



ZiE
Fondation ZiE

Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
International Institute for Water and Environmental Engineering

**ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+4 A USAGE
ADMINISTRATIF POUR LE COMPTE DE LA DCFE**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER 2 EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE
L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL**

Présenté et soutenu publiquement le 22 Juin 2012 par

Mr MOUSSA DOGO Habiboulahi

Travaux dirigés par : Dr Ismaela GUEYE,

Enseignant Chercheur,

UTR Infrastructures et Sciences des Matériaux

Jury d'évaluation du stage :

Président : Prénom NOM

Membres et correcteurs : Prénom NOM
 Prénom NOM
 Prénom NOM

Promotion [2011/2012]

REMERCIEMENT

A travers le présent mémoire, je tiens à remercier tous ceux qui de près ou de loin ont participé à son élaboration. Ces remerciements vont particulièrement :

- ❖ A mon encadreur Dr GUEYE Ismaela pour m'avoir encadré malgré son emploi chargé
- ❖ A mon maitre de stage Mr JARIRI Mahaman Laouali pour m'avoir aidé techniquement pendant tout mon séjour au sein du bureau d'études **AGECRHAU Sarl**
- ❖ A Mr DJOFFON B. Nestor Directeur Technique du bureau AGECRHAU pour avoir approuvé mes calculs et résultats.
- ❖ A tout le personnel du bureau d'études AGECRHAU pour l'accueil qui m'a été réservé pendant toute ma période de stage
- ❖ A Mr Paul GINIES, Directeur General de l'Institut international d'Ingénierie de l'Eau et l'Environnement pour tous ses multiples efforts dans la recherche de la qualité dans l'enseignement.
- ❖ Tout le personnel administratif et corps enseignant de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement pour la qualité de formation reçue.
- ❖ Enfin ma gratitude va à l'endroit de tous mes camarades de la promotion ainsi que tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à la réussite de ma formation.

DEDICACE

Je rends grâce à Dieu et dédie particulièrement ce modeste travail:

- ❖ A mon défunt père « **Feu MOUSSA DOGO** ». Tu as assuré avec loyauté tout mon cursus, tu as toujours fais de ma réussite ta priorité. Je garde de toi l'image d'un père exemplaire. Que le tout Puissant Dieu t'accueille dans son Paradis! Amen
- ❖ A ma très mère « **Djioko ANGO** », pour ton soutien maternel exceptionnel envers moi. Que Dieu te donne longue vie !
- ❖ A mes frères et sœurs. Vous m'avez épaulé en tout temps.
- ❖ A celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.
- ❖ A tous mes amis
- ❖ A toute la promotion 2011-2012 du 2IE
- ❖ A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- ❖ A tous mes parents et proches.

RESUME

Le présent mémoire de fin d'études se situe dans le cadre d'une étude technique d'un immeuble R+4 à usage administratif pour le compte de la direction de contrôle fiscal et de l'équité (DCFE) à Niamey (NIGER).

L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure en béton armé porteuse (planchers – poutre – poteaux ...) reposant sur un radier nervuré. Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99 - DTU P 18-702, le cahier des prescriptions techniques (CPT) et les normes françaises NF P06-004 ; NF P06-001.

L'étude consiste à la réalisation de la note de calcul sur tous les éléments structuraux et non structuraux, sur la base du plan architectural.

La méthodologie utilisée est celle d'un calcul manuel appuyé de quelques formules établies sur Excel et a consisté principalement en une descente de charges, un pré dimensionnement, un calcul complet des armatures et une étude de la fondation.

Le dimensionnement a été réalisé à l'ELU puis vérifié à l'ELS et les plans de ferrailage établis avec le logiciel Auto CAD en tenant compte des dispositions constructives.

Ainsi un dossier d'exécution du bâtiment a été produit (plans de ferrailage et de coffrage,...) et des recommandations ont été faites pour l'exécution des ouvrages en infrastructure.

L'étude de la fondation a été faite en tenant compte des critères économiques, de la stabilité et la sécurité et enfin de la facilité de l'exécution.

Pour mieux rendre le projet plus complet, un calcul des quantités a été fait suivi d'une étude financière globale de l'ouvrage tenant compte des impacts environnementaux.

Mots clés : Structure-Fondation-Armatures-plans-Béton armé

ABSTRACT

This dissertation study is part of a technical study of a building for administrative use R+4 on behalf of management control and fiscal equity (DCFE) in Niamey (NIGER). The building frame consists of a reinforced concrete structure carrier (floor - beam - posts ...) based on a ribbed slab. The technical requirements are the rules used in BAEL revised 91 99 - DTU P 18-702, the specification of technical requirements (CPT) and the French standard NF P06-004, NF P06-001. The study involves the completion of the design calculations for all structural and nonstructural elements, based on the architectural plan. The methodology used is that of a manual calculation supported by a few established formulas on Excel and consisted mainly of lowering loads, a Pre-design, a complete calculation of the reinforcement and a study of the foundation.

The sizing was performed at 'ELU' then checked the 'ELS' and reinforcement drawings made with AutoCAD software in light of structural arrangements.

Thus a record of execution of the building was produced (reinforcement drawings and formwork ...) and recommendations were made for the execution of infrastructure works. The study of the foundation was made taking into account the economic criteria, stability and security and finally the ease of implementation.

To better make the project more complete, a quantity calculation was done followed by a study's overall financial structure taking into account environmental impacts.

Keywords: Structure-Foundation-frames-plans-Reinforced Concrete

LISTE DES ABREVIATIONS

DCFE : Direction de Contrôle Fiscal et d'Equité

CPT : Cahier de Prescriptions Techniques

AFD : Agence Française pour le Développement

DGI : Direction Générale des Impôts

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

DTU : Document Technique de Unifié

ELU : Etat Limite Ultime

ELS : Etat Limite de Service

FPP : Fissuration Peu Préjudiciable

FP : Fissuration Préjudiciable

FTP : Fissuration Très Préjudiciable

SOMMAIRE

REMERCIEMENT	i
DEDICACE.....	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
SOMMAIRE	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
LISTE DES FIGURES.....	ix
INTRODUCTION GENERALE.....	1
PREMIERE PARTIE : GENERALITES	2
CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DU PROJET	2
I. Localisation	2
II. Description.....	2
CHAPITRE 2 : HYPOTHESES ET PRINCIPES GENERAUX.....	3
I. Hypothèses de base.....	3
II. Principes généraux	4
CHAPITRE 3 : CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	4
I. Béton (B25)	4
II. Acier (FE400)	4
DEUXIEME PARTIE : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	5
CHAPITRE 1 : CONCEPTION DE LA STRUCTURE.....	5
I. Principe.....	5
II. Concept Architectural	5
CHAPITRE 2 : PRINCIPE DE LA DESCENTE DE CHARGES	7
I. Les charges permanentes (G) :	7
II. Charges d'exploitation (Q)	7
CHAPITRE 3 : PRE DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE.....	8
I. Le Plancher	8
II. Evaluation des Charges.....	9
III. Poutres.....	10
IV. Poteaux.....	10
TROISIEME PARTIE : ETUDE COMPLETE DE LA STRUCTURE	12
CHAPITRE 1 : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX	12
I. Calcul du Plancher Creux (Etage)	12
II. Calcul du Plancher dalle pleine (RDC).....	16
III. Calcul des poutres	17
IV. Calcul du poteau	20

CHAPITRE 2 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	22
I. Calcul de l'escalier	22
II. Ascenseur.....	25
III. Acrotère.....	26
IV. Balcons.....	27
CHAPITRE 3 : ETUDE DE LA FONDATION	29
I. Généralités	29
II. Méthodologie	29
III. Données de l'étude.....	29
IV. Choix du type de la fondation.....	30
V. Pré dimensionnement du radier général.....	31
VI. Calcul des ferrailages du radier	33
CHAPITRE 4 : DISCUSSIONS / COMMENTAIRE DES RESULTATS	37
CHAPITRE 5 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	38
I. Identification des impacts.....	38
II. Mesures de compensation et d'atténuation	38
CHAPITRE 6 : ETUDE FINANCIERE	39
CHAPITRE 7 : PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX.....	41
CONCLUSION	42
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	43
ANNEXE 1 : FACADE PRINCIPALE	44
ANNEXE 2 : FACADE POSTERIEURE.....	44
ANNEXE 3 : PLAN DE FONDATION	45
ANNEXE 4 : PLAN DE NIVEAU	45
ANNEXE 5 : COUPES	46
ANNEXE 6 : NOTE DE PREDIMENSIONNEMENT POTEAUX	47
ANNEXE 7 : NOTE DE CALCUL DU PLANCHER CREUX.....	48
ANNEXE 8 : NOTE DE CALCUL DE LA DALLE PLEINE.....	53
ANNEXE 9 : NOTE DE CALCUL POUTRES.....	55
ANNEXE 10 : NOTE DE CALCUL DE L'ESCALIER	59
ANNEXE 11 : NOTE DE CALCUL DE L'ASCENSEUR.....	63
ANNEXE 12 : NOTE DE CALCUL BALCONS.....	66
ANNEXE 13 : NOTE DE CALCUL DU RADIER GENERAL.....	68

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Pré dimensionnement des poutres	10
Tableau 2: Synthèse des sollicitations sur les poutrelles.....	13
Tableau 3 : Synthèse de calcul des aciers	13
Tableau 4 : Synthèse des sollicitations.....	16
Tableau 5 : Synthèse du calcul des aciers	16
Tableau 6 : Synthèse sollicitations sur les poutres principales	18
Tableau 7 : Synthèse de calcul des aciers pour les poutres principales	18
Tableau 8 : Synthèse calcul des aciers pour les poutres secondaires	19
Tableau 9 : Synthèse de calcul des aciers pour l'ascenseur	25
Tableau 10 : Vérification Poinçonnement Ascenseur	26
Tableau 11 : Surface occupée par les semelles filantes	30
Tableau 12 : Devis estimatif du projet	40

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation du site	2
Figure 2 : Plans de coffrage du bâtiment (RDC et Etage).....	6
Figure 3 : Détail Plancher inaccessible	9
Figure 4 Détail Plancher courant.....	9
Figure 5 Détail Plancher RDC	9
Figure 6 : Détail Poutrelles.....	12
Figure 7 : Plans de ferrailage des poutrelles	15
Figure 8 : Plan de ferrailage de la dalle pleine.....	17
Figure 9 : Plan de ferrailage de la poutre principale	20
Figure 10 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire	20
Figure 11 : Plan de ferrailage du poteau	21
Figure 12 : Plan de ferrailage de l'escalier.....	24
Figure 13 : Plan de ferrailage de l'acrotère.....	27
Figure 14 : Plan de ferrailage du balcon	28
Figure 15 : Plan de ferrailage du Radier Général.....	36
Figure 16 : Répartition de la consommation budgétaire	40
Figure 17 : Façade Principale.....	44
Figure 18 : Façade postérieure	44
Figure 19 : Plan de Fondation	45
Figure 20 : Plan de niveau.....	45
Figure 21 : Coupes	46

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de réalisation de l'immeuble R+4 pour la DCFE à Niamey répond en une demande accrue de locaux supplémentaires pour la direction fiscale afin de faire face au personnel de plus en plus croissant et à la création de nouvelles unités. Le projet s'exécute sur financement de l'agence française pour le développement (AFD) et sous l'égide de la direction générale des impôts.

Afin de s'assurer de l'exécution des travaux conformément aux spécifications techniques et aux règles de l'art, la Direction Générale des Impôts (DGI) a jugé bon de solliciter l'expertise d'un bureau d'études dont la principale mission serait la maîtrise d'œuvre complète du projet. Il s'agit pour ce bureau de faire la conception architecturale, d'élaborer le dossier d'appel d'offres, d'assurer la surveillance et le contrôle de l'exécution des travaux qui seront réalisés en entreprises sélectionnées lors d'un appel d'offres ouvert.

La logique de notre thème de mémoire est donc d'assister le bureau d'études à la réalisation de la partie étude technique (calculs, vérifications, plans de ferrailages)

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

- ◆ Une première partie constituée de généralités sur le projet (présentation de la structure d'accueil, description du projet, hypothèses et principes généraux, caractéristiques des matériaux,...)
- ◆ Une deuxième partie pas des moindres qui consistera en un pré dimensionnement des éléments de la structure suivi d'une descente des charges.
- ◆ Une grande partie appelée « étude complète de la structure » qui renferme plusieurs composantes, à savoir le dimensionnement des éléments (structure de l'immeuble), le calcul économique, l'étude d'impact sur l'environnement et l'évaluation du délai de réalisation de l'ouvrage.
- ◆ En fin des annexes comprenant toutes les notes des différents calculs, des plans d'ensemble, et dessins d'exécution compléteront notre étude qui se réclame tant explicative que complète.

La méthodologie utilisée est celle annoncée ci-haut et qui consiste en un calcul manuel sur la base des formules acquises, sur l'ensemble des éléments structuraux et non structuraux, fondations... Ce choix a été fait dans le but de mieux affiner les bases et les principes du génie civil. Des optimisations allant dans le but de l'amélioration des conditions sécuritaires et économiques compléteront l'étude.

CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DU PROJET

I. Localisation

Le bâtiment sera logé à Niamey au quartier plateau selon la localisation ci-dessous :

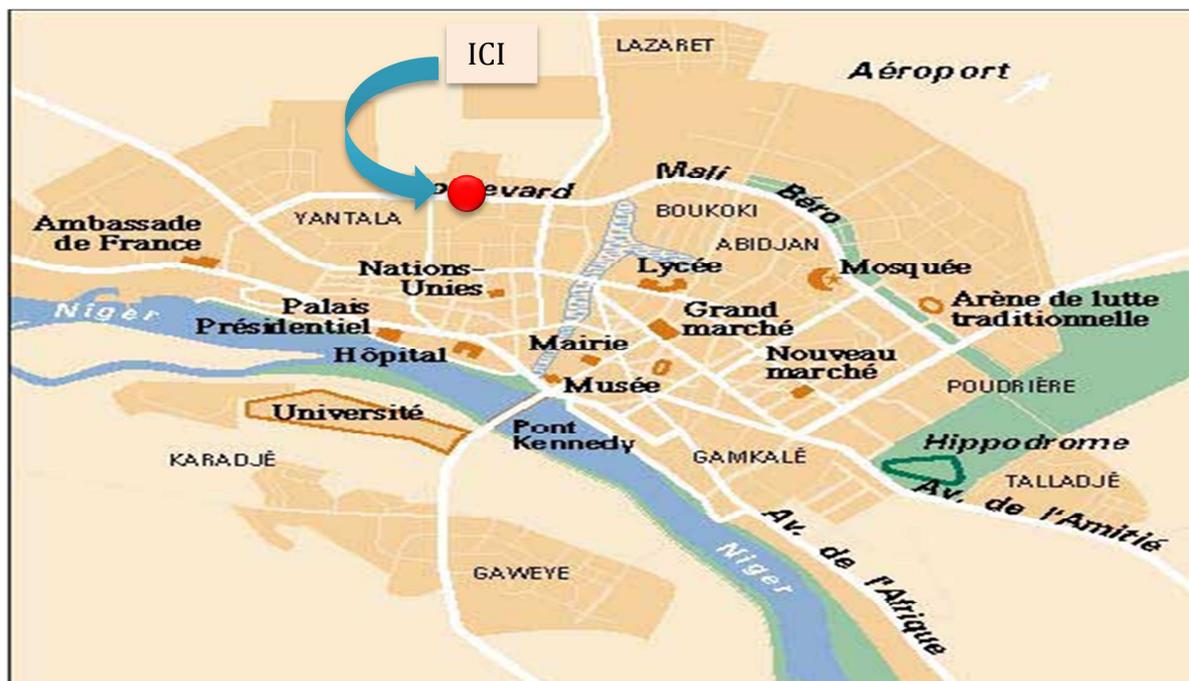


Figure 1 : Localisation du site

II. Description

Cet immeuble a une surface au sol de 426,37m². La hauteur sous plancher à chaque niveau est de 3m. Soit une hauteur totale de 12m.

Pour permettre la circulation et le passage à niveau, il est prévu des passerelles et des escaliers à chaque niveau. La constitution de l'immeuble est la suivante :

➤ Au Rez-de-chaussée :

- Un préau.....25m²
- Un hall d'accueil.....22 m²
- Six(06) bureaux de.....84 m²
- Deux (02) bureaux (salles communes de).....87 ,20 m²
- Une salle des réunions28,80 m²
- Un bloc sanitaires.....12,60 m²
- Des espaces de circulation.....56, 22 m²
- Des escaliers.....15,69 m²

➤ **A chaque étage :**

- Un hall d'accueil.....22 m²
- Deux (02) bureaux (salle commune) de.....92, 16 m²
- Deux(02) bureaux de 14m² chacun soit.....57, 60 m²
- Deux (02) bureaux de 11m² chacun soit.....28 m²
- Une salle des réunions.....22 m²
- Une salle des réunions.....28, 80 m²
- Un bloc sanitaire.....12, 60 m²
- Des espaces de circulation.....65,24 m²

CHAPITRE 2 : HYPOTHESES ET PRINCIPES GENERAUX

I. Hypothèses de base

Les hypothèses formulées et les données ayant servi pour l'étude sont les suivantes :

Règlements:

- ❖ Règles BAEL 91 révisées 99 - DTU P 18-702
- ❖ Cahier des Prescriptions Techniques (CPT)
- ❖ NF P06-004 ; NF P06-001

Béton:

- ❖ La résistance du béton à la compression est de : $f_{c28} = 25$ MPa pour tous les éléments en Béton Armé
- ❖ Poids volumique du béton : 25 KN/m³
- ❖ Dosage du béton : 350 Kg/m³
- ❖ Enrobage : 3 cm en fondations ; 2,5 cm en élévation

Acier:

- ❖ $f_e = 400$ Mpa
- ❖ Fissuration très préjudiciable en infrastructure ;
- ❖ Fissuration peu préjudiciable en superstructure

Sol:

- ❖ Contrainte admissible du sol fournie par l'étude géotechnique est de **105 kPa à 2m de profondeur.**
- ❖ Tassements sont de l'ordre de 2cm

II. Principes généraux

Le principe consiste en un calcul des armatures à l'ELU et des vérifications à l'ELS pour tous les éléments porteurs ; et pour en ELS pour le cas spécifique des fondations. Le calcul à l'ELU obéit aux hypothèses suivantes :

- ❖ Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- ❖ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5 % en flexion, 2 % en compression simple.
- ❖ L'allongement relatif ε_s de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %
- ❖ Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

CHAPITRE 3 : CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

Les matériaux utilisés pour le projet auront les comportements mécaniques suivants :

I. Béton (B25)

- ❖ Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :
 - En fissuration Peu Préjudiciable (FPP) : $\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$
 - En fissuration Préjudiciable (FP) et Fissuration Très Préjudiciable (FTP) $\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte limite à la compression (Art 4 – 3 .41 BAEL91) : $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$
- ❖ Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
- ❖ Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ❖ Module de déformation instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$
- ❖ Module de déformation différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) : $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$
- ❖ Le coefficient de poisson est pris égal à :
 - $\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).
 - $\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

II. Acier (FE400)

- ❖ Résistance à la rupture $F_r = 14 \text{ MPa}$;
- ❖ Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ($\gamma_s = 1,15$)
- ❖ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS
 - En Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) : $\sigma_{st} = 267 \text{ MPa}$
 - En fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) : $\sigma_{st} = 214 \text{ MPa}$

CHAPITRE 1 : CONCEPTION DE LA STRUCTURE

I. Principe

La conception du bâtiment a été réalisée sur la base d'une esquisse manuelle proposée par le service technique des finances, avec des recommandations prenant compte des points suivants :

- Couverture sous forme de plancher en dalle pleine
- Poteaux de sections carrées
- Les espaces minimums requis pour les bureaux
- L'incorporation des toilettes internes
- Intégration des placards dans les bureaux
- Qualité des ambiances thermiques, visuelles, acoustiques.
- Performances énergétiques répondant au minimum respect de la réglementation thermique
- Facilité et souplesse de gestion et d'exploitation.
- Tout autre aspect allant dans le sens de l'amélioration du confort

Sur la base de ces recommandations, des propositions concrètes ont été faites en respectant les règles de conception en vigueur et dans une stricte considération des recommandations du maître d'ouvrage.

II. Concept Architectural

Pour la conception structurale, on a procédé aux étapes suivantes :

- Superposer les planchers de chaque niveau du bâtiment.
- Ajouter les poteaux aux interceptions de chaque mur
- Vérifier que les poteaux ajoutés ne tombent dans une pièce de façon à perturber le fonctionnement du bâtiment, en d'autres termes vérifier que les poteaux sont encastres dans les murs ;
- Transformer les murs en des poutres en les encastrant le plus possible dans les murs;
- Définir le sens de portée du plancher sur les poutres ;
- Supprimer les poutres supportant moins de charges ou presque pas de charge ;
- Faire reposer les poutres secondaires sur les poutres principales ;
- Faire descendre les poteaux jusqu'à la fondation.

