

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structures

Conception et calcul d'un bâtiment en béton armé en R+7+S/SOL

Présenté par :

TAIBI RAMDANE

HADJARI RAHAL

Soutenu le 23/ 06 / 2024, devant le jury composé de :

M. YEGHNEM	Président
M. BELIA .ZOHIR	Encadreur
M. DERASS	Examineur

Année universitaire 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Nous tenons à remercier DIEU, le tout puissant qui nous a permis d'apprendre à lire
et à connaître le vrais sens de la vie.*

*Au terme de cette étude, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à notre
formation et à l'élaboration de ce travail.*

*A Monsieur BELLIA, nous lui soyons très reconnaissants pour son aide ; son
orientation , son encouragement, sa patience et ses précieux conseils.*

*Enfin, nos remerciements vont aussi à tous les membres de jury d'avoir accepter de
juger ce modeste mémoire.*

RAMDANE,RAHAL

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

***Ma mère :** Avec toute sa tendresse, en signe d'affection et de reconnaissance, pour son dévouement exemplaire et pour les énormes sacrifices qu'elle m'a consentis.*

***A mon père :** pour tous ses sacrifices, sans lesquels, je ne serai jamais arrivé à cette consécration, l'exemple constant qu'il m'a toujours donné, d'une vie de droiture, sa passion de travail, ont toujours suscité en moi le désir de suivre sa voie*

A mes chers frères (AHMED,AMINE REMASSE,ANFAL,AMINA DRISSI)

Toute La famille TAIBI et HOUARI,

A mon cher binôme RAHAL et toute sa famille

A tous mes amis ou plutôt mes frères

KHALIL,DJELLO,OTMAN,RACHID,YOUCCEF & BADIAA

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite
Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaîtront dans ma
dédicace

RAMDANE TAIBI

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

A mon père : Pour tous ses sacrifices, sans lesquels, je ne serai jamais arrivé à cette consécration, l'exemple constant qu'il m'a toujours donné, d'une vie de droiture, sa passion de travail, ont toujours suscité en moi le désir de suivre sa voie.

Ma mère : Avec toute sa tendresse, en signe d'affection et de reconnaissance, pour son dévouement exemplaire et pour les énormes sacrifices qu'elle m'a consentis.

Mes chers frères(ALAA,IMAD), mes oncles, mes tantes, mes cousin et cousine mon cher binôme RAMDANE ainsi que mes amis (Khalil ,djelloul) et tous qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail sans oublier tous les enseignants du département de génie civil et d'hydraulique.

RAHAL HADJARI

RÉSUMÉ

Le présent travail consiste à étudier une structure à usage multiple composée d'un : Sous-sol, un réez de chaussé et 07 étages. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de SIDI BELABESS, classée en zone I.

Nous avons mené une note de calcul en génie civil, en calculant le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles de contreventement, fondations), tout en respectant les exigences des deux règlements en vigueur : le règlement parasismique algérien RPA/version 2003, et le règlement BAEL.

La modélisation de la structure a été faite par le logiciel ROBOT version 2017.

Abstract

The present work is to study a multi-purpose structure consisting of a: basement, ground floor and 07 floors. This book is set in the wilaya of SIDI BELQBESS, classified as zone I.

We conducted a note of computing in civil engineering, by calculating the reinforcement of structural elements (beams, posts, bracing sails, foundations), while respecting the requirements of the two regulations in force: the Algerian seismic Regulations 2003 RPA/version, and BAEL.

The modelling of the structure was made by software ROBOT version 2017.

ملخص

العمل في هذه المذكرة هو دراسة بناية متعددة الأغراض تتألف من طابق تحت أرضي وأرض و 07 طوابق . تقع البناية في ولاية سيدي بلعباس التي تصنف في المنطقة الأولى.

نعتمد في هذه الدراسة على حساب من الهندسة المدنية، مثل عناصر التعزيز الثانوية والمقاومة، وعلينا احترام متطلبات كل من النظامين، نظام الزلازل الجزائري/المعدل 2003، ونظام الخرسانة المسلحة في الحالة النهائية.

يتم وضع نماذج الهيكل على برنامج التحليل الهيكلي الروبو 2017 .

Liste des figures

- **Figure I-1** : Plancher à corps creux
- **Figure I.2** : Brique creuse
- **Figure I.3** : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'E.L.U
- **Figure I.4** : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS
- **Figure I. 5** Diagramme des contraintes à l'ELS Diagramme contrainte déformation de l'acier
- **Fig.II.1** : Epaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).
- **Figure II.2** section réduite du poteau
- **Figure .II.3** dimensions du poteau le plus sollicités
- **Figure .II.4.** Schéma du voile
- **Figure III .1** : Coupe transversale d'un plancher à corps creux
- **Figure III .2** : Dimensions des poutrelles.
- **Figure III. 3** : Section de calcul
- **Figure III.4** : Type de poutrelle a calculé
- **Fig. III.5** : Section de calcul en travée
- **Figure III.6** : Section de calcul en appuis.
- **Figure III.7:** armatures transversales
- **Figure III.8** : Centre de gravité
- **Figure III.9** : ferrailage des poutrelles
- **Figure III.10.** Disposition constructive des armatures de la table de compression
- **Figure (IV-1)** : Coupe verticale sur l'acrotère
- **Figure (IV-2)** : Schéma statique de l'acrotère
- **Figure IV.3.** Schéma de ferrailage de l'acrotère
- **Figure. IV. 4** : Vue en plan de la cage d'escalier (Type 1)
- **Figure. IV. 5** : L'inclinaison de la paillasse
- **Figure.IV.6** : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos
- **Figure.IV.7:** Diagrammes des moments fléchissant Et efforts tranchants à [E.L.U].
- **Figure. IV. 8:** Section de calcul de la paillasse.
- **Figure. IV.9:** Section de calcul de la paillasse
- **Figure IV.10.** Schéma statique de la poutre palière.
- **Figure IV.11.:** Vue en plan de la cage d'escalier (Type 2)

- **Figure. IV.12. :** Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos
- **Figure. IV.13 :** Schéma d'une volée et 2 paliers de repos
- **Figure.IV.14 :** Ferrailage Supérieur du panneau de dalle.
- **Figure .IV.15:** Ferrailage Inférieur du panneau de dalle.
- **Figure V.1.** Spectre de réponse
- **Figure .V.2:** grand effet de p-DELTA.
- **Figure.V.3:** le petit effet de p-DELTA.
- **Figure.VI.1.** Les groupements de barres autorisés pour le ferrailage
- **Figure. VI.2 :** Ancrage courbe avec un crochet à 90°.
- **Figure VI.3 :** Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux
et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre.
- **Figure. VI.4 :** Façonnage des cadres, étriers et épingles.
- **FigureVI-5 :** Ferrailage de la poutre principale
- **Figure.VI. 6:** La zone
- **Figure.VI. 7:**Espacement entre les armatures longitudinales.
- **Figure.VI. 8:** Les armatures transversales dans la zone de recouvrement
- **Figure VI.09:** Schéma de ferrailage (poteau 70*70)
- **Figure .VI. 10:** Zone nodale
- **Figure.VI.11 :** Schéma de ferrailage.
- **Figure VII.1:** schéma du voile périphérique.
- **Figure VII.2.** Schéma statique du voile périphérique
- **Figure VII.3:** le ferrailage du voile périphérique.
- **Figure VII-4 :** schéma statique de débord

Liste des tableaux

- **Tableau II.1.** Les charges permanentes sur le plancher terrasse.
- **Tableau II.2.** Les charges permanentes sur les planchers étage courant
- **Tableau II.3.** Pré dimensions des poutres
- **Tableau.III.1.** récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée et en appuis
- **Tableau III.2 :** Caractéristiques des matériaux
- **Tableau III.3 :** vérification de la contrainte de service limite pour le béton niveau terrasse
- **Tableau III.4 :** vérification d'effort tranchant niveau terrasse
- **Tableau. IV.1:** les sollicitations maximales
- **Tableau IV.2:** calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis de volée
- **Tableau IV.3.** de ferrailage de poutre palière
- **Tableau IV.4.** vérification de la contrainte de service limite pour le béton (poutre palière).
- **Tableau. IV.5:**Descente des charges
- **Tableau. IV.6.:** les sollicitations maximales
- **Tableau IV.7 :** calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis de volée
- **Tableau IV -8** Vérification de la contrainte du béton
- **Tableau IV.9.** Le poids mort:
- **Tableau V .1:** valeurs des pénalités P_q
- **Tableau. V.2.** Période et facteurs de participation massique du modèle initial
- **Tableau V. 3 :** Vérification des déplacements inter-étage suivant x et y :
- **Tableau V.4. :** Vérification de l'effet de P-delta.
- **Tableau V.5.** vérification de renversement.
- **Tableau.VI. 1:**Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et efforts tranchants
- **Tableau.VI. 2:** Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.
- **Tableau.VI. 3:** Tableau récapitulatif des sollicitations
- **TableuVI.4.**Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.
- **Tableau VI.5** Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.
- **Tableau VII.1.**sollicitations maximales des moments
- **Tableau VII.2:** Calcul de ferrailage du voile.

- **Tableau VII.3:** Vérification de la contrainte de voile périphérique pour le béton à l'ELS
- **Tableau VII.4 :** Vérification d'effort tranchant
- **Tableau VII-5 :** les sollicitations des fondations.
- **Tableau VII.6. :** Vérification des contraintes suivant XX.
- **Tableau VII.7. :** Vérification des contraintes suivant YY.
- **Tableau VII.8. :** Les sollicitations des panneaux
- **Tableau VII.9. :** Section des aciers pour les panneaux
- **Tableau VII.10. :** Vérification d'effort tranchant
- **Tableau VII.11. :** Vérification des contraintes à l'ELS.

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.

- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.

- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y, Y_I : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Table des matières

I. Introduction Générale :	1
---	----------

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction	5
I.2. Présentation de l'ouvrage	6
I.3. Présentation du bâtiment	6
I.4. Conception de la structure	7
I.5. Hypothèses de calcul	9
I.6. Sollicitation et Combinaison de calcul	13
I.7. Règlements et normes utilisés	13
I.8. Conclusion	13

CHAPITRE II:Pré dimensionnement

II.1. Introduction.....	15
II.2. Pré dimensionnement des dalles	15
II.3. Plancher en corps creux (étage courant)	15
II.4. Evaluation des charges et des surcharges	16
II.5. Pré dimensionnement.....	17
II.5.4. Les voiles	26

CHAPITRE III: Etude Plancher

III.1. Introduction	29
III.2. Calcul des planchers	29
1. en travée :	35
2. En appuis :	36
3. Vérification à L'ELS :	37
4. Vérification d'effort tranchant :	37
5. Calcul et vérification de la flèche :	38

CHAPITRE IV:Étude des éléments non structuraux

IV.1. Introduction	44
IV.2. Etude de l'acrotère.....	44
IV.3. Etude d'escalier	48
8 Marches par volées 1et 2.....	49
a) Palier	51
b) Volée	51
V.4. Etude de La poutre palière	57

V.5. Etude de l'ascenseur	64
CHAPITRE V: ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	
V. Étude dynamique et sismique	79
V.1. Introduction	79
V.2. Choix de la méthode de calcul :	79
V.2.1.2. Analyse spectrale	80
V.3. Résultats de l'analyse dynamique :	87
V.4. Vérification au renversement :	94
VII. ETUDE DES PORTIQUES	94
VII.1. Introduction	94
VII.2. Définition :	94
VII.3. Ferrailage des portiques :	94
VII.4. Ferrailage des poteaux :	104
VII.5. Calcul du voile de contreventement :	114
VII.5.2.2. Ferrailage du voile :	116
a) Les armatures verticales :	116
b) Les armatures horizontales :	118
VIII. Etude de l'infrastructure	122
VIII.1. Introduction :	122
VIII.2. Etude des voiles périphérique :	122
VIII.3. Caractéristiques du voile :	122
VIII.4. Etude des fondations :	127
Conclusion Générale :	143
Références:	144
Annexes.....	146

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Il comprend notamment :

Le gros œuvres en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel, etc.

Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc.

Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages D'art, canaux, ports, tunnels, etc.

Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc.

Les infrastructures urbaines : aqueducs, égouts, etc.

Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases, souvent confiées à des organismes différents :

La planification qui consiste à intégrer le projet dans un ensemble de plans directeurs,

La conception, qui inclut la réalisation des études détaillées d'avant-projet, le dimensionnement, qui consiste à déterminer les dimensions des éléments constitutifs de la future réalisation, l'appel d'offres qui permet de planifier la réalisation, notamment le coût de celle-ci, et de choisir l'entreprise qui en aura la charge, l'exécution de la construction, qui inclut l'élaboration du projet définitif. Différents corps de métiers interviennent dans la réalisation d'un ouvrage :

Les études techniques (techniques de génie civil) entrent dans le détail de la phase de dimensionnement et établissent les plans de construction. Ensuite, interviennent les méthodes qui valident la faisabilité des plans de construction et définissent le mode et les outils de construction.

Le département de production : Fondation (construction), terrassements, gros œuvres, corps d'états secondaires, corps d'états techniques, corps d'états architecturaux, équipements.

Réceptions provisoire et finale de l'ouvrage,

L'exploitation et l'entretien de l'ouvrage.

Intervenants :

Un projet de génie civil est réparti entre plusieurs intervenants :

Le maître d'ouvrage est celui (personne ou organisme) qui déclenche une entreprise de construction et sera celui qui réceptionnera l'ouvrage. En premier lieu c'est celui qui paie l'entreprise, le maître d'œuvre et le bureau de contrôle.

Le maître d'œuvre élabore un projet (l'œuvre) à la demande du maître d'ouvrage.

Le bureau de contrôle est chargé par le maître d'ouvrage de donner un avis sur l'œuvre ainsi que les travaux.

1.2. Bâtiment

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante.

(Le terme édifice désigne tout ce qui est édifié : un ensemble architectural ou industriel (un ou plusieurs bâtiments jointifs ou non ayant la même destination), une construction bâtie pour aménagement de terrain, un signal monumental.)

Le Bâtiment au sens commun est le secteur d'activité professionnel de la construction des édifices et des voies et routes (secteur économique "Bâtiment et Travaux Publics" appelé B.T.P.)

L'art de concevoir des bâtiments s'appelle architecture aussi bien pour leur forme globale que pour l'aménagement intérieur en salles, la science de la conception des édifices s'appelle le génie civil tandis que celui de disposer les constructions à l'échelle de la ville pour les raccorder en agglomération aux réseaux de voies, eau, égouts,... s'appelle urbanisme.

La construction des bâtiments relève de spécialités professionnelles définies en corps de métier, appelées corps d'état, qui forment ensemble le secteur du bâtiment. Il est traditionnellement divisé en gros œuvre fournissant la bâtisse, au sens propre "la partie édifiée en structure qui résiste" et le second œuvre partie qui l'habille.

En dehors des « gars du bâtiment », ouvriers qui bâtissent manuellement, la construction d'ouvrage nécessite après la conception par un maître d'ouvrage ou un architecte l'intervention de professions particulières comme les métreurs, les ingénieurs, les décorateurs, les contrôleurs, les géomètres,... avant ou pendant la réalisation puis à la réception de l'ouvrage.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DU PROJET

I. PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : les séismes, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis-à-vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement Parasismique Algérien "RPA99 versions 2003") et le CBA93, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+07) sous-sols en béton armé à usages multiples (d'habitation, commerce), L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre II qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Dans le chapitre III nous nous intéressons à l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers).

En l'occurrence le chapitre IV qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par l'Autodesk Robot structural analyses Professional 2017 un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le RPA99 et le BAEL91, dans le chapitre V.

Le chapitre VII consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+7) sous-sols à usage d'habitation en béton armé.

Ce projet est implanté dans la ville de **Sidi Bel Abbes**, zone classée par les règles **RPA 99/versions 2003** comme une zone de faible sismicité (**Zone I**).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme un site ferme (S2).

La contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 2,5$ bars).

I.3. Présentation du bâtiment

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment RDC+07+s-sol (bloc A) à usages multiples (d'habitation commerce) en béton armée composée de :

- Un sous-sol a usage parking.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- 07 étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau : F4.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan.

D'après la classification des RPA99 versions 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I).
- Le site est considéré comme ferme (S2).

I.3.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment	33.52 m
Profondeur de sous-sol	4.50 m
Hauteur du rez-de-chaussée	4.08 m
Hauteur de l'étage courant	3.06 m

I.3.2. Dimensions en plan

La structure présente une forme de L, dont les dimensions en plan sont mentionnées :

Longueur totale : $L_x = 18,10$ m.

Largeur totale : $L_y = 18,10$ m.

I.4. Conception de la structure

I.4.3. Ossature de l'ouvrage

Des portiques auto-stables en béton armé et des voiles de contreventement assurent la stabilité du bâtiment dans les deux sens.; donc d'après (RPA 99 versions 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte portiques/voiles avec interaction ».

I.4.4. Plancher

C'est une zone généralement plane qui sert à séparer les niveaux. On peut distinguer :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

I.4.4.1. Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- facilité de réalisation ;
- lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Par conséquent, la force sismique diminue en raison de la diminution du poids de la structure..
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

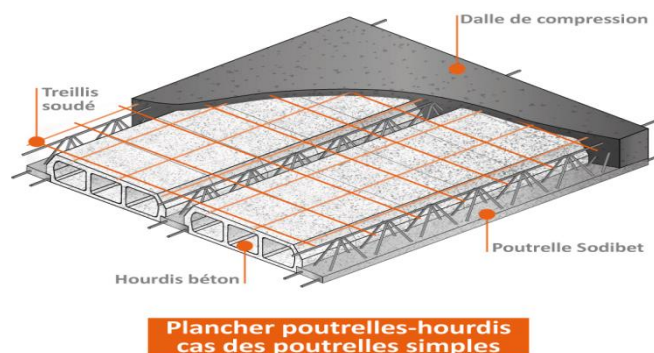


Figure I-1 : Plancher à corps creux

I.4.4.2. Planchers dalle pleine :

J'ai choisi des dalles pleines pour certaines zones en raison de leurs formes irrégulières, dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.5. Escalier

Un escalier sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment. . Il se compose d'une série de marches horizontales et de paliers de repos, offrant à l'utilisateur la possibilité de monter ou descendre en toute sécurité. Dans le cadre de notre ouvrage, l'escalier reliant le rez-de-chaussée et les autres étages est équipé de deux volées et d'un seul palier.

I.4.6. Maçonnerie

Les briques creuses sont utilisées pour la maçonnerie du bâtiment :

- Les murs extérieurs sont faits d'une double paroi en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur), avec une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs recouverts d'une seule couche de brique de 10 cm d'épaisseur

a. Murs extérieurs :

Les façades sont remplies en maçonnerie, avec une double cloison en briques creuses et 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

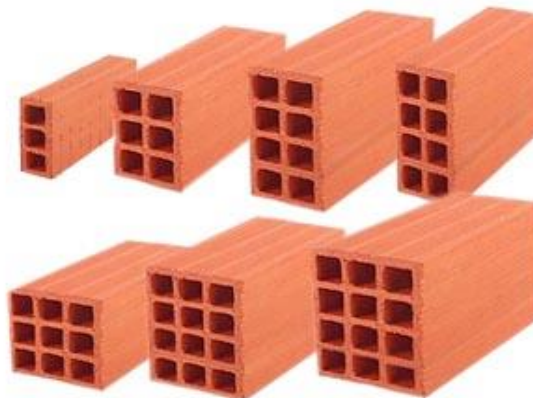


Figure I.2 : Brique creuse

I.4.7. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.4.8. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.9. Gaine d'ascenseurs

Il s'agit d'un dispositif d'élévation automatique installé, comprenant une cabine dont les dimensions et la structure sont connues permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi un ascenseur d'un seul type.

I.4.10. Fondation

D'après le rapport géotechnique, des caractéristiques spécifiques du sol ont été retenus, à savoir :
L'Absence d'une nappe phréatique.

Le poids volumique du sol d'assise est : $\gamma_h = 18kN/m^3$.

La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement : $\varphi = 35^\circ$.

La contrainte admissible du sol est de 2.5 bars.

Le taux de travail de sol retenu pour le calcul de fondation est de 2.5 bars la profondeur d'ancrage à partir 4.50 mètre dans le sol naturel.

I.5. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

est égale à

$$\text{Rond lisse} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\text{Haute adhérence} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰.

