

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS
« ULPGL/GOMA »



B.P 368 Goma

FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES

Département de Génie Civil

**INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES
DES SOLS SUR LE DIMENSIONNEMENT DES
FONDATIONS : Application aux bâtiments dans la ville de
Bukavu**

Mémoire de fin d'étude présenté et défendu en

Vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur Civil

Option : **Structures et Ouvrages d'Art**

Par : **USHINDI MWENDAPEKE Victoire**

Directeur : **Dr. Ir. Ally ALINABIWE**

Encadreur : **Ir. CIRHUZA BADESIRE Paterne**

Année Académique 2022 – 2023

EPIGRAPHE

La connaissance s'acquiert par expérience, tout le reste n'est que de l'information.

Albert Einstein

DEDICACES

A mon cher Papa **MWENDAPEKE KADUGU Désiré** et ma chère maman **TUMAINI CHIBIKWA**

USHINDI MAENDAPEKE Victoire

REMERCIEMENTS

Nous ne pouvons prétendre que la réalisation de ce travail est le fruit de nos seuls efforts. Elle a été atteinte grâce à la contribution de plusieurs intervenants. Nos premiers remerciements vont à l'éternel Dieu Tout-Puissant, source de toute grâce et de tout bien. Sans sa divine miséricorde, nous n'aurions pu mener ce travail à terme.

Nous remercions tout d'abord notre directeur, le CT. ALLY ALINABIWE, qui a joué un rôle déterminant en tant que directeur de ce travail, mais également en tant que formateur durant notre parcours au sein de la faculté.

Nous exprimons également notre reconnaissance à l'Ingénieur, CIRHUZA BADESIRE Paterne, pour sa disponibilité, ses conseils et son encadrement tout au long de la réalisation de ce travail. Nos sentiments de gratitude s'étendent à l'ensemble de nos éducateurs, depuis l'école primaire jusqu'à notre parcours actuel à l'U.L.P.G.L., avec une mention particulière à tous les professeurs du département de Génie Civil de la faculté des Sciences et Technologies Appliquées. Leurs enseignements scientifiques, intellectuels, spirituels et moraux nous ont été d'une grande valeur.

Ma famille mérite également toute ma gratitude et ma reconnaissance pour leur dévouement et les sacrifices consentis afin de mener à bien ma formation. En particulier, je tiens à remercier mon cher père, MWENDAPEKE KADUGU Désiré, et ma chère mère, TUMAINI CHIBIKWA Espérance, sans lesquels leur soutien spirituel, moral, intellectuel et financier, je n'aurais pu présenter ce travail aujourd'hui.

À mes frères, sœurs, proches, amis, collègues et à tous ceux qui, par le sang ou par des liens affectifs, m'ont soutenu sans relâche durant ma formation, je vous exprime toute ma reconnaissance pour votre assistance matérielle et morale.

USHINDI MAENDAPEKE Victoire

SIGLES ET ABRÉVIATIONS

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites BA : Béton Armé

Br : Section réduite

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite ultime

NE : normes Européenne

NF : normes Françaises

ULPGL : Université Libre de Pays de Grands Lacs

NOTATIONS

b : base (petite dimension de la section)

E : Module de Young

Fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de 28jours

Fe : limite d'élasticité de l'acier

FeE400 : Nuances utilisées avec une limite élastique de 400 MPa

G : Charge permanente

h : hauteur (grande dimension de la section)

HA : Haute adhérence

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

KN : Kilo-Newton

Kpa : Kilo pascal

L_f : La longueur de flambement du poteau

L_x : La portée du petit côté de la dalle

L_y : La portée du grand côté de la dalle

L_{max} : Portée maximale entre deux appuis

m : Mètre

N : le Newton, unité de force.

N_c : facteur de portance de la capacité portante (terme de cohésion)

N_q : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur)

N_γ : facteur de portance de la capacité portante (terme de surface)

Q : Action d'exploitation

qu : Capacité portante d'une fondation

γs : coefficient partiel de sécurité de l'acier

σsu : contrainte dans les aciers tendus

γ : poids volumique.

φ : Angle de frottement interne.

γsat : Poids volumique humide

σadm : Capacité portante admissible d'un sol.

RESUME

La capacité portante constitue un aspect crucial en mécanique des sols et des fondations, notamment pour les bâtiments à Bukavu. L'étude effectuée, vise à analyser l'impact des caractéristiques géotechniques sur le dimensionnement des fondations à Bukavu, pour déterminer s'il serait pertinent d'adapter les caractéristiques des fondations en fonction des particularités de chaque site de construction remettant en question l'approche uniforme actuellement adoptée pour des structures de même niveau. Cette étude a débuté par une analyse documentaire et une revue de la littérature sur le calcul statique des fondations. Les études géotechniques se sont appuyées sur des données antérieures de l'université officielle de Bukavu pour caractériser les sites d'étude. Par suite d'un pré-dimensionnement des éléments structuraux, l'évaluation de la capacité portante des semelles isolées a été réalisée selon les méthodes c-fi, en utilisant l'approche de Terzaghi. Les calculs ont été effectués conformément aux règles modifiées de la BAEL 91, effectués via un tableur Excel. Les résultats ont révélé des variations significatives entre les différents sites d'étude. Notamment, le site POST présentait une capacité portante plus élevée pour les trois premiers bâtiments par rapport aux sites SOS et PAYSAGE. Ces variations ont également été observées pour la contrainte admissible et la largeur des semelles. Les quantités de matériaux, à savoir l'acier et le béton, ont varié en fonction des sites, l'avenue SOS nécessitant des quantités plus élevées pour l'acier et le béton pour les premiers bâtiments, tandis que l'avenue PAYSAGE a montré une demande plus élevée pour les derniers bâtiments. Ces constatations soulèvent la nécessité potentielle d'ajustements dans le dimensionnement des fondations pour garantir la sécurité des structures. Une approche adaptative tenant compte des variations géotechniques observées pourrait être envisagée pour répondre à ces spécificités.

Mots clés : géotechnique, dimensionnement, semelle isolée et fondation

ABSTRACT

The bearing capacity is a crucial aspect in soil mechanics and foundation engineering, particularly for buildings in Bukavu. The study aims to analyze the impact of geotechnical characteristics on foundation design in Bukavu, determining whether it would be relevant to adjust foundation characteristics according to the specificities of each construction site, questioning the uniform approach currently adopted for structures of similar levels. This study commenced with a documentary analysis and a literature review on static foundation calculations. Geotechnical studies relied on previous data from Bukavu Official University to characterize the study sites. Following the preliminary dimensioning of structural elements, the assessment of the bearing capacity of isolated footings was conducted using c-fi methods, employing the Terzaghi approach. Calculations were performed in compliance with modified BAEL 91 standards, executed via an Excel spreadsheet. Results revealed significant variations among the different study sites. Notably, the POST site displayed a higher bearing capacity for the first three buildings compared to SOS and PAYSAGE sites. Variations were also observed in the allowable stress and the width of the footings. The quantities of materials, including steel and concrete, varied according to the sites, with the SOS avenue requiring higher amounts of steel and concrete for the initial buildings, whereas the PAYSAGE avenue showed a higher demand for the latter buildings. These findings suggest a potential need for adjustments in foundation design to ensure structural safety. An adaptive approach considering observed geotechnical variations could be contemplated to address these specificities.

Keywords: geotechnics, design, isolated footing, foundation

SOMMAIRE

EPIGRAPHE	i
DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
SIGLES ET ABRÉVIATIONS	iv
NOTATIONS	iv
RESUME	vi
ABSTRACT	vii
SOMMAIRE.....	viii
LISTE DES FIGURES	xi
LISTE DES TABLEAUX	xii
INTRODUCTION	1
Chapitre 1 GENERALITES	4
1.1 Introduction.....	4
1.2 Généralités sur les sols.....	4
1.2.1 Définition.....	4
1.2.2 Diverses phases du sol.....	4
1.2.3 Fractions constitutives du sol	5
1.2.4 Propriétés physiques des sols	5
1.2.5 Classification des sols	6
1.3 Aperçu sur les fondations	6
1.3.1 Introduction	9
1.3.2 Définition des fondations et leurs fonctions	9
1.3.3 Classification des fondations.....	9
1.3.4 Fondations superficielles	10
1.3.5 Profondeur minimale des fondations	15

1.3.6	Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles	16
1.3.7	Pathologie d'une fondation	17
1.3.8	Dimensionnement de la fondation.....	18
1.4	Caractéristique des matériaux	19
1.4.1	Béton	19
1.4.2	Aciers.....	21
1.5	Conclusion partielle	23
Chapitre 2 . MÉTHODOLOGIE		24
2.1	Introduction.....	24
2.2	Présentation de sites d'étude.....	24
2.2.1	Site d'étude situé sur l'avenue SOS (Site1)	24
2.2.2	Site d'étude situé sur l'avenue Pesage3	25
2.2.3	Site d'étude situé sur l'avenue de la POST	26
2.2.4	Climat et végétation	27
2.3	Pré dimensionnement des éléments structuraux	Erreur ! Signet non défini.
2.3.1	Dalle pleine.....	Erreur ! Signet non défini.
2.3.2	Poutre.....	Erreur ! Signet non défini.
2.3.3	Poteau	Erreur ! Signet non défini.
2.4	Portances des fondations superficielles	Erreur ! Signet non défini.
2.4.1	Méthodes de calcul de la capacité portante	27
2.4.2	La méthode de terzaghi	28
2.4.3	Contrainte admissible	30
2.4.4	Justification et dispositions constructives	31
2.5	Pré dimensionnement d'une fondation superficielle	32
2.5.1	Calcul des moments.....	33
2.5.2	Calcul des armatures	34
2.6	Présentation du logiciel de modélisation	34
2.7	Conclusion partielle	35
Chapitre 3 . PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS. 36		
3.1	Introduction.....	36
3.2	Caractéristiques des matériaux	36
3.3	Pré dimensionnement des éléments structuraux	36
3.3.1	Description du projet	36

3.3.2	Pré dimensionnement des éléments de la rez de chaussée et R+1	37
3.4	Données géotechniques	40
3.5	Dimensionnement de fondations	41
3.5.1	Hypothèses de calcul	41
3.5.2	Dimensionnement des fondations sur le premier site situé sur l'avenue SOS ...	41
3.5.3	Dimensionnement des fondations sur le premier site situé sur l'avenue de POST 52	
3.5.4	Dimensionnement des fondations sur le premier site situé sur l'avenue PAYSAGE3.....	62
3.6	Interprétations de résultats	72
3.6.1	Capacité portante	72
3.6.2	Contrainte admissible	74
3.6.3	Largeur des semelles	75
3.6.4	Quantité de matériaux	76
3.7	Conclusion partielle	79
CONCLUSION GENERALE		80
BIBLIOGRAPHIE		80
ANNEXES		82

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 :Classification des particules solides d'un sol	6
Figure 1.2 : Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle	10
Figure 1.3 Charges transmises au sol par l'intermédiaire de fondation	11
Figure 1.4 :Semelle indépendante ou isolé.....	12
Figure 1.5 : Distribution des charges à 45° pour une semelle isolée.....	13
Figure 1.6 :Semelle continue ou filante.....	14
Figure 1.7 : caractéristique géométrique d'une semelle filante.....	14
Figure 1.8 :la courbe du tassement en fonction de la charge appliquée	16
Figure 1.9 : Principe de calcul de dimensionnements des fondations superficielles	18
Figure 1.10 : Diagramme contrainte- déformation du béton en L'ELU	20
Figure 1.11 :Diagramme contrainte déformation du béton en ELS	21
Figure 1.12 : Diagramme contrainte déformation à l'ELU	22
Figure 2.1 : Localisation de l'avenue SOS dans la ville de BUKAVU [18].....	25
Figure 2.2 : localisation de l'avenue PAYSAGE dans la ville de BUKAVU [19]	26
Figure 2.3 :Localisation de l'avenue de la POST dans la ville de BUKAVU [20].....	27
Figure 2.4 dalle pleine unidirectionnelle	Erreur ! Signet non défini.
Figure 2.5 : Dalle pleine bidirectionnelle	Erreur ! Signet non défini.
Figure 2.6 :Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi.....	28
Figure 2.7 :Schéma d'une semelle homothétique	32
Figure 3.1 :Plan structural	37
Figure 3.2 : Variation de la capacité portante en fonction des sites.....	73
Figure 3.3 : Variation de la Contrainte admissibles en fonction des sites.....	74
Figure 3.4 : Variation de la Largeur des semelles en fonction des sites	75
Figure 3.5 :variation de quantité d'aciers	77
Figure 3.6 :variation de quantité du béton.....	78

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Classification de sol meuble classe A	7
Tableau 1.2 : sols sableux ou graveleux avec fines.....	8
Tableau 2.1 :Coefficients de forme proposés par Terzaghi.....	29
Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques de différentes structures	37
Tableau 3.2 :Caractéristique du sol à une profondeur de 0.9m [21] [19] [20].....	40
Tableau 3.3 :Caractéristique du sol à une profondeur de 1.5m [21] [19] [20].....	41
Tableau 3.4 : Valeur de N_v , N_q , N_c avenue SOS.....	41
Tableau 3.5 : section des armature sur l'avenue SOS	51
Tableau 3.6 :larguer, capacité portante et contrainte admissible de l'avenue SOS.....	51
Tableau 3.7 : Quantité du béton sur l'avenue SOS	51
Tableau 3.8 :Quantité des aciers de l'avenue SOS.....	51
Tableau 3.9 :section des armature sur l'avenue de la POST	61
Tableau 3.10 : larguer, capacité portante et contrainte admissible de l'avenue POST	61
Tableau 3.11 :Quantité du béton de l'avenue POST	61
Tableau 3.12 :Quantité des Aciers de l'avenue POST	62
Tableau 3.13 : valeur de N_v , N_q , N_c avenue PAYSAGE3.....	62
Tableau 3.14 :section des armatures sur l'avenue PAYSAGE	71
Tableau 3.15 : Larguer, capacité portante et contrainte admissible de l'avenue PAYSAGE ..	72
Tableau 3.16 : Quantité du béton de l'avenue PAYSAGE	72
Tableau 3.17 : Quantité des aciers de l'avenue PAYSAGE.....	72

INTRODUCTION GENERALE

La géotechnique étudie les propriétés mécanique, physique et hydraulique des sols en vue de leur utilisation dans la réalisation des ouvrages de Génie civil de bâtiment et travaux publique. Elle comprend l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique de sol, mécanique des roches et la géologie de l'ingénieur [1] .

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination prend toujours un appui sur le sol d'assise. Ainsi quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile et poteau, il existe une fondation qui joue le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol [2]. La fondation représente la structure de base d'un ouvrage permettant la distribution de charges de celle-ci dans le sol. De ce fait, la caractérisation géotechnique des sols constitue un préalable à l'établissement des fondations des ouvrages d'art. Le sol fut parmi le premier matériau de construction que les hommes ont mis en œuvre, mais si l'homme demeure le maître de matériau qu'il utilise pour élever une superstructure.

La capacité portante a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. On appelle pression admissible, la pression ou contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol [3].

Selon le type d'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage (route, tunnel, barrage poids) ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement (bâtiment, ponts, ...).

En effet, il n'est pas recommandé de poser son ouvrage sur un sol sans avoir une idée sur les caractéristiques géotechniques, étant donné que le sol est moins résistant, hétérogène, et sensible aux conditions environnementales [4].

Le développement urbain et la croissance démographique ont suscité un essor considérable de la construction immobilière à Bukavu, ville située dans la province du Sud-Kivu, en République Démocratique du Congo. Au fil des années, l'édification de nouvelles infrastructures et de logements a suivi des modèles préétablis, notamment en ce qui concerne le dimensionnement des fondations. Les observations récurrentes ont mis en lumière une pratique largement adoptée, l'utilisation de caractéristiques de fondations uniformes pour des structures de même niveau, quel que soit l'emplacement dans la ville.

Cependant, cette approche standardisée soulève des questionnements quant à la pertinence de ses applications dans un environnement géo techniquement varié tel que Bukavu.

En effet, les caractéristiques géotechniques des sols dans différentes parties de la ville pourraient diverger significativement, induisant des impacts distincts sur le dimensionnement des fondations. Cette constatation invite à se demander si la reproductibilité des caractéristiques des fondations pour des constructions de niveau similaire est adéquate, ou s'il est nécessaire de prendre en compte les spécificités géotechniques de chaque site pour garantir la stabilité et la durabilité des infrastructures.

Cette situation amène à se questionner sur l'adéquation des pratiques de construction actuelles, basées sur des caractéristiques de fondations uniformes, dans une ville aux caractéristiques géotechniques variées comme Bukavu. Ainsi, la question centrale soulevée est de savoir si les caractéristiques géotechniques des différents sites de construction à Bukavu nécessitent-elles une adaptation des caractéristiques des fondations pour assurer la fiabilité des structures ?

La pertinence du présent travail se retrouve dans la recherche des réponses aux questions suivantes à savoir -quelles sont les différences géotechniques significatives entre les différentes parties de la ville de Bukavu et comment ces variations influent-elles sur le dimensionnement des fondations, remettant en question l'approche uniforme actuellement adoptée pour des structures de même niveau ?

En guise de réponse aux différentes questions posées, il est raisonnable de postuler que la prise en compte des spécificités géotechniques de chaque site de construction à Bukavu pourrait entraîner une adaptation des caractéristiques des fondations, améliorant ainsi la résilience des structures et réduisant les risques de défaillance géotechnique par rapport à une approche standardisée actuellement employée.

L'objectif global de cette étude vise à analyser l'impact des caractéristiques géotechniques sur le dimensionnement des fondations à Bukavu, pour déterminer s'il est pertinent d'adapter ces caractéristiques en fonction des particularités de chaque site de construction.

Pour atteindre cet objectif global, les objectifs spécifiques suivants ont été établis :

- Collecter des données géotechniques spécifiques pour chaque site de construction.
- Modéliser les différentes structures et calculer les charges appliquées.
- Dimensionner les fondations pour chaque cas de construction.
- Comparer les résultats obtenus pour différents types de fondations.

Pour parvenir à l'objectif global de cette étude, une série d'étapes méthodologiques spécifiques a été établie. Premièrement, une revue approfondie de la littérature existante sur le calcul statique des fondations sera entreprise. En parallèle, les données géotechniques propres à chaque site de construction seront recueillies en se basant sur des études antérieures effectuées à l'Université Officielle de Bukavu (UOB), permettant ainsi de caractériser les sites et de comprendre les variations géotechniques entre les différentes zones de la ville. Ensuite, la modélisation des structures et le calcul des charges seront réalisés via le logiciel ROBOT, permettant l'évaluation des charges permanentes (G), des charges variables (Q), ainsi que la vérification des états limites ultimes (ELU) et de service (ELS) conformément aux normes BAEL91. Enfin, après la collecte des données géotechniques et la modélisation des structures, le dimensionnement des fondations pour chaque cas de construction sera entrepris, suivi d'une comparaison des résultats obtenus pour évaluer les distinctions entre les approches uniformes et adaptatives.

Hormis l'introduction et la conclusion générale, le présent travail est subdivisé en trois chapitres à savoir :

1. Généralités ;
2. Méthodologie ;
3. Présentation et interprétation des résultats.

Chapitre 1 GENERALITES

1.1 Introduction

Ce chapitre present comprend trois sections essentielles. Tout d’abord, il offre une définition détaillée du sol. Ensuite, il examine en détail les fondations. Enfin, il présente les caractéristiques des matériaux utilisés.

1.2 Généralités sur les sols

1.2.1 Définition

Le sol est une formation géologique dont les éléments ont entre eux des liaisons nulles (sable, gravier) ou faibles (limon, argile) [5] et est considéré comme étant la couche superficielle meuble de la lithosphère terrestre, présentant une épaisseur variable de quelques centimètres à plusieurs mètres [6] qui résulte de l'altération des roches sous-jacente(roche mère) et de la dégradation des matières organiques sous l'influence d'agents biologiques (végétation, faune du sol, etc.), chimiques et physiques(précipitation, variation de la température, etc.) Pour la géotechnique la notion sol est avant tout mécanique, un sol est une roche meuble composée d'eau, d'air, des grains solides minéraux qui peuvent être séparés par les moyens mécaniques peu puissants comme l'agitation simple dans l'eau [7].

1.2.2 Diverses phases du sol

1.2.2.1 Phase liquide du sol

La phase liquide du sol est souvent désignée par le terme « solution du sol », occupe une partie plus ou moins importante de la porosité du sol, est constituée d’eau où se trouvent diverses substances organiques et minérales dissoutes et des particules en suspension [6].

La composition de la solution du sol varie selon :

- Le climat,
- Les apports anthropiques (fertilisants, produits de traitement phytosanitaire...etc.)
- L’activité biologique du sol (exsudats racinaires, produits de synthèse et de dégradation microbienne ...etc.).

1.2.2.2 Phase gazeuse du sol

La phase gazeuse du sol ou atmosphère du sol est composée des mêmes gaz que l'air, avec en plus de gaz provenant de la décomposition de matières organiques.

Dans un sol bien aéré, les gaz qui règnent dans l'atmosphère du sol sont : - L'azote (78 à 80 %) ; - L'oxygène (18 à 20 %) ; - Le dioxyde de carbone (0,2 à 3 %)

1.2.2.3 Phase solide du sol

Le sol résulte de l'altération physique et mécanique des roches avec des grains solides qui prennent la constitution minéralogique de la roche mère.