Toutes ces étapes ont conduit à la réalisation des plans suivants :

- Plan de fondation

CHAPITRE 2 : PRINCIPE DE LA DESCENTE DE CHARGES

Les charges sont estimées sur chaque élément à dimensionner et sont détaillées dans le chapitre suivant afin de montrer les différentes étapes de dimensionnement des éléments en béton armé mais les charges sont généralement de deux types :

I. Les charges permanentes (G) :

Les charges permanentes à considérer définies par la norme **NF P 06-001** pour le calcul des structures en béton armé sont :

❖ Poids propres

Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de 25kN/m^3 .

- Pour les dalles : Poids volumique x épaisseur (kN/m^2)
- Pour les poutres : Poids volumique x section (kN/ml)
- Pour les poteaux : Poids volumique x section x hauteur (kN)

❖ Surcharges

Il s'agit des revêtements sur les planchers et les différents types enduits. Elles seront définies et mieux détaillées au niveau du pré dimensionnement des éléments en fonction du type et du niveau des planchers.

II. Charges d'exploitation (Q)

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux.

Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. La norme **NF P 06-001** définit les charges surfaciques à prévoir, cependant, un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs au moins égales. Ainsi donc pour notre étude les charges d'exploitation suivantes sont proposées :

- Pour tous les bureaux, salles de réunion (tous les locaux) : $2,5\text{kN/m}^2$
- Pour les balcons : $3,5\text{kN/m}^2$
- Pour les escaliers et les passerelles : $2,5\text{kN/m}^2$
- Pour le plancher non accessible : 1kN/m^2

CHAPITRE 3 : PRE DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

I. Le Plancher

La couverture du bâtiment est composée des deux types de planchers suivants :

1. Planchers en corps creux (tous les étages courants et inaccessible) :

Ces choix ont été justifiés pour des questions économiques et aussi de la bonne qualité des isolations acoustiques et thermiques.

Il est pré dimensionné de façon à minimiser la flèche durant la vie de l'ouvrage à partir de la relation: $h_t \geq L/22,5$ (la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis et h_t l'épaisseur du plancher)

$$h_t \geq (4,00)/22,5 = 0,18\text{m}$$

Choix : Nous optons pour un plancher à corps creux de 20cm (16+4)

- hauteur du corps creux est égale à 16 cm
- épaisseur de la dalle de compression égale à 4 cm

2. Plancher en dalle pleine (Couverture du RDC)

Ce choix a été motivé pour des questions sécuritaires face aux charges importantes qu'il doit supporter, et aussi pour sa bonne résistance au feu.

❖ Détermination du sens de portée de la dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,65}{7,20} = 0,65 > 0,40 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens, et donc repose sur 4 cotés.}$$

❖ Dalle continue

$$h_t \geq \frac{L_x}{40} = \frac{4,65}{40} = 12 \text{ cm}$$

❖ Résistance au feu :

L'épaisseur minimale de la dalle pleine, pour deux heures de coupe-feu doit être égale à 11cm.

❖ Isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale M de 350 kg/m² d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Choix : Nous optons pour une dalle pleine de 20cm d'épaisseur

II. Evaluation des Charges

❖ Plancher inaccessible (5ème niveau) :

- 1) Gravions de protection (5cm) : 0,85KN/m²
 - 2) Etanchéité multicouche (2cm) : 0,12 KN/m²
 - 3) Forme de pente (10cm) : 2,2 KN/m²
 - 4) Chape flottante asphalte (2.5cm) : 0,5 KN/m²
 - 5) Isolation thermique en liège (4cm) : 0,16 KN/m²
 - 6) Enduit en plâtre (2cm) : 0,2 KN/m²
- Plancher à corps creux (16+4) cm : 2,8 KN/m²
- Total charges permanentes (**G**) = **6,83 KN/m²**
- Total charges d'exploitation (**Q**) = **1KN/m²**

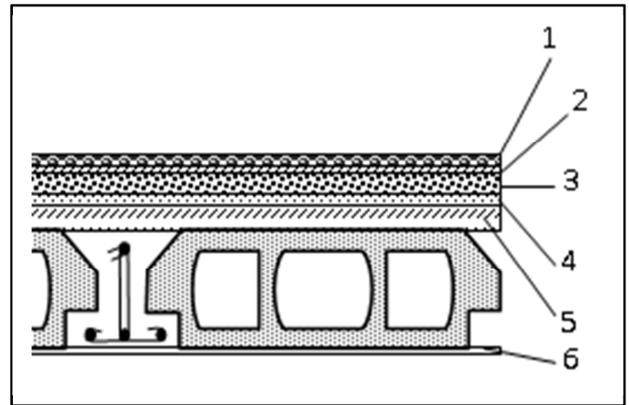


Figure 3 : Détail Plancher inaccessible

❖ Planchers étage courant

- 1) Cloison (e =10cm) : 1 KN/m²
 - 2) Carrelage+ mortier (e =2cm) : 0,9 KN/m²
 - 3) Lit de sable(e =2cm) : 0,36 KN/m²
 - 4) Plancher à corps creux (20cm) : 2,8 KN/m²
 - 5) Enduit en plâtre (e =2cm) : 0,2 KN/m²
- Total charges permanentes (**G**) = **5,26 KN/m²**
- Total charges d'exploitation (**Q**) = **2,5 KN/m²**

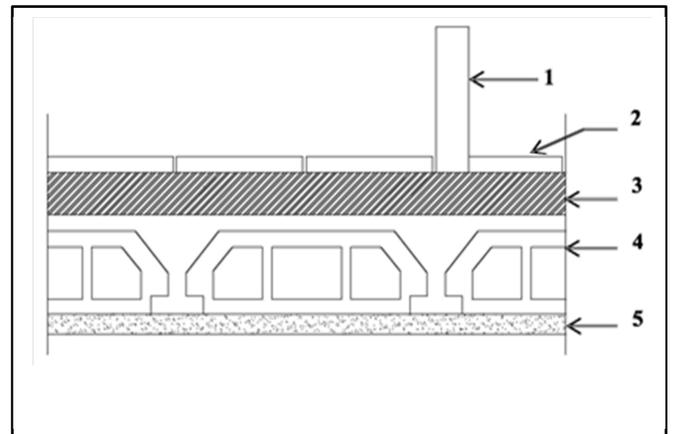


Figure 4 Détail Plancher courant

❖ Plancher RDC (Dalle pleine)

- 1) Cloison (e =10cm) : 1 KN/m²
 - 2) Carrelage+ mortier (e =2cm) : 0,9 KN/m²
 - 3) Lit de sable(e =2cm) : 0,36 KN/m²
 - 4) Plancher à dalle pleine (e=20cm) : 5 KN/m²
 - 5) Enduit en plâtre (e =2cm) : 0,2 KN/m²
- Total charges permanentes (**G**) = **7,46 KN/m²**
- Total charges d'exploitation (**Q**) = **2,5 kN/m²**

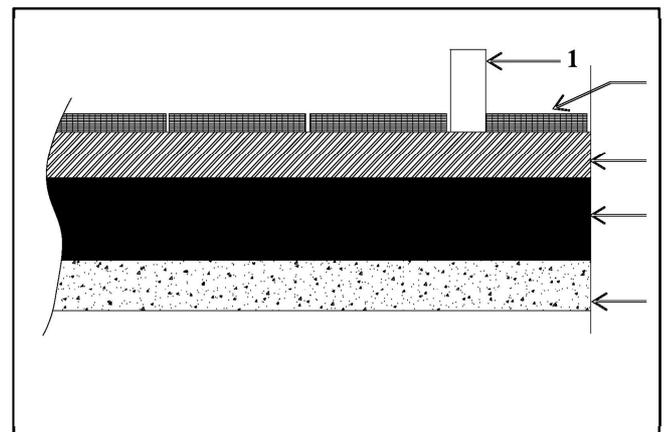


Figure 5 Détail Plancher RDC

III. Poutres

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières (rectangulaires ; carrées).

La vérification du pré dimensionnement sera faite suivant les critères de rigidité définis ci-après :

- 1) $L/15 \leq h \leq L/10$.
- 2) $0,3h \leq b \leq 0,50 h$

Avec :

- h → Hauteur de la poutre.
- b → largeur de la poutre.
- L → Portée de la poutre.

Nous présentons dans le tableau ci-dessous les résultats des dimensions des différentes poutres :

Type de poutre	Dimensions données	Dimensions vérifiées	Décision
Poutre principale	H= 50cm B = 25cm L= 7,20 m	$48 \text{ cm} \leq h \leq 72 \text{ cm}$ $17 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm}$	On conserve : H = 50 cm B = 25 cm
Poutre secondaire	H= 40cm B= 20 cm L= 4,00m	$27 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$ $12 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm}$	On conserve : H = 40 cm B = 20 cm

Tableau 1 : Pré dimensionnement des poutres

IV. Poteaux

Les charges et les surfaces d'influences étant variables en fonction du type de poteau (intermédiaires ou de rive) ; nous ferons les calculs des charges pour les deux cas et nous dimensionnons le poteau en fonction de la charge la plus élevée pour être plus en sécurité.

1. Poteau intermédiaire :

Sa surface d'influence est de 16.56m². Sa longueur est de 11,80m.

❖ Charges totales transmises au poteau

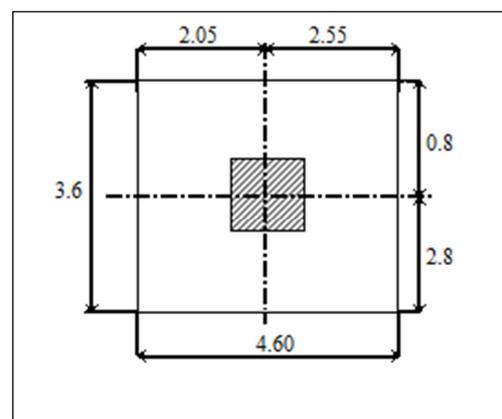
$$N_u = 1,35 G + 1.5 Q = \underline{\underline{983,25 \text{ KN}}}$$

$$N_{ser} = G + Q = \underline{\underline{708 \text{ KN}}}$$

3. Poteau de rive :

Sa surface d'influence est de 10.91m². Sa longueur est de 11,80m

❖ Charges totales transmises au poteau



$N_u = 836,22 \text{ KN}$;

$N_{ser} = 606,09 \text{ KN}$

4. Commentaire:

Le Poteau intermédiaire est donc le plus imposant malgré que les charges dues aux maçonneries ne s'appliquent qu'au poteau de rive. Pour un souci d'uniformisation, le poteau intermédiaire sera considéré comme base pour le pré dimensionnement.

5. Vérifications géométriques

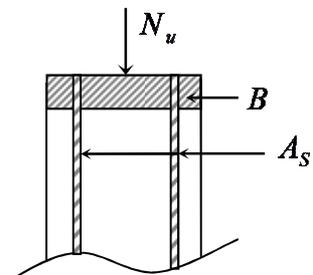
Pour tenir compte de la continuité des travées, la charge totale transmise sur le poteau est majorée de 15%, ce qui nous donne une charge ultime de calcul **$N_u = 1131 \text{ KN}$**

Les dimensions prévues par les plans architecturaux pour tous les poteaux sont de 40x40.

(Pour les détails de calcul CF : Annexe 6)

D'après le critère de résistance du BAEL 91, on a :

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\frac{\sigma_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}}$$



- ❖ La section réduite du poteau est de $B_r = 0,1444 \text{ m}^2$
- ❖ Rayon de giration i est de 11,55cm
- ❖ Longueur de flambement l_f est de 2,1m (Poteau à étages multiples encastéré)
- ❖ L'élancement λ est de 18,18 < 50 donc $\beta = 1,05$

Par suite, on a : $0,1444 \text{ m}^2 \geq \frac{1,05 \times 1131}{(15,78 + 2,958)} = 0,0857$ (relation vérifiée)

Conclusion : on retient donc les poteaux de 40x40

CHAPITRE 1 : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

I. Calcul du Plancher Creux (Etage)

Le plancher creux qui est situé au niveau de tous étages en rappel se compose d'un ensemble de hourdis, et des poutrelles de 16cm d'épaisseur rendues solidaires au moyen d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Il sera présenté ici la synthèse des calculs de ces éléments. Les notes de calcul y afférentes sont dans l'annexe 7.

1. Caractéristiques géométriques des poutrelles

b_0 est pris égal à 12cm selon BAEL pour des raisons pratiques

h_0 (épaisseur de la dalle) = 4cm

l_1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives.

($l_1=70$ cm)

l : Longueur de la plus grande travée (4,50cm)

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(70 - 12)}{2} = 29 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

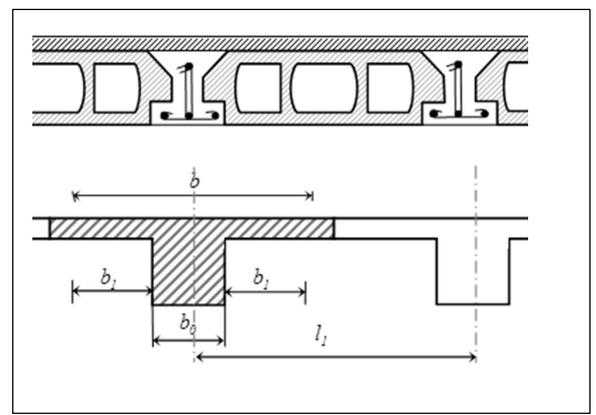


Figure 6 : Détail Poutrelles

Choix : $b_1 = 24 \text{ cm}$, pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$

6. Calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des poutres continues. Ainsi donc les méthodes de calcul y afférentes seront celles des poutres continues.

❖ **Chargements**

Largeur d'influence : 0,60m

Charge ultime : $P_u = 6,52 \text{ KN/ml}$

Charge de service : $P_{ser} = 4,66 \text{ KN/ml}$

❖ **Sollicitations**

La synthèse de calcul des sollicitations par la **méthode de Caquot** donne les résultats suivants (bien entendu, tous les détails sont en annexe 7):

Sollicitations	App1	Trav12	App2	Trav23	App3	Trav34	App4
Moments Max [KN.m]	0	12,16	-13,83	5,92	-13,83	12,16	0
Effort Tranc Max [KN]	12,57	0	-18,40	0	18,40	0	-12,57

Tableau 2: Synthèse des sollicitations sur les poutrelles

❖ Calcul des sections d'aciers longitudinaux

Les aciers seront calculés à l'ELU et vérifiés à l'ELS. Les étapes pour les calculs de ces aciers sont les suivantes :

Vérification de la position de l'axe neutre : $M_t = (bh_0 * f_{bc} * x(d - h_0 / 2)) > M_{max}$ (donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire $S = b * x = 60 * 20 \text{ cm}^2$).

Calcul du moment réduit : $\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}}$;

Calcul du coefficient de la fibre neutre: $\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}})$;

Calcul du bras de levier du couple interne : $z = d. (1 - 0,4\alpha)$;

Calcul de la section d'acier theorique : $A_{st} = [M_u / z * f_{su}]$;

Choix des sections d'acier normalisés

Suivant donc ce mode de calcul, nous présentons les résultats du calcul des sections des aciers

Aciers	Trav12	App2	Trav23	App3	Trav34
Aciers Theo (cm ²)	1,99	2,27	0,96	2,27	1,99
Choix des aciers	3HA10 (2,53)	3HA10 (2,53)	2HA8 (1,01)	3HA10 (2,53)	3HA10 (2,53)
Armatures de répartition	1HA12 (1,13cm ²)				

Tableau 3 : Synthèse de calcul des aciers

❖ Armatures transversales : [Art.A.7.2.2 / BAEL91] ;

$\Phi_t = \min (20/35, 12/10, 1) = 0,57 \text{ cm}^2 \text{ [HA6]}$

❖ Espacement des armatures : [Art. A .5 .1, 22, BAEL 91]

$St \leq \min (16,2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$ (**St = 15cm**)

❖ **Vérification de la condition de non fragilité [Art.A.U.2 du BAEL83] :**

Cette condition impose la vérification de la relation : $A_s \geq \frac{0,23b_0d.f_{t28}}{f_e}$;

- En travée : On a $0,26\text{cm}^2 < A_s = 0,96\text{cm}^2$ (Condition vérifiée)
- Sur appui : $A_s = 0,26\text{cm}^2 < 2,27\text{cm}^2$ (Condition vérifiée)

❖ **Vérification de l'effort tranchant [Art .A.5, 1.1 BAEL 91]**

L'effort tranchant est vérifié lorsque :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow 0,88\text{MPa} \leq 3,33\text{MPa} : \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Sur l'acier, l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante : $V_u < \bar{V}_u$

$$\bar{V}_u = 130\text{KN} > V_u = 19\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sur l'acier on a la relation suivante

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \text{ avec } H = \frac{M_{\text{app max}}}{0,9d} \Rightarrow A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{400} (0,019 + \frac{-13,83 \times 10^{-3}}{0,162}) = -0,0002 < 0$$

\Rightarrow les armatures calculées sont suffisantes

❖ **Ancrage des barres**

La longueur de scellement droit : $L_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s = 1 \cdot 400 / (4 \times 2,835) = 35,27\text{ cm}$

Choix $L_s = 40\text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 16\text{ cm}$ choix $L_c = 15\text{ cm}$

❖ **Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :**

$$\bar{\tau}_U = \frac{V_U (b - b_0)}{1,8 \times d \times b_0 \times h_0} = \frac{1,671 \times 10^{-2} (0,60 - 0,12)}{1,8 \times 0,18 \times 0,04} = 0,683\text{ MPa} < \tau = 3,25\text{ Mpa.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

$f = M_{\max} \cdot L^2 / 9,6 \cdot E \cdot I$; Avec : $I = (b \cdot h_0^3 / 12) + b \cdot h \cdot \delta^2$ **[Théorème de Hygens]**

Moment d'inertie $I = 1,643 \times 10^{-4}\text{ m}^4$; $E = 32164,195\text{ Mpa}$

La flèche $f = 4,4 \times 10^{-3}\text{ m}$;

La contre flèche $f' = L/500 = 4,025/500 = 8,05 \times 10^{-3}$

On a la relation $f = 4,4 \times 10^{-3} < f' = 8,05 \times 10^{-3}$ (Condition vérifiée).