I.5.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le choix des matériaux et leur mise en œuvre respecteront strictement les exigences des normes en vigueur :

- **CBA 93** pour la conception et le calcul des structures en béton armé.
- **BAEL 91** pour le règlement du béton armé aux états limites.
- **RPA 99/2003** pour le règlement parasismique algérien.

I.5.1.1. Béton

Le béton est un matériau composite issu du mélange de ciment, de granulats (sables et graviers), d'eau et, le cas échéant, d'adjuvants. Une fois coulé, ce mélange durcit et présente les propriétés suivantes :

- Résistance à la compression simple : capacité à supporter des charges sans se briser.
- Résistance à la traction (certains usages) : capacité à résister à des forces d'étirement.
- Résistance aux agents agressifs : eau de mer, acides, etc.
- Déformation minimale : instantanée et différée.
- Maniabilité : aptitude à remplir le moule sans ségrégation.
- On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

a) Dosage du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 300 kg/m³ de ciment de classe (classe 42,5).
- 625 litres de sable de diamètre 0/ 5.
- 705 litres de gravier de diamètre 5/12.5.
- 80 litres d'eau de gâchage.

a.1) Résistances mécaniques du béton

a.1.1) Résistance de béton à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton : f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 300kg/m³ de ciment (classe 42,5), la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

Le CBA93 préconise :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

a.1.2) Résistance de béton a la traction

L'évaluation directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant complexe, deux méthodes alternatives sont employées :

- Flexion de prismes non armés
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai brésilien)

La résistance caractéristique à "j" jours est ensuite déterminée par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Pour notre étude $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

a.1.3) Les contraintes limites :

Contraintes limites ultime à la compression :

Pour le calcul à l'ELU on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

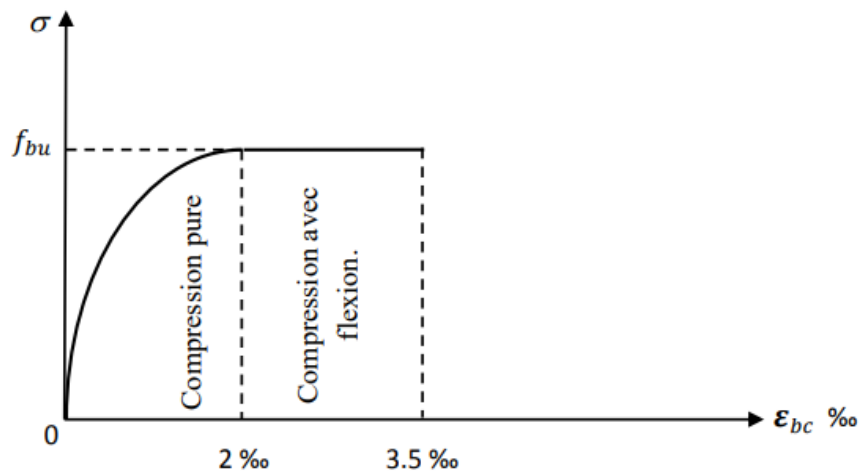


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'E.L.U

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

Contrainte limite de service à la compression :

Le diagramme des contraintes à l'ELS donné par la loi $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$, et est le suivant :

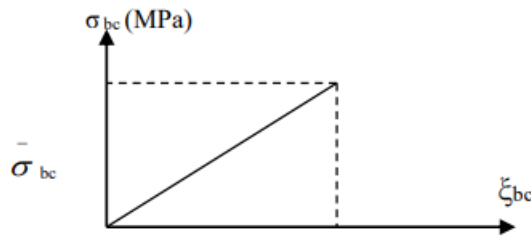


Figure I.4 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS

Dans notre étude on prend $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa})$ Pour la fissuration peu préjudiciable.

$\tau_{adm} = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

Module de déformation longitudinale de béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

Le module de déformation instantané :

Le module de déformation instantané pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

Le module de déformation différé :

Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818.90 \text{ Mpa}$$

Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

- $\nu = 0$ → pour le calcul des sollicitations à l'ELU.
- $\nu = 0.2$ → pour le calcul des déformations à l'ELS.

I.5.1.2. Acier

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage son rôle est de reprendre les Efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Barres à haute adhérence HA → FeE400

Treillis soudé → FeE500

Contrainte limite ultime (ELU) :

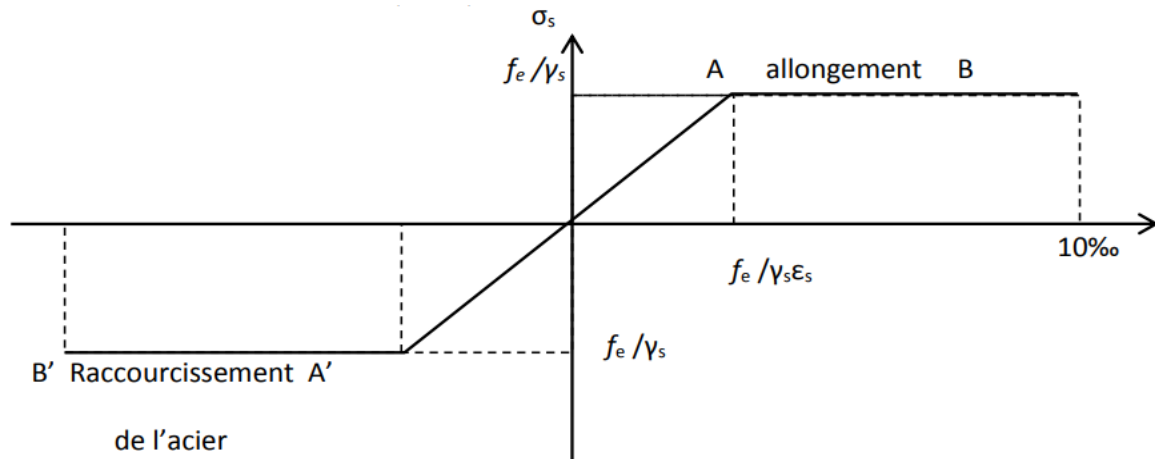


Figure I. 5 Diagramme des contraintes à l'ELS Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{aciers courants}$$

γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$\gamma_s = 1.15$ en situation courante

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle

Contrainte limite de service (ELS) :

- Fissuration peu préjudiciable
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration

I.6. Sollicitation et Combinaison de calcul

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Etat limite ultime : D'après le BAEL91

ELU : $1.35G + 1.5Q$

Etat limite de service : D'après le BAEL91

ELS : $G + Q$

Situation accidentelle : D'après le RPA99 version 2003

$G + Q \pm E$

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2E$$

G : charge permanente Q : charge d'exploitation E : effort de séisme

I.7. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).

Code du Béton Armé (CBA93).

Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/version 99).

Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a expérimenté citer les caractéristiques de notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour le projet.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

II. Pré dimensionnement

II.1. Introduction

Avant tout calcul détaillé, une estimation préliminaire des dimensions des éléments structuraux est recommandée. Les codes de construction en vigueur, comme le "RPA99 version 2003", fournissent des méthodes pour un pré dimensionnement à la fois sûr et économique

II.2. Pré dimensionnement des dalles

Le dimensionnement de la structure, que ce soit en phase d'avant-projet ou pour la répartition des charges, peut s'effectuer à l'aide de formules approchées basées sur des données de référence.

II.3. Plancher en corps creux (étage courant)

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$L_{\max} = 440 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{440}{22,50} = 19,55 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour un plancher de 20 cm.

Hauteur du corps creux = 16cm.

Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

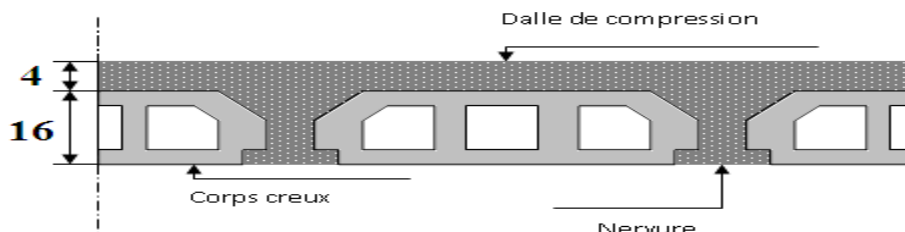


Fig.II.1 : Epaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).

II.4. Evaluation des charges et des surcharges**II.4.1. Plancher terrasse inaccessible****a. Charges permanentes**

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	5	0,85
étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2,2
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle corps creux	/	20	2.80
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Σ	/	/	6.33

Tableau II.1. Les charges permanentes sur le plancher terrasse**b. Surcharge d'exploitation**

$Q=1\text{kN/m}^2$ (Terrasse inaccessible)

II.4.2. Plancher étage courant**II.4.2.1. Charges permanentes**

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
revêtement en carrelage	22	2	0,44
Mortier de Pose	20	2	0,40
lit de sable	18	2	0.36
Dalle corps creux	/	/	2.80
enduit de plâtre	10	2	0,2
cloisons légères	/	/	1
Σ	/	/	5.20

Tableau II.2. Les charges permanentes sur les planchers étage courant**II.4.2.2. Charge d'exploitation**

$Q=2,50\text{kN/m}^2$ (Commerce)

$Q=1,50\text{kN/m}^2$ (Habitation)

II.5. Pré dimensionnement

II.5.1. Les portiques

Le système des portiques est constitué d'éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.5.2. Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

1. Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « BAEL 91 modifié 99 » et vérification selon « RPA 99 version 2003 ».
2. Vérification de la flèche pour la section choisie.

II.5.2.1. Pré dimensionnement des poutres principales [P.P]

D'après le « BAEL 91 modifié 99 »

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Avec

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h »

$$L=440\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} (\text{cm}) \Rightarrow 29.33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}$$

Nous prenons : h=40cm

Détermination de la largeur « b »

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

$$0.8h \leq b \Rightarrow 32\text{cm} \leq b$$

Nous prenons : b=35cm.

• Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » (Zone sismique I)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Condition de rigidité

Nous devons vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{40}{440} = 0,09 \succ 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

II.5.2.2. Pré dimensionnement des Poutres secondaires [P.S]

D'après le « BAEL 91 modifié 99 »

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,8h \leq b$$

Détermination de la hauteur « h »

$$L=440\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} (\text{cm}) \Rightarrow 29.33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}$$

Nous prenons : h=40cm

Détermination de la largeur « b »

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

$$0.8h \leq b \Rightarrow 32\text{cm} \leq b$$

Nous prenons : b=35cm.