Ces grains sont des dimensions variables [8].

- **Éléments grossiers** : Ce sont les éléments > 2mm (graviers, cailloux, pierres et les blocs)
- **Terre fine** : elle est la fraction de terre qui reste lorsqu'on retire les éléments grossiers donc < 2 mm, au tamis (sables grossiers, sables fins, limons grossiers, limons fins et argiles).

1.2.3 Fractions constitutives du sol

Le sol contient deux fractions intervenant principalement dans la sorption des polluants à savoir les fractions organiques et minérales.

1.2.4 Propriétés physiques des sols

1.2.4.1 Structure

La structure d'un sol est l'assemblage, à un moment donné, de ses constituants solides. La stabilité structurale dépend de la matière organique des sols.

Le complexe argilo-humique joue un rôle structural, ce rôle est plus ou moins important selon les teneurs en eau du sol et varie en fonction du type d'argile. La matière organique augmente la stabilité des agrégats. Une mauvaise structure peut donc empêcher l'écoulement des eaux dans le sol, les échanges gazeux entre le sol et l'atmosphère. Une bonne structure va assurer une grande facilité de circulation d'eau, donc laisse s'écouler l'excès, assure une bonne aération des racines, une bonne germination, une pénétration profonde des racines et une bonne exploration par les racines des ressources nutritives du sol [9].

1.2.4.2 Texture

La texture du sol est à la base de toutes les autres propriétés, c'est la propriété du sol qui traduit de manière globale la composition granulométrique de la terre fine. La texture constitue un caractère fondamental du sol, car elle influe sur :

- **Perméabilité du sol à l'eau et à l'air**

La perméabilité est indépendante du taux de la matière organique. Le critère retenu pour mesurer la perméabilité est la vitesse de percolation de l'eau exprimée en Cm³/h. Le taux élevé de la matière organique n'implique pas forcément une bonne perméabilité.

- **Rétention de l'eau**

Sous forme de vapeur ou liquide, l'eau occupe environ un quart du volume d'un sol, quand ce dernier est saturé, l'eau qui percole à travers une tranche du sol le fait sous l'influence de la gravité.

1.2.4.3 Porosité

La porosité d'un sol est une grandeur physique qui exprime le rapport entre le volume occupé par ses pores et son volume totale.

1.2.4.4 Connectivité

Elle exprime l'importance des connexions entre les pores qui est un déterminant de la continuité de la phase gazeuse, donc de l'écoulement de l'air.

1.2.5 Classification des sols

Pour Classer un sol il faut l'identifier grâce à des mesures quantitatives et lui donner un nom afin de le rattacher à un groupe de sols de caractéristiques semblables. Apparentée à la classification américaine U.S.C.S. (Unified Soil Classification System), la classification des Laboratoires des Ponts et Chaussées (L.P.C.) utilisée en France s'appuie sur essentiellement sur l'analyse granulométrique et sur les caractéristiques de plasticité de la fraction fine, complétée par des essais très simples (couleur, odeur, effets de l'eau, etc.) [10].

Le sol est désigné en fonction de la portion granulométrique prédominante [8].

Par exemple sur la figure 1.1 présente la classification des sols en fonction de leurs dimensions.

- Les sols fins dont le diamètre des grains est supérieur à 20 μm
- Les sols pulvérulents dont le diamètre des grains est inférieur à 20 μm
- Les sols organiques dont la teneur en matière organique est supérieure à 10 %.

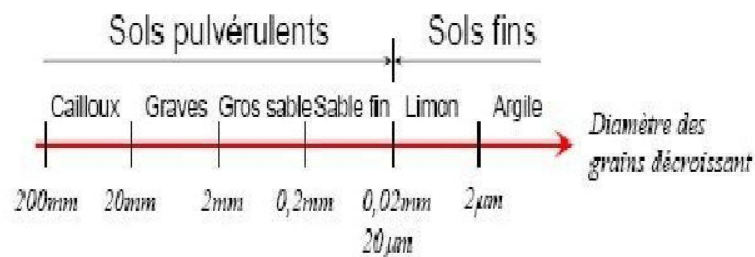


Figure 1.1 : Classification des particules solides d'un sol

Le Guide des Terrassements Routiers "GTR" propose une classification géotechnique qui permet de traiter de manière rationnelle les remblais et des aspects technique liés à l'étude des projets la rédaction des marchés et la conduite des travaux de construction des remblais et des couches de forme. Selon GTR, Les sols peuvent être classés en trois groupes : sols meubles, sols tireux et sols tuffacés [10]

1.2.5.1 Les sols meubles

Dans le groupe des sols meubles on distingue 4 classes de sols [6]

Classe A : sols fins.

Classe B : sols sableux et graveleux avec fines.

Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments.

Classe D : sols insensibles à l'eau.

1.2.5.2 Classe A : sols fins (silts, limons, argiles)

Elle contient les sols fins qui présentent **un $D_{max} < 50 \text{ mm}$ et un tamisat $80 \mu\text{m} > 35 \%$** .

Elle contient quatre sous classe suivant l'importance de la plasticité. Le tableau 1.1 présente la classification de sol meuble de la classe.

Tableau 1.1 : Classification de sol meuble classe A

Sous classe	Nature	VBs	IP
A1	sols fins peu plastiques	$\leq 2,5$	≤ 12
A2	sols fins moyennement plastiques	$2,5 < VBs \leq 6$	$12 < IP \leq 25$
A3	sols fins plastiques (argiles, marnes, limons)	$6 < VBs \leq 8$	$25 < IP \leq 40$
A4	sols fins très peu plastiques (argiles et marnes)	$VBs > 8$	$IP > 40$

1.2.5.2.1 Classe B : sols sableux ou graveleux avec fines

Cette classe contient les sols sableux et graveleux avec fines avec un **$D_{max} \leq 50 \text{ mm}$ et un tamisât à $80 \mu\text{m} \leq$ à 35%** . Elle subdivise en 6 sous classes suivant l'importance et les caractéristiques des fines et l'importance de la fraction sableuse

Et le tableau 1.2 présente les sols de la classe B.

Tableau 1.2 : sols sableux ou graveleux avec fines

Sous classe	Nature	T. 2 mm	T. 80 µm	VBs
B1	Sols sableux silteux	> 70 %	≤ 12 %	$0,1 \leq \text{VBs} \leq 0,2$
B2	Sols sableux peu argileux	> 70 %	≤ 12 %	> 0,2
B3	Graves et silts	≤ 70 %	≤ 12 %	$0,1 \leq \text{VBs} \leq 0,2$
B4	Graves et argiles	≤ 70 %	≤ 12 %	> 0,2
B5	Sables, graves et silts	--	12 % à 35 %	≤ 1,5
B6	Sables, graves et argiles	--	12 % à 35 %	≤ 1,5

1.2.5.2.2 Classe C : sols formés par des fines et des gros éléments

Cette classe englobe des sols formés par un mélange de particules de différentes tailles.

Les sols de cette classe présentent les caractéristiques suivantes : $D_{\max} > 50 \text{ mm}$, tamisat à $80 \mu\text{m} > 12 \%$, tamisat à $80 \mu\text{m} \leq 12 \%$ et $\text{VBs} > 0,1$.

Cette classe est subdivisée en deux grandes sous classes C1 et C2.

- C 1 : contient les matériaux roulés et les matériaux anguleux peu charpentés.
- C 2 : contient les matériaux anguleux très charpentés.

1.2.5.2.3 Classe D: sols formés par des sables et graves propres

Il s'agit de sols riches en sables et gravier propres insensibles à l'eau. Ces sols présentent une $\text{VBS} \leq 0,1$ et un tamisat à $80 \mu\text{m} \leq 12 \%$. Cette classe est subdivisée en trois sous classes

- D1 : contient les sables propres (alluvionnaires et autre...), $D_{\max} \leq 50 \text{ mm}$ et passant à $2 \text{ mm} \leq 70 \%$
- D2 : contient les graviers propres (alluvionnaires et autre...), $D_{\max} \leq 50 \text{ mm}$ et passant à $2 \text{ mm} \leq 70 \%$
- D 3 : contient les graviers propres avec des éléments à diamètre supérieur à 50 mm

1.2.5.3 Les sols tireux

Les sols tireux sont des sols fins noirs à gris foncés, généralement situés en couverture, qui présentent une forte instabilité volumique. Ces sols se caractérisent par une forte fissuration par retrait en saison sèche et par un fort gonflement à l'état humide, ils sont caractérisés par les paramètres suivants [10]

L'indice d'instabilité volumétrique : $(\omega_L - \omega_r) > 42 \%$ avec :

- ω_L (limite de liquidité) $> 53 \%$
- ω_r (limite de retrait) $< 13 \%$

La plasticité de ces sols permet de définir deux sous classes :

- T A 3 : pour les sols avec $IP \leq 40$
- T A 4 : pour les sols avec $IP > 40$

1.3 Aperçu sur les fondations

1.3.1 Introduction

L'étude des fondations des constructions est une activité les plus anciennes et le problème de géotechnique le plus courant encore pour le moment. Les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment, son infrastructure, leur principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre. Puisqu'elles jouent un rôle vital dans la répartition et la décomposition des charges sur le bâtiment, les fondations doivent à la fois correspondre à la forme et au déploiement de la structure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol, de la roche et de l'eau souterraine, en bref du sous-sol.

1.3.2 Définition des fondations et leurs fonctions [11]

Une fondation est une structure souterraine destinée essentiellement à transmettre les pressions sur le sol situé à une certaine profondeur, ayant une capacité portante plus grande et étant à l'abri des facteurs de destruction

1.3.3 Classification des fondations

D'une manière quantitative les fondations sont classifiées de la manière suivante :

- $D/B < 4$: Fondations superficielles (semelles filantes ou continues, isolées et radiers) ;
- $4 \leq D/B \leq 10$: Fondations semi-profondes (puits, caissons) ;
- $D/B \geq 10$: Fondations profondes (pieux, micropieux, parois).

1.3.4 Fondations superficielles [11]

C'est seulement depuis le début du siècle que de très nombreuses études ont permis d'avancer dans la compréhension du comportement des fondations superficielles sous les charges qui leurs sont appliquées. Les deux courbes représentées sur la figure ci-dessous expriment la variation du tassement vertical au centre de la fondation en fonction de la pression appliquée. Et la figure 1.2 illustre les courbes de tassement verticale pour une fondation superficielle.

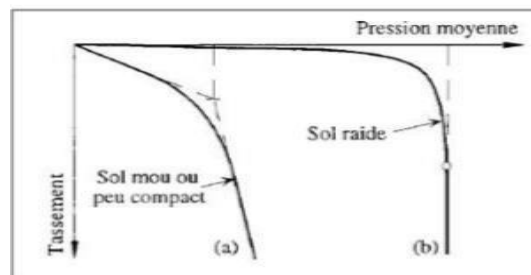


Figure 1.2 : Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle

- Pour un sol relativement résistant (sable dense), la courbe pression-tassement présente un palier d'écoulement plastique très marqué ; le tassement s'accroît sans augmentation de la pression ;
- Pour un sol mou ou peut compact (sable lâche) ; cette courbe a tendance à augmenter indéfiniment jusqu'aux très grandes déformations et le phénomène de rupture est moins net. La définition de la charge de rupture est alors conventionnelle.

Chacune de ces courbes comprend trois phases successives :

- Une phase quasiment élastique, qui peut se produire au cours de la construction ou à la fin de celle-ci au moment de l'application de la charge de service ;
- Une phase dans laquelle se développe la plastification du sol avec l'augmentation des charges et où se forme une surface de glissement qui s'étend progressivement
- Une phase plastique ultime, dans laquelle la surface de glissement entraîne la rupture du sol sous la fondation. La Figure I.1 nous montre clairement l'évolution du tassement en fonction de la pression appliquée pour un sol mou et compact en (a) et pour un sol raide en (b).

La fondation d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

a) Charges verticales

Comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs et le poids du reste de la structure, les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes, le poids de la neige,

b) Charges horizontales (ou obliques)

Comme des charges permanentes telles que la poussée des terres, les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent, la secousse sismique.

La figure 1.3 : montre les différentes charges appliquées à une fondation.

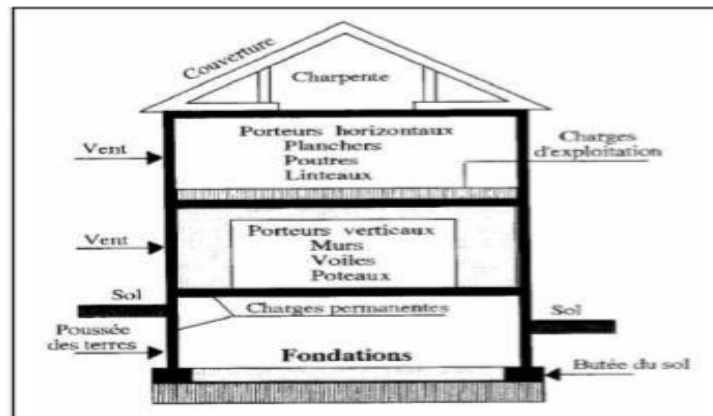


Figure 1.3 Charges transmises au sol par l'intermédiaire de fondation

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum [6]. Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Elles présentent les avantages suivants :

- Les fondations superficielles sont assez simples à réaliser ;
- On n'a pas besoin de creuser trop profondément le sol ;
- Moins coûteux pour des sols de faible portance.

1.3.4.1 Types des fondations superficielles [12]

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en

fondation profonde est envisagée. On considère une fondation comme superficielle quand la profondeur D d'encastrement de la fondation par rapport à la surface superficielle du terrain n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur B (ou le plus petit côté B) du massif de fondation.

Il existe trois types de fondations superficielles (isolées, filantes et radiers) et dans tous les cas, les assises doivent être protégées des eaux de ruissellement pour maintenir une hygrométrie constante (notamment en présence d'argile).

1.3.4.1.1 Les semelles indépendantes (isolées)

Ce sont des fondations directes, elles transmettent directement les efforts sur les couches proches de la Surface, elles sont les plus simples, utilisables sous les colonnes (poteaux) des constructions légères et sur les sols de bonne qualité. La figure 1.4 montre illustre une semelle indépendante ou isolée.

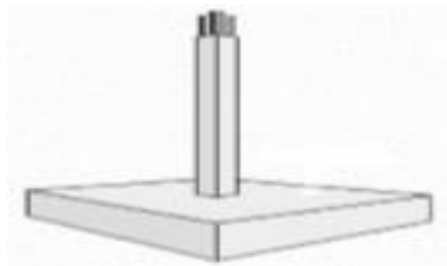


Figure 1.4 :Semelle indépendante ou isolé

a) Caractéristiques

D'une manière générale, si les charges à supporter sont faibles, et/ou si la pression admissible du sol est élevée, il est possible d'utiliser des semelles en béton non armé, dans le cas contraire, on utilisera le plus souvent des semelles en béton armé.

Une caractéristique de dimensionnement des semelles en béton non-armé est qu'il faut pouvoir tracer une ligne à 45° (à partir du bas de la colonne), qui aille rencontrer la face verticale de la fondation.

Si les charges sont plus fortes, les semelles seront en béton armé et la largeur de la Fondation sera plus importante que dans le cas d'une distribution des charges à 45° .

La figure 1.5 montre la distribution des charges à 45° pour une semelle isolée.

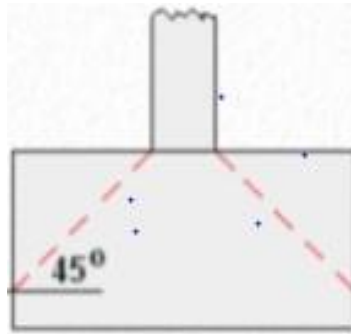


Figure 1.5 : Distribution des charges à 45° pour une semelle isolée

b) Les critères de choix d'une semelle indépendante (isolée)

Au niveau des couches géologiques : elles doivent, d'une part, être capables de supporter la construction. Une bonne « couche géologique » est une couche dont la capacité de portance est adéquate supérieure ou égale à 0,1 MPa pour soutenir la fondation sans risque. Et, d'autre part, elles doivent se trouver à faible profondeur. Au niveau des colonnes, elles doivent être suffisamment espacées pour ne pas que les semelles isolées se recouvrent, c'est à dire qu'il n'engendre pas un chevauchement entre les pressions engendrées par chaque semelle, (Sinon on a recours aux semelles filantes).

c) Mise en œuvre

Quelle que soit l'importance des charges à reprendre (faibles ou fortes), il convient de réaliser des semelles de plus de 40 cm de largeur. Leur hauteur « h » étant conditionnée par la rigidité de la fondation. Pour des raisons de stabilité, cette hauteur est fixée, au minimum, à 20 cm. La mise en œuvre comprend plusieurs parties superposées : un béton de propreté, d'environ 5 cm d'épaisseur, à faible dosage en ciment (200 kg/m³), coulé sur le sol d'assise dès l'ouverture de la tranchée et un soubassement (mur maçonné, rehausse en béton armé, poteau) qui surmonte la semelle en béton armé (dosage béton : environ 300 kg de ciment par mètre cube, armature : Aciers Fe E400 MPa).

1.3.4.1.2 Les semelles continues (ou filantes)

Lorsque les descentes de charges sont continuées (sous un mur), le seul moyen pour diminuer la pression sur le sol est de mettre en œuvre une fondation continue. Il s'agit d'une configuration bien adaptée aux maisons individuelles construites sur des sols dont la portance est supérieure ou égale à 0,1 MPa. La figure 1.6 montre clairement une semelle continue ou filante.

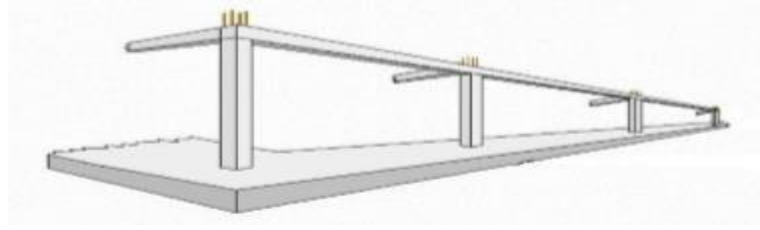


Figure 1.6 : Semelle continue ou filante

Elles peuvent aussi soutenir des charges continues, telles que des murs en briques, en parpaings ou en béton armé. On les utilise principalement pour soutenir des murs porteurs. La longueur est très supérieure à la largeur et habituellement, elles sont plus larges que l'organe à supporter.

Les semelles continues peuvent être employées si les conditions de réalisation imposent que les colonnes soient trop rapprochées, et si la capacité de portance du sol est variable. Ce type de semelle aura comme avantage d'éviter le phénomène de tassement différentiel. (C.à.d. l'enfoncement d'une fondation plus qu'une autre), ce qui est souvent le cas.

Caractéristiques géométriques : A la base on retrouve une couche de béton de propreté, la section est légèrement pyramidale. Cette caractéristique de la répartition des contraintes s'appliquant à la fondation. Une section rectangulaire jusqu'au sommet engendrerait un surcoût inutile. Au niveau du pied du mur, on laisse souvent un espace supplémentaire d'environ 5cm pour faciliter le coffrage du mur. la figure 1.7 illustre les caractéristiques géométriques d'une semelle filante.

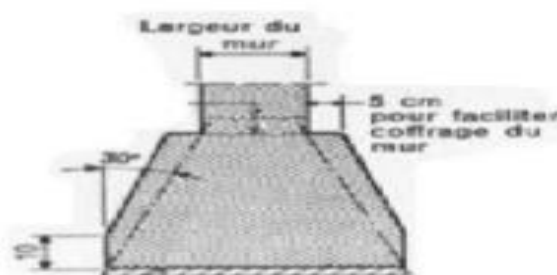


Figure 1.7 : caractéristique géométrique d'une semelle filante

Les semelles filantes induisent une répartition inégale des charges. Pour cette raison, il est nécessaire de mettre en œuvre une armature de chaînage et des armatures transversales pour équilibrer la flexion de la semelle par rapport au soubassement (principe de diffusion par les bielles). Il faut aussi veiller à la qualité de liaison entre les semelles pour réaliser le chaînage.

Par ailleurs, il est nécessaire de réaliser des tranchées très étroites et purger le fond de fouille de toute poche de terrain compressible ou de tout élément risquant de créer un point dur. Quelle que soit la nature du sol, un travail soigné se termine par le coulage immédiat d'un béton maigre de propreté.

1.3.4.1.3 Les radiers

Il est utilisé pour fonder un bâtiment sur un sous-sol comportant des petites cavités souterraines (anciennes carrières) susceptibles de créer des fontis en s'écroulant. Il est plus particulièrement destiné aux terrains homogènes avec une portance inférieure à 0,05 MPa. Il existe quatre types de radiers : à dalle plate (le plus courant), nervuré, voûté et le radier champignon sous poteaux.