❖ **Plan de ferrailage**

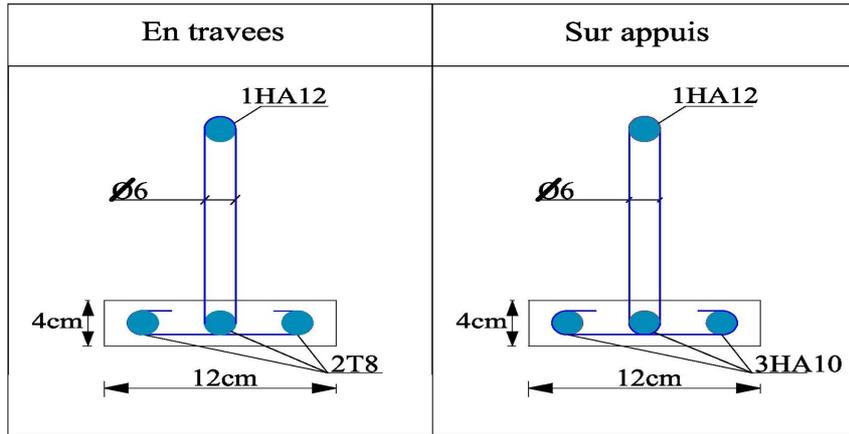


Figure 7 : Plans de ferrailage des poutrelles

7. Dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèle aux nervures.

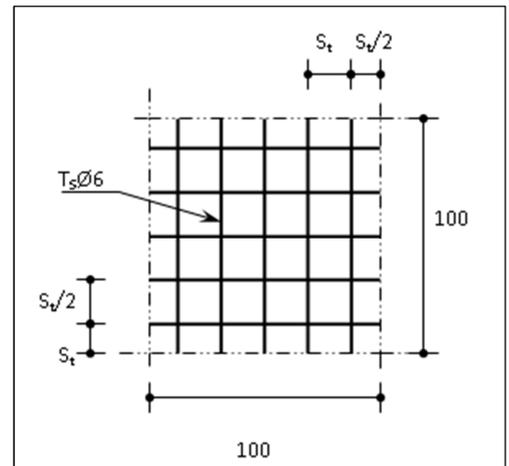
Les sections doivent être :

- Si $l \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2)$ (f_e en MPa)
- Si $50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$

l : Longueur de entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l = 60 \text{ cm}$

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$



Le diamètre des barres doit être $\Phi \leq h_0/10 = 0,4\text{cm}$ on prend un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$ pour les deux sens. $A_{s1} = 0.85 \text{ cm}^2$ (soit : 3 $\phi 6$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm} \leq 20$ vérifiée

$$A_{s1} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s1} = 5 \phi 6 / \text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent avoir une section de :

$$A_{s2} \geq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \text{ (soit : 3 } \phi 6 \text{) avec un espacement } S_t = 33 \text{ cm}$$

Donc on adopte un treillis soudé d'un quadrillage à maille rectangulaire $T_s \left(\frac{6}{6}, \frac{200}{300} \right)$

II. Calcul du Plancher dalle pleine (RDC)

Il s'agit du calcul du plancher à dalle pleine de 20cm. Il se calcule suivant les mêmes principes de calcul des dalles. Tous les détails de calcul de cette partie sont consignés en annexe 8

❖ Chargement

$$P_u = 13,82 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = 9,96 \text{ KN/ml}$$

La dalle porte sur dans les deux sens ($\alpha = 0,78$)

❖ Sollicitations

L'état récapitulatif des moments calculés est le suivant :

	Appui de rive	Appui intermédiaire	Travée de rive	Travée intermédiaire
Moments [KN.m]	1,46	3,87	8,95	7,74

Tableau 4 : Synthèse des sollicitations

❖ Calcul des sections d'acier :

Les résultats des calculs des sections d'acier à l'ELU sont les suivants :

Type	Appui de rive	Appui interm.	Travée de rive	Travée interm.
Moments (KN.m)	$M_x = 1,46$	$M_x = 3,87$	$M_x = 8,95$	$M_x = 7,74$
	$M_y = 0,87$	$M_y = 2,32$	$M_y = 6,37$	$M_y = 4,63$
Sections d'acier (cm ² /ml)	$A_x = 0,23$	$A_x = 0,62$	$A_x = 1,44$	$A_x = 1,25$
	$A_y = 0,14$	$A_y = 0,37$	$A_y = 1,02$	$A_y = 0,74$
Sections minimales (cm ² /ml)	$A_x = 1,77$	$A_x = 1,77$	$A_x = 1,77$	$A_x = 1,77$
	$A_y = 1,60$	$A_y = 1,60$	$A_y = 1,60$	$A_y = 1,60$
Sections retenues (cm ² /ml)	$A_x: \mathbf{4HA8} (2,01)$	$A_x: \mathbf{4HA8} (2,01)$	$A_x: \mathbf{4HA8} (2,01)$	$A_x: \mathbf{4HA8} (2,01)$
	$A_y: \mathbf{4HA8} (2,01)$	$A_y: \mathbf{4HA8} (2,01)$	$A_y: \mathbf{4HA8} (2,01)$	$A_y: \mathbf{4HA8} (2,01)$
Espacements (cm)	$St_x = 25$	$St_x = 25$	$St_x = 25$	$St_x = 25$
	$St_y = 25$	$St_y = 25$	$St_y = 25$	$St_y = 25$
Diamètre maxi (mm)	$\varphi 8$	$\varphi 8$	$\varphi 8$	$\varphi 8$
Diamètre adm. (mm)	$\varphi 20$	$\varphi 20$	$\varphi 20$	$\varphi 20$
Contrainte eng. (MPa)	$\tau_u = 0,097$	$\tau_u = 0,097$	$\tau_u = 0,097$	$\tau_u = 0,097$
Contrainte adm. (MPa)	$\bar{\tau}_u = 1,17$	$\bar{\tau}_u = 1,17$	$\bar{\tau}_u = 1,17$	$\bar{\tau}_u = 1,17$

Tableau 5 : Synthèse du calcul des aciers

❖ Condition de non-fragilité [Art : B.7.4 / BAEL 91]

- $A_x = 0,23 \text{ cm}^2 < A_{min}$; on retient donc $A_x = A_{min} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit **4HA8** (2,01cm²/ml)
- $A_y = 0,14 \text{ cm}^2 < A_{min}$ (1,60cm²/ml) On retient soit **4HA8** (2,01cm²/ml)

❖ **Diamètre minimal des barres : [Art A-7.21 BAEL91]**

On doit vérifier que :

$$\varphi_{\max} \leq h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm} ; \varphi_{\max} = 8 \text{ mm} < \varphi_{\max} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$V_{u\max} = \frac{P_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = \frac{13,82 * 3,5 * 4,5}{2 * 4,5 + 3,5} = 17,41 \text{ KN}$$

Contrainte tangentielle de travail est de :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} = \frac{0,01741}{0,18} = 0,097 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangentielle de travail admissible } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Plan de ferrailage**

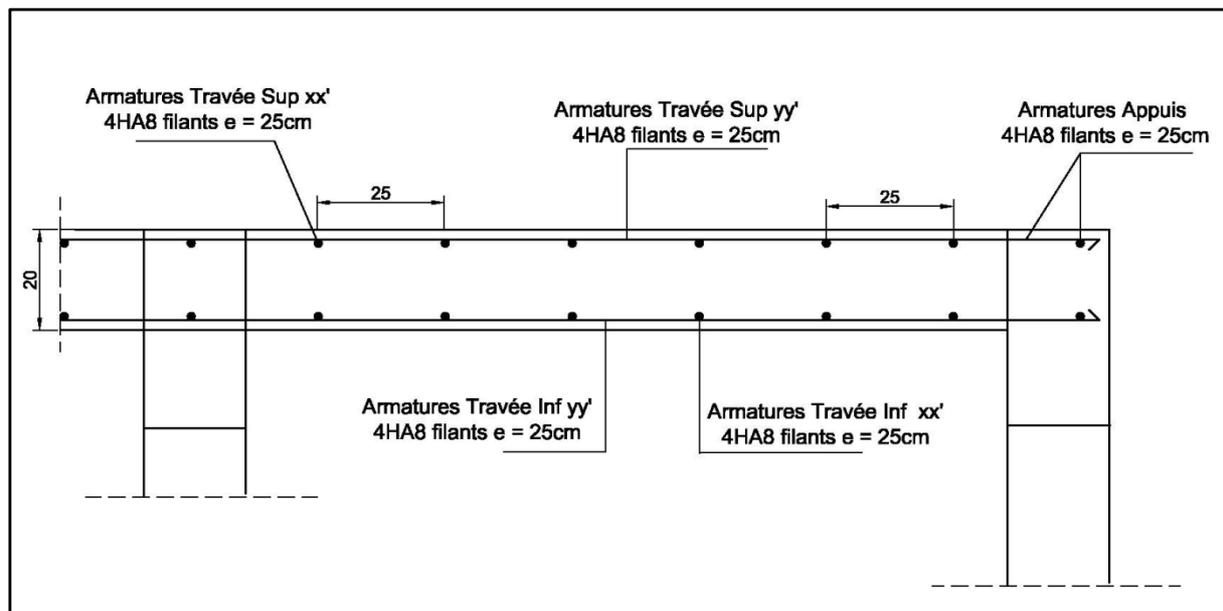


Figure 8 : Plan de ferrailage de la dalle pleine

III. Calcul des poutres

1. Poutres principales (25x50)

❖ **Données**

- Portée L_0 : 11,05 m ; Largeur d'influence : 2,95 m ; $d=45\text{cm}$
- Charges permanentes : $G = 25,14 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation : $2,50 \text{ KN/m}^2$
- Charge ultime : $P_u = 37,69 \text{ KN/ml}$

- Charge de service : $P_{ser} = 27,64 \text{ KN/ml}$
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$
- Fissuration Peu Préjudiciable => Calcul se fera à l'ELU
- Poutre continue à trois travées : 3,50-3,50-3,65

❖ Sollicitations

Les calculs des sollicitations faits ici selon la méthode forfaitaire (les trois conditions étant remplies !) donnent les résultats suivants (Pour tous les détails de calcul, se conférer à l'annexe 9) :

Sollicitations	App1	Trav12	App2	Trav23	App3	Trav34	App4
Moments Max [KN.m]	11,54	35,20	28,86	29,43	31,39	38,30	12,55
Effort Tranc Max [KN]	65,96	/	72,55	/	75,66	/	68,66

Tableau 6 : Synthèse sollicitations sur les poutres principales

❖ Calcul des aciers longitudinaux (ELU)

Les sections d'acier calculées suivant la méthodologie ELU sont les suivantes :

Actions	Appui1	Appui2	Appui3	Appui4	Travée12	Travée23	Travée34
Moments (KN.m)	11,54	28,86	31,39	12,55	35,20	29,43	38,30
Efforts tranch.(KN.)	65,96	72,55	75,66	68,66	0,00	0,00	0,00
Aciers long theo (cm ²)	0,74	1,88	2,05	0,81	2,31	1,92	2,52
Section norm. (cm ²)	3HA6	3HA10	3HA10	3HA6	3HA12	3HA10	3HA12
Aciers transversaux	3HA6	3HA6	3HA6	3HA6	3HA6	3HA6	3HA6
Espacement (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 7 : Synthèse de calcul des aciers pour les poutres principales

❖ Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bxd} = \frac{0,07566}{0,25 \times 0,45} = 0,67 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, donc $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

On a donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Longueur du scellement droit : $L_s = (\Phi \times f_e) / (4t_s) = 35,27\Phi$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$\overline{V_u} = \frac{0,4x f_{c28} x 0,9bd}{\gamma_s} = \frac{0,4x 25 x 0,9 x 0,25 x 0,45}{1,5} = 675 \text{ KN} > V_u$$

❖ **Vérification à l'ELS [$M_{ser} = 25,82 \text{ KN.m}$]**

La position de l'axe neutre **$x = 11,65 \text{ cm}$**

Moment d'inertie : $I = 59850,61 \text{ cm}^4$

La contrainte dans le béton : $\sigma = M_{ser} \times x / I = 5,03 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée)

La contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} = 215,8 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée)

Conclusion : Conditions ELS vérifiées.

8. Poutres secondaires (20x40)

❖ **Données**

- Portée L_0 : 10,90 m
- Largeur d'influence : 3,58 m ; $d = 36 \text{ cm}$
- Charge ultime : $P_u = 49,48 \text{ KN/ml}$
- Charge de service : $P_{ser} = 35,66 \text{ KN/ml}$

❖ **Sollicitations et résultats calcul des aciers**

Nous récapitulons suivant le même mode de calcul des poutres principales, les résultats des calculs des aciers pour les poutres secondaires

Actions	Appui1	Appui2	Appui3	Appui4	Travée12	Travée23	Travée34
Moments (KN.m)	19,10	95,85	95,85	19,10	82,07	99,14	82,07
Efforts tranch.(KN.)	111,33	122,46	122,46	111,33	0,00	0,00	0,00
Aciers long theo (cm ²)	3,10	9,05	9,05	3,11	7,51	9,43	7,51
Section norm. (cm ²)	4HA12	6HA14	6HA14	4HA12	6HA14	3HA20	6HA14
Aciers transversaux	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6
Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25
Vérif. V_{max}	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV
Vérif. ELS	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau 8 : Synthèse calcul des aciers pour les poutres secondaires

9. Plans de ferrailage

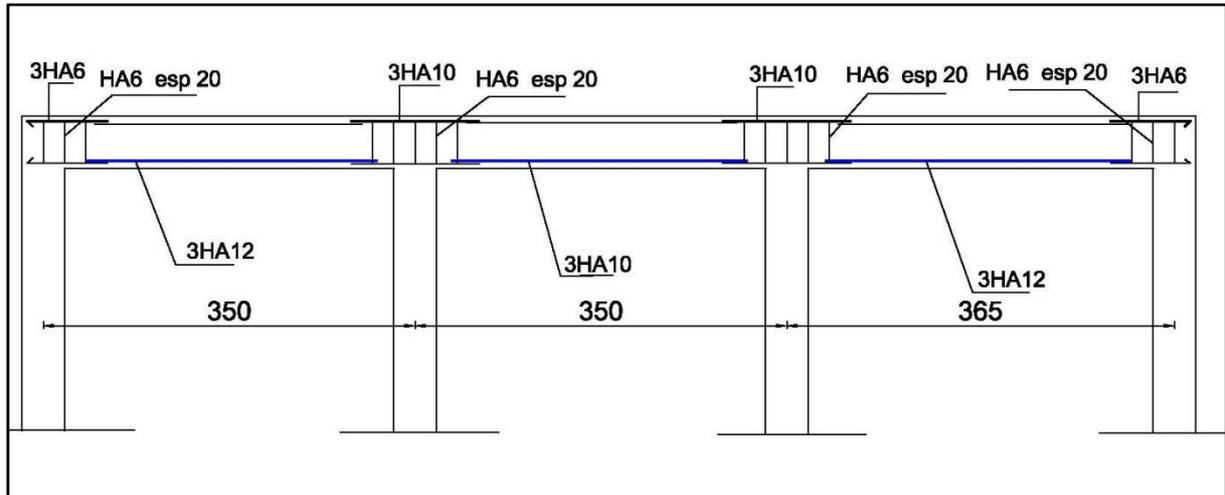


Figure 9 : Plan de ferrailage de la poutre principale

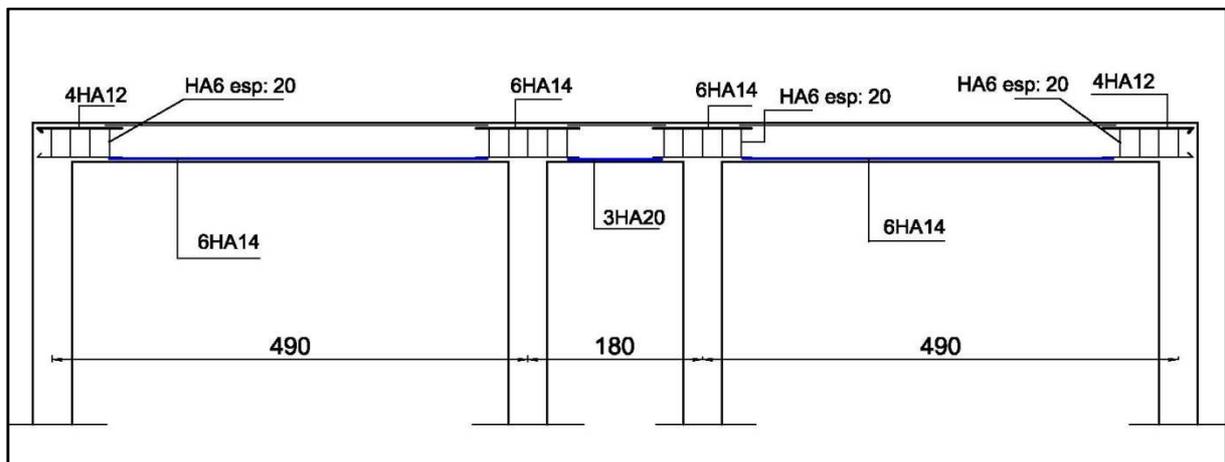


Figure 10 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire

IV. Calcul du poteau

❖ Données :

Poteau de 40x40

Surface d'influence : $S_i = 16,56\text{m}^2$

Longueur totale : $L = 11,80\text{m}$

Charge ultime (y compris le poids du poteau): $N_u = 1200\text{KN}$

❖ Calcul des aciers

■ Armatures longitudinales

Ces aciers sont calculés selon la relation suivante : $A_{sc} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$\text{Avec } \alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2x\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \right] = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{18,18}{35}\right)^2} = 0,81 \quad A_{sc} \geq \left[\frac{1,20}{0,81} - \frac{0,1444x25}{0,9x1,5} \right] \frac{1,15}{400} = 3,43\text{cm}^2$$

- **Armatures minimales longitudinales**

Pour tout périmètre du poteau U, et B sa section, on a :

$$A_{\min} = \text{Max} \left[4U; \frac{0,2B}{100} \right] = \text{Max} \left[4x4x0,4; \frac{0,2x0,4^2}{100} \right] = \text{Max}(6,4; 3,2) = 6,4\text{cm}^2$$

- **Armatures maximales longitudinales**

$$A_{\max} = \frac{5B}{100} = \frac{5x0,4^2}{100} = 80\text{cm}^2$$

- **Espacement entre les aciers longitudinaux**

$L_{\max} \leq \min(40; a+10) = 40\text{cm}$;

Choix final : 4HA12 + 4HA8 (6,53cm²)

- **Armatures transversales : $\Phi_t \geq \Phi_l/3 = 12/3 = 4\text{mm}$; Choix : 6mm [HA6]**

- **Longueur de recouvrement Lr**

Dans notre cas, on aura donc $L_r = 40\Phi = 0,6x40x12 = 28,8\text{cm}$ (**Choix 30cm**)

- **Espacement minimum entre deux cadres**

$e_{\min} = \text{Min}\{40\text{cm}; a+10\text{cm}; 15.\Phi_{l_{\min}}\} = \text{Min}\{40\text{cm}; 50\text{cm}; 12\text{cm}\} = 12\text{cm}$

- **Espacement maximum entre deux cadres :**

$e_{\max} = \{ a+10\text{cm} \} = 50\text{cm}$

Choix final : Espacement entre cadres de 20cm

- ❖ **Plan de ferrailage**

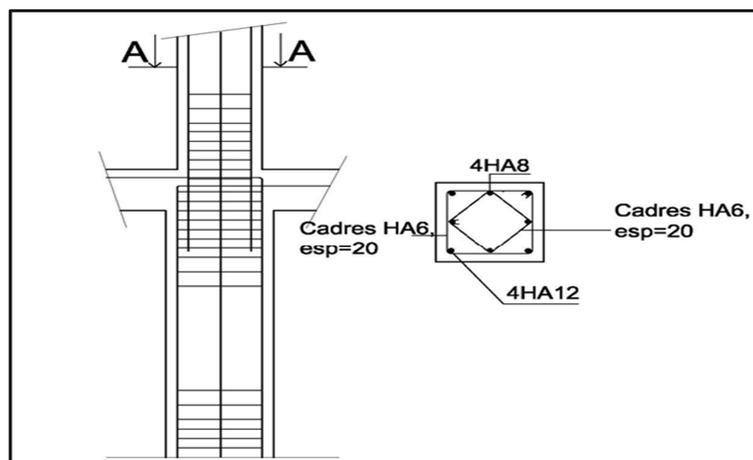


Figure 11 : Plan de ferrailage du poteau

CHAPITRE 2 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

I. Calcul de l'escalier

Les deux escaliers présents sur le bâtiment permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Le calcul donc de ces escaliers à deux volets tiendra compte de tous ces paramètres.