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » (zone sismique I)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.14 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Condition de rigidité**

Nous devons vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{40}{440} = 0,09 \succ 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

II.5.2.3. Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 »

D'après CBA 93, il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul car la tolérance visée ci-dessus

n'est applicable qu'à des poutres, associées à un hourdis, pour lesquelles $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ quelle que soit la

valeur relative de M_t ; par ailleurs, en cas de présence de cloisons, cette tolérance n'est admise que pour des portées d'éléments fléchis non supérieures à 8 mètres.

Résumé :

	Plancher à corps creux	
	Plancher terrasse	Plancher courant
Poutres principales	40X35	40X35
Poutres secondaires	40X35	40X35

Tableau II.3. Pré dimensions des poutres

II.5.3. Les poteaux

II.5.3.1. Principe

Le dimensionnement préliminaire des poteaux en compression simple s'effectue sur la base du poteau le plus sollicité de la structure. Ce poteau est considéré comme supportant la surface du plancher chargé qui lui est attribuée, et le calcul est réalisé en suivant la méthode de répartition des charges. La loi de dégression des charges d'exploitation est appliquée pour tenir compte de la diminution des charges avec la hauteur.

II.5.3.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

II.5.3.3. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »

Avec

n: Nombre d'étage.

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma 0 = Q_0$	1
P06	Q_1	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	2,5
P05	Q_2	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
P04	Q_3	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P03	Q_4	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
P02	Q_5	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
P01	Q_6	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
RDC	Q_7	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	8,50
Sous-sol	Q_8	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,36

II.5.3.4. Prédimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

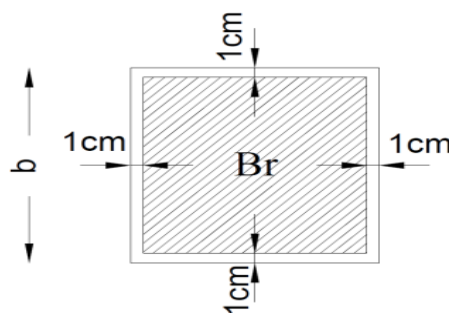


Figure II.2 section réduite du poteau

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité est perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

B : Surface de la section du béton (B=a x b).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-0,02)(b-0,02)$] (m²).

Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

De l'équation (1), on tire la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,064 N_u$$

$Br \geq 0,64 N_u$ avec : N_u en (kN)

II.5.3.5. Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum

$$\begin{cases} \text{Min}(a;b) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) \succ \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \prec \frac{a}{b} \prec 4 \end{cases}$$

Avec

(a ;b) : Dimensions de la section.

he: Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

Le poteau le plus sollicité est :

Exemple de calcul de poteau :

✓ **Calcul des surfaces et les longueurs afférentes :**

$$S_{aff} = \left[\left(\frac{4.80 + 3.30}{2} - 0.35 \right) \right] \times \left[\left(\frac{3.30 + 3.30}{2} - 0.35 \right) \right]$$

$$S_{aff} = 10.47 \text{ m}^2$$

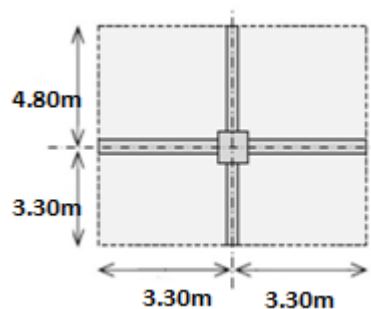


Figure .II.3 dimensions du poteau le plus sollicités

La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff-pp} = \frac{4.80 + 3.30}{2}$$

$$L_{aff-pp} = 4.05 \text{ m}$$

La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff-ps} = \frac{3.30 + 3.30}{2}$$

$$L_{aff-ps} = 3.30 \text{ m}$$

✓ **Evaluation de Nu :**

$N = \sum$ des charges verticales agissant sur le poteau

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \text{ ELU}$$

$$N_G = N_{G\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps}$$

$$N_{G\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S_{aff} \Rightarrow N_{G\text{plancher}} = 6.33 \times 10.47$$

$$\Rightarrow N_{G\text{plancher}} = 66.27 \text{ KN}$$

$$N_{pp} = (b \times h \times L_{aff-pp} \times \gamma_b) \Rightarrow N_{pp} = (0.40 \times 0.35 \times 4.05 \times 25)$$

$$\Rightarrow N_{pp} = 14.175 \text{ KN}$$

$$N_{ps} = (b \times h \times L_{aff-ps} \times \gamma_b) \Rightarrow N_{ps} = (0.40 \times 0.35 \times 3.30 \times 25)$$

$$\Rightarrow N_{ps} = 11.55 \text{ KN}$$

$$NG = 66.27 + 14.17 + 11.55$$

$$NG = 91.99 \text{ KN}$$

$$NQ = Q_{\text{plancher}} \times S_{\text{aff}} \Rightarrow NQ = 1.00 \times 10.47$$

$$\Rightarrow NQ = 10.47 \text{ KN}$$

$$N_u = (1.35 \times 91.99) + (1.5 \times 10.47)$$

$$N_u = 139.89 \text{ KN}$$

✓ **Section réduite du poteau :**

$$Br \geq 0.064 N_u \Rightarrow Br \geq 0.64 \times 139.89$$

$$Br \geq 89.5 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

Avec : $a = b$

$$a = \sqrt{Br} + 0.02$$

$$a = \sqrt{89.5} + 2$$

$$a = 11.46 \text{ cm}$$

Donc on prend une section de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

La section de poteau au niveau de 7^{ème} étage : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003):

Vérification des dimensions : dans notre cas on a $(a = b = 35 \text{ cm})$

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots a = 35 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots a = 35 \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

II.5.3.6. Vérification du poteau au flambement :

a) Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

$$= \frac{35 \cdot 35^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 125052 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration i_x ; i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$ (la section de poteau)

$$A = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{125052}{1225}}$$

$$i_x = i_y = 10.10 \text{ cm}$$

b) Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$L_0 = 4.80\text{m} \Rightarrow L_f = 0.7 \times 4.80$$

$$L_f = 3.36 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{336}{10.10}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 33.26$$

Donc on a:

$$\lambda_x = \lambda_y = 33.26 \leq 35 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

étages	Nu (KN)	Br (cm2)	A=b (cm)	Vérification au flambement			Section (a×b)
				I (cm)	λ	$\lambda \leq 35$	
7eme	135.865	7.20	35*35	12.50	21.20	C.V	(35×35)
6eme	143.45	7.64	35*35	12.50	21.18	C.V	(35×35)
5eme	164.65	8.77	35*35	12.50	21.18		
4eme	183.50	9.78	40*40	21.33	18.53	C.V	(40×40)
3eme	199.99	10.64	40*40				
2eme	214.12	11.44	40*40				
1 ^{er}	225.90	12.03	40*40				
RDC	237.68	12.67	40*40		18.53	C.V	(40×40)
S-SOL	251.18	13.42	40*40				

II.5.4. Les voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est conforme à l'article 7.7 de l'RPA 99 versions 2003. Ces murs appelés voiles, assurent deux fonctions essentielles :

- Contreventement du bâtiment en absorbant les forces horizontales (vent et/ou séismes)
- Reprise des charges verticales et leur transmission aux fondations

D'après l'RPA99 version 2003 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, $L > 4e$

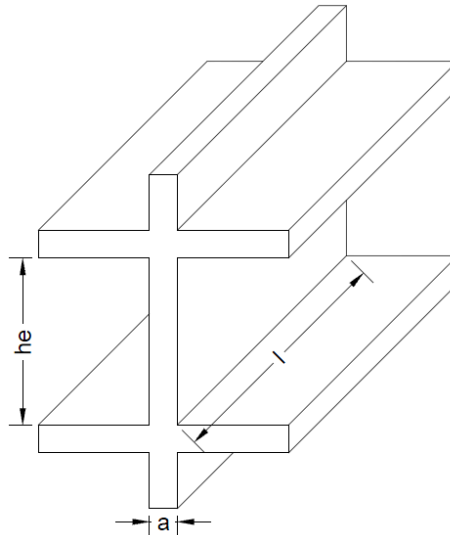


Figure .II.4. Schéma du voile

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

he : Hauteur libre de l'étage.

D'après le « RPA 99 version 2003 », l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « he » et les conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{h_e}{22}\} \text{ (art: 7-7-1)}$$

he : hauteur d'étage.

amin: épaisseur du voile.

- Pour le Sous-sol $h_e = (4.5 - 0,40) = 4.1\text{m}$.

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 18.72\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 18.72\text{cm}$$

- Pour le R.D.C $h_e = (3.70 - 0,40) = 3.30\text{m}$.

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 15\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm}$$

- Pour l'étage courant $h_e = (3,06 - 0,04) = 2,86\text{m}$

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 13\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm}$$

Conclusion : Nous optons pour $a = 20\text{cm}$

CHAPITRE III : ÉTUDE PLANCHER

III. Etude Plancher

III.1. Introduction

Les planchers sont des éléments structuraux porteur déterminent les différents niveaux d'une construction, leurs rôles essentiels :

- Une plate-forme porteuse pour étage considéré.
- Toit pour l'étage sous-jacent.
- Ecran permettant le confort de l'habitation.
- Elément de stabilité.

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à corps creux de (16+4) cm avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine ayant 16cm d'épaisseur.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter pour les sections d'aciers longitudinales et transversales.

III.2. Calcul des planchers

III.2.1. Calcul des planchers a corps creux

III.2.1.1. Définition

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux : L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.

