



UNIVERSITÉ CARAÏBE
07, Delmas 29 ; Tél : + 509 2816-1027/3209-1653

Faculté des Sciences du Génie
Option : Génie civil

Projet de Sortie Béton Armé
Document d'Etudes & de Calculs



Présenté par :

Mackenzy	HECTOR,	étudiant Ingénieur en 5 ^{ème} année
Venel	SYLVAIN,	étudiant Ingénieur en 5 ^{ème} année
Madoché	DESINAT,	étudiant Ingénieur en 5 ^{ème} année
Jean-Renel Fenelon	JOSEPH,	étudiant Ingénieur en 5 ^{ème} année

✓ Projet pour l'Obtention de Diplôme de Licence en Science du Génie, option : Génie Civil

Port-au-Prince, Haïti



PERMISSION / INTERDICTION

PERMISSION : Pour faciliter la tâche à ceux qui devront suivre le même itinéraire que nous, pour la concrétisation de leur rêve et de permettre à l'**Université Caraïbe (U.C)** d'enrichir sa bibliothèque, la permission est accordée de faire des photocopies de ce Projet qui permettront ainsi aux générations futures de bénéficier des connaissances des promotions antérieures.

Ce projet est ouvert à la critique, à la consultation *permis* de tous, en particulier ceux qui veulent suivre les mêmes itinéraires que nous pour la réalisation de leur Projet et à la contribution de la formation de nouveaux cadres dans le monde.

INTERDICTION : La permission accordée à l'**Université Caraïbe** ne se limite qu'à la reproduction des photocopies qui lui ont été soumises gratuitement et par conséquent n'est autorisée à vendre ni à utiliser ce rapport pour un quelconque but lucratif. Ces derniers devront être gardés et mis à la disposition des étudiants en Génie Civil que pour consultation.

QUE CE RAPPORT PUISSE Y CONTRIBUER



AUTEURS

Ce Projet de fin d'étude est présenté par : **Mackenzy HECTOR, Venel SYLVAIN, Madoché DESINAT, Jean-Renel Fénelon JOSEPH**, étudiants ingénieurs en 5^{ème} année, sous la direction de Monsieur **Edens DESINOR**, Ingénieur Civil et professeur à l'**Université Caraïbe**.

Ce rapport consiste à faire des recherches, des calculs sur la base des travaux entrepris par des professionnels œuvrant dans le domaine de l'ingénierie, de profiter aussi de leur expérience en vue de proposer des solutions répondant aux normes et aux techniques nouvelles appropriées et aux lois établies pour la construction civile dans le cadre d'un bâtiment rigide en béton armé.

Seul le rectorat de l'**Université Caraïbe (U.C)**, le représentant de la Direction des Affaires Académiques, le Coordinateur de la Faculté de Génie Civil de l'**Université Caraïbe (U.C)** et le président du jury sont habilités à accepter ou à rejeter le contenu de ce document rédigé et présenté pour l'obtention du **Grade Universitaire** de : Licencié en Science du Génie, option : Génie Civil

Sachant que la réalisation de ce projet de sortie appelle d'une manière générale l'acquisition de connaissance sur l'ensemble des techniques concernant le domaine de l'ingénierie, notamment le calcul du béton armé. L'analyse de ce présent Projet de fin d'étude permettra d'évaluer nos potentialités et d'apporter un jugement tout autour de notre formation. Ainsi, « *L'université n'entend ni approuve ni condamne dans ce projet les opinions qui y sont émises et qui n'engagent que les auteurs* ».

Titre du Projet : *Construction d'un Immeuble Résidentiel de Sept (7) Niveaux situé sur un Plateau dans les Hauteurs de Port-au-Prince.*

Vu et approuvé par : _____

Date : _____



REMERCIEMENTS

A travers le présent Projet, nous tenons à remercier **JÉHOVAH**, le Dieu Tout-Puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui représente un bout de chemin dans notre quête du savoir et du savoir-faire et pour avoir alimenté notre confiance afin d'y parvenir.

Nos remerciements vont aussi à l'endroit de nos parents qui se sont sacrifiés financièrement et moralement pour nous assurer un avenir meilleur.

Nous adressons d'une manière générale toute notre gratitude à tous les professeurs de l'**Université Caraïbe (U.C)** qui ont œuvré dans l'accomplissement de notre formation. Nous remercions également les étudiants de notre promotion, certains d'entre eux nous ont permis de faire le point sur certains sujets qui paraissaient obscurs car, dit-on, « *du choc des idées, jaillit la lumière* ».

En définitive, nous devons un grand remerciement à tout ceux qui, de près ou de loin, nous ont aidé à parvenir aisément au succès de notre projet de fin d'étude et tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à la réussite de notre formation.

DEDICACE

La présentation de ce rapport est le résultat manifeste émanant de l'encouragement des différents professeurs ayant assuré notre formation professionnelle en particulier : Mr. Edens DÉGINOR, Mr. Ludovic SEVÈRE, Mr. Gaths LAURÉDANT, Mr. Jean Claude HERMANE, Mr. Jean Joël AIMÉ, Mr. Kennedy COCQUEMAR, tous Ingénieur Civil et enseignant à l'**Université Caraïbe (U.C)**, qui nous ont servis de modèle et nous ont guidés tout au long de notre formation universitaire, nous les dédions ce rapport.

Nous dédions également ce rapport à plusieurs autres personnages tels que : nos très chers parents qui, grâce à leur précieux soutien, nous ont permis de boucler le cycle d'étude en Génie Civil, nos amis et collègues qui nous ont fournis une aide morale et pratique tout au long de cette formation combien important.

Nous le dédions plus particulièrement à l'Ingénieur Edens DESINOR. Ainsi nous nous efforçons à pratiquer l'excellence et à avoir du succès dans toutes nos initiatives.

Nous espérons aussi que ce rapport effleurera les attentes des lecteurs en général et des étudiants en particulier ceux qui auront à nous succéder dans les sciences du génie : **Génie Civil**.

RESUME

Le projet de sortie que nous avons élaboré a pour objectif de trouver de nouvelles approches à la modélisation du pratique du logement tout en respectant les règles de l'art de la génie civil. Si l'on tient compte de la montée alarmante de la surconcentration humaine dans la zone métropolitaine qui engendre le phénomène de bidonville, cette approche suppose une prévision et une planification parce que ce besoin est considerable.

Pour remédier à ce problème, on nous a demandés d'édifier un immeuble à usage résidentiel de sept (7) niveaux situé dans un plateaux dans les hauteurs de Port-au-Prince. De ce fait, le projet nous a été soumis dans le cadre de la fin de notre cycle d'étude à la faculté des sciences du Génie, option : **Génie Civil** à l'**Université Caraïbe (U.C)**.

Donc le travail consiste en une réponse à la problématique, à la structure imposée, l'actualisation selon les techniques nouvelles et relatives des lois de la construction civile et autant que possible, prévenir les pertes liées aux desordres naturelles. Il s'agit donc d'emmagasiner des données précises afin de réaliser un travail qui doit répondre aux exigences de l'art tout en ayant à l'esprit la technique moderne comme ligne directrice.

Ainsi, l'étude du présent Projet de fin d'étude consiste à :

- a) évaluer les charges exercées sur le bâtiment (*poids propre du bâtiment y compris*) ;
- b) dimensionner les éléments structuraux porteurs du bâtiment ;
- c) effectuer la note de calcul pour le ferrailage des éléments structuraux porteurs et non structuraux du bâtiment sur la base des plans architecturaux ;
- d) faire le devis pour la réalisation de ce projet et ;
- e) dessiner les vues en plans du bâtiment avec les logiciels AutoCAD et SketchUp en tenant compte des dispositions constructives parasismiques et esthétiques.

On a fait l'effort de travailler au mieux de notre possible dans la rigueur scientifique, technique et pédagogique tout en tenant compte des aspects pratiques rencontrés sur le terrain. Les approches faites dans ce rapport vont aussi tenir compte des dimensions psycho-sociaux, économiques et sécuritaires.

CONCEPTS ET TERMINOLOGIE

Logement : Lieu d'habitation. C'est un local, un appartement ou une maison et plus généralement tout endroit où une ou plusieurs personnes peuvent s'abriter, en particulier pour se détendre, dormir, manger et vivre en privé. C'est un endroit pour s'héberger le jour et la nuit.

Immeuble : C'est un mot qui désigne aussi couramment un édifice de plusieurs étages divisé en plusieurs appartements occupés par diverses familles.

Conception : C'est l'idée de ce qu'on veut faire. Elle est d'une grande importance dans le dimensionnement et le calcul d'un bâtiment. Au cours de cette étape le concepteur doit tenir compte des retombées financières de ses choix et aussi de la difficulté liée à l'étude technique et à la réalisation du projet. Il faut également noter que la conception doit dans la mesure du possible, respecter les normes parasismiques, ce qui implique la forme à adopter pour les immeubles.

Dessin : C'est l'art de représenter ou de mettre l'idée de ce qu'on va faire sur le terrain dans un papier avec un format bien spécifié.

Le système plan libre : Le système plan libre désigne un bâtiment dont les planchers sont portés par des poutres, ces poutres transmettent à leurs tours leurs charges aux colonnes ; le cumul des charges supportées par les colonnes constitue le chargement du radier ou de la fondation.

Cloison : C'est un élément qui sert à séparer un endroit à un autre endroit dans un bâtiment.

Baie : C'est une ouverture pratiquée dans un mur lors de la montage des parpaings destiné soit pour insérer une fenêtre ou une porte. Les ouvertures de 1.50 m au moins doivent être encadrées ou confinées par des mini-colonne, c'est la façon la plus recommandée pour combattre l'effet de cisaillement dans les ouvertures.

Torsion : C'est l'action de tordre. Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion, car le centre de gravité C_{Gi} , point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à un niveau i donné, n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion CR_i de cet étage et cela produit une excentricité accidentelle.

Etats limites (BAEL. A1) : Dans le domaine des constructions, un **état limite** est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des **actions** qui agissent sur la construction ou l'un de ses éléments. Quelles sont ces conditions ? Citons : la stabilité, la résistance, la durabilité, les déformations, la sécurité des ouvrages pour satisfaire les fonctions techniques d'utilisation des structures en béton armé. On en distingue :

- a) Etats Limites Ultimes (**ELU**) : Ils concernent la capacité portante et la limitation des risques de ruines de tous ordres. Le dépassement de l'ELU conduit à la ruine de la structure
- b) Etats Limites de Services (**ELS**) : Ils concernent les conditions d'utilisation des ouvrages et la durabilité.



SOMMAIRE

PERMISSION/INTERDICTION	i
AUTEURS	ii
REMERCIEMENTS	iii
DEDICACE	iv
RESUME	v
CONCEPTE ET TERMINOLOGIE	vi
SOMMAIRE	vii

PARTIE A : INTRODUCTION ET GENERALITES DU PROJET **1**

• CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE	2
LOCALISATION DU PROJET	3
DESCRIPTION DU PROJET	3
CONCEPTION DE LA STRUCTURE	3
OBJECTIF DU PROJET	4
ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	5
HYPOTHESES D'ETUDES DU PROJET	6

PARTIE B : PRE-DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DES ELEMENTS PORTEURS DU BATIMENT **7**

• CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS	8
EPAISSEUR DES DALLES	8
DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	9
• CHAPITRE III : PRINCIPE DE LA DESCENTE DES CHARGES	11
RECTANGLE DE CHARGE	11
DIMENSIONNEMENT DES COLONNES DE RIVE : 1 ^{ER} CAS	14
DIMENSIONNEMENT DES COLONNES DE RIVES 2 ^{ÈME} CAS	18
DIMENSIONNEMENT DES COLONNES INTERMEDIAIRES : B2	22
VERIFICATION GEOMETRIQUE DE LA COLONNE B2	27
• CHAPITRE IV : FONDATION	29
CALCUL DE LA SEMELLE POUR LA COLONNE B2 (3 ^{ÈME} CAS)	29
RADIER	30
DIMENSIONNEMENT DU RADIER	30
FERRAILLAGE DU RADIER	32
VERIFICATION ELS : 6HA25 (FISSURATION PREJUDICIABLE)	34
• CHAPITRE V : MUR DE SOUTÈNEMENT	36
CALCUL DES FORCES FAVORABLES OU FORCES STABILISATRICES	37
VERIFICATION DE LA STABILITE DU MUR	38
CALCUL DES ARMATURES DU RIDEAU	41
CALCUL DES ARMATURES DE LA SEMELLE	42
VERIFICATION ELS : 5HA16 (FISSURATION PREJUDICIABLE)	43
• CHAPITRE VI : ESCALIER	44
DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'ESCALIER	45
FERRAILLAGE DE LA PAILLASSE ET DU PALIER	45
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE	47

<u>ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE</u>	<u>49</u>
• <u>CHAPITRE VII : PORTIQUE</u>	<u>50</u>
<u>PORTIQUE A (SENS XX)</u>	<u>50</u>
<u>INERTIE</u>	<u>51</u>
<u>FACTEUR DE RIGIDITE</u>	<u>52</u>
<u>FACTEUR DE REPARTITIONS</u>	<u>52</u>
<u>PORTIQUE B (SENS YY)</u>	<u>58</u>
<u>INERTIE</u>	<u>58</u>
<u>FACTEUR DE RIGIDITE</u>	<u>59</u>
<u>FACTEUR DE REPARTITIONS</u>	<u>59</u>
<u>LES CHARGES HORIZONTALES</u>	<u>65</u>
<u>FORCES DU VENT</u>	<u>65</u>
<u>LES FORCES SISMIQUES</u>	<u>66</u>
<u>L'EFFORT DE TORSION</u>	<u>67</u>
<u>INTERPRETATION DES DONNES DU TABLEAU EXCEL</u>	<u>68</u>
<u>MOMENT EN TRAVEE DANS LE SENS XX : GB-GO ; GO-GW ; GW-GE1 ; GE1-GM1</u>	<u>69</u>
<u>MOMENT EN TRAVEE DANS LE SENS YY : GB-GO ; GO-GW ; GW-GE1 ; GE1-GM1</u>	<u>70</u>
• <u>CHAPITRE VIII : LES POUTRES</u>	<u>72</u>
<u>ARMATURES LONGITUDINALES DE PA POUTRE (SENS XX)</u>	<u>72</u>
<u>ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE XX</u>	<u>73</u>
<u>ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE (SENS YY)</u>	<u>75</u>
<u>VERIFICATION ELS 5HA16 + 5HA14 (FISSURATION PREJUDICIABLE)</u>	<u>76</u>
<u>ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE YY</u>	<u>77</u>
• <u>CHAPITRE IX : LES COLONNES</u>	<u>79</u>
<u>ARMATURES LONGITUDINALES DE LA COLONNE</u>	<u>79</u>
<u>VERIFICATION ELS : 12HA16 (FISSURATION PREJUDICIABLE)</u>	<u>81</u>
<u>ARMATURES TRANSVERSALES DE LA COLONNE</u>	<u>81</u>
• <u>CHAPITRE X : LES DALLES</u>	<u>82</u>
<u>DIMENSIONNEMENT</u>	<u>82</u>
<u>ETUDE DE LA DALLE DE LA TOITURE</u>	<u>82</u>
<u>ETUDE DE LA DALLE INCLINEE DE LA TOITURE</u>	<u>85</u>
<u>ETUDE DE LA DALLE DU SOUS-SOL</u>	<u>87</u>
<u>PARTIE C : INSTALLATION HYDROLIQUE ET SANITAIRE</u>	<u>91</u>
• <u>CHAPITRE XI : FOSSE SEPTIQUE</u>	<u>92</u>
<u>DIMENSIONNEMENT DE LA FOSSE SEPTIQUE</u>	<u>92</u>
• <u>CHAPITRE XII : RESERVOIR</u>	<u>95</u>
<u>CHOIS DE LA METHODE DE CALCUL</u>	<u>95</u>
<u>ETUDE DU RESERVOIR LORSQU'IL EST PLEIN</u>	<u>96</u>
<u>ETUDE DU RADIER DU RESERVOIR</u>	<u>99</u>
<u>ETUDE DU RESERVOIR A VIDE</u>	<u>100</u>
<u>ETUDE DU RADIER DU RESERVOIR</u>	<u>103</u>
<u>ETUDE DE LA DALLE DU RESERVOIR</u>	<u>104</u>
<u>CHOIX DE LA POMPE</u>	<u>105</u>
<u>CONCLUSION</u>	<u>107</u>
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	<u>108</u>



PARTIE A : INTRODUCTION ET GENERALITES DU PROJET

CHAPITRE I : INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le logement intègre une dimension sociale forte et c'est pour l'être humain un besoin vital et un droit naturel non seulement pour se construire mais aussi pour participer à la vie collective. Ce qui donne lieu que depuis le XX^e siècle, le logement est devenu une catégorie statistique, économique et sociale. On y distingue plusieurs types d'occupation d'où la raison du concept de l'**immeuble** qui joue un rôle dans l'économie de l'espace et dans le développement économique et social d'une société.

Après le tremblement de terre du 12 janvier 2010 en Haïti, on se questionne toujours sur les structures établies : Auraient-elles été construites dans le but de résister face aux agressions extérieures (*séisme, vent, ect.*) ? Cette question justifie l'idée de construire des superstructures convenables et des infrastructures adéquates, durables, répondant aux attentes actuelles et à long terme du milieu ; évidemment une telle projection exige des efforts consentis vu qu'elle présente beaucoup de controverse.

Ainsi, l'objectif de ce rapport est d'une part, de combiner un ensemble de calcul et de recherche pour lesquels l'ouvrage doit résister aux charges d'exploitations et aux autres actions extérieures. D'autre part, d'éviter les défaillances liées aux caractères récurrents des accidents, soit d'ordre technique ou causées par des phénomènes naturels (*séisme, vent, ect.*) et ainsi contribuer à assurer la protection efficace et la sécurité des usagers de l'immeuble. Enfin, de contribuer également à apporter une amélioration dans les pratiques de logement en Haïti face au phénomène de bidonvilisation.

Pour parvenir à une étude la plus exhaustive possible, notre plan de travail se structurera en trois (3) grandes parties :

- ✓ La première partie traitera la généralité du projet, la présentation du projet de sortie, l'étude d'impact environnemental et l'hypothèse de calcul de ce projet ;
- ✓ La deuxième partie consiste à la conception de la structure porteuse du bâtiment (*Portique*), le pré-dimensionnement en béton armé et le ferrailage des colonnes, des poutres, des dalles, de l'escalier, de la fondation et du mur de soutènement. Elle vise aussi à déterminer pour chaque élément de l'ouvrage, son cas chargement (*charges permanentes et d'exploitation*), et d'une manière globale, à déterminer la charge totale du bâtiment ;
- ✓ Puis vient la troisième partie qui traite l'aspect Assainissement et Eau Potable (**A.E.P**) par le calcul de dimensionnement et de ferrailage du réservoir, de la pompe et de la fausse septique.

La méthodologie utilisée est celle annoncée ci-haut et consiste en un calcul manuel des armatures sur la base des formules acquises à l'**ELU** et vérifiée à l'**ELS** dans le cas des éléments porteurs du bâtiment. Certains calculs sont établis sur des tableaux Excel, ce choix a été fait dans le but de mieux affiner les résultats et d'optimiser les conditions sécuritaires tout en tenant compte des bases et des principes de calculs de la Génie Civil.

1.1.- LOCALISATION DU PROJET

Le bâtiment sera logé sur la route de Kenscoff à Thomassin 25 (**Fermate**) selon la localisation ci-dessous :



Coordonnée GPS du terrain : $18^{\circ}29'12.97''$ N et $72^{\circ}18'48.42''$ W et sa superficie est 1742.21m^2

1.2.- DESCRIPTION DU PROJET

Le sujet qui nous a été proposé et mené en collaboration avec la Coordination de la Faculté de Génie Civil de l'Université Caraïbe (U.C), porte sur le calcul et le dimensionnement d'un immeuble en **B.A** à usage d'habitation.

Lequel immeuble s'étend sur une superficie au sol de 602.25m^2 ($16.5\text{m} \times 36.5\text{m}$) et une hauteur cumulée de 25.55m . Il se compose de :

- ✓ un sous-sol contenant un parking, une cage de génératrice et deux autres petites chambres ;
- ✓ un rez-de-chaussée avec des appartements et un espace pouvant recevoir des services divers ;
- ✓ 5 étages courants ayant des appartements ;
- ✓ Un réservoir de 380m^3 ($100,000.00$ gallons), les dimensions choisit sont : $10\text{m} \times 10\text{m} \times 3.80\text{m}$.

Pour pouvoir respecter les règles du Génie Parasismique sur l'effet de torsion dans un bâtiment on a préféré placer le reservoir et les fosses septiques à coter de l'immeuble que dans le sous-sol. Soit au total, un bâtiment de sept (7) niveaux de trois (3) mètres de hauteur planchers-plafond hors tout.

1.3.- CONCEPTION DE LA STRUCTURE

La conception du bâtiment a été réalisée sur la base des propositions faites par la coordination de la faculté de Génie Civil dans une stricte considération des recommandations du **Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH)**, de la Loi Haïtienne du 29 Mai 1969 établissant des règles spéciales relatives à l'habitation et à l'aménagement des villes et des campagnes, en vue de développer l'urbanisme (Réf : Le

Moniteur N^o 51 du 06 Juin 1963), du génie parasismique et de l'Eurocode. Ainsi, pour la conception du bâtiment on en déduit ceci :

- ✓ Les couvertures sous forme de plancher en dalle pleine ;
- ✓ Les colonnes et poutres de sections carrées et identiques ;
- ✓ L'incorporation des toilettes internes ;
- ✓ La qualité des ambiances thermiques, visuelles, acoustiques ;
- ✓ Facilité la souplesse de gestion et d'exploitation de l'espace ;
- ✓ Vérifier tout autre aspect allant dans le sens de l'amélioration du confort dans chaque appartement de l'immeuble ;
- ✓ Superposer les planchers de chaque niveau du bâtiment selon les recommandations du génie parasismique ;
- ✓ Vérifier que les colonnes ne tombent au milieu d'une pièce (si elles sont encastrées dans les murs) de façon à perturber le fonctionnement des chambres dans le bâtiment ;
- ✓ Définir le sens de portée du plancher sur les poutres ;
- ✓ Faire descendre les colonnes jusque dans la fondation ;
- ✓ Une forme simple et rectangulaire où $L \leq 3.I$ selon les exigences parasismiques ;
- ✓ Aménager un accès pour handicapé afin que le bâtiment soit accessible pour tous.
- ✓ Les cloison sont fait avec des parpaings de 15 cm. Nous utilisons aussi le système de harpage et de maçonnerie chaînée.

1.4.- OBJECTIF DU PROJET

Le projet vise un objectif principal et cinq (5) objectifs spécifiques :

I) Objectif principal

- Dimensionner et calculer l'ossature de la structure porteuse d'un bâtiment parasismique de sept (7) niveaux en vue de l'obtention du grade de licencié en Science du Génie, option : **Génie civil.**

II) Objectifs secondaires

- Contribuer à la diminution du phénomène de bidonvilisation de la zone métropolitaine au profit du système de logement collectif en Haïti ;
- Contribuer à l'amélioration des pratiques et méthodes de la construction du bâtiment en Haïti ;
- Contribuer à la promotion des normes parasismiques dans les pratiques de calcul des bâtiments en béton armé ;
- Faciliter l'accès au logement pour tous ;
- Avoir un impact positif sur la zone d'exécution.

1.5.- ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

La réalisation d'un projet quoi qu'il soit, engendre des impacts sur la qualité de la vie des personnes et de l'entourage, d'où la nécessité d'une étude d'impact environnemental. Cette étude induit une politique à trois (3) volets :

- La surveillance et le suivi de l'état de l'environnement ;
- La réparation des dégâts déjà causés par l'homme (volet curatif) ;
- La prévention de futurs dégâts (volet préventif).

Cette étude a pour objectif principal de prévenir de nouvelles dégradations de l'environnement liées aux activités humaines.

1.5.1.- Impacts positifs du projet

Les impacts positifs engendrés par ce projet sont :

- ✓ La création d'emplois temporaires (ouvrier et tout le personnel du chantier) ;
- ✓ Contribuer au confort des occupants de l'immeuble ;
- ✓ L'embellissement de la zone de localisation ;
- ✓ Diminuer la surconcentration humaine et le système de bidonvilisation à Port-au-Prince ;
- ✓ Prévenir et limiter le risque de nouvelles pertes en vie humaine et économique en cas d'un éventuel tremblement de terre (construction parasismique) ;
- ✓ Contribuer au développement économique et social de la communauté urbaine.

1.5.2.- Impacts Négatifs du projet

Ce sont :

- ✓ Pollution de l'environnement par les produits chimiques et les matériels de chantier (adjuvant, ciment, poussière du sable, CO₂ produit par les engins) ;
- ✓ Pollution sonore par les engins de construction (bétonnière, camions, compacteur) ;
- ✓ Risque d'érosion et pollution du sol pendant l'excavation ;
- ✓ Changement du sens d'écoulement naturel de la nappe causé par la présence du radier.

1.5.3.- Mesures de compensation et d'atténuation

- Arroser la surface d'eau afin qu'elle soit visiblement humide ou qu'elle ait au moins 12% de teneur d'humidité du sol ;
- Limiter la vitesse des engins à moins de 25km/h ;
- Limiter l'accès aux véhicules et aux piétons dans le périmètre du chantier (clôture en tôle, rubalise, panneaux avertisseurs) ;
- L'équipement de mixage doit être utilisé de manière à réduire au minimum la production de poussière.

1.6.- HYPOTHÈSES D'ÉTUDE DU PROJET

Les hypothèses formulées et les prescriptions techniques utilisées pour l'étude des éléments porteurs de la structure de l'immeuble sont les suivantes :

- ✓ Document Technique Unifié : DTU P18-702 fascicule 62 ;
- ✓ NF P06-004 ; NF P06-001 ; NV 65 ;
- ✓ Les règles du **CNBH** ;
- ✓ La résistance à la compression du béton pour tous les éléments en béton armé $f_{c28} = 25\text{MPa}$;
- ✓ Poids volumiques du béton armé : $\rho_b = 25\text{MPa}$;
- ✓ Poids spécifiques de l'eau fournis pour le projet : 2T/m^3 ;
- ✓ La vitesse du vent : 250Km/h ;
- ✓ La résistance à la traction de l'acier : $F_e = 400\text{MPa}$;
- ✓ Angle de frottement interne : 20° ;
- ✓ Contrainte admissible du sol fournie pour le projet : 0.5MPa ;
- ✓ Nous basons nos calculs sur les principes du **BAEL** (Règles du Béton Armé aux Etats Limites : BAEL 91 révisée 99) et de l'Eurocode (**EC 8, EC 1-vent, EC 2**), ces principes consistent en un calcul des armatures à l'**ELU** qui se fait en trois moments :
 - Le calcul du béton pour la dimension des pièces ;
 - Le calcul de la portique pour avoir les forces et les moments qui agissent sur les pièces ;
 - Avec les moments et les autres forces, on a pu calculer le ferrailage des éléments structuraux porteurs du bâtiment.
- ✓ Au-delà de l'Etat Limite Ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer, pour cela nous procédons à la vérification aux Etats Limites de Service (**ELS**) de la section d'aciers du radier, du mur de soutènement, de la poutre et de la colonne puisqu'ils sont les éléments porteurs du bâtiment ;
- ✓ Poids volumique de la terre correspondant à l'angle de frottement : 1.7T/m^3 ;
- ✓ Méthode de Caquot pour les éléments porteurs du bâtiment dans le Portique.

On peut dire ELU ou ELUR = Etats Limites Ultime de Résistance



PARTIE B : PRE-DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DES ELEMENTS PORTEURS DU BATIMENT

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS DU BATIMENT

2.1.- Epaisseur des dalles

Généralité : L'épaisseur des dalles tient compte en général de la fonction du bâtiment (*dans notre cas : bâtiment d'habitation*) et se calcul avec la plus grande portée des poutres. L'épaisseur des dalles est comprise entre $\frac{L}{40}$ et $\frac{L}{30}$.

2.1.1.- Dalle du 5^{ème} étage

$\frac{Longueur}{40} \leq \text{épaisseur dalle} \leq \frac{Longueur}{30}$ Avec la plus grande portée $L = 4.5$ m (valeurs en axe)

$$\frac{450}{40} \leq e \leq \frac{450}{30} \Rightarrow 11.25 \leq e \leq 15$$

On choisira alors $e = 15$ cm

2.1.2.- Dalle du 4^{ème} étage

$\frac{Longueur}{40} \leq \text{épaisseur dalle} \leq \frac{Longueur}{30}$ Avec la plus grande portée $L = 4.5$ m

$$\frac{450}{40} \leq e \leq \frac{450}{30} \Rightarrow 11.25 \leq e \leq 15$$

On choisira alors $e = 15$ cm

2.1.3.- Dalle du 3^{ème} étage

$\frac{Longueur}{40} \leq \text{épaisseur dalle} \leq \frac{Longueur}{30}$ Avec la plus grande portée $L = 4.50$ m

$$\frac{450}{40} \leq e \leq \frac{450}{30} \Rightarrow 11.25 \leq e \leq 15$$

On choisira alors $e = 15$ cm

2.1.4.- Dalle du 2^{ème} étage

$\frac{Longueur}{40} \leq \text{épaisseur dalle} \leq \frac{Longueur}{30}$ Avec la plus grande portée $L = 4.50$ m

$$\frac{450}{40} \leq e \leq \frac{450}{30} \Rightarrow 11.25 \leq e \leq 15$$

On choisira alors $e = 15$ cm

2.1.5.- Dalle du 1^{ème} étage

$\frac{Longueur}{40} \leq \text{épaisseur dalle} \leq \frac{Longueur}{30}$ Avec la plus grande portée $L = 4.50$ m

$$\frac{450}{40} \leq e \leq \frac{450}{30} \Rightarrow 11.25 \leq e \leq 15$$

On choisira alors $e = 15$ cm

2.1.6.- Dalle du RDC

$\frac{Longueur}{40} \leq \text{épaisseur dalle} \leq \frac{Longueur}{30}$ Avec la plus grande portée $L = 4.50$ m

$$\frac{450}{40} \leq e \leq \frac{450}{30} \Rightarrow 11.25 \leq e \leq 15$$

On choisira alors $e = 15$ cm

2.1.7.- Dalle du sous-sol

$\frac{\text{Longueur}}{40} \leq \text{épaisseur dalle} \leq \frac{\text{Longueur}}{30}$ Avec la plus grande portée $L = 450$ cm

$$\frac{450}{40} \leq e \leq \frac{450}{30} \Rightarrow 11.25 \leq e \leq 15$$

On choisira alors $e = 15$ cm

2.2.- Dimensionnement des Poutres

Généralité : Une poutre est caractérisée par sa hauteur h et sa base b . La hauteur d'une poutre dépend de la plus grande portée aux appuis et elle est comprise entre $\frac{L}{20}$ et $\frac{L}{10}$. La base de la poutre est de 40% fois sa hauteur ajoutée à l'épaisseur de la dalle et ne doit *jamais* être inférieur à $\frac{1}{3}h$ de la poutre.

2.2.1.- Poutre du 5^{ème} étage.

$\frac{\text{Longueur}}{20} \leq h \leq \frac{\text{Longueur}}{10}$ Portée aux appuis $L = 450$ cm (valeurs en axe)

$$\frac{450}{20} \leq h \leq \frac{450}{10} \Leftrightarrow 22.5 \leq h \leq 45$$

On choisira alors $h = 45$ cm

Base de la Poutre

$$b = 0.4 (h + \text{ep. dalle}) = 0.4 (45 + 15) = 30 \text{ cm}$$

On adoptera $b = 30$ cm

Alors, on aura une poutre de section : **30 cm x 45 cm**

Vérification : $b \geq \frac{1}{3}h \Leftrightarrow 30 \geq \frac{45}{3} = 15$ ok !!!

2.2.2.- Poutre du 4^{ème} étage.

$\frac{\text{Longueur}}{20} \leq h \leq \frac{\text{Longueur}}{10}$ Portée aux appuis $L = 450$ cm

$$\frac{450}{20} \leq h \leq \frac{450}{10} \Leftrightarrow 22.5 \leq h \leq 45$$

On choisira alors $h = 45$ cm

Base de la Poutre

$$b = 0.4 (h + \text{ep. dalle}) = 0.4 (45 + 15) = 30 \text{ cm}$$

On adoptera $b = 30$ cm

Alors, on aura une poutre de section : **30 cm x 45 cm**

2.2.3.- Poutre du 3^{ème} étage.

$\frac{\text{Longueur}}{20} \leq h \leq \frac{\text{Longueur}}{10}$ Portée aux appuis $L = 450$ cm

$$\frac{450}{20} \leq h \leq \frac{450}{10} \Leftrightarrow 22.5 \leq h \leq 45$$

On choisira alors $h = 45$ cm

Base de la Poutre

$$b = 0.4 (h + \text{ep. dalle}) = 0.4 (45 + 15) = 30 \text{ cm}$$

On adoptera $b = 30$ cm

Alors, on aura une poutre de section : **30 cm x 45 cm**

2.2.4.- Poutre du 2^{ème} étage.

$$\frac{\text{Longueur}}{20} \leq h \leq \frac{\text{Longueur}}{10} \text{ Portée aux appuis } L = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{20} \leq h \leq \frac{450}{10} \Leftrightarrow 22.5 \leq h \leq 45$$

On choisira alors **h = 45 cm**

Base de la Poutre

$$b = 0.4 (h + \text{ep. dalle}) = 0.4 (45+15) = 30 \text{ cm}$$

On adoptera b= 30 cm

Alors, on aura une poutre de section : **30 cm x 45 cm**

2.2.5.- Poutre du 1^{er} étage.

$$\frac{\text{Longueur}}{20} \leq h \leq \frac{\text{Longueur}}{10} \text{ Portée aux appuis } L = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{20} \leq h \leq \frac{450}{10} \Leftrightarrow 22.5 \leq h \leq 45$$

On choisira alors **h = 45 cm**

Base de la Poutre

$$b = 0.4 (h + \text{ep. dalle}) = 0.4 (45+15) = 30 \text{ cm}$$

On adoptera b= 30 cm

Alors, on aura une poutre de section : **30 cm x 45 cm**

2.2.6.- Poutre du RDC.

$$\frac{\text{Longueur}}{20} \leq h \leq \frac{\text{Longueur}}{10} \text{ Portée aux appuis } L = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{20} \leq h \leq \frac{450}{10} \Leftrightarrow 22.5 \leq h \leq 45$$

On choisira alors **h = 45 cm**

Base de la Poutre

$$b = 0.4 (h + \text{ep. dalle}) = 0.4 (45+15) = 30 \text{ cm}$$

On adoptera b= 30 cm

Alors, on aura une poutre de section : **30 cm x 45 cm**

2.2.7.- Poutre du Sous-Sol.

$$\frac{\text{Longueur}}{20} \leq h \leq \frac{\text{Longueur}}{10} \text{ Portée aux appuis } L = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{20} \leq h \leq \frac{450}{10} \Leftrightarrow 22.5 \leq h \leq 45$$

On choisira alors **h = 45 cm**

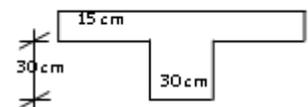
Base de la Poutre

$$b = 0.4 (h + \text{ep. dalle}) = 0.4 (45+15) = 30 \text{ cm.}$$

On adoptera b= 30 cm

Alors, on aura une poutre de section : **30 cm x 45 cm**

$$\text{Vérification : } b \geq \frac{1}{3} h \Leftrightarrow 30 \geq \frac{45}{3} = 15 \text{ ok !!!}$$

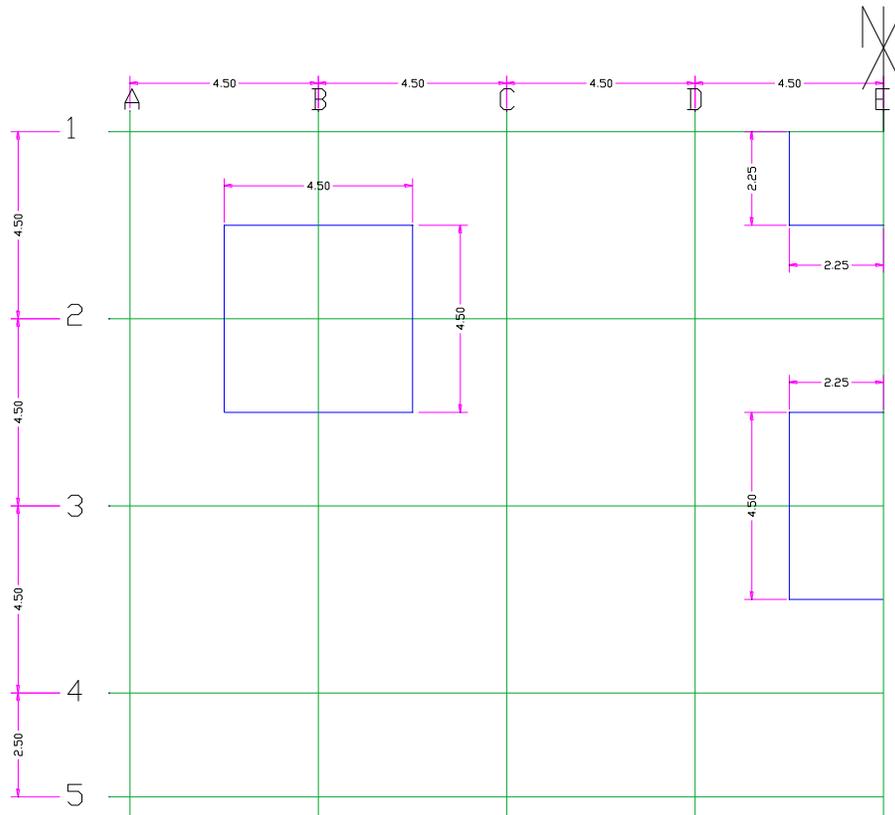


Schémas de la Poutre

CHAPITRE III : PRINCIPE DE LA DESCENTE DES CHARGES

3.1.- Rectangle de charge

Généralité : Comme le montre la figure ci-dessous, le rectangle de charge permet à l'ingénieur civil d'identifier les colonnes et les poutres les plus chargées afin d'orienter ses calculs dans les zones les plus défavorables.



