’Orléans,” *Bur. Rech. géologiques minières/France*, no. 38, 1978, [Online]. Available: http://infoterre.brgm.fr/rapports/78-SGN-178-GEG.pdf.

[30] G. Sanglerat ; G. Olivari ; B. Cambon, *Problèmes pratiques de Mécanique des sols et des fondations 1*. Paris, 1985.

[31] G. Costet, Jean & Sanglerat, *Cours pratique de mécanique des sols 1 : Plasticité et Calcul des tassements*, 3eme dunol. Paris, 1981.

[32] CoursGéologie, “Essais d’Identification (Sols Fins)”, consulté le 25 Août 2021 sur https://coursgeologie.com/.

[33] Rahmani Asmaa; Hazzab Abdelkrim & Aimer Hadj, “Identification et classification géotechnique du loess de Ghardaïa (Sud Algerien),” *ResearchGate*, 2021.

[34] H. Cambefort, *Géotechnique de l’Ingénieur: reconnaissance des sols*, Eyrolles. Paris, 1983.

[35] Plan-Maison-Architecte, “Construire sur un terrain en pente,” *04 Mars*, 2019, consulté le 25 Août sur https://plan-maison-architecte.com.

ANNEXES

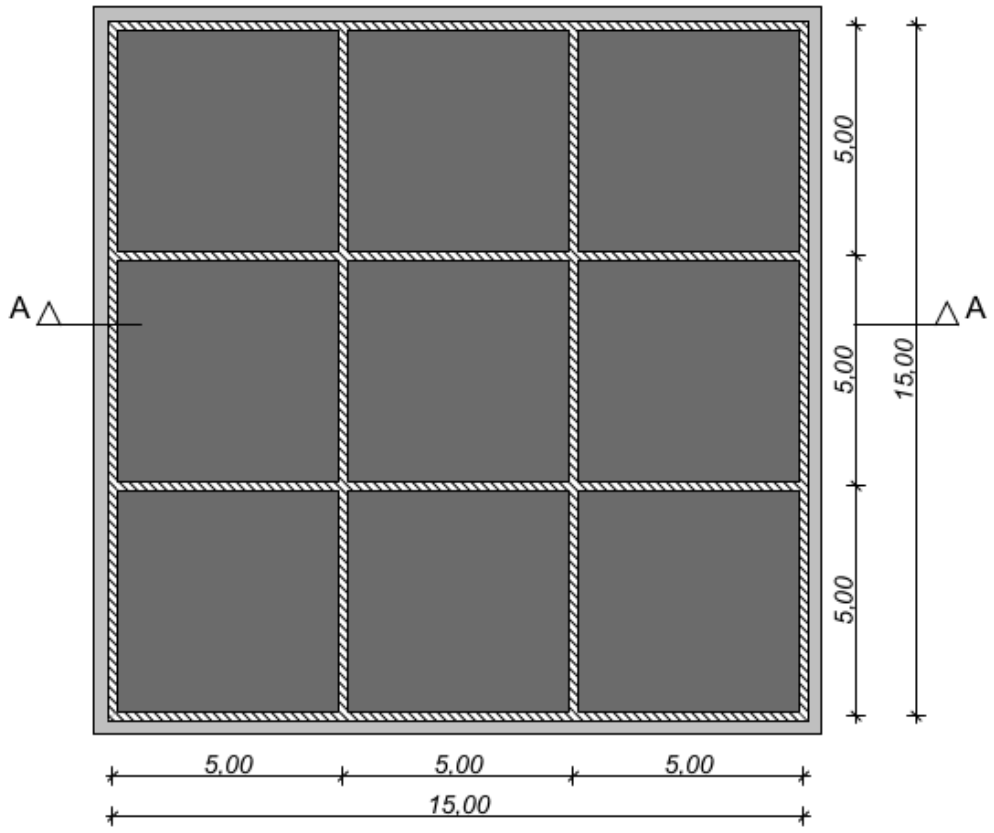
Annexe 1 : Calcul du module œdométrique

Echantillon 2 Epaisseur de l'échantillon dans l'anneau œdométrique : h = 20 mm						
Q (N)	σv (kPa)	Δh (mm)	Ɛ (%)	ΔƐ	Δσv (kPa)	E_0 (kPa)
0	0	-0.30	-1.50	0.00	0.00	-
20	50	-0.10	-0.50	1.00	50	5 000.00
40	100	0.02	0.10	0.60	50	8 333.33
80	200	0.29	1.45	1.35	100	7 407.41
120	300	0.44	2.20	0.75	100	13 333.33
160	400	0.54	2.70	0.50	100	**20 000.00**
200	500	0.69	3.45	0.75	100	13 333.33

Echantillon 6 Epaisseur de l'échantillon dans l'anneau œdométrique : h = 20 mm						
Q (N)	σv (kPa)	Δh cum (mm)	Ɛ (%)	ΔƐ	Δσv (kPa)	E_0 (kPa)
0	0	0.18	0.90	0.00	0.00	-
20	50	0.35	1.75	0.85	50	5 882.35
40	100	0.48	2.40	0.65	50	7 692.31
80	200	0.66	3.30	0.90	100	11 111.11
120	300	0.86	4.30	1.00	100	10 000.00
160	400	0.99	4.95	0.65	100	**15 384.62**
200	500	1.15	5.75	0.80	100	12 500.00

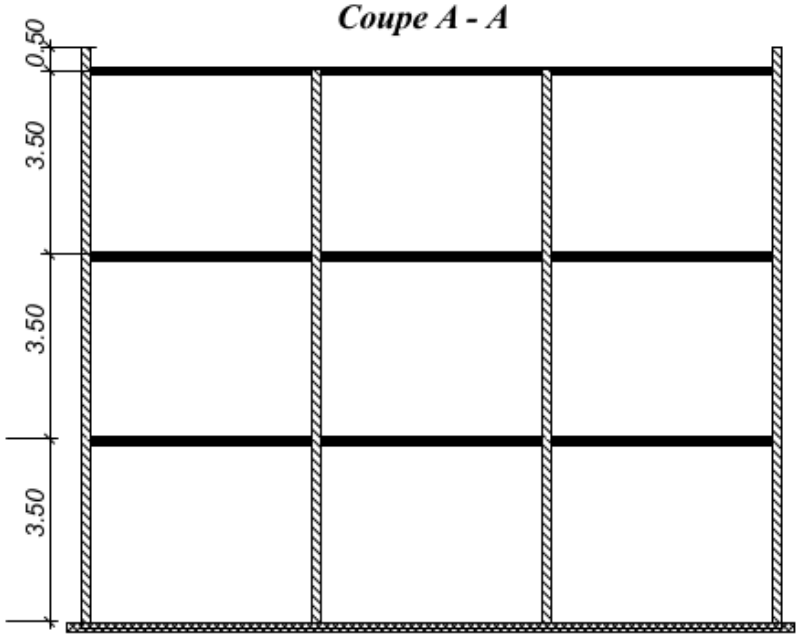
Annexe 2 : Conception des Bâtiments

Vue en plan Bâtiment 1 (RDC, Etage 1 & 2)