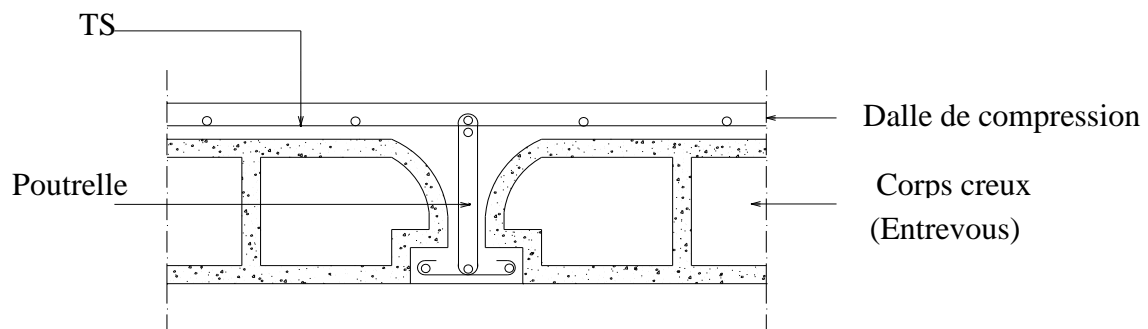


Figure III .1 : Coupe transversale d'un plancher à corps

L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

III.2.1.2. Etude des poutrelles

a) Pré dimensionnement

La poutrelle est une section en **T**. Calculer en flexion simple donnée par le schéma suivant :

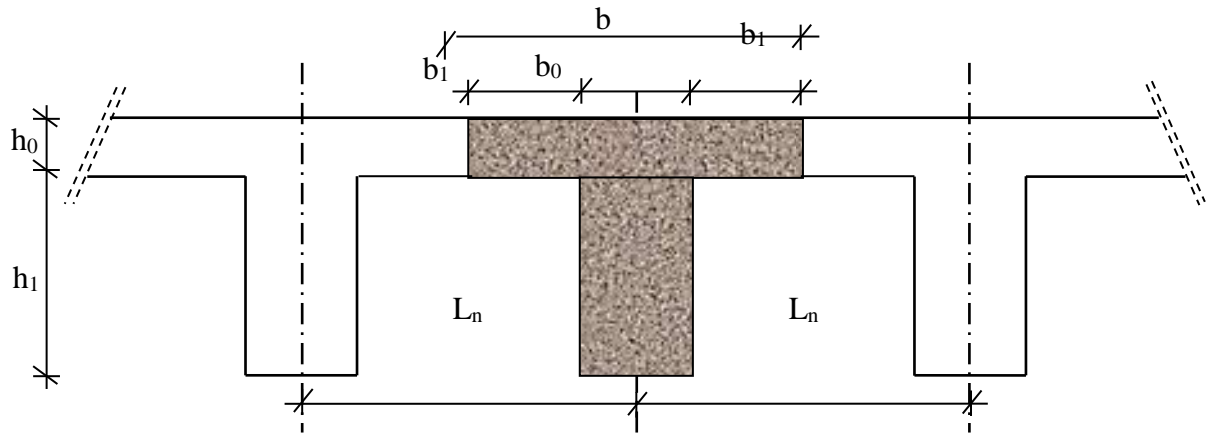


Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.

2

$$\begin{cases} h_t = 20\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

Selon le BAEL on donne :

On a : $0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$

$$b_1 = \min \begin{cases} (L_n - b_0) / 2 \\ L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.3/Annexe B].

L : La distance maximale entre nus d'appuis de la travée considérée

h_0 : la hauteur de la nervure ;

b_0 : l'épaisseur de la nervure.

Donc :

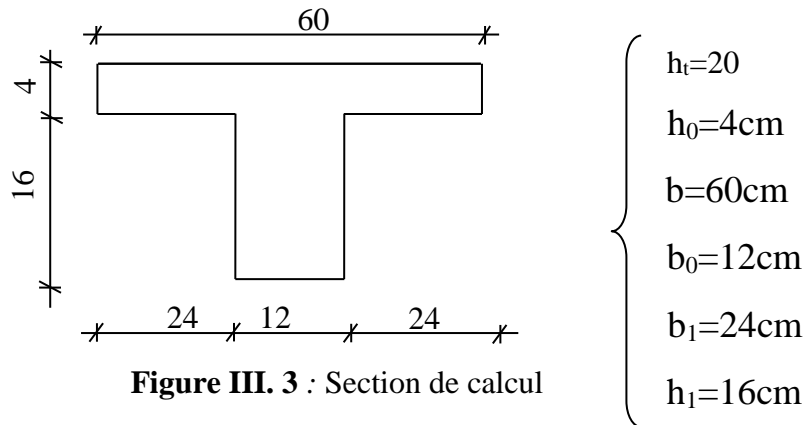
$$8\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

On prend $b_0 = 12\text{cm}$

On prend $b_1 = 24\text{ cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{ cm}$$



III.2.1.3. Etude des poutrelles : [CBA93/B.6.2,20]

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires :

- Méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [BAEL 91 r 99/B.6.2,21]
- Méthode d'Albert Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [BAEL 91 r 99/B.6.2,22]

a) Méthode forfaitaire :

Domaine d'application : [BAEL 91 r 99/B.6.2,210]

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q(KN / m^2) \leq \max \{2G; 5KN / m^2\}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et la fissuration est considérée comme peut préjudiciable.

Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- **Combinaisons fondamentales**

Etat limite ultime (ELU):

$$Pu = (1.35G + 1.5Q) * b$$

Etat limite de service(ELS) :

$$p_s = (G + Q) \cdot b$$

b (m)	Charges		Combinaisons fondamentales	
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
0.60	6.33	1.00	6.03	4.4
0.60	5.20	1.5	5.56	4.02

Types de poutrelles :

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :



Figure III.4 : Type de poutrelle a calculé

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

[CBA 93 B.6.2.2.1.0]

$$- \quad Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 5,20 = 10,4 \text{ KN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées
- Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,30}{4,80} = 0,68 \leq 1,25 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

Une de ces 04 conditions n'est pas vérifiée pour tous les types des poutrelles de ce bâtiment

⇒ On utilise la méthode CAQUOT.

b) Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode**b.1) Moment sur appuis**

$M_a = 0,15M_0$Appuis de rive

$M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$Appuis de intermédiaire

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

b.2) Moment en travée

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l_w » à gauche et « l_e » à droite, avec :

$l_w = l$pour une travée de rive

$l_e = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

b.3) Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b.4) Application aux calculs des poutrelles**b.4.1) Calcul des moments:**

Avec:

-Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appui: $M_a=0,20M_0$

E.L.U

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.35 * 4.70^2}{8} = 17.53 kNm$$

E.L.S

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{4.63 * 4.70^2}{8} = 12.8 kNm$$

b.4.2) Effort tranchant :

E.L.U

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{6.35 * 4.70}{2} = 14.92 kN$$

E.L.S

$$T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = \frac{4.63 * 4.70}{2} = 10.88 kN$$

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Tw	Te	Tw	Te
1	0	0	1-2	3.85	7,43	5,41	9,71	- 14,74	7,08	- 10,75
2	-9,67	-7,055	2-3	4.10	5,16	3,76	13,72	- 12,31	10,01	- 8,98
3	-6,77	-4,939	3-4	3.30	3,08	2,25	11,19	- 9,77	8,16	- 7,12
4	-4,43	-3,231	4-5	2.70	- 1,94	- 1,42	5,62	- 1,52	4,10	- 8,40
5	-12,4	-9,044	5-6	4.70	11,88	8,66	17,56	- 12,28	12,80	- 8,96

Tableau.III.1. récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée et en appuis

Nous considérons pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U $M_{tmax}=11.88kNm$

$M_{au}^{max}=12.40kNm$

$T_u^{max}=17.56kN$

E.L.S $M_{tser}^{max}=8.66kNm$

$M_{aser}^{max}=9.044kNm$

b.4.3) Ferrailage de la poutrelle

Caractéristique des matériaux

γ_b	γ_s	f_e	f_{c28}	f_{t28}	f_{bu}	σ_s
1.5	1.15	400MPa	25MPa	2.1MPa	14.2MPa	348MPa

Tableau III.2 : Caractéristiques des matériaux

On apprend le plancher plus sollicité c'est plancher terrasse.

Calcul E.LU

1. en travée :

Calcul du moment de la table :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc}$$

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,05 \times \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 70,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} \langle M_{tu} \Rightarrow M_{t \max} = 11,88 \text{ KN.m} \langle 70,29 \text{ KN.m} \dots \text{cv}$$

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) ; (60×20) cm²

Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

$$M_{t \max} = 11,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,88 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,19^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,038$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) \Rightarrow \alpha = 0,048$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,19(1 - 0,4 \times 0,048) \Rightarrow z = 0,18 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{11,88 \times 10^{-3}}{0,18 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_t = 1,89 \text{ cm}^2$$

-condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 19 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

[BAEL91r99/art-a.4.1,1]

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,89 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T12 A = 3,39 \text{ cm}^2$$

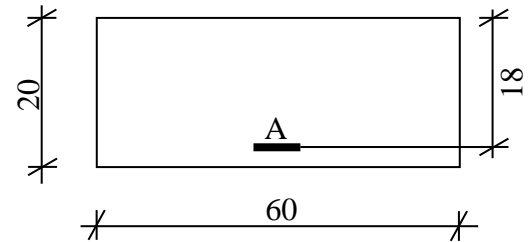


Fig. III. 5 : Section de calcul en travée

2. En appuis :

Calcul du moment de tableau :

$$M_a^u = 12,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = b_0 \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc}$$

$$M_{au} = 0,12 \times 0,05 \times \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 \Rightarrow M_{au} = 14,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 14,05 \text{ KN.m} > M_{a \max} = 12,40 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (12x21)

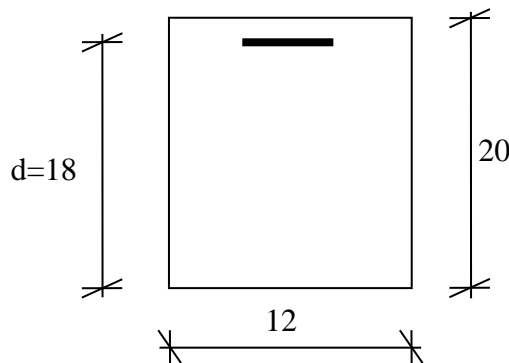


Figure III.6 : Section de calcul en appuis.

Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

$$d = 18 \text{ cm} \quad A = \frac{M}{z \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12,40 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,20$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,20}) \Rightarrow \alpha = 0,28$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,28) \Rightarrow z = 0,16 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M}{z \sigma_s} = \frac{12,40 \times 10^{-3}}{0,16 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_a = 2,22 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 19 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL91r99} \quad \text{art-a.4.1,1}]$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 2,09 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2 \text{ T12} \quad \dots \dots A = 2,26 \text{ cm}^2$$

3. Vérification à L'ELS :

La fissuration consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

Ou bien $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérée comme peu préjudiciable.

Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appui on a vérifié les conditions suivantes.