Mise en œuvre : Le radier est une dalle de béton (épaisseur courante : 20 à 35 cm) entourée d'un redan orienté vers le bas reposant sur une assise en tout-venant compacté. Son ferrailage comprend des aciers tendus qui se situent en partie haute de la dalle. Les murs, les longrines et les longrines de redressement constituent les points d'appui. La totalité de la surface au sol du bâtiment est sollicitée pour répartir les efforts apportés par les murs. Étant donné que les descentes de charges sont réparties en périphérie par les murs, le centre du radier se déforme sous l'action de la pression, contrairement aux bords qui ne se déplacent pas : les radiers sont donc armés en partie supérieure, entre les murs. Aucun tassement différentiel n'étant acceptable, des joints à placer entre les parties de hauteurs différentes éliminent les « moments parasites ».

1.3.5 Profondeur minimale des fondations [13]

Les fondations doivent être assises au-delà de la zone d'action du gel. C'est la profondeur dite de hors gel. Elle varie suivant les régions. En Provence, on la fixe à 50 cm environ. En montagne, elle peut atteindre 1,50 m. Les étapes de la mise en œuvre des fondations superficielles sont les suivantes :

- L'implantation de la fouille ;
- Le terrassement ;
- Mise en œuvre du béton de propreté et trace de l'axe ;
- Mise en place du coffrage ;
- Mise en place des armatures ;
- Mise en œuvre du béton ;
- Décoffrage

1.3.6 Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles [14]

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la Figure ci-dessous représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est « D ».

Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s ». Obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ». La Figure 1.8 montre l'évolution de la courbe du tassement en fonction de la charge appliquée

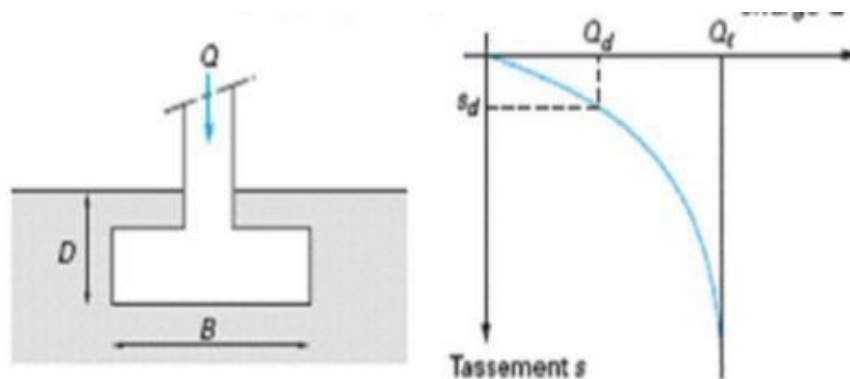


Figure 1.8 : la courbe du tassement en fonction de la charge appliquée

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge « Q » appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge « Q_L », il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge « Q_L » est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

1.3.6.1 Les facteurs de la capacité portante.

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés. On distingue.

- La forme des fondations (carrées, rectangulaires ou circulaires).
- L'inclinaison du sol (sol horizontal, sol incliné, bord de talus).

- Les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- Interaction sol-structure (contact rugueux, contact lisse).
- Les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),
- L'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

Les méthodes de calcul ont été développées progressivement au fur du temps. Elles doivent beaucoup à quelques auteurs (Terzaghi ,1943), (Meyerhof ,1963), (Brinch Hansen, 1970), (Prandtl, 1921), (Caquot, 1953) qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes et dont leurs approches seront développées dans le deuxième chapitre.

1.3.7 Pathologie d'une fondation

Une statistique intéressante a été établie par un bureau de contrôle orienté surtout sur les bâtiments d'habitation ; elle porte sur plus d'un millier de désordre survenu à des fondations superficielles entre 1950 et 1970. Et elle a abouti aux résultats suivants :

- 20 % sont dus à des remblais mal compactés,

20 % à une circulation d'eau,

- 20 % à une hétérogénéité du sol ou des charges,
- 10 % à une assise molle trop compressible et pour laquelle des fondations profondes auraient été préférables,
- 10 % à la présence d'un sol instable ; affaissements miniers, pentes etc...,
- 10 % ont été provoqués dans des immeubles déjà existant par la construction d'importants ouvrages dans leurs voisinages immédiats,
- 10% restant sont dus à des causes indéfinies [15].

Les désordres peuvent provenir de plusieurs causes pour le cas de la fondation profonde aussi [16].

- Une étude de sol incomplète, inadaptée ou l'absence d'étude géotechnique
- Une mauvaise interprétation de la reconnaissance des sols
- Les erreurs de dimensionnement, d'implantation ou d'exécution

L'agression des pieux par le sol environnant

1.3.8 Dimensionnement de la fondation

Le dimensionnement des fondations devra être fait selon la norme française DTU 13.12 qui impose un dimensionnement aux états-limites (ELU et ELS). Actuellement, ces études sont faites conformément aux règles de l'Eurocode 7 (norme NF EN 1997-1) et ses annexes nationales (NF EN 1997-1/NA). Pour les fondations superficielles, la norme NF P 94-261 est la norme d'application nationale de l'Eurocode 7 pour les fondations superficielles

Dans le cas des fondations profondes, la norme NF P 94-262 est la norme d'application nationale de l'Eurocode 7 pour les fondations profondes. la figure 1.9 donne une idée générale sur le principe de calcul de dimensionnements des fondations superficielles.

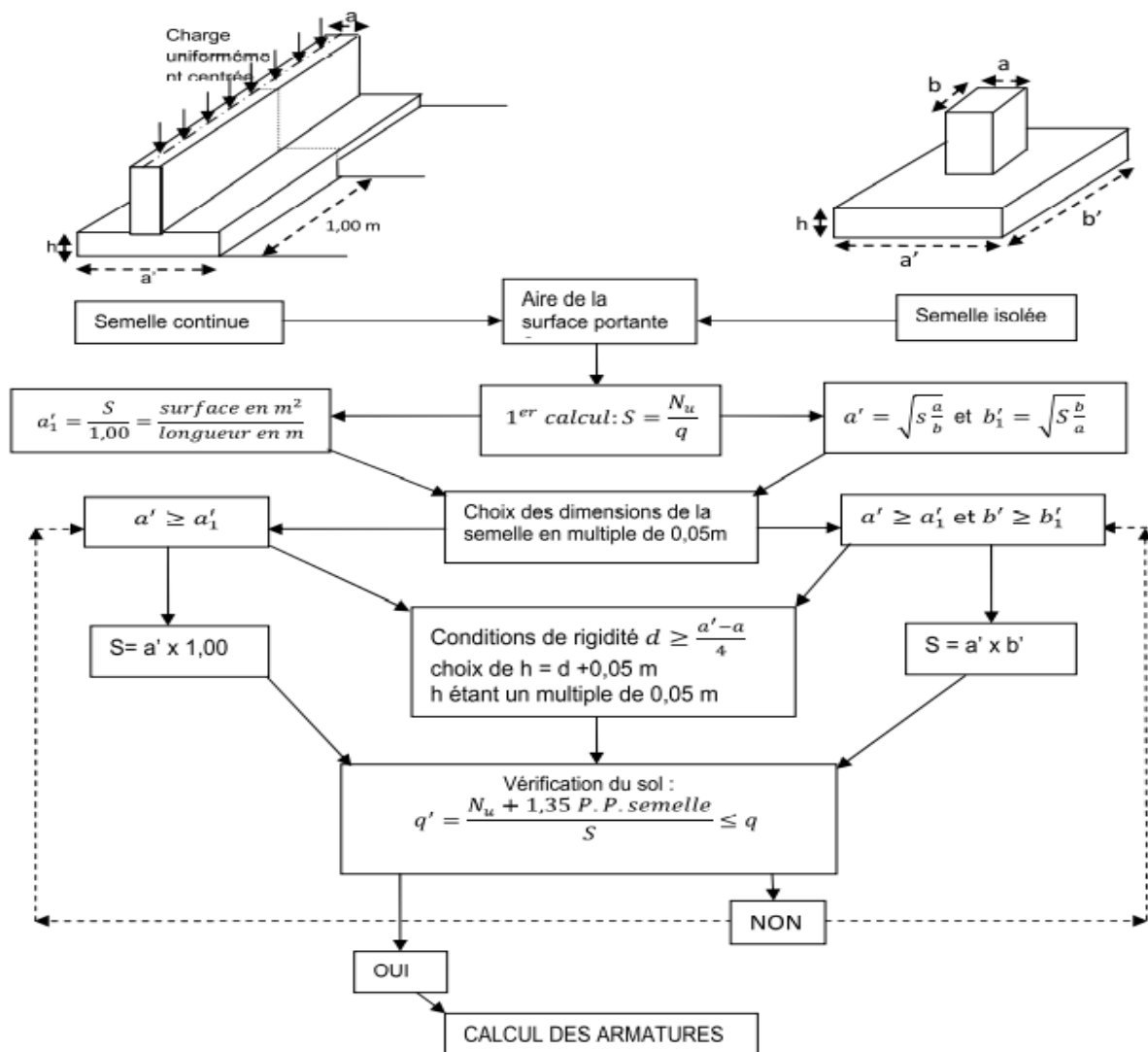


Figure 1.9 : Principe de calcul de dimensionnements des fondations superficielles

1.4 Caractéristique des matériaux [17]

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions. Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

1.4.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

1.4.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge 28 jours exprimé en MPA, pour le présent travail on adopte :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$
- La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations ci-dessous

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

1.4.1.2 Contraintes limites du béton

1.4.1.2.1 État limite ultime (ELU) :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire. la figure 1.10 montre un diagramme parabole rectangle qui est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

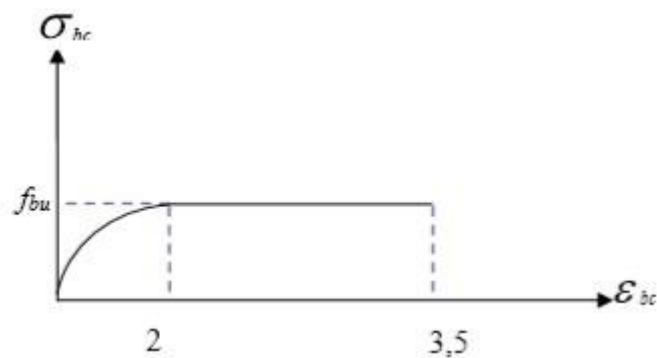


Figure 1.10 : Diagramme contrainte- déformation du béton en L'ELU

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte du béton comprimé ;

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_b \leq 5.3\text{‰}$;

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ cas général. $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel,

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours ;
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

1.4.1.2.2 État limite de service (ELS)

La contrainte est donnée par donnée par le formule

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

La figure 1.11 montre le diagramme contrainte déformation du béton en ELS qui est une droite.

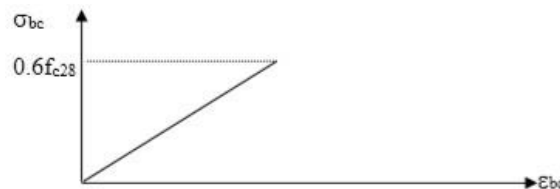


Figure 1.11 : Diagramme contrainte déformation du béton en ELS

1.4.2 Aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone ;
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

1.4.2.1 Caractéristique mécanique

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel Fe E 215, Fe E 235
- Acier à haute adhérence Fe E 400, Fe E 500
- Treillis soudés de maille 200×200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

1.4.2.2 Contraintes limites de l'acier

1.4.2.2.1 État limite ultime (ELU)

On adopte le digramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier donnée par la formule

$$\varepsilon_s = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ pour le cas général.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La figure 1.12 présente le diagramme contrainte déformation a l'ELU.

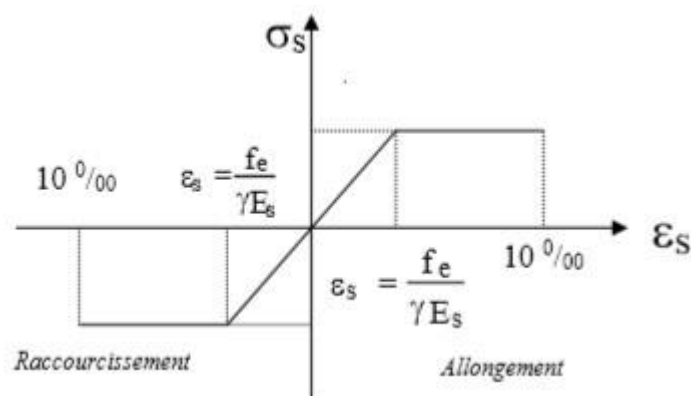


Figure 1.12 : Diagramme contrainte déformation à l'ELU

1.4.2.2.2 État limite de service (ELS)

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton ; on distingue :

- Fissuration peu préjudiciable (F.P.P) $\sigma_{st} = f_e$ (aucune vérification) ;
- Fissuration préjudiciable (F.P) : $\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) ; ;$
- Fissuration très préjudiciable (F. T. P) : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

η : coefficient de fissuration ;

$\eta = 1$ pour les ronds lisses ;

$\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences.

1.5 Conclusion partielle

Dans ce présent chapitre portant sur les généralités. Nous avons abordé plusieurs aspects importants ; en premier lieu nous avons discuté sur la généralité des sols entre autre ces propriétés physiques ainsi que sa classification, en deuxième lieu nous ont parlé d'une brève aperçue sur les fondations sa classification, profondeur minimale, capacité portante ainsi que le dimensionnement en troisième lieu nous avons parlé des caractéristiques de matériaux entre autre le béton et l'acier.

Chapitre 2 MÉTHODOLOGIE

2.1 Introduction

Ce présent chapitre est dédié à la présentation de la méthodologie utilisée. Tout d'abord, il est prévu d'effectuer une revue de la littérature afin de sélectionner rigoureusement les données géotechniques. Une étude géotechnique des sites envisagés a été menée à l'Université Officielle de Bukavu (UOB). En d'autres termes, ces données sont le résultat de recherches effectuées dans certaines parties de la ville de Bukavu, défendues à l'Université Officielle de Bukavu. En second lieu, une brève présentation des différents sites d'étude sera effectuée. En troisième lieu, une introduction succincte des différents éléments structuraux ainsi que leur prédimensionnement sera présentée. En quatrième lieu, un aperçu de l'approche de calcul de la capacité portante et de dimensionnement des fondations sera abordé. Enfin, une brève présentation du logiciel sera proposée.

2.2 Présentation de sites d'étude

2.2.1 Site d'étude situé sur l'avenue SOS (Site1)

2.2.1.1. Aspect géographique

L'avenue SOS constitue l'une des cellules du quartier Nyakaliba dans la commune de Kadutu appelée Camp TV. Cette avenue sont situées dans la partie centrale de la ville de Bukavu dans la province du Sud-Kivu en République Démocratique du Congo. L'avenue SOS a une superficie de 85235,447 m [18].

2.2.1.2. Localisation de l'avenue SOS

L'avenue SOS est limitée :

- Au Nord et à l'Ouest par : Quartier Nkafu ;
- Au Sud par : Quartier Ciriri ;
- A l'Est par : Avenue Kadurhu et Quartier Nkafu.

La figure 2.1 nous présente une image de l'avenue SOS.

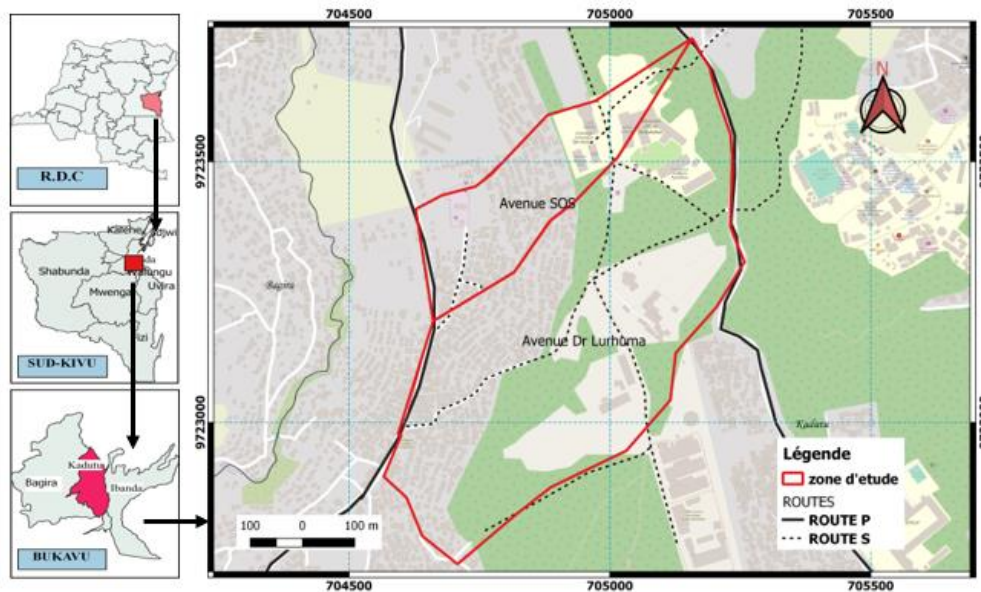


Figure 2.1 : Localisation de l'avenue SOS dans la ville de BUKAVU [18]

2.2.2 Site d'étude situé sur l'avenue Pesage3

2.2.2.1 Aspect géographique

L'avenue de la poste est située dans la commune d'Ibanda, quartier Ndendere, Avenue de la poste [19].

2.2.2.2 Localisation de l'avenue pesage3

Elle est limitée

- Au Nord par l'avenue Nguba et Nyawera
- Sud par le lac Kivu
- Ouest par l'avenue Maniema
- Est par le Kivu

La figure 2.1 nous présente une image de l'avenue de la POST .

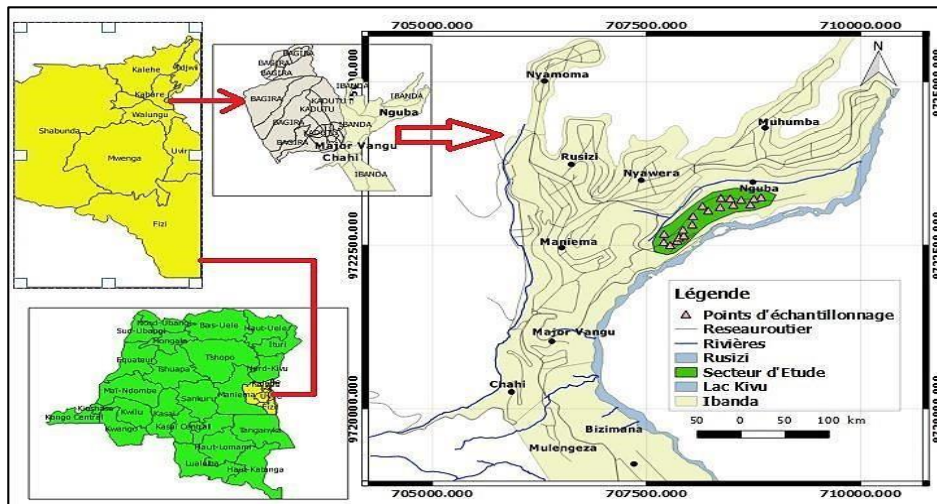


Figure 2.2 : localisation de l'avenue PAYSAGE dans la ville de BUKAVU [19]

2.2.3 Site d'étude situé sur l'avenue de la POST

2.2.3.1 Aspect géographique

L'avenue de la poste est située dans la commune d'Ibanda, quartier Ndendere, Avenue de la poste avec une superficie de 101283m² [20].

2.2.3.2 Localisation de l'avenue de la poste

Elle est limitée :

- Au Nord et à l'Ouest par le lac Kivu
- Au Sud par la SNCC ;
- A l'Est par le marché Feu-rouge ;

La figure 3.1 nous présente une image de l'avenue de la POST.

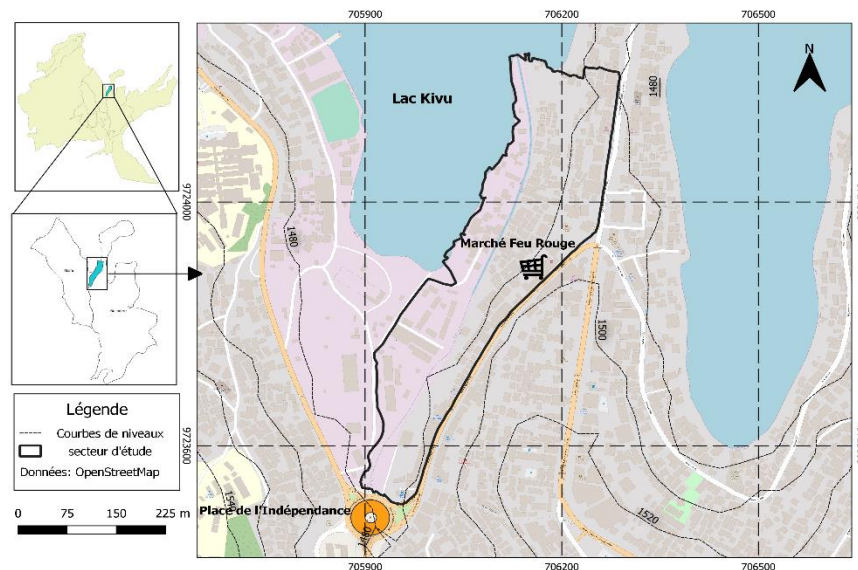


Figure 2.3 :Localisation de l'avenue de la POST dans la ville de BUKAVU [20]

2.2.4 Climat et végétation [21]

Les zones d'étude faisant partie de la ville de Bukavu, elle est dotée d'un climat tropical humide avec une alternance des saisons, la saison sèche et des pluies. La saison sèche ne dure que trois mois, soit de juin à août alors que la saison des pluies dure 9 mois, soit de septembre à mai. Les précipitations sont fortes la plupart du temps, elles varient entre 1000 et 1500 mm³ en moyenne par an et la température moyenne est de 20°. Le climat de la ville de Bukavu est très favorable à l'implantation humaine.