Les détails de tous les calculs sont en annexe 10

1. Caractéristiques géométriques :

La hauteur d'étage est $H_T = 3.06 \text{ m}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66 \text{ et } 2h + g = 0.64 \rightarrow (1)$$

Les résultats des caractéristiques géométriques calculées sont :

Hauteur de contre marche : $h = 17\text{cm}$

La largeur de la marche : $g = 30\text{cm}$

Nombre de contre marches : $n = 9$

Nombre de marches : $(n-1) = 8$

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{0.17}{0.3} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

L'épaisseur de la palliase et de palier :

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On a $1/30 < e < 1/20$, on considère **e = 20cm**

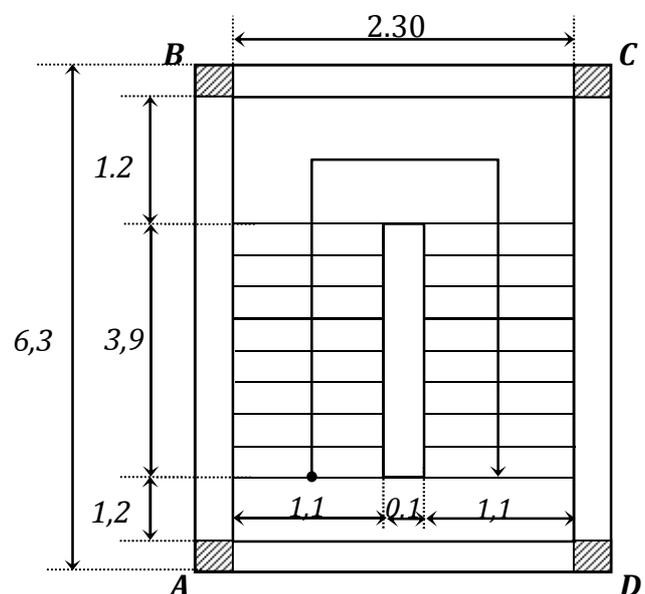
10. Calcul des aciers (palier + paillasse)

$RA = 36,16 \text{ KN}$; $RB = 50,63 \text{ KN}$

M_{max} en travée : $51,65 \text{ KN.m}$

M_{max} sur appui : $24,30 \text{ KN.m}$

En travée: $A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 8,77 \text{ cm}^2$;



Choix : Lit 1 : 4HA14 (Ast1 =6,15cm²) ; Lit 2 : 4HA12 (Ast2 = 4,52 cm²)

Sur appuis: $A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 3,99 \text{ cm}^2$

Choix : Un seul lit : 4HA12 (A_{st1} =4,52cm²)

❖ **Vérification à l'état limite de service :**

Vérification des contraintes (palier + paillasse) :

$$M_{ser} = 72,24 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : $y = 9.227 \text{ cm}$

Moment d'inertie : $I = 56228.477 \text{ cm}^4$

Coefficient $K = M_{ser} / I = 128,47 \text{ MN/m}^3$

Contrainte dans le béton $\sigma_b = K.y = 11,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, Condition vérifiée

Contrainte dans l'acier $\sigma_s = 15K(d - y) = 169,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$, Condition vérifiée

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

Données :

Hauteur totale de la poutre : $h = 20 \text{ cm}$

Hauteur utile de la poutre : $d = 18 \text{ cm}$

Largeur de l'âme : $b_0 = 1 \text{ m}$

Section d'acier tendu : $10,67 \text{ cm}^2$

Effort tranchant : $T = 50,63 \text{ KN}$

Vérification de la contrainte de cisaillement:

Contrainte tangentielle : $\tau_u = T/b.d = 0,281 \text{ MPa}$

Contrainte tangentielle limite : $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(2.5, 4) = 2,5 \text{ MPa}$

=> (Pas de risque de cisaillement)

❖ **Armatures de répartition**

Section des armatures de répartition = $A_L/4 = 2,67 \text{ cm}^2$; **Choix :4HA10 (3,14 cm²) ;**

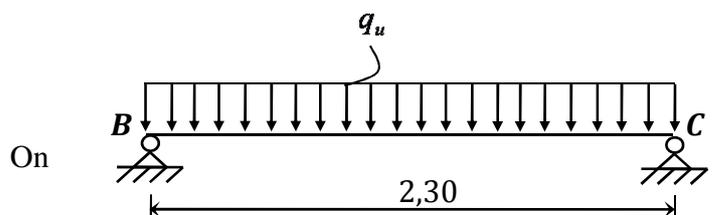
11. La poutre palière :

Pré dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \leq h \leq 0.23 \\ 0.05 \leq b \leq 0.10 \end{array} \right.$$

prend : $\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} \\ b = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$

Sollicitations



$$M_{\max} = Pl^2/8 = 8,86 \text{ KN.m}$$

$$V = 15,41 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = 0,30 M_{\max} = 2,66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 7,53 \text{ KN.m}$$

Calcul des aciers à l'ELU

En travée:

$$A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 1,35 \text{ cm}^2 ; A_{\min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_c = 0,22\text{cm}^2 \text{ [Choix : 2HA10 (1,57cm}^2\text{)]}$$

En appui

$$A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 0,45 \text{ cm}^2 ; A_{\min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_c = 0,22\text{cm}^2 \text{ [Choix: 2HA6 (0,57cm}^2\text{)]}$$

Vérification à l'ELS

$$M_s = 6,31 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre : $y = 2,33 \text{ cm}$

Contrainte dans le béton $\sigma_b = K.y = 2,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$, Condition vérifiée

Contrainte dans l'acier $\sigma_s = 15K(d - y) = 156,04\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa}$, Condition vérifié

Plan de ferrailage

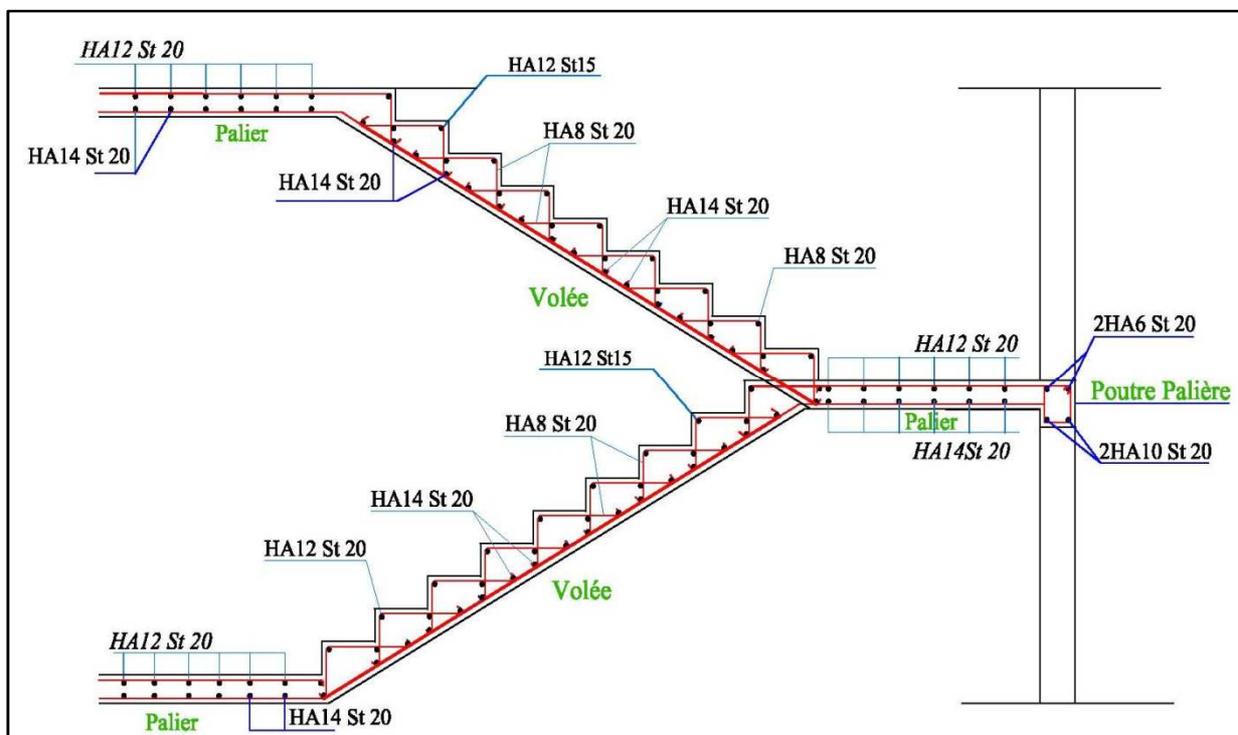


Figure 12 : Plan de ferrailage de l'escalier

II. Ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

- D'après les normes françaises NF P82-208 pour une surface de $1,045 \text{ m}^2$ on a une charge nominale égale à 400 kg.
- La dalle en béton armé d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur $v = 0,63 \text{ m/s}$.
- Notre bâtiment comporte un ascenseur dont les dimensions des cabines sont : $L=2,74 \text{ m}$ et $l=1,60 \text{ m}$. Adoptons comme hauteur $H=2,20 \text{ m}$.

1. Dimensionnement de la dalle de l'ascenseur

a. Chargement :

Le total des charges permanentes vaut $G = 19 \text{ KN/m}^2$

Les charges d'exploitation sont $Q = 400 \text{ Kg}/1,045 = 3,83 \text{ KN/m}^2$

Charge ultime (ELU) : $q_u = 31,40 \text{ KN/m}^2$

Charge de service (ELS) $q_{ser} = 22,83 \text{ KN/m}^2$

b. Sollicitations

Le calcul des sollicitations nous donne les moments pour les bandes de largeur d'unité suivants (**Pour les détails cf annexe 11**) :

$$M_{ox} = \mu_x Q_u l_x^2 = 4,18 \text{ kN.m} ; M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 3,34 \text{ kN.m}$$

Moments	En travée	En appui
Bande de largeur 1m parallèle à l_x	2,87kN.m	2,09N.m
Bande de largeur 1m parallèle à l_y	2,29kN.m	1,67kN.m

NB : Les valeurs minimales à respecter suivant l_y sont respectivement de 0,72kN.m en travée et 2,09kN.m en appui.

c. Calcul des sections d'acier

Nous présentons le résumé des calculs des aciers. Tous les détails des calculs sont en annexes.

Sections d'acier	Lx		Ly	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Section théorique	0,46cm ² /ml	0,46cm ² /ml	0,37cm ² /ml	0,33cm ² /ml
Section Minimale	1,94cm ² /ml	1,94cm ² /ml	1,60cm ² /ml	1,60cm ² /ml
Choix Section	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement	30cm	30cm	30cm	30cm

Tableau 9 : Synthèse de calcul des aciers pour l'ascenseur

12. Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appui prend un quart (1/4) de la charge totale. **Donc** $Q_{U_{appuis}} = Q_U / 4 = 31,40/4 = 7,85 \text{ KN}$.

$q_{U_{appuis}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on doit vérifier : $\tau_u = V_u / S < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma}$

Le résultat des calculs nous donne la situation suivante :

Sens	V_u	τ_u	$0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma}$	Conclusion
x	4,78KN	0,027	1,17	Condition Vérifiée
y	6,28KN	0,035	1,17	Condition Vérifiée

Tableau 10 : Vérification Poinçonnement Ascenseur

Conclusion : Il n'existe aucun risque de poinçonnement de la dalle d'ascenseur

III. Acrotère

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravie de la poussée du vent d'où il forme un écran.

1. Géométrie

La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2 \text{ cm}$

La surface :

$$S = \left[\frac{0.1(0.08 + 0.1)}{2} + 0.1 \times 0.6 \right] = 0.069 \text{ cm}^2$$

13. Chargement :

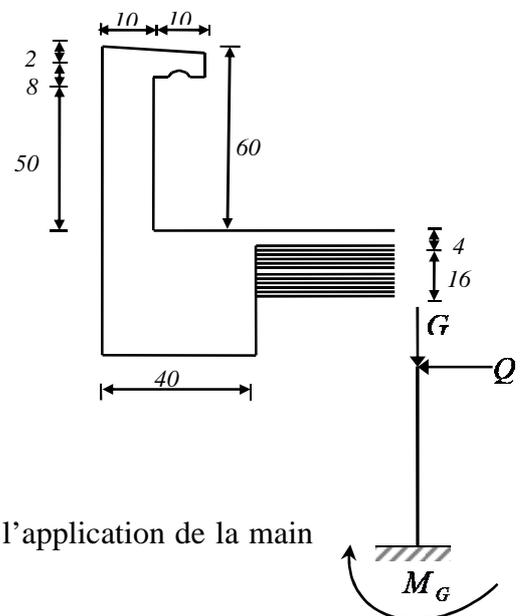
Poids propre : $G = \gamma_b \cdot S = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/m}$

Surcharge d'exploitation est une force horizontale due à l'application de la main courante : $Q = 1 \text{ KN/m}$

14. Sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation, le calcul se fait par une bande de 1 m.

Charge permanente ultime : $N_u = 1,35G = 2,329 \text{ KN}$



Surcharge d'exploitation ultime : $Q_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = Q_u h = 0,9 \text{ KN.m}$

L'excentricité : $e = M_u / N_u = 0,386 \text{ m}$

15. Vérification de la section :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h_0}{2} - c \right) = 0,969 \text{ KN.m}$$

$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c') \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \Rightarrow -0,829 \text{ KN.m} \leq 24,85 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

16. Calcul de ferrailage (ELU)

Section théorique d'acier en flexion simple : $A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 0,35 \text{ cm}^2$

Section théorique d'acier en flexion composée : $A_{s1} = A_{st} - N_u / f_{su} = 0,283 \text{ cm}^2$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_s \geq \left[\frac{0,23 f_{t28} b \cdot d}{f_e} \right] \left[\frac{e - 0,45d}{e - 0,85d} \right] = 1,007 \text{ cm}^2 ;$$

Choix des aciers : 4HA8 (2,01 cm²)

Aciers de répartition: 4HA8 (2,01 cm²)

17. Plan de ferrailage

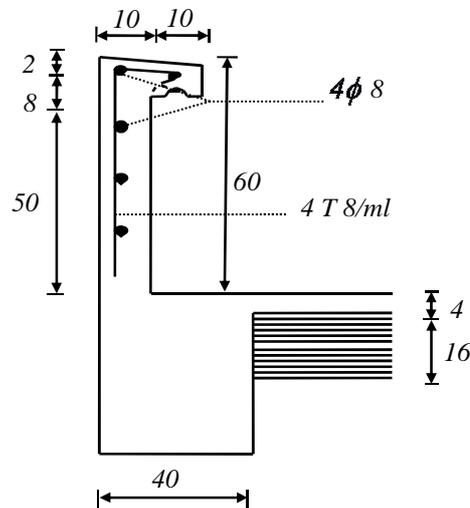


Figure 13 : Plan de ferrailage de l'acrotère

IV. Balcons

Les balcons sont présents à chaque niveau du bâtiment. Etant identiques, ces ouvrages seront calculés de la même façon. Les résultats de tous les calculs sont les suivants : (Les détails sont en annexe 12)

❖ Chargements et sollicitations

La charge permanente totale (charge répartie) $G = 16.854 \text{ KN/m}$

La charge du mur (force concentrée) $F = 11.927 \text{ KN}$

La charge d'exploitation (charge répartie) $Q = 3.5 \text{ KN/m}$

L'effort tranchant Max $V = 44,108 \text{ KN}$

Le moment Max = $30,104 \text{ KN.m}$

❖ Ferrailage:

Largeur de la poutre: $b = 1 \text{ m}$

Hauteur de la section: $h = 0,20 \text{ m}$

La hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$

Moment $M = 30,104 \text{ KN.m}$

Section d'acier théorique : $A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 6,831 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : $A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$; **Choix : 7HA12 [7,92 cm²]**

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente = $0,327 \text{ MPa}$

Contrainte tangente limite = $\min(2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$

Conclusion : Pas de risque de cisaillement

❖ Armatures de répartition :

Section d'armatures de répartition : $A_r = A_l / 4 = 2,545 \text{ cm}^2$ [5HA10 (3,93cm²)]

❖ Plan de ferrailage :

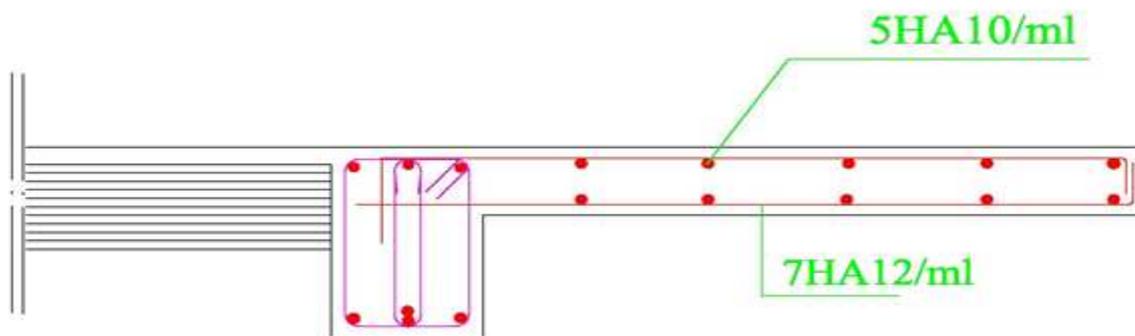


Figure 14 : Plan de ferrailage du balcon

CHAPITRE 3 : ETUDE DE LA FONDATION

I. Généralités

La présente étude constitue au choix et au dimensionnement du type de fondation nécessaire pour le bâtiment. L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplir les triples fonctions suivantes :

- ❖ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ❖ Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- ❖ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Cependant, dans la recherche de toutes les caractéristiques ci-hautées, nous associons au choix de notre fondation les critères suivants :

- ❖ Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- ❖ Facilité d'exécution (coffrage) : tenir compte de la disponibilité humaine et matérielle.
- ❖ Economie : chercher le meilleur coupe sécurité / coût

II. Méthodologie

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ❖ Semelles (isolées et filantes)
- ❖ Radier général
- ❖ Fondation profonde (Pieux)

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront exclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant.

III. Données de l'étude

La contrainte admissible du sol fournie par les études géotechniques est de : $\bar{\sigma}_{sol} = 105 \text{ KPa}$ à 2m de profondeur. (Sol argileux)

La charge permanente totale transmise au pied des poteaux est de : $G_T = \sum_{i=1}^5 G_i = 18,570 \text{ MN}$

La charge d'exploitation totale transmise à la fondation est de : $Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i = 4,760 \text{ MN}$:

La charge ultime est de $N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 32,209 \text{ MN}$

La charge de service est de $N_{ser} = 23,330 \text{ MN}$

La surface totale au sol du bâtiment est de $S_{bat} = 426,37 \text{ m}^2$

IV. Choix du type de la fondation

1. Semelles isolées

❖ Calcul des dimensions des semelles isolées

La charge ultime au pied de la semelle (y compris le poids du poteau est de : $N_u = 1200 \text{ KN}$.

En considérant les semelles homothétiques autour des poteaux, la surface d'une semelle carrée est donnée par la relation : $S_{\text{semelle}} = [N_u / \bar{\sigma}_{\text{sol}}] = (1200/105) = 11,5 \text{ m}^2$ soit des semelles de $3,40 \times 3,40$ (surface réelle : $11,56 \text{ m}^2$)

❖ Surface totale occupée par les semelles

Les semelles isolées étant présentes sous chacun des 46 poteaux, la surface totale donc occupée par les semelles est de $46 \times 11,56 = 531,76 \text{ m}^2 > 50\%$ de la surface du bâtiment ($213,5 \text{ m}^2$)

❖ Conclusion

Au vu de ces résultats ci-haut, il y'a impossibilité de réaliser des semelles pour le bâtiment. Cela est dû à la faible portance du sol. (Argile plastique)

18. Semelles filantes

Les longueurs des semelles filantes sont toutes connues. Il s'agit par la suite de considérer la résultante des efforts normaux sur chaque semelle par la relation $N_t = \sum N_i$

La largeur de chaque semelle est tirée de la relation : $\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

Nous récapitulons dans le tableau ci-dessous l'ensemble des dimensions des semelles filantes

N	Longueur (m)	Ni (MN)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (MPa)	Largeur (m)	Surface (m ²)
1	29,85	5,472	0,105	1,75	52,2375
2	29,85	5,472	0,105	1,75	52,2375
3	29,85	5,472	0,105	1,75	52,2375
4	29,85	5,472	0,105	1,75	52,2375
6	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
7	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
8	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
9	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
10	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
11	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
12	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
13	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
14	10,90	1,713	0,105	1,50	16,3500
15	10,40	1,115	0,105	1,02	10,6080
17	10,40	1,115	0,105	1,02	10,6080
TOTAL (Surface occupée par les semelles filantes)					377,319

Tableau 11 : Surface occupée par les semelles filantes

Le rapport surface semelles filantes / surface totale bâtiment est de **89%** ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles. Conclusion, les semelles filantes ne sont pas adaptées. D'où la nécessité de penser à un radier général.

V. Pré dimensionnement du radier général

1. Epaisseur du radier (Nervure):

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5}{10} = 50\text{cm}$:

Avec L_{\max} = entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

❖ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

❖ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 5,00\text{m} \Rightarrow 62,5\text{cm} \leq h_r \leq 100\text{cm}$$

❖ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} \geq 2 L_{\max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{\max} : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (E_{vj} 10819MPa)

b : Largeur de la nervure du radier (largeur du poteau : 40cm)

I : Inertie de la section du radier. ($I = bhr^3/12$)

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$) .