	$M_u (KN.m)$	$M_{ser} (KN.m)$	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	11,88	8,66	1,37	0,034	0,44	C. V
Appuis	12,40	9,044	1,37	0,165	0,44	C. V

Tableau III.3 : vérification de la contrainte de service limite pour le béton niveau terrasse

Donc les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée

donc $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

4. Vérification d'effort tranchant :

Pour la fissuration peu préjudiciable :

Contrainte tangentielle: $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17,56 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,19} = 0,77 MPa$

Contrainte tangente limite: $\tau_{lim} = \min[0,2f_{c28}/\gamma_b; 5MPa]$

$\Rightarrow \tau_{lim} = \min[5/1,5; 5MPa] \Rightarrow \tau_{lim} = 3,33 MPa = \bar{\tau}$

$T_{\max} (KN)$	$\tau_u (MPa)$	$\tau_{lim} (MPa)$	OBSERVATION $\tau_u \leq \tau_{lim}$
17,56	0,77	3,33	CV

Tableau III.4 : vérification d'effort tranchant niveau terrasse

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre φ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec:

h: Hauteur totale de la poutrelle.

φ_L : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\varphi_t \leq \min(6; 10; 12) \text{ mm} \Rightarrow \varphi_t \leq 6 \text{ mm}$$

On prend $\varphi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE215

$$\text{Choix : } 2\varphi 6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

D'après le B.A.E.L91 (A.5.1, 232)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t_1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc: } S_{t_1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})}$$

$$S_{t_2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_2} \leq \min(17,01; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_2} \leq 17,01 \text{ cm}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4} \Rightarrow S_{t_3} \leq \frac{0,57 \cdot 235}{12 \times 0,4} \Rightarrow S_{t_3} \leq 27,90 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

5. Calcul et vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions sont toutes vérifiées

Si la poutre est associée à un hourdis :

$$\text{a) } \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

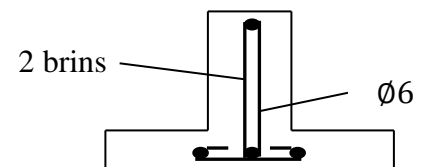


Figure III.7: armatures transversales

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec:

L: La portée entre nus de la poutre.

h_t : Hauteur de la section.

d: La hauteur utile de la section.

b_0 : La largeur de la nervure

M_t : Le moment en travée maximal.

M_0 : Moment fléchissant maximal dans la travée.

A : La section des armatures tendues.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa)

Vérification des conditions :

$$a) \frac{h_t}{L} = \frac{21}{470} = 0,045 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \rightarrow C.N.V$$

$$b) \frac{h_t}{L} = \frac{21}{470} = 0,045 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{12,40}{8,66} = 0,11 \rightarrow C.N.V$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 19} = 0,015 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale (P = G + charge d'exploitation)

J: charge permanente avant la mise en place des cloisons

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 6,33 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ P = 6,33 + 1,00 = 7,73 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ pour } b=0,60\text{m} \\ J = 5,20 - 1,00 = 4,60 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G = 6,73 \times 0,60 = 4,03 \text{ KN} / \text{ml} \\ P = 7,73 \times 0,60 = 4,63 \text{ KN} / \text{ml} \\ J = 4,60 \times 0,60 = 2,76 \text{ KN} / \text{ml} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \cdot \frac{G.L^2}{8} = 0,71 \frac{4,03 \times 4,70^2}{8} = 7,90 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P.L^2}{8} = 0,71 \frac{4,63 \times 4,70^2}{8} = 9,07 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J.L^2}{8} = 0,71 \frac{2,76 \times 4,70^2}{8} = 5,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Module du modèle déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 11000 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

Calcul du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = \frac{[(b \times h_0) * (\frac{h-h_0}{2})] + [b_0 \cdot (h-h_0) * (\frac{h-h_0}{2})] + [(\eta \times A_s) * (h-d)]}{(b \times h_0) + b_0 \cdot (h-h_0) + (\eta \times A_s)}$$

$$V_2 = h_t - V_1$$

$$V_1 = \frac{[(60 \times 5 \times 18,5)] + [(12 \times 16 \times 8)] + [(15 \times 3,39 \times 2)]}{(60 \times 5) + 12 \cdot (20-5) + (15 \times 3,39)}$$

$$V_1 = 13,53 \text{ cm} \rightarrow V_2 = 7,46 \text{ cm}$$

η : coefficient d'équivalence acier-béton.

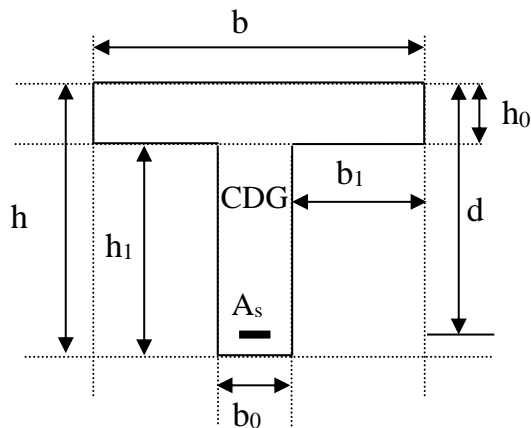


Figure III.8 : Centre de gravité

Calcul du moment d'inertie:

$$I_0 = I_b + I_A$$

$$I_b = I_1 + I_2 - I_3 \longrightarrow \text{Moment d'inertie du béton}$$

$$I_A = 15 \cdot A_s \cdot (d - V_2)^2 \longrightarrow \text{Moment d'inertie de l'acier}$$

$$I_b = \frac{b \times V_2^3}{3} + \frac{b_0 \times V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (V_2-h_0)^3}{3}$$

$$I_1 = \frac{60 \times (7,46)^3}{3} = 8303,21 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{12 \times 13,53^3}{3} = 9907,25 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{48 \times (2,46)^3}{3} = 238,19 \text{ cm}^4$$

$$I_b = 8303,21 + 9907,25 - 238,19 = 17972,27 \text{ cm}^4$$

$$I_A = 15 \times 3,39 (19 - 7,46)^2 = 6771,77 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 24744,04 \text{ cm}^4$$

b.5) Calcul de la dalle de compression

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

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$)

Les sections minimales des armatures doivent être :

$$\text{Si } L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{s\perp} \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) \quad (f_e \text{ en MPa})$$

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

L_n : Distance entre l'axe des nervures (cm).

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

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4 \times 60}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être

$$\varphi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0,4 \text{ cm}$$

On prend un diamètre $\varphi = 6 \text{ mm}$ pour les deux sens.

$$A_{s\perp} = 0,85 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit : } 3\varphi 6)$$

Avec un espacement $e = 20 \text{ cm} \leq 20$ vérifiée

$$A_{s\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s\perp} = 5\varphi 6 / \text{ml}$$

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

$$A_{s//} \geq \frac{A_{s\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 5\phi 6) \quad \text{Avec un espacement } e = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille : $(\phi 6(200 \times 200) \text{ mm}^2)$

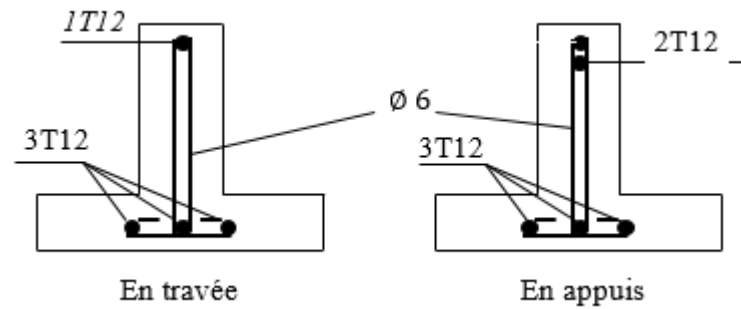


Figure III.9 : ferrailage des poutrelles

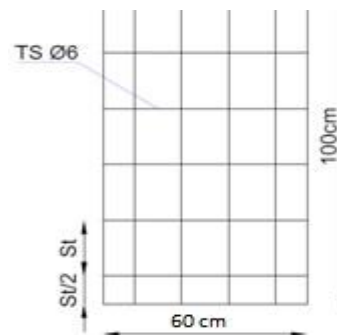


Figure III.10. Disposition constructive des armatures de la table de compression

CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

IV. Étude des éléments non structuraux

IV.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

IV.2. Etude de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastré dans le plancher terrasse, à pour rôle de protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce à son casse goûte.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre W_P et un moment de flexion de l'application de la charge F_P .

À partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale F_P pour le calcul secondaire.

$$F_P = 4.A.C_P.W_P.$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone, zone I groupe d'usage 2 donc

$$A=0,10$$

C_P : facteur de force horizontale $C_P = 0,8$.

W_P : poids de l'élément considéré.

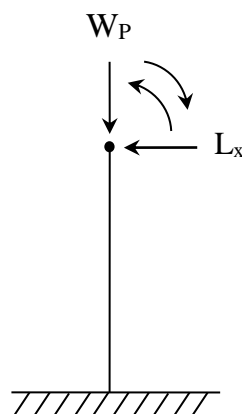


Figure (IV-2) : Schéma statique de l'acrotère

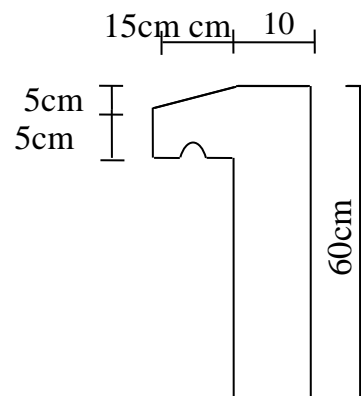


Figure (IV-1) : Coupe verticale sur l'acrotère

Le calcul sera fait pour une bande de 1m et d'une épaisseur de 10cm.

Les surcharges sont estimées de $Q=1\text{KN/ml}$.