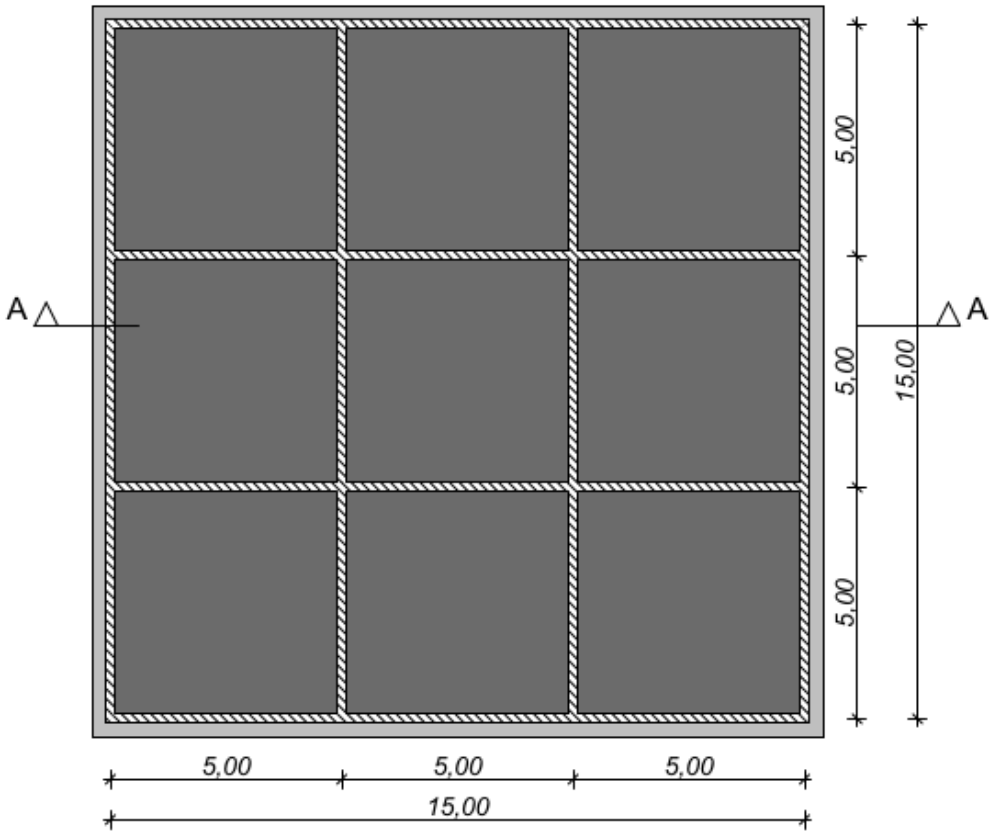
Echelle : 1/150

Coupe A - A



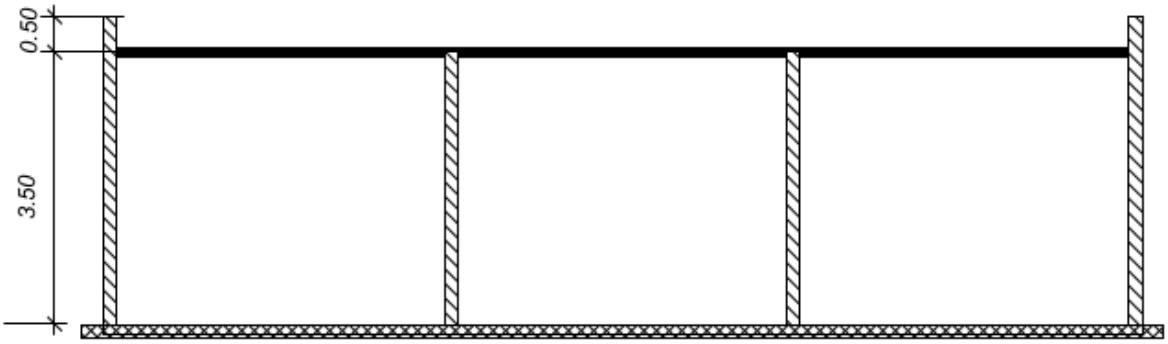
Echelle : 1/150

Vue en plan Bâtiment 2 (RDC)