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} L_{\max}\right]^4 \times \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 5,00\right]^4 \times \frac{40}{10819}} = 72,40\text{cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est **hr= 75cm**; la largeur est celle du plus gros poteau : **b=40cm**

19. Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{675}{20} = 33,75\text{cm}$

Avec L_{\max} = entre axes maximal des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Choix : On retient une épaisseur de **hd = 50cm** pour la dalle du radier

20. Surface du radier :

$$\text{❖ A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{23,330}{0,105} = 222,2\text{m}^2$$

On a surface du radier $S_{\text{radier}} < \text{Surface du bâtiment (426,37m}^2\text{)}$, on prévoit un débord bâtiment

❖ Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 80\text{ cm} ; \Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 426,37 + 93,6 = \mathbf{520\text{m}^2}$

21. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = V_u / b.d \leq 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$V_u : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = quL_{\max} / 2 = \frac{N_u x b}{S_{\text{rad}}} x \frac{L_{\max}}{2}$$

Avec $N_u = N_{u1} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 32,209\text{ MN} + 1,35 \times 6,5\text{MN} = 40,984\text{ MN}$

L : la longueur maximal d'une bande de 1m, $L=6,75\text{m}$

$$V_u = \frac{40,984 \times 1 \times 6,75}{520 \times 2} = 0,27\text{MPa} < 1,25\text{MPa} ; \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

22. Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier = $G_T + G_{\text{rad}} = 18,570 + 6,5 = 25,07\text{ MN}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,50\text{m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 520\text{m}^2$)

$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 10 \times 1.50 \times 520 = 11,7 \text{ MN} < W = 25,07 \text{ MN} \Rightarrow$ Aucun de risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

23. Vérification au non poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL 91)

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h_c f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier [$\mu_c = (2a + 2h) \cdot 2 = 4,6\text{m}$]

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous les poteaux ($N_u = 1200 \text{ KN}$)

h : Epaisseur totale du radier (75cm)

Donc $\frac{0,07 \times 4,6 \times 0,75 \times 25}{1,5} = 4025 \text{ KN} > N_u = 1200 \text{ KN}$ donc pas de risque de poinçonnement

VI. Calcul des ferrillages du radier

1. Ferrillage de la dalle

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Ces panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91. Les sollicitations de calcul sont donc les suivantes

$$\text{ELU : } q_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{32209}{520} = 61,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = \frac{G + Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{23330}{520} = 44,87 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations:

Le dimensionnement de la dalle va se faire à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé (4,75x6,75) et ensuite généraliser les résultats sur l'ensemble du radier.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{6,75} = 0,70 > 0,4 \text{ donc le panneau porte suivant les deux sens}$$

➤ Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\alpha = 0,80 \Rightarrow \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4(0,7)^3)} = 0,069 ; \mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95(1 - \alpha)^2] = 0,436$$

➤ Détermination des moments isostatiques

$$\text{Sens } l_x : M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,069 \times 61,94 \times 4,75^2 = 96,43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } l_y : M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,436 \times 96,43 = 42,04 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastres sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

Ma = 0,50Mo ; Mt = 0,75 Mo

❖ Sections d'acier

En rappel, la dalle a les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur (hauteur) : 50cm ; soit donc $d=9h =45\text{cm}$;
- Largeur $b_o=1\text{m}$ (le calcul se fait sur 1m)

Sens xx' :

En appui (M =48,22KN.m) ; A =3,15cm²/ml ; A_{min} =4,60 cm²/ml ; **Soit 5HA12 (5,65cm²/ml)**

En travée (M=72,32KN.m) ; A = 4,72cm²/ml [**Choix : 5HA12 (5,65cm²/ml)**]

Sens yy' :

En appui (M =21,02KN.m) ; A = 1,34 cm²/ml ; A_{min} = 4cm²/ml **Soit 4HA12 (4,52cm²/ml)**

En travée (M=31,53KN.m) ; A = 2,01 cm²/ml ; A_{min}= 4cm²/ml, **Soit 4HA12 (4,52cm²/ml)**

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (Mser = 69,85 KN.m)**

On vérifie à l'ELS les conditions suivantes :

$$\text{Acier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201,63 \text{MPa} ;$$

$$\text{Béton : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Mser = 69,85 KN.m

Position de l'axe neutre: $50x^2 + 84,75x - 3814 = 0$; de solution **x = 7,93cm**

Le moment d'inertie : I = 133084,75 cm⁴

Les contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{0,06985 \times 0,0793}{0,0013308475} = 4,16 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} : \text{Contrainte béton vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ser} (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,06985 (0,45 - 0,0793)}{0,0013308475} = 0,39 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 : \text{Vérifiée.}$$

Conclusion : l'ELS est vérifié

2. Etude des nervures

Elles se présentent comme des poutres doublement encastées.

❖ **Données de l'étude :**

La hauteur des nervures: h= 75cm

La largeur des nervures: b = 40 cm

La hauteur utile : d= 70cm

Enrobage : c= 5cm

❖ **Sollicitations**

Charge ultime revenant à la nervure : $q_u = [N_u/S_{rad}] = (32,209/520) = 61,94 \text{ KN/m}^2$

Charge de service revenant à la nervure : $q_{ser} = [N_{ser}/S_{rad}] = 44,87 \text{ KN/m}^2$

Sollicitations	Sens xx'		Sens yy'	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Moment Ultime Max [KN.m]	-184,5	147,5	-123,7	73,71
Effort tranchant Max [KN]	202,9		152,2	
Moment de service Max [KN.m]	-133,7		-89,67	

❖ Calcul des sections d'acier à l'ELU

Le calcul des aciers effectué à l'ELU donne les résultats suivants :

Données	xx'		yy'	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Acier Théorique (cm ²)	7,85	6,23	5,20	3,07
As mini	3,39	3,39	3,39	3,39
Choix	6HA14 (9,24)	6HA12 (6,78)	6HA12 (6,78)	6HA10 (4,71)
Aciers transversaux	4HA10 (3,14)	5HA8 (2,51)	5HA8 (2,51)	4HA6 (1,13)
Espacements (cm)	30	30	30	30
Vérif effort tranchant	$V_u = 202,9 < \bar{V}_u = 2104 \text{ (cv)}$		$V_u = 89,67 < \bar{V}_u = 2104 \text{ (cv)}$	
Contrainte cisaillement	0,72	0,72	0,32	0,32
Contrainte limite	3,25	3,25	3,25	3,25
Conclusion	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau..... Synthèse calcul des aciers pour les nervures

❖ Vérification à ELS

La position de l'axe neutre : x tel que $20x^2 + 138,6x - 9702 = 0$; soit donc $x = 18,83 \text{ cm}$

Moment d'inertie : $I = bx^3/12 + nA_{st}(d-x)^2 = 385161,04 \text{ cm}^4$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * x / I = 0,1337 * 0,1883 / 0,0038516104 = 6,54 < \sigma_{bc} \text{ (barre)} = 15 \text{ MPa (vérifié)}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = n * M_{ser} (d-x) / I = 15 * 0,1337 (0,70 - 0,1833) / (0,0038516104) = 169,04 < f_e = 400 \text{ MPa}$$

Conclusion: l'ELS est vérifiée

❖ Plan de ferrailage

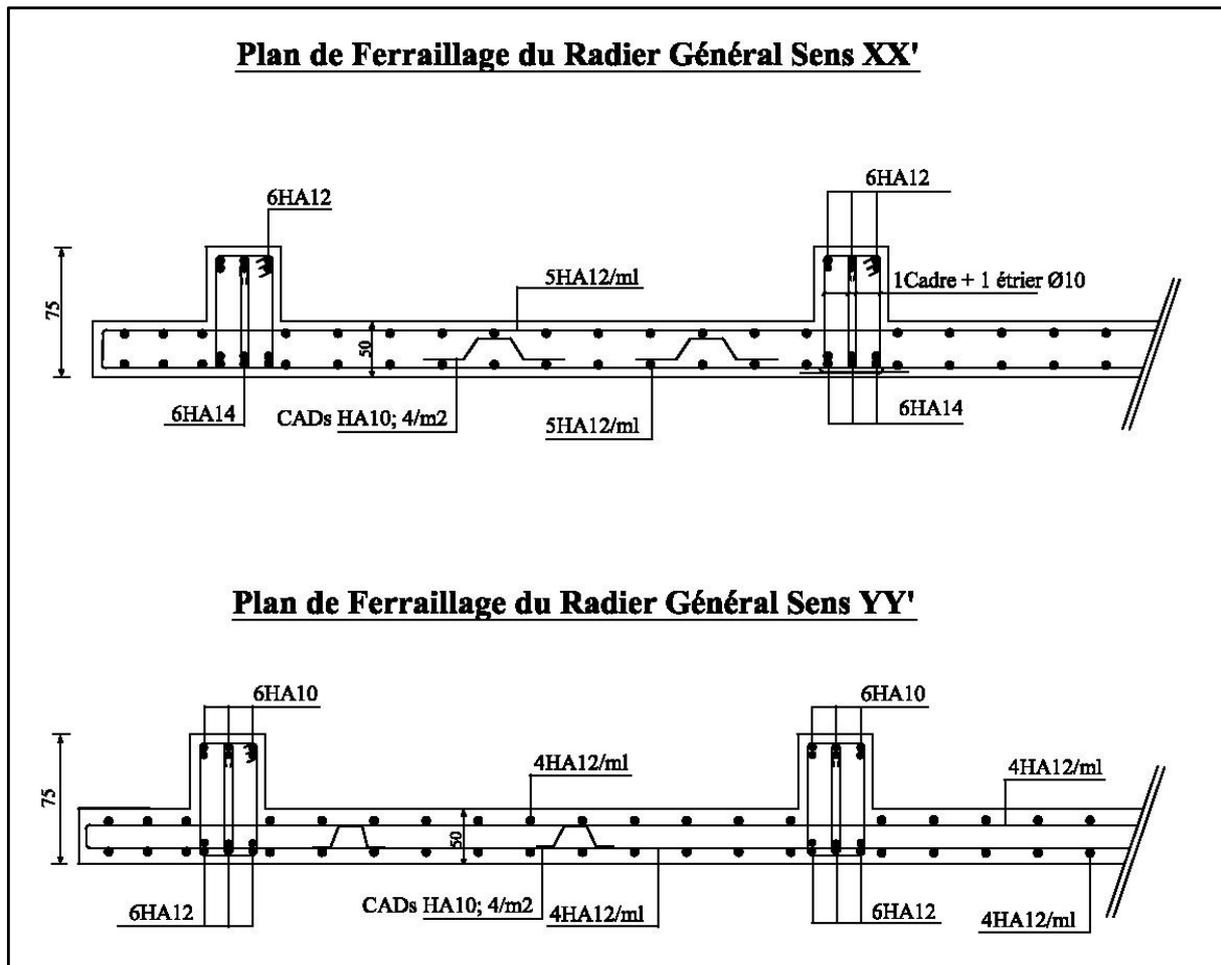


Figure 15 : Plan de ferrailage du Radier Général

CHAPITRE 4 : DISCUSSIONS / COMMENTAIRE DES RESULTATS

La présente partie consiste en une analyse et une critique des différents résultats obtenus lors de l'étude.

Ainsi de façon globale, les différents aciers obtenus sont suffisamment significatifs en tenant compte des résultats généralement rencontrés dans les constructions courantes. Aussi, les différents calculs réalisés manuellement (Caquot, forfaitaire,...) ont permis de s'approcher au mieux de la réalité. Cette décision a été prise dans le seul souci d'éviter les problèmes de minimisation des aciers par endroits et maximisation dans d'autres endroits causés généralement dans le cadre des calculs sur logiciels (Robot, RDM6,...).

Ainsi au niveau de chaque élément on note :

- Au niveau du plancher en dalle pleine : Une uniformisation des aciers (HA8) en appuis comme en travées et suivant tous les deux sens x et y avec comme avantage la facilité dans la mise en œuvre.
- Au niveau des poutres secondaires (20x40) ; on note la plus grande section d'acier (3HA20) certainement dû à la largeur d'influence de ces poutres qui est au-delà de celles des poutres principales.
- Au niveau des éléments secondaires ; une prédominance des aciers HA12 et parfois HA14 pour les escaliers et les balcons à cause de la charge d'exploitation assez élevée (3,5 KN/m²).
- Au niveau particulier de la fondation en radier général, un choix limitatif des aciers à un maximum de 5 au niveau de la dalle, chiffre inférieur par rapport à la prédominance en nombre sur les nervures. Ce choix permet une économie en aciers de répartition souvent placés à tort et sans avantage significatif
- En fin les acrotères pouvant être faits en béton banchés ont été finalement calculés pour éviter quelques minimales pouvant survenir au cours de l'exploitation de l'ouvrage. (D'où les aciers HA8 retenus)

CHAPITRE 5 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

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

C'est un outil utilisé par la norme ISO 14001 et pour faire une analyse du cycle de vie. L'EIE a donc pour objectif principal de prévenir de nouvelles dégradations de l'environnement liées aux activités humaines.

I. Identification des impacts

1. Impacts positifs

Les impacts positifs engendrés par ce projet sont :

- La création des emplois temporaires (ouvriers et tout le personnel du chantier)
- Contribution au confort du personnel et à l'embellissement de la ville de Niamey

24. Impacts négatifs

- Pollution de la nappe par des produits chimiques (adjuvant, ciment,...)
- Diminution de la nappe à cause des pompes fréquents lors des travaux de construction en fondation.
- Pollution sonore causée par les engins de construction (bétonnière, camions bennes, groupe)
- Risques d'érosion et pollution du sol pendant l'excavation.
- Diminution de la nappe voire son épuisement à cause du forage installé sur le site.
- Changement du sens d'écoulement naturel de la nappe causé par la présence du radier

II. 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 les vitesses des engins à moins de 25km/h
- Limiter l'accès par les véhicules aux zones poussiéreuses ;
- L'équipement de mixage doit être utilisé de manière à réduire au minimum la production de poussière.

CHAPITRE 6 : ETUDE FINANCIERE

Le cout global du projet s'élève à deux cent six mille huit cent soixante-neuf mille sept cent quatre-vingt-treize. Le devis global est le suivant :

N	DESIGNATION	UNITE	QTE	P.UNITAIRE	P TOTAL
I	TERRASSEMENT				
1.1	Débroussaillage, décapage, nivellement du terrain	m2	350,00	750	262 500
1.2	Implantation	FF	1,00	1 000 000	1 000 000
1.3	Fouilles en excavation pour fondation	m3	520,00	2 500	1 300 000
1.4	Remblais latéritique	m3	113,13	2 000	226 260
	Sous Total Terrassement				2 788 760
II	BETON - MACONNERIE				
2.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m3	26,00	45 000	1 170 000
2.2	Béton armé pour dalles de radier dosé à 350 kg/m3	m3	260,00	120 000	31 200 000
2.3	Béton armé pour nervures du radier dosé à 350 kg/m3	m3	71,94	120 000	8 632 500
2.4	Béton armé pour poutres principales dosé à 350 kg/m3	m3	43,44	120 000	5 212 500
2.5	Béton armé pour poutres secondaires dosé à 350kg/m3	m3	22,80	120 000	2 736 000
2.6	Béton armé pour plancher-dalle RDC dosé à 350kg/m3	m3	85,27	120 000	10 232 880
2.7	Béton armé pour poutrelles dosé à 350kg/m3	m3	22,80	120 000	2 736 000
2.8	Béton armé pour dalle de compression dosé à 350kg/m3	m3	68,22	120 000	8 186 304
2.9	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m3	m3	96,00	120 000	11 520 000
2.10	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour escaliers	m3	20,51	120 000	2 461 200
2.11	Béton armé pour acrotère dosé à 350 kg/m3	m3	4,72	120 000	566 400
2.12	Béton armé pour balcons dosé à 350 kg/m3	m3	16,13	120 000	1 935 600
2.13	Maçonnerie en agglos creux de 15*20*40 en élévation	m ²	3540,17	2 500	8 850 425
2.14	Maçonnerie pour Hourdis	m ²	426,37	3 500	1 492 295
2.15	Enduit intérieur	m2	3612,29	2 000	7 224 580
2.16	Enduit extérieur	m2	3540,17	2 000	7 080 340
	Sous Total Béton-maçonnerie				111 237 024
III	PEINTURE- ETANCHEITE				
5.1	Peinture vinylique sur mur intérieur	m2	656,40	2 000	1 312 800
5.2	Peinture à huile sur menuiseries métalliques	m2	64,00	2 000	128 000
5.3	Plâtres	m2	520,00	4 000	2 080 000
5.4	Etanchéité Paxalumine	ml	59,00	1 000	59 000
5.5	Tyrolienne sur façade extérieure	m2	656,40	2 000	1 312 800
	Sous Total Peinture				4 892 600
IV	ELECTRICITE				
6.1	Fourniture et pose de réglettes complètes de 60W	u	100,00	5 000	500 000
6.2	Fourniture et pose de réglettes complètes de 75W	u	30,00	6 000	180 000
6.3	Fourniture et pose de coffret électrique	u	5,00	150 000	750 000
6.4	Interrupteur simple allumage	u	300,00	1 000	300 000
6.5	Prise de courant monophasé 2P+T, 220V	u	25,00	1 000	25 000
6.6	Câblage électrique y compris toutes sujétions	ft	1,00	1 500 000	1 500 000
6.7	Circuit de terre y compris liaison équipotentielle	ft	1,00	250 000	250 000

6.8	Prise de téléphone	u	5,00	50 000	250 000
6.9	Brasseur d'air	u	10,00	25 000	250 000
6.10	Moteur asynchrone pour ascenseur	u	2,00	5 000 000	10 000 000
6.11	Groupe électrogène de 250 kVA	u	2,00	5 000 000	10 000 000
6.12	Fourniture et poste de climatiseurs split system 2 CV	u	50,00	400 000	20 000 000
	Sous Total Electricité				44 005 000
V	ASSAINISSEMENT				
7.1	Fourniture et pose de Toilettes à chasse manuelle	u	20,00	10 000	200 000
7.2	Equipement de plomberie	ff	1,00	1 000 000	1 000 000
	Sous Total Assainissement				1 200 000
VI	SECURITE-INCENDIE				
8.1	Fourniture et pose des Extincteurs	u	24,00	25 000	600 000
8.2	Fourniture et pose de Détecteur Autonome Déclencheur	u	20,00	30 000	600 000
8.3	Fourniture et pose de boîtier de synthèse	u	23,00	30 000	690 000
8.4	Fourniture et pose d'avertisseurs sonores	u	6,00	100 000	600 000
8.5	Fourniture et pose de déclencheurs manuels	u	6,00	100 000	600 000
8.6	Fourniture et pose de détecteurs optiques	u	6,00	100 000	600 000
	Sous Total Sécurité-Incendie				3 690 000
VII	ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL				
9.1	Prise en compte des activités	ff	1,00	2 500 000	2 500 000
	Sous Total Etude d'Impact Environnemental				2 500 000
VIII	COUT MAITRISE D'ŒUVRE	ff	1,00	5 000 000	5 000 000
	TOTAL HORS TAXES				175 313 384
	MONTANT TVA (18%)				31 556 409
	TOTAL TOUTES TAXES COMPRISES				206 869 793

Tableau 12 : Devis estimatif du projet

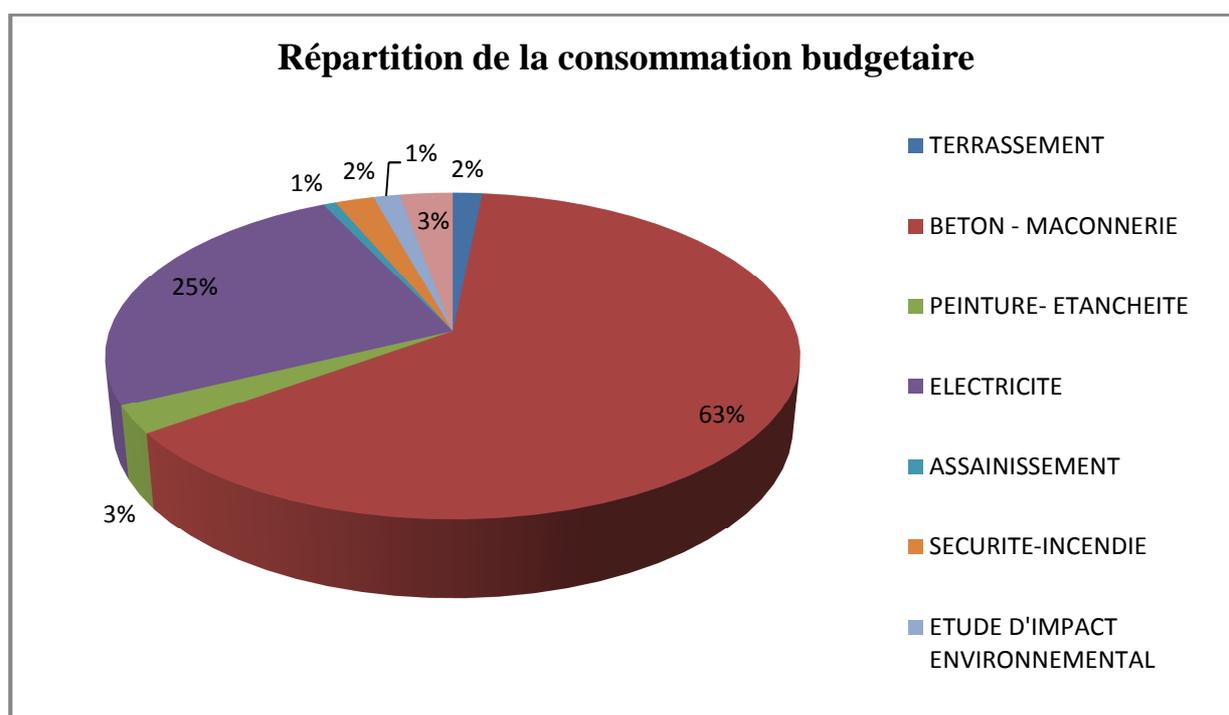


Figure 16 : Répartition de la consommation budgétaire

CHAPITRE 7 : PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX

Le délai prévisionnel des travaux est évalué à sept mois. Le planning suivant est établi :

COPRS D'ETAT	PERIODE EN MOIS						
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
Installation de chantier							
Débroussaillage, décapage, nivellement du terrain							
Implantation							
Fouilles en excavation pour fondation (radier général)							
Remblais de terre							
Béton de propreté dosé à 150 kg/m3							
Béton armé pour radier dosé à 350 kg/m3							
Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m3							
Béton armé pour poteaux dosé à 350kg/m3							
Béton armé pour planchers-dalles dosé à 350kg/m3							
Béton armé pour les consoles dosé à 350kg/m3							
Béton armé pour acrotère dosé à 350 kg/m3							
Béton armé dosé à 250 kg/m3 pour escaliers							
Enduit intérieur							
Enduit extérieur							
Etanchéité en paxalumin de 40							
Portes métalliques PMP compris toutes sujétions							
Peinture vinylique sur mur intérieur							
Peinture à huile sur menuiseries métalliques							
Tyrolienne marmorex sur façade extérieure							
Fourniture et pose de réglettes complètes de 1,20 (60W)							
Fourniture et pose de réglettes complètes de 1,20 (60W)							
Fourniture et pose de coffret électrique							
Interrupteur simple allumage							
Prise de courant monophasé 2P+T, 220V							
Câblage électrique y compris toutes sujétions							
Circuit de terre y compris liaison équipotentielle							
Prise de téléphone							
Brasseur d'air							
Moteur asynchrone pour ascenseur							
Groupe électrogène							
Fourniture et pose de Toilettes à chasse manuelle							
Equipement de plomberie							
Fourniture et pose des Extincteurs							
Fourniture et pose de boîtier de synthèse							
Fourniture et pose d'avertisseurs sonores							
Fourniture et pose de déclencheurs manuels							
Fourniture et pose de détecteurs optiques							
Prise en compte des activités d'étude d'impact environnemental							
Nettoyage général du chantier							
Réception provisoire							

CONCLUSION

En définitive, on retiendra du présent mémoire les résultats fondamentaux suivants :

- ❖ Deux types de planchers dont dalle pleine en RDC et corps creux pour les étages ;
- ❖ La réalisation d'une fondation superficielle en radier général de 520m² de superficie.
- ❖ Un cout global du projet de **175 313 384 F hors taxes soit 206 869 793 F TTC**
- ❖ Le délai d'exécution de l'ouvrage est estimé à environ **sept (07) mois**.
- ❖ Un diamètre maximum de HA14 et un diamètre minimum d'acier HA6.