Poids propre :

$$W_P = \left[(0,6 \times 0,10) + \frac{(0,10 + 0,05)}{2} \times 0,15 \right] \times 25$$

$$W_P = 1,78 \text{ KN/ml.}$$

Force horizontale :

$$F_P = 4.A.CP.WP$$

$$F_P = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,78$$

$$F_P = 0,57 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.1. Calcul a ELU

$$M_u = 1,5.F_P.h$$

$$M_u = 1,5 \times 0,57 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0,51 \text{ KN.m/ml.}$$

$$N_u = 1,35 \times W_P \Rightarrow N_u = 2,40 \text{ KN/ml.}$$

Calcul à ELS :

$$M_S = F_P.h$$

$$M_S = 0,57 \times 0,6 \Rightarrow M_S = 0,34 \text{ KN.m/ml.}$$

$$N_S = W_P = 1,78 \text{ KN/ml.}$$

Calcul de l'excentricité :

1) Excentricité de premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{M_S} = \frac{0,51}{2,40} \Rightarrow e_1 = 0,21 \text{ m}$$

2) Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

3) Excentricité due aux effets de second ordre liés à déformation de la structure :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right), \alpha = 0,5 \text{ si } N_i = 0$$

L_f : Longueur de flambement

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6$$

$$L_f = 1,20m$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{0,51}{1,5 \times 0,34} \right) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10000 \times 0,10} \times 2 \Rightarrow e_2 = 0,00864m$$

$$e = e_1 + e_a + e_3 \Rightarrow e = 0,21 + 0,02 + 0,00864$$

$$\Rightarrow e = 0,24m = 24cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 2 = 0,3cm$$

$e > \frac{h}{2} - c$ donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion

simple par un moment fictif.

$$M_F = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow M_f = 2,40 \times (0,24 - 0,03)$$

$$\Rightarrow M_f = 0,504KN.m / m\ell$$

IV.2.1.1. Calcul de ferrailage

a) Les armatures longitudinales

$$\mu_u = \frac{0,504 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0044$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,00548$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,089$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{0,504 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_s = 0,16cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times (0,9 \times 0,10) \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{0,2b}{100} \Rightarrow A_{\max} = \frac{0,2 \times 1 \times 0,1}{100} \times 10^4$$

$$A_{\max} = 2 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature :

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

b) Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t = \frac{2,01}{4}$$

$$A_t = 0,50 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature :

$$A_t = 0,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

c) Vérification d'effort tranchant :

$$T_{\max} = 1,5F_p \Rightarrow T_{\max} = 1,5 \times 0,57$$

$$T_{\max} = 0,855 \text{ KN} / \text{m}\ell$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{0,855 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09}$$

$$\Rightarrow \tau_{\max} = 0,95 \times 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} < \tau_{adm} < \text{C.V}$$

Vérification au séisme :

$$F_p \leq 1,5Q$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{m}\ell \Rightarrow 1,5Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}\ell$$

$$F_p = 0,57 < 1,5Q = 1,5 \Rightarrow \text{C.V}$$

Schéma de ferrailage :

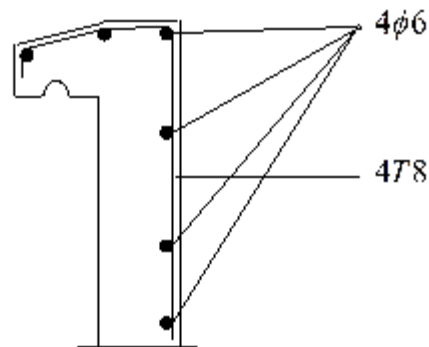


Figure IV.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.3. Etude d'escalier

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

IV.3.1. Description

L'escalier se compose généralement par :

La paillasse : Est une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.

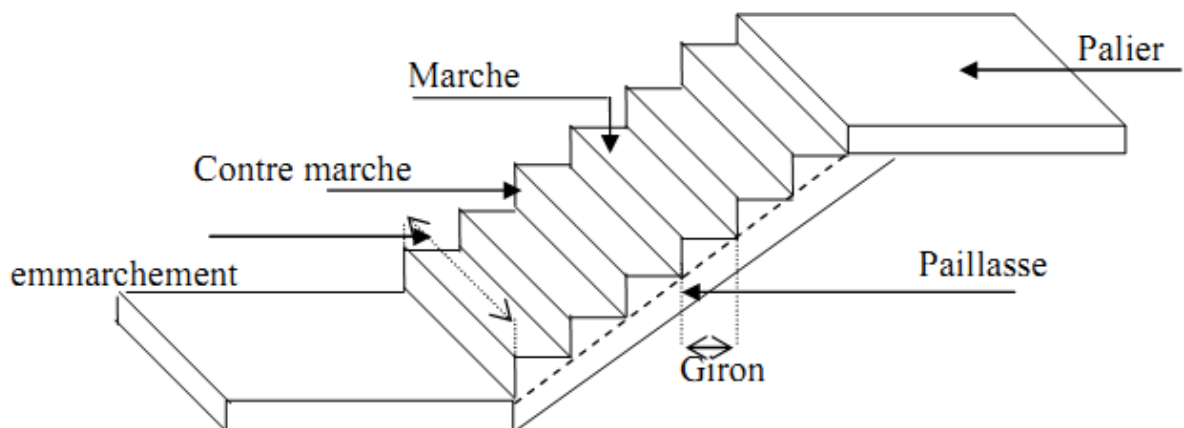
Palier de repos : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos, elle permet aux usagers de se reposer.

L'embranchement : la longueur d'une marche.

Le giron (g) : la largeur d'une marche.

Contre marche (h) : la hauteur de marche.

Garde de corps : à pour rôle d'éviter les risques de chute.



IV.3.2. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m.$$

Avec

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche, On prend $2h+g=64cm$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée

Les types d'escalier :

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

Type 1 : escalier à deux volées parallèles et palier de repos les étages courants.

Type 2 : escalier à trois volées et 2 paliers de repos pour le RDC.

IV.3.2.1. Dimensionnement des marches et contre marches

Etude d'un type d'escalier (deux volées parallèles et palier de repos) :

a) Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$$g + 2h \approx 64cm$$

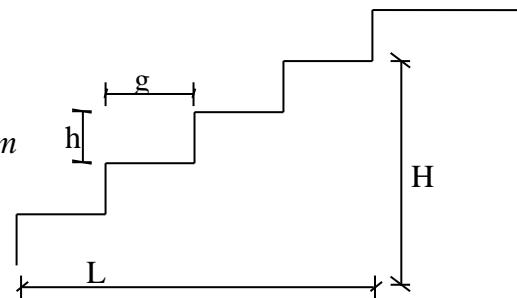
$$H = \frac{3,06}{2} \Rightarrow H = 1,53m$$

$$L = 4,00 - l_{PAL}$$

$$L = 4,00 - 1,50 \Rightarrow L = 2.50m$$

$$\text{avec : } l_{PAL} = 1,5m$$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$



$$\begin{aligned} \frac{L}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{n} &= 64 & \Rightarrow 2 \cdot H \cdot (n-1) + L \cdot (n) &= 64 \cdot (n-1)(n) \\ & & \Rightarrow 64n^2 - n(2H + L + 64) + 2H &= 0 \\ & & \Rightarrow 64n^2 - 69.86n + 3,06 &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} n_1 = 9,49 \\ n_2 = 0,5 \end{cases} \quad \text{on prend } n_1 = 9,49 \quad \begin{cases} h = 16,11 \\ g = 28,43 \end{cases}$$

$$h = 17cm. \quad g = 30cm.$$

Selon la formule de «BLONDEL» ;

$$g + 2h = 64cm \Rightarrow 30 + 2 \cdot 17 = 64cm \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$n_c = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marches}$$

On aura : 9 contre marches par volées 1 et 2.

8 Marches par volées 1 et 2.

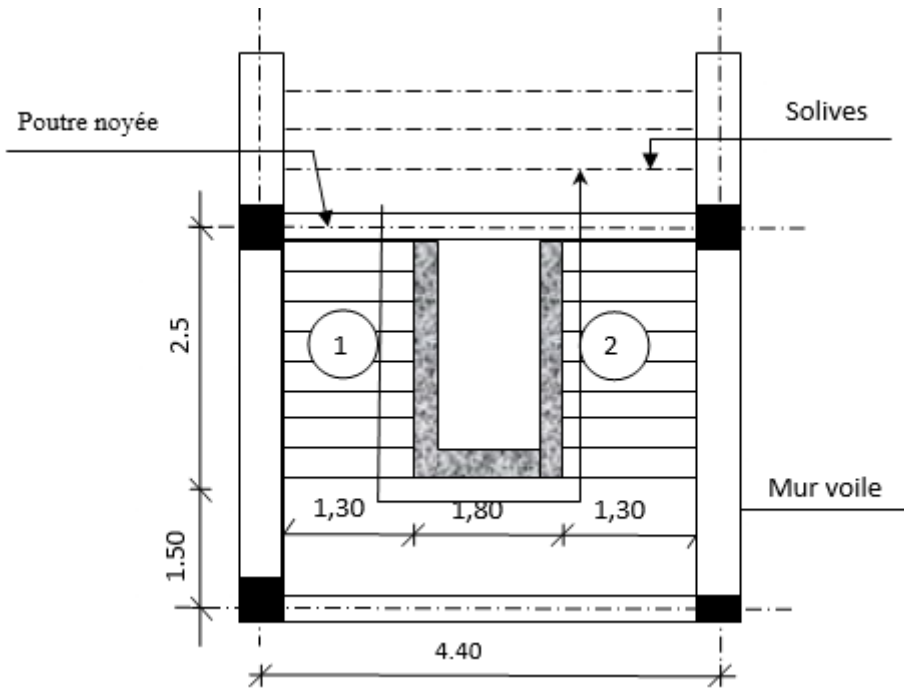


Fig. IV. 4 : Vue en plan de la cage d'escalier (Type 1)

a.1) L'inclinaison de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$\begin{cases} L' = \frac{8 \cdot 0,30}{\cos(29,54)} = 2,75m \\ L' = \frac{8 \cdot 0,17}{\sin(29,54)} = 2,75m \end{cases}$$

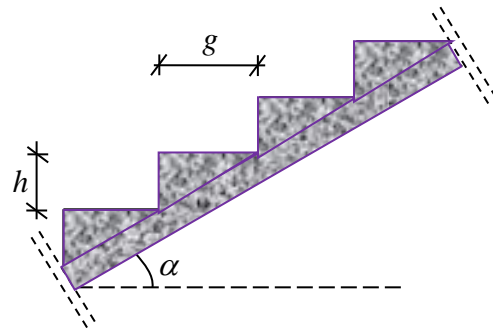


Fig. IV. 5 : L'inclinaison de la paillasse

a.2) Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2,75}{30} < e < \frac{2,75}{20}$$

D'où ép. = (9,2 ; 13,8) cm

Nous prenons ép. = 15cm pour des raisons constructives.

Epaisseur de palier :

$$\frac{L_{pal}}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{L_{pal}}{20} \Rightarrow \frac{153}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{153}{20}$$

D'où ep = (5,1 ; 7,65) cm

On prend $e_{pal} = 15cm$ pour des raisons constructives.