Pour éviter une perte de temps et réduire les risques aux erreurs, on a choisi les trois (3) colonnes les plus chargées pour le calcul de la descente des charges dans notre projet de sortie, ce sont :

a) Colonne de rive

- $E_1=A_1= 2.25m \times 2.25m = 5.0625m^2$
- $A_2=A_3=B_1=C_1=D_1=E_2=E_3= 2.25m \times 4.5m = 10.125m^2$

b) Colonne Intermédiaire

- $B_2= B_3=C_2=C_3=D_2=D_3= 4.5m \times 4.5m = 20.25m^2$

3.2- Les Charges : Les charges sont estimées sur chaque élément à dimensionner dans le bâtiment. On en distingue deux (2) types:

- a) **Les charges permanentes (G) :** Elles sont généralement constituées par le poids propre de chaque élément dans le bâtiment (*les planchers, la chape en mortier sur les deux faces, le revêtement sur les deux faces les cloisons etc.*). Les évaluations ont été faites pour chaque plancher selon les règles définies par la norme **NF P06-001**.

- b) **Les charges d'exploitations (Q)** : Dans un bâtiment, les **charges d'exploitation** ou **surcharges** sont les charges mécaniques statiques ou dynamiques non permanentes générées par le climat, les activités humaines et l'exploitation directe d'une construction. Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige et le poids des personnes, du mobilier, les impulsions données des machines et des matériels nécessaires à l'utilisation d'un bâtiment. Elles correspondent à un mode normal d'utilisation d'un bâtiment. La norme **NF P06-001** définit les poids surfaciques à prévoir, cependant, un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs au moins égales à la norme.

COMBINAISONS D' ACTIONS AUX ETATS LIMITES

ELU	ELS
1.35G + 1.5Q	G + Q

3.3.- Surcharge d'exploitation

Dans le cas de notre projet de sortie on applique les valeurs qui découlent des normes **NF P06-001**, **NF P06-004**, **NF P22-165**, les règles **NV 65** révisées et la **DTU n° 43.1** pour le calcul de la descente des charges par la loi de dégression. Ainsi donc pour notre étude les charges d'exploitations choisies sont les suivantes :

- a) Terrasses accessibles privé : **150kg/m²**
- b) Hébergement collectif : **200kg/m²**
- c) Hébergement et Locaux dives : **250kg/m²**
- d) Garage et stationnement des voitures : **250kg/m²**
- e) Escalier : **500kg/m²**

TABLEAU DE DENSITE

<u>Matériaux</u>	<u>Valeurs</u>
Chape de Ciment	2300kg/m ³
Béton Armé	2500kg/m ³
Bloc Creux	1400kg/m ³
Bloc Plein	1700kg/m ³
Céramique	2200kg/m ³

3.4.- Lois de dégression des charges

Généralité : La loi de dégression sert essentiellement au calcul d'une descente des charges à partir des surcharges d'exploitation de chaque étage qui sont déterminées par les fonctions des étages du bâtiment. Elle est applicable généralement lorsque le nombre d'étage **n ≥ 5** dans un bâtiment avec un coefficient de réduction limité à **0.05**. Etant donné la constitution de l'immeuble à calculer, nous avons choisi la loi pour les surcharges d'exploitations différentes dont la formule est la suivante :

$$\begin{aligned}Q_0 &= s_0 \\Q_1 &= (s_0 + s_1)1.00 \\Q_2 &= (Q_1 + s_2)0.95 \\Q_3 &= (Q_2 + s_3)0.90 \\Q_4 &= (Q_3 + s_4)0.85 \\Q_5 &= (Q_4 + s_5)0.80 \\Q_6 &= (Q_5 + s_6)0.75\end{aligned}$$

Note: Les charges d'exploitations sont affectées de coefficient de pondération, sauf pour le toit.

3.4.1.- Etude des Surcharges d'exploitations

$$\begin{aligned}Q_0 &= 150\text{kg/m}^2 \\Q_1 &= (150\text{kg/m}^2 + 200\text{kg/m}^2)1.00 = 350\text{kg/m}^2 \\Q_2 &= (350\text{kg/m}^2 + 200\text{kg/m}^2)0.95 = 522.5\text{kg/m}^2 \\Q_3 &= (522.5\text{kg/m}^2 + 200\text{kg/m}^2)0.90 = 650.25\text{kg/m}^2 \\Q_4 &= (650.25\text{kg/m}^2 + 200\text{kg/m}^2)0.85 = 722.7125\text{kg/m}^2 \\Q_5 &= (722.72\text{kg/m}^2 + 250\text{kg/m}^2)0.80 = 738.17\text{kg/m}^2 \\Q_6 &= (738.17\text{kg/m}^2 + 250\text{kg/m}^2)0.75 = 741.1275\text{kg/m}^2\end{aligned}$$

3.4.2.- Combinaison des surcharges avec les rectangles des charges.

a) Colonne de rive $E_1 = 5.0625\text{m}^2$

$$\begin{aligned}Q_0 &= 150\text{kg/m}^2 \times 5.0625\text{m}^2 = 759.375\text{kg} \\Q_1 &= 350\text{kg/m}^2 \times 5.0625\text{m}^2 = 1771.875\text{kg} \\Q_2 &= 522.5\text{kg/m}^2 \times 5.0625\text{m}^2 = 2645.15625\text{kg} \\Q_3 &= 650.25\text{kg/m}^2 \times 5.0625\text{m}^2 = 3291.891\text{kg} \\Q_4 &= 722.7125\text{kg/m}^2 \times 5.0625\text{m}^2 = 3658.732\text{kg} \\Q_5 &= 738.17\text{kg/m}^2 \times 5.0625\text{m}^2 = 3736.99\text{kg} \\Q_6 &= 741.13\text{kg/m}^2 \times 5.0625\text{m}^2 = 3751.971\text{kg}\end{aligned}$$

b) Colonne de rive $A_2 = 10.125\text{m}^2$

$$\begin{aligned}Q_0 &= 150\text{kg/m}^2 \times 10.125\text{m}^2 = 1518.75\text{kg} \\Q_1 &= 350\text{kg/m}^2 \times 10.125\text{m}^2 = 3543.75\text{kg} \\Q_2 &= 522.5\text{kg/m}^2 \times 10.125\text{m}^2 = 5290.3125\text{kg} \\Q_3 &= 650.25\text{kg/m}^2 \times 10.125\text{m}^2 = 6583.78\text{kg} \\Q_4 &= 722.7125\text{kg/m}^2 \times 10.125\text{m}^2 = 7317.4641\text{kg} \\Q_5 &= 738.17\text{kg/m}^2 \times 10.125\text{m}^2 = 7473.97\text{kg} \\Q_6 &= 741.13\text{kg/m}^2 \times 10.125\text{m}^2 = 7503.94\text{kg}\end{aligned}$$

c) Colonne Intermédiaire $B_2 = 20.25\text{m}^2$

$$\begin{aligned}Q_0 &= 150\text{kg/m}^2 \times 20.25\text{m}^2 = 3037.5\text{kg} \\Q_1 &= 350\text{kg/m}^2 \times 20.25\text{m}^2 = 7087.5\text{kg} \\Q_2 &= 522.5\text{kg/m}^2 \times 20.25\text{m}^2 = 10580.625\text{kg} \\Q_3 &= 650.25\text{kg/m}^2 \times 20.25\text{m}^2 = 13167.5625\text{kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_4 &= 722.72 \text{ kg/m}^2 \times 20.25 \text{ m}^2 &= 14635.08 \text{ kg} \\ Q_5 &= 738.17 \text{ kg/m}^2 \times 20.25 \text{ m}^2 &= 14947.95 \text{ kg} \\ Q_6 &= 741.13 \text{ kg/m}^2 \times 20.25 \text{ m}^2 &= 15008.895 \text{ kg} \end{aligned}$$

3.5.- Descente des Charges

Généralité : La descente des charges permet en générale de déterminer le dimensionnement des colonnes et des semelles, au moyen des poids qui agissent sur le bâtiment et donc sur le sol de fondation. Par définition, elle est l'opération qui consiste à calculer, pour chaque élément vertical porteur de la structure, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage depuis la toiture jusque dans la fondation. Pour cela, il faut donc d'abord considérer la nature des forces qui agissent sur le bâtiment, si elles sont permanentes ou variables.

DIMENSIONNEMENT DES COLONNES DE RIVE : 1^{er} cas

$$E_1 = 2.25 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} = 5.0625 \text{ m}^2 \text{ et } E_1 = 2.25 \text{ m} + 2.25 \text{ m} = 4.5 \text{ ml.} \text{ Pente, épaisseur} = 2.5 \text{ cm}$$

3.5.1.- Dimensionnement de la colonne du 5^{ème} étage

$$\begin{aligned} \text{Pente : } 0.025 \text{ m} \times 2300 \text{ kg/m}^3 &= 57.5 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Enduit de planéité :} &= 30 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Etanchéité proprement dit} &= 20 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Dalle: } 0.15 \text{ m} \times 2500 \text{ kg/m}^3 &= 375 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Protection:} &= 80 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Crép + Enduit: } 0.025 \text{ m} \times 2300 \text{ kg/m}^3 &= 57.5 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Total} &= 620 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Poids de la terrasse : } 620 \text{ kg/m}^2 \times 5.0625 \text{ m}^2 = 3138.75 \text{ kg}$$

$$\text{Retombée de la Poutre : } (0.45 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}) \times 2500 \text{ kg/m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 1518.75 \text{ kg}$$

$$\text{Crep + Enduit de la poutre : } ((0.45 \text{ m} \times 0.025 \text{ m}) + (0.30 \text{ m} \times 0.025 \text{ m})) \times 2300 \text{ kg/m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 194.1 \text{ kg}$$

Venant de la toiture

$$\begin{aligned} \text{Poids de la terrasse :} & 3138.75 \text{ kg} \\ \text{Retombée de la poutre :} & 1518.75 \text{ kg} \\ \text{Crépissage + Enduisage :} & 194.1 \text{ kg} \\ \text{Pu} &= 4851.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Combinaison de charges d'après ELU

$$Pu = 1.35G + 1.5 Q \Rightarrow 1.35 (4851.6) + 1.5 (759.375) = 7688.7225 \text{ kg}$$

$$Pu = 7.69 \text{ T}$$

Dimensionnement de la colonne du 5^{ème} étage

$$\sigma = \frac{Pu}{S}$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 2500 \text{ T/m}^2$ comme contrainte effective. La contrainte de calcul est de 60% de la contrainte effective : $\sigma = 0.6 \times 2500 \text{ T/m}^2 \Rightarrow \sigma = 1500 \text{ T/m}^2$

D'où la section de la colonne est :

$$S = \frac{Pu}{\sigma} = \frac{7.69T}{1500T/m^2} = 0.00513m^2 = \mathbf{51.3 \text{ cm}^2}$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{51.3} = 7.16 \text{ cm}$$

On choisira $C = 30 \text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

Poids propre de la colonne

$$P_p: (0.3m \times 0.3m) \times 2500kg/m^3 \times 3m = \mathbf{675kg}$$

3.5.2.- Dimensionnement de la colonne du 4^{ème} étage

a) Cloison

$$\text{Bloc creux } 15 \text{ cm} : 0.15 \text{ m} \times 1400kg/m^3 \times 4.5m \times 3m = 2835kg$$

$$\text{Crep + Endui: } 0.025m \times 2300kg/m^3 \times 4.5m \times 3m = 776.25kg$$

$$\text{Total cloison} = \mathbf{3611.25kg}$$

b) Plancher-Plafond

$$\text{Dale: } 375kg/m^2 \times 5.0625m^2 = 1898.4375kg$$

$$\text{Céramique : } 0.02m \times 2200kg/m^3 \times 5.0625m^2 = 222.75kg$$

$$\text{Chape de pose : } 0.05m \times 2300kg/m^3 \times 5.0625m^2 = 582.1875kg$$

$$\text{Poids Propre Colonne du 5^{ème} étage} = 675kg$$

$$\text{Crépissage + Enduisage : } (4 \times 0.3m) \times 0.025m \times 2300kg/m^3 \times 3m = 207kg$$

$$\text{Poids de la poutre du 5^{ème} étage} = 1518.75kg$$

$$\text{Crépissage + Enduisage poutre 5^{ème} étage} = 194.1kg$$

$$\text{Total Plancher-Plafond} = \mathbf{5298.225kg}$$

Venant du 5^{ème} étage

$$\text{Poids cloison : } 3611.25kg$$

$$\text{Poids du plancher-plafond : } 5298.225kg$$

$$P_u = \mathbf{8909.475kg}$$

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (8909.475kg) + 1.5 (1771.87kg) = \mathbf{14685.604kg}$$

$$P_u = \mathbf{14.68T + 7.69T = 22.37T}$$

Dimensionnement de la colonne du 4^{ème} étage

$$S = \frac{Nu}{\sigma} = \frac{22.37T}{1500T/m^2} = 0.014913m^2 = \mathbf{149.13cm^2}$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{149.13} = 12.21cm$$

On choisira $C = 30 \text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

Poids de la colonne du 4^{ème} étage : $0.3\text{m} \times 0.3\text{m} \times 2500\text{kg}/\text{m}^3 \times 3\text{m} = 675\text{kg}$

3.5.3.- Dimensionnement de la colonne du 3^{ème} étage

a) Cloison	= 3611.25kg
b) Plancher-Plafond	= 5298.225kg
c) Poids de la colonne du 4 ^{ème} étage	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du 4^{ème} étage</u>	= 207kg
Total	= 9791.475kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (9791.475\text{kg}) + 1.5 (2645.15625\text{kg}) = 17186.23\text{kg}$$

$$P_u = 17.19\text{T} + 22.37\text{T} = 39.56\text{T}$$

Dimensionnement de la colonne du 3^{ème} étage

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{39.56\text{T}}{1500\text{T}/\text{m}^2} = 0.02673\text{m}^2 = 263.73\text{cm}^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{263.73} = 16.24\text{cm}$$

On choisira $C = 30\text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

3.5.4.- Dimensionnement de la colonne du 2^{ème} étage

a) Cloison	= 3611.25kg
b) Plancher-Plafond	= 5298.225kg
c) Poids de la colonne du 3 ^{ème} étage	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du 3^{ème} étage</u>	= 207kg
Total	= 9791.475kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (9791.475\text{kg}) + 1.5 (3291.891\text{kg}) = 18156.33\text{kg}$$

$$P_u = 18.15\text{T} + 39.56\text{T} = 57.71\text{T}$$

Dimensionnement de la colonne du 2^{ème} étage

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{57.71\text{T}}{1500\text{T}/\text{m}^2} = 0.038473\text{m}^2 = 384.73\text{cm}^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{384.73} = 19.61\text{cm}$$

On choisira $C = 30\text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

3.5.5.- Dimensionnement de la colonne du 1^{ème} étage

a) Cloison	= 3611.25kg
b) Plancher-Plafond	= 5298.225kg
c) Poids de la colonne du 2 ^{ème} étage	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du 2^{ème} étage</u>	<u>= 207kg</u>
Total	= 9791.475kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (9791.475\text{kg}) + 1.5 (3658.732\text{kg}) = \mathbf{18706.58\text{kg}}$$

$$P_u = \mathbf{18.71T + 57.71T = 76.42}$$

Dimensionnement de la colonne du 1^{ème} étage

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{76.42T}{1500T/m^2} = 0.050946m^2 = 509.47cm^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{509.47} = 22.57cm$$

On choisira $C = 30\text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

3.5.6.- Dimensionnement de la colonne du RDC

a) Cloison	= 3611.25kg
b) Plancher-Plafond	= 5298.225kg
c) Poids de la colonne du 1 ^{ère} étage	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du 1^{ère} étage</u>	<u>= 207kg</u>
Total	= 9791.475kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (9791.475\text{kg}) + 1.5 (3736.99\text{kg}) = \mathbf{18823.97\text{kg}}$$

$$P_u = \mathbf{18.82T + 76.42T = 95.24T}$$

Dimensionnement de la colonne du RDC

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{95.24T}{1500T/m^2} = 0.063493m^2 = 634.93cm^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{634.93} = 25.2cm$$

On choisira $C = 30\text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

3.5.7.- Dimensionnement de la colonne du sous-sol

a) Cloison	= 3611.25kg
------------	-------------

b) Plancher-Plafond	= 5298.225kg
c) Poids de la colonne du RDC	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du RDC</u>	= 207kg
Total	= 9791.475kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (9791.475\text{kg}) + 1.5 (3751.971\text{kg}) = \mathbf{18846.45\text{kg}}$$

$$P_u = \mathbf{18.85T + 95.24T = 114.09T}$$

Dimensionnement de la colonne du sous-sol

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{114.09T}{1500T/m^2} = 0.07606m^2 = 760.6cm^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{760.6} = 27.58\text{cm}$$

On choisira $C = 30\text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

On constate que les colonnes sont uniformes : **S = 30 cm × 30 cm**

DIMENSIONNEMENT DES COLONNES DE RIVE : 2^{ème} cas

$$E_2 = 2.25m \times 4.5m = \mathbf{10.125m^2}$$
 et $E_2 = 2.25m + 4.5m = \mathbf{6.75m}$. Épaisseur de la pente = 2.5cm

3.6.1.- Dimensionnement de la colonne du 5^{ème} étage

$$\text{Pente : } 0.025m \times 2300\text{kg}/m^3 = 57.5\text{kg}/m^2$$

$$\text{Enduit de planéité : } = 30\text{kg}/m^2$$

$$\text{Étanchéité proprement dit } = 20\text{kg}/m^2$$

$$\text{Dalle: } 0.15m \times 2500\text{kg}/m^3 = 375\text{kg}/m^2$$

$$\text{Protection: } = 80\text{kg}/m^2$$

$$\text{Crép+Enduit: } 0.025m \times 2300\text{kg}/m^3 = 57.5\text{ kg}/m^2$$

$$\text{Total} = \mathbf{620\text{kg}/m^2}$$

$$\text{Poids de la terrasse : } 620\text{kg}/m^2 \times 10.125m^2 = \mathbf{6277.5\text{kg}}$$

$$\text{Retombée de la Poutre : } (0.45m \times 0.30m) \times 2500\text{kg}/m^3 \times 6.75m = \mathbf{2278.125\text{kg}}$$

$$\text{Crep+Enduit de la poutre : } ((0.45m \times 0.025m) + (0.30m \times 0.025m)) \times 2300\text{kg}/m^3 \times 6.75m = \mathbf{291.09\text{kg}}$$

Venant de la toiture

$$\text{Poids de la terrasse : } 6277.5\text{kg}$$

$$\text{Retombée de la poutre : } 2278.125\text{kg}$$

$$\text{Crépissage + Enduisage : } 291.09\text{kg}$$

$$P_u = \mathbf{8846.715\text{kg}}$$

Combinaison de charges d'après ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q \Rightarrow 1.35 (8846.715) + 1.5 (1518.75) = \mathbf{14221.19\text{kg}}$$

$$P_u = 14.22T$$

Dimensionnement de la colonne de 5^{ème} étage

$$\sigma = \frac{P_u}{S}$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 2500T/m^2$ comme contrainte effective. La contrainte de calcul est de 60% de la contrainte effective : $\sigma = 0.6 \times 2500T/m^2 \Rightarrow \sigma = 1500T/m^2$

D'où la section de la colonne est :

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{14.22T}{1500T/m^2} = 0.0094808m^2 = \mathbf{94.81 \text{ cm}^2}$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{94.81} = 9.74\text{cm}$$

On choisira $C = 30 \text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

Poids propre de la colonne

$$P_p : (0.3m \times 0.3m) \times 2500\text{kg}/m^3 \times 3m = 675\text{kg}$$

3.6.2.- Dimensionnement de la colonne du 4^{ème} étage

c) Cloison

Bloc creux 15 cm : $0.15 \text{ m} \times 1400\text{kg}/m^3 \times 6.75\text{m} \times 3\text{m}$	= 4252.5kg
Crep + Endui: $0.025\text{m} \times 2300\text{kg}/m^3 \times 6.75\text{m} \times 3\text{m}$	= 1164.375kg
Total cloison	= 5416.875kg

d) Plancher-Plafond

Dale: $375\text{kg}/m^2 \times 10.125m^2$	= 3796.875kg
Céramique : $0.02\text{m} \times 2200\text{kg}/m^3 \times 10.125m^2$	= 445.5kg
Chape de pose : $0.05\text{m} \times 2300\text{kg}/m^3 \times 10.125m^2$	= 1164.375kg
Poids Propre Colonne du 5 ^{ème} étage	= 675kg
Crépissage + Enduisage : $(4 \times 0.3\text{m}) \times 0.025\text{m} \times 2300\text{kg}/m^3 \times 3\text{m}$	= 207kg
Poids de la poutre du 5 ^{ème} étage	= 2278.125kg
<u>Crépissage + Enduisage poutre 5^{ème} étage</u>	<u>= 291.09kg</u>
Total Plancher-Plafond	= 8857.965kg

Venant du 5^{ème} étage

Poids cloison :	5416.875kg
<u>Poids du plancher-plafond :</u>	<u>8857.965kg</u>
P_u =	14274.84kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (14274.84\text{kg}) + 1.5 (3543.75\text{kg}) = \mathbf{24586.659\text{kg}}$$

$$P_u = 24.59T + 14.22 = 38.81$$

Dimensionnement de la colonne du 4^{ème} étage

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{38.81T}{1500T/m^2} = 0.025873m^2 = 258.73cm^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{218} = 15.61cm$$

On choisira $C = 30$ cm

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

Poids de la colonne du 4^{ème} étage : $0.3m \times 0.3m \times 2500kg/m^3 \times 3m = 675kg$

3.6.3.- Dimensionnement de la colonne du 3^{ème} étage

a) Cloison	= 5416.875kg
b) Plancher-Plafond	= 8857.965kg
c) Poids de la colonne du 4 ^{ème} étage	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du 4^{ème} étage</u>	= 207kg
Total	= 15156.84kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (15156.84kg) + 1.5 (5290.3125kg) = 28397.20kg$$

$$P_u = 28.39T + 38.81T = 67.2T$$

Dimensionnement de la colonne du 3^{ème} étage

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{67.2T}{1500T/m^2} = 0.0448m^2 = 448cm^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{448} = 21.17cm$$

On choisira $C = 30$ cm

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

3.6.4.- Dimensionnement de la colonne du 2^{ème} étage

a) Cloison	= 5416.875kg
b) Plancher-Plafond	= 8857.965kg
c) Poids de la colonne du 3 ^{ème} étage	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du 3^{ème} étage</u>	= 207kg
Total	= 15156.84kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (15156.84kg) + 1.5 (6583.78kg) = 30337.404kg$$

$$P_u = 30.34T + 67.2T = 97.54T$$

Dimensionnement de la colonne du 2^{ème} étage

$$S = \frac{Pu}{\sigma} = \frac{97.54T}{1500T/m^2} = 0.065026m^2 = \mathbf{650.27cm^2}$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{650.27} = 25.50cm$$

On choisira $C = 30\text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

3.6.5.- Dimensionnement de la colonne du 1^{ème} étage

a) Cloison	= 5416.875kg
b) Plancher-Plafond	= 8857.965kg
c) Poids de la colonne du 2 ^{ème} étage	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du 2^{ème} étage</u>	<u>= 207kg</u>
Total	= 15156.84kg

Combinaison d'actions

$$Pu = 1.35 (15156.84kg) + 1.5 (7317.4641kg) = \mathbf{31437.93kg}$$

$$Pu = \mathbf{31.44T + 97.54T = 128.98T}$$

Dimensionnement de la colonne du 1^{ème} étage

$$S = \frac{Pu}{\sigma} = \frac{128.98T}{1500T/m^2} = 0.085986m^2 = 859.87cm^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{859.87} = 29.32cm$$

On choisira $C = 30\text{ cm}$

Donc on aura une colonne : **30 cm × 30 cm**

3.6.6.- Dimensionnement de la colonne du RDC

a) Cloison	= 5416.875kg
b) Plancher-Plafond	= 8857.965kg
c) Poids de la colonne du 1 ^{ère} étage	= 675kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du 1^{ère} étage</u>	<u>= 207kg</u>
Total	= 15156.84kg

Combinaison d'actions

$$Pu = 1.35 (15156.84kg) + 1.5 (7473.97kg) = \mathbf{31672.689kg}$$

$$Pu = \mathbf{31.67T + 128.98T = 160.65T}$$

Dimensionnement de la colonne du RDC

$$S = \frac{Pu}{\sigma} = \frac{160.65T}{1500T/m^2} = 0.1071m^2 = 1071cm^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{1071} = 32.73\text{cm}$$

On choisira $C = 35\text{cm}$

Donc on aura une colonne : **35 cm × 35 cm**

$$\text{Poids de la colonne du RDC} : 0.35\text{m} \times 0.35\text{m} \times 2500\text{kg/m}^3 \times 3\text{m} = 918.75\text{kg}$$

$$\text{Crépissage + Enduisage} : (4 \times 0.35\text{m}) \times 0.025\text{m} \times 2300\text{kg/m}^3 \times 3\text{m} = 241.5\text{kg}$$

3.6.7.- Dimensionnement de la colonne du sous-sol

a) Cloison	= 5416.875kg
b) Plancher-Plafond	= 8857.965kg
c) Poids de la colonne du RDC	= 918.75kg
d) <u>Crépis + Enduisage de la colonne du RDC</u>	= 241.5kg
Total	= 15435.09kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (15435.09\text{kg}) + 1.5 (7503.94\text{kg}) = \mathbf{32093.28\text{kg}}$$

$$P_u = \mathbf{32.09T + 160.65T = 192.74T}$$

Dimensionnement de la colonne du sous-sol

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{192.74T}{1500T/m^2} = 0.128493\text{m}^2 = 1284.93\text{cm}^2$$

Le coté de la colonne est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{1284.93} = 35.85\text{cm}$$

On choisira $C = 40\text{cm}$

Donc on aura une colonne : **40 cm × 40 cm**

On constate trois (3) colonnes différentes :

- 1) $S_1 = 30\text{ cm} \times 30\text{ cm}$
- 2) $S_2 = 35\text{ cm} \times 35\text{ cm}$
- 3) $S_3 = 40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$

DIMENSIONNEMENT DES COLONNES INTERMEDIAIRES : B2

$B_2 = 4.5\text{m} \times 4.5\text{m} = 20.25\text{ m}^2$ et $B_2 = 4.5\text{m} + 4.5\text{m} = 9\text{ml}$. L'épaisseur de la pente = 2.5 cm. Dans ce cas, nous choisirons une valeur assez importante à chaque étage afin d'avoir des colonnes identiques à chaque niveau de l'immeuble comme le conseil le génie parasismique (**EC2, EC8**). Ainsi nous admettons que la section de la poutre = **50 cm x 50 cm**

3.7.1.- Dimensionnement de la colonne du 5^{ème} étage

$$\text{Pente} : 0.025\text{m} \times 2300\text{kg/m}^3 = 57.5\text{kg/m}^2$$

$$\text{Enduit de planéité} : = 30\text{kg/m}^2$$

Etanchéité proprement dit	= 20kg/m ²
Dalle: 0.15m x 2500kg/m ³	= 375kg/m ²
Protection:	= 80kg/m ²
<u>Crép+Enduit: 0.025m x 2300kg/ m³</u>	<u>= 57.5 kg/ m²</u>
Total	= 620kg/m²

Poids de la terrasse : 620kg/m² × 20.25m² = **12555kg**

Retombée de la Poutre : (0.50m × 0.50m) × 2500kg/m³ × 9m = **5625kg**

Crep+Enduit de la poutre : ((0.50m × 0.025m) + (0.50m × 0.025m)) × 2300kg/m³ × 9m = **517.5kg**

Venant de la toiture

Poids de la terrasse :	12555kg
Retombée de la poutre :	5625kg
<u>Crépissage + Enduisage :</u>	<u>517.5kg</u>
Pu =	18697.5kg

Combinaison de charges d'après ELU et ELS

$$Pu = 1.35G + 1.5 Q \Rightarrow 1.35 (18697.5) + 1.5 (3037.5) = \mathbf{29797.875kg}$$

$$\mathbf{Pu = 29.79T}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow 18697.5kg + 3037.5 = \mathbf{21735kg}$$

$$\mathbf{P_{ser} = 21.735T}$$

Dimensionnement du poteau de 5^{ème} étage

$$\sigma = \frac{Pu}{S}$$

Avec $f_{c28} = 25\text{MPa} = 2500\text{T/m}^2$ comme contrainte effective. La contrainte de calcul est de 60% de la contrainte effective : $\sigma = 0.6 \times 2500\text{T/m}^2 \Rightarrow \sigma = 1500\text{T/m}^2$

D'où la section du poteau est :

$$S = \frac{Pu}{\sigma} = \frac{29.79T}{1500T/m^2} = 0.01986\text{m}^2 = \mathbf{198.6\text{cm}^2}$$

Le coté du poteau est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{198.6} = 14.09\text{cm}$$

On choisira C = 50 cm. Donc on aura un poteau identique avec la poutre S = 50 cm × 50 cm

Poids propre du poteau

$$P_P: (0.5\text{m} \times 0.5\text{m}) \times 2500\text{kg/m}^3 \times 3\text{m} = \mathbf{1875kg}$$

3.7.2.- Dimensionnement du poteau du 4^{ème} étage

a) Cloison

$$\text{Bloc creux 15 cm} : 0.15\text{ m} \times 1400\text{kg/m}^3 \times 9\text{m} \times 3\text{m} = 5670\text{kg}$$

$$\text{Crep + Enduit: } 0.025\text{m} \times 2300\text{kg/m}^3 \times 9\text{m} \times 3\text{m} = 1552.5\text{kg}$$

$$\text{Total cloison} = \mathbf{7222.5kg}$$

b) Plancher-Plafond

Dale:	$375\text{kg/m}^2 \times 20.25\text{m}^2$	= 7593.75kg
Céramique :	$0.02\text{m} \times 2200\text{kg/m}^3 \times 20.25\text{m}^2$	= 891kg
Chape de pose :	$0.05\text{m} \times 2300\text{kg/m}^3 \times 20.25\text{m}^2$	= 2328.75kg
Poids Propre poteau du 5 ^{ème} étage		= 1875kg
Crépissage + Enduisage :	$(4 \times 0.5\text{m}) \times 0.025\text{m} \times 2300\text{kg/m}^3 \times 3\text{m}$	= 345kg
Poids de la poutre du 5 ^{ème} étage		= 5625kg
Crépissage + Enduisage poutre 5 ^{ème} étage		= 517.5kg
Total Plancher-Plafond		= 19176kg

Venant du 5^{ème} étage

Poids cloison :	7222.5kg
<u>Poids du plancher-plafond :</u>	<u>19176kg</u>
Pu =	26398.5kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (26398.5\text{kg}) + 1.5 (7087.5\text{kg}) = 46269.225\text{kg}$$

$$N_u = 46.29\text{T} + 29.79 = 76.08\text{T}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow 26398.5\text{kg} + 7087.5 = 33489\text{kg}$$

$$P_{ser} = 33.49\text{T}$$

Dimensionnement du poteau du 4^{ème} étage

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{76.08\text{T}}{1500\text{T/m}^2} = 0.05072\text{m}^2 = 507.2\text{cm}^2$$

Le coté du poteau est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{507.2} = 22.52\text{cm}$$

On choisira $C = 50\text{ cm}$

Donc on aura un poteau : **50 cm × 50 cm**

3.7.3.- Dimensionnement du poteau du 3^{ème} étage

a) Cloison	= 7222.5kg
b) Plancher-Plafond	= 19176kg
c) Poids du Poteau du 4 ^{ème} étage	= 1875kg
d) <u>Crépis + Enduisage du poteau du 4^{ème} étage</u>	<u>= 345kg</u>
Total	= 28618.5kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (28618.5\text{kg}) + 1.5 (10580.625\text{kg}) = 54505.91\text{kg}$$

$$P_u = 54.50\text{T}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow 28618.5\text{kg} + 10580.625 = 39199.125\text{kg}$$

$$P_{ser} = 39.2\text{T}$$

Venant du 4^{ème} étage

$$N_u = 76.08T + 54.50T = \mathbf{130.58T}$$

$$P_{ser} = 33.49kg + 39.2 = \mathbf{72.69T}$$

Dimensionnement du poteau du 3^{ème} étage

$$S = \frac{N_u}{\sigma} = \frac{130.58T}{1500T/m^2} = 0.0866666m^2 = \mathbf{866.66cm^2}$$

Le coté du poteau est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{866.66} = 29.44cm$$

On choisira C = 50 cm

Donc on aura un poteau : **50 cm × 50 cm**

3.7.4.- Dimensionnement du poteau du 2^{ème} étage

a) Cloison	= 7222.5kg
b) Plancher-Plafond	= 19176kg
c) Poids du Poteau du 3 ^{ème} étage	= 1875kg
d) <u>Crépis + Enduisage du poteau du 3^{ème} étage</u>	<u>= 345kg</u>
Total	= 28618.5kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (28618.5kg) + 1.5 (13167.5625kg) = \mathbf{58386.32kg}$$

$$P_u = \mathbf{58.38T}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow 28618.5 + 13167.5625 = \mathbf{41786.0625kg}$$

$$P_{ser} = \mathbf{41.8T}$$

Venant du 3^{ème} étage

$$P_u = 130.58T + 58.38T \Rightarrow P_u = \mathbf{188.96T}$$

$$P_{ser} = 41.8T + 72.69T = \mathbf{114.49T}$$

Dimensionnement du poteau du 2^{ème} étage

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{188.96T}{1500T/m^2} = 0.125973m^2 = 1259.73.13cm^2$$

Le coté du poteau est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{1259.73} = 35.50cm$$

On choisira C = 50 cm

Donc on aura un poteau : **50 cm × 50 cm**

3.7.5.- Dimensionnement du poteau du 1^{ème} étage

a) Cloison	= 7222.5kg
b) Plancher-Plafond	= 19176kg
c) Poids du Poteau du 2 ^{ème} étage	= 1875kg

$$\begin{aligned} \text{d) Crépis + Enduisage du poteau du 2^{ème} étage} &= 345\text{kg} \\ \text{Total} &= 28618.5\text{kg} \end{aligned}$$

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (28618.5\text{kg}) + 1.5 (14635.08\text{kg}) = 60587.595\text{kg}$$

$$P_u = 60.58\text{T}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow 28618.5\text{kg} + 14635.08 = 43253.58\text{kg}$$

$$P_{ser} = 43.25\text{T}$$

Venant du 2^{ème} étage

$$P_u = 188.96\text{T} + 60.58\text{T} \Rightarrow P_u = 249.54\text{T}$$

$$P_{ser} = 43.25 + 114.49 = 157.74\text{T}$$

Dimensionnement du poteau du 1^{ème} étage

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{249.54\text{T}}{1500\text{T/m}^2} = 0.16636\text{m}^2 = 1663.6\text{ cm}^2$$

Le coté du poteau est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{1663.6} = 40.80\text{cm}$$

On choisira $C = 50\text{ cm}$

Donc on aura un poteau : **50 cm × 50 cm**

3.7.6.- Dimensionnement du poteau du RDC

$$\begin{aligned} \text{a) Cloison} &= 7222.5\text{kg} \\ \text{b) Plancher-Plafond} &= 19176\text{kg} \\ \text{c) Poids du Poteau du 1^{ère} étage} &= 1875\text{kg} \\ \text{d) Crépis + Enduisage du poteau du 1^{ère} étage} &= 345\text{kg} \\ \text{Total} &= 28618.5\text{kg} \end{aligned}$$

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (28618.5\text{kg}) + 1.5 (14947.95\text{kg}) = 61056.9\text{kg}$$

$$P_u = 61.06\text{T}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow 28618.5\text{kg} + 14947.95 = 43566.45\text{kg}$$

$$P_{ser} = 43.6\text{T}$$

Venant du 1^{ème} étage

$$P_u = 249.54\text{T} + 61.06\text{T} \Rightarrow P_u = 310.60\text{T}$$

$$P_{ser} = 43.6\text{T} + 157.74\text{T} = 201.34\text{T}$$

Dimensionnement du poteau du RDC

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{310.6\text{T}}{1500\text{T/m}^2} = 0.20706\text{m}^2 = 2070.67\text{cm}^2$$

Le coté du poteau est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{2070.67} = 45.50\text{cm}$$

On choisira $C = 50\text{cm}$. Donc on aura un poteau : 50 cm × 50 cm

3.7.7.- Dimensionnement du poteau du sous-sol

a) Cloison	= 7222.5kg
b) Plancher-Plafond	= 19176kg
c) Poids du Poteau du RDC	= 1875kg
d) <u>Crépis + Enduisage du poteau du RDC</u>	= 345kg
Total	= 28618.5kg

Combinaison d'actions

$$P_u = 1.35 (28618.5\text{kg}) + 1.5 (15008.895\text{kg}) = \mathbf{61148.31\text{kg}}$$

$$P_u = \mathbf{61.14\text{T}}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow 28618.5\text{kg} + 15008.895\text{kg} = \mathbf{43627.395\text{kg}}$$

$$P_{ser} = \mathbf{43.63\text{T}}$$

Venant du RDC

$$P_u = 310.61\text{T} + 61.14\text{T} \Rightarrow P_u = \mathbf{371.74\text{T}}$$

$$P_{ser} = 43.63\text{T} + 201.34\text{T} = \mathbf{244.97\text{T}}$$

Dimensionnement du poteau du sous-sol

$$S = \frac{P_u}{\sigma} = \frac{371.74\text{T}}{1500\text{T}/\text{m}^2} = 0.247826\text{m}^2 = 2478.267\text{cm}^2$$

Le coté du poteau est :

$$C = \sqrt{S} = \sqrt{2478.267} = 49.78\text{cm}$$

On choisira $C = 50\text{cm}$. Donc on aura un poteau : 50 cm × 50 cm

Donc on aura une colonne : **50 cm × 50 cm**. Parmi les trois descentes des charges que nous venons de calculer, les dimensions des colonnes intermédiaires (3^{ème} cas : $B_2 = 4.5\text{m} \times 4.5\text{m} = 20.25 \text{m}^2$) seront considérées parce qu'elles ont les plus grandes valeurs et supportent plus de charge dans l'immeuble, on va considérer ces dernières afin d'avoir une meilleure stabilité dans le comportement du bâtiment et pour un souci d'uniformité selon les règles parasismiques.