La végétation de la ville de Bukavu serait du type forestier, même si elle a disparu à la suite de l'action humaine. Pour preuve, certains vestiges de ces forêts se rencontrent par endroit présentant une tropophilie marquée.

2.2.5 Méthodes de calcul de la capacité portante [15]

Les études de stabilité à la rupture (habituellement dénommée cisaillement total) reposent sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal. Cette hypothèse fut avancée pour la première fois par Prandtl au sujet du poinçonnement des métaux, puis étendue à l'étude des sols par Terzaghi, Meyerhof, Buisson, Caquot & Kérisel et De Beer & Vesic.

Pour notre étude nous aurons à étudier la variation de la largeur de semelle, la capacité portante ainsi que la contrainte admissible d'une structure déposée sur différents sites et puis comparer les résultats obtenus grâce à la méthode de c-fi.

2.2.6 La méthode de terzaghi

L'équation générale de la capacité portante développée par Terzaghi (1943) a été utilisée pendant une longue période et continue toujours à être utilisée par certains ingénieurs à nos jours.

En 1948, Terzaghi propose une théorie assez bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime pour une fondation superficielle (rigide, continue, et avec une base rugueuse) supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur ; Terzaghi définit les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite :

$$B \leq D$$

B : Largeur de la semelle,

D : Profondeur de l'ancrage.

Il considère que la surface de rupture dans le sol provoquée par la charge ultime (q_u), est la surface de rupture du sol sous la fondation, et qui peut être divisée en trois majeures zones comme illustre la figure 2.1.

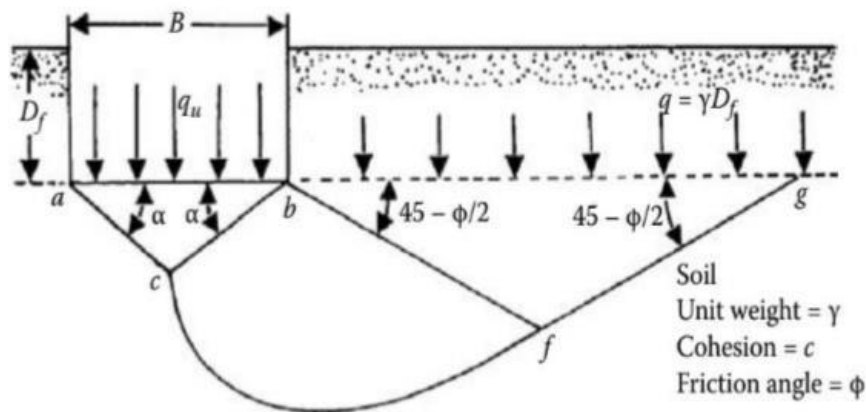


Figure 2.4 : Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi

Les zones sont :

- **La zone I, c'est la zone (abc) :** Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. L'inclinaison des faces ac et bc avec l'horizontale est l'angle $\alpha = \phi$ (angle de frottement du sol) ;

- **La zone II, c'est la zone (bcf) :** il explique le comportement de sol dans cette zone en disant que le sol est complètement plastifié, et il est refoulé vers la surface. C'est une zone où l'on remarque un déplacement et un cisaillement très importants, c'est une zone de rupture généralisée (dite zone de cisaillement radial de Prandtl) ;
- **La zone III, c'est la zone (bfg) :** c'est une zone externe n'est soumise qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture (c'est la zone passive de Rankine).

Les lignes inclinées dans cette zone font un angle de $\pm (45-\phi/2)$ avec l'horizontale. Il est à noter que la zone de cisaillement radial, et la zone passive de Rankine existe aussi à gauche du triangle élastique zone I, mais ils ne sont pas montrés sur la figure d'illustration. La ligne cf est un arc spiral logarithmique définie par l'équation ($r = r \times e^{\theta \tan \phi}$)

Les lignes bf et fg sont des lignes rectilignes. En principe, la droite fg continue jusqu'à la surface du sol, mais Terzaghi a supposé que le sol au-dessus du niveau de la base de la semelle est remplacé par une surcharge égale à γD .

En utilisant l'analyse de l'équilibre, Terzaghi a exprimé la capacité portante ultime sous la forme donnée par l'équation 2.13

$$qu = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + \gamma' D N_q + C N_c \quad 2.1$$

Pour tenir compte de la forme de la semelle, Terzaghi propose les expressions des facteurs de forme pour les semelles circulaires, rectangulaires et carrées de côtés B et L. Les valeurs de ces coefficients multiplicateurs sont données dans les tableaux 2.1

Tableau 2.1 : Coefficients de forme proposés par Terzaghi

Type de fondation	Rectangulaires	Carrées	Circulaires
S_{γ}	$1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	0,8	0,6
S_c	$1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	1,2	1,3
S_q	1	1	1

Après avoir intégré les coefficients de forme proposer par terzaghi la capacité portante sera donnée par l'équation 2.14

$$qu = \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \times \frac{\gamma B}{2} \times N\gamma + D \times \gamma' \times Nq + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \times C \times Nc \quad 2.2$$

Où

- $N\gamma, Nc$ et Nq : sont des coefficients numériques appelés facteurs de capacité portante qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ sous la base de la fondation

$$\begin{aligned} N_c &= (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q &= \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi\right)}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} \tan \varphi \\ N_\gamma &= \frac{1}{2} K P_\gamma \times \tan \varphi^2 - \tan \varphi / 2 \end{aligned} \quad 2.3$$

- B : est la largeur de la semelle
- L : est la longueur de la fondation
- C : est la cohésion du sol
- γ : est le poids volumique sol au-dessus de la semelle
- γ' : est le poids volumique du sol en dessous de la semelle

2.2.7 Contrainte admissible

Pour limiter les tassements à des valeurs admissibles, il convient d'introduire dans les formules de q_d un coefficient de sécurité noté F et de tenir compte de l'accroissement réel de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation. On définit une contrainte admissible σ_{adm} qui sera comparée à la contrainte appliquée P , résultant de la descente de charge. La formule 2.16 donne l'expression de la contrainte admissible.

$$\sigma_{adm} = \frac{\left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \times \frac{\gamma B}{2} \times N\gamma + D \times \gamma' \times (Nq - 1) + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \times C \times Nc}{F} + D \times \gamma \quad 2.4$$

Avec :

- **D** : la hauteur d'encastrement de la fondation ;
- **F** : coefficient de sécurité, pour notre travail on prendra $F=3$.

Nous tenons à préciser que nous travaillons dans les hypothèses courantes d'une fondation continue sollicitée par une charge verticale centrée reposant sur un sol homogène assez grande profondeur. Les fondations en milieux stratifiés hétérogènes, qui sont rarement pratiquées, ne font pas partie de notre étude.

2.2.8 Justification et dispositions constructives [17]

2.2.8.1 Capacité portante

Selon la règle des contraintes admissibles, la pression uniforme q appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux ELU doit rester inférieure à la contrainte de rupture q_d divisée par un coefficient de sécurité F , soit :

$$P \leq \sigma_{adm} = \gamma' D + \frac{1}{F} (qu + \gamma d) \quad 2.5$$

$$P = \frac{Q + Q_2 + Q_3}{S}$$

Avec :

- **Q, Q1 et Q2** : Charges ponctuelle transmissent par la semelle et
- **S** : Aire de la semelle pour le cas des semelles isolées, $S= B$ = largeur de la semelle filante.

En général le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite ultime (ELU) et suivant les règles BAEL, $F = 2$ à l'ELU et $F=3$ à l'ELS.

2.2.8.2 Niveau d'appui

Le niveau d'appui ou la profondeur d'ancrage d'une fondation, doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des effets climatiques. Dans les terrains meubles, cette profondeur ne peut être inférieure à 0.50 m et de 1 m en région montagneux. En cas de risque d'affouillement, cette profondeur doit être au moins à 0.50 m de la côte d'affouillement.

2.2.8.3 Largeur minimale de fondations superficielle

Pour le cas des semelles continues, elle est de 0.50 m au moins pour les immeubles et villas à étages et 0.40 m pour les villas individuelles en rez-de-chaussée. Pour les semelles isolées, elle est de 0.70 m.

2.2.8.4 Calcul des dimensions d'une fondation superficielle

Dans le cas où l'on connaît la contrainte admissible du sol, le calcul est assez plus aisé et se réduit généralement à la détermination de la surface de la semelle et par là, ses dimensions. Dans le cas où l'on ne connaît pas la contrainte admissible on aura recouru aux calculs donnant la capacité portante.

Le pré dimensionnement d'une fondation superficielle se fait en général en ELS tandis que les calculs des armatures se réfèrent en ELU.

2.3 Pré dimensionnement d'une fondation superficielle

Soit une semelle carrée de largeur A et de longueur B, soient a et b les côtés du poteau transmettant les charges à la fondation. Le calcul s'effectue sur la base des positions suivantes

- Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques à celle du poteau, autrement dit

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \text{ ou } A = \frac{aB}{b} \quad 2.6$$

La figure 2.2 illustre le schéma d'une semelle homothétique.

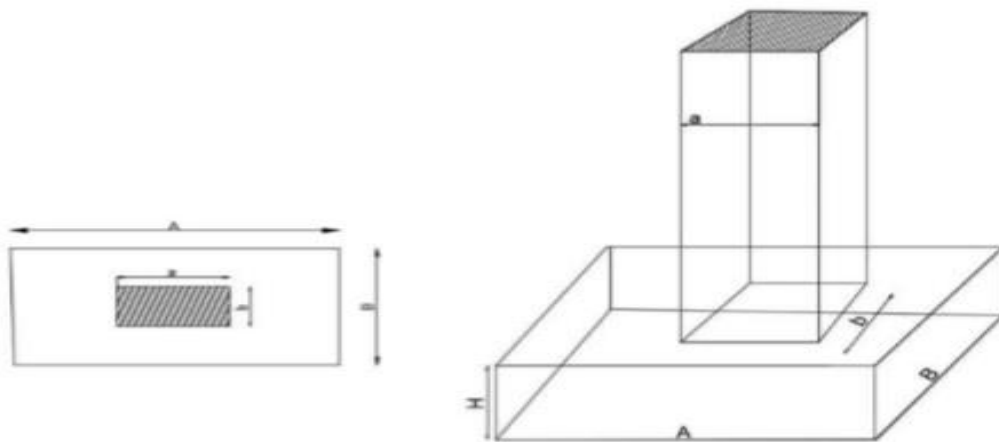


Figure 2.5 :Schéma d'une semelle homothétique

- La pression appliquée au sol par la fondation ne doit pas être supérieure à la contrainte admissible au sol. Pour une charge centrée sur la semelle on aura à utiliser l'équation 2.19

$$\frac{P_{ser}}{AB} \leq \sigma_{adm} \quad 2.7$$

$$P_{tot} = Q_{ser} + Q_{terre} + Q_{semelle} \quad 2.8$$

Avec :

- Q_{ser} : charge de service transmise à la fondation ;
- Q_{terre} : poids total de terre au-dessus des débords de la semelle
- $Q_{semelle}$: poids propre de la semelle
- AB : surface de la semelle ;
- σ_{adm} : contrainte admissible du sol ;

2.3.1 Calcul des moments

- Moment longitudinal est donné par la formule 2.21

$$M_A = \frac{P_U (A - d)}{8} \quad 2.9$$

- Moment transversal est donné par la formule 2.22

$$M_B = \frac{P_U (B - d)}{8} \quad 2.10$$

Avec :

P_u : charge ultime transmise à la fondation ;

B : la largeur de la fondation

d : est la hauteur totale de la semelle, elle est donnée par l'équation 2.23

$$d = h - 5cm \quad 2.11$$

La hauteur utile de semelle est donnée par l'équation 2.24

$$d = \max \left\{ \frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4} \right\} \quad 2.12$$

A et B étant les côtés de la semelle ;

a et b étant les côtés du poteau transmettant la charge sur la fondation .

2.3.2 Calcul des armatures

- Sections des aciers longitudinaux pour une semelle isolée sont trouvées par l'équation 2.25

$$A_{s,a} = \frac{M_A}{d \times \sigma_s} \quad 2.13$$

- Sections des aciers transversales pour une semelle isolée sont trouvées par l'équation 2.26

$$A_{s,b} = \frac{M_B}{d \times \sigma_s} \quad 2.14$$

Avec

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad 2.15$$

2.4 Présentation du logiciel de modélisation [18]

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures.

Le logiciel robot sera utilisé pour le dimensionnement des éléments structuraux et pour la descente des charges en vue du dimensionnement de la fondation.

Les charges appliquées sur la structure sont de divers types et qui sollicitent la structure de différentes manières, pour ce faire nous allons par la suite prendre en compte :

- **Les charges permanentes (G)**, Elles résultent du poids volumique des matériaux mis en œuvre et des dimensions de l'ouvrage. La norme NF P 06-004 définit les poids volumiques des divers matériaux de construction ;
- **Les charges d'exploitation (Q)**, elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux. Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. La norme NF P 06 001 définit les charges surfaciques à prévoir et cela en

fonction de la destination de l'ouvrage. Comme les structures concernées dans le cadre de cette étude sont à usage commercial, la norme NF P 06 001 prévoit une charge d'exploitation de **2 kN/m²**.

2.5 Conclusion partielle

Dans ce chapitre, il a été question de présenter différents sites d'études tout en parlant de leur situation géographique et leurs localisation , différentes formules du pré dimensionnement des éléments structuraux ont été présenté en deuxième lieu entre autre les poutres, les poteaux ainsi que les dalles, en troisième lieu une littérature sur la capacité portante a été présenté avec différentes formules de calcul ainsi que la justification et disposition constructive sur les semelles et à la fin une présentation du logiciel a été donné ainsi que les valeurs de différente charges appliqué sur les structures qui seront plus détaillées dans le chapitre 3.

Chapitre 3. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

3.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré à la présentation et à l'interprétation des résultats obtenus. En se basant sur les données de caractérisation des sols issues des essais menés à l'UOB, lesquelles ont été utilisées pour évaluer la capacité portante, des calculs de dimensionnement des fondations ont été effectués sur les trois sites étudiés. Pour chaque site, différents modèles de bâtiments courants dans la ville de Bukavu ont été appliqués. À l'issue du dimensionnement des fondations des diverses structures implantées sur des sites variés, les résultats sont présentés suivis d'une interprétation.

3.2 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux présentent les caractéristiques suivantes :

- Poids volumique du béton : $\gamma_b = 24,12 \text{ kN/m}^3$;
- Accélération de la pesanteur : $9,81 \text{ m/s}^2$;
- Résistance de compression du béton a 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Résistance de calcul du béton en compression : $f_{bu} = 0,85f_{c28} 1,5 = 14,166 \text{ MPa}$;
- Nuance de l'acier : FeE400 ;
- Résistance de calcul de l'acier : $f_{ed} = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa} / 1,15 = 347,826 \text{ MPa}$.

3.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux

3.3.1 Description du projet

Il s'agit de 5 structures R.D.C R+1, R+2, R+3 et R+4 destiné à usage d'habitation ces 5 structures présentent un plan identique présenté à la figure 3.1. et les plans en élévation sont présentés en annexe.

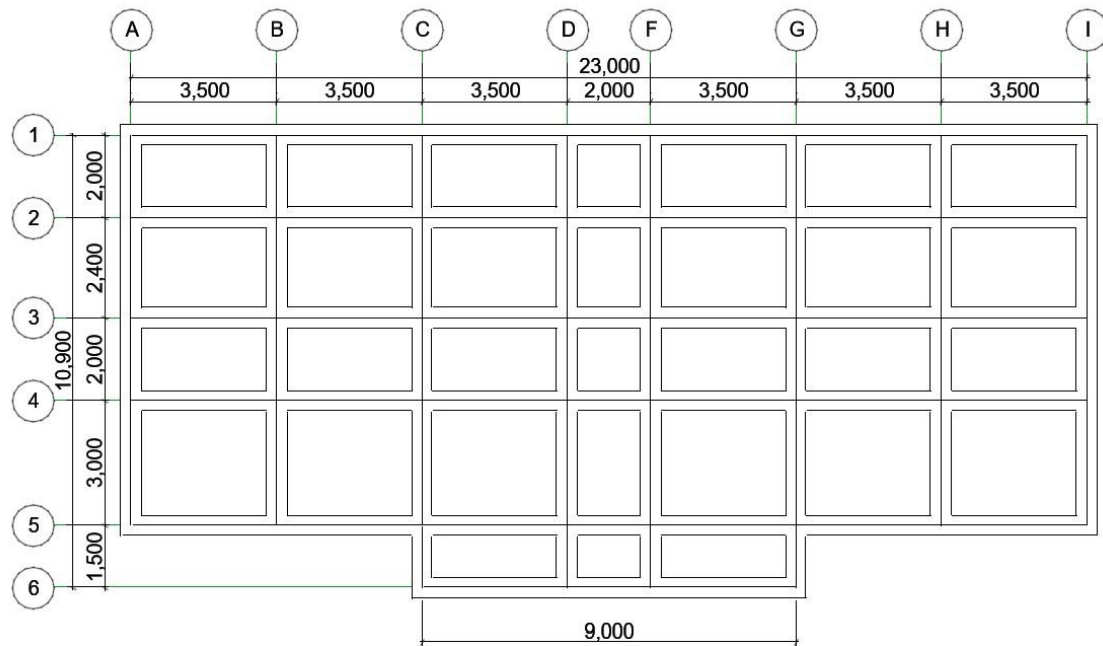


Figure 3.1 ~~plan-1~~ : **Plan structural**

Le tableau 3.1 présente différentes caractéristiques géométriques de différentes structures ainsi que la profondeur d'encrage de chaque structure sur chaque site.

Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques de différentes structures

	RDC	R+1	R+2	R+3	R+4
La hauteur totale	3m	6m	9m	12m	15m
La longueur du bâtiment	23m	23m	23m	23m	23m
La largeur du bâtiment	10.9m	10.9m	10.9m	10.9m	10.9m
Profondeur d'encrage de la fondation	0.5m	0.6m	0.9m	1.2m	1.5m

3.3.2 Pré dimensionnement des éléments de la rez de chaussée et R+1

3.3.2.1 Dalle

Le sens de la dalle est trouvé par l'équation 2.1

où $l_x=3\text{m}$ et $l_y=3.5\text{m}$ donc $\alpha = 0.85$

L'épaisseur est donnée par $\frac{l_x}{20} = \frac{3}{20} = 0.15$ donc l'épaisseur sera de 15cm

3.3.2.2 Poutre

La plus grande portée de nos poutres est de 3.5m et l'équation 2.5 donne la hauteur et la base de la poutre

$$0.23 \leq h \leq 0.35$$

$$h = 0.25m$$

$$0.1 \leq b \leq 0.15$$

$$b = 15cm$$

Donc nous aurons de poutre de 15cm x 25cm

3.3.2.3 Poteau

Les panneaux de la dalle étant de la forme rectangulaire de dimensions 3m x 3.5m

P_u = charge du plancher

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{où} \quad G = G_{dalle} + G_{poutre}$$

$$G_{Dalle} = \gamma_b + E_{Dalle} + S_{Dalle}$$

$$25 \times 0.15 \times 10.5 = 39.375KN$$

$$G_{Poutre} = \gamma_b \times E_{poutre} \times S_{poutre}$$

$$25 \times 0.25 \times 0.525 = 3.2812KN$$

$$G = 39.375KN + 3.2812KN = 42.6562KN$$

$$Q = 2KN/m^2 \quad \text{Pour une maison d'habitation}$$

$$Q = S_{dalle} \times q = 10.5 \times 2 = 21KN$$

$$P_u = 1.35(42.6562) + 1.5(21) = 89.08KN$$

N_u ; la charge verticale a l'ELU avec $N_u = P_u \times n \times K$

$$N_u = 3 \times 89.08KN \times 1.1 = 293.964KN$$

a) Calcul de la résistance du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c25}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17Mpa$$

b) Calcul de la section réduite

On se fixe un élancement mécanique pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$.la section réduite est trouvée par l'équation 2.8

$$Br = \frac{1.2 \times 293964}{\left(\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.0188m^2$$

Nous prenons des poteaux **15cmx15cm**

c) Vérification du poteau au flambement

- **Moment d'inertie**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{15 \times 15^3}{12} = 4218.75 \text{ cm}^4$$

- **Rayon de giration**

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{B}} = \sqrt{\frac{4218.75}{15 \times 15}} = 4.329$$

- **Longueur de flambement**

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow 0.7 \times 3 = 2.1 \text{ m}$$

3.3.2.4 Pré dimensionnement des éléments R+2

$$Pu = 1.35(42.6562) + 1.5(21) = 89.08 \text{ KN}$$

Nu ; la charge verticale a l'ELU avec $Nu = Pu \times n \times K$

$$Nu = 3 \times 89.08 \text{ KN} \times 1.1 = 293.964 \text{ KN}$$

$$Nu = 293.964 \text{ KN} \times 2 = 586 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section réduite**

On se fixe un élancement mécanique pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$Br = \frac{1.2 \times 586000}{\left(\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.03779 \text{ m}^2$$

Nous prenons des poteaux **20cmx20cm**

3.3.2.5 Pré dimensionnement des éléments R+3

$$Pu = 1.35(42.6562) + 1.5(21) = 89.08 \text{ KN}$$

Nu ; la charge verticale a l'ELU avec $Nu = Pu \times n \times K$

$$Nu = 3 \times 89.08 \text{ KN} \times 1.1 = 293.964 \text{ KN}$$

$$Nu = 586 \text{ KN} + 293.964 \text{ KN} = 879.964 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section réduite**

On se fixe un élancement mécanique pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$Br = \frac{1.2 \times}{\left(\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.0470 m^2$$

Nous prenons des poteaux **25cmx25cm**

3.3.2.6 Pré dimensionnement des éléments R+4

$$Pu = 1.35(42.6562) + 1.5(21) = 89.08 KN$$

Nu ; la charge verticale a l'ELU avec $Nu = Pu \times n \times K$

$$Nu = 3 \times 89.08 KN \times 1.1 = 293.964 KN$$

$$Nu = 879.964 KN + 293.964 KN = 1173.928 KN$$

- **Calcul de la section réduite**

On se fixe un élancement mécanique pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$Br = \frac{1.2 \times 1173.928}{\left(\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.0753 m^2$$

Nous prenons des poteaux **30cm x 30cm**

Etant donné que l'architecture du bâtiment est la même les poutres et les dalles auront les mêmes dimensions de R+1 à R+4

3.4 Données géotechniques

Les études géotechniques ont été effectuées sur trois sites différents. Les données géotechniques de ces trois sites ont été trouvées grâce aux essais réalisés au laboratoire de l'université officielle de BUKAVU présenté dans les tableaux 3.1 et 3.2

Tableau 3.2 :Caractéristique du sol à une profondeur de 0.9m [18] [19] [20]

Site	Paysage3	Post	S o s
Poids volumique en (KN / m^3)	29.96	16.9	15
Cohésion du sol en (Kpa)	25	22	24
Angle de frottement interne	28.5	33.1	25.02
Profondeur d'encrage en m	0.9		

Tableau 3.3 :Caractéristique du sol à une profondeur de 1.5m [18] [19] [20]

Site	Paysage 3	Post	S o s
Poids volumique en (KN / m^3)	14.3	17.3	15.5
Cohésion du sol en (Kpa)	21	20	24
Angle de frottement interne	27.8	34	28
Profondeur d'encrage en m	1.5		

3.6.3.5 Dimensionnement de fondations

3.6.13.5.1 Hypothèses de calcul

- Nous travaillons avec des semelles carrées donc $B=L$
- Le poids volumique du sol au-dessus de la semelle est le même en dessous de la semelle donc $\gamma = \gamma'$
- H étant la hauteur de la semelle, elle sera fixée arbitrairement
- Le dimensionnement des semelles du bâtiment 1 et 2 utiliserons les mêmes données géotechniques et le bâtiment 3 et 4 utiliserons les mêmes données aussi
- Nous utilisons les N_u trouvés avec la descente de charges trouver par le logiciel

3.6.23.5.2 Dimensionnement des fondations sur le premier site situé sur l'avenue SOS

3.6.2.13.5.2.1 Données de base

Le tableau 3.4 nous présente différentes données qui sont fonction de l'angle de frottement interne du sol du site 1.

Tableau 3.4 : Valeur de N_v , N_q , N_c avenue SOS

0.5m à 0.9m				
Angle	C	N_v	N_q	N_c
25.02	24	10.4	10.66	20.66
0.9m à 1.5m				
28	24	13.70	17.70	31.6

3.6.2.23.5.2.2 Dimensionnement de la fondation de la rez de chaussée

- a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle.**

$$H = 20cm$$

$$D = 50cm$$

$$Q = 108.11KN$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 0.3 \times \gamma_d \\ &= [B^2 - 0.15^2] \times 0.3 \times 15 \\ &= [B^2 - 0.0225] \times 0.3 \times 15 \\ &= 4.5B^2 - 0.10 \end{aligned}$$

- b) Poids propre de la semelle**

$$Q_2 = 0.2B^2 \times 24.12 = 4.824B^2$$

- c) Le poids total**

$$\begin{aligned} P_t &= 4.5B^2 + 4.824B^2 - 0.10 + 207.70 \\ &= 9.324B^2 + 108 \end{aligned}$$

- d) Détermination de la capacité portante**

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned} q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15B}{2} 10.4 + 15 \times 0.5 \times 10.66 + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 20.27 \\ q_u &= 62.4B + 663.726 \end{aligned}$$

- e) Détermination de la contrainte admissible**

Par rapport aux calculs à venir et pour d'autres situations, la contrainte admissible nécessaire sera déterminée à l'aide de la relation 2.16. la relation 2.16 servira donc de base pour les calculs à venir, fournissant une référence importante dans la suite des travaux pour les différents cas.

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &= \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15B}{2} 10.4 + 15 \times 0.5 (10.66 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 20.27}{3} + 15 \times 0.6 \\ &= 20.8B + 226.242 \end{aligned}$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à l'équation 2.19 et remplacer chaque expression par sa valeur et ce qui sera la suite tout au long de ces calculs.

$$\frac{9.324B^2 + 108}{B^2} = 20.8B + 226.242$$

$$20.8B^3 + 226.242B^2 = 9.324B^2 + 108$$

$$20.8B^3 + 216.9B^2 - 108 = 0$$

$$B = 0.6848m$$

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{9.324 \times (0.6848)^2 + 108}{(0.6848)^2} \leq 20.8 \times (0.6848) + 226.242$$

$$239.6716 \leq 240.4858$$

$$\sigma_{adm} = 240.0384Kpa$$

$$q_u = 62.4B + 663.726 = 62.4(0.6848) + 663.726$$

$$q_u = 706.45752Kpa$$

f) Calcul de moments

Les relations 2.21, 2.22 et 2.23 nous seront très utiles pour le calcul de moment tout au long de nos calculs

$$d = h - 5cm : h = 20cm$$

$$d = 15cm$$

$$M_A = M_B = \frac{108.11(0.6848 - 0.15)}{8}$$

$$M_A = M_B = 7.2264KNm$$

g) Détermination de sections des armatures

Pour calculer les sections des armatures nous utilisons les équations suivantes 2.26 et 2.27

$$\sigma_s = \frac{400MPa}{1.15} = 347.82MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{7.2264KNm}{0.25m \times 348 \times 10^3} = \frac{20.004KNm}{87KNm / m^2} \times 10^{-3} = 0.08306 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 0.8306cm^2$$

3.6.2.3.5.2.3 Dimensionnement de la fondation de R+1

- a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$\begin{aligned} H &= 30cm \\ D &= 60cm \\ Q &= 207.70KN \end{aligned} \qquad \begin{aligned} Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 0.3 \times \gamma_d \\ &= [B^2 - 0.15^2] \times 0.3 \times 15 \\ &= [B^2 - 0.0225] \times 0.3 \times 15 \\ &= 4.5B^2 - 0.10 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.43B^2 \times 24.12 = 7.236B^2$$

- b) Le poids total

$$\begin{aligned} P_t &= 4.5B^2 + 7.236B^2 - 0.10 + 207.70 \\ &= 11.736B^2 + 207.88 \end{aligned}$$

Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned} q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15B}{2} 10.4 + 15 \times 0.6 \times 10.66 + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 20.27 \\ q_u &= 62.4B + 873.54 \end{aligned}$$

- c) Détermination de la contrainte admissible

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &= \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15B}{2} 10.4 + 15 \times 0.6 (10.66 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 20.27}{3} + 15 \times 0.6 \\ &= 20.8B + 237.892 \end{aligned}$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à la relation et remplacer chaque expression par sa valeur

$$\begin{aligned} \frac{11.736B^2 + 207.88}{B^2} &= 20.8B + 237.892 \\ 20.8B^3 + 237.892B^2 &= 11.736B^2 + 207.88 \\ 20.8B^3 + 226.158B^2 - 207.88 &= 0 \\ B &= 0.9205m \end{aligned}$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{11.736 \times (0.9205)^2 + 207.88}{(0.9205)^2} \leq 20.8 \times (0.9205) + 237.892$$

$$257.08 \leq 257.0384$$

$$\sigma_{adm} = 257.0384 \text{ Kpa}$$

$$q_u = 62.4B + 873.54 = 62.43(0.9205) + 873.54$$

$$q_u = 931.0068 \text{ Kpa}$$

d) Calcul de moments

$$d = h - 5 \text{ cm} : h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$M_A = \frac{207.70(0.9205 - 0.15)}{8}$$

$$M_A = M_B = 20.0041 \text{ KNm}$$

e) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{20.0041 \text{ KNm}}{0.25 \text{ m} \times 348 \times 10^3} = \frac{20.004 \text{ KNm}}{87 \text{ KNm / m}^2} \times 10^{-3} = 0.22993 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s,a} = 2.2993 \text{ cm}^2$$

3.6.2.43.5.2.4 Dimensionnement de la fondation R+2

a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$D = 90 \text{ cm}$$

$$Q = 317.54 \text{ KN}$$

$$Q_1 = (B^2 - b^2) \times 0.5 \gamma_d$$

$$= [B^2 - (0.2)^2] \times 0.5 \times 15$$

$$= [B^2 - 0.04] \times 7.5$$

$$= 7.5B^2 - 0.3$$

$$Q_2 = 0.4B^2 \times 24.12 = 9.648B^2$$

b) Le poids total

$$P_t = 9.648B^2 + 7.5B^2 - 0.3 + 317.54$$

$$= 17.148B^2 + 317.24$$

c) Détermination de la capacité portante

$$qu = (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15B}{2} 10.4 + 15 \times 0.9 \times 10.66 + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 20.72$$

$$qu = 62.4B + 740.646$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15B}{2} 10.4 + 15 \times 0.9 (10.66 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 20.72}{3} + 15 \times 0.9$$

$$= 20.8B + 263.1816$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à la relation et remplacer chaque expression par sa valeur

$$\frac{17.148B^2 + 317.07125}{B^2} = 20.8B + 263.1816$$

$$17.148B^2 + 317.07125 = 20.8B^3 + 263.1816B^2$$

$$20.8B^3 + 246.0336B^2 - 317.07125 = 0$$

$$B = 1.0861 \text{ on peut prendre } B = 1.1 \text{ m}$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{17.14(1.0861)^2 + 317.07125}{(1.0861)^2} \leq 20.8(1.0861) + 263.1816$$

$$285.7608 \leq 285.7724$$

$$\sigma_{adm} = 20.8(1.0861) + 263.1816 = 285.7724 \text{ Kpa}$$

$$qu = 62.4B + 740.646 = 62.4(1.0861) + 740.646$$

$$qu = 808.4186 \text{ Kpa}$$

a) Calcul de moments

$$d = h - 5cm : h = 40cm \quad M_A = M_B = \frac{317.54(1.0861 - 0.20)}{8}$$

$$d = 35cm \quad M_A = M_B = 35.1715KNm$$

b) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{400MPa}{1.15} = 347.82MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{35.1715KNm}{0.35m \times 348 \times 10^3} = \frac{35.1715KNm}{121.8KNm / m^2} \times 10^{-3} = 0.2887 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 2.887cm^2$$

3.6.2.53.5.2.5 Dimensionnement de la fondation R+ 3

a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle.

$$H = 40cm \quad Q_1 = (B^2 - b^2) \times 0.8 \times \gamma_d$$

$$D = 120cm \quad = [B^2 - 0.25^2] \times 0.8 \times 15.5$$

$$Q = 398.92KN \quad = [B^2 - 0.0625] \times 0.8 \times 15.5$$

$$= 12.4B^2 - 0.775$$

$$Q_2 = 0.4B^2 \times 24.12 = 9.648B^2$$

b) Le poids total

$$P_t = 12.4B^2 + 9.648B^2 - 0.775 + 398.92$$

$$= 22.048B^2 + 398.145$$

c) Détermination de la capacité portant

$$q_u = (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15.5B}{2} 13.70 + 15.5 \times 1.2 \times 17.8 + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 31.6$$

$$q_u = 84.94B + 1089.48$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \frac{(1-0.2 \times 1) \times \frac{15.5B}{2} 13.70 + 15.5 \times 1.2 (17.8-1) + (1+0.2 \times 1) \times 24 \times 31.6}{3} + 15.5 \times 1.2$$

$$= 28.3133B + 426.12$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à la relation et remplacer chaque expression par sa valeur

$$\frac{22.04B^2 + 398.145}{B^2} = 28.3133B + 426.12$$

$$28.3133B^3 + 426.12B^2 = 22.04B^2 + 398.145$$

$$28.3133B^3 + 404.08B^2 - 398.145 = 0$$

$$B = 0.9603$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{22.04(0.9604)^2 + 398.145}{(0.9604)^2} \leq 28.3133(0.9604) + 426.12$$

$$453.3589 \leq 453.385$$

$$\sigma_{adm} = 453.385 \text{ Kpa}$$

$$q_u = 84.94B + 1089.48 = 84.94(0.9604) + 1089.48$$

$$q_u = 1171.0563 \text{ Kpa}$$

e) Calcul des moments

$$d = h - 5\text{cm} ; h = 40\text{cm} \quad M_A = M_B = \frac{398.92(0.9603 - 0.25)}{8}$$

$$d = 35\text{cm} \quad M_A = M_B = 35.41910 \text{ KNm}$$

f) Détermination des sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{35.4191 \text{KNm}}{0.35 \text{m} \times 348 \times 10^3} = \frac{35.41910 \text{KNm}}{121.8 \text{KNm} / \text{m}^2} \times 10^{-3} = 0.29079 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_{s,a} = 2.9079 \text{cm}^2$$

3.6.2.63.5.2.6 Dimensionnement de la fondation de R+4

- a) **Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle.**

$$\begin{aligned}
 H &= 45 \text{cm} \\
 D &= 150 \text{cm} \\
 Q &= 510.52 \text{KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 1.05 \gamma_d \\
 &= [B^2 - 0.30^2] \times 1.05 \times 15.5 \\
 &= [B^2 - 0.09] \times 16.275 \\
 &= 16.275 B^2 - 1.4647
 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.45 B^2 \times 24.12 = 10.854 B^2$$

- b) **Le poids total**

$$\begin{aligned}
 P_t &= 16.275 B^2 + 10.854 B^2 - 1.46475 + 510.52 \\
 &= 27.129 B^2 + 508.7352
 \end{aligned}$$

- c) **Détermination de la capacité portante**

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned}
 qu &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15.5B}{2} 13.70 + 15.5 \times 1.5 \times 17.8 + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 31.6 \\
 qu &= 84.94B + 1323.93
 \end{aligned}$$

- d) **Détermination de la contrainte admissible**

$$\begin{aligned}
 \sigma_{adm} &= \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{15.5B}{2} 13.70 + 15.5 \times 1.5 (17.8 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 24 \times 31.6}{3} + 15.5 \times 1.5 \\
 &= 28.3133B + 456.81
 \end{aligned}$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à la relation et remplacer chaque expression par sa valeur

$$\frac{27.129B^2 + 509.503}{B^2} = 28.3133B + 456.81$$

$$27.129B^2 + 509.503 = 28.3133B^3 + 456.81B^2$$

$$28.3133B^3 + 429.81B^2 - 509.503 = 0$$

$$B = 1.0528$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{27.129(1.0528)^2 + 509.503}{(1.0528)^2} \leq 28.3133(1.0528) + 456.81$$

$$486.8469 \leq 486.6182$$

$$\sigma_{adm} = 486.773Kpa$$

$$qu = 84.94B + 1323.93 = 84.94(1.0528) + 1323.93$$

$$qu = 1413.3548Kpa$$

e) Calcul des moments

$$d = h - 5cm : h = 45cm$$

$$d = 40cm$$

$$M_A = M_B = \frac{510.52(1.0528 - 0.3)}{8}$$

$$M_A = M_B = 48.0399KNm$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{400MPa}{1.15} = 347.82MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{48.0399KNm}{0.40m \times 348 \times 10^3} = \frac{48.0399KNm}{139.2KNm / m^2} \times 10^{-3} = 0.3451 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 3.451cm^2$$

Le tableau 3.5 reprend les sections des armatures de semelles de différentes structures sur l'avenue SOS. Le choix des armatures a été fait sur base de l'abaque des armatures qui sera présentée dans les annexes

Tableau 3.5 : section des armature sur l'avenue SOS

	Section en cm ²	nature	nombre
RDC	0.8306	Fe400	3HA6
R+1	2.299	Fe400	5HA10
R+2	2.887	Fe400	6HA8
R+3	2.907	Fe400	6HA8
R+4	3.451	Fe400	7HA8

Le tableau 3.6 nous présente différentes valeurs de largeur de semelle, capacité portante ainsi que la contrainte admissible.

Tableau 3.6 : largeur, capacité portante et contrainte admissible de l'avenue SOS

	largeur de la semelle en m	capacité portante en MPa	contrainte admissible en Mpa
RDC	0.6848	0.7074	0.2400
R+1	0.9205	0.9310	0.2570
R+2	1.0861	0.8084	0.2857
R+3	0.9603	1.1710	0.4533
R+4	1.0528	1.4133	0.4867

Le tableau 3.7 présente une idée générale des quantités du béton en terme de volume de différentes semelles.

Tableau 3.7 : Quantité du béton sur l'avenue SOS

	Longue en m	Largeur en m	Hauteur en m	Volume en m ³
RDC	0.6848	0.6848	0.2	0.09379021
R+1	0.9205	0.9205	0.3	0.25419608
R+2	1.0861	1.0861	0.4	0.47184528
R+3	0.9603	0.9603	0.4	0.36887044
R+4	1.0528	1.0528	0.45	0.49877453

Le tableau 3.8 présente une idée générale des quantités d'aciers de différentes semelles.

Tableau 3.8 : Quantité des aciers de l'avenue SOS

	Longueur en m	Nombre de barre
RDC	0.6848	0.3
R+1	0.9205	0.6
R+2	1.0861	1
R+3	0.9603	1
R+4	1.0528	1.5

3.6.33.5.3 Dimensionnement des fondations sur le premier site situé sur l'avenue de POST

3.6.3.13.5.3.1 Données de base

Le tableau 3.7 nous présente différentes données qui sont fonction de l'angle de frottement interne du sol du site 2.