Par ailleurs, les calculs réalisés manuellement sur l'ensemble des éléments de la structure ont permis d'obtenir des ferrailages souvent théoriques mais le choix définitif et les dispositions pour la réalisation des plans d'exécution ont été faits en prenant en compte à la fois les aspects financiers et aussi techniques et réalistes.

Cette étude aura enfin permit :

- ❖ D'appréhender toutes les difficultés liées aux études de façon générale mais également aux bâtiments en particulier.
- ❖ D'approfondir les connaissances théoriques en matière d'étude technique d'un ouvrage
- ❖ De faire le lien entre les compétences théoriques acquises et les exigences de la pratique.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- ❖ S. LEBELLE. Cours de Béton armé mise à jour, octobre 2007. Partie 1 : Base de calcul
- ❖ Cour de Béton armé Groupe EIER ETSHER PASCAL LEGMb 1995 M.A.J. J.M TCHOUANI NANA juin 2002 - Révision n°2
- ❖ Association technique pour Le Développement de l'Emploi du Treillis Soudé (ADETS)
- ❖ Cours de Béton Armé IUP GCI3 option OS Année 2004/05
- ❖ DTU Règles BAEL 91 Modifiées 99
- ❖ Techniques de l'Ingénieur : Béton armé : Jean PERCHAT
- ❖ H. RENAUD et F LETERTRE. Les Editions FOUCHER (janvier 2003). Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment- Gros œuvre.
- ❖ BARAKA. Support de cours du département de génie civil et d'architecture Centre Universitaire de Béchar (Algérie). Béton armé I – TEC 185.
- ❖ H. RENAUD et J. LAMIRAULT. Les Editions FOUCHER (1993). Béton armé – Guide de calcul
- ❖ J.P MOUGIN. Edition Eyrolles (1995), Béton armé. BAEL 91 et DTU associé.
- ❖ F. PAYE. Cours de Béton armé 2006 de l'école supérieure polytechnique (Sénégal)
- ❖ Département de génie civil de l'université MOULOUD MAMMERI TIZI (Algérie). Promotion 2005, mémoire de fin d'étude. Etudes d'un bâtiment (R+8) avec ossature mixte à usage d'habitation et commercial
- ❖ Groupe EIER-ETSHER : Rapports de stage Promotion 2005
- ❖ Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement : Promotion 2009

ANNEXE 1 : FACADE PRINCIPALE



Figure 17 : Façade Principale

ANNEXE 2 : FACADE POSTERIEURE



Figure 18 : Façade postérieure

ANNEXE 5 : COUPES

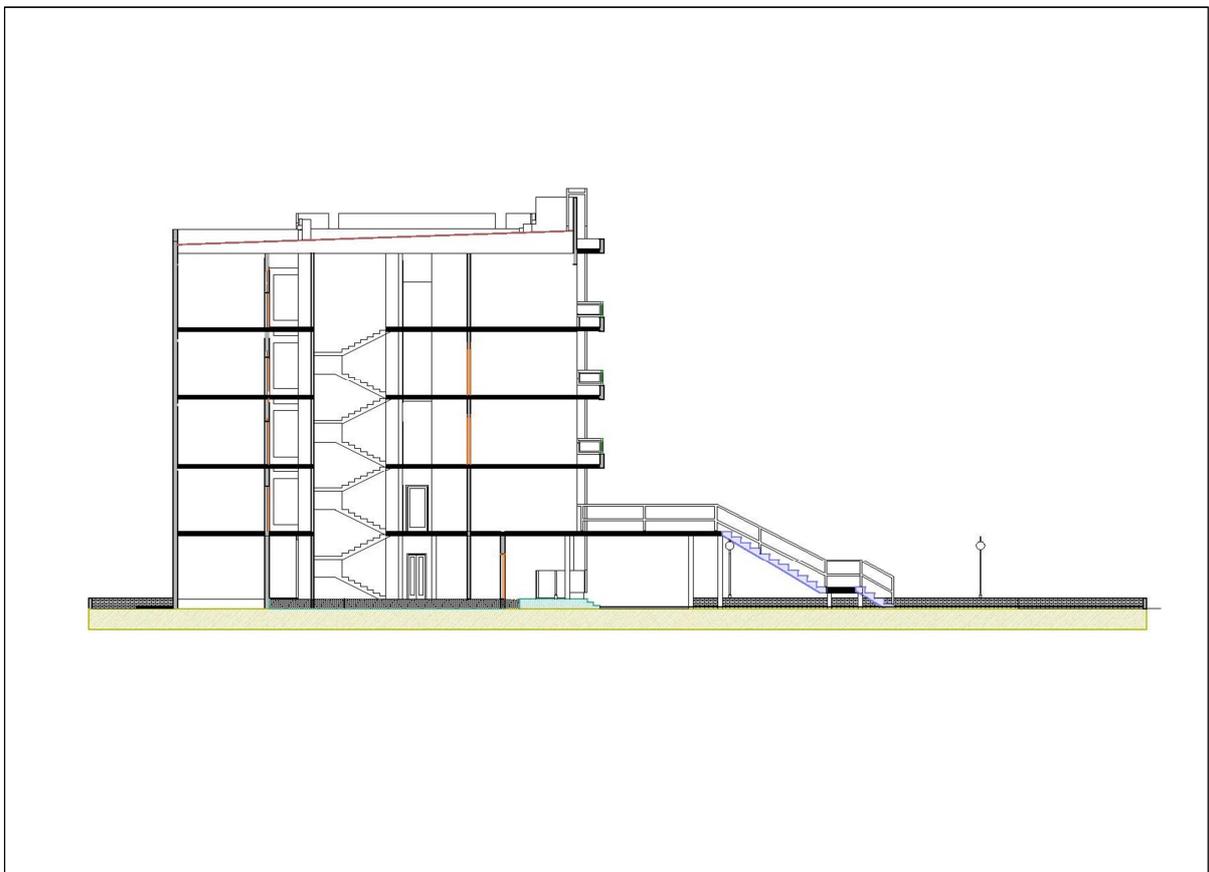


Figure 21 : Coupes

ANNEXE 6 : NOTE DE PREDIMENSIONNEMENT POTEAUX

D'après le critère de résistance du BAEL 91, on a :

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}} \quad \text{avec } (\theta = 1, K=1 ; f_{ed} = 348 \text{ MPa} ; f_{bu}=14,2\text{MPa} ; \text{ et}$$

$$B_r = (a-0,02)(b-0,02) = \text{Section réduite} = 0,1444\text{m}^2$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \times \left(\frac{\lambda^2}{1500} \right) & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- Rayon de giration (i) : $i = \frac{a\sqrt{3}}{6} = \frac{0,4\sqrt{3}}{6} = 0,1155\text{m} = 11,55\text{cm}$
- Longueur de flambement $l_f = 0,7 L_o = 2,1\text{m}$ (Poteau à étages multiples encastré dans un massif de fondation et bien assemblé à des poutres et des planchers)
- L'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,10}{0,1155} = 18,18 < 50$ donc $\beta = 1,05$

$$\text{Par suite, on a : } 0,1444\text{m}^2 \geq \frac{1,05 \times 1,529}{(15,78 + 2,958)} = 0,0857 \quad (\text{relation vérifiée})$$

ANNEXE 7 : NOTE DE CALCUL DU PLANCHER CREUX

Calcul des poutrelles

❖ Chargements

Largeur d'influence : 0,60m

Charge du plancher (y compris la poutrelle et surcharges) : $5,26\text{KN/m}^2 \times 0,60 = 3,16\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2 \times 0,60 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Charge ultime : $P_u = 1,35 \times 3,16 + 1,5 \times 1,5 = 6,52 \text{ KN/ml}$

Charge de service : $P_{\text{ser}} = 3,16 + 1,5 = 4,66 \text{ KN/ml}$

❖ Sollicitations

Moment maxi sur appui 1 (En chargeant les travées encadrant l'appui):

$$M_{a1} = 0 \text{ KN.m}$$

Moment max sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$L'_w = 4,75\text{m}$; $L'_e = 0,8 \times 1,65 \text{ m} = 1,32\text{m}$; $P_w = 6,52 \text{ KN/ml}$; $P_e = 6,52 \text{ KN/ml}$

$$M_{a2} = -\frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = -\frac{6,52 \times 4,75^3 + 6,52 \times 1,32^3}{8,5(4,75 + 1,32)} = -13,83 \text{ KN.m}$$

Moment maxi sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$L'_w = 4,75 \times 0,8 = 3,8\text{m}$; $L'_e = 4,75 \text{ m}$; $P_w = 6,52 \text{ KN/ml}$; $P_e = 6,52 \text{ KN/ml}$

$$M_{a3} = -\frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = -\frac{6,52 \times 1,32^3 + 6,52 \times 4,75^3}{8,5(3,8 + 4,75)} = -13,83 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui 4: (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$M_{a4} = 0 \text{ KN.m}$$

Moment maxi en travée 1 (En chargeant la travée 1)

$M_{a1} = 0$; et $M_{a2} = 13,73\text{KN.m}$ (selon la même formule ci-haute)

$$M_{t1} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{2} + \left[\frac{(M_{a1} - M_{a2})^2}{2Pl^2} \right] = \frac{6,52 \times 4,75^2}{8} - \frac{13,73}{2} + \left[\frac{(0 - 13,73)^2}{2 \times 6,52 \times 4,75^2} \right] = 12,16 \text{ KN.m}$$

Moment maxi en travée 2 (En chargeant la travée 2)

$M_{a2} = -9,16 \text{ KN.m}$, et $M_{a3} = -9,16 \text{ KN.m}$ (Selon la même formule ci-haute)

$$M_{t2} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{2} + \left[\frac{(M_{a2} - M_{a3})^2}{2Pl^2} \right] = \frac{6,52 \times 1,65^2}{8} - \frac{0}{2} + \left[\frac{(0 - 0)^2}{2 \times 6,52 \times 1,65^2} \right] = 5,92 \text{ KN.m}$$

Moment maxi en travée 3 (En chargeant la travée 3)

$M_{a3} = -13,73\text{KN.m}$; $M_{a4} = 0$ (Selon la même formule ci-haute)

$$M_{i3} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{2} + \left[\frac{(M_{a3} - M_{a4})^2}{2Pl^2} \right] = \frac{6,52 \times 4,75^2}{8} - \frac{13,73}{2} + \left[\frac{13,73^2}{2 \times 6,52 \times 4,75^2} \right] = 12,16 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant sur appui 1 (En chargeant la travée suivante)

$$V_{u1} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{l} = \frac{6,52 \times 4,75}{2} + \frac{-13,83}{4,75} = 12,57 \text{ KN}$$

Effort tranchant sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui 2)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u2} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{l} = -\frac{6,52 \times 4,75}{2} + \frac{0 - 13,83}{4,75} = -18,40 \text{ KN}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u2} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{l} = \frac{6,52 \times 1,65}{2} + \frac{13,83 - 13,83}{1,65} = 5,38 \text{ KN}$$

Effort tranchant sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui 3)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u3} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a2} - M_{a3})}{l} = \frac{6,52 \times 1,65}{2} + \frac{13,83 - 13,83}{1,65} = -5,38 \text{ KN}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u3} = \frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a3} - M_{a4})}{l} = \frac{6,52 \times 4,75}{2} + \frac{13,83 - 13,83}{4,75} = 18,40 \text{ KN}$$

Effort tranchant sur appui 4 (En chargeant les travées encadrant l'appui 4)

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u4} = -\frac{Pl}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{l} = -\frac{6,52 \times 4,75}{2} + \frac{13,83}{4,75} = -12,57 \text{ KN}$$

Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les deux types :

A l'ELU :

Types	Appuis	Moments Appuis	Travées	Moments Travées	Efforts tranchants
1	A1	0 KN.m	A12	12,16 KN.m	12,57 KN
	A2	-13,83 KN.m	A23	5,92 KN.m	-18,40 KN
	A3	-13,83 KN.m	A34	12,16 KN.m	18,40 KN
	A4	0 KN.m			-12,57 KN
2	A1	0 KN.m	A12	12,16 KN.m	12,59 KN
	A2	-13,83 KN.m	A23	5,92 KN.m	-18,36 KN
	A3	-8,56 KN.m	A34	13,35 KN.m	19 KN
	A4	-8,56 KN.m	A45	5,92	-19 KN
	A5	-11,44 KN.m	A56	10,13 KN.m	18,36 KN
	A6	0 KN.m			-12,59 KN

Calcul des sections d'acier

❖ **En travée :**

$$M_{\max} = 13,35 \text{ KN.m}$$

Moment équilibré pas la table :

$$M_t = (bh_0 * f_{bc} * x(d - h_0 / 2)) = (0,60 * 0,04 * 14,20 * (0,9 * 0,2 - 0,04 / 2)) = 54,53 \text{ KN} > M_{\max}$$

$M_{\max} < M_t$ donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire $S = b \times h = 60 \times 20 \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,35 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,18^2 \times 14,20} = 0,048 < \mu_c$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,062$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA10 (2,53cm²)**

Avec une armature de réparations de **1HA 12 (1,13 cm²)**

❖ **Sur appuis :**

$$M_{U \max} = 13,83 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{U \max} < M_t \Rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (60×20cm²)

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,05 < \mu_c = 0,299$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,064$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 2,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } \mathbf{3HA10 (2,53cm^2)}$$

Avec une armature de répartition de : **1HA 12(1,13 cm²)**

❖ **Armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL91)**

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_l) \text{ donc } \Phi_t = \min (20/35, 12/10, 1) = 0,57 \text{ cm}$$

Espacement des armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$ donc $St \leq \min (16,2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$ (**St = 15cm**)

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (Art.A.U.2 du BAEL83) :**

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b_0 d \times F_{t28}}{f_e}$$

- En travée :

$$\frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2,19 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Sur appui : $A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < 2.27 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art .A.5, 1.1 BAEL 91)**

$$V_{u\max} = 19 \text{ KN}, \tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} + \frac{(19 \times 10^{-3})}{0,12 \times 0,18} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] \text{ En FPP} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u \Rightarrow \text{CV}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Sur l'acier, l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante : $V_u < \bar{V}_u$

$$\bar{V}_u = 0,4x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} x 0,9dx b_0 = 0,4 * \frac{25}{1,5} * 0,9 * 0,18 * 0,12 = 130 \text{ KN} > V_u = 19 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

Sur l'acier on a la relation suivante

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \text{ avec } H = \frac{M_{app\max}}{0,9d} \Rightarrow A_{appui} \geq \frac{1,15}{400} (0,019 + \frac{-13.83 \times 10^{-3}}{0,162}) = -0,0002 < 0$$

⇒ les armatures calculées sont suffisantes

❖ **Ancrage des barres**

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2.2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s = 1 \cdot 400 / (4 \times 2,835) = 35,27 \text{ cm}$$

Choix $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 16 \text{ cm}$ choix $L_c = 15 \text{ cm}$

❖ **Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :**

$$\bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b_0 \times h_0} = \frac{1.671 \times 10^{-2} (0.60 - 0.12)}{1.8 \times 0.18 \times 0.04} = 0.683 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Vérification de la flèche :**

$$f = M_{\max} \cdot L^2 / 9.6.E.I$$

Avec : $I = (b \cdot h_0^3 / 12) + b \cdot h \cdot \delta^2$ (Théorème de Hygens).

■ **Calcul du moment d'inertie de la section totale :**

$$I = (b h_0^3 / 12) + (b h_0) \times (G_1 G_0)^2 + (b_0 h^3 / 12) + (h b_0) \times (G_2 G)^2$$

$$I = (0.60 \times 0.04^3) / 12 + (0.60 \times 0.04 \times 0.039^2) + (0.12 \times 0.16^3 / 12) + (0.12 \times 0.16 \times 0.066^2)$$

$$I = 1.643 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = (6,825 \times 4.025^2) / 8 = 13,83 \text{ KN.m}$$

Calcul de f :

$$f = 13,83 \times 4.025^2 / 9.6 \times 32164,195 \times 1.676 \cdot 10^{-4} = 4.4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f^{\text{`}} = L / 500 = 4.025 / 500 = 8,05 \times 10^{-3}$$

$$f = 4.4 \times 10^{-3} < f^{\text{`}} = 8,05 \times 10^{-3} \text{ (Condition vérifiée).}$$

Ferraillage de la dalle de compression

Les sections doivent être :

$$\text{➤ Si } l \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) \quad (f_e \text{ en MPa})$$

$$\text{➤ Si } 50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$$

l : Longueur de entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l = 60 \text{ cm}$

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être : $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ cm}$ on prend un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$ pour

les deux sens.

$$A_{s1} = 0.85 \text{ cm}^2 \text{ (soit : } 3 \phi 6) \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ vérifiée}$$

$$A_{s1} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s1} = 5 \phi 6 / ml$$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent avoir une section de :

$$A_{s2} \geq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \text{ (soit : } 3 \phi 6) \text{ avec un espacement } S_t = 33 \text{ cm}$$

Donc on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille rectangulaire $T_s \left(\frac{6}{6}; \frac{200}{300} \right)$

ANNEXE 8 : NOTE DE CALCUL DE LA DALLE PLEINE

➤ Chargement

Charges permanentes : $G = 7,46 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

- Combinaison ELU : $P_u = 1,35 \times 7,46 + 1,5 \times 2,5 = 13,82 \text{ KN/ml}$; ELS : $P_{ser} = 9,96 \text{ KN/ml}$

➤ Détermination du sens de portée de la dalle

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens:}$$

➤ Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\alpha = 0,78 \Rightarrow \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4(0,78)^3)} = 0,0572; \mu_y = \alpha^2[1 - 0,95(1 - \alpha)^2] = 0,598$$

➤ Détermination des moments isostatiques

Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,0572 \times 13,82 \times 3,50^2 = 9,68 \text{ KN.m}$

Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,598 \times 9,68 = 5,79 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des moments sur appuis

Appui de rive : $M_w = 0,15 \times M_{0x} = 0,15 \times 9,68 = 1,46 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_s = 0,15 \times M_{0y} = 0,15 \times 5,79 = 0,87 \text{ KN.m}$$

Appui voisin de rive : $M_e = 0,50 \times M_{0x} = 4,84 \text{ KN.m}$

Appui intermédiaire $M_{int} = 0,40 \times M_{0x} = 3,87 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des moments en travées ($M_t \geq 1,25M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$)

Travée de rive: $M_{tx} = 0,925 \times M_{0x} = 0,925 \times 9,68 = 8,954 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 1,1 \times M_{0y} = 1,1 \times 5,79 = 6,37 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : $M_{intx} = 0,80 \times M_{0x} = 0,80 \times 9,68 = 7,74 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des sections d'acier :

Le calcul des sections d'acier se fait suivant la méthodologie ci-dessous :

Appui de rive :