VERIFICATION GEOMETRIQUES DE LA COLONNE B2

D'après le critère de résistance du **BAEL 91 Art B.8.4.1**, on a :

$$Br \geq \overline{Br} = \frac{\beta \times P_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 f_{su}}{100}}$$

La section réduite de la colonne :

$$Br = (a - 0.02) (b - 0.02) \Leftrightarrow Br = (0.5 - 0.02) (0.5 - 0.02) = \mathbf{0.2304\text{m}^2}$$

Le coefficient de correction de l'élanement λ de la colonne (ou coefficient de flambage) prend les valeurs suivantes:

$$\beta = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Cherchons l'élanement

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec la longueur de flambement $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3\text{m} = 2.10\text{m}$

Le rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$, l'inertie étant $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.00521\text{m}^4$

La section de la colonne : $A = a \times b = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}^2$

On a alors pour le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{0.00521\text{m}^4}{0.25\text{m}^2}} = 0.1443\text{m}$

D'où l'élanement : $\lambda = \frac{2.10\text{m}}{0.1443\text{m}} = 14.55 \leq 50$

Donc $\beta = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{14.55}{35}\right)^2} = 0.822$

Ainsi : $\overline{Br} = \frac{\beta \times Pu}{\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 f_{su}}{100}} \Leftrightarrow \frac{0.822 \times 3.7174}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 3.478}{100}} \Rightarrow \overline{Br} = \frac{0.822 \times 3.7174}{15.74 + 0.02956} = 0.1937\text{m}^2$

$\overline{Br} = 0.1937\text{m}^2 < Br = 0.2209\text{m}^2$ condition vérifiée,

Vérifications complémentaires

D'après BAEL on a : $a = b \geq \frac{2\sqrt{3} \times L_f}{\lambda}$ pour les colonnes carrées $\Rightarrow a = b \geq \frac{2\sqrt{3} \times 2.1\text{m}}{14.55} \Rightarrow \underline{a = b = 0.50\text{m}}$;

condition vérifiée, la section de la colonne est bien : $A = \underline{50\text{ cm} \times 50\text{ cm}}$

Charge Appliquée sur la fondation

- | | |
|----------------------------------------------------|----------|
| a) Poids du Poteau du sous-sol | = 1875kg |
| b) <u>Crépis + Enduisage du poteau du sous-sol</u> | = 345kg |
| Total | = 2220kg |

$P_u = 1.35 \times 2220\text{kg} = 2997\text{kg} \Rightarrow P_u = 2.997\text{T}$

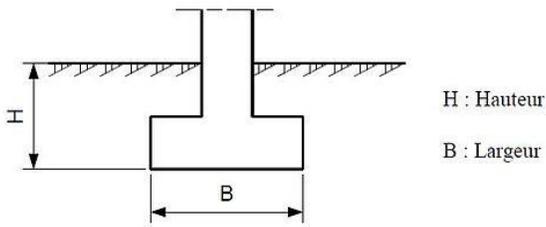
Venant du sous-sol

$P_u = 371.74\text{T} + 2.997 = 374.74\text{T (ELU)}$

$P_{ser} = 2.22\text{T} + 244.97\text{T} = 247.19\text{T (ELS)}$

CHAPITRE IV : FONDATION

4.1.- Généralité : La fondation d'un ouvrage est l'élément assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol, c'est la partie de la construction qui est en contact avec le sol et qui le transmet les charges (*permanentes et variables*) de l'ouvrage qu'elle porte, c'est-à-dire qu'elle reporte les charges permanentes **G** (*poids propres*) et les charges d'exploitation **Q** (*Surcharges*) à un niveau convenable et les répartissent sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate en assurant la stabilité et la sécurité de la construction, elle stabilise un mur contre la pression exercée par la terre en abaissant le centre de gravité au tiers central, et empêche que l'ouvrage poinçonne le sol.



Une fondation est définie par :

- ✓ Sa largeur **B**
- ✓ Sa longueur **L**
- ✓ Sa profondeur d'encastrement **D** ou **H**

Quel qu'en soit le type, la fondation doit satisfaire à l'inégalité suivante : $q_{\text{eff}} \leq q_{\text{sol}}$ et elle doit être reposée sur un « bon » sol.

CALCUL DE LA SEMELLE POUR LA COLONNE B2 (3^{ÈME} CAS)

4.2.- Charge Appliquée sur la fondation.

Posons : $S = \frac{F}{q_{\text{sol}}}$ avec $q_{\text{sol}} = 5 \text{ bars} = 5 \text{ kg/cm}^2 = 50 \text{ T/m}^2$

$$S = \frac{374.74\text{T}}{50\text{T/m}^2} \rightarrow S = 7.4948\text{m}^2$$

Puisqu'on a des poteaux carrés, on aura aussi des semelles carrées.

$$A_{\text{mini}} = B_{\text{mini}} = \sqrt{S} \rightarrow A_{\text{mini}} = B_{\text{mini}} = \sqrt{7.4948} = 2.74\text{m}$$

On adopte $A=B=3\text{m} \Rightarrow S_s = 3\text{m} \times 3\text{m} = 9\text{m}^2$

Hauteur utile de la semelle

$$\frac{A-a}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow \frac{3\text{m}-0.5\text{m}}{4} \leq d \leq 3\text{m} - 0.5\text{m}$$

$$0.625\text{m} \leq d \leq 2.50\text{m}$$

On prend $d = 0.75\text{m}$

Hauteur totale de la semelle

$$H_T = d + \text{enrobage} \rightarrow H = 0.75 + 0.05$$

$$H_T = 0.80\text{m}$$

4.2.1.- Vérification de la contrainte de calcul

Poids propre de la semelle :

$$3\text{m} \times 3\text{m} \times 0.80\text{m} \times 2.5\text{T/m}^3 \times 1.35 = 24.3\text{T}$$

La contrainte effective

$$q_{\text{eff}} = \frac{374.74\text{T} + 24.3\text{T}}{3\text{m} \times 3\text{m}} \rightarrow q_{\text{eff}} = 44.34\text{T/m}^2 \Rightarrow q_{\text{eff}} = \underline{4.434 \text{ bars} < 5\text{bars}}$$

La contrainte effective est inférieure à la contrainte de calcul du sol donnée.

NB : Pour une mesure sécuritaire, on évitera ni les semelles isolées ni les semelles filantes dans notre bâtiment. On adoptera de préférence un radier général afin d'empêcher toute risque d'un tassement différentiel.

RADIER

Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol. Il comporte parfois des débords (*consoles extérieures*). Il est considéré généralement comme étant une dalle renversée. Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol. Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment

4.3.1.- Critère de choix

Le radier est justifié si :

- La surface des semelles isolées ou continues est très importante ($S_s \geq 50\%$ de l'emprise du bâtiment) ;
- Le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène ;
- Les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur) ;
- L'ossature à une trame serrée (poteaux rapprochés) ;
- Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

- ✓ Dans le cas de notre bâtiment la section de la semelle est $S = 3\text{m} \times 3\text{m} = 9\text{m}^2$, pour les 45 semelles, $S_T = 405\text{m}^2$ l'emprise du bâtiment est $S = 36.5\text{m} \times 16.5\text{m} = 602.25\text{m}^2$, la plus grande portée est $L_{\max} = 4.5\text{m}$ (donc trame serrée) et le sous-sol est un parking donc il est juste d'adopter le radier.

DIMENTIONNEMENT DU RADIER

4.4.- Pour dimensionner et ferrailer le radier cinq (5) conditions sont à vérifier, ce sont :

a) **L'épaisseur du radier**

Elle doit être dans cette intervalle : $20\text{ cm} \leq e \leq 100\text{ cm}$ avec $e = \frac{1}{10}L$ et L la plus grande portée.

$$e = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10}450 = 45\text{ cm}$$

On prend $e = H = 60\text{ cm}$.

b) **La section du radier**

$$S_r = S + (D \times P)$$

S : l'emprise du bâtiment = 602.25m^2

D : Débordement du radier, avec $D \geq \text{Max}(\frac{H}{2}; 30\text{cm})$

P : Périmètre du radier

Cherchons D :

$$D = \frac{60}{2} = 30\text{cm}, \text{ on prend } D = 0.5\text{m}$$

$$\text{Périphérique du radier} = 2 \times (37\text{m} + 17\text{m}) = 108\text{m}$$

$$\text{D'où : } S_{\text{RAD}} = 602.25\text{m}^2 + (0.5\text{m} \times 108\text{m}) \Leftrightarrow S_r = 656.25\text{m}^2$$

c) Vérification de la résistance au poinçonnement (Art A.5.2 4 BAEL91)

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement.

$$P_U \leq \overline{Pu} \text{ Avec } P_U = 3.74 \text{ KN (la charge supportée par la colonne } E_1)$$

Charge du bâtiment par mètre linéaire : Pour tenir compte de la continuité des colonnes on ajoute 15% du poids total exercé par le bâtiment sur le radier. $P_U = 374.74\text{T} \times 1.15 = 430.95\text{T}$.

$$P = \frac{Pu}{L_{\text{max}}} = \frac{430.95\text{T}}{4.5\text{m}} \Rightarrow P = 95.77\text{T/ml}$$

$$\text{Et } P_{\text{ser}} = \frac{(244.97\text{T} \times 0.15) + 244.97\text{T}}{4.5\text{m}} = 62.60\text{T/ml}$$

$$\text{Ainsi : } \overline{Pu} = 0.045 \times U_C \times H \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$U_C: \text{Périmètre du rectangle d'impact} = 2(L + H) = 2(4.5\text{m} + 0.6\text{m}) \Rightarrow U_C = 10.2\text{m}$$

$$\text{On a alors : } \overline{Pu} = 0.045 \times 10.2\text{m} \times 0.6\text{m} \times \frac{250\text{KN/m}^2}{1.5} = 45.9 \text{ KN}$$

✓ $P_U = 43.09 \text{ KN} \leq \overline{Pu} = 45.9 \text{ KN}$ condition vérifiée donc $H_T = 60\text{cm}$, le coulage du radier se fera en deux couches à raison de 30 cm chacun.

d) Vérification de la contrainte tangentielle ou cisaillement

On vérifie cette condition pour prévenir le risque de cisaillement

$$\tau_u = \frac{Vu}{S_{\text{rad}}} < \text{mini} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \text{ avec } V_U = \frac{PL_{\text{max}}}{2} = \frac{95770\text{kg/m} \times 4.5\text{m}}{2} = 215482.5\text{Kg}$$

✓ D'où $\tau_u = \frac{215482.5\text{Kg}}{6562500\text{cm}^2} < \text{mini} (0.15(25\text{MPa})) \Leftrightarrow 0.00328\text{MPa} < 3.75\text{MPa}$, condition vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

e) Vérification de l'effet de sous pression

Cette vérification est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la

pression hydrostatique. On doit vérifier que : $W \geq \overline{W} = \alpha \times \gamma \times h \times S_r$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier = $P_{U_{\text{BAT}}} + P_{U_{\text{rad}}}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement = 1.5

γ : Poids volumique de l'eau = 2T/m^3

h : hauteur d'encastrement de l'infrastructure = h radier + Profondeur Fonçage
 $h = 0.6\text{m} + 0.35\text{m} = 0.95\text{m}$

S_r : Section totale du radier = 656.25m^2

Calcul des charges appliquées sur le sol par le radier

$$\text{Poids propre du radier : } 0.6\text{m} \times 2.5\text{T/m}^3 \times 656.25\text{m}^2 = 984.375\text{T}$$

$$\text{Chape de ciment et pente : } 0.05\text{m} \times 2.3\text{T/m}^3 \times 656.25\text{m}^2 = 75.5\text{T}$$

$$\text{Total : } = 1059.875\text{T (ELS)}$$

Pondération de charge :

$P_u \text{ rad} = 1.35 G + 1.5 Q$, sachant que le sous-sol est un packing $Q = 250 \text{Kg/m}^2$

$$P_u \text{ rad} = 1.35(1059.875\text{T}) + 1.5 (0.25\text{T/m}^2 \times 656.25\text{m}^2) = \mathbf{1676.925\text{T}}$$

$$\mathbf{W} = 430.75\text{T} + 1676.925\text{T} = \mathbf{2107.675\text{T}}$$

$$\text{On a : } \overline{W} = \alpha \times \gamma \times h \times S_{\text{RAD}} = 1.5 \times 2\text{T/m}^3 \times 0.95\text{m} \times 656.25\text{m}^2 = \mathbf{1870.31\text{T}}$$

✓ $W = 2107.675\text{T} > \overline{W} = 1870.31\text{T}$, condition vérifiée on peut donc calculer le ferrailage du radier.

FERRAILLAGE DU RADIER

La section est un panneau rectangulaire continu ($b=1\text{m}$) de largeur l_x et de longueur l_y

- l_x longueur de la plus petite portée = 2.5 m

- l_y longueur de la plus grande portée = 4.5 m

si $\rho < 0.40$ on peut considérer que le panneau porte dans le sens l_x au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité:

$$M_{0x} = \frac{P L x^2}{8} \text{ (bande parallèle à } l_x)$$

$$M_m = 0 \text{ (bande parallèle à } l_y)$$

si $\rho > 0.40$ le panneau porte dans les deux sens. Les moments fléchissant développés au centre du panneau supposé articuler sur son contour (**Règles BAEL, annexe E3**) :

- Sens de la petite portée : $M_x = \mu_x p l_x^2$

- Sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

On suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis en raison de leur continuité, d'où on déduit les moments en travée et les moments aux appuis.

- Moments en travée : $M_{Tx} = 0.75M_{Ux}$ et $M_{Ty} = 0.75M_{Uy}$

- Moments sur appuis : $M_{Ax} = 0.5M_{Ux}$ et $M_{Ay} = 0.5M_{Uy}$

4.5.1.- Calcul de la portance de la dalle (les valeurs sont prises entre les axes).

On pose :

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq \frac{2,5}{4,5} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq 0,55 \leq 1$$

Étant donné que ρ supérieur à 0.4 la dalle de porte dans deux (2) sens, déterminons μ_x et μ_y (μ_x et μ_y peuvent être pris dans un abaque, cependant d'après les règles **BAEL, annexe E3**, on peut les déterminer par les formules ci-dessous) :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\rho^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.55^3)} \Rightarrow \mu_x = \mathbf{0.0894}$$

$$\mu_y = \rho^2(1 - 0.95(1 - \rho)^2) = 0.55^2(1 - 0.95(1 - 0.55)^2) \Rightarrow \mu_y = \mathbf{0.244}$$

4.5.2.- Calcul de M_x sens L_x

$$M_x = p L_x^2 \mu_x \rightarrow M_x = 95.77\text{T/ml} \times (2.5\text{m})^2 \times 0.0894 \Rightarrow M_{Ux} = \mathbf{53.51\text{T.m}}$$

$$M_x = p L_x^2 \mu_x \rightarrow M_x = 62.60\text{T/ml} \times (2.5\text{m})^2 \times 0.0894 \Rightarrow M_{Ux} = \mathbf{34.98\text{T.m}}$$

Calcul de moment de frontière (Mab) pour une bande b= 1m

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.9h_T = 60 \text{ cm} \times 0.9 = 54 \text{ cm}$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1\text{m} \times (0.54\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2 \Rightarrow M_{ab} = \mathbf{76.85\text{Tm}}$$

$$M_{ab} = \mathbf{76.85\text{T.m}} > M_{UX} = \mathbf{53.51\text{T.m}} \text{ pivot A domaine I}$$

Dans le sens Lx :

$$M_{TX} = 0.75(53.51\text{T}) = \mathbf{40.13\text{T.m ELU}}$$

$$M_{TX} = 0.75(34.98\text{T}) = \mathbf{26.24\text{T.m ELS}}$$

4.5.3.- Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_u = \frac{40.13\text{Tm}}{1\text{m} \times (0.54\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} \Rightarrow \mu_u = 0.09712 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09712}) \leftrightarrow \alpha_u = 0.1279$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.1279 \Rightarrow \beta = 0.9488$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9488 \times 0.54\text{m} \Rightarrow Z = 0.5124\text{m}$$

4.5.4.- Calcul des armatures longitudinales

$$A_{STX} = \frac{M_{ux}}{z \times f_{su}} \Rightarrow A_{STX} = \frac{40.13\text{T.m}}{0.5124\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} \rightarrow A_{STX} = 22.52\text{cm}^2, \text{ on prend } \mathbf{6HA25 = 29.45\text{m}^2}$$

Espacement des armatures parallèle à lx

$$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(60\text{cm}) = 120\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } S_t = \mathbf{16\text{cm}}$$

4.5.5.- Calcul des armatures aux appuis

$$M_{AX} = 0.5M_{UX} \Rightarrow M_{AX} = 0.5 \times 53.51\text{Tm} = \mathbf{26.75\text{Tm}}$$

4.5.6.- Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_u = \frac{26.75\text{Tm}}{1\text{m} \times (0.54\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} \Rightarrow \mu_u = 0.06473 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06473}) \leftrightarrow \alpha_u = 0.08371$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.08371 \Rightarrow \beta = 0.9665$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9665 \times 0.54\text{m} \Rightarrow Z = 0.522\text{m}$$

4.5.7.- Calcul des armatures sur appuis

On a : $M_u < M_{ab}$,

$$A_{STX} = \frac{M_{ux}}{z \times f_{su}} \Rightarrow A_{STX} = \frac{26.75\text{Tm}}{0.522\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} \rightarrow A_{STX} = 14.73\text{cm}^2, \text{ on prend } \mathbf{7HA16 = 14.1\text{cm}^2}$$

4.6.- Calcul de My, sens Ly

$$M_y = \mu_y M_x \quad M_u = 53.51\text{Tm} \times 0.244 \Rightarrow M_{UY} = \mathbf{13.06\text{Tm}}$$

$$M_{ab} = \mathbf{76.85\text{Tm}} > M_{UX} = \mathbf{13.06\text{Tm}} \text{ pivot A domaine I}$$

$$M_{Ty} = 0.75(13.06T) = 9.8Tm \text{ ELU}$$

4.6.1.- Calcul μ_u

$$\mu_u = \frac{9.8Tm}{1m \times (0.54m)^2 \times 1417T/m^2} \Rightarrow \mu_u = 0.0237$$

$$\text{Avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0237}) \Rightarrow \alpha_u = 0.02998$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.02998 \Rightarrow \beta = 0.9880$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9880 \times 0.54 \Rightarrow Z = 0.534m$$

4.6.2.- Calcul des armatures transversales

$$A_{STY} = \frac{M_{uy}}{z \times f_{su}} \Rightarrow A_{STY} = \frac{9.8Tm}{0.534m \times 3.478T/cm^2} \Rightarrow A_{STY} = 5.3cm^2, \text{ correspond avec } 5HA12 = 5.65cm^2$$

4.6.3.- Calcul des armatures aux appuis

$$M_{AY} = 0.5M_{UY} \Rightarrow M_{AY} = 0.5 \times 13.06Tm = 6.53Tm$$

4.6.4.- Calcul μ_u

$$\mu_u = \frac{6.53Tm}{1m \times (0.54m)^2 \times 1417T/m^2} \Rightarrow \mu_u = 0.0158$$

$$\text{Avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0158}) \Rightarrow \alpha_u = 0.01991$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.01991 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.992 \times 0.54 \Rightarrow Z = 0.535m$$

4.6.5.- Calcul des armatures sur appuis ($M_u < M_{ab}$)

$$A_{STY} = \frac{M_{uy}}{z \times f_{su}} \Rightarrow A_{STY} = \frac{6.53m}{0.535m \times 3.478T/cm^2} = 3.51cm^2, A_{\text{mini}} = 4cm^2/ml, \text{ on prend } 4HA12 = 4.52m^2$$

Etant donné la portée du bâtiment et le rôle du radier dans le bâtiment, nous allons posséder à une vérification à l'ELS du béton et de la section d'armatures principale du radier.

VERIFICATION ELS : 6HA25 (FISSURATION PREJUDICIALE)

a) Pour le béton il faut que : $\overline{\sigma}_{bc} < \sigma_u = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{b}$

avec $\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{40.13T/ml}{26.24/ml} = 1.52$ et $f_{cj} = 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj} = 15MPa$

$$\sigma_u = \frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{1m} \Rightarrow \underline{\sigma_u = 25.26} > \underline{\overline{\sigma}_{bc} = 15} \text{ Condition vérifiée}$$

b) Pour les armatures il faut que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2fe}{3}; 110\sqrt{\eta ft_j}\right\}$

Avec $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ et HA $\eta = 1.6$, on a alors : $\overline{\sigma}_{st} = \min\{266.67MPa; 210.6MPa\}$

Calcul de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \text{ avec } y = -D + \sqrt{D^2 + E}; E = 2dD \text{ et } I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2$$

Cherchons D

$$D = 15 \frac{A_{st}}{b} = 15 \frac{29.45 \text{cm}^2}{100 \text{cm}} = 4.42 \text{cm} \Rightarrow E = 2(54 \text{cm}) \times 4.42 \text{cm} = 477.36 \text{cm}^2$$

$$D'où y = -4.42 + \sqrt{(4.42)^2 + 477.36} = 17.87 \text{cm}$$

$$I = \frac{100 \text{cm} \times (17.87 \text{cm})^3}{3} + 15 \times 29.45 \text{cm}^2 \times (54 \text{cm} - 17.87 \text{cm})^2 = 768630.8512 \text{cm}^4$$

Ainsi $\sigma_{st} = 15 \frac{2624000 \text{Kg/cm}}{768630.8512 \text{cm}^4} (54 \text{cm} - 17.87 \text{cm}) \Rightarrow \sigma_{st} = 185 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.6 \text{MPa}$ Condition vérifiée, donc la section d'acier **6HA25** choisit à l'ELUR convient comme armature principale pour le ferrailage du radier.

Note : Le plan de ferrailage est donné dans le document annexe du projet

CHAPITRE V : MUR DE SOUTÈNEMENT

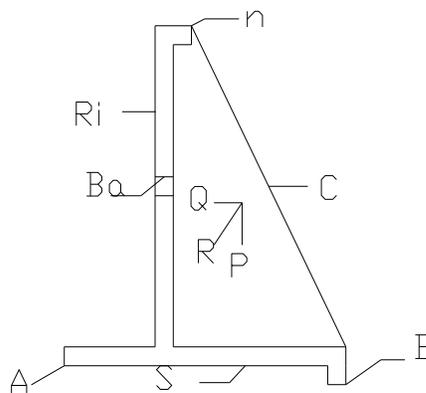
5.1.- Généralité : L'ouvrage à réaliser comporte un sous-sol devant servir de parking, afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les forces de poussée des terres, un mur de soutènement est prévu dans le but de soutenir le massif de sol.

5.2.- Définition : Un mur de soutènement est un ouvrage érigé pour empêcher le glissement des talus ou assurer une retenue des terres. Il contient un rideau jouant le rôle d'écran entre un ouvrage et un massif de sol et une semelle intérieure ancrée en dessous du massif de sol.

5.3.- Eléments constitutifs d'un mur de soutènement

Un mur de soutènement est composé habituellement des éléments suivants :

- Un rideau R_i qui reçoit la poussée des terres et qui est terminé à la partie supérieure par une nervure de raidissement n . Ce rideau prend appui sur les contreforts C et il est généralement muni de barbacanes B_a , à raison d'une barbacane tous les 2 ou 3m², afin d'éviter l'accumulation des eaux à l'arrière du mur, accumulation qui aurait pour effet de donner des poussées supplémentaires. La face en contact avec les terres pouvant être ou strictement verticale ou inclinée soit vers les terres (mur normal) soit vers l'aval (mur en surplomb) ;
- Une semelle S qui sert de fondation à l'ouvrage et qui peut déborder en avant du rideau, jusqu'au point A , de manière à assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol. Du côté des terres, la semelle est généralement terminée par une nervure de raidissement B , appelée bêche, qui par l'ancrage qu'elle réalise dans le sol s'oppose au glissement de l'ouvrage, glissement provoqué par la composante horizontale Q de la poussée des terres ;
- Des contreforts C , régulièrement espacés, qui sont destinés à solidariser le rideau et la semelle et à maintenir ainsi les positions relatives de ces éléments.

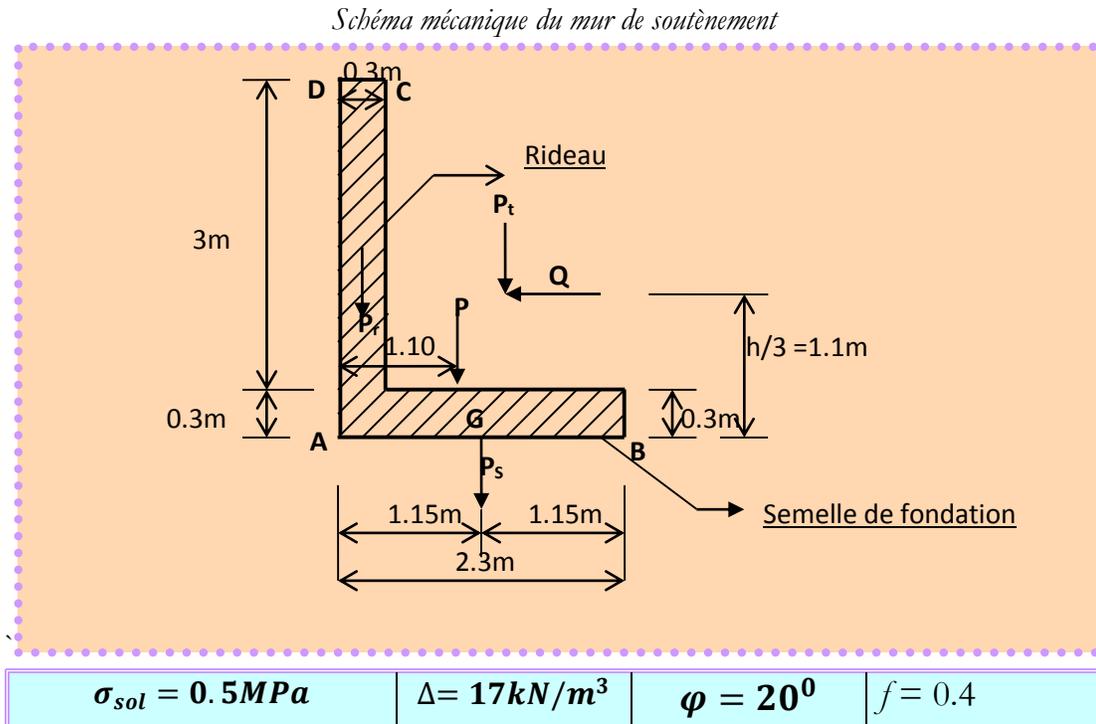


Dans ce projet nous considérons un mur en béton armé de 3.3m de hauteur mesurée à partir de la base et 0.3m d'épaisseur. Pour cette hauteur, l'emploi de contrefort n'est pas déterminant selon les règles du BAEL ; la bêche n'est pas envisagée sous réserve que nous aurons à vérifier que le mur ne peut pas glisser sur le sol d'assise, ainsi que la semelle intérieure à condition que le mur ne puisse pas renverser autour du point A étant donné que le mur sera encastré avec le radier. Le stationnement des véhicules se fera à une distance (1m environ) qui nous permet de ne pas considérer le poids des surcharges éventuelles provenant de ces véhicules au-dessus du mur de soutènement.

FORCES DEFAVORABLES AGISSANT SUR LE MUR :

- La poussée due à la terre
- La poussée due aux surcharges
- La poussée interstitielle de l'eau

Les sollicitations engendrées par les poussées dues à la terre et aux surcharges seront reprises par la section d'acier et celle du béton dans le rideau.


Donné :

σ_{sol} : Contrainte de calcul du sol

Δ : Poids volumique de la terre

φ : Angle de frottement interne du sol

f : Coefficient de frottement du sol

ρ : Coefficient de poussée des terres = $\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 0.490$

CALCUL DES FORCES FAVORABLES OU FORCES STABILISATRICES

Ces vérifications sont nécessaires pour s'assurer de la stabilité du mur par rapport aux charges qui seront appliquées sur le mur. Les calculs sont faits pour 1ml de mur.

5.4.1.- Forces de renversement :

A) Poussée des terres

$$Q_t = \frac{\rho \Delta h^2}{2} = \frac{0.490 \times 17 \text{ T/m}^3 \times (3.3 \text{ m})^2}{2} \Rightarrow Q_t = 4.536 \text{ T/ml}$$

Note : Dans le calcul du mur on néglige la composante verticale de la poussée des terres.

5.4.2.- Forces stabilisatrices pour une bande de 1m :

A) Poids du rideau

$$P_R = 3.3\text{m} \times 0.3\text{m} \times 2.5\text{T/m}^3 \times 1\text{m} \Rightarrow P_R = 2.475\text{ T}$$

B) Poids de la semelle

$$P_S = 0.3\text{m} \times 2.3\text{m} \times 2.5\text{T/m}^3 \times 1\text{m} \Rightarrow P_S = 1.725\text{ T}$$

C) Poids des terres sur la semelle

$$P_T = 3\text{m} \times 2.3\text{m} \times 1.7\text{T/m}^3 \times 1\text{m} \Rightarrow P_T = 11.73\text{ T}$$

La résultante des forces stabilisatrices est : $P_R + P_S + P_T$

$$P = 2.475\text{T} + 1.725\text{T} + 11.73\text{T} \Rightarrow P = 15.93\text{ T}$$

5.4.3.- Calcul de la distance de P par rapport au point A

$$d = \frac{M_S}{P}$$

M_S étant la somme des moments des forces stabilisatrices par rapport au point A, qui représente aussi l'axe de rotation de la semelle.

$$M_S = (2.475\text{T} \times 0.15\text{m}) + (1.725\text{T} \times 1.15\text{m}) + (11.73\text{T} \times 1.3\text{m}) \Rightarrow M_S = 17.604\text{ Tm}$$

$$\text{D'où : } d = \frac{17.604\text{Tm}}{15.93\text{T}} \Rightarrow d = 1.10\text{m}$$

La position de P par rapport au centre de gravité G

$$S = 1.15 - 1.1 \Rightarrow S = 0.05\text{m}$$

VERIFICATION DE LA STABILITE DU MUR (pour 1m)

Dans ces vérifications, les charges défavorables devront être affectées du coefficient de majoration prévu par les règles BAEL pour les charges permanentes dans le but d'aller jusqu'à la limite de calcul.

5.5.1.- Vérifions si le mur peut glisser sur le sol d'assise

$$\frac{Q}{P} < f = 0.4$$

$$\checkmark \frac{4.536\text{T/m} \times 1.35 \times 1\text{m}}{15.93\text{T}} < 0.4 \Leftrightarrow \underline{0.384} < \underline{0.4} \text{ Condition vérifiée}$$

Le mur ne peut pas glisser sur le sol d'assise

5.5.2.- Vérifions si le mur ne peut pas renverser autour d'un point A

$$\frac{M_S}{M_r} > 1.5 \text{ Avec } M_r = Q \times \frac{h}{3} = 4.536\text{T/m} \times \frac{3.3\text{m}}{3} \Rightarrow M_r = 4.9896\text{ Tm}$$

$$\checkmark \text{ Il vient alors : } \frac{17.604\text{Tm}}{4.9896\text{T} \times 1.35 \times 1\text{m}} > 2 \Leftrightarrow \underline{2.61} > \underline{1.5}. \text{ Condition vérifiée, le mur ne peut pas se renverser autour du point A}$$

5.5.3.- vérifions si la contrainte exercée sur le mur est inférieure à $\sigma_{sol} = 0.5\text{MPa}$

$$\sigma_A \text{ et } \sigma_B < 0.5\text{MPa}$$

a) Calcul de la contrainte en A

$$\sigma_A = \frac{P}{ba} + \frac{6Mg}{ba^2}$$

Avec $M_G = Q_r + Q_s \Leftrightarrow (4.536T \times 1.1m \times 1.35) + (15.93T \times 0.05m \times 1.35)$

$$M_G = 7.811Tm$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_A = \frac{15930KG \times 1.35}{100cm \times 230cm} + \frac{6(781100KG.cm)}{100cm \times (230cm)^2} = \underline{0.182MPa < 0.5MPa} \text{ Condition v\^erifi\^ee}$$

b) Calcul de la contrainte en B

$$\sigma_B = \frac{P}{ba} - \frac{6Mg}{ba^2} = \frac{15930KG \times 1.35}{100cm \times 230cm} - \frac{6(781100KG.cm)}{100cm \times (230cm)^2} = \underline{0.0049MPa < 0.5MPa} \text{ C. V\^erifi\^ee}$$

Puisque σ_A et $\sigma_B < 0.5MPa$, la semelle du mur est donc v\^erifi\^ee \^a l'\^Etat Limite Ultime de R\^esistance

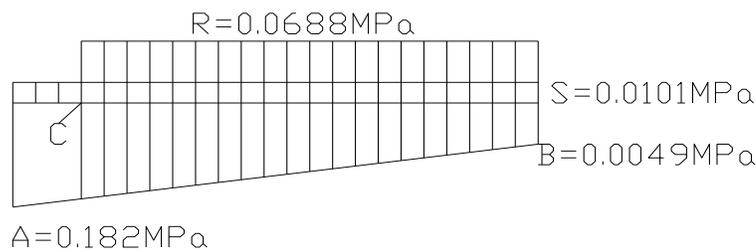
c) Calcul de la contrainte exerc\^ee par le remblai

$$\sigma_R = \frac{Pt}{ba} = \frac{11730KG \times 1.35}{100cm \times 230cm} = \underline{0.0688MPa < 0.5MPa}$$

d) Calcul de la contrainte exerc\^ee par la semelle sur le sol d'assise

$$\sigma_S = \frac{Ps}{ba} = \frac{1725KG \times 1.35}{100cm \times 230cm} = \underline{0.0101MPa < 0.5MPa}$$

Diagramme des contraintes



5.5.4.- R\^esultante des contraintes en C

D\^eterminons la valeur de σ'_C

$$\sigma''_A = \sigma_A - \sigma_B \Rightarrow \sigma''_A = 0.182 - 0.0049 \Rightarrow \sigma''_A = \underline{0.1771 MPa < 0.5MPa}$$

$$\text{Posons : } \frac{\sigma''_C}{0.1771} = \frac{2}{2.3} \Rightarrow \sigma''_C = \underline{0.154MPa < 0.5MPa}$$

$$\text{On a alors : } \sigma'_C = 0.154 + 0.0049 - (0.0688 + 0.0101) = \underline{0.08MPa < 0.5MPa}$$

5.5.5.- R\^esultante des contraintes en B

$$\sigma'_B = 0.0049 - 0.0688 - 0.0101 = -0.074MPa \text{ en valeur absolue } \sigma'_B = 0.074MPa$$

D\^eterminons CD et DB

$$\text{Posons : } \frac{0.08MPa}{CD} = \frac{0.074MPa}{DB} \text{ avec } DB = 2 - CD$$

On a alors : $0.08(2 - CD) = 0.0138CD \Leftrightarrow -0.074CD - 0.08CD = -0.16 \Rightarrow CD = 1.04\text{m}$

D'où $DB = 2 - 1.04\text{m} \Rightarrow DB = 0.96\text{m}$

5.5.6.- Calcul des moments par rapport à A pour une bande de 1m dans la semelle

a) Partie I

$$\sum \frac{M}{C} = 0 \Rightarrow M_{CI} = \left(\frac{8T/m^2 \times 1.04\text{m}}{2} \times \frac{1.04\text{m}}{3} \right) \times 1\text{m} = 1.442\text{Tm}$$

b) Partie II

$$\sum \frac{M}{C} = 0 \Rightarrow M_{CII} = \left(\frac{7.4T/m^2 \times 0.96\text{m}}{2} \times \left(1.04\text{m} + \frac{2}{3} \times 0.96\text{m} \right) \right) \times 1\text{m} = 5.97\text{Tm}$$

5.5.7.- Calcul du moment à la base du rideau

$$M_U = Q \times \frac{h}{3} \text{ avec } Q_t = \frac{\rho \Delta h^2 \times 1.35}{2} = \frac{0.490 \times 1.7T/m^3 \times (3\text{m})^2 \times 1.35}{2} \Rightarrow Q_t = 5.060475\text{T/m}$$

$$\text{D'où : } M_U = \left(5.060475\text{T/m} \times \frac{3\text{m}}{3} \right) \times 1\text{m} \Rightarrow M_U = 5.06\text{Tm}$$

TABLEAU RECAPITULATIF (ELU)

Moment à la base du rideau	Moment par rapport à C : Partie I	Moment par rapport à C : Partie II
$M_U = 5.060\text{Tm}$	$M_{CI} = 1.442\text{Tm}$	$M_{CII} = 5.97\text{Tm}$

5.6.-Vérification de la stabilité du mur à l'État Limite de Service (ELS)

Puisque nous n'avons pas de surcharge nous divisons tous les valeurs majorées obtenues à l'ELU par 1.35 suivit des calculs pour obtenir celles à l'ELS.