Tableau 3.7 : valeur de N_v , N_q , N_c avenue de la POST

0.5m à 0.9m				
Angle	C	N_v	N_q	N_c
33.1	22	36.42	26.379	39.379
0.9m à 1.5m				
34	20	41.06	42.16	29.44

3.6.3.23.5.3.2 Dimensionnement de la fondation de la rez de chaussée

- a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$H = 20cm$$

$$D = 50cm$$

$$Q = 108.11KN$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 0.3 \times \gamma_d \\ &= [B^2 - 0.15^2] \times 0.3 \times 16.9 \\ &= [B^2 - 0.0225] \times 0.3 \times 16.9 \\ &= 5.07B^2 - 0.1140 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.2B^2 \times 24.12 = 4.824B^2$$

- b) Le poids total

$$\begin{aligned} P_t &= 5.07B^2 + 4.824B^2 - 0.1140 + 108.11 \\ &= 9.894B^2 + 107.996 \end{aligned}$$

- c) Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned} q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{16.9B}{2} 36.42 + 16.9 \times 0.5 \times 26.379 + (1 + 0.2 \times 1) \times 22 \times 39.379 \\ q_u &= 246.1992B + 1089.2405 \end{aligned}$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \frac{(1-0.2 \times 1) \times \frac{16.9B}{2} 36.42 + 16.9 \times 0.5(26.379-1) + (1+0.2 \times 1) \times 22 \times 39.379}{3} + 16.9 \times 0.5$$
$$= 82.0665B + 426.4692$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à la relation et remplacer chaque expression par sa valeur

$$\frac{9.894B^2 + 107.996}{B^2} = 82.0665B + 426.4692$$
$$82.0665B^3 + 426.4692B^2 = 9.894B^2 + 107.996$$
$$82.0665B^3 + 416.5752B^2 - 107.996 = 0$$
$$B = 0.4863m$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{9.894(0.4863)^2 + 107.996}{(0.4863)^2} = 82.0665(0.4863) + 426.4692$$
$$466.7335 \leq 466.3781$$

$$\sigma_{adm} = 466.3781Kpa$$

$$q_u = 246.1992B + 1089.2405 = 246.1992 \times (0.4863) + 1089.2405$$
$$q_u = 1208.9671Kpa$$

e) Calcul des moments

$$M_A = M_B = \frac{P_U (A-a)}{8}$$
$$d = h - 5cm : h = 20cm$$
$$d = 15cm$$
$$= \frac{108.11(0.4863 - 0.15)}{8}$$
$$M_A = M_B = 4.5446KNm$$

f) Détermination de sections des armatures

Nous savons que

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400MPa}{1.15} = 347.82MPa$$

$$\sigma_s = 348MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{4.5446Nm}{0.25m \times 348 \times 10^3} = \frac{4.5446KNm}{87KNm/m^2} \times 10^{-3} = 0.05223 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 0.5223cm^2$$

3.6.3.3.3.3 Dimensionnement de la fondation de R+1

a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$\begin{aligned} H &= 30cm \\ D &= 60cm \\ Q &= 207.70KN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 0.3 \times \gamma_d \\ &= [B^2 - 0.15^2] \times 0.3 \times 16.9 \\ &= [B^2 - 0.0225] \times 0.3 \times 16.9 \\ &= 5.07B^2 - 0.1140 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.3B^2 \times 24.12 = 7.236B^2$$

b) Le poids total

$$\begin{aligned} P_t &= 5.07B^2 + 7.236B^2 - 0.1140 + 207.70 \\ &= 12.306B^2 + 207.5028 \end{aligned}$$

c) Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned} q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{16.9B}{2} 36.42 + 16.9 \times 0.6 \times 26.379 + (1 + 0.2 \times 1) \times 22 \times 39.379 \\ q_u &= 246.1992B + 1307.0886 \end{aligned}$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &= \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{16.9B}{2} 36.42 + 16.9 \times 0.6 (26.379 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 22 \times 39.379}{3} + 16.9 \times 0.6 \\ &= 82.0665B + 442.4562 \end{aligned}$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à la relation et remplacer chaque expression par sa valeur

$$\frac{12.306B^2 + 207.9028}{B^2} = 82.0665B + 442.4562$$

$$82.0665B^3 + 442.4562B^2 = 12.306B^2 + 207.9028$$

$$82.0665B^3 + 430.1502B^2 - 207.9028 = 0$$

$$B = 0.65547m$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{12.306 \times (0.65547)^2 + 207.9028}{(0.65547)} \leq 20.8 \times (0.9205) + 237.892$$

$$496.3648 \leq 496.243$$

$$\sigma_{adm} = 496.243Kpa$$

$$q_u = 246.1992B + 1307.0886 = 246.1992 \times (0.65547) + 1307.0886$$

$$q_u = 1468.4647Kpa$$

e) Calcul des moments

$$d = h - 5cm : h = 30cm$$

$$d = 25cm$$

$$M_A = M_B = \frac{207.70(0.65547 - 0.15)}{8}$$

$$M_A = M_B = 13.1232KNm$$

f) Détermination des sections des armatures

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400MPa}{1.15} = 347.82MPa$$

$$\sigma_s = 348MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{13.1232KNm}{0.25m \times 348 \times 10^3} = \frac{13.1232KNm}{87KNm / m^2} \times 10^{-3} = 0.1508 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 1.508cm^2$$

3.6.3.43.5.3.4 Dimensionnement de la fondation de R+2

- a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$H = 40\text{cm}$$

$$D = 90\text{cm}$$

$$Q = 317.54\text{KN}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 0.5 \gamma_d \\ &= [B^2 - (0.3)^2] \times 0.5 \times 16.9 \\ &= [B^2 - 0.09] \times 8.45 \\ &= 8.45B^2 - 0.7605 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.4B^2 \times 24.12 = 9.648B^2$$

- b) Le poids total

$$\begin{aligned} P_t &= 8.45B^2 + 9.648B^2 - 0.7605B^2 + 317.54 \\ &= 18.098B^2 + 316.7795 \end{aligned}$$

- c) Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned} q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{16.9B}{2} 36.42 + 16.9 \times 0.9 \times 26.79 + (1 + 0.2 \times 1) \times 22 \times 39.379 \\ &= 246.1992B + 1447.0815 \end{aligned}$$

- d) Déterminons alors la contrainte admissible

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &= \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{16.9B}{2} 36.42 + 16.9 \times 0.9 (26.79 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 22 \times 39.379}{3} + 16.929 \times 0.9 \\ &= 82.0664B + 492.5264 \end{aligned}$$

$$\frac{18.098B^2 + 316.7795}{B^2} = 82.0664B + 492.5264$$

$$18.098B^2 + 316.7795 = 82.0664B^3 + 492.5264B^2$$

$$82.0664B^3 + 474.426B^2 - 316.7795 = 0$$

$$B = 0.7677$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{18.098(0.7677)^2 + 316.7795}{(0.7677)^2} \leq 82.0664(0.7677) + 492.5264$$

$$555.6501 \geq 555.5287$$

$$\sigma_{adm} = 555.5287$$

$$q_u = 246.1992B + 1447.0815 = 246.1992(0.7677) + 1447.0815$$

$$q_u = 1636.0886$$

e) Calcul de moments

$$d = h - 5cm : h = 40cm$$

$$d = 35cm$$

$$M_A = M_B = \frac{317.54(0.7677 - 0.20)}{8}$$

$$M_A = M_B = 22.5334KNm$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{400MPa}{1.15} = 347.82MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{22.5334KNm}{0.35m \times 348 \times 10^3} = \frac{22.5334KNm}{121.8KNm/m^2} \times 10^{-3} = 18500 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 1.8500cm^2$$

3.6.3.5.3.5 Dimensionnement de la fondation de R+ 3

a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$H = 40cm$$

$$D = 120cm$$

$$Q = 398.92KN$$

$$Q_1 = (B^2 - b^2) \times 0.8 \times \gamma_d$$

$$= [B^2 - 0.3^2] \times 0.8 \times 17.3$$

$$= [B^2 - 0.09] \times 0.8 \times 17.3$$

$$= 14.24B^2 - 1.2816$$

$$Q_2 = 0.4B^2 \times 24.12 = 9.648B^2$$

b) Le poids total

$$\begin{aligned}
 P_t &= 14.24B^2 + 9.648B^2 - 1.116 + 398.92 \\
 &= 23.888B^2 + 397.804
 \end{aligned}$$

c) Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned}
 q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{17.3B}{2} 41.06 + 17.3 \times 1.2 \times 29.44 + (1 + 0.2 \times 1) \times 20 \times 42.16 \\
 q_u &= 284.1352B + 1623.0144
 \end{aligned}$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\begin{aligned}
 \sigma_{adm} &= \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{17.3B}{2} 41.06 + 17.3 \times 1.2 (29.44 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 20 \times 42.16}{3} + 17.3 \times 1.2 \\
 &= 94.7117B + 554.8448
 \end{aligned}$$

$$\frac{23.888B^2 + 397.804}{B^2} = 94.7117B + 554.8448$$

$$94.7117B^3 + 554.8448B^2 = 23.888B^2 + 397.804$$

$$94.7117B^3 + 530.9568B^2 - 397.804 =$$

$$B = 0.8112$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{23.888(0.8112)^2 + 400.036}{(0.8112)^2} \leq 94.7117(0.8112) + 554.8448$$

$$412.7875 \leq 631.6749$$

$$\sigma_{adm} = 631.6749 \text{ Kpa}$$

$$q_u = 284.1352B + 1623.0144 = 284.1352(0.8112) + 1623.0144$$

$$q_u = 1853.5048 \text{ Kpa}$$

e) Calcul des moments

$$\begin{aligned}d &= h - 5\text{cm} : h = 40\text{cm} & M_A = M_B &= \frac{398.92(0.8112 - 0.25)}{8} \\d &= 35\text{cm} & M_A = M_B &= 27.9842\text{KNm}\end{aligned}$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400\text{MPa}}{1.15} = 347.82\text{MPa} \\ \Rightarrow \sigma_s &= 348\text{MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s,a} = A_{s,b} &= \frac{27.9842\text{KNm}}{0.35\text{m} \times 348 \times 10^3} = \frac{27.9842\text{KNm}}{121.8\text{KNm} / \text{m}^2} \times 10^{-3} = 0.2297 \times 10^{-3} \text{m}^2 \\ A_{s,a} &= 2.297\text{cm}^2\end{aligned}$$

3.6.3.63.5.3.6 Dimensionnement de la fondation de R+4

a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle.

$$\begin{aligned}H &= 45\text{cm} & Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 1.05\gamma_d \\ D &= 150\text{cm} & &= [B^2 - 0.0625] \times 1.05 \times 17.3 \\ Q &= 510.52\text{KN} & &= [B^2 - 0.0625] \times 18.165 \\ & & &= 18.165B^2 - 1.1353\end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.45B^2 \times 24.12 = 10.854B^2$$

b) Le poids total

$$\begin{aligned}P_t &= 18.165B^2 + 10.854B^2 - 1.1353 + 510.52 \\ &= 29.019B^2 + 509.3847\end{aligned}$$

c) Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$q_u = (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{17.3B}{2} 41.06 + 17.3 \times 1.5 \times 29.44 + (1 + 0.2 \times 1) \times 20 \times 42.16$$

$$q_u = 284.1352B + 1775.808$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{17.3B}{2} 41.06 + 17.3 \times 1.5 (29.44 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 20 \times 42.16}{3} + 17.3 \times 1.5$$

$$= 61.3784B + 609.23$$

$$\frac{29.019B^2 + 505.3847}{B^2} = 61.3784B + 609.23$$

$$61.3784B^3 + 609.23B^2 = 29.019B^2 + 505.3847$$

$$61.3784B^3 + 580.211B^2 - 505.3847 = 0$$

$$B = 0.8922 \square 0.9$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{29.019 \times (0.9)^2 + 509.3847}{(0.9)^2} \leq 61.3784 \times (0.9) + 609.23$$

$$528.8 \leq 664.470$$

$$\sigma_{adm} = 664.470 \text{ Kpa}$$

$$q_u = 284.1352B + 1775.808 = 284.1352(0.9) + 1775.808$$

$$q_u = 2031.5296 \text{ Kpa}$$

e) Calcul de moments et Détermination des armatures

$$d = h - 5\text{cm} : h = 45\text{cm} \quad M_A = M_B = \frac{510.52(0.8922 - 0.3)}{8}$$

$$d = 40\text{cm} \quad M_A = M_B = 37.7912 \text{ KNm}$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{400MPa}{1.15} = 347.82MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{37.7912KNm}{0.40m \times 348 \times 10^3} = \frac{37.7912KNm}{139.2KNm / m^2} \times 10^{-3} = 0.2714 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 2.714 cm^2$$

Le tableau 3.9 reprend les sections des armatures de semelles de différentes structures sur l'avenue de la POST. Le choix des armatures a été fait sur base de l'abaque des armatures qui sera présentée dans les annexes.

Tableau 3.9 : section des armatures sur l'avenue de la POST

	Section	Nature	Nombre
RDC	0.5223	Fe400	3HA5
R+1	1.508	Fe400	3HA8
R+2	1.850	Fe400	4HA8
R+3	2.297	Fe400	5HA8
R+4	2.714	Fe400	6HA8

Tableau 3.10 : largeur, capacité portante et contrainte admissible de l'avenue POST

	Larguer de la semelle en m	Capacité portante en MPa	Contrainte admissible en Mpa
RDC	0.4863	1.2089	0.4663
R+1	0.6554	1.4684	0.4962
R+2	0.7677	1.6360	0.5555
R+3	0.8112	1.8535	0.6316
R+4	0.8922	2.0315	0.6644

Le tableau 3.11 présente une idée générale des quantités du béton en terme de volume de différentes semelles.

Tableau 3.11 : Quantité du béton de l'avenue POST

	Longueur en m	Largeur en m	Hauteur en m	Volume en m ³
RDC	0.4863	0.4863	0.2	0.04729754
R+1	0.6554	0.6554	0.3	0.12886475
R+2	0.7677	0.7677	0.4	0.23574532
R+3	0.8112	0.8112	0.4	0.26321818
R+4	0.8922	0.8922	0.45	0.35820938

Le tableau 3.13 présente une idée générale des quantités des aciers de différentes semelles.

Tableau 3.12 : Quantité des Aciers de l'avenue POST

	Largeur	Nombre de barres
RDC	0.4863	0.3
R+1	0.6554	0.5
R+2	0.7677	0.6
R+3	0.8112	0.7
R+4	0.8922	0.9

3.6.43.5.4 Dimensionnement des fondations sur le premier site situé sur l'avenue PAYSAGE3

3.6.4.13.5.4.1 Donnée de bases

Le tableau 3.14 nous présente différentes données qui sont fonction de l'angle de frottement interne du sol du site 3.

Tableau 3.13 : valeur de N_v , N_q , N_c avenue PAYSAGE3

0.5m à 0.9m				
Angle	C	N_v	N_q	N_c
28.5	25	18.03	15.58	26.58
0.9m à 1.5m				
34	21	11.6	15.9	29.2

3.6.4.23.5.4.2 Dimensionnement de la fondation de la rez de chaussée

- a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$\begin{aligned}
 H &= 20\text{cm} \\
 D &= 50\text{cm} \\
 Q &= 108.11\text{KN} \\
 Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 0.3 \times \gamma_d \\
 &= [B^2 - 0.2^2] \times 0.3 \times 24.29 \\
 &= [B^2 - 0.04] \times 0.3 \times 24.9 \\
 &= 7.287B^2 - 0.29148
 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.2B^2 \times 24.12 = 4.824B^2$$

b) Le poids total

$$P_t = 7.287B^2 + 4.824B^2 - 0.18 + 108.11$$

$$= 12.111B^2 + 107.93$$

c) Détermination de la capacité portante

$$q_u = (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{24.29B}{2} 18.03 + 24.29 \times 0.5 \times 15.58 + (1 + 0.2 \times 1) \times 25 \times 26.58$$

$$q_u = 175.1794B + 986.6191$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{24.29B}{2} 18.03 + 24.29 \times 0.5 (15.58 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 25 \times 26.58}{3} + 24.29 \times 0.5$$

$$= 58.3931B + 336.9697$$

$$\frac{12.111B^2 + 107.93}{B^2} = 58.3931B + 336.9697$$

$$58.3931B^3 + 336.9697B^2 = 12.111B^2 + 107.93$$

$$58.3931B^3 + 324.8587B^2 - 107.93 = 0$$

$$B = 0.5498m$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{12.111(0.5498)^2 + 107.93}{(0.5498)^2} = 58.3931(0.5498) + 336.9697$$

$$369.2617 \leq 369.074$$

$$\sigma_{adm} = 369.074 Kpa$$

$$q_u = 175.1794B + 986.6191 = 175.179(0.5498) + 986.6191$$

$$q_u = 1082.9325$$

e) Calcul des moments

$$\begin{aligned}
 d &= h - 5\text{cm} : h = 30\text{cm} \\
 d &= 25\text{cm} \\
 M_A &= M_B = \frac{P_U (A - a)}{8} \\
 &= \frac{108.11(0.5498 - 0.15)}{8} \\
 M_A &= M_B = 5.4027\text{KNm}
 \end{aligned}$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400\text{MPa}}{1.15} = 347.82\text{MPa} \\
 \Rightarrow \sigma_s &= 348\text{MPa} \\
 A_{s,a} &= A_{s,b} = \frac{5.4027\text{KNm}}{0.25\text{m} \times 348 \times 10^3} = \frac{5.4027\text{KNm}}{87\text{KNm/m}^2} \times 10^{-3} = 0.0621 \times 10^{-3}\text{m}^2 \\
 A_{s,a} &= 0.6210\text{cm}^2
 \end{aligned}$$

3.6.4.33.5.4.3 Dimensionnement de la fondation de R+1

a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle.

$$\begin{aligned}
 H &= 30\text{cm} \\
 D &= 60\text{cm} \\
 Q &= 207.70\text{KN} \\
 Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 0.3 \times \gamma_d \\
 &= [B^2 - 0.2^2] \times 0.3 \times 24.29 \\
 &= [B^2 - 0.04] \times 0.3 \times 24.9 \\
 &= 7.287B^2 - 0.29148
 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.3B^2 \times 24.12 = 7.236B^2$$

b) Le poids total

$$\begin{aligned}
 P_t &= 7.287B^2 + 7.236B^2 - 0.18 + 207.70 \\
 &= 14.523B^2 + 207.9914
 \end{aligned}$$

c) Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned}
 q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{24.29B}{2} 18.03 + 24.29 \times 0.6 \times 15.58 + (1 + 0.2 \times 1) \times 25 \times 26.58 \\
 q_u &= 175.1794B + 1021.4629
 \end{aligned}$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \frac{(1-0.2 \times 1) \times \frac{24.29B}{2} 18.03 + 24.29 \times 0.6(15.58-1) + (1+0.2 \times 1) \times 25 \times 26.58}{3} + 29.29 \times 0.6$$
$$= 58.3931B + 351.2036$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à la relation et remplacer chaque expression par sa valeur

$$\frac{14.523B^2 + 207.9914}{B^2} = 58.3931B + 351.2036$$
$$58.3931B^3 + 351.2036B^2 = 14.523B^2 + 207.9914$$
$$58.3931B^3 + 336.6806B^2 - 207.88 = 0$$
$$B = 0.7397$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{14.523 \times (0.7397)^2 + 207.9914}{(0.7397)^2} \leq 58.3931B \times (0.7397) + 351.2026$$
$$215.9354 \leq 394.3959$$

$$\sigma_{adm} = 394.3959 \text{ Kpa}$$

$$q_u = 175.179B + 1021.4629 = 175.179(0.7397) + 1021.4629$$
$$q_u = 1151.0428 \text{ Kpa}$$

e) Calcul des moments

$$d = h - 5 \text{ cm} : h = 30 \text{ cm}$$
$$d = 25 \text{ cm}$$

$$M_A = M_B = \frac{207.70(0.7397 - 0.15)}{8}$$
$$M_A = M_B = 15.3100 \text{ KNm}$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{400MPa}{1.15} = 347.82MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{15.3100KNm}{0.25m \times 348 \times 10^3} = \frac{15.3100KNm}{87KNm/m^2} \times 10^{-3} = 0.1759 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 1.759cm^2$$

3.6.4.43.5.4.4 Dimensionnement de la fondation de R+2

a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$H = 20cm$$

$$D = 90cm$$

$$Q = 317.54KN$$

$$Q_1 = (B^2 - b^2) \times 0.5\gamma_d$$

$$= [B^2 - (0.3)^2] \times 0.5 \times 24.29$$

$$= [B^2 - 0.09] \times 12.48$$

$$= 12.48B^2 - 1.1232$$

$$Q_2 = 0.4B^2 \times 24.12 = 9.648B^2$$

b) Le poids total

$$P_t = 12.48B^2 + 9.648B^2 - 1.1232B^2 + 317.54$$

$$= 22.128B^2 + 316.4168$$

c) Détermination de la capacité portante

$$qu = (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{24.29B}{2} 18.58 + 24.29 \times 0.9 \times 15.58 + (1 + 0.2 \times 1) \times 25 \times 26.83$$

$$qu = 180.5232B + 1145.3943$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{24.29B}{2} 18.58 + 24.29 \times 0.9 (15.58 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 25 \times 26.83}{3} + 24.29 \times 0.9$$

$$= 74.2209B + 377.0883$$

Pour trouver la valeur de B qui est inconnue vous allons recourir à la relation et remplacer chaque expression par sa valeur

$$\frac{22.128B^2 + 316.4168}{B^2} = 74.2209B + 377.0883$$

$$74.2209B^3 + 377.0883 = 22.128B^2 + 316.4168$$

$$74.2209B^3 + 354.9603B^2 - 316.4168 = 0$$

$$B = 0.8686$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{22.128(0.8686)^2 + 316.4168}{(0.8686)^2} \leq 74.2209(0.8686) + 377.0883$$

$$441.5583 \leq 506.0248$$

$$\sigma_{adm} = 506.0248 \text{ Kpa}$$

$$qu = 180.5232B + 1145.3943 = 180.5232(0.8686) + 1145.3943$$

$$qu = 1302.1967 \text{ Kpa}$$

e) Calcul de moments

$$d = h - 5\text{cm} : h = 40\text{cm} \quad M_A = M_B = \frac{317.54(0.8686 - 0.20)}{8}$$

$$d = 35\text{cm} \quad M_A = M_B = 26.5384 \text{ KNm}$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{26.538 \text{ KNm}}{0.35\text{m} \times 348 \times 10^3} = \frac{26.538 \text{ KNm}}{121.8 \text{ KNm} / \text{m}^2} \times 10^{-3} = 0.2178 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s,a} = 2.1788 \text{ cm}^2$$

3.6.4.53.5.4.5 Dimensionnement de la fondation de R+ 3

- a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$\begin{aligned}
 H &= 40\text{cm} \\
 D &= 120\text{cm} \\
 Q &= 398.92\text{KN} \\
 Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 0.8 \times \gamma_d \\
 &= [B^2 - 0.3^2] \times 0.8 \times 14.3 \\
 &= [B^2 - 0.09] \times 0.8 \times 14.3 \\
 &= 11.44B^2 + 1.0296
 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.4B^2 \times 24.12 = 9.648B^2$$

- b) Le poids total

$$\begin{aligned}
 P_t &= 11.44B^2 + 9.648B^2 - 1.0296 + 398.92 \\
 &= 21.088B^2 + 397.8904
 \end{aligned}$$

- c) Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvé par la relation 2.14

$$\begin{aligned}
 q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{14.3B}{2} 11.6 + 14.3 \times 1.2 \times 15.9 + (1 + 0.2 \times 1) \times 21 \times 29.2 \\
 q_u &= 66.352B + 1008.684
 \end{aligned}$$