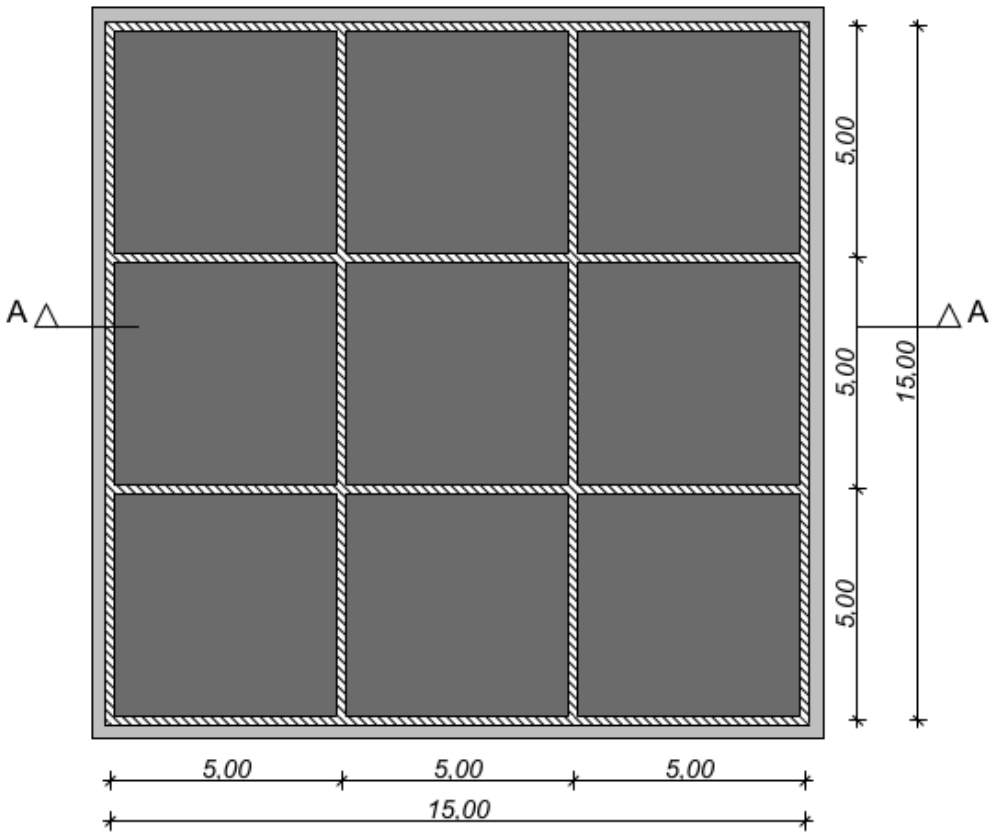
Echelle : 1/150

Coupe A - A



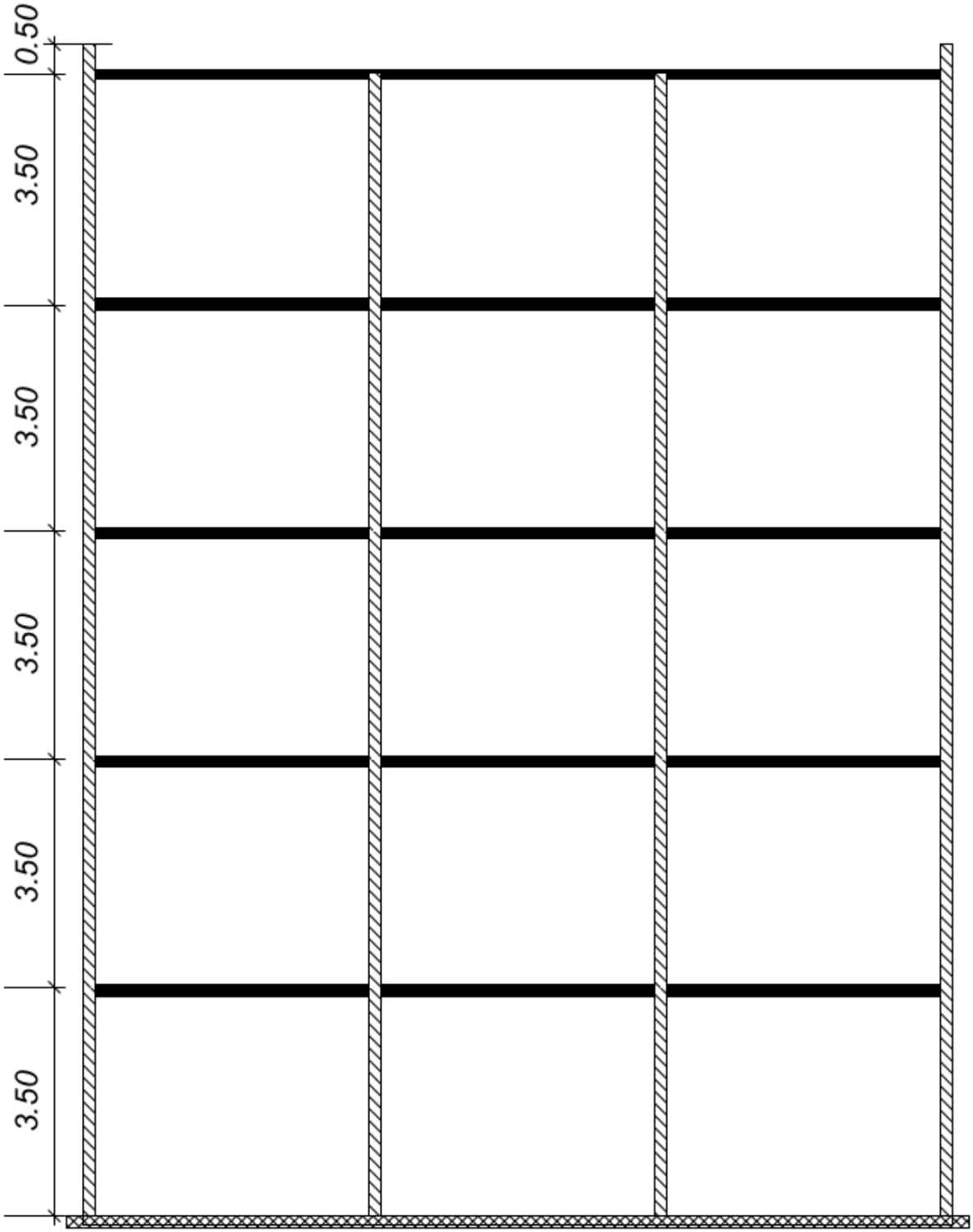
Echelle : 1/100

Vue en plan Bâtiment 3 (RDC, Etage 1, 2, 3 & 4)



Echelle : 1/150

Coupe A - A (Bâtiment 3)



Echelle : 1/100

Annexe 3 : Calcul des charges des bâtiments

Les charges considérées comme sollicitant les 3 bâtiments sont de 3 types :

- Les charges permanentes (G) : Selon l'EC 0, il s'agit des actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Il s'agit des poids propres des structures, les surcharges (revêtements, gravillons de protections), les équipements fixes, … Elles sont données en fonction de la nature des matériaux à utiliser [EC 1-1.5].
- Les actions variables (Q) : l'EC 0 les définit comme étant les actions dont l'intensité et la forme peuvent varier de manière importante dans le temps. C'est le cas des charges d'exploitation. Elles sont données en fonction de la nature et l'usage de l'ouvrage [EC 1-1.6].