5.6.1.- Vérifions si le mur ne peut pas glisser sur le sol d'assise

$$\frac{Q}{P} < f = 0.4$$

$$\checkmark \frac{4.536\text{T/m} \times 1\text{m}}{15.93\text{T}} < 0.4 \Leftrightarrow \underline{0.28} < \underline{0.4} \text{ Condition vérifiée}$$

Le mur ne peut pas glisser sur le sol d'assise

5.6.2.- Vérifions si le mur ne peut pas se renverser autour du point A

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5 \text{ Avec } M_r = Q \times \frac{h}{3} = 4.536\text{T/m} \times \frac{3.3\text{m}}{3} \Rightarrow M_r = 4.989\text{Tm}$$

Il vient alors : $\frac{17.604\text{Tm}}{4.989\text{T} \times 1\text{m}} > 1.5 \Leftrightarrow \underline{3.53} > \underline{1.5}$ Condition vérifiée, e mur ne peut pas se renverser autour du point A.

5.7.- Contrainte maximale exercée sur le sol

Étant donné qu'on n'a pas de surcharge sur le remblai à l'ELS nous diviseront les valeurs des contraintes à l'ELU par 1.35 pour obtenir celles des contraintes à l'ELS.

$$\sigma_A = \underline{0.135\text{MPa}} < \underline{0.5\text{MPa}}$$

$$\sigma_B = \underline{0.0036\text{MPa}} < \underline{0.5\text{MPa}}. \text{ La semelle est vérifiée à l'ELS}$$

5.7.1.- Contrainte en C et en B

$$\sigma'_C = 0.0592\text{MPa}$$

$$\sigma'_B = 0.0548\text{MPa}$$

5.7.2.- Calcul des moments à l'ELS

Les valeurs des moments à l'ELS sont retrouvées en divisant celles à l'ELU par 1.35.

a) **Partie triangle I**

$$M_{CI} = 1.068 \text{ Tm}$$

b) **Partie triangle II**

$$M_{CII} = 4.42 \text{ Tm}$$

c) **Moment la base du rideau**

$$M_{SER} = 3.75 \text{ Tm}$$

TABLEAU RECAPITULATIF (ELS)

Moment à la base du rideau	Moment par rapport à C : <u>Partie I</u>	Moment par rapport à C : <u>Partie II</u>
$M_{SER} = 3.75 \text{ Tm}$	$M_{CI} = 1.068 \text{ Tm}$	$M_{CII} = 4.42 \text{ Tm}$

5.8.- Calcul des armatures du rideau

$$M_U = 5.060 \text{ Tm} \text{ et } M_{SER} = 3.75 \text{ Tm}$$

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } d = H_T - 5\text{cm} \Rightarrow d = 30\text{cm} - 5\text{cm} = 25\text{cm} \text{ et } f_{bu} = 1417 \text{ T/m}^2$$

$$\mu u = \frac{5.06\text{Tm}}{1\text{m} \times (0.25\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} = 0.0570 \text{ avec } \alpha u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0570)}) = 0.0734$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0734 \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.971 \times 0.25 \Rightarrow Z = 0.243\text{m}$$

Les armatures du rideau sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} = \frac{5.06\text{Tm}}{0.243\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} = 5.98 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 5\text{HA16} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures parallèle à lx

$$St = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow St = \min\{2(30) = 60; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } St = 20\text{cm}$$

5.8.1.- Calcul des armatures de répartition

On prend : $Ay = \frac{Ax}{4} = \frac{10.05}{4} \Rightarrow Ay = 2.51 \text{ cm}^2$, avec $A_{\text{mini}} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on prend **4HA12 = 4.52 cm²**.

Espacement des armatures parallèle à ly

$St = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow St = \min\{2(30) = 60; 25\text{cm}\}$, on prend **St = 25cm**

5.8.2.- Calcul des armatures de la semelle pour le Partie I

$M_{CI} = 1.442 \text{ Tm}$ et $M_{CI} = 1.068 \text{ Tm}$

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu u = \frac{1.442 \text{ Tm}}{1 \text{ m} \times (0.25 \text{ m})^2 \times 1417 \text{ T/m}^2} = 0.0163$$

$$\text{avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0163)}) = 0.223$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.223 \Rightarrow \beta = 0.910$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.910 \times 0.25 \Rightarrow Z = 0.2276 \text{ m}$$

Les armatures de la semelle sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} = \frac{1.442 \text{ Tm}}{0.2276 \text{ m} \times 3.478 \text{ T/cm}^2} = 1.8216 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } \mathbf{4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2}.$$

Espacement des armatures parallèle à lx

$St = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow St = \min\{2(30) = 60; 25\text{cm}\}$, on prend **St = 25cm**

5.8.3.- Calcul des armatures de répartition

On prend : $Ay = \frac{Ax}{4} = \frac{4.52}{4} \Rightarrow Ay = 1.13 \text{ cm}^2$, avec $A_{\text{mini}} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on prend **4HA12 = 4.52 cm²**.

5.8.4.- Calcul des armatures de la semelle pour le Partie II

$M_{CII} = 5.97 \text{ Tm}$ et $M_{CII} = 4.42 \text{ Tm}$

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu u = \frac{5.97 \text{ Tm}}{1 \text{ m} \times (0.25 \text{ m})^2 \times 1417 \text{ T/m}^2} = 0.0674$$

$$\text{avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0674)}) = 0.0873$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0873 \Rightarrow \beta = 0.9651$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9651 \times 0.25 \Rightarrow Z = 0.2413 \text{ m}$$

Les armatures de la semelle sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} = \frac{5.97 \text{ Tm}}{0.2413 \text{ m} \times 3.478 \text{ T/cm}^2} = 7.11 \text{ cm}^2 \text{ On prend } \mathbf{5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2}$$

Espacement des armatures parallèle à lx

$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(30) = 60; 25\text{cm}\}$, on prend $S_t = 20\text{cm}$

5.8.5.- Calcul des armatures de répartition

On prend : $A_y = \frac{Ax}{4} = \frac{10.05}{4} \Rightarrow A_y = 2.51\text{cm}^2$, avec $A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml}$, on prend **4HA12 = 4.52cm²**.

Espacement des armatures parallèle à ly

$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(30) = 60; 25\text{cm}\}$, on prend $S_t = 25\text{cm}$

Par souci d'uniformité nous adoptons **5HA16** pour le rideau et la semelle comme armatures principales et **4HA12** comme armatures de répartition.

VERIFICATION ELS : 5HA16 (FISSURATION PREJUDICABLE)

a) Pour le béton il faut que : $\overline{\sigma}_{bc} < \sigma_u = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c j}{b}$

avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.35$ et $f_{c_j} = 25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c_j} = 15\text{MPa}$

$\sigma_u = \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{1m} \Rightarrow \underline{\sigma_u = 25.175} > \overline{\sigma}_{bc} = 15$ Condition vérifiée

b) Pour la fissuration des armatures il faut que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min\{\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_t j}\}$

Avec $f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ et HA $\eta = 1.6$, on a alors : $\overline{\sigma}_{st} = \min\{266.6\text{MPa}; 210.6\text{MPa}\}$

Calcul de σ_{st}

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$ avec $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$; $E = 2dD$ et $I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2$

Cherchons D

$D = 15 \frac{A_{st}}{b} = 15 \frac{10.05\text{cm}^2}{100} = 1.5 \Rightarrow E = 2(25) \times 1.5 = 75\text{cm}^2$

D'où $y = -1.5 + \sqrt{1.5^2 + 75} = 7.29\text{cm}$

$I = \frac{100 \times 7.29^3}{3} + 15 \times 1005(25 - 7.29)^2 = 60195.86438\text{cm}^4$

Ainsi $\sigma_{st} = 15 \frac{442000\text{Kgcmm}}{60195.86438\text{cm}^4} (25\text{cm} - 7.29\text{cm}) \Rightarrow \sigma_{st} = 195.06\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 210.6\text{MPa}$, condition vérifiée, donc la section d'acier **5HA16** choisit à l'ELUR convient comme armature principale pour le ferrailage du rideau et de la semelle du mur de soutènement.

Le plan de ferrailage est donné dans le document annexe du projet.

CHAPITRE VI : ESCALIER

6.1.- Généralité : Dès que l'on est en présence d'un sous-sol, d'un étage ou d'une différence de niveau, il est nécessaire de prévoir un escalier permettant l'accès aux différents niveaux existant.

6.1.1.- Les éléments d'un escalier :

Marche : Appelée aussi degré ou foulé, c'est la surface horizontale des gradins sur laquelle on pose le pied. Pour la largeur, on ne doit pas descendre au-dessous de 25cm

Enmarchement : La largeur du passage mesurée entre les extrémités latérales de la surface horizon des marches.

Giron : C'est la distance horizontale de nez de marche à nez de marche.

Contremarche : C'est la partie verticale des gradins entre deux marches. La hauteur normale des contremarches est de 15 à 20cm et doit satisfaire, avec le dimensionnement des marches, la relation de

BLONDEL : $60cm \leq g + 2h \leq 65cm$.

Palier : Plate-forme ménagée à chaque volée dans un escalier. En général, il ne faut pas prévoir plus d'une vingtaine de marches successives sans les séparer par un palier P_a ayant une largeur au moins égale à celle de trois marches.

Volée : C'est un jeu de marche et de contremarche qui réunit deux paliers.

Jour : C'est la distance (le vide) entre les projections horizontales de deux limons consécutifs.

Limon : La poutre qui porte la volée du côté du vide

Paillasse : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Échappée : Hauteur de passage, prise verticalement entre le nez de marche et la partie inférieure du plancher-dalle ou de la volée au-dessus, elle doit être au moins égale à 2 m.

Rampe : On l'appelle aussi garde-corps. Elle est l'élément de sécurité de l'escalier et qui porte une main courante afin de faciliter le déplacement.

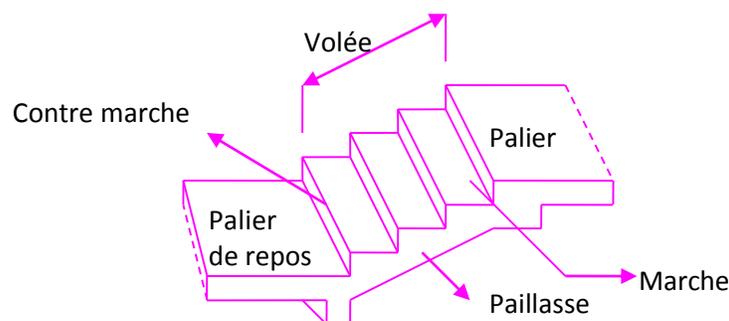
Largeur libre : C'est la largeur entre les mains courantes

Cage d'escalier : C'est la pièce ou la clôture dans laquelle se trouve l'escalier

Échiffre : C'est le support d'extrémité pouvant être soit un mur soit une poutre sur lequel repose l'escalier.

Trémie : C'est l'ouverture pratiqué dans le plancher. Elle est encore appelée attente de l'escalier.

Reculée : C'est l'étendue située entre la marche de départ et la marche palière.



6.2.- Définition : Un escalier est un espace de circulation constitué d'éléments successifs permettant de passer d'un niveau à un autre. Il est réservé à l'usage du piéton et doit pouvoir s'utiliser aussi aisément que

possible et sans danger dans le sens de la marche en montant ou en descendant. Il existe différents types d'escalier, parmi les escaliers existant on nous a proposé un escalier en U dans le cadre de ce rapport.

Note : un escalier est facile à monter et descendre si et seulement si les conditions suivantes sont satisfaites :

- 1) $15\text{cm} \leq h \leq 20$
- 2) $g \geq 28\text{cm}$ et,
- 3) $30^\circ \leq \arctg \frac{h}{g} \leq 35^\circ$

6.3.- Dimensionnement des éléments de l'escalier

Hauteur plancher/plafond : $H_T = 3.5\text{m}$ (la hauteur de la poutre est incluse)

Hauteur contremarche : On fixe $h_C = 17.5\text{cm}$

Nombre de marche : $n = \frac{H_T}{h_C} = \frac{3.5\text{m}}{0.175\text{m}} = 20$, l'escalier étant en U, on aura 2 volées, 9 marches par volée, et les paliers de repos et d'arrivée seront les 2 marches intermédiaires.

Hauteur d'une volée : $h_V = n \times h_C \Rightarrow h_V = 10 \times 0.175 = 1.75\text{m}$

Longueur de marche : $g = 65\text{cm} - 2h_C$ selon la relation de Blondel $\Rightarrow g = 65 - 2(17.5) = 30\text{cm}$

Reculée de la volée : $L = (n - 1) \times g \Rightarrow L = (10 - 1) \times 0.3 = 2.7\text{m}$

La longueur du palier a été prédéfini dans le plan du bâtiment : $l_P = 1.6\text{m}$

L'embranchement a été prédéfini dans le plan aussi : $b = 2.05\text{m}$

La longueur de l'incliné (paillasse) : $L = l \times \cos \alpha \Rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha}$

Déterminons α

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{h_C}{g} \right) \Rightarrow \alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{17.5\text{cm}}{30\text{cm}} \right) = 30.26^\circ > 30^\circ, \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } l = \frac{2.7}{\cos(30.26^\circ)} \Rightarrow l = 3.13\text{m}$$

Calcul de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30} \Leftrightarrow \frac{313}{40} \leq e \leq \frac{313}{30} \Leftrightarrow 7.825 \leq e \leq 10.43$$

On prend $e_P = 10\text{cm}$

Epaisseur totale de l'escalier (paillasse + marche) : $e' = e_P + \left(\frac{h_C}{2} \right) \Rightarrow e' = 10\text{cm} + \left(\frac{17.5}{2} \right) \Rightarrow e' = 18.75\text{cm}$;

on prend : $e' = 20\text{cm}$

FERRAILLAGE DE LA PAILLASSE ET DU PALIER

6.4.- Calcul du moment isostatique dans la paillasse

$$M_U = \frac{P_u \times L^2}{8} \text{ et } M_{SER} = \frac{P_{ser} \times L^2}{8}$$

6.4.1.- Déterminons les charges permanentes

$$P. \text{ Paillasse : } e' \times b \times \frac{2.5T/m^3}{\cos \alpha} \Leftrightarrow 0.20\text{m} \times 2.05\text{m} \times \frac{25\text{KN/m}^3}{\cos 30.26} \Rightarrow P_1 = 11.87\text{KN/ml}$$

Combinaison d'action à l'ELU et l'ELS (Q = 500kg/m² pour les escaliers)

$$P_U = 1.35 (11.86\text{KN/ml}) + 1.5 (5\text{KN/m}^2 \times 2.05\text{m}) = \mathbf{31.39\text{KN/ml}}$$

$$P_{SER} = 11.86\text{KN/ml} + (5\text{KN/m}^2 \times 2.05\text{m}) = \mathbf{22.11\text{KN/ml}}$$

6.4.2. - Calcul des moments à l'ELU et l'ELS

$$M_U = \frac{P_U \times l^2}{8} = \frac{31.39\text{KN/ml} \times (3.13\text{m})^2}{8} \Rightarrow M_U = \mathbf{38.44\text{KNm}}$$

$$M_{SER} = \frac{P_{SER} \times l^2}{8} = \frac{22.11\text{KN/ml} \times (3.13\text{m})^2}{8} \Rightarrow M_{SER} = \mathbf{27.07\text{KNm}}$$

6.4.3.- Vérification de la compression du béton

$$\text{Posons : } \overline{\sigma}_{bc} < \sigma_u = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{b}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{38.44\text{KNm}}{27.07\text{KNm}} = 1.42 \text{ et } f_{cj} = 0.25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = \mathbf{0.15\text{MPa}}$$

$$\sigma_u = \frac{1.42-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \sigma_u = \mathbf{0.46\text{MPa}} > \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{0.15\text{MPa}}$$

Condition vérifiée on peut calculer les armatures.

La pièce étant partiellement encastree

$$\text{Aux appuis : } M_A = 0.5M_{ISO} = 0.5 \times 3.84\text{Tm} = \mathbf{1.92\text{Tm}}$$

$$\text{En travée : } M_T = 0.75M_{ISO} = 0.75 \times 3.84\text{Tm} = \mathbf{2.88\text{Tm}}$$

6.5.- Calcul des armatures (paillasse et palier) en travée

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et d = 0.2 - 0.05 = 0.15m

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.88\text{Tm}}{1\text{m} \times (0.15\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} = \mathbf{0.0903}$$

Le coefficient de la fibre neutre

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0903)}) = 0.1185$$

Le bras de levier du couple interne

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.15(1 - 0.4 \times 0.1185) \Rightarrow Z = \mathbf{0.143\text{m}}$$

Calcul des Armatures filantes (paillasse et palier) :

$$A_{ST} = \frac{M_t}{Z f_{su}} = \frac{2.88\text{Tm}}{0.143\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} = 5.8 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{4HA14 = 6.15\text{cm}^2}$$

Espacement des armatures filantes

$$S_T = \min\{3bc; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{3(20) = 60\text{cm}; 33\text{cm}\}, \text{ on prend } S_t = \mathbf{0.20\text{cm}}$$

d'axe en axe.

6.5.1.- Calcul des armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_{ST}}{4} = \frac{6.15\text{cm}^2}{4} = 1.54\text{cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml} \text{ on adopte } 4\text{HA12} = 4.52\text{cm}^2$$

Vérification de la contrainte tangentielle (paillasse et palier)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \text{mini}(0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ avec } V_u = \frac{Pu \times L \times \cos\alpha}{2} = \frac{31.39\text{KN/ml} \times 3.13\text{m} \times \cos 30.26}{2} = 42.43\text{KN}$$

$$\checkmark \text{ D'où : } \tau_u = \frac{4.24\text{T}}{1\text{m} \times 0.15\text{m}} < \text{mini}(0.13(25\text{MPa})) \Leftrightarrow 2.83\text{MPa} < 3.25\text{MPa}, \text{ condition vérifiée donc pas d'armature d'âme.}$$

Espacement des armatures de répartition

$$S_T = \text{mini}\{4bc; 45\text{cm}\} \Rightarrow S_T = \text{min}\{4(20) = 80\text{cm}; 45\text{cm}\}, \text{ on adopte } S_T = 33\text{cm} \text{ d'axe en axe.}$$

6.6.- Calcul des armatures de la paillasse aux appuis

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et $d = 0.2 - 0.05 = 0.15\text{m}$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.92\text{Tm}}{1\text{m} \times (0.15\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} = 0.0602$$

Le coefficient de la fibre neutre

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0602)}) = 0.0776$$

Le bras de levier du couple interne

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.15(1 - 0.4 \times 0.0776) \Rightarrow Z = 0.145\text{m}$$

Calcul des Armatures aux appuis de la paillasse :

$$A_{ST} = \frac{Ma}{Z f_{su}} = \frac{1.92\text{Tm}}{0.145\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} = 3.81 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } 4\text{HA12} = 4.52\text{cm}^2.$$

Espacement des armatures aux appuis

$$S_T = \text{mini}\{3bc; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_T = \text{min}\{3(20) = 60\text{cm}; 33\text{cm}\}, \text{ on prend } S_T = 0.20\text{cm} \text{ d'axe en axe.}$$

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIÈRE**6.7.- Pré-dimensionnement de la poutre**

$$S = \begin{cases} \frac{l_{\text{max}}}{20} \leq h \leq \frac{l_{\text{max}}}{10} \\ 0.3h \leq d \leq 0.4h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{450\text{cm}}{20} \leq h \leq \frac{450\text{cm}}{10} \\ 0.3h \leq d \leq 0.4h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.225\text{cm} \leq h \leq 0.45\text{cm} \\ 0.07\text{cm} \leq d \leq 0.18\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Choix final : } h = 0.45\text{cm} \text{ et } d = 20, \text{ on vérifie que } b \geq \frac{1}{3}h \Leftrightarrow 20 \geq \frac{45}{3} = 15 \text{ ok !!!}$$

Les sollicitations :

$$G = 0.45\text{m} \times 2.5\text{T/m}^3 \times 0.2\text{m} = 0.225\text{T/m}$$

Combinaison d'action ($Q = 500\text{kg/m}^2$ pour les escaliers)

$$P_U = 1.35 (0.225\text{T/m}) + 1.5 (0.5\text{T/m}^2 \times 4.5\text{m}) = 3.7\text{T/m}$$

Déterminons le moment isostatique au milieu de la poutre palière

$$M_{iso} = \frac{Pu \times L^2}{8} = \frac{3.7T/m \times (4.5m)^2}{8} = 9.36Tm$$

Déterminons l'effort tranchant :

$$V_U = \frac{Pu \times L}{2} = \frac{3.7T/m \times 4.5m}{2} = 8.33T$$

Calcul du moment de frontière

$$M_{ab} = 0.186bd^2f_{bu} \Rightarrow M_{ab} = 0.186 \times 0.2 \times (0.45)^2 \times 1417T/m^2 = 10.67Tm$$

La pièce étant partiellement encastrée

$$\text{Aux appuis : } M_A = 0.5M_{iso} = 0.5 \times 9.36Tm = 4.68Tm$$

$$\text{En travée : } M_T = 0.75M_{iso} = 0.75 \times 9.36Tm = 7.02Tm$$

6.8.- Calcul du moment réduit en travée

Déterminons le moment réduit pour $d = 0.45 - 0.05 = 0.40m$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.02Tm}{0.2m \times (0.40m)^2 \times 1417T/m^2} = \underline{\underline{0.155 < 0.186}}$$

Le coefficient de la fibre neutre

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.155)}) = 0.212$$

Le bras de levier du couple interne

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.40(1 - 0.4 \times 0.212) \Rightarrow Z = 0.36m$$

Armatures filantes de la poutre :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zf_{su}} = \frac{7.02Tm}{0.36m \times 3.478T/cm^2} = 5.61 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{ST} \geq \overline{Ast} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd \text{ avec } f_{tj} = 2.1MPa$$

$$\overline{Ast} = 0.23 \times \frac{2.1MPa}{400MPa} \times 50cm \times 50cm \Leftrightarrow \overline{Ast} = 3.02cm^2$$

$$\checkmark A_{ST} = 5.61cm^2 > \overline{Ast} = 3.02cm^2, \text{ condition vérifiée donc on prend } \underline{\underline{5HA12 = 5.65cm^2}}$$

$$\text{Tolérance : Tol} = \frac{\text{Section réelle}}{\text{Section Calculée}} \times 100 = \frac{5.65}{5.61} \times 100 \Leftrightarrow \text{Tol} = 100\%, \text{ donc le choix est acceptable.}$$

6.9.- Calcul des armatures aux appuis

Déterminons le moment réduit pour $d = 0.45 - 0.05 = 0.40m$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} = \frac{4.68Tm}{0.2m \times (0.40m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.103$$

Le coefficient de la fibre neutre

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.103)} \right) = 0.136$$

Le bras de levier du couple interne

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.40(1 - 0.4 \times 0.136) \Rightarrow Z = 0.37\text{m}$$

Armatures aux appuis de la poutre palière :

$$A_{ST} = \frac{Ma}{Zfsu} = \frac{4.867\text{m}}{0.37\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} = 3.74\text{cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } 4\text{HA12} = 4.52\text{cm}^2$$

ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE

6.10.- Vérification de la containte tangentielle (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} < \text{mini} (0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ avec } V_U = 8.33\text{T}$$

$$\checkmark \text{ D'où : } \tau_u = \frac{8.33\text{T}}{0.2\text{m} \times 0.40\text{m}} < \text{mini} (0.13(25\text{MPa})) \Leftrightarrow 1.04\text{MPa} < 3.25\text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

donc pas d'armature d'âme, on peut calculer les armatures transversales

6.10.1.- Calcul des armatures transversales

$$\text{Condition : } \phi t = \inf \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \frac{\phi l}{3} \right)$$

$$\phi t = \inf \left(\frac{450}{35} = 12.85\text{mm}; \frac{200}{10} = 20\text{mm}; \frac{12}{3} = 4\text{mm} \right)$$

La fissuration étant très prejudiciable (zone sismique), $\phi t \geq \text{HA8}$, on prend $\phi t = \text{HA8 en 4 brins}$
 $A_t = \underline{4\text{HA8} = 2.012\text{cm}^2}$

6.10.2.- Calcul de l'espacement des armatures transversales

$$St \leq \frac{At \times 0.9 \times f_e}{\tau_u \times b_0 \times \gamma_s} \text{ avec } f_e = 400\text{MPa} \text{ et } At \text{ en cm}^2, \text{ on a alors :}$$

$$St \leq \frac{2.012\text{cm}^2 \times 0.9 \times 400\text{MPa}}{1.04\text{MPa} \times 20\text{cm} \times 1.15} = 30.28\text{cm}$$

Vérification complémentaire (BAEL 90 Art A5-1.3.21)

$$St_{\text{max}} = \min \left\{ 0.9d; 40\text{cm}; \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} \right\} \Leftrightarrow \left\{ 0.9(40); 40\text{cm}; \frac{2.012 \times 400}{0.4 \times 45} \right\}$$

$$St_{\text{max}} = \min \{ 36\text{cm}; 40\text{cm}; 40.24\text{cm} \}, \text{ on prend } St = 20\text{cm}$$

Longueur critique : $L_c = 2h = 0.45\text{m} \times 2 = 0.9\text{m}$

L'espacement au départ : $\frac{St}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$

Répétition : $\frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25$, la répétition se fera 2 fois

Conclusion : Etant donnée les valeurs trouvées et vue que $A_t = \text{HA8}$, on adoptera un espacement de 10cm pour les zones critiques et 20cm en travée. Le plan de ferrailage est donné dans le document annexe du projet.

CHAPITRE VII : PORTIQUE

7.1.- Généralités : Dans un bâtiment, la structure porteuse n'est pas composée uniquement d'éléments indépendantes comme ceux que nous venons de calculer, mais plutôt d'un ensemble d'éléments composant un système appelé Portique.

7.2.- Définition : Un portique est un système composé d'un ensemble d'éléments horizontaux (poutres) soutenus par plusieurs éléments verticaux (colonnes). En génie civil, ce système peut être calculé par plusieurs méthodes. Il y a la méthode de déplacement, la méthode des rotations, celle des forces, la méthode comportant les équations de Clapeyron, la méthode de Naylor, la méthode de Hardy Cross etc..., quel que soit la méthode choisie le but c'est de déterminer les moments résultantes, les différents efforts dans les barres et les réactions d'appuis dans les nœuds, dans le cas de notre projet de fin d'étude, nous avons choisi la méthode de Hardy Cross.

7.3.- Méthode de Hardy Cross : Cette méthode s'applique au calcul de toute ossature plane à nœuds rigides. Cette méthode est répétitive mais elle converge assez vite vers des résultats acceptables ; c'est une série de calcul effectués sur des tableaux Excel et pour y arriver il faut d'abord déterminer certains éléments tel que : la force exercée par le vent et par le séisme, les inerties dans les barres (horizontales et verticales), les facteurs de rigidités et les coefficients ou facteurs de répartition, puis les porter dans le tableau Excel avec eux les portées des travées, les hauteurs des colonnes et les charges supportées par les éléments porteurs du bâtiment calculées dans la descente des charges.

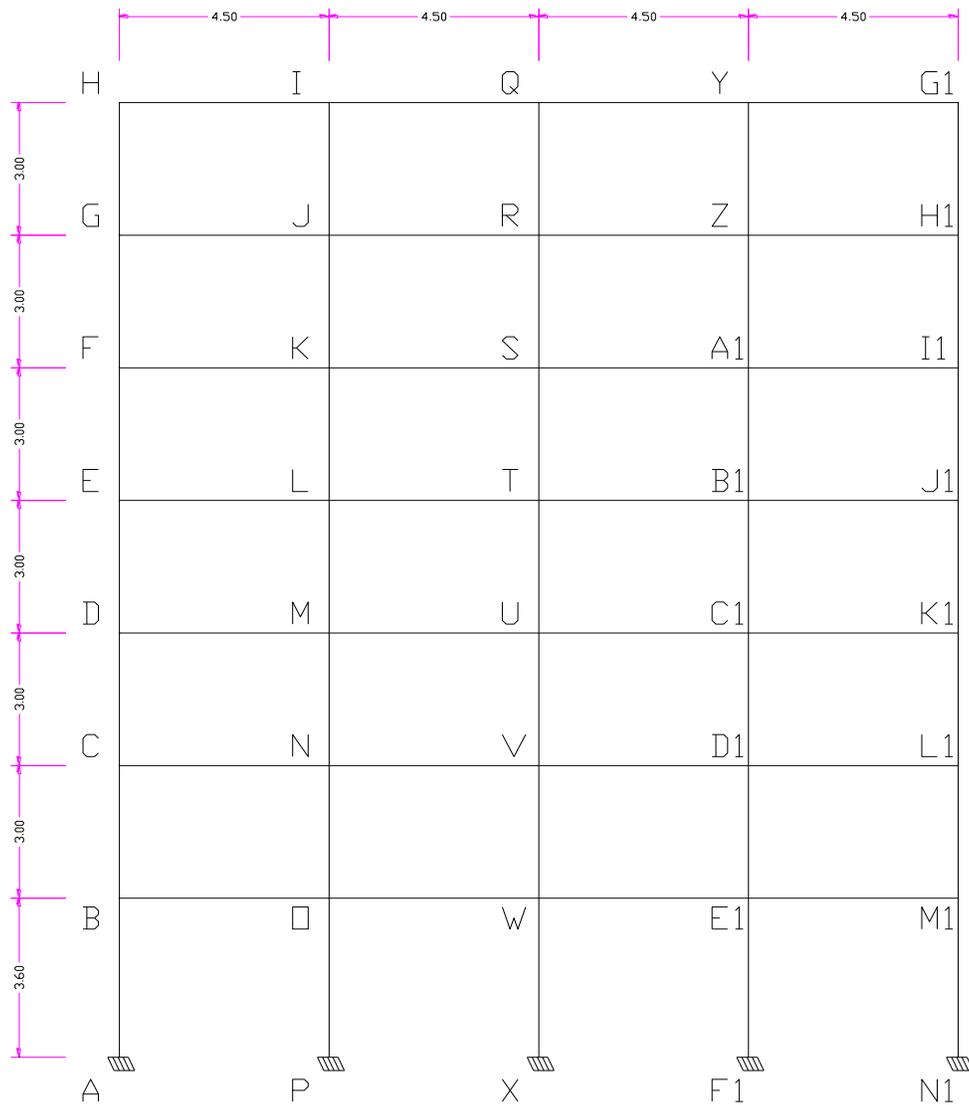
7.4.- Portique A (Sens XX)

Dans le cas de notre projet de sortie l'inertie des colonnes est égale à celle des poutres à chaque niveau étant donné qu'ils sont carrés et ont le même dimensionnement.

Section des poutres = 0.50m × 0.50m

Section des colonnes = 0.50m × 0.50m

NB : La structure étant symétrique, on considère sa moitié dans la figure ci-dessous pour le calcul du portique comme on a fait pour la descente des charges afin de diminuer le risque aux erreurs et un long calcul qui causerait une perte de temps.



7.5.- Inertie : Le principe de l'inertie appelé encore moment quadratique est le fait qu'un corps persiste dans son état initial de mouvement rectiligne uniforme ou au repos aussi longtemps sans qu'il soit subit l'intervention d'une force extérieure.

7.5.1.- Inertie des colonnes (dans ce cas la formule est : $I = \frac{bh^3}{12}$)

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5m \times (0.5m)^3}{12} = 0.00523m^4$$

7.5.2.- Inertie des poutres (dans ce cas la formule est : $I = \frac{bh^3}{12}$)

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5m \times (0.5m)^3}{12} = 0.00523m^4$$

7.6.- Facteur de rigidité : On appelle facteur de rigidité ou coefficient de rigidité (K_{ij}), la réaction produit à un endroit d'un blocage i de la structure, dans une direction i , par un déplacement unitaire D_j exercé à un endroit du blocage j , dans la direction j . Il faut comprendre que cette réaction assure l'équilibre de la structure de référence lorsqu'on lui impose un déplacement D_j .

7.6.1.- Facteur de rigidité homogénéisée pour les poutres (à chaque niveau)

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} = \frac{0.00523m^4}{4.5m} = 0.001162 \Leftrightarrow \text{Raideur} = \frac{0.001162}{0.001162} = 1$$

7.6.2.- Facteur de rigidité homogénéisée pour les colonnes (à chaque niveau)

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} = \frac{0.00523m^4}{3m} = 0.001743 \Leftrightarrow \text{Raideur} = \frac{0.001743}{0.001162} = 1.5$$

7.6.3.- Facteur de rigidité homogénéisée des colonnes du sous-sol

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} = \frac{0.00523m^4}{3.6m} = 0.001453 \Leftrightarrow \text{Raideur} = \frac{0.001453}{0.001162} = 1.3$$

7.7.- Facteur de répartition : On définit le facteur de répartition ou coefficient de répartition comme étant une réaction produite à l'endroit d'un borage i , dans une direction i , par les forces extérieures appliquées. Cette réaction assure l'équilibre de la structure de référence lorsqu'on lui applique les forces extérieures agissant entre les nœuds.