- d) Détermination de la contrainte admissible

$$\begin{aligned}
 \sigma_{adm} &= \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{14.3B}{2} 11.6 + 14.3 \times 1.2 (15.9 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 21 \times 29.2}{3} + 14.3 \times 1.2 \\
 &= 22.1173B + 347.668
 \end{aligned}$$

$$\frac{22.088B^2 + 397.8904}{B^2} = 22.1173B + 347.668$$

$$22.1173B^3 + 347.668B^2 = 22.088B^2 + 397.8904$$

$$22.1173B^3 + 325.58B^2 - 397.8904$$

$$B = 1.0701$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{21.088(1.0701)^2 + 400}{(1.0701)^2} \leq 22.1173(1.0701) + 347.668$$

$$424.1478 \leq 371.3277$$

$$\sigma_{adm} = 371.327 \text{ Kpa}$$

$$q_u = 66.352B + 1008.6884 = 66.352(1.0701) + 1008.6884$$

$$q_u = 1079.6916 \text{ Kpa}$$

e) Calcul des moments

$$M_A = M_B = \frac{P_u (A - a)}{8}$$

$$d = h - 5 \text{ cm} : h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$= \frac{398.92(1.0701 - 0.25)}{8}$$

$$M_A = M_B = 40.8942 \text{ KNm}$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{40.894 \text{ KNm}}{0.35 \text{ m} \times 348 \times 10^3} = \frac{40.8942 \text{ KNm}}{121.8 \text{ KNm} / \text{m}^2} \times 10^{-3} = 0.3357 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s,a} = 3.357 \text{ cm}^2$$

3.6.4.63.5.4.6 Dimensionnement de la fondation de R+4

a) Calcul du poids total de la super structure, de terre sur le débord de semelle, et du poids propre de la semelle

$$H = 45\text{cm}$$

$$D = 150\text{cm}$$

$$Q = 510.52\text{KN}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= (B^2 - b^2) \times 1.05 \gamma_d \\ &= [B^2 - 0.0625] \times 1.05 \times 14.3 \\ &= [B^2 - 0.0625] \times 15.015 \\ &= 15.015B^2 - 0.9384 \end{aligned}$$

$$Q_2 = 0.45B^2 \times 24.12 = 10.854B^2$$

b) Le poids total

$$\begin{aligned} P_t &= 15.015B^2 + 10.854B^2 - 0.9384 + 510.52 \\ &= 25.959B^2 + 509.5816 \end{aligned}$$

c) Détermination de la capacité portante

la capacité portante est trouvée par la relation 2.14

$$\begin{aligned} q_u &= (1 - 0.2 \times 1) \times \frac{14.3B}{2} 11.6 + 14.3 \times 1.5 \times 15.9 + (1 + 0.2 \times 1) \times 21 \times 29.2 \\ q_u &= 66.325B + 1349.739 \end{aligned}$$

d) Détermination de la contrainte admissible

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &= \frac{(1 - 0.2 \times 1) \times \frac{14.3B}{2} 11.6 + 14.3 \times 1.5 (15.9 - 1) + (1 + 0.2 \times 1) \times 21 \times 29.2}{3} + 14.3 \times 1.5 \\ &= 22.1083B + 373.265 \end{aligned}$$

$$\frac{25.959B^2 + 509.5816}{B^2} = 22.1083B + 373.265$$

$$22.1083B^3 + 373.265B^2 = 25.959B^2 + 509.5816$$

$$22.1083B^3 + 347.306B^2 - 509.5816 = 0$$

$$B = 1.1686$$

Pour trouver la valeur de la capacité portante et de la contrainte admissible il faut se servir de la valeur de B qui est la largeur de la semelle

Vérification de la condition $\frac{P_t}{A.B} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{25.959 \times (1.1686)^2 + 509.5816}{(1.1686)^2} \leq 22.1083 \times (1.1686) + 373.265$$

$$399.1153 \leq 399.1007$$

$$\sigma_{adm} = 399.1007 Kpa$$

$$q_u = 66.325B + 1349.739 = 66.325(1.1686) + 1349.739$$

$$q_u = 1427.2463 Kpa$$

e) Calcul de moments et Détermination des armatures

$$d = h - 5cm : h = 45cm \quad M_A = M_B = \frac{510.52(1.1686 - 0.3)}{8}$$

$$d = 40cm \quad M_A = M_B = 55.4297 KNm$$

f) Détermination de sections des armatures

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400 MPa}{1.15} = 347.82 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 MPa$$

$$A_{s,a} = A_{s,b} = \frac{55.4297 KNm}{0.40m \times 348 \times 10^3} = \frac{55.4297 KNm}{139.2 KNm / m^2} \times 10^{-3} = 0.3982 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,a} = 3.982 cm^2$$

Le tableau 3.14 reprend les sections des armatures de semelles de différentes structures sur l'avenue PAYSAGE. Le choix des armatures a été fait sur base de l'abaque des armatures qui sera présentée dans les annexes.

Tableau 3.14 : Section des armatures sur l'avenue PAYSAGE

	Section en cm ²	Nature	Nombre
RDC	0.6210	Fe400	3HA6
R+1	1.759	Fe400	4HA8
R+2	2.178	Fe400	5HA8
R+3	3.357	Fe400	5H10
R+4	3.982	Fe400	8HA8

Le tableau 3.15 nous présente différentes valeurs de largeurs des semelles, des capacités portantes ainsi que des contraintes admissibles.

Tableau 3.15 : Largueur, capacité portante et contrainte admissible de l'avenue PAYSAGE

	Largueur de la semelle en m	Capacité portante en MPa	Contrainte admissible en Mpa
R.D.C	0.5498	1.0839	0.3690
R+1	0.7397	1.1394	0.3943
R+2	0.8686	1.1462	0.5060
R+3	1.0701	1.0625	0.3173
R+4	1.1686	1.1329	0.3991

Le tableau 3.16 présente une idée générale des quantités du béton en termes de volume de différentes semelles.

Tableau 3.16 : Quantité du béton de l'avenue PAYSAGE

	Longueur en m	Largeur en m	Hauteur en m	Volume en m ³
RDC	0.5498	0.5498	0.2	0.06045601
R+1	0.7397	0.7397	0.3	0.16414683
R+2	0.8686	0.8686	0.4	0.30178638
R+3	1.0701	1.0701	0.4	0.4580456
R+4	1.1686	1.1686	0.45	0.61453168

Le tableau 3.17 présente une idée générale des quantités des aciers de différentes semelles.

Tableau 3.17 : Quantité des aciers de l'avenue PAYSAGE

	Longueur en m	Nombre de barres
RDC	0.5498	0.3
R+1	0.7397	0.5
R+2	0.8686	0.7
R+3	1.0701	0.9
R+4	1.1686	1.2

3.7.3.6 Interprétations de résultats

Cette section vise à élaborer une comparaison des résultats obtenus dans le dessin de les interpréter. Après une présentation des résultats trouvés précédemment par les calculs effectués suivant la méthodologie présentées au chapitre 2. Dans cette partie, il sera question de faire une confrontation des résultats en vue de l'interprétation.

3.7.13.6.1 Capacité portante

En se basant sur les résultats exposés dans les tableaux 3.6, 3.10 et 3.15, la figure 3.2 illustre les variations de la capacité portante en fonction des sites et des profondeurs d'ancrage des fondations des diverses structures prises en compte dans cette étude.

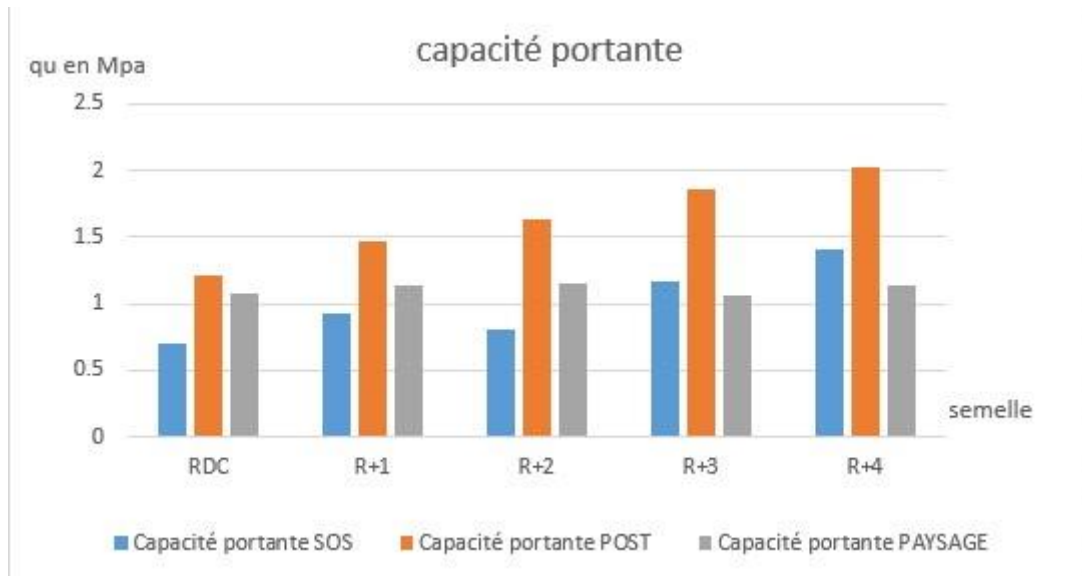


Figure 3.2 : Variation de la capacité portante en fonction des sites

- Pour la structure R+1, L'avenue SOS présente une minoration de 41.73 % en termes de de capacité portante par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 35.01% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenuePAYSAGE3 présente une minoration de 9.67%par rapport à l'avenue de la POST
- Pour la structure R+1, L'avenue SOS présente une minoration de 36.59% en termes de de capacité portante par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 18.29% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenuePAYSAGE3 présente une minoration de 22.40%par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+2, L'avenue **SOS** présente une minoration de 36.82% en termes de de capacité portante par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 29.47% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 29.93%par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+3 l'avenue SOS présente une minoration de 36.82% en termes de capacité portante par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une majoration de 9.26% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 42.67%par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+4 l'avenue **SOS** présente une minoration de 30.43% en termes de de capacité portante par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une majoration de 19.84% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 44.23%par rapport à l'avenue de la POST.

3.7.23.6.2 Contrainte admissible

En se basant sur les résultats exposés dans les tableaux 3.6, 3.10 et 3.15, la figure 3.3 illustre les variations de la contrainte admissible en fonction des sites et des profondeurs d'ancrage des fondations des diverses structures prises en compte dans cette étude

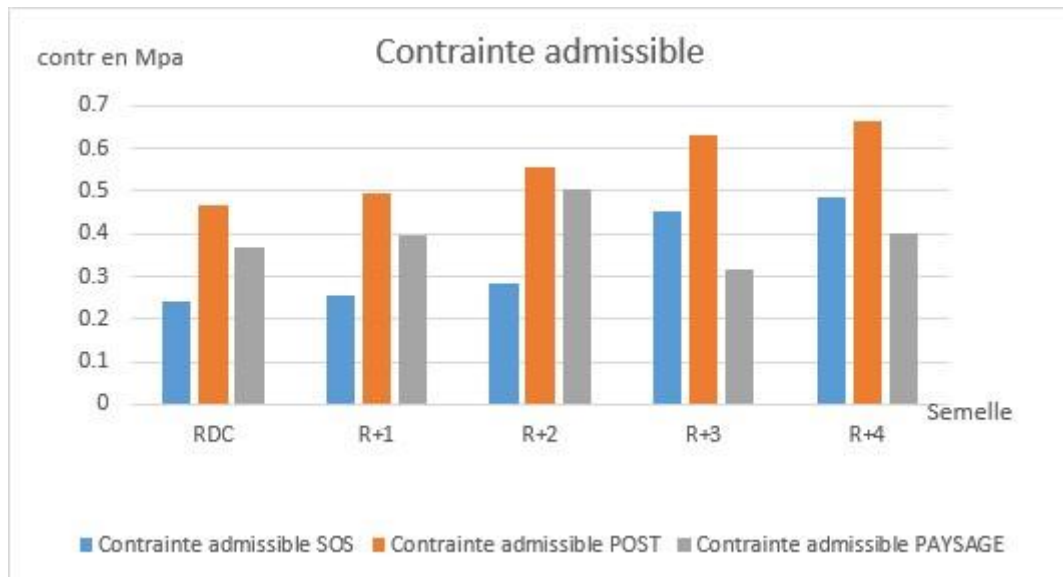


Figure 3.3 : Variation de la Contrainte admissibles en fonction des sites

- Pour la structure sur RDC, l'avenue SOS présente une minoration de 48.53% en termes de contrainte admissible par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 34.95% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 20.86% par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+1, L'avenue SOS présente une minoration de 48.20% en terme-de de contrainte admissible par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 34.82% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 20.53% par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+2, L'avenue SOS présente une minoration de 48.47% en termes de de contrainte admissible par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 43.53% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 8.91% par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+3 l'avenue SOS présente une minoration de 28.22% en termes de contrainte admissible par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une majoration de 30% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 49.76% par rapport à l'avenue de la POST.

- Pour la structure R+4 l'avenue SOS présente une minoration de 26.74% en termes de de contrainte admissible par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 39.93% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 17.99% par rapport à l'avenue de la POST.

Il convient de noter une variation significative de la capacité portante entre les différents sites, avec une capacité portante élevée observée au site "POST" et une capacité minimale au site "SOS". Par conséquent, il est impératif de tenir compte de la capacité portante de chaque site lors du dimensionnement optimal.

Toutefois, en se basant sur les observations des résultats présentés à la Figure 3.3, en cas d'impossibilité d'étude, il serait judicieux de prendre en compte les caractéristiques géotechniques du site "SOS" pour un dimensionnement sûr, car il représente le scénario le moins favorable.

3.7.33.6.3 Largeur des semelles

En se basant sur les résultats exposés dans les tableaux 3.6, 3.10 et 3.15, la figure 3.4 illustre la variation des largeurs semelles en fonction des sites et des profondeurs d'ancrage des fondations des diverses structures prises en compte dans cette étude.

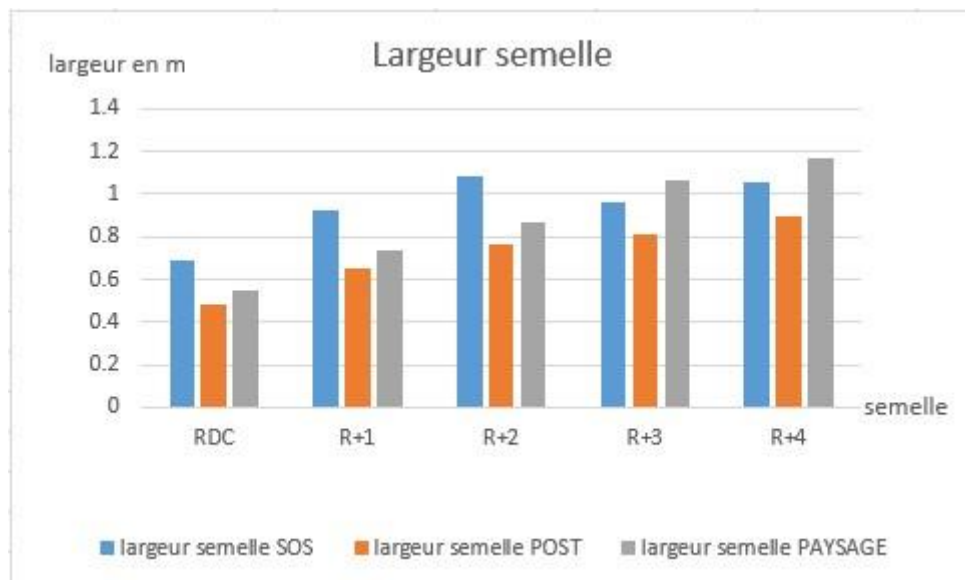


Figure 3.4 : Variation de la Largeur des semelles en fonction des sites

En effet,

- Pour la structure RDC, l'avenue SOS présente une majoration de 28.98% en termes de largeur de la semelle par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 11.54% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une minoration de 19.71% par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+1, L'avenue SOS présente une majoration de 28.79% en termes de largeur de la semelle par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une majoration de 19.64% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une majoration de 11.39% par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+2, L'avenue **SOS** présente une majoration de 29.3% en termes de largeur de la semelle par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une majoration de 20.02% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une majoration de 11.61% par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+3 l'avenue SOS présente une majoration de 15.52% en termes de largeur de la semelle par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 10.26% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une majoration de 24.19% par rapport à l'avenue de la POST.
- Pour la structure R+4 L'avenue **SOS** présente une majoration de 15.25% en termes de largeur de la semelle par rapport à l'avenue de la POST, l'avenue SOS présente une minoration de 9.90% par rapport à l'avenue PAYSAGE 3, et l'avenue PAYSAGE3 présente une majoration de 23.95% par rapport à l'avenue de la POST.

Il est important de noter une variation significative de la largeur des semelles entre les différents sites, avec une largeur élevée observée sur le site "SOS" et une largeur minimale sur le site "POST". Par conséquent, il est essentiel de prendre en compte la largeur de chaque site lors du dimensionnement optimal. Cependant, en se basant sur les observations des résultats présentés à la Figure 3.4, en cas d'impossibilité d'une étude approfondie, il serait judicieux de prendre en compte les caractéristiques géotechniques du site "POST" pour un dimensionnement sûr, car il représente le scénario le moins favorable.

3.7.4.3.6.4 Quantité de matériaux

3.7.4.13.6.4.1 Acier

En se basant sur les résultats exposés dans les tableaux 3.8, 3.12 et 3.18, la figure 3.5 illustre les variations de quantité des aciers de différentes semelles pour les bâtiments des sites pris en compte dans cette étude



Figure 3.5 : Variation de quantité d'aciers

En effet,

Les bâtiments de la RDC pressentent une même quantité d'aciers avec une seule différence qui réside sur la valeur de diamètre de ces derniers, donc on peut conclure en disant que l'avenue SOS et PAYSAGE peuvent présenter un coup élever par apport a l'avenue de la POST. Le bâtiment R+1 l'avenue de la SOS présente un grand nombre par rapport aux deux autres sites qui qui présentent une quantité égale. Le bâtiments R+2 l'avenue de SOS présente une grande quantité suivie de l'avenue Paysage et en fin l'avenue de la POSTE. Pour la suite des autres bâtiments l'histogramme évolue au même rythme que les bâtiments R+2.

3.7.4.23.6.4.2 Béton

En se basant sur les résultats exposés dans les tableaux 3.7, 3.11 et 3.16, la figure 3.6 illustre les variations de quantité du béton des différentes semelles pour les bâtiments des sites prisent en compte dans cette étude

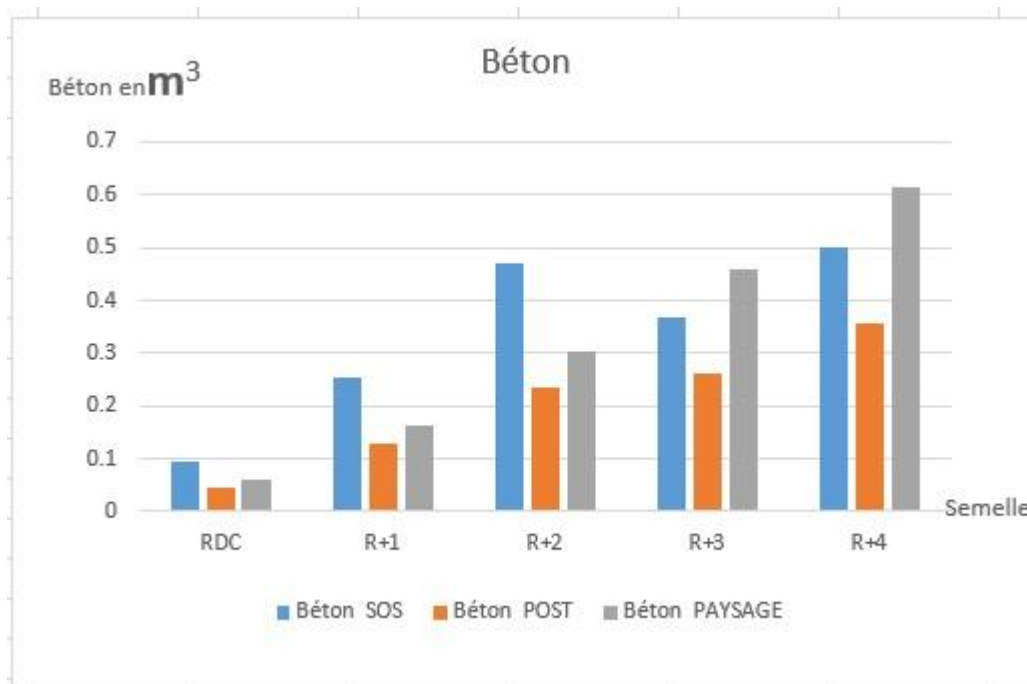


Figure 3.6 : Variation de quantité du béton

En effet,

En terme du béton la RDC, R+1, R+2, présenté une même évolution, donc l'avenue SOS présenté une grande quantité suivie de l'avenue PAYSAGE en fin l'avenue de la POST. Quant aux bâtiments R+3 et R+4 l'avenue PAYSAGE présente une grande quantité suivie de de l'avenue SOS et en fin l'avenue de la POST.