La combinaison considérée dans ce travail est la combinaison à l'état limite ultime (ELU) et les coefficients γi qu'il faut considérer pour chaque type de charge sont donnés par l'EC 0 comme suit (cas défavorable) :

- ✓ ***Surcharges permanentes & poids propres (G) : $\gamma_G = 1,35$***
- ✓ ***Charges d'exploitation (Q) : $\gamma_Q = 1,5$***

1. Charges des dalles

- Dalle de toiture :

Désignation	γ (kN/m³)	ép (m)	Charge (kN/m²)
Gravillon protection	20	0.050	1.00
Forme de pente	22	0.050	1.10
Etanchéité			0.12
Revêtement			0.10
Dalle pleine	25	0.150	3.75
Total Charge G:			**6.07**
Charge Q			**1.00**

- Dalle d'étages courants :

Désignation	γ (kN/m³)	ép (m)	Charge (kN/m²)
Poids propre de la dalle	25.00	0.15	3.75
Chape et revêtement	20.00	0.04	0.80
Total Charge G			**4.55**
Cloisons de distribution			1.00
Charge d'exploitation (maison d'habitation)			1.50
Total Charge Q			**2.50**

2. Charges des poutres

Nous considérons la charge de la poutre la plus chargée :

Désignation		Valeur	Unité
Poids volumique du béton		25	kN/m^3
Dimension de la poutre	Hauteur (moins la retombée)	0.25	m
	Largeur b	0.20	m
	Portée l	5.00	m
Poids propre de la poutre		**1.25**	**KN/m**
Poids volumique de la maçonnerie		18	kN/m^3
Hauteur des murs		3.5	m
Epaisseur des murs		0.20	m
Charge des murs		**14.40**	**KN/m**
Charge permanente de la poutre		**15.65**	**KN/m**

3. Descente des charges

Les poteaux sont de 3 types :

- Les poteaux d'angle (A)
- Les poteaux de rive ou de façade (B)
- Les poteaux intérieurs (C)

Leurs surfaces de chargement sont données dans le tableau qui suit :

Type de poteau	Poteau d'angle (A)	Poteau de façade (B)	Poteau intérieur (C)
Poutre développée dans le sens	lx (m)= 2.50 ly (m) = 2.50	lx (m)= 2.50 ly (m) = 5.00	lx (m)= 5.00 ly (m) = 5.00
Surface de chargement (m^2)	6.25	12.50	25.00

3.1. Bâtiment B1 (R+2)

Niveau	**Po-teau**	**G_{dalle} (kN)**	**G_{poutre} (kN)**	**G_{poteau} (kN)**	**N (kN)**	**Q (kN)**	**$N_{Ed\ ELU}$ (kN)**	**S (m^2)**	**a (cm)**	**b (cm)**	**Choix**	
											a (cm)	**b (cm)**
Etage 2	A	37.94	78.25	3.60	119.79	6.25	**171.09**	0.01027	10.13	10.13	20	20
	B	75.88	117.38	3.60	196.85	12.50	**284.50**	0.01707	13.07	13.07	20	20
	C	151.75	156.50	3.60	311.85	25.00	**458.50**	0.02751	16.59	16.59	20	20
Etage 1	A	28.44	78.25	3.60	230.08	15.63	**334.04**	0.02004	14.16	14.16	20	20
	B	56.88	117.38	3.60	374.70	31.25	**552.72**	0.03316	18.21	18.21	20	20
	C	113.75	156.50	5.63	587.73	62.50	**887.18**	0.05323	23.07	23.07	25	25
RDC	A	28.44	78.25	4.10	340.86	15.63	**483.60**	0.02902	17.03	17.03	20	20
	B	56.88	117.38	6.41	555.36	31.25	**796.61**	0.04780	21.86	21.86	25	25
	C	113.75	156.50	9.23	867.20	62.50	**1 264.47**	0.07587	27.54	27.54	30	30

3.2. Bâtiment B2 (R+0)

Niveau	Po-teau	G_{dalle} (kN)	G_{poutre} (kN)	G_{poteau} (kN)	N (kN)	Q (kN)	$N_{Ed\ ELU}$ (kN)	S (m^2)	a (cm)	b (cm)	Choix	
											a (cm)	b (cm)
RDC	A	37.94	78.25	4.10	120.29	6.25	**171.76**	0.01031	10.15	10.15	20	20
	B	75.88	117.38	4.10	197.35	12.50	**285.17**	0.01711	13.08	13.08	20	20
	C	151.75	156.50	4.10	312.35	25.00	**459.17**	0.02755	16.60	16.60	20	20