7.7.1.- Etage 5 nœud H

$$R_{iHG} = \frac{K_{HG}}{K_{HI} + K_{HG}} = \frac{1.5}{1 + 1.5} = 0.6$$

$$R_{iHI} = \frac{K_{HI}}{K_{HI} + K_{HG}} = \frac{1}{1.5 + 1} = 0.4$$

7.7.2.- Nœud I

$$R_{iIJ} = \frac{k_{IJ}}{k_{IJ} + k_{IH} + k_{IQ}} = \frac{1.5}{1 + 1 + 1.5} = 0.429$$

$$R_{iIH} = R_{iIQ} = \frac{k_{IH}}{k_{IJ} + k_{IH} + k_{IQ}} = \frac{1}{1 + 1 + 1.5} = 0.285$$

7.7.3.- Nœud Q

$$R_{iQR} = \frac{k_{QR}}{k_{QR} + k_{QI} + k_{QY}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1} = 0.429$$

$$R_{iQY} = R_{iIQ} = \frac{k_{QY}}{k_{QR} + k_{QY} + k_{IQ}} = \frac{1}{1 + 1 + 1.5} = 0.285$$

7.7.4.- Nœud Y

$$R_{iYZ} = \frac{k_{YZ}}{k_{YZ} + k_{YG1} + k_{QY}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1} = 0.429$$

$$R_{iQY} = R_{iYG1} = \frac{k_{YG1}}{k_{YZ} + k_{YQ} + k_{YG1}} = \frac{1}{1 + 1 + 1.5} = 0.285$$

7.7.5.- Nœud G1

$$Ri_{H1G1} = \frac{K_{H1G1}}{K_{G1Y} + K_{G1O1} + K_{H1G1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 0.5} = 0.5$$

$$Ri_{G1Y} = \frac{K_{G1Y}}{K_{G1Y} + K_{G1O1} + K_{H1G1}} = \frac{1}{1 + 0.5 + 1.5} = 0.333$$

$$Ri_{G1O1} = \frac{K_{G1O1}}{K_{G1Y} + K_{G1O1} + K_{H1G1}} = \frac{0.5}{1 + 0.5 + 1.5} = 0.166$$

7.7.6.- Etage 4 Nœud G

$$Ri_{GH} = Ri_{GF} = \frac{k_{GH}}{k_{GH} + k_{GF} + k_{GJ}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.375$$

$$Ri_{GJ} = \frac{k_{GJ}}{k_{GJ} + k_{GH} + k_{GF}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.25$$

7.7.7.- Nœud J

$$Ri_{JK} = Ri_{JI} = \frac{k_{JK}}{k_{JK} + k_{JI} + K_{JR} + k_{JG}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{JG} = Ri_{JR} = \frac{k_{GJ}}{k_{JK} + k_{JI} + K_{JR} + k_{JG}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.7.8.- Nœud R

$$Ri_{RS} = Ri_{RQ} = \frac{k_{RS}}{k_{RS} + k_{RQ} + K_{RJ} + k_{RZ}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{RJ} = Ri_{RZ} = \frac{k_{RJ}}{k_{RJ} + k_{RZ} + K_{RS} + k_{RQ}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.7.9.- Nœud Z

$$Ri_{ZA1} = Ri_{ZY} = \frac{k_{ZA1}}{k_{ZA1} + k_{ZY} + K_{ZR} + k_{ZH1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{ZR} = Ri_{ZH1} = \frac{k_{ZR}}{k_{ZR} + k_{ZH1} + K_{ZA1} + k_{ZY}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.7.10.- Nœud H1

$$Ri_{H1I1} = Ri_{H1G1} = \frac{k_{H1I1}}{k_{H1I1} + K_{H1P1} + k_{H1G1} + k_{H1Z}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.333$$

$$Ri_{H1Z} = \frac{k_{H1Z}}{k_{H1Z} + K_{H1P1} + k_{H1I1} + k_{H1G1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.222$$

$$Ri_{H1P1} = \frac{k_{H1P1}}{k_{H1Z} + K_{H1P1} + k_{H1I1} + k_{H1G1}} = \frac{0.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.111$$

7.7.11.- Etage 3 nœud F

$$Ri_{FG} = Ri_{FE} = \frac{k_{FG}}{k_{FE} + k_{GF} + k_{FK}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.375$$

$$Ri_{FK} = \frac{k_{FK}}{k_{FK} + k_{FE} + k_{GF}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.25$$

7.7.12.- Nœud K

$$Ri_{JK} = Ri_{KL} = \frac{k_{JK}}{k_{JK}+k_{KS}+K_{KL}+k_{KF}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{KF} = Ri_{KS} = \frac{k_{KF}}{k_{JK}+k_{KF}+K_{KL}+k_{KS}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.7.13.- Nœud S

$$Ri_{RS} = Ri_{ST} = \frac{k_{ST}}{k_{RS}+k_{ST}+K_{SK}+k_{SA1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{SK} = Ri_{SA1} = \frac{k_{SK}}{k_{SK}+k_{SA1}+K_{SR}+k_{ST}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.7.14.- Nœud A1

$$Ri_{ZA1} = Ri_{A1B1} = \frac{k_{ZA1}}{k_{ZA1}+k_{A1S}+K_{A1B1}+k_{A1I1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{A1S} = Ri_{A1I1} = \frac{k_{A1S}}{k_{A1S}+k_{A1I1}+K_{ZA1}+k_{A1B1}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.7.15.- Nœud I1

$$Ri_{H1I1} = Ri_{I1J1} = \frac{k_{H1I1}}{k_{H1I1}+K_{I1Q1}+k_{I1H1}+k_{I1A1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+0.5} = 0.333$$

$$Ri_{I1A1} = \frac{k_{I1A1}}{k_{I1A1}+K_{I1Q1}+k_{H1I1}+k_{I1J1}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+0.5} = 0.222$$

$$Ri_{I1Q1} = \frac{k_{I1Q1}}{k_{H1I1}+K_{I1Q1}+k_{H1I1}+k_{H1G1}} = \frac{0.5}{1.5+1+1.5+0.5} = 0.111$$

7.7.16.- Etage 2 nœud E

$$Ri_{EF} = Ri_{ED} = \frac{k_{ED}}{k_{ED}+k_{EL}+k_{EF}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5} = 0.375$$

$$Ri_{EL} = \frac{k_{EL}}{k_{EL}+k_{EF}+k_{ED}} = \frac{1}{1.5+1+1.5} = 0.25$$

7.7.17.- Nœud L

$$Ri_{LK} = Ri_{LM} = \frac{k_{LK}}{k_{LK}+k_{LT}+K_{LM}+k_{LE}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{LT} = Ri_{LE} = \frac{k_{LE}}{k_{LE}+k_{LM}+K_{LE}+k_{LK}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.7.18.- Nœud T

$$Ri_{TU} = Ri_{TS} = \frac{k_{TU}}{k_{TS}+k_{TU}+K_{TL}+k_{TB1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{TL} = Ri_{TB1} = \frac{k_{TB1}}{k_{TB1}+k_{TL}+K_{TU}+k_{TS}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.7.19.- Nœud B1

$$Ri_{B1A1} = Ri_{B1C1} = \frac{k_{B1A1}}{k_{B1A1}+k_{B1T}+K_{B1J1}+k_{B1C1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{BIT} = Ri_{BIJ1} = \frac{k_{B1T}}{k_{B1T} + k_{B1C1} + k_{B1A1} + k_{B1J1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.7.20.- Nœud J1

$$Ri_{J1} = Ri_{H1G1} = \frac{k_{H1I1}}{k_{H1I1} + k_{J1R1} + k_{H1G1} + k_{H1Z}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.333$$

$$Ri_{H1Z} = \frac{k_{H1Z}}{k_{H1Z} + k_{J1R1} + k_{H1I1} + k_{H1G1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.222$$

$$Ri_{J1R1} = \frac{k_{J1R1}}{k_{H1Z} + k_{J1R1} + k_{H1I1} + k_{H1G1}} = \frac{0.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.111$$

7.7.21.- Etage 1 nœud D

$$Ri_{DE} = Ri_{DC} = \frac{k_{DE}}{k_{DE} + k_{DM} + k_{DC}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.375$$

$$Ri_{DM} = \frac{k_{DM}}{k_{DM} + k_{DE} + k_{DC}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.25$$

7.7.22.- Nœud M

$$Ri_{MN} = Ri_{ML} = \frac{k_{MN}}{k_{MN} + k_{MD} + k_{ML} + k_{MU}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{MU} = Ri_{MD} = \frac{k_{MU}}{k_{MN} + k_{MU} + k_{ML} + k_{MD}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.7.23.- Nœud U

$$Ri_{UV} = Ri_{UT} = \frac{k_{UV}}{k_{UV} + k_{UT} + k_{UM} + k_{UC1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{UM} = Ri_{UC1} = \frac{k_{UM}}{k_{UM} + k_{UT} + k_{UV} + k_{UC1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.7.24.- Nœud C1

$$Ri_{C1D1} = Ri_{C1B1} = \frac{k_{C1B1}}{k_{C1B1} + k_{C1U} + k_{C1D1} + k_{C1K1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{C1U} = Ri_{C1K1} = \frac{k_{C1U}}{k_{C1U} + k_{C1B1} + k_{C1K1} + k_{C1D1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.7.25.- Nœud K1

$$Ri_{K1L1} = Ri_{K1J1} = \frac{k_{K1I1}}{k_{K1I1} + k_{K1S1} + k_{K1L1} + k_{K1C1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.333$$

$$Ri_{K1C1} = \frac{k_{K1C1}}{k_{K1C1} + k_{K1S1} + k_{K1I1} + k_{K1L1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.222$$

$$Ri_{K1S1} = \frac{k_{K1S1}}{k_{H1Z} + k_{K1S1} + k_{H1I1} + k_{H1G1}} = \frac{0.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.111$$

7.7.26.- RDC nœud C

$$Ri_{CB} = Ri_{CD} = \frac{k_{CD}}{k_{CB} + k_{CD} + k_{CN}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.375$$

$$Ri_{CN} = \frac{k_{CN}}{k_{CN} + k_{CB} + k_{CD}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.25$$

7.7.27.- Nœud N

$$Ri_{NO} = Ri_{NM} = \frac{k_{NO}}{k_{NO}+k_{NC}+K_{NM}+k_{NV}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{NC} = Ri_{NV} = \frac{k_{NV}}{k_{NC}+k_{NM}+K_{NV}+k_{NO}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.7.28.- Nœud V

$$Ri_{VW} = Ri_{VU} = \frac{k_{VW}}{k_{VW}+k_{VN}+K_{VD1}+k_{VU}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{VN} = Ri_{VD1} = \frac{k_{VN}}{k_{VN}+k_{VD1}+K_{VW}+k_{VU}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.7.29.- Nœud D1

$$Ri_{D1E1} = Ri_{D1C1} = \frac{k_{D1E1}}{k_{D1C1}+k_{D1V}+K_{D1E1}+k_{D1L1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{D1L1} = Ri_{D1V} = \frac{k_{D1L1}}{k_{D1V}+k_{D1L1}+K_{D1E1}+k_{D1C1}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.7.30.- Nœud L1

$$Ri_{L1M1} = Ri_{L1K1} = \frac{k_{L1M1}}{k_{L1M1}+K_{L1Y1}+k_{L1K1}+k_{L1D1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+0.5} = 0.333$$

$$Ri_{L1D1} = \frac{k_{L1D1}}{k_{L1D1}+K_{L1Y1}+k_{L1M1}+k_{L1K1}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+0.5} = 0.222$$

$$Ri_{L1T1} = \frac{k_{L1T1}}{k_{H1Z}+K_{L1Y1}+k_{H1I1}+k_{H1G1}} = \frac{0.5}{1.5+1+1.5+0.5} = 0.111$$

7.7.31.- Sous-sol nœud B

$$Ri_{BC} = \frac{k_{BC}}{k_{BC}+k_{BA}+k_{BO}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.3} = 0.395$$

$$Ri_{BA} = \frac{k_{BA}}{k_{BC}+k_{BA}+k_{BO}} = \frac{1.3}{1.5+1+1.3} = 0.342$$

$$Ri_{BO} = \frac{k_{BO}}{k_{BO}+k_{BA}+k_{BC}} = \frac{1}{1.5+1+1.3} = 0.263$$

7.7.32.- Nœud O

$$Ri_{OP} = \frac{k_{OP}}{k_{OP}+k_{ON}+K_{OB}+k_{OW}} = \frac{1.3}{1.3+1+1.5+1} = 0.271$$

$$Ri_{ON} = \frac{k_{ON}}{k_{OP}+k_{ON}+K_{OB}+k_{OW}} = \frac{1.5}{1.3+1+1.5+1} = 0.313$$

$$Ri_{OB} = Ri_{OW} = \frac{k_{OB}}{k_{OB}+k_{OP}+K_{OW}+k_{ON}} = \frac{1}{1.3+1+1.5+1} = 0.208$$

7.7.33.- Nœud W

$$Ri_{WX} = \frac{k_{WX}}{k_{WX}+k_{WE1}+K_{WV}+k_{OW}} = \frac{1.3}{1.3+1+1.5+1} = 0.271$$

$$Ri_{WV} = \frac{k_{WV}}{k_{WV}+k_{WE1}+K_{WX}+k_{OW}} = \frac{1.5}{1.3+1+1.5+1} = 0.313$$

$$Ri_{WE1} = Ri_{OW} = \frac{k_{WE1}}{k_{WE1} + k_{WX} + K_{OW} + k_{WV}} = \frac{1}{1.3 + 1 + 1.5 + 1} = 0.208$$

7.7.34.- Nœud E1

$$Ri_{E1F1} = \frac{k_{E1F1}}{k_{E1F1} + k_{E1M1} + K_{E1D1} + k_{E1W}} = \frac{1.3}{1.3 + 1 + 1.5 + 1} = 0.271$$

$$Ri_{E1D1} = \frac{k_{E1D1}}{k_{E1D1} + k_{E1M1} + K_{E1F1} + k_{E1W}} = \frac{1.5}{1.3 + 1 + 1.5 + 1} = 0.313$$

$$Ri_{E1W} = Ri_{E1M1} = \frac{k_{E1W}}{k_{E1W} + k_{E1F1} + K_{E1M1} + k_{E1D1}} = \frac{1}{1.3 + 1 + 1.5 + 1} = 0.208$$

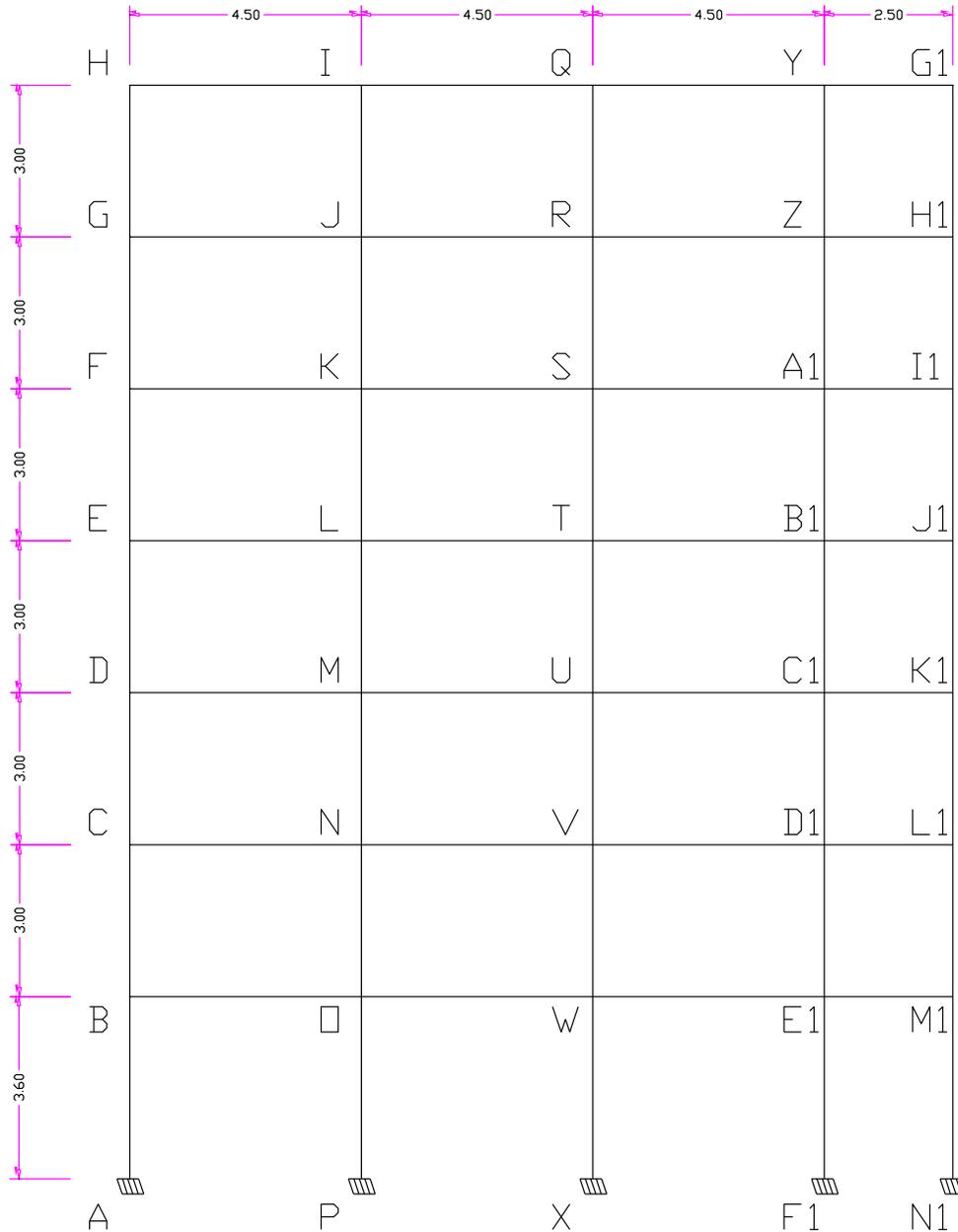
7.7.35.- Nœud M1

$$Ri_{M1L1} = \frac{k_{M1L1}}{k_{M1L1} + k_{M1U1} + k_{M1E1} + k_{M1N1}} = \frac{1.5}{1.3 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.35$$

$$Ri_{M1N1} = \frac{k_{M1N1}}{k_{M1N1} + k_{M1U1} + k_{M1E1} + k_{M1L1}} = \frac{1.3}{1.3 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.30$$

$$Ri_{M1E1} = \frac{k_{M1E1}}{k_{M1E1} + k_{M1U1} + k_{M1N1} + k_{M1L1}} = \frac{1}{1.3 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.23$$

$$Ri_{M1U1} = \frac{k_{M1U1}}{k_{M1E1} + k_{M1U1} + k_{M1N1} + k_{M1L1}} = \frac{0.5}{1.3 + 1 + 1.5 + 0.5} = 0.12$$

7.8.- Portique B (sens YY)


7.8.1.- Inertie des colonnes (dans ce cas la formule est : $I = \frac{bh^3}{12}$)

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5m \times (0.5m)^3}{12} = 0.00523m^4$$

7.8.2.- Inertie des poutres (dans ce cas la formule est : $I = \frac{bh^3}{12}$)

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5m \times (0.5m)^3}{12} = 0.00523m^4$$

7.8.3.- Facteur de rigidité pour les poutres (à chaque niveau)

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} = \frac{0.00523m^4}{4.5m} = 0.001162 \Leftrightarrow \text{Raideur} = \frac{0.001162}{0.001162} = 1$$

7.8.4.- Facteur de rigidité pour les plus petites poutres (à chaque niveau)

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} = \frac{0.00523m^4}{2.5m} = 0.002092 \Leftrightarrow \text{Raideur} = \frac{0.002092}{0.001162} = 1.8$$

7.8.5.- Facteur de rigidité pour les colonnes (à chaque niveau)

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} = \frac{0.00523m^4}{3m} = 0.001743 \Leftrightarrow \text{Raideur} = \frac{0.001743}{0.001162} = 1.5$$

7.8.6.- Facteur de rigidité des colonnes du sous-sol

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} = \frac{0.00523m^4}{3.6m} = 0.001453 \Leftrightarrow \text{Raideur} = \frac{0.001453}{0.001162} = 1.3$$

7.9.- Facteurs de repartitions

7.9.1.- Etage 5 nœud H

$$Ri_{HG} = \frac{K_{HG}}{K_{HI}+K_{HG}} = \frac{1.5}{1+1.5} = 0.6$$

$$Ri_{HI} = \frac{K_{HI}}{K_{HI}+K_{HG}} = \frac{1}{1.5+1} = 0.4$$

7.9.2.- Nœud I

$$Ri_{IJ} = \frac{k_{IJ}}{k_{IJ}+k_{IH}+k_{IQ}} = \frac{1.5}{1+1+1.5} = 0.429$$

$$Ri_{IH} = Ri_{IQ} = \frac{k_{IH}}{k_{IJ}+k_{IH}+k_{IQ}} = \frac{1}{1+1+1.5} = 0.285$$

7.9.3.- Nœud Q

$$Ri_{QR} = \frac{k_{QR}}{k_{QR}+k_{QI}+k_{QY}} = \frac{1.5}{1.5+1+1} = 0.429$$

$$Ri_{QY} = Ri_{IQ} = \frac{k_{QY}}{k_{QR}+k_{QY}+k_{IQ}} = \frac{1}{1+1+1.5} = 0.285$$

7.9.4.- Nœud Y

$$Ri_{YZ} = \frac{k_{YZ}}{k_{YZ}+k_{YG1}+k_{YQ}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.8} = 0.3488$$

$$Ri_{YG1} = \frac{k_{YG1}}{k_{YZ}+k_{YQ}+k_{YG1}} = \frac{1.8}{1.5+1+1.8} = 0.4186$$

$$Ri_{YQ} = \frac{k_{YQ}}{k_{YZ}+k_{YQ}+k_{YG1}} = \frac{1}{1.5+1+1.8} = 0.2326$$

7.9.5.- Nœud G1

$$Ri_{H1G1} = \frac{K_{H1G1}}{K_{G1Y} + K_{G1O1} + K_{H1G1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1.8 + 0} = 0.4545$$

$$Ri_{G1Y} = \frac{K_{G1Y}}{K_{G1Y} + K_{G1O1} + K_{H1G1}} = \frac{1.8}{1.8 + 0 + 1.5} = 0.5454$$

$$Ri_{G1O1} = \frac{K_{G1O1}}{K_{G1Y} + K_{G1O1} + K_{H1G1}} = \frac{0}{1.8 + 0 + 1.5} = 0$$

7.9.6.- Etage 4 Nœud G

$$Ri_{GH} = Ri_{GF} = \frac{k_{GH}}{k_{GH} + k_{GF} + k_{GJ}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.375$$

$$Ri_{GJ} = \frac{k_{GJ}}{k_{GJ} + k_{GH} + k_{GF}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.25$$

7.9.7.- Nœud J

$$Ri_{JK} = Ri_{JI} = \frac{k_{JK}}{k_{JK} + k_{JI} + k_{JR} + k_{JG}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{JG} = Ri_{JR} = \frac{k_{GJ}}{k_{JK} + k_{JI} + k_{JR} + k_{JG}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.9.8.- Nœud R

$$Ri_{RS} = Ri_{RQ} = \frac{k_{RS}}{k_{RS} + k_{RQ} + k_{RJ} + k_{RZ}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{RJ} = Ri_{RZ} = \frac{k_{RJ}}{k_{RJ} + k_{RZ} + k_{RS} + k_{RQ}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.9.9.- Nœud Z

$$Ri_{ZA1} = Ri_{ZY} = \frac{k_{ZA1}}{k_{ZA1} + k_{ZY} + k_{ZR} + k_{ZH1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.259$$

$$Ri_{ZR} = \frac{k_{ZR}}{k_{ZR} + k_{ZH1} + k_{ZA1} + k_{ZY}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.172$$

$$Ri_{ZH1} = \frac{k_{ZH1}}{k_{ZR} + k_{ZH1} + k_{ZA1} + k_{ZY}} = \frac{1.8}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.3103$$

7.9.10.- Nœud H1

$$Ri_{H1I1} = Ri_{H1G1} = \frac{k_{H1I1}}{k_{H1I1} + k_{H1P1} + k_{H1G1} + k_{H1Z}} = \frac{1.5}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0.3125$$

$$Ri_{H1Z} = \frac{k_{H1Z}}{k_{H1Z} + k_{H1P1} + k_{H1I1} + k_{H1G1}} = \frac{1.8}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0.375$$

$$Ri_{H1P1} = \frac{K_{H1P1}}{K_{G1Y} + K_{H1P1} + K_{H1G1}} = \frac{0}{1.8 + 0 + 1.5} = 0$$

7.9.11.- Etage 3 nœud F

$$Ri_{FG} = Ri_{FE} = \frac{k_{FG}}{k_{FE} + k_{GF} + k_{FK}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.375$$

$$Ri_{FK} = \frac{k_{FK}}{k_{FK} + k_{FE} + k_{GF}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.25$$

7.9.12.- Nœud K

$$Ri_{JK} = Ri_{KL} = \frac{k_{JK}}{k_{JK}+k_{KS}+K_{KL}+k_{KF}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{KF} = Ri_{KS} = \frac{k_{KF}}{k_{JK}+k_{KF}+K_{KL}+k_{KS}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.9.13.- Nœud S

$$Ri_{RS} = Ri_{ST} = \frac{k_{ST}}{k_{RS}+k_{ST}+K_{SK}+k_{SA1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{SK} = Ri_{SA1} = \frac{k_{SK}}{k_{SK}+k_{SA1}+K_{SR}+k_{ST}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.9.14.- Nœud A1

$$Ri_{ZA1} = Ri_{A1B1} = \frac{k_{ZA1}}{k_{ZA1}+k_{A1I1}+K_{A1B1}+k_{A1S}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1.8} = 0.2586$$

$$Ri_{A1S} = \frac{k_{A1S}}{k_{A1S}+k_{A1I1}+K_{ZA1}+k_{A1B1}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1.8} = 0.1724$$

$$Ri_{A1I1} = \frac{k_{A1I1}}{k_{A1S}+k_{A1I1}+K_{ZA1}+k_{A1B1}} = \frac{1.8}{1.5+1+1.5+1.8} = 0.3103$$

7.9.15.- Nœud I1

$$Ri_{H1I1} = Ri_{I1J1} = \frac{k_{H1I1}}{k_{H1I1}+k_{I1J1}+k_{A1I1}} = \frac{1.5}{1.5+0+1.5+1.8} = 0.3125$$

$$Ri_{I1A1} = \frac{k_{I1A1}}{k_{A1I1}+K_{I1Q1}+k_{H1I1}+k_{I1J1}} = \frac{1.8}{1.5+0+1.5+1.8} = 0.375$$

$$Ri_{I1Q1} = \frac{k_{I1Q1}}{k_{H1I1}+K_{I1Q1}+k_{H1I1}+k_{H1G1}} = \frac{0}{1.5+1.8+1.5+0} = 0$$

7.9.16.- Etage 2 nœud E

$$Ri_{EF} = Ri_{ED} = \frac{k_{ED}}{k_{ED}+k_{EL}+k_{EF}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5} = 0.375$$

$$Ri_{EL} = \frac{k_{EL}}{k_{EL}+k_{EF}+k_{ED}} = \frac{1}{1.5+1+1.5} = 0.25$$

7.9.17.- Nœud L

$$Ri_{LK} = Ri_{LM} = \frac{k_{LK}}{k_{LK}+k_{LT}+K_{LM}+k_{LE}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{LT} = Ri_{LE} = \frac{k_{LE}}{k_{LE}+k_{LM}+K_{LE}+k_{LK}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.9.18.- Nœud T

$$Ri_{TU} = Ri_{TS} = \frac{k_{TU}}{k_{TS}+k_{TU}+K_{TL}+k_{TB1}} = \frac{1.5}{1.5+1+1.5+1} = 0.3$$

$$Ri_{TL} = Ri_{TB1} = \frac{k_{TB1}}{k_{TB1}+k_{TL}+K_{TU}+k_{TS}} = \frac{1}{1.5+1+1.5+1} = 0.2$$

7.9.19.- Nœud B1

$$Ri_{B1A1} = Ri_{B1C1} = \frac{k_{B1A1}}{k_{B1A1} + k_{B1T} + K_{B1C1} + k_{B1J1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.2586$$

$$Ri_{B1T} = \frac{k_{B1T}}{k_{B1T} + k_{B1A1} + K_{B1J1} + k_{B1C1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.1724$$

$$Ri_{B1J1} = \frac{k_{B1J1}}{k_{B1J1} + k_{B1C1} + K_{B1A1} + k_{B1T}} = \frac{1.8}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.3103$$

7.9.20.- Nœud J1

$$Ri_{J1I1} = Ri_{J1K1} = \frac{k_{J1I1}}{k_{J1I1} + K_{J1R1} + k_{J1B1} + k_{J1K1}} = \frac{1.5}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0.3125$$

$$Ri_{J1B1} = \frac{k_{J1B1}}{k_{J1B1} + K_{J1R1} + k_{J1I1} + k_{J1K1}} = \frac{1.8}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0.375$$

$$Ri_{J1R1} = \frac{k_{J1R1}}{k_{J1B1} + K_{J1R1} + k_{J1I1} + k_{J1K1}} = \frac{0}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0$$

7.9.21.- Etage 1 nœud D

$$Ri_{DE} = Ri_{DC} = \frac{k_{DE}}{k_{DE} + k_{DM} + k_{DC}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.375$$

$$Ri_{DM} = \frac{k_{DM}}{k_{DM} + k_{DE} + k_{DC}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.25$$

7.9.22.- Nœud M

$$Ri_{MN} = Ri_{ML} = \frac{k_{MN}}{k_{MN} + k_{MD} + K_{ML} + k_{MU}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{MU} = Ri_{MD} = \frac{k_{MU}}{k_{MN} + k_{MU} + K_{ML} + k_{MD}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.9.23.- Nœud U

$$Ri_{UV} = Ri_{UT} = \frac{k_{UV}}{k_{UV} + k_{UT} + K_{UM} + k_{UC1}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{UM} = Ri_{UC1} = \frac{k_{UM}}{k_{UM} + k_{UT} + K_{UV} + k_{UC1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.9.24.- Nœud C1

$$Ri_{C1D1} = Ri_{C1B1} = \frac{k_{C1D1}}{k_{C1D1} + k_{C1K1} + K_{C1B1} + k_{C1U}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.2586$$

$$Ri_{C1U} = \frac{k_{C1U}}{k_{C1U} + k_{C1D1} + K_{C1B1} + k_{C1K1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.1724$$

$$Ri_{C1K1} = \frac{k_{C1K1}}{k_{C1K1} + k_{C1D1} + K_{C1B1} + k_{C1U}} = \frac{1.8}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.3103$$

7.9.25.- Nœud K1

$$Ri_{K1J1} = Ri_{K1L1} = \frac{k_{K1J1}}{k_{K1J1} + K_{K1S1} + k_{K1C11} + k_{K1L1}} = \frac{1.5}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0.3125$$

$$Ri_{K1C1} = \frac{k_{K1C1}}{k_{K1C1} + K_{K1S1} + k_{K1L1} + k_{K1J1}} = \frac{1.8}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0.375$$

$$Ri_{K1S1} = \frac{k_{K1S1}}{k_{K1C1} + K_{K1S1} + k_{K1L1} + k_{K1J1}} = \frac{0}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0$$

7.9.26.- RDC nœud C

$$Ri_{CB} = Ri_{CD} = \frac{k_{CD}}{k_{CB} + k_{CD} + k_{CN}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.375$$

$$Ri_{CN} = \frac{k_{CN}}{k_{CN} + k_{CB} + k_{CD}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5} = 0.25$$

7.9.27.- Nœud N

$$Ri_{NO} = Ri_{NM} = \frac{k_{NO}}{k_{NO} + k_{NC} + K_{NM} + k_{NV}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{NC} = Ri_{NV} = \frac{k_{NV}}{k_{NC} + k_{NM} + K_{NV} + k_{NO}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.9.28.- Nœud V

$$Ri_{VW} = Ri_{VU} = \frac{k_{VW}}{k_{VW} + k_{VN} + K_{VD1} + k_{VU}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.3$$

$$Ri_{VN} = Ri_{VD1} = \frac{k_{VN}}{k_{VN} + k_{VD1} + K_{VW} + k_{VU}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1} = 0.2$$

7.9.29.- Nœud D1

$$Ri_{D1E1} = Ri_{D1C1} = \frac{k_{D1C1}}{k_{D1C1} + k_{D1L1} + K_{D1E1} + k_{D1V}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.2586$$

$$Ri_{D1V} = \frac{k_{D1V}}{k_{D1V} + k_{D1C1} + K_{D1L1} + k_{D1E1}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.1724$$

$$Ri_{D1L1} = \frac{k_{D1L1}}{k_{D1L1} + k_{D1C1} + K_{D1E1} + k_{D1V}} = \frac{1.8}{1.5 + 1 + 1.5 + 1.8} = 0.3103$$

7.9.30.- Nœud L1

$$Ri_{L1M1} = Ri_{L1K1} = \frac{k_{L1M1}}{k_{L1M1} + K_{L1T1} + k_{L1K1} + k_{L1D1}} = \frac{1.5}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0.3125$$

$$Ri_{L1D1} = \frac{k_{L1D1}}{k_{L1D1} + K_{L1T1} + k_{L1M1} + k_{L1K1}} = \frac{1.8}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0.375$$

$$Ri_{L1T1} = \frac{k_{L1T1}}{k_{L1D1} + K_{L1T1} + k_{L1M1} + k_{L1K1}} = \frac{0}{1.5 + 0 + 1.5 + 1.8} = 0$$

7.9.31.- Sous-sol nœud B

$$Ri_{BC} = \frac{k_{BC}}{k_{BC} + k_{BA} + k_{BO}} = \frac{1.5}{1.5 + 1 + 1.3} = 0.395$$

$$Ri_{BA} = \frac{k_{BA}}{k_{BC} + k_{BA} + k_{BO}} = \frac{1.3}{1.5 + 1 + 1.3} = 0.342$$

$$Ri_{BO} = \frac{k_{BO}}{k_{BO} + k_{BA} + k_{BC}} = \frac{1}{1.5 + 1 + 1.3} = 0.263$$

7.9.32.- Nœud O

$$Ri_{OP} = \frac{k_{OP}}{k_{OP} + k_{ON} + K_{OB} + k_{OW}} = \frac{1.3}{1.3 + 1 + 1.5 + 1} = 0.271$$

$$Ri_{ON} = \frac{k_{ON}}{k_{OP}+k_{ON}+K_{OB}+k_{OW}} = \frac{1.5}{1.3+1+1.5+1} = 0.313$$

$$Ri_{OB} = Ri_{OW} = \frac{k_{OB}}{k_{OB}+k_{OP}+K_{OW}+k_{ON}} = \frac{1}{1.3+1+1.5+1} = 0.208$$

7.9.33.- Nœud W

$$Ri_{WX} = \frac{k_{WX}}{k_{WX}+k_{WE1}+K_{WV}+k_{OW}} = \frac{1.3}{1.3+1+1.5+1} = 0.271$$

$$Ri_{WV} = \frac{k_{WV}}{k_{WV}+k_{WE1}+K_{WX}+k_{OW}} = \frac{1.5}{1.3+1+1.5+1} = 0.313$$

$$Ri_{WE1} = Ri_{OW} = \frac{k_{WE1}}{k_{WE1}+k_{WX}+K_{OW}+k_{WV}} = \frac{1}{1.3+1+1.5+1} = 0.208$$

7.9.34.- Nœud E1

$$Ri_{E1F1} = \frac{k_{E1F1}}{k_{E1F1}+k_{E1M1}+K_{E1D1}+k_{E1W}} = \frac{1.3}{1.3+1.8+1.5+1} = 0.232$$

$$Ri_{E1D1} = \frac{k_{E1D1}}{k_{E1D1}+k_{E1M1}+K_{E1F1}+k_{E1W}} = \frac{1.5}{1.3+1.8+1.5+1} = 0.268$$

$$Ri_{E1W} = \frac{k_{E1W}}{k_{E1W}+k_{E1F1}+K_{E1M1}+k_{E1D1}} = \frac{1}{1.3+1.8+1.5+1} = 0.179$$

$$Ri_{E1M1} = \frac{k_{E1M1}}{k_{E1W}+k_{E1F1}+K_{E1M1}+k_{E1D1}} = \frac{1.8}{1.3+1.8+1.5+1} = 0.321$$

7.9.35.- Nœud M1

$$Ri_{M1L1} = \frac{k_{M1L1}}{k_{M1L1}+K_{M1U1}+k_{M1E1}+k_{M1N1}} = \frac{1.5}{1.3+1.8+1.5+0} = 0.326$$

$$Ri_{M1N1} = \frac{k_{M1N1}}{k_{M1N1}+K_{M1U1}+k_{M1E1}+k_{M1L1}} = \frac{1.3}{1.3+1.8+1.5+0} = 0.283$$

$$Ri_{M1E1} = \frac{k_{M1E1}}{k_{M1E1}+K_{M1U1}+k_{M1N1}+k_{M1L1}} = \frac{1.8}{1.3+1.8+1.5+0} = 0.391$$

$$Ri_{M1U1} = \frac{k_{M1U1}}{k_{M1E1}+K_{M1U1}+k_{M1N1}+k_{M1L1}} = \frac{0}{1.2+1.8+1.5+0} = 0$$

RECAPITULATIF DES CHARGES en Kg/m ²			
NIVEAU	CHARGE	SURCHARGE	1.53G + 1.5Q
ETAGE 5	923.33	150	1471.5
ETAGE 4	1303.63	350	2285
ETAGE 3	1413.26	522.5	2691.75
ETAGE 2	1413.26	650.25	2883.4
ETAGE 1	1413.26	722.713	2992.05
R.D.C	1413.26	738.17	3015.25
SOUS-SOL	1413.26	741.13	3020.6

LES CHARGES HORIZONTALES

7.10.1.- Forces du vent : L'action du vent correspond à la résultante de tous les effets ponctuels de celui-ci lorsqu'il rencontre un obstacle. Il exerce alors sur lui une action d'ensemble qui dépend :

- a. des caractéristiques de l'air : masse volumique, viscosité, compressibilité,
- b. de l'angle d'attaque du vent sur l'obstacle,
- c. des pressions et dépressions sur les différentes parties de l'obstacle,
- d. des frottements du vent sur l'obstacle,
- e. de la nature de l'écoulement autour de l'obstacle, qui peut être : laminaire ou turbulent avec ou sans décollement,
- f. des dimensions et de la forme de l'obstacle : profilé ou non,
- g. de l'état de surface de l'obstacle (rugosité).

La composante de l'action du vent suivant la direction horizontale, est dénommée force de traînée. Conventionnellement, dans les règles de calcul, l'écoulement est toujours considéré normal à la surface frappée (**Article III, 1,14 des règles NV**) engendrant ainsi une traînée dont la direction est parallèle à la direction du vent. L'évaluation de ces actions nécessitera la connaissance de la vitesse maximale du vent. La vitesse de **250 km/h** ou **156.25Miles/h** (1.6Km = 1Miles) est prise comme vitesse de référence de vent du projet, ainsi le calcul s'effectuera sur cette base.