Il est important de noter une variation significative des quantités de matériaux (acier et béton) entre les différents sites, avec une quantité élevée observée sur le site "SOS" pour les trois premières structures, et une quantité minimale sur le site POST. Pour les deux dernières structures, une quantité élevée est observée sur le site PAYSAGE, tandis qu'une quantité minimale est présente sur le site POST.

Par conséquent, il est essentiel de prendre en compte la quantité de matériaux de chaque site lors de l'établissement d'un devis optimal. Cependant, en se basant sur les observations des résultats présentés à la Figure 3.6, en cas d'indisponibilité d'une étude approfondie, il serait judicieux de prendre en compte les caractéristiques géotechniques du site "SOS" pour établir un devis fiable pour les trois premières structures, et les caractéristiques géotechniques du site PAYSAGE pour les deux dernières structures, car ils représentent le scénario le moins favorable.

3.83.7 Conclusion partielle

Dans ce chapitre consacré à la présentation et à l'interprétation des résultats, différents points ont été abordés. En premier lieu nous avons présenté différentes caractéristiques des matériaux, ça nous a permis de bien identifier les 2 matériaux en question le béton et l'acier ; en deuxième lieu il était question de présenter différentes caractéristiques géotechniques liées aux différents sites. La cohésion du sol, l'angle de frottement interne, ainsi que le poids volumique du sol sont les 3 caractéristiques présentées en deuxième lieu. En troisième lieu différentes hypothèses ont été énumérées pour permettre de bien affronter les différents calculs, en quatrième lieu nous avons abordé différents calculs liés au dimensionnement des semelles pour trouver la capacité portante, contrainte admissible ainsi que les paramètres géométriques des semelles ainsi que les armatures. et en dernier lieu qui concerne l'interprétation des résultats via différents histogrammes en se basant sur différents tableaux.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail détaillé se concentre sur l'influence des caractéristiques géotechniques sur le dimensionnement des fondations, spécifiquement pour les bâtiments de la ville de Bukavu. L'objectif principal de cette étude était d'analyser l'impact de ces caractéristiques géotechniques sur la conception des fondations afin d'aider les ingénieurs à estimer les coûts de manière plus précise. Pour ce faire, les résultats des recherches menées à l'université officielle de Bukavu ont été utilisés, se concentrant sur la caractérisation du sol dans différents sites, notamment l'avenue SOS, l'avenue de la POST et l'avenue PAYSAGE 3, qui ont été les trois sites d'étude. Des calculs de capacité portante ont été réalisés en utilisant l'approche de Terzaghi, en prenant en compte les semelles isolées et en conservant la charge du bâtiment. Après avoir abordé les notions générales sur les sols, les fondations et les caractéristiques des matériaux, la méthodologie relative aux calculs des fondations superficielles a été présentée suivi d'une présentation des résultats obtenus et leur interprétation. L'analyse des résultats a révélé que l'avenue de la POST présentait une capacité portante élevée, suivie de l'avenue SOS, puis de l'avenue PAYSAGE. En ce qui concerne la contrainte admissible, l'avenue de la POST affiche la plus grande contrainte, suivie de l'avenue SOS, et enfin de l'avenue PAYSAGE. Concernant la géométrie, les semelles de l'avenue SOS ont une largeur significative, surtout observée sur les bâtiments RDC, R+1 et R+2. Pour les bâtiments R+3 et R+4, l'avenue PAYSAGE présente une largeur plus élevée. En ce qui concerne les quantités de matériaux, il a été observé que l'avenue SOS nécessite généralement une quantité plus importante pour les semelles des bâtiments RDC, R+1 et R+2, par rapport aux autres sites. Les bâtiments R+3 et R+4 nécessitent également une quantité élevée de matériaux, suivis de près par l'avenue SOS. En revanche, l'avenue de la POST nécessite une quantité plus faible de matériaux pour tous les bâtiments. Ces résultats démontrent que les caractéristiques géotechniques du sous-sol peuvent avoir un impact significatif sur la conception des fondations, ce qui peut influencer considérablement les coûts impliqués dans le processus.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] L. SIBILE, Base de la Géotechnique Génie et Construction Durable, Grenoble: Université Grenoble-Alpes , 2018.
- [2] A. KASSOUL, cours : ossatures bâtiment-chapitre 2 : les fondation-uhbchlef, 2016.
- [3] F. SCHLOSSER, Elément de Mécanique des sols, Belgique: Presse de l'ENPC, 1988.
- [4] F. NGAPGUE, Cours de Mécanique de sols et de Roches, Goma: FSTA/ ULPGL-GOMA, 2019.
- [5] B. PR.K, Cours de géotechnique, 2020.
- [6] S. N. C. P. E. M. V. FRED PORTET, la classification des sols, Géotechnique routière, aix: ecole de mines de Douin, 2011.
- [7] C. M. Y. ATLAN (BRGM), « Corrélation entre les classifications pédologiques et les classifications géotechniques des sols tropicaux,» *Revue bibliographique du Bureau de Recherches Géologiques et minières*, 1981.
- [8] S. M, caracterisation geotechnique des cendres volcanique: cas du Mont GOMA, GOMA : ULPGL GOMA, 2017.
- [9] P. F. P. G. DUCHAUFOR PH, introduction a la science du sol, paris: dunod, 2018.
- [10] F. Z. E. OUIHEN, Application des essais géotechniques aux sols de la région de Taghazout, Agadir (Maroc), Marrakech: Université Cadi Ayyd, 2017.
- [11] J. M. T. N. & M. p. M. CALLAUD, COURS DE MECANIQUE DES SOLS, Ouagadougou, 2003.
- [12] M. Dysli, Mécanique des sols, Lausanne: Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, 1997.
- [13] R. FRANK, Calcul des fondations superficielles et profondes,, Paris: Edition Techniques de l'Ingénieur, 2003.
- [14] E.-A. e. A. MED, Mémoire de Master : Calcul de la capacite portante dynamique des fondations superficielles, Guelma: Université 08 Mai 1945 de Guelma, 2017.
- [15] P. L. PRINCE, pathologie dzs fondations et des structures de soutènement, PARIS: presses de l'ecole nationale des ponts et chaussées ENPC, 1995.
- [16] «www.qualiteconstruction.com et sur l'appliQC.,» 27 11 2022. [En ligne].

- [17] E. MIKEREGO, Cours de béton arme 1 et 2, Goma: ULPGL/GOMA, 2017.
- [18] S. M. e. T. Justin, cartographie geotechnique des sols - application aux fondations d'ouvrages :cas des avenues dr lurhuma et sos dans le quartier nyakaliba, commune de kadutu, sud-kivu, bukavu: UNIVRSITE OFFICIELLE DE BUKAVU, 2022.
- [19] F. K. e. Y. LOMO, contribution a l'etude geotechnique ethydrogeologique des sols compressibles de l'avenue (pesage3) luziba, bukavu: UNIVERSITE OFFICIELLE DE BUKAVU, 2021.
- [20] L. M. e. L. Boutros, contribution a l'evaluation de la resistance des sols pour fondation de bâtiment : cas du quartier ndendere/ avenue de la poste de bukavu, bukavu: UNIVRSITE OFFICIELLE DE BUKAVU, 2021.
- [21] F. S. B. E. M. e. M. A. Butara S., Susceptibilité aux glissements de terrain : cas de la commune d'Ibanda/Bukavu/République Démocratique du Congo, 129-147p., BUKAVU, 2015. .
- [22] B. Z. BP, caracterisation des sols lateritiques utilises en construction routiere:cqs de la region de l'Agnebew cote d'ivoire, Abindja: Ecole nationale des ponts et chaussees d'Abidja, 2008.

ANNEXES

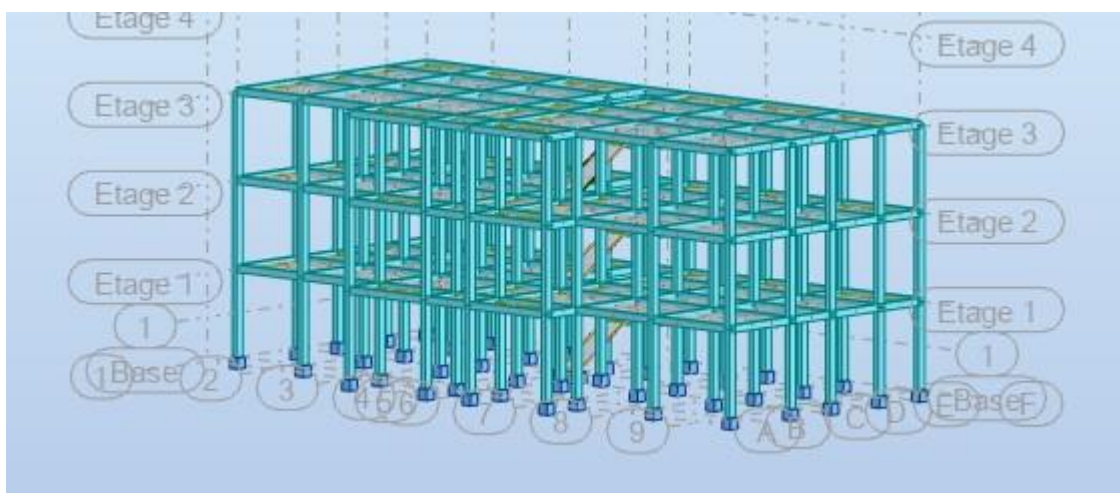
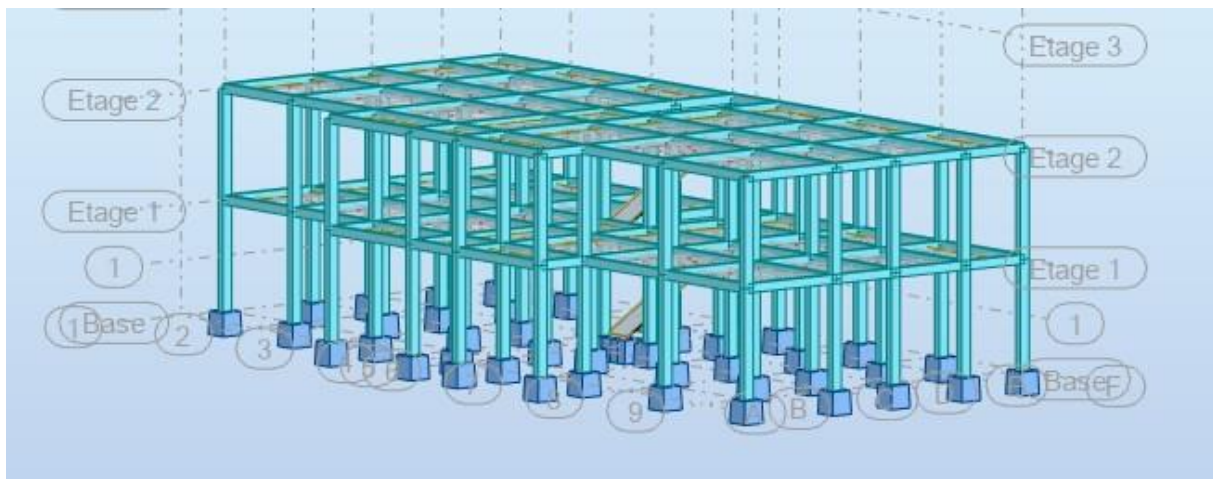
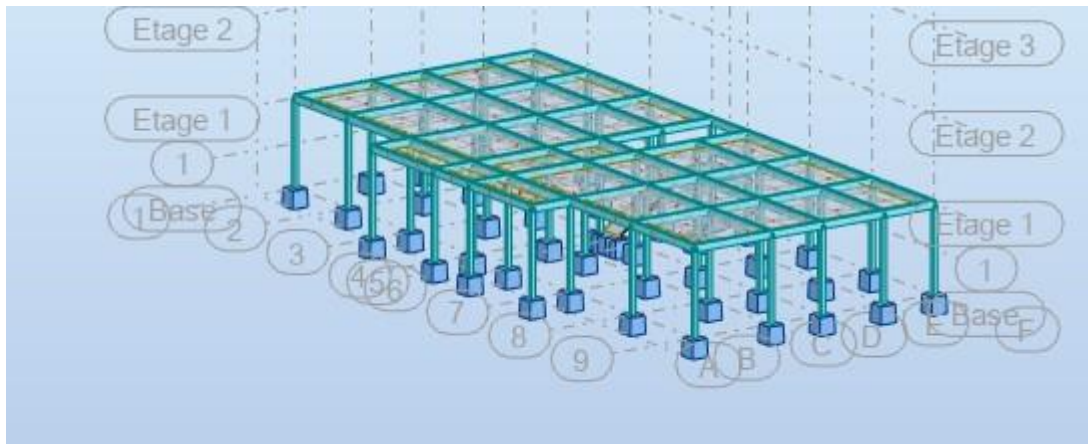
ANNEXE I : ORDRE DE GRANDEUR DE QUELQUES PARAMETRES DE RESISTANCE ET DE DEFORMABILITE DE SOLS

sols	USCS	I_P [%]	forme grains	ϕ' [°]	c' [kPa]	M_F [MPa]	C_c	C_s
roche concassée			angul.	47 ± 7	0	200 - 400		
gravier propre	GW	0	toutes	40 ± 5	0	50 - 300		
gravier limoneux	GM	2-6	toutes	36 ± 4	env. 0	40 - 300		
gravier argileux	GC	7-12	toutes	34 ± 4	env. 0	20 - 200		
sable propre à granulométrie étendue	SW	0	angul.	40 ± 4	0	30 - 100		
sable propre à granulométrie uniforme	SP	0	arrond.	36 ± 6	0	20 - 80		
sable peu à moyennement limoneux	SM	2-6	toutes	34 ± 3	env. 0	30 - 100		
sable peu à moyennement argileux	SC	6-12	toutes	32 ± 3	env. 0	20 - 80		
sable argileux	SC-CL	9-15	toutes	27 ± 3	5 ± 5	10 - 50		
limon	ML	2-6		33 ± 4	env. 0	6 - 20		
limon argileux (1)	CL-ML	4-10		30 ± 4	15 ± 10	3 - 20 (3)	$0,100 \pm 0,070$	$0,010 \pm 0,007$
argile limoneuse (1)	CL	12-18		27 ± 4	20 ± 10	2 - 10 (3)	$0,150 \pm 0,100$	$0,025 \pm 0,015$
argiles (1)	CH	~20		20 ± 4	20 ± 10	1 - 4 (3)	$0,300 \pm 0,150$	$0,040 \pm 0,025$
	CH	~40		15 ± 4	25 ± 10	0,7 - 2 (3)	$0,400 \pm 0,200$	$0,060 \pm 0,040$
	CH	~60		11 ± 4	(2)	0,5 - 1 (3)	$0,600 - 1,000$	$0,070 - 0,090$
	CH	>100		< 8	(2)	< 1 (3)	$0,900 - 1,500$	$0,090 - 0,130$

ANNEXE II : COEFFICIENTS DES TERMES DES COHESION, PROFONDEUR ET SURFACE EN FONCTION DES ANGLES DE FROTTEMENT INTERNE DE SOL

Bearing Capacity Factors for General Shear											
Angle ϕ (Degrees)	Angle ϕ (Radians)	Terzaghi				Meyerhof			Hansen		
		K_{py}	N_c	N_q	N_{γ}	N_c	N_q	N_{γ}	N_c	N_q	N_{γ}
0	0.0000	10.18	5.70	1.00	0.00	5.10	1.00	0.00	5.10	1.00	0.00
1	0.0175	10.61	6.00	1.10	0.08	5.38	1.09	0.00	5.38	1.09	0.00
2	0.0349	11.07	6.30	1.22	0.18	5.63	1.20	0.01	5.63	1.20	0.01
3	0.0524	11.56	6.62	1.35	0.28	5.90	1.31	0.02	5.90	1.31	0.02
4	0.0698	12.07	6.97	1.49	0.39	6.19	1.43	0.04	6.19	1.43	0.05
5	0.0873	12.61	7.34	1.64	0.51	6.49	1.57	0.07	6.49	1.57	0.07
6	0.1047	13.19	7.73	1.81	0.65	6.81	1.72	0.11	6.81	1.72	0.11
7	0.1222	13.80	8.15	2.00	0.80	7.16	1.88	0.15	7.16	1.88	0.16
8	0.1396	14.44	8.60	2.21	0.96	7.53	2.06	0.21	7.53	2.06	0.22
9	0.1571	15.13	9.09	2.44	1.15	7.92	2.25	0.28	7.92	2.25	0.30
10	0.1745	15.87	9.60	2.69	1.35	8.34	2.47	0.37	8.34	2.47	0.39
11	0.1920	16.65	10.16	2.98	1.58	8.80	2.71	0.47	8.80	2.71	0.50
12	0.2094	17.49	10.76	3.29	1.84	9.28	2.97	0.60	9.28	2.97	0.63
13	0.2269	18.38	11.41	3.63	2.12	9.81	3.26	0.74	9.81	3.26	0.78
14	0.2443	19.33	12.11	4.02	2.44	10.37	3.59	0.92	10.37	3.59	0.97
15	0.2618	20.36	12.86	4.45	2.79	10.98	3.94	1.13	10.98	3.94	1.18
16	0.2793	21.46	13.68	4.92	3.19	11.63	4.34	1.37	11.63	4.34	1.43
17	0.2967	22.65	14.56	5.45	3.63	12.34	4.77	1.66	12.34	4.77	1.73
18	0.3142	23.92	15.52	6.04	4.13	13.10	5.26	2.00	13.10	5.26	2.08
19	0.3316	25.30	16.56	6.70	4.70	13.93	5.80	2.40	13.93	5.80	2.48
20	0.3491	26.80	17.69	7.44	5.34	14.83	6.40	2.87	14.83	6.40	2.95
21	0.3665	28.42	18.92	8.26	6.07	15.81	7.07	3.42	15.81	7.07	3.50
22	0.3840	30.18	20.27	9.19	6.89	16.88	7.82	4.07	16.88	7.82	4.13
23	0.4014	32.10	21.75	10.23	7.83	18.05	8.66	4.82	18.05	8.66	4.88
24	0.4189	34.19	23.36	11.40	8.90	19.32	9.60	5.72	19.32	9.60	5.75
25	0.4363	36.49	25.13	12.72	10.12	20.72	10.66	6.77	20.72	10.66	6.76
26	0.4538	39.01	27.09	14.21	11.53	22.25	11.85	8.00	22.25	11.85	7.94
27	0.4712	41.78	29.24	15.90	13.15	23.94	13.20	9.46	23.94	13.20	9.32
28	0.4887	44.85	31.61	17.81	15.03	25.80	14.72	11.19	25.80	14.72	10.94
29	0.5061	48.26	34.24	19.98	17.21	27.86	16.44	13.24	27.86	16.44	12.84
30	0.5236	52.05	37.16	22.46	19.75	30.14	18.40	15.67	30.14	18.40	15.07
31	0.5411	56.29	40.41	25.28	22.71	32.67	20.63	18.56	32.67	20.63	17.69
32	0.5585	61.04	44.04	28.52	26.20	35.49	23.18	22.02	35.49	23.18	20.79
33	0.5760	66.40	48.09	32.23	30.33	38.64	26.09	26.17	38.64	26.09	24.44
34	0.5934	72.48	52.64	36.50	35.23	42.16	29.44	31.15	42.16	29.44	28.77
35	0.6109	79.40	57.75	41.44	41.08	46.12	33.30	37.15	46.12	33.30	33.92
36	0.6283	87.33	63.53	47.16	48.11	50.59	37.75	44.43	50.59	37.75	40.05
37	0.6458	96.49	70.07	53.80	56.62	55.63	42.92	53.27	55.63	42.92	47.38
38	0.6632	107.13	77.50	61.55	67.00	61.35	48.93	64.07	61.35	48.93	56.17
39	0.6807	119.59	85.97	70.61	79.77	67.87	55.96	77.33	67.87	55.96	66.76
40	0.6981	134.31	95.66	81.27	95.61	75.31	64.20	93.69	75.31	64.20	79.54
41	0.7156	151.89	106.81	93.85	115.47	83.86	73.90	113.99	83.86	73.90	95.05
42	0.7330	173.09	119.67	108.75	140.65	93.71	85.37	139.32	93.71	85.37	113.96
43	0.7505	198.99	134.58	126.50	173.00	105.11	99.01	171.14	105.11	99.01	137.10
44	0.7679	231.10	151.95	147.74	215.16	118.37	115.31	211.41	118.37	115.31	165.58
45	0.7854	271.57	172.29	173.29	271.07	133.87	134.87	262.74	133.87	134.87	200.81
46	0.8029	323.57	196.22	204.19	346.66	152.10	158.50	328.73	152.10	158.50	244.65
47	0.8203	391.94	224.55	241.80	451.28	173.64	187.21	414.33	173.64	187.21	299.52
48	0.8378	484.34	258.29	287.85	600.15	199.26	222.30	526.45	199.26	222.30	368.67
49	0.8552	613.53	298.72	344.64	819.31	229.92	265.50	674.92	229.92	265.50	456.40
50	0.8727	801.95	347.51	415.15	1155.97	266.88	319.06	873.86	266.88	319.06	568.57

ANNEXE III : VUE EN 3D DES STRUCTURES RDC, R+1 ET R+2



ANNEXE IV : VUE EN 3D DES STRUCTURES R+3 ET R+4