3.3. Bâtiment B3 (R+4)

Niveau	Po-teau	G_{dalle} (kN)	G_{poutre} (kN)	G_{poteau} (kN)	N (kN)	Q (kN)	$N_{Ed\ ELU}$ (kN)	S (m^2)	a (cm)	b (cm)	Choix	
											a (cm)	b (cm)
Etage 4	A	37.94	78.25	3.60	119.79	6.25	**171.09**	0.01027	10.13	10.13	20	20
	B	75.88	117.38	3.60	196.85	12.50	**284.50**	0.01707	13.07	13.07	20	20
	C	151.75	156.50	3.60	311.85	25.00	**458.50**	0.02751	16.59	16.59	20	20
Etage 3	A	28.44	78.25	3.60	230.08	15.63	**334.04**	0.02004	14.16	14.16	20	20
	B	56.88	117.38	3.60	374.70	31.25	**552.72**	0.03316	18.21	18.21	20	20
	C	113.75	156.50	5.63	587.73	62.50	**887.18**	0.05323	23.07	23.07	25	25
Etage 2	A	28.44	78.25	3.60	340.36	15.63	**482.93**	0.02898	17.02	17.02	20	20
	B	56.88	117.38	5.63	554.58	31.25	**795.55**	0.04773	21.85	21.85	25	25
	C	113.75	156.50	8.10	866.08	62.50	**1 262.95**	0.07578	27.53	27.53	30	30
Etage 1	A	28.44	78.25	3.60	450.65	15.63	**631.82**	0.03791	19.47	19.47	20	20
	B	56.88	117.38	8.10	736.93	31.25	**1 041.72**	0.06250	25.00	25.00	30	30
	C	113.75	156.50	11.03	1147.35	62.50	**1 642.67**	0.09856	31.39	31.39	35	35
RDC	A	28.44	78.25	6.41	563.74	15.63	**784.49**	0.04707	21.70	21.70	25	25
	B	56.88	117.38	9.23	920.40	31.25	**1 289.42**	0.07736	27.81	27.81	30	30
	C	113.75	156.50	12.56	1430.16	62.50	**2 024.46**	0.12147	34.85	34.85	35	35

3.4. Synthèse de la descente des charges (sans la fondation)

Bâtiment	Type Poteau	$N_{Ed\ ELU}$ (kN)	Nombre de poteau	$N_{Ed\ ELU}$ tot (kN)	$N_{Ed\ ELU}$ (kN) sur radier
B1 : R+2	D'angle	**483.60**	4	1 934.41	**13 365.14**
	Périphérique	**796.61**	8	6 372.85	
	Intérieur	**1 264.47**	4	5 057.88	
B2 : R+0	D'angle	**171.76**	4	687.05	**4 805.12**
	Périphérique	**285.17**	8	2 281.38	
	Intérieur	**459.17**	4	1 836.69	
B3 : R+4	D'angle	**784.49**	4	3 137.97	**21 551.13**
	Périphérique	**1 289.42**	8	10 315.32	
	Intérieur	**2 024.46**	4	8 097.84	

3.5. Charge due au poids propre de la fondation

Désignation	Valeur	Unité
Poids volumique béton :	24	kN/m3
Côté du radier L = l	15.3	m
Epaisseur du radier :	0.2	m
Poids propre du radier $\mathbf{q_{radier}}$	**4.8**	**kN/m²**

3.6. Synthèse globale du calcul des charges (avec la fondation)

Bâtiment	Charge repartie sur la fondation q (kN/m²)	Charge de la structure (+ $q_{fondation}$) (kN/m²)
B1 : R+2	**57.85**	**62.65**
B2 : R+0	**20.80**	**25.60**
B3 : R+4	**93.28**	**98.08**