Calcul de la force du vent ou traînée

$$F = P \times S$$

P : Pression du vent = $C_E \times C_G \times q \times C_F$

C_E : Coefficient d'exposition = 2, pour un élément de structure

C_G : Coefficient de rafale = 0.8

C_F : Coefficient varie suivant la hauteur $H_t = 25.55\text{m} = 85.17$ pieds $\Rightarrow C_F = 1.2$ (valeurs prises dans un abaque)

q : pression dynamique à la base engendrée par le vent

Détermination la pression dynamique engendrée par ce vent

$$q = CV^2$$

C : coefficient fonction de la pression atmosphérique = 0.0027 pour vitesse en Miles/h

$$q = 0.0027 \times (156.25)^2 \Rightarrow q = 65.92\text{Lbs/Ft}^2$$

Pour $1\text{m} = 3.33\text{Ft} \Rightarrow 1\text{m}^2 = 11.08\text{Ft}^2$ et $1\text{Kg} = 2.2\text{Lbs}$, on a :

$$q = \frac{65.92 \times 11.08}{2.2} \Rightarrow q = 331.9\text{Kg/m}^2$$

Avec une majoration de 20%

$$q = 331.9\text{Kg/m}^2 \times 1.2 = 398.28\text{Kg/m}^2$$

$$\text{D'où la pression du vent est : } P = 2 \times 0.8 \times 398.28\text{Kg/m}^2 \times 1.2 \Rightarrow P = 764.7\text{Kg/m}^2$$

La force totale du vent ou Trainée appliquée au milieu de la façade

Connaissant la hauteur de projection et la largeur de la face exposée $S = 3\text{ m} \times 4.5\text{ m} = 13.5\text{m}^2$, on peut en déduire la valeur de l'effort engendrée par le vent, on a alors:

$$F = 764.7\text{Kg/m}^2 \times 13.5\text{m}^2 \Rightarrow F = 10323.45\text{Kg} \text{ ou } F = 10.32\text{T}$$

7.10.2.- Les forces sismiques : Un **séisme** ou **tremblement de terre** est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer, la projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme. Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent, sous la forme de trains d'ondes sismiques, autour et au travers du globe terrestre avec un dégagement de chaleur par frottement qui peut fondre les roches le long de la faille. La grande majorité des séismes se produisent à la limite entre les plaques tectoniques (séismes inter-plaques) de la terre, mais il peut aussi y avoir des séismes à l'intérieur des plaques (séismes intra-plaques). Dans notre projet la surface de charge sismique est : $S = L_{max} \times L_T \Rightarrow S = 4.5m \times 36m = 162m^2$ (valeurs prises entre axe)

Calcul de l'effort latéral

$$V = 1/4 RKCIFW_i$$

R : Coefficient sismique en Haïti = 1

K : Coefficient numérique = 1

C : Coefficient de cisaillement à la base = $0.05 \times \sqrt[3]{T} \leq C' = 0.1$

T : Période égale = $\frac{0.05Ht}{\sqrt{L_T}} \leq T_{max} = 0.1n \Rightarrow T_{max} = 0.1 \times 7 = 0.7$

H : Hauteur totale du bâtiment = 25.55m

L_T : Porté du bâtiment = 36m

D'où : $T = \frac{0.05 \times 25.55m}{\sqrt{36m}} \Leftrightarrow \underline{T = 0.213} < \underline{T_{max} = 0.7}$, condition vérifiée

Le coefficient de cisaillement à la base est alors :

$C = 0.05 \times \sqrt[3]{0.213} \Rightarrow \underline{C = 0.03} < \underline{C' = 0.1}$, condition vérifiée

I = Bâtiment pour usage après le séisme = 1.3

F = coefficient de fondation = 1.5

D'où $V = \frac{1}{4} \times 1 \times 1 \times 0.03 \times 1.3 \times 1.5 \times W_i \Rightarrow V = \underline{0.014625W_i}$

VALEUR DE V A CHAQUE NIVEAU

Niveau	Pi	Si	Zi	Wi = Pi × Si	V = Zi × Wi
7	1.47	162	0.014625	238.14	3.482798
6	2.28	162	0.014625	369.36	5.40189
5	2.69	162	0.014625	435.78	6.373283
4	2.88	162	0.014625	466.56	6.82344
3	2.92	162	0.014625	473.04	6.91821
2	3.01	162	0.014625	487.62	7.131443
1	3.02	162	0.014625	489.24	7.155135

Calcul de l'effort appliqué au dernier étage avec la plus grande charge latérale

$$F_t = 0.004 \left(\frac{H}{L_{max}} \right)^2 \times V < F_{tmax} = 0.15V \Rightarrow F_{tmax} = 0.15 \times 7.15T = \mathbf{1.07T}$$

$$F_t = 0.004 \left(\frac{25.55}{4.5} \right)^2 \times 7.15T = \mathbf{0.92T} \Rightarrow \underline{F_t = 0.92T < F_{tmax} = 1.07T}, \text{ condition vérifiée}$$

Déterminons V_i et H_i

$$V_i = V - F_t \Rightarrow V = 7.15T - 0.92T, \text{ d'où } V_i = \mathbf{6.23T}$$

$$H_i = 3.6 + 3 \times 2 + 3 \times 3 + 3 \times 4 + 3 \times 5 + 3 \times 6 + 3 \times 7 \Rightarrow H_i = \mathbf{84.6m}$$

Déterminons l'effort à chaque niveau du bâtiment

$$F_x = \frac{V_i \times W_i \times h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \times H_i}$$

$$\text{D'où, } F_x = \frac{6.23T \times 7.15T \times h_x}{7.15T \times 84.6m} \Leftrightarrow F_x = \mathbf{0.073641T/m} \times h_x$$

REPARTITION DES FORCES SISMQUES A CHAQUE NIVEAU DU BATIMENT PAR RAPPORT A LA HAUTEUR TOTALE = 25.55M

V	Wi	Hi	Fxi	hxi	Fx = Fxi×hxi
6.23	3.4828	84.6	0.073641	25.55	1.881518913
6.23	5.40189	84.6	0.073641	21.9	1.612730496
6.23	6.37328	84.6	0.073641	18.25	1.34394208
6.23	6.82344	84.6	0.073641	14.6	1.075153664
6.23	6.91821	84.6	0.073641	10.95	0.806365248
6.23	7.13144	84.6	0.073641	7.3	0.537576832
6.23	7.15514	84.6	0.073641	3.65	0.268788416

Combinaison des forces sismiques avec l'effet du vent

$$\text{Niveau 7 : } 1.88T + 6.23T + 10.32T = \mathbf{18.43T}$$

$$\text{Niveau 6 : } 1.61T + 10.32T = \mathbf{11.93T}$$

$$\text{Niveau 5 : } 1.34T + 10.32T = \mathbf{11.66T}$$

$$\text{Niveau 4 : } 1.1T + 10.32T = \mathbf{11.42T}$$

$$\text{Niveau 3 : } 0.81T + 10.32T = \mathbf{11.13T}$$

$$\text{Niveau 2 : } 0.54T + 10.32T = \mathbf{10.86T}$$

$$\text{La poussé des terres étudié dans le chapitre 5 est : } Q_i = 4.536T/ml \times 4.5m = \mathbf{20.412T}$$

$$\text{Niveau 1 : } 0.268T + 20.412T = \mathbf{20.68T}$$

7.10.3.- L'effort de torsion : Dans le contexte de l'action sismique, l'effet de torsion est l'existence d'excentricités accidentelles entre les centres de gravité C_{Gi} et les centres de rigidité C_{Ri} à chaque niveau i , sa valeur est : $e_{ai} = \pm 0.05 \times L_i$ (EC8 4.3.3.2.4), où e_{ai} est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, applique à tous les niveaux et L_i la longueur du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique. A cause de cette excentricité, il en résulte des efforts de

torsion $F_i = \delta \times \frac{1}{5} \times P_i$. Le bâtiment étant symétrique $\delta = 1 + 1.2 \times \frac{L_x}{L_e}$ avec $L_x = 4.5\text{m}$, $L_e = 36\text{m}$ et P_i la force horizontale à chaque niveau.

Calcul de l'excentricité accidentelle

$e_{ai} = \pm 0.05 \times L_i \Leftrightarrow e_{ai} = \pm 0.05 \times 16\text{m} \Rightarrow e_{ai} = \pm 0.80\text{m}$ (cette valeur est très petite par rapport au dimension du bâtiment), d'où $\delta = 1 + 1.2 \times \frac{4.5}{36} \Rightarrow \delta = 1.15$

D'où :

$$F_7 = 1.15 \times \frac{1}{5} \times 18430\text{Kg} \Rightarrow F_7 = 4238.9\text{Kg}$$

$$F_6 = 1.15 \times \frac{1}{5} \times 11930\text{Kg} \Rightarrow F_6 = 2743.9\text{Kg}$$

$$F_5 = 1.15 \times \frac{1}{5} \times 11660\text{Kg} \Rightarrow F_5 = 2681.8\text{Kg}$$

$$F_4 = 1.15 \times \frac{1}{5} \times 11420\text{Kg} \Rightarrow F_4 = 2626.6\text{Kg}$$

$$F_3 = 1.15 \times \frac{1}{5} \times 11130\text{Kg} \Rightarrow F_3 = 2559.9\text{Kg}$$

$$F_2 = 1.15 \times \frac{1}{5} \times 10860\text{Kg} \Rightarrow F_2 = 2497.8\text{Kg}$$

$$F_1 = 1.15 \times \frac{1}{5} \times 20680\text{Kg} \Rightarrow F_1 = 4756.4\text{Kg}$$

NB : Ces charges seront utilisées dans le tableau Excel pour calculer les armatures des poutres et colonnes. Il faut aussi noté que l'ossature du bâtiment comporte un certain nombre des cas de délibération de charges suivant la quantité de travée. Dans notre cas, nous nous arrêtons sur 15 cas de délibération pour plus de précision dans les résultats.

INTERPRETATION DES DONNÉES DU TABLEAU EXCEL

Comme le montre la descente des charges et le tableau Excel, les poutres les plus chargées sont celles qui supportent la charge $P_U = 13.6\text{T/ml}$ (le sous-sol), d'où $M_{ISO} = \frac{pl^2}{8} \Rightarrow M_{ISO} = \frac{13.6\text{T/m} \times (4.5\text{m})^2}{8} = 34.43\text{Tm}$. Donc pour les six (6) cas de chargement, on va interpréter et calculer les moments qui agissent sur ces pièces susmentionnées pour ferrailer toutes les poutres et les colonnes du bâtiment. Ainsi on gardera une uniformité dans le ferrailage de ces éléments porteurs du bâtiment comme le conseil les normes parasismique selon **Eurocode 2** et **Eurocode 8**.

La formule préconisée par **BAEL** est : $M_T = M_{ISO} - (M_e + X)$, avec $X = \frac{(M_w - M_e)}{2}$. Afin de limiter le volume du document, nous allons interpréter les données du tableau Excel que pour les poutres les plus chargées (le sous-sol) et nous présenterons les résultats pour chaque cas de chargement dans les tableaux ci-dessous. Cette étude sera réalisée pour les deux (2) sens du bâtiment et à chaque fois nous allons tirer une conclusion sur le moment max.

Les vues en plan des chargements et les calculs sur le tableau Excel (5^{ème} cas sens XX) sont dans le document annexe du projet.

MOMENTS EN TRAVÉE DANS LE SENS XX : GB-GO ; GO-GW ; GW-GE1 ; GE1-GM1

1ER CAS: TOUTES TRAVEES					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	29.86	12.66	8.6	13.17
GOGW	34.43	27.21	18.99	4.11	11.33
GWGE1	34.43	27.55	18.31	4.62	11.5
GE1GM1	34.43	27.16	18.51	4.325	11.595

2EME CAS D'ORDRE IMPAIR					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	28.29	13.26	7.515	13.655
GOGW	34.43	19.79	11.32	4.235	18.875
GWGE1	34.43	26.64	17.36	4.64	12.43
GE1GM1	34.43	19.73	10.94	4.395	19.095

3EME CAS D'ORDRE PAIR					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	22.1	5.56	8.27	20.6
GOGW	34.43	26.14	18.18	3.98	12.27
GWGE1	34.43	19.8	10.99	4.405	19.035
GE1GM1	34.43	26.87	17.4	4.735	12.295

4EME CAS: APUIS B					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	30.02	12.6	8.71	13.12
GOGW	34.43	25.61	19.66	2.975	11.795
GWGE1	34.43	19.95	10.71	4.62	19.1
GE1GM1	34.43	27.81	16.92	5.445	12.065

5EME CAS: APUIS C					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	21.94	5.61	8.165	20.655
GOGW	34.43	27.92	17.42	5.25	11.76
GWGE1	34.43	25.82	19.25	3.285	11.895
GE1GM1	34.43	18.85	11.26	3.795	19.375

6EME CAS: APUIS D					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	28.29	13.27	7.51	13.65
GOGW	34.43	19.61	11.4	4.105	18.925
GWGE1	34.43	28.22	16.71	5.755	11.965
GE1GM1	34.43	27.1	18.66	4.22	11.55

Conclusion A : Le moment maximum est $M_U = 20.65Tm$ à la Travée **GB-GO** au 5^{ème} cas et l'effort normal correspondant à cette travée est $N_U = 0.56T$.

MOMENTS EN TRAVEE DANS LE SENS YY : GB-GO ; GO-GW ; GW-GE1 ; GE1-GM1

1ER CAS: TOUTES TRAVEES					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	29.97	12.51	8.73	13.19
GOGW	34.43	27.63	18.76	4.435	11.235
GWGE1	34.43	24.13	19.72	2.205	12.505
GE1GM1	34.43	27.99	17.1	5.445	11.885

2EME CAS D'ORDRE IMPAIR					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	28.34	13.15	7.595	13.685
GOGW	34.43	20.14	11.15	4.495	18.785
GWGE1	34.43	24.4	18.22	3.09	13.12
GE1GM1	34.43	15.05	0.79	7.13	26.51

3EME CAS D'ORDRE PAIR					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	22.2	5.46	8.37	20.6
GOGW	34.43	26.5	17.95	4.275	12.205
GWGE1	34.43	16.24	12.53	1.855	20.045
GE1GM1	34.43	16.37	1.04	7.665	25.725

4EME CAS: APUIS B					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	30.08	12.48	8.8	13.15
GOGW	34.43	25.94	19.49	3.225	11.715
GWGE1	34.43	16.33	12.27	2.03	20.13
GE1GM1	34.43	17.93	0.33	8.8	25.3

5EME CAS: APUIS C					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	22.09	5.47	8.31	20.65
GOGW	34.43	28.25	17.17	5.54	11.72
GWGE1	34.43	23.56	20.17	1.695	12.565
GE1GM1	34.43	13.56	1.26	6.15	27.02

6EME CAS: APUIS D					
Travée	Miso	Mw	Me	X	Mt
GBGO	34.43	28.32	13.17	7.575	13.685
GOGW	34.43	20.07	11.18	4.445	18.805
GWGE1	34.43	24.86	18.03	3.415	12.985
GE1GM1	34.43	17.02	3.03	6.995	24.405

Conclusion B : Le moment maximum est $Mt = 27.02Tm$ à la travée **GE1-GM1** au 5^{ème} cas, l'effort normal correspondant à cette travée est $N_U = 1.63T$. Les tracées des diagrammes et les courbes enveloppes sont données dans le document annexe du projet.

CHAPITRE VIII : LES POUTRES

Généralité : Dans une structure porteuse d'un bâtiment, on y compte des éléments horizontaux qui jouent un rôle important dans la transmission des charges verticales et horizontales appelés poutres.

8.2.- Définition : Une poutre est une pièce de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion. Elles constituent les éléments piliers horizontaux du bâtiment, où elles servent alors à supporter des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et à les transmettre sur le côté aux colonnes ou aux murs sur lesquels elles s'appuient. Dans notre projet de sortie nous avons une poutre de section $S = 0.50m \times 0.50m$.

ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE (SENS XX)**8.3.- Calcul du moment Fictif M_{AF} (armature longitudinale)**

On fixe la hauteur du centre de pression $h = 0.45m$, $0.9d = 0.45m$ avec $M_t = 20.65Tm$ et $N_U = 0.56T$

$$M_{AF} = M + (N \times y) \text{ avec } y = d - \frac{h}{2} = 0.45 - \frac{0.45}{2} \Rightarrow y = 0.225m$$

$$D'où : M_{AF} = 20.65Tm + (0.56T \times 0.225m) \Rightarrow M_{AF} = 20.77Tm$$

8.3.1.- Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b = 0.5m$ et $0.9d = 0.45m$

$$M_{ab} = 0.186 bd^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.45m$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 0.5m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2 \Rightarrow M_{ab} = 26.7Tm$$

$$M_{ab} = 26.7Tm > M_{Ux} = 20.77Tm \text{ pivot A domaine I}$$

$$\text{En travée} : M_U = 0.75 \times 20.77Tm \Rightarrow M_U = 15.58Tm$$

$$\text{Aux appuis} : M_U = 0.50 \times 20.77Tm \Rightarrow M_U = 10.38Tm$$

8.3.2.- Déterminons le moment réduit pour $0.9d$ (armatures en travée)

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.58Tm}{0.5m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2} = \underline{0.109} < \underline{0.186}, \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.109)}) = 0.145$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - (0.4 \times 0.145) \Rightarrow \beta = 0.94$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.94 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.423m$$

8.3.3.- Calcul des armatures longitudinales de la poutre

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} - \frac{Nu}{f_{su}} = \frac{15.58Tm}{0.423m \times 3.478T/cm^2} - \frac{0.56T}{3.478T/cm^2} = 10.43cm^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{ST} \geq \overline{A_{st}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd \text{ avec } f_{tj} = 2.1MPa$$

$$\overline{A_{st}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 50cm \times 50cm \Leftrightarrow \overline{A_{st}} = 3.02cm^2$$

$$\checkmark A_{ST} = 10.43cm^2 > \overline{A_{st}} = 3.02cm^2, \text{ condition vérifiée donc on prend } \underline{5HA16 = 10.05cm^2}$$

$$\text{Tolérance : Tol} = \frac{\text{Section réelle}}{\text{Section Calculée}} \times 100 = \frac{10.05}{10.43} \times 100 \Leftrightarrow \text{Tol} = 96\%, \text{ donc le choix est acceptable.}$$

8.4.- Déterminons le moment réduit pour 0.9d (armatures aux appuis)

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.38Tm}{0.5m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0723, \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0723)}) = 0.094$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - (0.4 \times 0.094) \Rightarrow \beta = 0.96$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.96 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.43m$$

8.4.1.- Calcul des armatures aux appuis de la poutre

On est en compression donc : $A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} + \frac{Nu}{f_{su}}$

$$A_{ST} = \frac{10.38Tm}{0.43m \times 3.478T/cm^2} + \frac{0.56T}{3.478T/cm^2} = 7.24cm^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{ST} \geq \overline{A_{st}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd \text{ avec } f_{tj} = 2.1MPa$$

$$\overline{A_{st}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 50cm \times 50cm \Leftrightarrow \overline{A_{st}} = 3.02cm^2$$

$$\checkmark A_{ST} = 7.24 cm^2 > \overline{A_{st}} = 3.02cm^2, \text{ condition vérifiée donc on prend } \underline{\underline{5HA14 = 7.69cm^2}}$$

Tolérance : $Tol = \frac{\text{Section réelle}}{\text{Section Calculée}} \times 100 = \frac{7.69}{7.24} \times 100 \Leftrightarrow Tol = 106\%$, donc le choix est acceptable.

Recouvrement minimal

$$R_{MIN} = 40\phi L = 40 \times 1.6cm = 64cm, \text{ on prend : } \underline{\underline{R = 70cm}}$$

8.4.2.- Armatures de construction

Il n'y a pas de formule pour le calcul de cette armature donc nous prenons en conséquence $A_S = \frac{A_{ST}}{3}$

$$A_S = \frac{A_{ST}}{3} \Rightarrow A_S = \frac{10.05}{3} = 3.35 cm^2. \text{ On prend } \underline{\underline{2HA14 = 3.08cm^2}}$$

ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE XX

On va considérer la plus grande valeur de droite et de gauche à la travée **GB-GO** au 5^{ème} cas dans le fichier Excel. A gauche $V_u = 15.68T$ et à droite $V_u = 22.95T$

8.5.- Vérification de la contrainte tangentielle à gauche de la poutre (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \text{mini} (0.13f_{c28} ; 4 MPa) \text{ avec } V_u = 15.68T$$

$$\checkmark \text{ D'où : } \tau_u = \frac{15.68T}{0.5m \times 0.45m} < \text{mini} (0.13(25MPa)) \Leftrightarrow 0.697MPa < 3.25MPa \text{ condition vérifiée}$$

donc pas d'armature d'âme, on peut calculer les armatures transversales

8.5.1.- Calcul des armatures transversales

$$\text{Condition : } \phi t = \text{inf} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \frac{\phi l}{3} \right)$$

$$\phi t = \text{inf} \left(\frac{500}{35} = 14.4mm ; \frac{500}{10} = 50mm ; \frac{16}{3} = 5.33mm \right)$$

La fissuration étant très préjudiciable, $\phi t \geq \text{HA8}$, on prend $\phi t = \text{HA8 en 4 brins}$

$$A_t = \underline{4\text{HA8} = 2.012\text{cm}^2}$$

8.5.2.- Calcul de l'espacement des armatures transversales

$St \leq \frac{At \times 0.9 \times f_e}{\tau_u \times b_o \times \gamma_s}$ avec $f_e = 400\text{MPa}$ et At en cm^2 , on a alors :

$$St \leq \frac{2.012\text{cm}^2 \times 0.9 \times 400\text{MPa}}{0.671\text{MPa} \times 50\text{cm} \times 1.15} = 18.77\text{cm}$$

Vérification complémentaire (BAEL 90 Art A5-1.3.21)

$$St_{max} = \min\left\{0.9d; 40\text{cm}; \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_o}\right\} \Leftrightarrow \left\{0.9(50); 40\text{cm}; \frac{2.012 \times 400}{0.4 \times 50}\right\}$$

$St_{max} = \min\{45\text{cm}; 40\text{cm}; 40.24\text{cm}\}$, on prend $St = 15\text{cm}$

Longueur critique : $L_c = 2h = 0.50\text{m} \times 2 = 1\text{m}$

L'espacement au départ : $\frac{St}{2} = \frac{15}{2} = 7.5\text{cm}$

Répétition : $\frac{L_{max}}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25$, la répétition se fera 2 fois

8.5.3.- Vérification de la contrainte tangentielle à droite de la poutre (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) \text{ avec } V_u = 23.55\text{T}$$

✓ D'où : $\tau_u = \frac{22.95\text{T}}{0.5\text{m} \times 0.45\text{m}} < \min(0.13(25\text{MPa})) \Leftrightarrow 1.02\text{MPa} < 3.25\text{MPa}$ condition vérifiée
donc pas d'armature d'âme, on peut calculer les armatures transversales

8.5.4.- Calcul des armatures transversales

$$\text{Condition : } \phi t = \inf\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \frac{\phi l}{3}\right)$$

$$\phi t = \inf\left(\frac{500}{35} = 14.4\text{mm}; \frac{500}{10} = 50\text{mm}; \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}\right)$$

La fissuration étant très préjudiciable, $\phi t \geq \text{HA8}$, on prend $\phi t = \text{HA8 en 4 brins}$

$$A_t = \underline{4\text{HA8} = 2.012\text{cm}^2}$$

8.5.5.- Calcul de l'espacement des armatures transversales

$St \leq \frac{At \times 0.9 \times f_e}{\tau_u \times b_o \times \gamma_s}$ avec $f_e = 400\text{MPa}$, on a alors :

$$St \leq \frac{2.012\text{cm}^2 \times 0.9 \times 400\text{MPa}}{1.05\text{MPa} \times 50\text{cm} \times 1.15} = 11.99\text{cm}$$

Vérification complémentaire (BAEL 90 Art A5-1.3.21)

$$St_{max} = \min\left\{0.9d; 40\text{cm}; \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_o}\right\} \Leftrightarrow \left\{0.9(50); 40\text{cm}; \frac{2.012 \times 400}{0.4 \times 50}\right\}$$

$St_{max} = \min\{45\text{cm}; 40\text{cm}; 40.24\text{cm}\}$, on prend $St = 10\text{cm}$

Longueur critique : $L_c = 2h = 0.50\text{m} \times 2 = 1\text{m}$

L'espacement au départ : $\frac{St}{2} = \frac{10}{2} = 5\text{cm}$

Répétition : $\frac{L_{max}}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25$, la répétition se fera 2 fois

Conclusion : Etant donnée les valeurs trouvées et vue que $A_t = HA8$, on adoptera un espacement de 10cm pour les zones critiques et 15cm en travée. Cependant on va considérer le sens YY afin de tirer une meilleure conclusion sur le ferrailage de la poutre pour tout le bâtiment.

ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE (SENS YY)

8.6.- Calcul du moment Fictif M_{AF} (armature longitudinale)

On fixe la hauteur du centre de pression $h = 0.45m$, $0.9d = 0.45m$ avec $M_t = 27.02Tm$ et $N_U = 1.63T$

$$M_{AF} = M + (N \times y) \text{ avec } y = d - \frac{h}{2} = 0.45 - \frac{0.45}{2} \Rightarrow y = 0.225m$$

$$D'où : M_{AF} = 27.02Tm + (1.63T \times 0.225m) \Rightarrow M_{AF} = 27.38Tm$$

8.6.1.- Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b = 0.5m$ et $0.9d = 0.45m$

$$M_{ab} = 0.186 bd^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.45m$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 0.5m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2 \Rightarrow M_{ab} = 26.7Tm$$

$M_{ab} = 26.7Tm < M_{Ux} = 27.38Tm$, la pièce passe par le pivot B domaine II

8.6.2.- Calcul du moment limite

$$M_l = 0.269 bd^2 f_{BU} \Leftrightarrow 0.269 \times 0.5m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2 \Rightarrow M_l = 38.59Tm$$

$M_l = 38.59Tm > M_{AF} = 27.38Tm$, pas d'armatures comprimées

En travée : $M_U = 0.75 \times 27.38Tm \Rightarrow M_U = 20.54Tm$

Aux appuis : $M_U = 0.50 \times 27.38Tm \Rightarrow M_U = 13.69Tm$

On doit vérifier que : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \leq 0.186$ et $\mu = 0.186 \times \frac{M_u}{M_{ab}} \leq 0.186$

$\mu = \frac{20.54Tm}{0.5m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2} = \underline{0.143 < 0.186}$ et $\mu = 0.186 \times \frac{20.54}{26.7} = \underline{0.143 < 0.186}$, condition vérifiée, c'est-à-dire que la pièce reste dans le pivot A domaine I donc les armatures de constructions peuvent absorber ou compenser cette valeur.

$$D'où : \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.143)}) = 0.194 \text{ et } \beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - (0.4 \times 0.195) = 0.922$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.922 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.415m$$

8.6.3.- Calcul des armatures longitudinales de la poutre

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z f_{su}} - \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{20.54Tm}{0.415m \times 3.478T/cm^2} - \frac{1.63T}{3.478T/cm^2} = 13.76cm^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{ST} \geq \overline{A_{st}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd \text{ avec } f_{tj} = 2.1MPa$$

$$\overline{A_{st}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 50cm \times 50cm \Leftrightarrow \overline{A_{st}} = 3.02cm^2$$

✓ $A_{ST} = 13.76\text{cm}^2 > \overline{Ast} = 3.02\text{cm}^2$, condition vérifiée, on prend **5HA16 + 5HA14 = 17.74cm²**

Tolérance : Tol = $\frac{\text{Section réelle}}{\text{Section Calculée}} \times 100 = \frac{17.74}{13.76} \times 100 \Leftrightarrow \text{Tol} = 128\%$, nous allons posséder à la vérification à l'ELS avant de rejeter ou accepter cette section d'armatures.

VERIFICATION ELS : 5HA16 + 5HA14 (FISSURATION PREJUDICABLE)

$M_U = 20.54\text{Tm}$, on divise par 1.35 pour avoir $M_{SER} = 15.21\text{Tm}$

a) Pour le béton il faut que : $\overline{\sigma_{bc}} < \sigma_u = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{b}$

avec $\gamma = \frac{Mu}{Mser} \Rightarrow \gamma = \frac{20.54\text{T.m}}{15.21\text{T.m}} = 1.35$ et $f_{cj} = 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{cj} = 15\text{MPa}$

$\sigma_u = \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{1\text{m}} \Rightarrow \sigma_u = 25.175\text{MPa} > \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$ Condition vérifiée

b) Pour les armatures il faut que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Avec $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ et HA $\eta = 1.6$, on a alors : $\overline{\sigma_{st}} = \min\{266.6\text{MPa}; 210.6\text{MPa}\}$

Calcul de σ_{st} :

$\sigma_{st} = 15 \frac{Mser}{I} (d - y)$ avec $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$; $E = 2dD$ et $I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2$

Cherchons D

$D = 15 \frac{Ast}{b} = 15 \frac{17.74}{100\text{cm}} = 2.66\text{cm} \Rightarrow E = 2(50\text{cm}) \times 2.66\text{cm} = 266\text{cm}^2$

D'où $y = -2.66 + \sqrt{(2.66)^2 + 266} = 13.86\text{cm}$

$I = \frac{100\text{cm} \times (13.86\text{cm})^3}{3} + 15 \times 17.74\text{cm}^2 \times (50\text{cm} - 13.86\text{cm})^2 = 436303.1188\text{cm}^4$

Ainsi $\sigma_{st} = 15 \frac{1521000\text{Kg.cm}}{436303.1188\text{cm}^4} (50\text{cm} - 13.86\text{cm}) \Rightarrow \sigma_{st} = 188.98\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.6\text{MPa}$ Condition vérifiée, donc la section d'acier **5HA16 + 5HA14** choisit à l'ELUR convient pour le ferrailage longitudinale de la poutre. On va adopter cette section d'armatures (*sens YY*) pour le ferrailage de toutes les poutres du bâtiment.

8.6.4.- Armatures de construction

Il n'y a pas de formule pour le calcul de cette armature donc nous prenons en conséquence $A_s = \frac{A_{ST}}{3}$

$A_s = \frac{A_{ST}}{3} \Rightarrow A_s = \frac{17.74}{3} = 5.913\text{ cm}^2$. On prend **5HA12 = 5.65cm²**

8.7.- Déterminons le moment réduit pour 0.9d (*armatures aux appuis*)

$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.69\text{Tm}}{0.5\text{m} \times (0.45\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} = 0.0954$, $\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0954)}) = 0.124$

$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - (0.4 \times 0.124) \Rightarrow \beta = 0.95$

$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.95 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.43\text{m}$

8.7.1.- Calcul des armatures aux appuis de la poutre

On est en compression donc : $A_{ST} = \frac{Mu}{Zf_{su}} + \frac{Nu}{f_{su}}$

$$A_{ST} = \frac{13.69Tm}{0.43m \times 3.478T/cm^2} + \frac{1.63T}{3.478T/cm^2} = 9.62cm^2$$

Condition de non fragilité

$A_{ST} \geq \overline{Ast} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$ avec $f_{tj} = 2.1MPa$

$$\overline{Ast} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 50cm \times 50cm \Leftrightarrow \overline{Ast} = 3.02cm^2$$

✓ $A_{ST} = 9.62cm^2 > \overline{Ast} = 3.02cm^2$, condition vérifiée donc on prend **5HA16 = 10.05cm²**

Tolérance : $Tol = \frac{Section\ réelle}{Section\ Calculée} \times 100 = \frac{10.05}{9.62} \times 100 \Leftrightarrow Tol = 104\%$, donc le choix est acceptable.

Recouvrement minimal

$R_{MIN} = 40\phi L = 40 \times 1.6cm = 64cm$, on prend : **R = 70cm**

ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE YY

On va considérer la plus grande valeur de droite et de gauche à la travée **GE1-GM1** au 5^{ème} cas dans le fichier Excel. A gauche $V_u = 5.81T$ et à droite $V_u = 15.65T$

8.8.- Vérification de la containte tangentielle à gauche de la poutre (BAEL 91 Art 5-1.2)

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \min(0.13f_{c28}; 4MPa)$ avec $V_u = 0.58T$

✓ D'où : $\tau_u = \frac{5.81T}{0.5m \times 0.45m} < \min(0.13(25MPa)) \Leftrightarrow 0.258MPa < 3.25MPa$ condition vérifiée
donc pas d'armature d'âme, on peut calculer les armatures transversales

8.8.1.- Calcul des armatures transversales

Condition : $\phi t = \inf\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \frac{\phi l}{3}\right)$

$$\phi t = \inf\left(\frac{500}{35} = 14.4mm; \frac{500}{10} = 50mm; \frac{14}{3} = 4.67mm\right)$$

La fissuration étant très préjudiciable, $\phi t \geq HA8$, on prend **$\phi t = HA8$**

$$A_t = \underline{4HA8 = 2.012cm^2}$$

8.8.2.- Calcul de l'espacement des armatures transversales

$St \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{\tau_u \times b_0 \times \gamma_s}$ avec $f_e = 400MPa$ et A_t en mm², on a alors :

$$St \leq \frac{2.012cm^2 \times 0.9 \times 400MPa}{0.668MPa \times 50cm \times 1.15} = 18.85cm$$

Vérification complémentaire (BAEL 90 Art A5-1.3.21)

$$St_{max} = \min\left\{0.9d; 40cm; \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}\right\} \Leftrightarrow \left\{0.9(50); 40cm; \frac{2.012 \times 400}{0.4 \times 50}\right\}$$

$St_{max} = \min\{45cm; 40cm; 40.24cm\}$, on prend $St = 15cm$

Longueur critique : $L_c = 2h = 0.50\text{m} \times 2 = 1\text{m}$

L'espacement au départ : $\frac{St}{2} = \frac{15}{2} = 7.5\text{cm}$

Répétition : $\frac{L_{max}}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25$, la répétition se fera 2 fois

8.9.- Vérification de la contrainte tangentielle à droite de la poutre (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \text{mini} (0.13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ avec } V_u = 15.68\text{T}$$

✓ D'où : $\tau_u = \frac{15.65\text{T}}{0.5\text{m} \times 0.45\text{m}} < \text{mini} (0.13(25\text{MPa})) \Leftrightarrow 0.696\text{MPa} < 3.25\text{MPa}$ condition vérifiée
donc pas d'armature d'âme, on peut calculer les armatures transversales

8.9.1.- Calcul des armatures transversales

$$\text{Condition : } \phi t = \inf \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \frac{\phi l}{3} \right)$$

$$\phi t = \inf \left(\frac{500}{35} = 14.4\text{mm} ; \frac{500}{10} = 50\text{mm} ; \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \right)$$

La fissuration étant très préjudiciable, $\phi t \geq \text{HA8}$, on prend **$\phi t = \text{HA8 en 4 brins}$**
 $A_t = \underline{4\text{HA8} = 2.012\text{cm}^2}$

8.9.2.- Calcul de l'espacement des armatures transversales

$$St \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{\tau_u \times b_0 \times \gamma_s} \text{ avec } f_e = 400\text{MPa}, \text{ on a alors :}$$

$$St \leq \frac{2.012\text{cm}^2 \times 0.9 \times 400\text{MPa}}{1.05\text{MPa} \times 50\text{cm} \times 1.15} = 11.99\text{cm}$$

Vérification complémentaire (BAEL 90 Art A5-1.3.21)

$$St_{max} = \min \left\{ 0.9d ; 40\text{cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \right\} \Leftrightarrow \left\{ 0.9(50) ; 40\text{cm} ; \frac{2.012 \times 400}{0.4 \times 50} \right\}$$

$St_{max} = \min \{ 45\text{cm} ; 40\text{cm} ; 40.24\text{cm} \}$, on prend $St = 10\text{cm}$

Longueur critique : $L_c = 2h = 0.50\text{m} \times 2 = 1\text{m}$

L'espacement au départ : $\frac{St}{2} = \frac{10}{2} = 5\text{cm}$

Répétition : $\frac{L_{max}}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25$, la répétition se fera 2 fois

Conclusion : Etant donnée les valeurs trouvées et vue que $A_t = \text{HA8}$, on adoptera un espacement de 10cm pour les zones critiques et 15cm en travée.

Les plans de ferrailage pour la poutre sont donnés dans le document annexe du projet

CHAPITRE IX : LES COLONNES

Généralité : Dans un bâtiment, tout élément debout soumis à la compression et dont leur résistance est limitée notamment par le flambage est appelé poteau ou colonne.

9.1.- Définition : Une colonne est une poutre droite verticale, soumise uniquement à une compression centrée. C'est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure de l'ouvrage et par lequel ces charges répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage tel que la fondation. Dans les cas courants des colonnes des bâtiments, le calcul des armatures s'effectue par la "méthode de compression centrée" proposée par **BAEL Art B.8.4.1**

Données recueillies dans le chapitre III, paragraphe 3.8

La section réduite de la colonne : $B_r = 0.2304\text{m}^2$

La longueur de flambement $L_f = 2.10\text{m}$

L'élançement : $\lambda = 14.55 < 50$

Le coefficient de correction de l'élançement $\lambda : \beta = 0.822$

La section de la colonne : $A = a \times b = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}^2 = 2500\text{cm}^2$

9.2.- Calcul de l'excentricité de la colonne par rapport à l'effort normal

Dans la feuille de calcul Excel, on constate l'effort normal est maximum dans la colonne **E1-F1** sens YY, 2^{ème} cas : $N_U = 321.2\text{T}$ et le moment maximum engendré dans ce cas est $M_U = 11.47\text{Tm}$

$$\text{a) } e_0 = \frac{M_U}{N} = \frac{11.47\text{Tm}}{321.2\text{T}} \Rightarrow e_0 = 0.0357\text{m} \Rightarrow e_0 = 3.57\text{cm}$$

$$\text{b) } e_A = \max\left(1\text{cm}; \frac{L_{\max}}{h}\right) \Rightarrow e_A = \max\left(1\text{cm}; \frac{300}{50}\right) \Leftrightarrow e_A = \max(1\text{cm}; 6\text{cm}) \Rightarrow e_A = 6\text{cm}$$

$$\text{c) } e_1 = e_0 + e_A = 3.57 + 6 \Rightarrow e_1 = 9.57\text{cm}$$

Vérification de la longueur de flambement par rapport à e_1

$$\frac{L_f}{b} \leq \max\left(15\text{cm}; \frac{20 \times e_1}{b}\right) \Leftrightarrow \frac{210\text{cm}}{50} \leq \max\left(15\text{cm}; \frac{20 \times 9.57}{50}\right)$$

Constat : $4.2\text{cm} \leq \max(15\text{cm}; 3.83\text{cm})$

$$\text{d) } e_2 = \frac{3[(L_f)^2 (2 + \alpha \times \phi)]}{b \times 10^4}$$

α : Coefficient de charge de longue durée (varie entre 0 à 1), on prend $\alpha = 0.5$

ϕ : Coefficient de fluage = 2

$$\text{Donc } e_2 = \frac{3[(2.1)^2 (2 + 0.5 \times 2)]}{0.5 \times 10^4} \Rightarrow e_2 = 0.0079\text{m} \Rightarrow e_2 = 0.8\text{cm}$$

Excentricité total : $e_T = e_1 + e_2 = 9.57\text{cm} + 0.8\text{cm} \Rightarrow e_T = 10.31\text{cm}$

✓ Constat : $e_T = 10.31\text{cm} \leq e_{\max} = 15\text{cm}$, condition vérifiée donc on peut calculer la section d'armature.