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,00146}{1 * 0,18^2 * 14,20} = 0,0032$$

$$\alpha_{lu} = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0032}) = 0,004$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,004) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,00146}{0,18 * 348} = 0,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{sty} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = 0,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Sections minimales**

$$A_{x_{\min}} = \beta_0 \frac{3-\alpha}{2} xS \quad A_{y_{\min}} = \beta_0 xS ; \text{ Avec : } A_{\min} : \text{ Section minimale d'armatures. } S :$$

section totale du béton ($b_0 x h$). β_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{x_{\min}} = 1,77 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{y_{\min}} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Vérification de la Condition de non-fragilité [Art : B.7.4 / BAEL 91]**

- $A_x = 0,23 \text{ cm}^2 < A_{\min}$; on retient donc $A_x = A_{\min} = 1,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit **4HA8** ($2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)
- $A_y = 0,14 \text{ cm}^2 < A_{\min}$ ($1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) On retient soit **4HA8** ($2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

❖ **Calcul des espacements**

$St \leq \max(3h, 33\text{cm})$; on retient $St_x = 25\text{cm}$; et $St_y = 25\text{cm}$

❖ **Diamètre minimal des barres : [Art A-7.21 BAEL91]**

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$; $\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement

Les efforts tranchants sont maximums le long de l_y , donc on a :

$$V_{u \max} = \frac{P_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = \frac{13,82 * 3,5 * 4,5}{2 * 4,5 + 3,5} = 17,41 \text{ KN}$$

Contrainte tangentielle de travail est de :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bxd} = \frac{0,01741}{0,18} = 0,097 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangentielle de travail admissible } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

ANNEXE 9 : NOTE DE CALCUL POUTRES

2. Poutres principales (25x50)

❖ Données

- Portée L_0 : 11,05 m
- Largeur d'influence : 2,95 m
- $d = 0,9h = 45\text{cm}$
- Charges permanentes :

Plancher terrasse : $7,46 \text{ KN/m}^2 \times 2,95 = 22,01 \text{ KN/m}$

Poids propre de la poutre : $25 \text{ KN/m}^3 \times 0,25\text{m} \times 0,50\text{m} = 3,13 \text{ KN/m}$

$G = 25,14 \text{ KN/m}$

- Charge d'exploitation : $2,50 \text{ KN/m}^2$
- Charge ultime : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 37,69 \text{ KN/ml}$
- Charge de service : $P_{ser} = G + Q = 27,64 \text{ KN/ml}$
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$
- Fissuration Peu Préjudiciable => Calcul se fera à l'ELU
- Poutre continue à trois travées : 3,50-3,50-3,65 (Méthode forfaitaire)
- $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,09$; $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,61(\text{rive})$; $\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,51(\text{int ermediaire})$



❖ Calcul des sollicitations

- M_0 : Moment max de la travée indépendante.
- M_t : Moment max dans la travée étudiée.
- M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.
- M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

- Moment en appui de rive :

$$M_{ar} = 0,2M_0$$

- Moment en appui intermédiaire :

$$M_{ai} = 0,5M_0 \text{ (Poutre à 3 travées)}$$

- Moment en travée de rive :

$$M_t \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \right) ; \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

- **Moment en travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha)M_o ; 1.05M_o \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_o \right]$$

- **Efforts tranchants :**

$$T_0 = Pl/2 ; T_{inter} = 1,10T_0 ; T_{rive} = T_0$$

- **Résultats :**

Moment max de travée 12 isolée : $M_{01} = (ql^2/8) = 57,71 \text{ KN.m}$

Moment travée 23 isolée : $M_{02} = (ql^2/8) = 57,71 \text{ KN.m}$

Moment travée 34 isolée : $M_{03} = (ql^2/8) = 62,77 \text{ KN.m}$

Moment appui 1 : $M_{a1} = 0,2M_{01} = 11,54 \text{ KN.m}$

Moment appui 2 : $M_{a2} = \max (0,5M_{01} ; 0,5M_{02}) = 28,86 \text{ KN.m}$

Moment appui 3 : $M_{a3} = \max (0,5M_{02} ; 0,5M_{03}) = 31,39 \text{ KN.m}$

Moment appui 4 : $M_{a3} = 0,2M_{03} = 12,55 \text{ KN.m}$

Moment travée 12 : $M_{t12} = 0,61M_{01} = 35,20 \text{ KN.m}$

Moment travée 23 : $M_{t23} = 0,51M_{02} = 29,43 \text{ KN.m}$

Moment travée 34 : $M_{t34} = 0,61M_{03} = 38,30 \text{ KN.m}$

Effort tranchant à droite de l'appui 1 : $|T_{1e}| = 65,96 \text{ KN}$

Effort tranchant à gauche de l'appui 2 : $|T_{2w}| = 72,55 \text{ KN}$

Effort tranchant à droite de l'appui 2 : $|T_{2e}| = 72,55 \text{ KN}$

Effort tranchant à gauche de l'appui 3 : $|T_{3w}| = 72,55 \text{ KN}$

Effort tranchant à droite de l'appui 3 : $|T_{3e}| = 75,66 \text{ KN}$

Effort tranchant à gauche de l'appui 4 : $|T_{4w}| = 68,66 \text{ KN}$

❖ **Calcul des aciers longitudinaux (ELU)**

En travée 12 ($M_{t12} = 35,20 \text{ KN.m}$)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,03520}{0,25 * 0,45^2 * 14,20} = 0,049 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,049}) = 0,063$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45 * (1 - 0,4 * 0,063) = 0,44 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,03520}{0,44 * 348} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Nous prenons **3HA12 (3,39cm²) un seul lit**

❖ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} = \frac{0,07566}{0,25 \times 0,45} = 0,67 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, donc $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

On a donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1)**

$$\tau_s = 0,6 \psi^2 \lambda f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Longueur du scellement droit : $L_s = (\Phi \times f_e) / (4 \tau_s) = 35,27 \Phi$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \lambda f_{c28} \times 0,9 b d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 0,25 \times 0,45}{1,5} = 675 \text{ KN} > V_u$$

=> Condition vérifiée

❖ **Calcul des aciers transversaux**

$\Phi_t = \Phi / 3 = 12 / 3 = 4 \text{ mm}$. Nous optons pour 6 mm et 4 brins (4HA6 : 1,13cm²)

❖ **Espacements**

$$St \leq \frac{0,9 A_t}{\tau_u \gamma_s * b_o} x f_e = \frac{0,9 * 0,000113}{0,67 * 1,15 * 0,25} x 400 = 21,1 \text{ cm}$$

$$S_{t\max} = \min \{0,9d; 0,4m; A_t \times f_e / (0,4 \times b)\} = \min \{0,9 \times 0,45m; 0,4m; 0,000113 \times 400 / (0,4 \times 0,25)\} = \min \{0,41m; 0,4m; 0,45m\} = 40 \text{ cm}$$

Conclusion: On considère un espacement de 20cm

❖ **Vérification à l'ELS**

$$M_{ser} = 25,82 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$b \frac{x^2}{2} + n \cdot A_{sc}(x - d') - n \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$\text{Soit donc l'équation : } 0,125x^2 - 15 * 3,39(45-x) = 0 \Rightarrow 12,5x^2 + 50,85x - 2288,25 = 0$$

Après résolution, on trouve **x = 11,65cm**

$$\text{Moment d'inertie : } I = bx^3/12 + nA_{st}(d-x)^2 = 59850,61 \text{ cm}^4$$

$$\text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = M_{ser} * x / I = 25,82 \times 10^{-3} * 0,1165 / (59850,61 * 10^{-8}) = 5,03 \text{ MPa} < \sigma_{bc} \text{ (barre)} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

$$\text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_{st} = n \cdot M_{ser}(d-x) / I = 15 * 25,82 \times 10^{-3} * x(0,45 - 0,1165) / (59850,61 * 10^{-8}) = 215,8 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

Conclusion : Conditions ELS vérifiées.

Suivant le même calcul ci-dessus, nous présentons le récapitulatif ci-dessous :

Actions	Appui1	Appui2	Appui3	Appui4	Travée12	Travée23	Travée34
Moments (KN.m)	11,54	28,86	31,39	12,55	35,20	29,43	38,30
Efforts tranch.(KN.)	65,96	72,55	75,66	68,66	0,00	0,00	0,00
Aciers long theo (cm ²)	0,74	1,88	2,05	0,81	2,31	1,92	2,52
Section norm. (cm ²)	3HA6	3HA10	3HA10	3HA6	3HA12	3HA10	3HA12
Aciers transversaux	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6
Espacement (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Vérif. V_{max}	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV
Vérif. ELS	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

3. Poutres secondaires (20x40)

❖ Données

- Portée L_0 : 10,90 m
- Largeur d'influence : 3,58 m
- $d = 0,9h = 36$ cm
- Charge ultime : $P_u = 49,48$ KN/ml
- Charge de service : $P_{ser} = 35,66$ KN/ml

❖ Sollicitations (Caquot):

- $M_{travée1} : 82,07$ KN.m $M_{travée2} : 117,14$ KN.m $M_{travée3} : 82,07$ KN.m
- $M_{appui1} : 0$ KN.m $M_{appui2} : -95,85$ KN.m $M_{appui3} : -95,85$ KN.m $M_{appui4} : 0$ KN.m
- $V_{a1} = 111,33$ KN $V_{a2} = 122,46$ KN $V_{a3} = 122,46$ KN $V_{a4} = 111,33$ KN

❖ Calcul des aciers

Nous récapitulons suivant le même mode de calcul des poutres principales, les résultats des calculs des aciers pour les poutres secondaires

Actions	Appui1	Appui2	Appui3	Appui4	Travée12	Travée23	Travée34
Moments (KN.m)	0,00	95,85	95,85	0,00	82,07	99,14	82,07
Efforts tranch.(KN.)	111,33	122,46	122,46	111,33	0,00	0,00	0,00
Aciers long theo (cm ²)	/	9,05	9,05	/	7,51	9,43	7,51
Section norm. (cm ²)	/	6HA14	6HA14	/	6HA14	3HA20	6HA14
Aciers transversaux	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6	HA6
Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25
Vérif. V_{max}	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV
Vérif. ELS	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

ANNEXE 10 : NOTE DE CALCUL DE L'ESCALIER

La hauteur d'étage est $H_T = 3.06 \text{ m}$

D'après la formule de BLONDEL on a : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Avec : h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (1)$$

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} (n-1)g = l \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

n : Nombre des contres marches.

D'après (1) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - (0.64 + l + 2H)n + 2H = 0$$

La solution est n=9

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ m} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{2.4}{9-1} = 0.30 \text{ m} \end{cases}$$

Vérification de la condition de « BLONDEL » :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{0.17}{0.3} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

L'épaisseur de la paliasse et de palier :

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

$$\text{on à : } l = 4.7$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0.16 \leq e \leq 0.24$$

Donc prend une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

❖ Sollicitations :

$$R_A = 36,16 \text{ KN} ; R_B = 50,63 \text{ KN}$$

$$M_{\max} \text{ en travée : } 51,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} \text{ sur appui : } 24,30 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des aciers (palier + paliasse)

En travée:

$$M_u = 51,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,271 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,149 ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,23 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 8,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_c = 0,978 \text{ cm}^2$$

Choix : Lit 1 : 4HA14 ($A_{st1} = 6,15 \text{ cm}^2$) ; Lit 2 : 4HA12 ($A_{st2} = 4,52 \text{ cm}^2$)

Sur appuis:

$$M_u = 24,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,127 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,07 ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,25 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_c = 0,978 \text{ cm}^2$$

Choix : Un seul lit : 4HA12 ($A_{st1} = 4,52 \text{ cm}^2$)

❖ Vérification à l'état limite de service :

Vérification des contraintes (palier + paliasse) :

$$M_{\text{ser}} = 72,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } \frac{by^2}{2} + 15A_s(d - y) = 0 \text{ soit } y = 9.227 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 56228.477 \text{ cm}^4$$

Coefficient $K = M_{ser} / I = 128,47 \text{ MN/m}^3$

Contrainte dans le béton $\sigma_b = K \cdot y = 11,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, Condition vérifiée

Contrainte dans l'acier $\sigma_s = 15K(d - y) = 169,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$, Condition vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant :

Données :

Hauteur totale de la poutre : $h = 20 \text{ cm}$

Hauteur utile de la poutre : $d = 18 \text{ cm}$

Largeur de l'âme : $b_0 = 1 \text{ m}$

Section d'acier tendu : $10,67 \text{ cm}^2$

Effort tranchant : $T = 50,63 \text{ kN}$

Vérification de la contrainte de cisaillement:

Contrainte tangentielle : $\tau_u = T / b \cdot d = 0,281 \text{ MPa}$

Contrainte tangentielle limite : $\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \min(2.5, 4) = 2,5 \text{ MPa}$

=> (Pas de risque de cisaillement)

❖ Armatures répartition

Section des armatures de répartition = $A_L / 4 = 2,67 \text{ cm}^2$

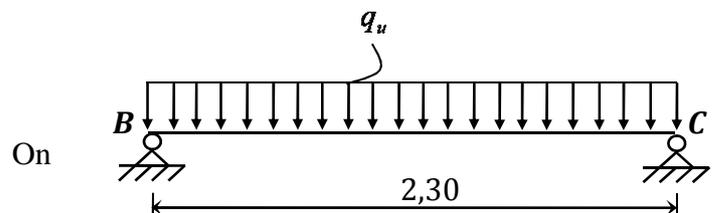
Choix : 4HA10 (3,14 cm²) ;

❖ La poutre palière :

Dimensionnement :

$$\begin{cases} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.15 \leq h \leq 0.23 \\ 0.05 \leq b \leq 0.10 \end{cases}$$

prend : $\begin{cases} h = 20 \text{ cm} \\ b = 10 \text{ cm} \end{cases}$



Sollicitations

$M_{max} = Pl^2/8 = 8,86 \text{ kN.m}$

$V = 15,41 \text{ kN}$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$M_a = 0,30 M_{max} = 2,66 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 M_{max} = 7,53 \text{ kN.m}$

Calcul des aciers à l'ELU

En travée:

$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,00753 / (0,10 \times 0,18^2 \times 14,2) = 0,164 < 0,392$ (Pas d'aciers comprimés)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,225$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,16\text{m}$$

$$A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e = 0,22\text{cm}^2$$

Choix : 2HA10 (1,57cm²)

En appui

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,00266 / (0,10 \times 0,18^2 \times 14,2) = 0,06 < 0,392 \text{ (Pas d'aciers comprimés)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,17\text{m}$$

$$A_{st} = M_u / (Z \times f_{su}) = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e = 0,22\text{cm}^2$$

Choix: 2HA6 (0,57cm²)

Vérification à l'ELS

$$M_s = 6,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{La position de l'axe neutre : } \frac{by^2}{2} + 15A_s(d - y) = 0 \text{ soit } 0,05y^2 - 23,25 \times 10^{-4}y + 42,39 \times 10^{-5} = 0$$

$$\text{Soit } y = 2,33 \text{ cm.}$$

$$\text{Le moment d'inertie : } I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 5803,76 \text{ cm}^4$$

$$\text{Coefficient } K = M_{ser} / I = 108,72 \text{ MN/m}^3$$

$$\text{Contrainte dans le béton } \sigma_b = K.y = 2,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}, \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{Contrainte dans l'acier } \sigma_s = 15K(d - y) = 156,04\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa}, \text{ Condition vérifié}$$

ANNEXE 11 : NOTE DE CALCUL DE L'ASCENSEUR

1.1 Charges permanentes

- ⊕ Poids de la dalle = $25 \times 0,20 = 5 \text{ kN/m}^2$
- ⊕ Estimons les autres poids (poids de la cabine + poids des accessoires + poids des revêtements) à 1200 kg/m^2 , soit 12 kN/m^2
- ⊕ Evaluons les autres charges (câbles des poulies + contre-poids + treuil + moteur) à 2 kN/m^2

Donc charges permanentes $G = 12 + 2 + 5 = 19 \text{ kN/m}^2$.

1.2 Charges d'exploitation

$$Q = 400 \text{ kg} / 1,045 \text{ m}^2 = 3,83 \text{ kN/m}^2$$

1.3 Combinaison des charges

$$\text{ELU} : Q_{\text{li}} = 1,35G + 1,50Q = 1,35 \times 19 + 1,50 \times 3,83 = 31,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : Q_{\text{ser}} = G + Q = 19 + 3,83 = 22,83 \text{ kN/m}^2$$

1.4 Calcul des sollicitations

$\alpha = L_x / L_y = 1,60 / 2,74 = 0,58 > 0,40$ alors la dalle porte sur 2 sens.

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha)} = 0,052 \text{ et } \mu_y = \alpha(1,9-0,9\alpha) = 0,799$$

D'où les moments pour les bandes de largeur d'unité :

$$M_{\text{ox}} = \mu_x Q_{\text{li}} l_x^2 = 4,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y M_{\text{ox}} = 3,34 \text{ kN.m}$$

- Bande de largeur 1m parallèle à l_x

En travée

$$M_{\text{tx}} = \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{\text{ox}} = 2,87 \text{ kN.m}$$

En appui

$$M_{\text{ax}} = 0,50 M_{\text{ox}} = 2,09 \text{ kN.m}$$

- Bande de largeur 1m parallèle à l_y

En travée

$$M_{\text{ty}} = \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{\text{oy}} = 2,29 \text{ kN.m}$$

Valeur minimale à respecter:

$$M_{\text{ty}} \geq \frac{M_{\text{tx}}}{4}$$

$$M_{\text{ty}} \geq \frac{2,87}{4} = 0,72 \text{ kN.m}$$

En appui

$$M_{\text{ay}} = 0,50 M_{\text{oy}} = 1,67 \text{ kN.m}$$

Valeur minimale à respecter:

$$M_{\text{ay}} = M_{\text{ax}} = 2,09 \text{ kN.m}$$

1.5 Calcul des sections d'acier

$$\mu_{lu} = (3440Y + 49f_{c28} - 3050)10^{-4}$$

Avec $Y = Q_u / Q_{ser} = 31,40 / 23,83 = 1,32$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc, $\mu_{lu} = (3440 \times 1,32 + 49 \times 25 - 3050)10^{-4} = 0,272$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,2 = 0,18 \text{ m}$$

Sens l_y

- **Aciers en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,29 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18 \times 0,18) \times 14,20} = 0,0037 < \mu_{lu} \text{ alors } A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{2,29 \times 10}{0,179 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Aciers en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,09 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18 \times 0,18) \times 14,20} = 0,0045 < \mu_{lu} \text{ alors } A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,180 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{2,09 \times 10}{0,180 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale d'acier A_{ymin}**

$$A_{ymin} = 8h_0 = 8 \times 0,20 = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des aciers**

$$A_{ty} = A_{ay} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t < \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 3h_0 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_t < 33 \text{ cm}$$

Choix: 4T10 $S_t = 30 \text{ cm}$

sens l_x

- **Aciers en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,87}{1 \times (0,18 \times 0,18) \times 14,20} = 0,0062 < \mu_{lu} \text{ alors } A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{2,87 \times 10}{0,179 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale d'armature A_{xmin}**

$$A_{ymin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{xmin} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des aciers**

$$A_{tx} = A_{ax} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t < \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 3h_0 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_t < 33 \text{ cm}$$

Choix: 4T10 $S_t = 30 \text{ cm}$

II. Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appui prend un quart ($\frac{1}{4}$) de la charge totale. **Donc $Q_{U_{appuis}} = Q_U / 4 = 31,40/4 = 7,85 \text{ KN}$.**

$Q_{U_{appuis}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on doit vérifier :

$$\tau_u = V_u / S < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma}$$

$$\alpha > 0,4 \text{ alors } \left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = (Q_U l_x / 2) \left(\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right) = 4,87 \text{ kN} \\ V_{uy} = Q_U l_x / 2 = 6,28 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\tau_{ux} = V_{ux} / S = 4,87 / 0,18 \times 1 = 0,027 < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma} = 1,17$$

$$\tau_{uy} = V_{uy} / S = 6,28 / 0,18 \times 1 = 0,035 < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma} = 1,17$$

Condition vérifiée.