ARMATURES LONGITUDINALES DE LA COLONNE

Le béton résiste très bien à la compression, de ce fait, il serait théoriquement inutile de placer des armatures le long d'une colonne, cependant les charges transmises aux colonnes ne sont JAMAIS parfaitement centrées ce qui engendre généralement une excentricité à la colonne (voir paragraphe 9.2.a). Pour combattre cette

excentricité, on y introduit des armatures longitudinales avec l'effort normal selon les conditions suivantes :

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda \leq 50, \text{ la section d'armatures se calcule en compression centrée (BAEL B.8.4.1)} \\ \text{Si } \lambda \geq 70, \text{ la section d'armatures se calcule en flexion composée} \end{array} \right.$
- ✓ L'élanement $\lambda = 14.55 < 50$, compression centrée (BAEL Art. B.8.4.1) ;
- ✓ Effort normal de compression $N_U > 0 : N_U = 321.2T$;
- ✓ L'excentricité de l'effort normal $\frac{Mu}{N} \leq$ à la moitié du noyau central de compression;
- ✓ Justification des sections d'armature à l'ELU seul.
- ✓ Vérification à l'ELS des sections d'armatures

9.2.1- Cherchons la valeur du Noyau Central de compression

Le noyau central de compression est formé par le losange de sommet : $C = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Leftrightarrow \frac{0.5m}{6} \Rightarrow C = 0.083m$

Posons : $\frac{Mu}{N} \leq \frac{C}{2} \Leftrightarrow \frac{11.477m}{321.2T} \leq \frac{0.083m}{2} \Rightarrow \underline{0.0357m \leq 0.0417m}$, condition vérifiée donc compression centrée.

9.3.- Calcul des armatures longitudinales

$A_{th} \geq \left[\frac{Nu}{\beta} - \frac{Brfc28}{0.9\gamma b} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$, considérant les données recueillies

$A_{th} \geq \left[\frac{321.2}{0.822} - \frac{0.2304 \times 25MPa}{0.9 \times 1.5} \right] \times \frac{1.15}{400MPa} \Rightarrow A_{th} \geq [390.75 - 4.27] \times 0.003$

$A_{th} \geq 11.59cm^2$

9.4.- Justification et vérification de la section d'armatures à l'ELUR : BAEL Art B.8.4.1

Condition : $A_{0.2\%} \leq A_{sc} \leq A_{5\%}$ avec $A_{5\%} = \frac{5A}{100} = \frac{5 \times 2500cm^2}{100} \Rightarrow A_{5\%} = 125cm^2$

9.4.1.- Calcul de la section minimale d'armatures

Condition : $A_{min} = \text{Sup} (A_{4u} ; A_{0.2\%})$

Avec $A_{4u} = 4U$ qui est de $4cm^2/m$, U = périmètre de la colonne et $A_{0.2\%} = \frac{0.2A}{100}$

D'où : $A_{min} = \text{Sup} (4cm^2/m \times (4L) ; \frac{0.2 \times A}{100})$

$A_{min} = \text{Sup} (4cm^2/m \times (4 \times 0.5m) ; \frac{0.2 \times 2500cm^2}{100}) \Rightarrow A_{min} = \text{Sup} (8cm^2 ; 5cm^2)$

On prend $A_{min} = 8cm^2$

9.4.2.- Calcul de la section d'armature axial

Condition : $A_{sc} = \text{Sup} (A_{th} ; A_{min})$

$A_{sc} = \text{Sup} (11.59cm^2 ; 8cm^2)$, on prend $A_{sc} = 11.59cm^2$, on fait choix de 12HA16 = 24.12cm²

D'où la justification à l'ELUR :

- ✓ $8cm^2 \leq 24.12cm^2 \leq 125cm^2$, condition vérifiée

Recouvrement minimal : $R_{MIN} = 40\emptyset L = 40 \times 1.6cm = 64cm$, on prend : R = 70cm

VERIFICATION ELS : 12HA16 (FISSURATION PREJUDICABLE)

$M_U = 11.47Tm$, on divise par 1.35 pour avoir $M_{SER} = 8.5Tm$

a) Pour le beton il faut que : $\overline{\sigma}_{bc} < \sigma_u = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{b}$

avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{11.47T/ml}{8.5T/ml} = 1.35$ et $f_{cj} = 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj} = 15MPa$

$\sigma_u = \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{1m} \Rightarrow \underline{\sigma_u = 25.175MPa} > \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ Condition vérifiée

b) Pour les armatures il faut que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min\{\frac{2fe}{3} ; 110\sqrt{\eta ftj}\}$

Avec $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ et HA $\eta = 1.6$, on a alors : $\overline{\sigma}_{st} = \min\{266.6MPa ; 210.6MPa\}$

Calcul de σ_{st}

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$ avec $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$; $E = 2dD$ et $I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2$

Cherchons D

$D = 15 \frac{A_{st}}{b} = 15 \frac{24.12cm^2}{100cm} = 3.62cm \Rightarrow E = 2(50cm) \times 3.62cm = 362cm^2$

D'où $y = -3.62 + \sqrt{(3.62)^2 + 362} = 15.75cm$

$I = \frac{100cm \times (15.75cm)^3}{3} + 15 \times 24.12cm^2 \times (50cm - 15.75cm)^2 = 554646.825cm^4$

Ainsi $\sigma_{st} = 15 \frac{850000Kgcm}{554646.825cm^4} (50cm - 15.75cm) \Rightarrow \sigma_{st} = 78.73MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201.6MPa$ Condition vérifiée, donc la section d'acier **12HA16** choisit à l'ELUR convient pour le ferrailage des colonnes.

ARMATURES TRANSVERSALES DE LA COLONNE

Pour les armatures transversales il faut que :

$\phi t > \frac{\phi L_{max}}{3}$, avec $\phi L_{max} = 16mm \Rightarrow \phi t = \frac{16mm}{3} = 5.33mm$, on prend $\phi t = 8mm$ (HA8)

Espacement entre les cadres :

Espacement minimal = $\min(40cm ; a+10 ; 15\phi L_{min})$

$e_{MIN} = \min(40cm ; 50cm + 10cm = 60cm ; 15 \times 1.6 = 24cm) ;$

$e_{MAX} = a+10 = 60cm$; on prend **e = 20cm**

Longueur critique : $L_c = 2h = 0.50m \times 2 = 1m$

Conclusion : Etant donnée les valeurs trouvées et vue que $A_t = HA8$, on adoptera un espacement de 15cm et pour les zones critiques et le long de la colonne.

Les plans de ferrailage pour la colonne sont dans le document annexe du projet.

CHAPITRE X : LES DALLES

Généralité : Dans un bâtiment, il existe plusieurs éléments porteurs dont les dalles qui servent de plancher et de protection pour certains étages et plafond pour d'autres. Les dalles reçoivent les charges d'exploitations et permanentes de l'étage en dessus afin de les transmettre aux éléments porteurs du dessous.

10.1.- Définition : Les dalles sont des parties horizontales de la construction comme les poutres, mais très large et de faible hauteur (épaisseur) et séparant les niveaux d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation. Elles sont caractérisées par leur épaisseur "e" et leur portée "L". Selon que le rapport de la plus petite portée et la plus grande portée est < 0.4 ou $0.4 \leq \frac{l}{L} \leq 1$, on dit qu'elles sont portées dans un seul sens ou deux. On en distingue deux types :

- a) **Les dalles pleines :** Les dalles pleines en béton armé offrent une bonne résistance au feu ainsi qu'une bonne isolation phonique en ce qui concerne les bruits d'ambiance (voix humaines, télévisions...). Par contre elles n'offrent pas une bonne isolation phonique en ce qui concerne les bruits d'impact ou bruits de chocs. L'isolation thermique d'une dalle pleine est également mauvaise ;
- b) **Les dalles à corps creux ou planchers nervurés :** Les planchers nervurés se composent de poutrelles "P" où viennent s'appuyer des hourdis "H", de poutres principales "Pp" ou nervures qui reçoivent les poutrelles et des corps creux "Cc". Ils offrent une bonne isolation thermique et phonique en ce qui concerne les bruits d'impact ou bruits de chocs ;

Dans le cas de notre projet de sortie on fait choix de la dalle pleine en béton armé pour toutes les dalles.

10.2.- Dimensionnement : L'épaisseur des dalles est comprise entre $\frac{L}{40}$ et $\frac{L}{30}$. Elle dépend également du diamètre d'armatures calculées ($\emptyset \leq e$). Les données recueillies dans le chapitre II, paragraphe 2.1.1 nous amènent à $e = 15 \text{ cm}$, donc le diamètre d'armatures maximal est : $HA14 \leq e = 15 \text{ cm}$

Vérification acoustique : Pour assurer un minimum d'isolation acoustique (phonique), il est exigé une masse surfacique minimale $M = 350 \text{ kg/m}^2$. Posons : $h_0 \geq \frac{M}{\rho_b} \Leftrightarrow \frac{350 \text{ Kg/m}^2}{2500 \text{ Kg/m}^3} \Rightarrow h_0 = 14 \text{ cm}$, donc le choix de **15cm** pour l'épaisseur des dalles est acceptable.

NOTE : Etant donné que la dalle du sous-sol supporte une plus grande surcharge d'exploitation, elle a été prise comme référence pour ferrailer les autres planchers à l'exception de celle de la toiture sachant qu'à ce niveau il existe une partie inclinée, une chape de revêtement et une pente.

Surcharges d'exploitation (étudier dans le chapitre III, paragraphe 3.4.1)

$$\begin{aligned} Q_0 &= 150 \text{ kg/m}^2 \\ Q_6 &= (738.17 \text{ kg/m}^2 + 250 \text{ kg/m}^2) \cdot 0.75 = 741.1275 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

ETUDE DE LA DALLE DE LA TOITURE

10.3.- Poids propre de la dalle de toiture par mètre linéaire

$$\text{Pente : } 0.025 \text{ m} \times 2300 \text{ kg/m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 258.75 \text{ kg/m}$$

Enduit de planéité : $30\text{kg/m}^2 \times 4.5\text{m}$	= 135kg/m
Etanchéité proprement dit : $20\text{kg/m}^2 \times 4.5\text{m}$	= 90kg/m
Dalle : $0.15\text{m} \times 2500\text{kg/m}^3 \times 4.5\text{m}$	= 1687.5kg/m
Protection : $80\text{kg/m}^2 \times 4.5\text{m}$	= 360kg/m
Crépiage + enduisage : $0.025\text{m} \times 2300\text{kg/m}^3 \times 4.5\text{m}$	= 258.75kg/m
Total	= 2790kg/m

Combinaison d'action

$$M_U = 1.35Q + 1.5G = (1.35 \times 2790\text{kg/m}) + (1.5 \times 150\text{kg/m}^2 \times 4.5\text{m}) \Rightarrow M_U = 4779\text{kg/m}$$

$$M_U = \mathbf{4.8T/m}$$

Calcul de la portance de la dalle (les valeurs sont prises entre les axes).

$$\text{On pose : } 0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq \frac{2,5}{4,5} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq 0,55 \leq 1$$

Étant donné que ρ supérieur à 0.4 la dalle se porte dans deux (2) sens. Déterminons μ_x et μ_y

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\rho^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.55^3)} \Rightarrow \mu_x = \mathbf{0.0894}$$

$$\mu_y = \rho^2(1 - 0.95(1 - \rho)^2) = 0.55^2(1 - 0.95(1 - 0.55)^2) \Rightarrow \mu_y = \mathbf{0.244}$$

10.3.1.- Calcul de M_x sens L_x

$$M_x = \rho L^2 \mu_x \rightarrow M_x = 4.8T/m \times (2.5\text{m})^2 \times 0.0894 \Rightarrow M_{Ux} = \mathbf{2.68T.m}$$
, on prend $M_{Ux} = \mathbf{3Tm}$

Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b = 1\text{m}$

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.9H_T = 0.15\text{m} \times 0.9 = 0.135\text{m}$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1\text{m} \times (0.135\text{m})^2 \times 1417T/m^2 \Rightarrow M_{ab} = \mathbf{4.8Tm}$$

$$M_{ab} = \mathbf{4.8Tm} > M_{Ux} = \mathbf{3Tm} \text{ pivot A domaine I}$$

La dalle étant partiellement encastree le moment en travée devient :

$$M_{Tx} = 0.75(3Tm) = \mathbf{2.25Tm}$$

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.25Tm}{1\text{m} \times (0.135\text{m})^2 \times 1417T/m^2} = \mathbf{0.0872} \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0872)}) = 0.1142$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.1142 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.954 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.13\text{m}$$

10.3.2.- Les armatures en travée sont :

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z f_{su}} = \frac{2.25Tm}{0.13\text{m} \times 3.478T/cm^2} = 4.976 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{4HA12 = 4.52cm^2}.$$

Espacement des armatures en travée

$$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(15) = 30\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } S_t = \mathbf{25cm}$$

10.3.3.- Calcul des armatures aux appuis

$$M_{AX} = 0.5M_{UX} \Rightarrow M_{AX} = 0.5 \times 3Tm = \mathbf{1.15Tm}$$

Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.15Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0581 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0581)}) = 0.075$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.075 \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.97 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.131m$$

10.3.4.- Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zf_{su}} = \frac{1.15Tm}{0.131m \times 3.478T/cm^2} = 3.29cm^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4cm^2/ml, \text{ on prend } \mathbf{4HA12 = 4.52cm^2}.$$

Espacement des armatures aux appuis

$$St = \min\{2bo; 25cm\} \Rightarrow St = \min\{2(15) = 30cm; 25cm\}, \text{ on prend } \mathbf{St = 25cm}$$

10.3.5.- Calcul de My sens Ly

$$M_y = \mu_y M_x \quad M_u = 3Tm \times 0.244 \Rightarrow M_{UY} = \mathbf{0.732Tm}$$

La dalle étant partiellement encadrée le moment en travée devient :

$$M_{TX} = 0.75(0.732Tm) = \mathbf{0.55Tm}$$

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.55Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0213 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0213)}) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.027 \Rightarrow \beta = 0.9892$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9892 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.134m$$

10.3.6.- Les armatures en travée sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zf_{su}} = \frac{0.55Tm}{0.134m \times 3.478T/cm^2} = 1.18 cm^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4cm^2/ml, \text{ on prend } \mathbf{4HA12 = 4.52cm^2}.$$

Espacement des armatures en travée

$$St = \min\{2bo; 25cm\} \Rightarrow St = \min\{2(15) = 30cm; 25cm\}, \text{ on prend } \mathbf{St = 25cm}$$

10.3.7.- Calcul des armatures aux appuis

$$M_{AX} = 0.5M_{UX} \Rightarrow M_{AX} = 0.5 \times 0.732Tm = \mathbf{0.336Tm}$$

Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.336Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0142 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0142)}) = 0.0178$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0178 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.993 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.134\text{m}$$

10.3.8.- Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zf_{su}} = \frac{0.366Tm}{0.134m \times 3.478T/cm^2} = 0.78 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } \mathbf{4HA12 = 4.52\text{cm}^2}.$$

Espacement des armatures aux appuis

$$St = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow St = \min\{2(15) = 30\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } \mathbf{St = 25\text{cm}}$$

ETUDE DE LA PARTIE INCLINEE DE LA TOITURE

10.4.- Ferrailage de la partie inclinée de la toiture

Le ferrailage des planchers dalle en béton armé qui sont inclinés est calculé comme celui des escaliers,

$$\text{donc la longueur de l'incliné de la dalle : } L_{\text{max}} = l_i \times \cos \alpha \Rightarrow l_i = \frac{L_{\text{max}}}{\cos \alpha}$$

Déterminons α (La hauteur de l'incliné est de 1m)

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{h}{L_{\text{max}}} \right) \Rightarrow \alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{1\text{m}}{4.5\text{m}} \right) = 12.53^\circ$$

$$\text{D'où: } l = \frac{4.5\text{m}}{\cos(12.53^\circ)} \Rightarrow l = 4.61\text{m}$$

Calcul de l'épaisseur de la partie inclinée

$$\frac{l}{40} < e < \frac{l}{30} \Leftrightarrow \frac{461}{40} < e < \frac{461}{30} \Leftrightarrow 11.53 < e < 15.37. \text{ On prend } e_p = \mathbf{15\text{cm}}$$

10.4.1.- Poids propre de la partie inclinée par mètre linéaire

Pente : $0.025\text{m} \times 2300\text{kg}/\text{m}^3 \times 4.61\text{m}$	= 265.1kg/m
Enduit de planéité : $30\text{kg}/\text{m}^2 \times 4.61\text{m}$	= 138.3kg/m
Etanchéité proprement dit : $20\text{kg}/\text{m}^2 \times 4.61\text{m}$	= 92.2kg/m
Dalle : $0.15\text{m} \times 2500\text{kg}/\text{m}^3 \times 4.61\text{m}$	= 1728.75kg/m
Protection : $80\text{kg}/\text{m}^2 \times 4.61\text{m}$	= 368.8kg/m
Crépiage + enduisage : $0.025\text{m} \times 2300\text{kg}/\text{m}^3 \times 4.61\text{m}$	= 265.1kg/m
Total	= 2858.25kg/m

Combinaison d'action

$$M_U = 1.35Q + 1.5G = (1.35 \times 2858.25\text{kg}/\text{m}) + (1.5 \times 150\text{kg}/\text{m}^2 \times 4.61\text{m}) \Rightarrow M_U = 4895.75\text{kg}/\text{m}$$

On prend $M_U = \mathbf{5T}/\text{m}$

Calcul de la portance de la dalle (les valeurs sont prises entre les axes).

$$\text{On pose : } 0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq \frac{2.5}{4.61} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq 0.54 \leq 1$$

Étant donné que ρ supérieur à 0.4 la dalle se porte dans deux (2) sens. Déterminons μ_x et μ_y

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\rho^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.54^3)} \Rightarrow \mu_x = \mathbf{0.0907}$$

$$\mu_y = \rho^2(1 - 0.95(1 - \rho)^2) = 0.54^2(1 - 0.95(1 - 0.54)^2) \Rightarrow \mu_y = \mathbf{0.232}$$

10.4.2.- Calcul de M_x sens L_x

$$M_x = \rho L_x^2 \mu_x \rightarrow M_x = 5T/ml \times (2.5m)^2 \times 0.0907 \Rightarrow M_{UX} = 2.84Tm, \text{ on prend } M_{UX} = 3Tm$$

Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b=1m$

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.9H_T = 0.15m \times 0.9 = 0.135m$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2 \Rightarrow M_{ab} = 4.8Tm$$

$$M_{ab} = 4.8Tm > M_{UX} = 3Tm \text{ pivot A domaine I}$$

La dalle étant partiellement encadrée le moment en travée devient :

$$M_{TX} = 0.75(3Tm) = 2.25Tm$$

Déterminons le moment réduit pour une bande de $1m$ et $0.9d$.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.25Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0872 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0872)}) = 0.1142$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.1142 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.954 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.13m$$

10.4.3.- Les armatures en travée sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} = \frac{2.25Tm}{0.13m \times 3.478T/cm^2} = 4.976 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

Espacement des armatures en travée

$$S_t = \min\{2b_0; 25cm\} \Rightarrow S_t = \min\{2(15) = 30cm; 25cm\}, \text{ on prend } S_t = 20cm$$

10.4.4.- Calcul des armatures aux appuis

$$M_{AX} = 0.5M_{UX} \Rightarrow M_{AX} = 0.5 \times 3Tm = 1.15Tm$$

Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.15Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0581 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0581)}) = 0.075$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.075 \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.97 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.131m$$

10.4.5.- Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} = \frac{1.15Tm}{0.131m \times 3.478T/cm^2} = 3.29 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4 \text{ cm}^2/ml, \text{ on prend } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

Espacement des armatures aux appuis

$$S_t = \min\{2b_0; 25cm\} \Rightarrow S_t = \min\{2(15) = 30cm; 25cm\}, \text{ on prend } S_t = 25cm$$

10.4.6.- Calcul de My sens Ly

$M_y = \mu_y M_x$ $M_u = 3Tm \times 0.232 \Rightarrow M_{UY} = 0.696Tm$, il n'y a pas de grande différence avec la dalle horizontale donc on prend les mêmes valeurs pour calculer les armatures.

La dalle étant partiellement encadrée le moment en travée devient :

$$M_{TX} = 0.75(0.732Tm) = 0.549 \Rightarrow M_{TX} = 0.55Tm$$

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.55Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0213 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0213)}) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.027 \Rightarrow \beta = 0.9892$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9892 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.134m$$

10.4.7.- Les armatures en travée sont :

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z f_{su}} = \frac{0.55Tm}{0.134m \times 3.478T/cm^2} = 1.18 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } 4HA12 = 4.52\text{cm}^2.$$

Espacement des armatures en travée

$$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(15) = 30\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } S_t = 25\text{cm}$$

10.4.8.- Calcul des armatures aux appuis

$$M_{AX} = 0.5M_{UX} \Rightarrow M_{AX} = 0.5 \times 0.732Tm = 0.336Tm$$

Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.336Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0142 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0142)}) = 0.0178$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0178 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.993 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.134m$$

10.4.9.- Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z f_{su}} = \frac{0.366Tm}{0.134m \times 3.478T/cm^2} = 0.78 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } 4HA12 = 4.52\text{cm}^2.$$

Espacement des armatures aux appuis

$$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(15) = 30\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } S_t = 25\text{cm}$$

ETUDE DE LA DALLE DU SOUS-SOL

10.5.- Poids du plancher dalle par mètre linéaire

$$\text{Céramique : } 0.02m \times 2200\text{kg}/m^3 \times 4.5m = 198\text{kg}/m$$

$$\text{Chape de pose : } 0.05m \times 2300\text{kg}/m^3 \times 4.5m = 517.5\text{kg}/m$$

$$\text{Enduit de planéité : } 30\text{kg}/m^2 \times 4.5m = 135\text{kg}/m$$

$$\text{Dalle : } 0.15m \times 2500\text{kg}/m^3 \times 4.5m = 1687.5\text{kg}/m$$

Crépissage + enduisage : $0.025\text{m} \times 2300\text{kg}/\text{m}^3 \times 4.5\text{m}$	= 258.75kg/m
Total	= 2796.75kg/m

Combinaison d'action

$$M_U = 1.35Q + 1.5G = (1.35 \times 2796.75\text{kg}/\text{m}) + (1.5 \times 741.13\text{kg}/\text{m}^2 \times 4.5\text{m}) \Rightarrow M_U = 8778.24\text{kg}/\text{m}$$
$$M_U = \mathbf{8.8T}/\text{m}$$

Calcul de la portance de la dalle (les valeurs sont prises entre les axes).

$$\text{On pose : } 0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq \frac{2,5}{4,5} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq 0,55 \leq 1$$

Étant donné que ρ supérieur à 0.4 la dalle se porte dans deux (2) sens. Déterminons μ_x et μ_y

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\rho^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.55^3)} \Rightarrow \mu_x = \mathbf{0.0894}$$

$$\mu_y = \rho^2(1 - 0.95(1 - \rho)^2) = 0.55^2(1 - 0.95(1 - 0.55)^2) \Rightarrow \mu_y = \mathbf{0.244}$$

10.5.1.- Calcul de M_x sens L_x

$$M_x = \rho L^2_x \mu_x \rightarrow M_x = 8.8T/\text{ml} \times (2.5\text{m})^2 \times 0.0894 \Rightarrow M_{Ux} = \mathbf{4.917T.m}$$
, on prend $M_{Ux} = \mathbf{5Tm}$

La dalle étant partiellement encastree le moment en travée devient :

$$M_{Tx} = 0.75(5Tm) = \mathbf{3.75Tm}$$

Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b=1\text{m}$

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.9H_T = 0.15\text{cm} \times 0.9 = 0.135\text{cm}$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1\text{m} \times (0.135\text{m})^2 \times 1417T/\text{m}^2 \Rightarrow M_{ab} = \mathbf{4.8Tm}$$

$$M_{ab} = \mathbf{4.8Tm} > M_{Ux} = \mathbf{3.75Tm}$$
 pivot A domaine I

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.75Tm}{1\text{m} \times (0.135\text{m})^2 \times 1417T/\text{m}^2} = \mathbf{0.1453 < 0.186}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.1453)}) = 0.1972$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.1972 \Rightarrow \beta = 0.92112$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.92112 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.124\text{m}$$

10.5.2.- Les armatures en travée sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} = \frac{3.75Tm}{0.124\text{m} \times 3.478T/\text{cm}^2} = 8.69 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{6HA14 = 9.23\text{cm}^2}$$

Espacement des armatures en travée

$$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(15) = 30\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } S_t = \mathbf{16\text{cm}}$$

10.5.3.- Calcul des armatures aux appuis

$$M_{Ax} = 0.5M_{Ux} \Rightarrow M_{Ax} = 0.5 \times 5Tm = \mathbf{2.5Tm}$$
, on prend $M_{Ax} = \mathbf{2Tm}$

Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.5Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.097 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.097)}) = 0.128$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.128 \Rightarrow \beta = 0.95$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.95 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.13m$$

10.5.4.- Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zf_{su}} = \frac{2.5Tm}{0.13m \times 3.478T/cm^2} = 5.53 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures en travée

$$St = \min\{2b_0; 25cm\} \Rightarrow St = \min\{2(15) = 30cm; 25cm\}, \text{ on prend } St = 20cm$$

10.5.5.- Calcul de My sens Ly

$$My = \mu_y M_x \quad Mu = 5Tm \times 0.244 \Rightarrow M_{UY} = 1.22Tm$$

La dalle étant partiellement encastree le moment en travée devient :

$$M_{TX} = 0.75(1.22Tm) = 0.92Tm$$

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.82Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.034 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.034)}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.043 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.983 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.133m$$

10.5.6.- Les armatures en travée sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zf_{su}} = \frac{0.92Tm}{0.133m \times 3.478T/cm^2} = 1.99 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

Espacement des armatures en travée

$$St = \min\{2b_0; 25cm\} \Rightarrow St = \min\{2(15) = 30cm; 25cm\}, \text{ on prend } St = 25cm$$

10.5.7.- Calcul des armatures aux apuis

$$M_{AX} = 0.5M_{UX} \Rightarrow M_{AX} = 0.5 \times 0.122Tm = 0.61Tm$$

Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.61Tm}{1m \times (0.135m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.024 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.024)}) = 0.0304$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0304 \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.99 \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.134m$$

10.5.8.- Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zfsu} = \frac{0.617m}{0.134m \times 3.478T/cm^2} = 1.31 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } \mathbf{4HA12 = 4.52\text{cm}^2}.$$

Espacement des armatures en travée

$$St = \min\{2bo; 25\text{cm}\} \Rightarrow St = \min\{2(15) = 30\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } St = \mathbf{25\text{cm}}$$

Conclusion : Etant donné l'utilisation et l'importance du bâtiment, pour la dalle du sous-sol et des étages courants nous adopterons **6HA14** en travée et **5HA12** aux appuis (sens XX), **4HA12** en travée et **4HA12** aux appuis (sens YY).

Recouvrement minimal

$$R_{\text{MIN}} = 40\emptyset L = 40 \times 1.4\text{cm} = 56\text{cm}, \text{ on prend : } \mathbf{R = 60\text{cm}}$$

Les plans pour les dalles sont dans le document annexe du projet.



PARTIE C : INSTALLATION HYDRAULIQUE ET SANITAIRE

CHAPITRE XI : FOSSE SEPTIQUE

Généralité : Quelque soit le moyen dont on dispose pour une construction, elle doit comporter un dispositif d'évacuation des matières fécales (eau noire) et un dispositif d'évacuation des eaux usées domestiques (eau grise). Il existe deux (2) moyens d'évacuer les matières fécales :

- a) Au travers des latrines ;
- b) Au travers des fosses septiques.

Dans le cas de notre projet le choix est la conception de fosse septique. Les fosses septiques sont généralement placées à l'arrière de la maison. Toutefois dans des circonstances particulières, elles peuvent être placées soit en l'avant ou à côté de la construction.

11.2.- Définition : Une fosse septique est un appareil destiné à la collecte et à la liquéfaction des matières excrémentielles contenues dans les eaux usées des habitations. Elle est l'un des éléments constitutifs d'une installation d'assainissement. Cet appareil doit obligatoirement être suivi d'un élément épurateur dont le rôle est d'assurer l'oxygénation de l'effluent en provenance de la fosse.

11.3.- Rôle des fosses septiques : Le rôle de la fosse septique est de réaliser par un processus biologique particulier la désintégration et l'évacuation des matières qui y sont dirigées. Elle assure la liquéfaction partielle des matières polluantes concentrées dans les eaux usées ainsi que la rétention des matières solides et des déchets flottants. La fosse assure une fonction de pré-traitement.

11.4.- Caractéristiques des fosses septiques : Elles comprennent toujours deux (2) compartiments principaux, l'un étant la fosse proprement dit et l'autre le lit bactérien ou filtre épurateur :

- a) Compartiment fosse : Il est lui-même divisé en deux (2) sous-compartiments qui communiquent entre eux par des ouvertures ménagées dans les parois qui les séparent. Le sous-compartiment 1 reçoit les eaux vannes par la canalisation d'arrivée, son volume est de $\frac{2}{3}$ de l'ensemble de la fosse. Il est à noter que la longueur des sous-compartiments 1 (L_1) ne doit jamais être supérieure à la largeur de la fosse ;
- b) Filtre épurateur : C'est dans le filtre épurateur que les eaux viciées achèvent de se purifier en passant sur différents lits de matériaux.

11.5.- Dimensionnement de la fosse septique : Les dimensions d'une fosse septique dépendent du nombre de personnes à desservir. Si la fosse doit desservir entre 1 à 20 personnes sa capacité doit atteindre en minimum 250 litres/usagé dans le dut unique de recevoir les eaux vannes provenant uniquement des WC et la hauteur de liquide est prise en général à 1.20m minimum. Si elle doit desservir entre 21 à 50 personnes la capacité doit atteindre en minimum 300 litres/usagés et la hauteur de liquide est entre 1.50m minimum. La largeur est comprise entre 1m et 2m. Il est à noter que ce volume ne doit pas être inférieur à celui de l'OMS. Dans le cas de notre projet on estime à 69 le nombre des usagers et étant donné que les latrines sont placées dans au moins trois (3) endroits différents, on aura trois (3) fosses aussi pour faciliter le drainage des boues et eaux vannes. Les calculs seront faits pour 23 personnes/fosse sachant que les eaux de pluie, de lavage et de cuisine seront exclues de la fosse.

11.5.1.- Calcul des dimensions utiles d'une fosse devant desservir 23 personnes.**Capacité utile de la fosse : $V = 300$ litres/usagé**

$$V. \text{ utile} = 0.3\text{m}^3 \times 23 \Rightarrow V = \mathbf{6.9\text{m}^3}$$

11.5.2.- Vérification du volume utile de la fosse (règle OMS pour les fosses septiques)

1) Volume de rétention (A) en 24 heures pris à 90%

$$A = P \times q$$

P : Nombre de personnes desservies par la fosse = 23

q : Débit de consommation d'eaux par personne par jour = 50 litres/personne/jour

$$D'où : A = 23 \times 0.05 \times 0.9 = 1.035\text{m}^3$$

2) Calcul de la capacité d'accumulation des boues (B)

$$B = P \times N \times F \times S$$

B : Capacité d'accumulation des boues et de l'écume

N : Nombre d'années entre deux vidanges, on prend 5 ans

F : Facteur de liaison entre la température et la période de vidange = 1 pour une température supérieur 10^0 C toute l'année (valeur prise dans un abaque)

S : Vitesse d'accumulation des boues et de l'écume estimée à 25 litres/personne/an dans les fosses qui ne reçoivent que les eaux vannes et 40 litres/personne/an pour les fosses toutes eaux

$$D'où : B = 23 \times 5 \times 1 \times 0.025 = 2.875\text{m}^3$$

3) Calcul de la capacité minimale C pour une fosse devant desservir 23 personnes selon l'OMS

$$C = A + B = 1.035\text{m}^3 + 2.875\text{m}^3 \Rightarrow C = \mathbf{3.91\text{m}^3}$$

✓ $V = 6.9\text{m}^3 > V = 3.91\text{m}^3$ condition vérifiée, on peut donc calculer la longueur et la largeur de la fosse.

11.5.3.- Calcul de la section transversale de la fosse :

$$S = \frac{V}{h} \text{ avec la hauteur de liquide } h = 1.50\text{m} \Rightarrow S = \frac{6.9\text{m}^3}{1.5\text{m}} \Leftrightarrow S = \mathbf{4.6\text{m}^2}$$

$$H = 1.50\text{m} + h. \text{ drainage} \Rightarrow H = 1.50\text{m} + 0.30\text{m} \Leftrightarrow H = \mathbf{1.80\text{m}}$$

Déterminons la longueur du compartiment fosse :

$$L = \frac{S}{l} \text{ avec la largeur } l = 1.95\text{m} \Rightarrow L = \frac{4.6\text{m}^2}{1.95\text{m}} \Leftrightarrow L = \mathbf{2.35\text{m}}$$

Calcul de la longueur du sous-compartiment 2

$$L_2 = \frac{L}{3} \Rightarrow L_2 = \frac{2.25\text{m}}{3} \Leftrightarrow L_2 = \mathbf{0.78\text{m}}$$

Calcul de la longueur du sous-compartiment 1

$$L_1 = 2L_2 \Rightarrow L_1 = 2(0.78\text{m}) \Rightarrow L_1 = 1.56\text{m}$$

✓ On constate que $L_1 = 1.56\text{m} < l = 1.95\text{m}$ condition vérifiée

Calcul de la longueur du filtre épurateur

$$L_3 = \frac{L_1 + L_2}{2} = \frac{1.56m + 0.78m}{2} \Rightarrow L_3 = 1.17m$$

Calcul de la longueur totale de la fosse

$$L_T = L_1 + L_2 + L_3 \Rightarrow L_T = 1.56m + 0.78m + 1.17m \Leftrightarrow L_T = 3.51m$$

Conclusion :

Ht = 1.80m; hu = 1.50m; larg = 1.95m; L₁ = 1.56m; L₂ = 0.78m; L₃ = 1.17m; L_T = 3.51m. Dans la pratique nous opterons pour une fosse de dimension : **L₁ = 1.6m ; L₂ = 0.80m; L₃ = 1.20m ; l = 2m et Ht = 1.80m.** Nous utiliserons des parpaings 15 pour les parois de la fosse, une nappe de 5HA8 pour 1m dans le radier et la dalle. Nous aurons aussi à aménager un puisard à coter pour les eaux grises de dimension : 1.5m × 1.5m × 3m

10.5.4.- Calcul de la fréquence de vidange des fosses

Selon l'OMS, la fosse doit être vidangée quand elle est au 1/3 remplie de boues. La fréquence de vidange est donnée par : $F_v = \frac{\frac{1}{3}(\text{Volume de la fosse})}{\text{Accumulatin des boues} \times P}$ avec accumulation = 0.03m³/personne/an pour les vidanges.

D'où $F_v = \frac{\frac{1}{3}(6.9m^3)}{0.03m^3/personne/an \times 23} = 3.33$ ans, donc les fosses doivent être vidangées chaque trois (3) ans.

Les plans pour la fosse septique sont dans le document annexe.

CHAPITRE XII : RESERVOIR

Généralité : Pour alimenter l'immeuble en eau il a été prévu de concevoir un réservoir. Les réservoirs peuvent être enterré, semi enterré, posé sur le sol ou aérien (*dans le cas d'un château d'eau*). Ils peuvent être de différentes formes.

12.2.- Définition : Un réservoir est une enveloppe de forme quelconque permettant de contenir et stoker un fluide. En raison de sa fonction, un réservoir doit être très étanche. L'étanchéité est obtenue :

- ~ Par un dosage élevé du béton (400 à 600 Kg/m³) ;
- ~ En réalisant un cirage sur les faces des parois ;
- ~ En considérant la fissuration comme préjudiciable ou très préjudiciable ;
- ~ Par calcul en flexion composée

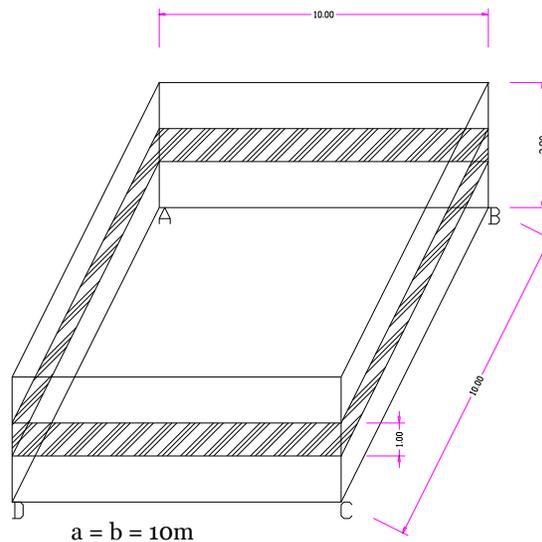
Dans le cas de notre projet, on a un réservoir enterré prismatique en béton armé. Lorsqu'un réservoir est enterré, il y a lieu de tenir compte de l'action des terres en particulier quand le réservoir étant à vide, s'il peut résister à la pression exercée par les terres et la pression interstitielle de l'eau. Le choix de la capacité étant de 380m³ de dimension 3.80m de hauteur, de 10m de largeur et de 10m de longueur.

$$C = 3.80\text{m} \times 10\text{m} \times 10\text{m} = 380\text{m}^3 \text{ qui correspond à } 100,000.00 \text{ gallons et } 1852 \text{ drums}$$

12.3.- Choix de la méthode de calcul

$\frac{b}{a} = \frac{10}{10} = 1$, on constate que $\frac{b}{a} < 2$ donc il s'agit un réservoir court. Le calcul doit se faire par tranche horizontale de 1m de hauteur pour l'étude du réservoir.

Shemas croquis du reservoir



Les moments dans les nœuds A, B, C, et D sont égaux et ils ont, par des calculs de la résistance des matériaux, pour valeur : $M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{P(K.a^3 + b^3)}{12(K.a+b)}$, K étant le rapport des moments d'inerties

I_a, I_b respectivement des cotés a et b = 10m avec $I_a = \frac{l_{max} \times e_a^3}{12}$ et $I_b = \frac{l_{max} \times e_b^3}{12}$. On choisit une épaisseur

constante pour les parois donc $e_a = e_b = 50\text{cm}$. Ainsi : $I_a = I_b = \frac{10m \times (0.5m)^3}{12} = 0.1042$ donc $K = 1$. D'où

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{P(1 \times 10^3 + 10^3)}{12(1 \times 10 + 10)} = -8.34P$$

ETUDE DU RESERVOIR LORSQU'IL EST PLEIN

12.4.- Calcul de la pression exercée par le liquide sur le réservoir ($P = \rho H$).

H : Hauteur en mètre de l'eau au-dessus du milieu de la tranche considérée $H \in (0.5, 1.5, 2.5, 3.5)$

ρ : Poids spécifique de l'eau, le choix pour notre projet est : $\rho = 2\text{T/m}^3$

Donc $P = 2\text{T/m}^3 \times H \Rightarrow P = 2H$

12.4.1.- Calcul du moment en travée

Les deux coté étant égaux $M_1 = M_2 = \frac{Pa^2}{8} + M_A$

$$M_1 = M_2 = \frac{P10^2}{8} + (-8.34P) \Leftrightarrow M_1 = M_2 = 4.16P$$

12.4.2.- Calcul de l'effort tranchant

Les deux coté étant égaux $T_1 = T_2 = \frac{Pa}{2} + \frac{M_a - M_b}{a} = \frac{Pa}{2}$

$$T_1 = T_2 = \frac{10P}{2} \Rightarrow T_1 = T_2 = 5P$$

12.4.3.- Calcul de l'effort de traction (Efforts Normaux)

Les deux coté étant égaux $N_1 = N_2 = \frac{Pb}{2}$

$$N_1 = N_2 = \frac{10P}{2} \Rightarrow N_1 = N_2 = 5P$$

RECAPITULATIF DES CHARGES PAR TRANCHE

TRANCHE		H	P = 2H	$M_A = -8.34P$	$M_1 = M_2 = 4.16P$	$N_1 = N_2 = 5P$
1	0 à 1	0.5	1	-8.34	4.16	5
2	1 à 2	1.5	3	-25.02	12.5	15
3	2 à 3	2.5	5	-41.7	20.8	25
4	3 à 4	3.5	7	-58.4	29.12	35

On prend : $P = 7\text{T}$; $M_A = -58.4\text{Tm}$; $M_1 = M_2 = 29.12\text{Tm}$ et $N_1 = N_2 = 35\text{T}$

DIAGRAMME DES MOMENTS

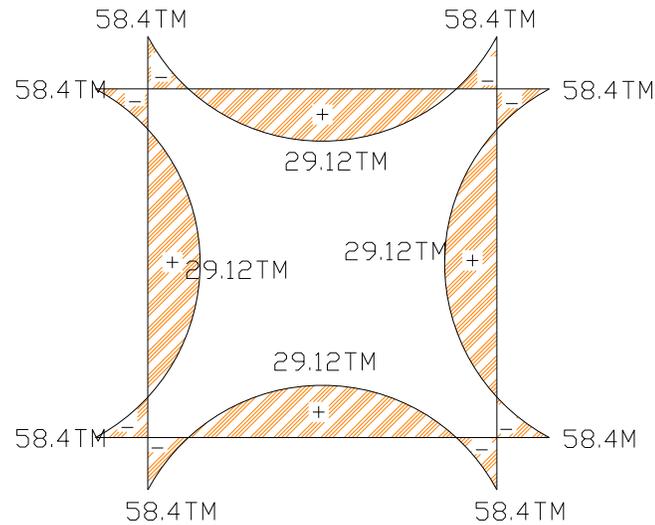
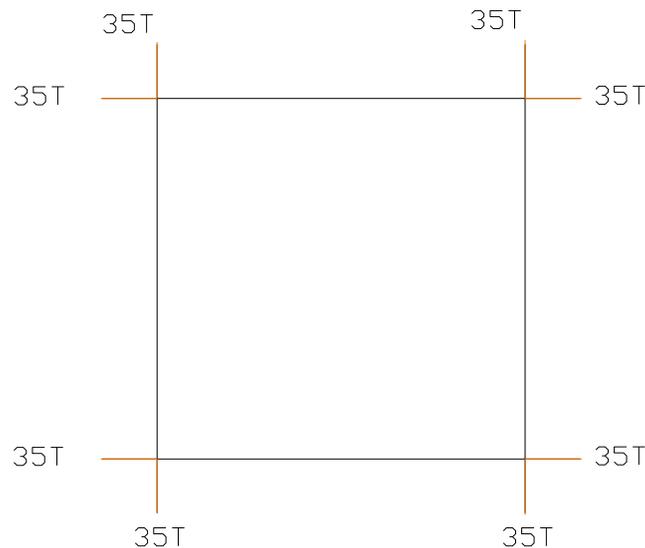


DIAGRAMME DES EFFORTS EN TRACTION (EFFORTS NORMAUX)



NB : La résultante de la pression sera maximale au voisinage de $\frac{1}{3}h = 1.27\text{m}$ au-dessus du fond du réservoir pour la quatrième tranche. Il est montré à la figure 2 que les parois sont soumises à des efforts normaux, donc la section d'armatures sera calculée en flexion composé.

a) Calcul de la position du centre de pression C (armatures aux appuis)

$$C = \frac{Ma}{N} = \frac{58.4Tm}{35T}, \text{ donc } C = 1.67\text{m} \text{ d'où } h = 1.67 - 1.27 = 0.40\text{m}, \text{ on fixe } d = 0.5\text{m}$$

12.5.1.- Calcul du moment Fictif M_{AF} :

$$M_{AF} = M - (N \times y) \text{ avec } y = d - \frac{h}{2} = 0.5 - \frac{0.40}{2} \Rightarrow y = 0.3\text{m}$$

$$D'où : M_{AF} = 58.4\text{Tm} - (35\text{T} \times 0.3\text{m}) \Rightarrow M_{AF} = 47.9\text{Tm}$$

Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b=1\text{m}$

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.45\text{cm}$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1\text{m} \times (0.45\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2 \Rightarrow M_{ab} = 53.37\text{Tm}$$

$$M_{ab} = 53.37\text{Tm} > M_{UX} = 47.9\text{Tm} \text{ pivot A domaine I}$$

12.5.2.- Calcul de la section d'armatures aux appuis du réservoir (petit côté = grand côté)

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{47.9\text{Tm}}{1\text{m} \times (0.45\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} = 0.167 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.167)}) = 0.23$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.23 \Rightarrow \beta = 0.908$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.908 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.41\text{m}$$

Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} - \frac{Nu}{f_{su}} = \frac{47.9\text{Tm}}{0.41\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} - \frac{35\text{T}}{3.478\text{T/cm}^2} = 23.53\text{cm}^2. \text{ On prend } 8\text{HA}20 = 25.14\text{cm}^2$$

Espacement des armatures

$$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(0.4) = 0.8; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } S_t = 12.5\text{cm}$$

11.5.3.- Armatures de construction

$$A_R = \frac{A_{ST}}{3} \Rightarrow A_R = \frac{25.14}{3} = 8.38\text{cm}^2. \text{ On prend } 6\text{HA}14 = 9.23\text{cm}^2$$

b) Calcul de la position du centre de pression C (armature dans les parois)

$$C = \frac{Ma}{N} = \frac{29.12\text{Tm}}{35\text{T}}, \text{ donc } C = 0.832\text{m} \text{ d'où } h = 1.27 - 0.832 = 0.44\text{m}, \text{ on fixe } d = 0.5\text{m}$$

12.5.4.- Calcul du moment Fictif M_{AF} :

$$M_{AF} = M + (N \times y) \text{ avec } y = d - \frac{h}{2} = 0.5 - \frac{0.44}{2} \Rightarrow y = 0.28\text{m}$$

$$D'où : M_{AF} = 29.12\text{Tm} + (35\text{T} \times 0.28\text{m}) \Rightarrow M_{AF} = 38.92\text{Tm}$$

Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b=1\text{m}$

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.45\text{cm}$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1\text{m} \times (0.45\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2 \Rightarrow M_{ab} = 53.37\text{Tm}$$

$$M_{ab} = 53.37\text{Tm} > M_{UX} = 38.92\text{Tm}. \text{ pivot A domaine I}$$

12.5.5.- Calcul de la section d'armatures aux parois du réservoir (*petit côté = grand côté*)

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38.92Tm}{1m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.1356 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.1356)}) = 0.183$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.183 \Rightarrow \beta = 0.9267$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9267 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.42m$$

Les armatures sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} - \frac{Nu}{f_{su}} = \frac{38.92Tm}{0.42m \times 3.478T/cm^2} - \frac{35T}{3.478T/cm^2} = 16.58cm^2. \text{ On prend } 8HA16 = 16.09cm^2$$

Espacement des armatures

$$St = \min\{2b_0; 25cm\} \Rightarrow St = \min\{2(0.4) = 0.8; 25cm\}, \text{ on prend } St = 20cm$$

12.5.6.- Armatures de construction

$$A_R = \frac{A_{ST}}{3} \Rightarrow A_R = \frac{16.09}{3} = 5.36 cm^2. \text{ On prend } 5HA12 = 5.665cm^2$$

ETUDE DU RADIER DU RESERVOIR

12.6.- Calcul du moment au milieu du radier (surcharge Q = 500kg/m²)

$$M_U = \frac{Qh^2}{8} - \frac{Qh^3}{6} = \frac{0.5T/m^2 \times 3.8m \times (10m)^2}{8} - \frac{0.5T/m^2 \times (3.8m)^3}{6} \Rightarrow M_U = 19.17Tm$$

$$M_{AF} = M + (N \times y) \text{ avec } y = d - \frac{h}{2} = 0.5 - \frac{0.40}{2} \Rightarrow y = 0.3m$$

$$D'où : M_{AF} = 19.17Tm + (13.3T \times 0.3m) \Rightarrow M_{AF} = 29.67Tm$$

Calcul de moment de frontière (Mab) pour une bande b= 1m

$$M_{ab} = 0.186 bd^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.45cm$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2 \Rightarrow M_{ab} = 53.37Tm$$

$$M_{ab} = 53.37Tm > M_{Ux} = 29.67Tm \text{ pivot A domaine I}$$

12.6.2.- Calcul de la section d'armatures aux fond du réservoir (*petit côté = grand côté*)

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.67Tm}{1m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.1034 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.1034)}) = 0.137$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.137 \Rightarrow \beta = 0.95$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.95 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.43m$$

Les armatures du radier sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} - \frac{Nu}{f_{su}} = \frac{29.67Tm}{0.43m \times 3.478T/cm^2} - \frac{35T}{3.478T/cm^2} = 9.77cm^2. \text{ On prend } 5HA16 = 10.05cm^2$$

Espacement des armatures

$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(0.4) = 0.8; 25\text{cm}\}$, on prend $S_t = 20\text{cm}$

12.6.3.- Armatures de construction

$A_R = \frac{A_{ST}}{3} \Rightarrow A_R = \frac{10.05 \text{ cm}^2}{3} = 3.34 \text{ cm}^2$, avec $A_{\text{mini}} = 4\text{cm}^2/\text{ml}$, on prend **4HA12 = 4.52 cm²**.

ETUDE DU RESERVOIR A VIDE

Lorsque le réservoir est à vide c'est la poussée des terres qui agit sur les parois et elle agit en sens inverse de celle de l'eau.

12.7.- Calcul de la pression exercée par les terres sur le réservoir ($P = \rho\Delta H$).

H : Hauteur en mètre de l'eau au-dessus du milieu de la tranche considérée H **ϵ (0.5, 1.5, 2.5, 3.5)**

ρ : Poids spécifique de la terre, le choix pour notre projet est : $\rho = 1.7\text{T}/\text{m}^3$ (on a adopté la même pression que celle pour le mur de soutènement.)

Δ : Coefficient numérique fonction de l'angle α du talus naturel des terres égal à $\frac{1}{3}$

Donc $P = \frac{1}{3} \times 1.7\text{T}/\text{m}^3 \times H = 0.56H \Rightarrow P = 0.56H \times 1.35 \Leftrightarrow P = 0.76H$

RECAPITULATIF DES CHARGES PAR TRANCHE

TRANCHE		H	P = 0.76H	$M_A = -8.34P$	$M_1 = M_2 = 4.16P$	$N_1 = N_2 = 5P$
1	0 à 1	0.5	0.38	-3.17	1.6	1.9
2	1 à 2	1.5	1.14	-9.51	4.74	5.7
3	2 à 3	2.5	1.9	-15.85	8	9.5
4	3 à 4	3.5	2.66	-22.18	11.1	13.3

On prend : $P = 2.66\text{T}$; $M_A = -22.18\text{Tm}$; $M_1 = M_2 = 11.1\text{Tm}$ et $N_1 = N_2 = 13.3\text{T}$

DIAGRAMME DES MOMENTS

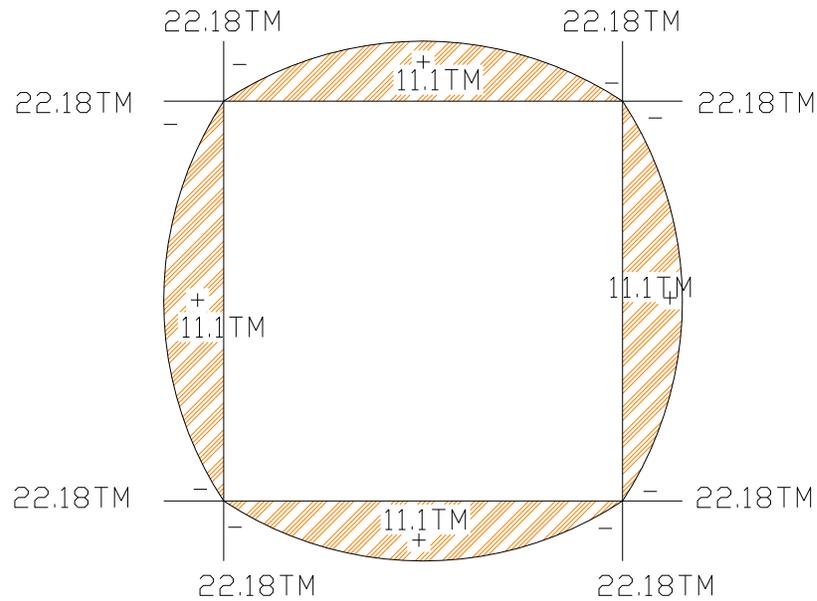
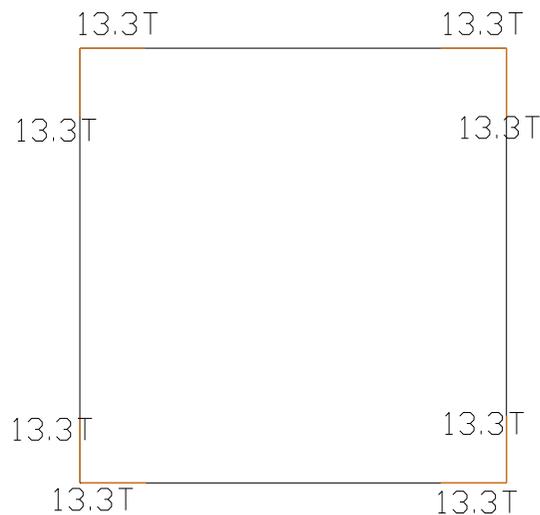


DIAGRAMME DES EFFORTS EN TRACTION (EFFORTS NORMAUX)



a) Calcul de la position du centre de pression C (*armatures aux appuis*)

$$C = \frac{Ma}{N} = \frac{22.18Tm}{13.3T}, \text{ donc } C = 1.67m \text{ d'où } h = 1.67 - 1.27 = 0.40m, \text{ on fixe } d = 0.5m$$

12.7.1.- Calcul du moment Fictif M_{AF} :

$$M_{AF} = M - (N \times y) \text{ avec } y = d - \frac{h}{2} = 0.5 - \frac{0.40}{2} \Rightarrow y = 0.3m$$

$$\text{D'où : } M_{AF} = 22.18Tm - (13.3T \times 0.3m) \Rightarrow M_{AF} = 18.2Tm$$

Calcul de moment de frontière (Mab) pour une bande b= 1m

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.45 \text{ cm}$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1 \text{ m} \times (0.45 \text{ m})^2 \times 1417 \text{ T/m}^2 \Rightarrow M_{ab} = 53.37 \text{ Tm}$$

$$M_{ab} = 53.37 \text{ Tm } m > M_{UX} = 18.2 \text{ Tm } \underline{\text{pivot A domaine I}}$$

12.7.2.- Calcul de la section d'armatures aux appuis du réservoir (petit côté = grand côté)

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.2 \text{ Tm}}{1 \text{ m} \times (0.45 \text{ m})^2 \times 1417 \text{ T/m}^2} = 0.0634 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0634)}) = 0.0819$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0819 \Rightarrow \beta = 0.9672$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9672 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.435 \text{ m}$$

Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} = \frac{Nu}{f_{su}} = \frac{18.2 \text{ Tm}}{0.435 \text{ m} \times 3.478 \text{ T/cm}^2} = \frac{13.3 \text{ T}}{3.478 \text{ T/cm}^2} = 8.21 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 6\text{HA14} = 9.23 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures

$$S_t = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = \min\{2(0.4) = 0.8; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } S_t = 16 \text{ cm}$$

12.7.3.- Armatures de construction

$$A_R = \frac{A_{ST}}{3} \Rightarrow A_R = \frac{9.23}{3} = 3.1 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } 4\text{HA12} = 4.52 \text{ cm}^2.$$

b) Calcul de la position du centre de pression C (armature dans les parois)

$$C = \frac{Ma}{N} = \frac{11.1 \text{ Tm}}{13.3 \text{ T}}, \text{ donc } C = 0.83 \text{ m d'où } h = 1.27 - 0.83 = 0.44 \text{ m, on fixe } d = 0.5 \text{ m}$$

12.7.4.- Calcul du moment Fictif M_{AF}:

$$M_{AF} = M + (N \times y) \text{ avec } y = d - \frac{h}{2} = 0.5 - \frac{0.44}{2} \Rightarrow y = 0.28 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_{AF} = 11.1 \text{ Tm} + (13.3 \text{ T} \times 0.28 \text{ m}) \Rightarrow M_{AF} = 14.82 \text{ Tm}$$

Calcul de moment de frontière (Mab) pour une bande b= 1m

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.45 \text{ cm}$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1 \text{ m} \times (0.45 \text{ m})^2 \times 1417 \text{ T/m}^2 \Rightarrow M_{ab} = 53.37 \text{ Tm}$$

$$M_{ab} = 53.37 \text{ Tm } m > M_{UX} = 14.82 \text{ Tm } \underline{\text{pivot A domaine I}}$$

12.7.5.- Calcul de la section d'armatures aux parois du réservoir (petit côté = grand côté)

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.82 \text{ Tm}}{1 \text{ m} \times (0.45 \text{ m})^2 \times 1417 \text{ T/m}^2} = 0.0516 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0516)}) = 0.0663$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0663 \Rightarrow \beta = 0.9735$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.9735 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.44 \text{ m}$$

Les armatures sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zfsu} - \frac{Nu}{fsu} = \frac{14.82Tm}{0.44m \times 3.478T/cm^2} - \frac{13.3T}{3.478T/cm^2} = 5.86cm^2. \text{ On prend } 5HA12 = 5.66cm^2$$

Espacement des armatures

$$St = \min\{2bo; 25cm\} \Rightarrow St = \min\{2(0.4) = 0.8; 25cm\}, \text{ on prend } St = 20cm$$

12.7.6.- Armatures de construction

$$A_R = \frac{A_{ST}}{3} \Rightarrow A_R = \frac{5.66}{3} = 1.89 cm^2, \text{ avec } A_{\text{mini}} = 4cm^2/ml, \text{ on prend } 4HA12 = 4.52cm^2.$$

ETUDE DU RADIER DU RESERVOIR

12.8.- Calcul du moment au milieu du radier (surcharge $Q = 500kg/m^2$)

$$M_U = \frac{Qhl^2}{8} - \frac{Qh^3}{6} = \frac{0.5T/m^2 \times 3.8m \times (10m)^2}{8} - \frac{0.5T/m^2 \times (3.8m)^3}{6} \Rightarrow M_U = 19.17Tm$$

12.8.1.- Calcul du moment Fictif dans le radier M_{AF} :

$$M_{AF} = M + (N \times y) \text{ avec } y = d - \frac{h}{2} = 0.5 - \frac{0.40}{2} \Rightarrow y = 0.3m$$

$$D'où : M_{AF} = 19.17Tm + (13.3T \times 0.3m) \Rightarrow M_{AF} = 23.16Tm$$

Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b = 1m$

$$M_{ab} = 0.186 bd^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417 \text{ et } d = 0.45m$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2 \Rightarrow M_{ab} = 53.37Tm$$

$$M_{ab} = 53.37Tm > M_{UX} = 23.16Tm \text{ pivot A domaine I}$$

12.8.2.- Calcul de la section d'armatures aux fond du réservoir (*petit côté = grand côté*)

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et 0.9d.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.16Tm}{1m \times (0.45m)^2 \times 1417T/m^2} = 0.0801 \text{ avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0807)}) = 0.1053$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha_u \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0807 \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = 0.97 \times 0.45 \Rightarrow Z = 0.436m$$

Les armatures du radier sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Zfsu} - \frac{Nu}{fsu} = \frac{23.16Tm}{0.436m \times 3.478T/cm^2} - \frac{13.3T}{3.478T/cm^2} = 11.45cm^2. \text{ On prend } 6HA16 = 12.02cm^2$$

Espacement des armatures

$$St = \min\{2bo; 25cm\} \Rightarrow St = \min\{2(0.4) = 0.8; 25cm\}, \text{ on prend } St = 20cm$$

12.8.3.- Armatures de construction

$$A_R = \frac{A_{ST}}{3} \Rightarrow A_R = \frac{12.02}{3} = 4.01cm^2. \text{ On prend } 4HA12 = 4.52cm^2$$

ETUDE DE LA DALLE DU RESERVOIR

12.9.1.- Epaisseur de la dalle du réservoir

$\frac{\text{Longueur}}{40} \leq \text{épaisseur dalle} \leq \frac{\text{Longueur}}{30}$ Avec la plus grande portée $L = 5\text{m}$ (les valeurs sont prises entre les axes à partir des colonnes)

$$\frac{500}{40} \leq e \leq \frac{500}{30} \Rightarrow 12.5 \leq e \leq 16.67, \text{ On prend } e = 15\text{cm}$$

12.9.2.- Poids de la dalle

$$P_U = 0.15\text{m} \times 5\text{m} \times 2.5\text{T/m}^3 = 1.875\text{T/ml}$$

Combinaison d'action ($Q = 500\text{Kg/m}^2$)

$$P_U = (1.35 \times 1.875\text{T/ml}) + 1.5 \times (0.5\text{T/m}^2 \times 5\text{m}) \Rightarrow P_U = 6.28\text{T/m}$$

12.9.3- Calcul de la portance de la dalle.

On pose :

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Leftrightarrow 0,4 \leq \frac{5}{5} = 1. \text{ Étant donné que } \rho \text{ supérieur à } 0.4 \text{ la dalle se porte dans deux (2) sens.}$$

12.9.4.- Déterminons μ_x et μ_y

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\rho^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 1^3)} \Rightarrow \mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = \rho^2(1 - 0.95(1 - \rho)^2) = 1^2(1 - 0.95(1 - 1)^2) \Rightarrow \mu_y = 1$$

a) Calcul de M_x sens L_x

$$M_x = \rho L^2 \mu_x \rightarrow M_x = 6.28\text{T/ml} \times (5\text{m})^2 \times 0.0368 \Rightarrow M_{Ux} = 5.78\text{Tm}$$

Calcul de moment de frontière (M_{ab}) pour une bande $b = 1\text{m}$

$$M_{ab} = 0.186 b d^2 f_{BU} \text{ avec } f_{BU} = 1417$$

$$M_{ab} = 0.186 \times 1\text{m} \times (0.15\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2 \Rightarrow M_{ab} = 5.93\text{Tm}$$

$$M_{ab} = 5.93\text{Tm} > M_{Ux} = 5.78\text{Tm} \text{ pivot A domaine I}$$

La dalle étant partiellement encadrée le moment en travée devient :

$$M_{Tx} = 0.75(5.78) = 4.34\text{Tm}$$

Déterminons le moment réduit pour une bande de 1m et $0.9d = 0.9 \times 0.15\text{m} = 0.135\text{m}$.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.34\text{Tm}}{1\text{m} \times (0.135\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} = \underline{\underline{0.168 < 0.186}}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.168)}) = 0.2314$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = (1 - 0.4 \times 0.2314) \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.123\text{m}$$

12.9.5.- Les armatures en travée sont :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{Z f_{su}} = \frac{4.34\text{Tm}}{0.123\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} = 10.15\text{cm}^2. \text{ On prend } 7\text{HA}14 = 10.77\text{cm}^2$$

Espacement des armatures en travée

$$St = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow St = \min\{2(15) = 30\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } St = 14\text{cm}$$

b) Calcul des armatures aux appuis

$$M_{AX} = 0.5M_{UX} \Rightarrow M_{AX} = 0.5 \times 5.78\text{Tm} = 2.89\text{Tm}$$

Calculer du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.89\text{Tm}}{1\text{m} \times (0.135\text{m})^2 \times 1417\text{T/m}^2} = \underline{\underline{0.112 < 0.186}}$$

$$\text{avec } \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.112)}) = 0.1488$$

$$Z = \beta d \rightarrow Z = (1 - 0.4 \times 0.1488) \times 0.135 \Rightarrow Z = 0.130\text{m}$$

12.9.6.- Les armatures aux appuis sont :

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z f_{su}} = \frac{2.89\text{Tm}}{0.130\text{m} \times 3.478\text{T/cm}^2} = 6.39\text{cm}^2. \text{ On prend } 6\text{HA}12 = 6.78\text{cm}^2$$

Espacement des armatures en travée

$$St = \min\{2b_0; 25\text{cm}\} \Rightarrow St = \min\{2(15) = 30\text{cm}; 25\text{cm}\}, \text{ on prend } St = 16\text{cm}$$

12.10.- Armatures dans le sens YY

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_u = 5.78\text{Tm} \times 1 \Rightarrow M_{UY} = 5.78\text{Tm}, \text{ donc même armature que le sens XX}$$

Note : On adoptera les armatures les plus grandes en raison de la sécurité et l'uniformité dans le ferrailage du réservoir, donc on a :

ARMATURE	APPUIS	PAROIS	RADIER	DALLE
Principales	8HA20	8HA16	6HA16	7HA14
Constructions	6HA14	5HA12	4HA12	6HA12

Conclusion : On comprend pourquoi il y a autant d'armature aux appuis puisque les réservoirs ont toujours tendance à se fissurer dans les angles.

Les plans pour le réservoir sont dans le document annexe du projet.

CHOIX DE LA POMPE

Le choix d'une pompe pour remonter l'eau nécessite la connaissance des caractéristiques telles que le débit consommé (Q_c), le débit à refouler (Q_p), la hauteur manométrique totale de refoulement (HMT) et la perte de charge (J) correspondante.

12.11.1.- Calcul du débit nécessaire consommé par jour

$$Q_c = \frac{kc_n}{T}$$

k : Facteur de pointe de consommation journalière, k = 2

c : Consommation journalière par personne = 80l/j/per
n : Nombre d'habitants = 65
T : Temps de pompage = 2h

$$\text{D'où } Q_C = \frac{2 \times 80l \times 65}{2 \times 3600} = 1.4l/s.$$

On fait choix de 3 châteaux d'eau de 1000 gallons = 3800 litres, donc le débit à refouler devient :

$$Q_P = \frac{3 \times 3800l}{2 \times 3600} \Rightarrow Q_P = \underline{1.58l/s} > \underline{1.4l/s}, \text{ condition vérifiée}$$

12.11.2.- Déterminons la perte de charge

Si on fixe DN = 50mm. La perte de charge unitaire (J) pour la conduite de 50mm de diamètre qui transporte un débit de 1.44l/s est retrouvée par interpolation dans les tables contenant les valeurs calculées à l'aide de la formule de COLEBROOK complétée par celle de DARCY avec le coefficient K = 0.1mm.

On a : $J = 14.731m/km \Rightarrow J = 0.014731m/m$

$$\text{D'où la relation : } \frac{J_1}{J_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 \Leftrightarrow \frac{0.014731m/m}{J_2} = \left(\frac{1.4l/s}{1.58l/s}\right)^2 \Leftrightarrow 0.014731 \times 2.5 = J_2 \times 1.96$$

$$J_2 = \frac{0.03683}{1.96} \Rightarrow J_2 = 0.01879m/m$$

12.11.3.- Calcul de la puissance de la pompe

$$P_P = \frac{\omega \times Q_P \times HMT}{\eta}$$

ω : Poids spécifique du liquide à pomper = $1000Kg/m^3 \times 9.81 = 9810Kg/m^3$

Rendement $\eta = 80\%$. Le **Rendement** d'une pompe est le rapport de la puissance utile P (puissance hydraulique) communiquée au liquide pompé à la puissance absorbée Pa par la pompe (en bout d'arbre) ou par le groupe (aux bornes du moteur).

HMT : Hauteur Manométrique Totale en **mCE**. On appelle **Hauteur Manométrique Totale (HMT)** d'une pompe, l'énergie fournie par la pompe à l'unité de poids du liquide qui la traverse. Autrement dit, c'est la différence de pression mesurée entre refoulement et aspiration d'une pompe (circulateur).

$$HMT = (H_{GEOMETRIQUE} + H_{ASPIRATION}) + (L_{REFOULEMENT} \times J_2)$$

H géométrique = **29.05m**, on prend H = **30m**

H. aspiration = **3.5m**, on prend H = **5m**

Longueur tuyauterie = **60m**

$$\text{D'où : } HMT = (30m + 5m) + (60m \times 0.01878) \Rightarrow HMT = \underline{36.13mCE}$$

La puissance de la pompe devient :

$$P_P = \frac{9810 \times 0.00158 \times 36.13}{0.8} = 700 \text{ W} \Rightarrow P_P = \underline{0.70KW}$$

$$1chv = 0.736KW \Leftrightarrow P_P = \underline{0.95CHV}$$

En cas de rupture d'électricité (On prévoit une génératrice) : $P_G = 2.5P_P \Rightarrow P_G = 2.5 \times 0.95 = 2.38chv$

CONCLUSION

Au cours de ce projet de sortie nous nous sommes intéressés essentiellement à l'évaluation des charges de l'ouvrage et au dimensionnement de chaque élément du bâtiment.

Le dimensionnement concerne entre autre le ferrailage des éléments structuraux de l'immeuble sur la base des sollicitations obtenues en considérant le poids propre des éléments du bâtiment, la descente des charges notamment les surcharges d'exploitations, l'effet du vent et l'effort sismique. Le bâtiment à traiter est de sept niveaux, ce qui l'expose éventuellement face aux différents phénomènes que nous avons considéré pour le ferrailler.

Donc, on retiendra du présent projet les résultats fondamentaux suivant :

- ✓ Les planchers dans les différents niveaux sont des dalles pleines ;
- ✓ La réalisation d'une fondation superficielle en radier général de **656.25m²** ;
- ✓ L'analyse de la structure par la méthode de Caquot sur un tableau Excel ;
- ✓ Le calcul de ferrailage des éléments porteurs à **ELU** ;
- ✓ Une vérification à l'**ELS** du béton et de la section d'aciers des éléments porteurs ;
- ✓ Un diamètre minimum d'acier de **HA8** et un diamètre maximum de **HA25** ;
- ✓ Le cout global du projet est de **2 109 406.40 USD** soit un total de **130 361 315.34 Gourdes Haïtienne** ;
- ✓ Le délai d'exécution de l'ouvrage est estimé à environ **22 mois** ;

Par ailleurs, les calculs réalisés manuellement sur l'ensemble des éléments de la structure ont permis d'obtenir des ferrailages théoriques mais les choix définitifs et les dispositions finales pour l'exécution ont été faits en prenant en compte à la fois les aspects financiers, techniques et réalistes.

En définitive, cette étude aura permis :

- ✓ D'appréhender toutes les difficultés liées particulièrement aux études des bâtiments en Béton Armé ;
- ✓ D'approfondir les connaissances théoriques en matière d'études techniques d'un ouvrage en Béton Armé ;
- ✓ De faire le lien entre les compétences théoriques acquises et les exigences de la pratique.

BIBLIOGRAPHIE

1. Henry RENAUD & Jacques LAMIRAULT. Béton Armé : Guide de Calcul (Editions Foucher) ;
2. Henry RENAUD & F LETERTRE. Ouvrage en Béton Armé : Technologie du bâtiment-Gros œuvre (Editions Foucher) ;
3. Henry RENAUD & F LETERTRE. Travaux de Construction : Technologie du bâtiment-Gros œuvre (Editions Foucher) ;
4. Jean PERCHAT. Béton Armé : Technique de l'ingénieur ;
5. J.P MOUGUIN. Béton Armé : BAEL 91 et DTU associé (Editions Eyrolles) ;
6. F. PAYE. Cours de Béton Armé 2006 de l'école supérieur polytechnique (Sénégal) ;
7. Olivier GAGLIARDINI. Cours de Béton Armé IUP GC13 : Option OS Année 2004/05 ;
8. S. LEBELLE. Cours de Béton Armé mise à jour, octobre 2007. Partie I : Base de calcul ;
9. MTPTC. Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH) Edition Janvier 2013 ;
10. MTPTC. Loi et Règlement d'Urbanisme : Guide Professionnel, Mai 2013 (2^{ème} édition) ;
11. MTPTC. Règles de calcul Intérimaires pour les bâtiments en Haïti, Février 2011 ;
12. Code International du bâtiment (IBC) : Critère de conceptions et de calcul parasismique ;
13. BARAKA. Support de cours du département de Génie Civil et d'Architecture. Centre Universitaire de Béchar (Algérie) : Béton Armé I- TEC 185 ;
14. UNESCO. Code et Manuel d'Application pour le Calcul et Exécution du Béton Armé (Editions DUNOP) ;
15. Ernsts NEUFERT. Les éléments des projets de construction (DUNOP 7^{ème} édition) ;
16. Département de Génie Civil de l'université CHEIKH ANTA DIOP (Sénégal). Promotion 2005, Mémoire de fin d'études : Conception et dimensionnement de la structure d'un immeuble R+7 avec mezzanine et sous-sol ;
17. Département de Génie Civil de l'université MOULOUD MAMMERI TIZI (Algérie). Promotion 2005, Mémoire de fin d'études : Etude d'un bâtiment R+8 avec ossature mixte à usage d'habitation et commercial ;
18. Département de Génie Civil de l'université ABOUBARK BELKAID (Algérie). Promotion 2013, Mémoire de fin d'études : Etudes d'un bâtiment R+14 + sous-sol ;
19. Département de Génie Civil de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement/2iE (Burkina-Faso). Promotion 2012, Mémoire de fin d'études : Etude Technique d'un Bâtiment R+4 à usage Administration pour le compte de la DCFE ;
20. Département de Génie Civil de l'université GOC (Haïti). Promotion 2007, Projet final de sortie : Etude d'un bâtiment R+4 + sous-sol à usage d'habitation et commercial ;
21. Direction de Recherche et Ingénierie de Formation (Maroc). Résumé théorique et Guide de travaux pratique BAEL (module 13 et module 14).