ANNEXE 12 : NOTE DE CALCUL BALCONS

❖ Chargements

Type de charges	Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	Charge (KN)
Charge répartie	Dalle pleine ($e = 20 \text{ cm}$)	25	0.20×1	5,00
	Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$)	20	0.02×1	0.4
	Carrelage ($e = 2 \text{ cm}$)	22	0.02×1	0.44
	Lit de sable ($e = 2 \text{ cm}$)	17	0.02×1	0.34
	Cloison en brique ($e = 10 + 15 \text{ cm}$)	12	0.25×2.91	10.181
	Enduit en plâtre ($e = 2 \text{ cm}$)	10	0.02×2.91	0.582
	Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)	20	0.02×2.91	1.164
Charge concentrée	Cloison en brique ($e = 10 + 15 \text{ cm}$)	14	0.25×2.91	10.181
	Enduit en plâtre ($e = 2 \text{ cm}$)	10	0.02×2.91	0.582
	Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)	20	0.02×2.91	1.164

☀ La charge permanente totale (charge répartie) $G = 16.854 \text{ KN/m}$

☀ La charge du mur (force concentrée) $F = 11.927 \text{ KN}$

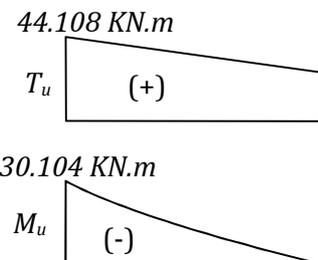
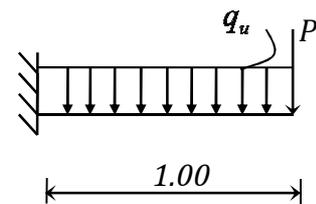
☀ La charge d'exploitation (charge répartie) $Q = 3.5 \text{ KN/m}$

❖ Sollicitations :

☀ Le calcul se fait par une bande de 1 m

$$\Rightarrow \begin{cases} q = (1.35G + 1.5Q) = 28.007 \text{ KN/m} \\ P = 1.35F = 16.101 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = M_p + M_q = Pl + \frac{ql^2}{2} = 30.104 \text{ KN.m} \\ T_u = T_p + T_q = P + ql = 44.108 \text{ KN} \end{cases}$$



Distance $x \text{ (m)}$	Réaction $R_x \text{ (KN)}$	Effort tranchant $T_x \text{ (KN)}$	Moment $M_x \text{ (KN)}$
0	44.108	44.108	30.104

Ferraillage:

Largeur de la poutre: $b = 1 \text{ m}$

Hauteur de la section: $h = 0,20 \text{ m}$

La hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$

Moment $M = 30,104 \text{ KN.m}$

Moment réduit : $\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,116$

Coefficient de la fibre neutre : $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,155$

Bras de levier du couple interne : $z = 0,127\text{m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus			
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	6.831 cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23 f_{t28} b.d / f_e$	$A_{min} =$	1.63 cm ²
Choix des sections commerciales des aciers tendus			
Choix : 7 HA 12		$A_{st} =$	7.92 cm ²

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{T}{b.d}$	$\tau_u =$	0.327	Mpa
Contrainte tangente limite	$\min(0.1 f_{c28}; 4\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u =$	$\min(2.5, 4)$	Mpa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0.327 < 2.5 vérifiée		

Armatures de répartition				
Section des armatures de répartition	$\frac{A_L}{4}$	$A_r =$	2.545	cm ²
Choix des armatures	5 HA 10	$A_r =$	3.93	cm ²

ANNEXE 13 : NOTE DE CALCUL DU RADIER GENERAL

1. Epaisseur du radier (Nervure):

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5}{10} = 50\text{cm}$:

Avec L_{\max} = entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

❖ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

❖ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 5,00\text{m} \Rightarrow 62,5\text{cm} \leq h_r \leq 100\text{cm}$$

❖ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} \geq 2 L_{\max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{\max} : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (E_{vj} 10819MPa)

b : Largeur de la nervure du radier (largeur du poteau : 40cm)

I : Inertie de la section du radier. ($I = bhr^3/12$)

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$) .

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} L_{\max}\right]^4 \times \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 5,00\right]^4 \times \frac{40}{10819}} = 72,40\text{cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est **hr= 75cm**; la largeur est celle du plus gros poteau : **b=40cm**

- Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{675}{20} = 33,75\text{cm}$

Avec L_{\max} = entre axes maximal des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Choix : On retient une épaisseur de **hd = 50cm** pour la dalle du radier

- **Surface du radier :**

$$\text{❖ A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{23,330}{0,105} = 222,2\text{m}^2$$

On a surface du radier $S_{\text{radier}} <$ Surface du bâtiment ($426,37\text{m}^2$), on prévoit un débord bâtiment

❖ **Calcul du débordement :**

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 80 \text{ cm} ; \Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 426,37 + 93,6 = \underline{\underline{520\text{m}^2}}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = V_u / b.d \leq 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$V_u : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = quL_{\text{max}} / 2 = \frac{Nuxb}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

Avec $N_u = N_{u1} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 32,209 \text{ MN} + 1,35 \times 6,5\text{MN} = 40,984 \text{ MN}$

L : la longueur maximal d'une bande de 1m, $L=6,75\text{m}$

$$V_u = \frac{40,984 \times 1 \times 6,75}{520 \times 2} = 0,27\text{MPa} < 1,25\text{MPa} ; \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérification de l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier = $G_T + G_{\text{rad}} = 18,570 + 6,5 = 25,07 \text{ MN}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,50\text{m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 520\text{m}^2$)

$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 10 \times 1,50 \times 520 = 11,7 \text{ MN} < W = 25,07 \text{ MN} \Rightarrow$ Aucun de risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

- **Vérification au non poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL 91)**

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier [$\mu_c = (2a + 2h) \cdot 2 = 4,6\text{m}$]

Nu : Charge de calcul à l'ELU sous les poteaux (Nu = 1200 KN)

h : Epaisseur totale du radier (75cm)

Donc $\frac{0,07 \times 4,6 \times 0,75 \times 25}{1,5} = 4025 \text{ KN} > \text{Nu} = 1200 \text{ KN}$ donc pas de risque de poinçonnement

Calcul des ferrailages du radier

2. Ferrailage de la dalle

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Ces panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91. Les sollicitations de calcul sont donc les suivantes

$$\text{ELU : } q_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{32209}{520} = 61,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = \frac{G + Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{23330}{520} = 44,87 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations:

Le dimensionnement de la dalle va se faire à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé (4,75x6,75) et ensuite généraliser les résultats sur l'ensemble du radier.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{6,75} = 0,70 > 0,4 \text{ donc le panneau porte suivant les deux sens}$$

➤ Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\alpha = 0,80 \Rightarrow \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4(0,7)^3)} = 0,069 ; \mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95(1 - \alpha)^2] = 0,436$$

➤ Détermination des moments isostatiques

$$\text{Sens } l_x : M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,069 \times 61,94 \times 4,75^2 = 96,43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } l_y : M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,436 \times 96,43 = 42,04 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastrés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

$$M_a = 0,50 M_o ; M_t = 0,75 M_o$$

❖ Sections d'acier

En rappel, la dalle a les caractéristiques suivantes :

Epaisseur (hauteur) : 50cm ; soit donc $d = 9h = 45 \text{ cm}$;

Largeur $b_o = 1 \text{ m}$ (le calcul se fait sur 1m)

Sens xx'

En appui (M =48,22KN.m)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,04822}{1*0,45^2*14,20} = 0,017$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2*0,017)}) = 0,021$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45*(1-0,4*0,021) = 0,44m$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,04822}{0,44 * 348} = 3,15cm^2 / ml$$

$$A_{min} = \beta_0 \frac{3-\alpha}{2} xS \quad \text{Avec : } A_{min} : \text{Section minimale d'armatures. } S : \text{section totale du}$$

béton (b₀xh). β_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{x_{min}} = [0,0008x(3-0,70)x0,50/2]=4,60 cm^2/ml ;$$

Choix : 5HA12 (5,65 cm²/ml)

En travée (M=72,32KN.m)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,07232}{1*0,45^2*14,20} = 0,025$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2*0,025)}) = 0,032$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45*(1-0,4*0,021) = 0,44m$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,07232}{0,44 * 348} = 4,72cm^2 / ml$$

Choix : 5HA12 (5,65 cm²/ml)

Sens yy'**En appui (M =21,02KN.m)**

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,02102}{1*0,45^2*14,20} = 0,007$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2*0,017)}) = 0,009$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45*(1-0,4*0,009) = 0,45m$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,02102}{0,45 * 348} = 1,34cm^2 / ml$$

$A_{y_{min}} = \beta_0 xS$; Avec : A_{min} : Section minimale d'armatures. S : section totale du béton (b₀xh).

β_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{y_{min}} = 0,0008x0,50 = 4cm^2/ml > A_y, \text{ on retient donc } \mathbf{4HA12 (4,52cm^2/ml)}$$

En travée (M=31,53KN.m)

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,03153}{1*0,45^2*14,20} = 0,01$$

$$\alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{lu})}) = 1,25*(1 - \sqrt{(1 - 2*0,01)}) = 0,012$$

$$z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,45*(1 - 0,4*0,012) = 0,45m$$

$$A_{stx} = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0,03153}{0,45 * 348} = 2,01cm^2 / ml$$

$$A_{ymin} = 0,0008x0,50 = 4cm^2/ml > A_y, \text{ on retient donc } \underline{\underline{4HA12 (4,52cm^2/ml)}}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On vérifie à l'ELS les conditions suivantes :

$$\text{Acier : } \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2fe}{3}; 110\sqrt{\eta ft_j}\right] = 201,63MPa ;$$

$$\text{Béton : } \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

$$M_{ser} = 69,85 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre $bx \cdot \frac{x}{2} + nA_{sc}(x - d') - n..A_{st}(d - x) = 0$; Soit donc l'équation :

$$50x^2 + 84,75x - 3814 = 0 ; \text{ de } \underline{\underline{\text{solution } x = 7,93cm}} \quad :$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + n..A_{st}(d - x)^2 = 100 \frac{7,93^3}{3} + 15x5,65(45 - 7,93)^2 = 133084,75cm^4$$

Les contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{0,06985x0,0793}{0,0013308475} = 4,16MPa < \overline{\sigma_b} = 15MPa : \text{Contrainte béton vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ser}(d - x)}{I} = \frac{15x0,06985(0,45 - 0,0793)}{0,0013308475} = 0,39MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 : \text{Contrainte acier}$$

vérifiée.

Conclusion : l'ELS est vérifié

3. Etude des nervures

Elles se présentent comme des poutres doublement encastées.

❖ Données de l'étude :

La hauteur des nervures: $h = 75cm$

La largeur des nervures: $b = 40 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 70cm$

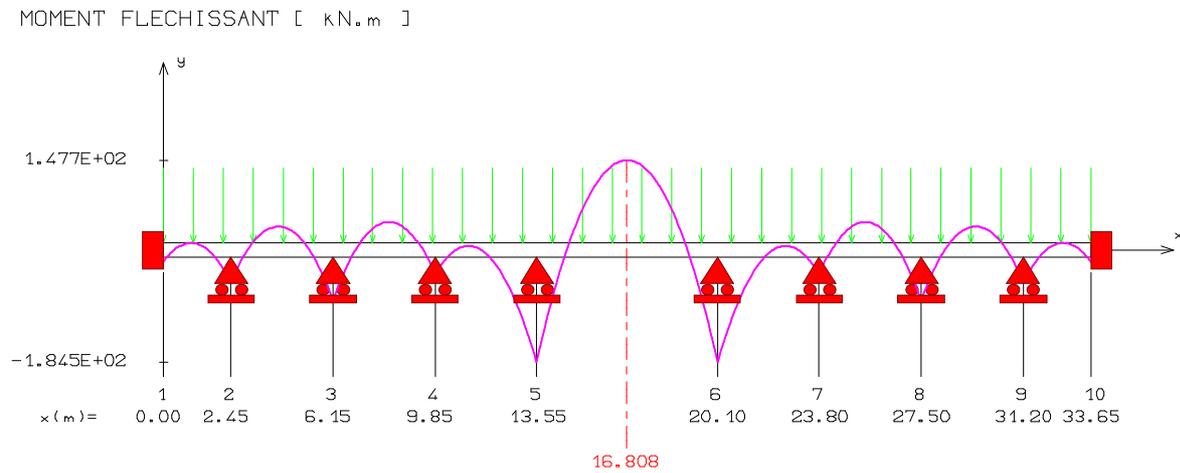
Enrobage : $c = 5cm$

❖ Sollicitations

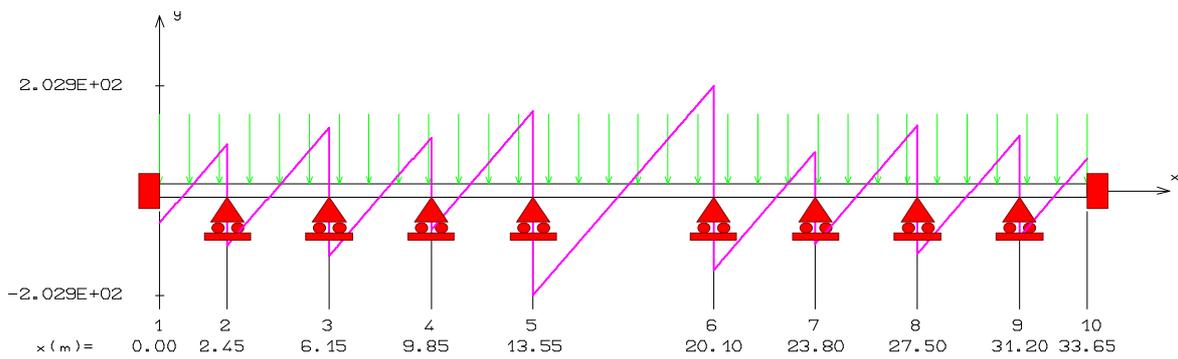
Charge ultime revenant à la nervure : $q_u = [N_u/S_{rad}] = (32,209/520) = 61,94 \text{ KN/m}^2$

Charge de service revenant à la nervure : $q_{ser} = [N_{ser}/S_{rad}] = 44,87 \text{ KN/m}^2$

- Sens xx'



EFFORT TRANCHANT [kN]



$$M_{\max} (\text{appui}) = -184,5 \text{ KN.m}$$

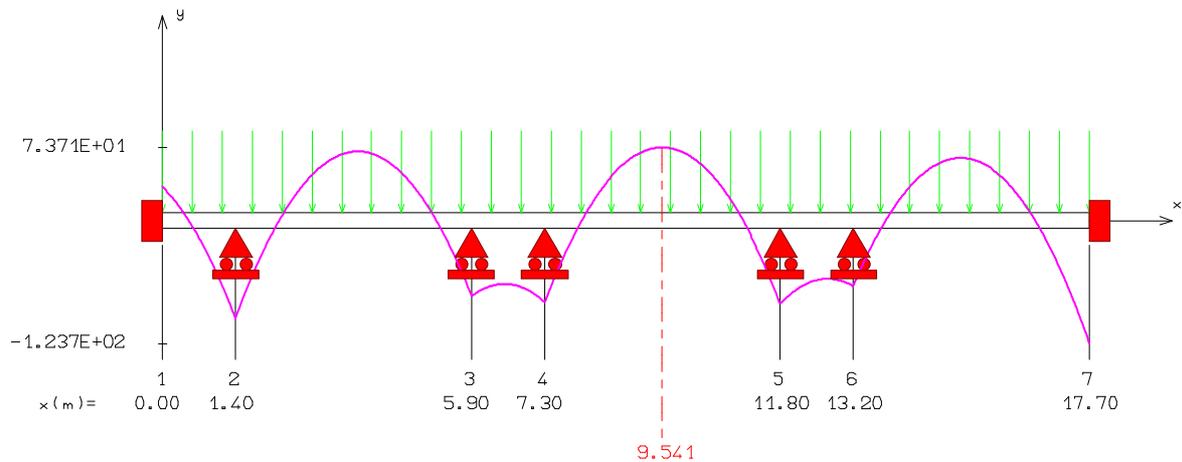
$$M_{\max} \text{ Travée} = 147,5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant max} = 202,9 \text{ KN}$$

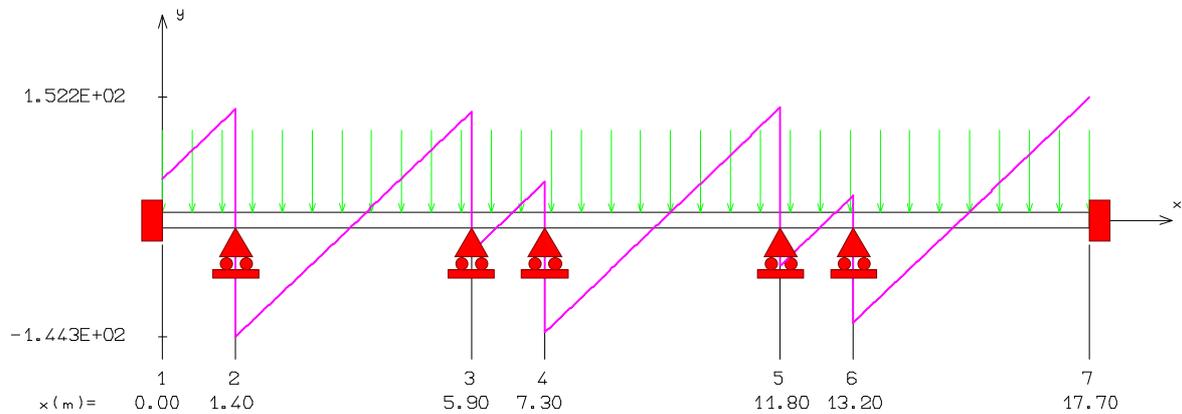
$$M_{ser} = -133,7 \text{ KN.m}$$

-Sens yy'

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]



$$M_{\max} (\text{appui}) = -123,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} \text{ Travée} = 73,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant max} = 152,2 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = -89,67 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des sections d'acier à l'ELU

Le calcul des ferailage se deroule selon le plan suivant :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} :$$

$$\text{Calcul du coefficient de la fibre neutre: } \alpha_{lu} = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) ;$$

$$\text{Calcul du bras de levier du couple interne : } z = d. (1 - 0,4\alpha);$$

$$\text{Calcul de la section d'acier theorique : } A_{st} = [M_u/z \cdot f_{su}] ;$$

Choix des sections d'acier normalisés

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bxd} < \bar{\tau}_u = \min(0,13fc28;5MPa)$;

Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

Longueur du scellement droit : $L_s = (\Phi x f_e) / (4t_s)$; avec $\tau_s = 0,6\psi^2 f_{t28}$;

Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$\bar{V}_u = \frac{0,4x f_{c28} x 0,9bd}{\gamma_s} > V_u$$

Calcul des aciers transversaux

$$\Phi_t = \Phi / 3 = 12/3$$

Calcul des espacements

$$St \leq \frac{0,9A_t}{\tau_u \gamma_s * b_o} x f_e$$

$$S_{t\max} = \min \{0,9d; 0,4m ; A_t x f_e / (0,4 x b)\}$$

Vérification à l'ELS

La position de l'axe neutre : x tel que $b \frac{x^2}{2} + n..Asc(x - d') - n.Ast(d - x) = 0$:

$$\text{Moment d'inertie : } I = bx^3/12 + nA_{st} (d-x)^2$$

Vérification de la contrainte dans le béton : $\bar{\sigma}_{bc} = M_{ser} * x / I < \bar{\sigma}_{bc} (\text{barre}) = 15MPa$

Vérification de la contrainte dans l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = n.M_{ser}(d-x) / I < f_e = 400MPa$

Récapitulatif (ELU)

Données	xx'		yy'	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Moments (KN.m)	184,5	147,5	123,7	73,71
Eff Tranch max Vu (KN)	202,9	0	89,67	0
Acier Théorique (cm ²)	7,85	6,23	5,20	3,07
As mini	3,39	3,39	3,39	3,39
Choix	6HA14 (9,24)	6HA12 (6,78)	6HA12 (6,78)	6HA10 (4,71)
Aciers transversaux	4HA10 (3,14)	5HA8 (2,51)	5HA8 (2,51)	4HA6 (1,13)
Espacements (cm)	30	30	30	30
Vérif effort tranchant	$V_u = 202,9 < \bar{V}_u = 2104 (cv)$		$V_u = 89,67 < \bar{V}_u = 2104 (cv)$	
Contrainte cisaillement	0,72	0,72	0,32	0,32
Contrainte limite	3,25	3,25	3,25	3,25
Conclusion	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Récapitulatif ELS

La position de l'axe neutre :x tel que

$$b \frac{x^2}{2} + n \cdot A_{sc}(x - d') - n \cdot A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow 20x^2 - 15 \cdot 9,24(70 - x) = 0 \Rightarrow 20x^2 + 138,6x - 9702 = 0$$

Soit x= 18,83cm

Moment d'inertie :

$$I = bx^3/12 + nA_{st}(d-x)^2 = 40 \cdot 18,83^3/12 + 15 \cdot 9,24(70-18,83)^2 = 385161,04 \text{cm}^4$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot x/I = 0,1337 \cdot 0,1883/0,0038516104 = 6,54 < \sigma_{bc}(\text{barre}) = 15 \text{MPa (vérifié)}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = n \cdot M_{ser}(d-x)/I = 15 \cdot 0,1337(0,70-0,1833)/(0,0038516104) = 169,04 < f_e = 400 \text{MPa}$$

Conclusion: l'ELS est vérifiée