IV.3.2.2. Descente des charges

a) Palier

N°	Désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0,44
2	Mortier de pose	20	0.02	0,40
3	Dalle pleine (15 cm)	25	0.15	3,75
4	Enduit en platerie	10	0.02	0,20
G		4.80kN/m ²		
Q		2,50kN/m ²		

b) Volée

N°	Désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
1	Carrelage horizontal	22	0.02	0,44
2	Mortier de pose horizontal	20	0.02	0,40
3	Carrelage vertical (2cm)	22	$0,02 \times \frac{17}{30}$	0.22
4	Mortier de pose vertical	20	$0,02 \times \frac{17}{30}$	0.22
5	Paillasse (dalle en béton $e = 15cm$)	25	$\frac{0,15}{\cos \alpha}$	4.31
6	Marche	25	$\frac{0,17}{2}$	2.31
7	Enduit en plâtre sous volée	10	$\frac{0,02}{\cos \alpha}$	0.23
8	Garde-corps	-	-	1
G		8.98kN/m ²		
Q		2,50kN/m ²		

Combinaison d'action :

		Palier (KN / m^2)	Volée (KN / m^2)
ELU	$1,35G + 1,5Q$	$1,35 \times 4,80 + 1,5 \times 2,5 = 10,23$	$1,35 \times 8,98 + 1,5 \times 2,5 = 15,87$
ELS	$G + Q$	$4,80 + 2,50 = 7,30$	$8,98 + 2,50 = 11,48$

IV.3.2.3. Calcul des sollicitations :

Schéma statique :

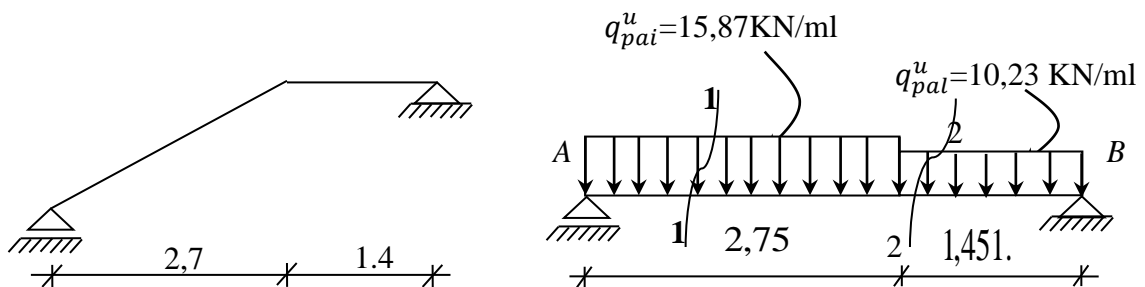


Fig.IV.6: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

a) Etat limite ultime (E L U) :

a.1) Calcul des réactions :

$$R_A + R_B = 15,87 \times 2,75 + 10,23 \times 1,45 = 58,63 \text{ kn}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_B \times (2,75 + 1,45) - (15,87 \times 2,75) \cdot \left(\frac{2,75}{2}\right) - (10,23 \times (2,75 + 1,45)) \cdot \left(\frac{1,45}{2}\right) = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 21,83 \text{ KN}$$

$$R_A = 58,63 - 21,83 = 36,8$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,75$

$$\begin{cases} M(x) = 36,8 \cdot x - 15,87 \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 36,8 - 15,87 \cdot x \end{cases}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \cdot m \\ T(0) = 36,8 \text{ KN} \end{cases}$$

$$x = 2,75 \Rightarrow \begin{cases} M(2,75) = 41,19 \text{ KN} \cdot m \\ T(2,75) = -6,84 \text{ KN} \end{cases}$$

a.2) Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 36,8 - 15,87 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 2,31m$$

$$M(2,28) = 42,66 \text{ KN} \cdot m$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,45$

$$\begin{cases} M(x) = R_B \cdot x - q_u^{pAL} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_B - q_u^{pAL} \cdot x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = 21,83 \cdot x - 10,23 \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -21,83 + 10,23 \cdot x \end{cases}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \cdot m \\ T(0) = -21,83 \text{ KN} \end{cases}$$

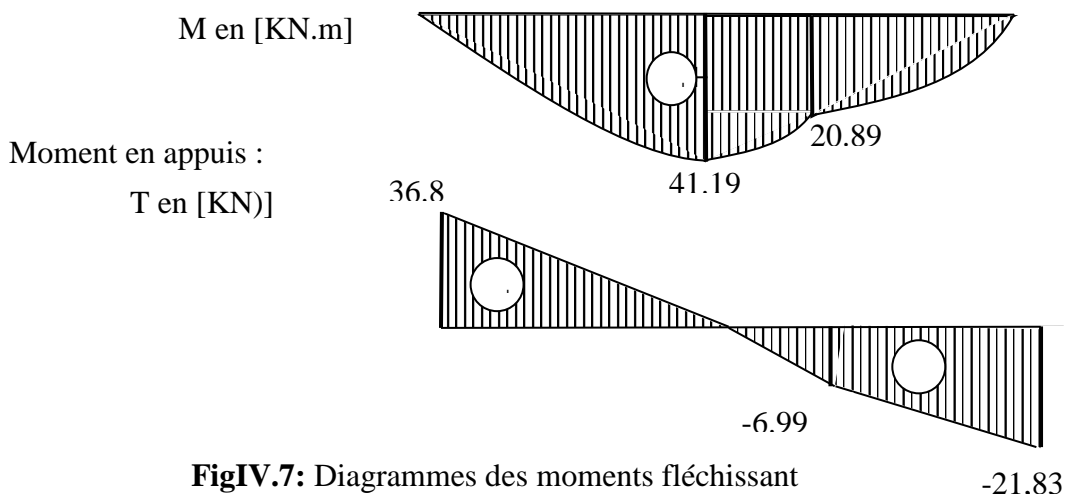
$$x = 1,3 \Rightarrow \begin{cases} M(1,45) = 20,89 \text{ KN} \cdot m \\ T(1,45) = -6,99 \text{ KN} \end{cases}$$

a.3) Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow -21,83 + 10,23 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 2,13m$$

$$M(2,13) = 23,3 \text{ KN} \cdot m$$

Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant:



FigIV.7: Diagrammes des moments fléchissant

Et efforts tranchants à [E.L.U]

$$M_a^u = -0,2M_{\max} = -8,53 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^u = 0,8M_{\max} = 34,12 \text{ KN.m}$$

Sollicitations	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	34,12	23,08
Ma max (KN.m)	8,53	5,74
T max (KN)	-0,0136	

Tableau. IV.1: les sollicitations maximales

a.4) Calcul du ferrailage :

En travée :

Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 34,12 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{34,12 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 0,125^2} = 0,153$$

$$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_\ell$$

Donc : il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,20$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,12 \text{ m}$$

Détermination des armatures:

$$A_s = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{34,12 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,12} \cdot 10^4 = 8,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures: [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures:

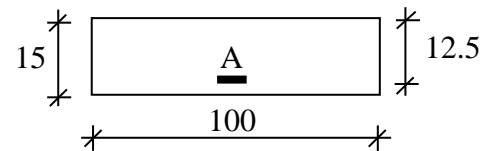


Fig. IV. 8: Section de calcul de la paillasse

$$8T12/ml \ A = 9.05 \text{ cm}^2/ml$$

$$T12 \ e = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots C.V$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\left. \begin{array}{l} M_t^s = 23,008 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34.12}{23.008} = 1,48$$

$$\frac{1,47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485 > \alpha = 0,125 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ (\text{Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r' \geq \frac{A_t}{4} = \frac{9.05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2/ml$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$L' \text{ écartement des armatures : } S_t \leq \min(4h_0; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 33 \text{ cm/ml}$$

Choix des armatures:

$$T12 \dots e = 33\text{cm.}$$

$$4T12/ml \dots A = 4,52\text{cm}^2/ml$$

En appuis :

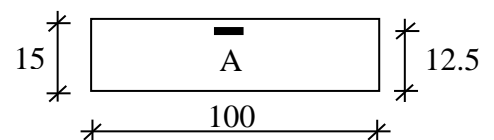
Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = 8.53 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.53 \cdot 10^{-3}}{14,27 \times 0,125^2} = 0,038$$

$$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_\ell$$



Donc :

Il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,048$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,12 \text{ m}$$

Détermination des armatures:

$$A_s = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{8.53 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,12} \cdot 10^4 = 2,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,50 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.4.1,1}]$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{x min}}) = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures: [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(3h_0; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures:

T12 e = 33cm.

4T12/ml $A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^s = 5,74 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,28}{5,16} = 1,604$$

$$\frac{1,604 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,552 > \alpha = 0,030 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures: [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(4h_0; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 33 \text{ cm/ml}$

Choix des armatures:

T12 e = 33cm.

4T12/ml..... A = 4,52cm²/ml

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d_x} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91r99 /art-a.5.1,1}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0, 2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$T_u^{\max} = 32,96\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{34,12 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,125} = 0,27\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0, 2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

		Armatures longitudinale			Armatures de répartition		
	$M_U (KN.m)$	A (cm ²)	chois des barres	Espacement (cm)	A (cm ²)	chois des barres	Espacement (cm)
Travée	34,12	9,05	8T12	20	4,52	4T12	33
Appuis	8,53	4,52	4T12	33	4,52	4T12	33

Tableau IV.2: calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis de volée

IV.4. Etude de La poutre palière

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastrée à deux extrémités.

Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

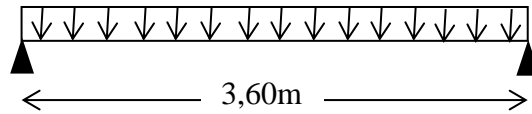


Figure IV.10. Schéma statique de la poutre palière.

La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24cm \leq h \leq 36cm.$$

On prend $h = 35cm$.

La largeur b : $0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14cm \leq b \leq 28cm$

On prend $b = 30cm$.

Vérification selon RPA 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \quad 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots CV \\ h \geq 30cm \Rightarrow 35cm \geq 30cm \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Charge supportée par la poutre:

Le poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62KN / m\ell$.

$$R_{BU} = 21,43KN / m\ell$$

La réaction du palier :

$$R_{Bser} = 13,45KN / m\ell$$

à ELU :

$$P_u = 1,35G + R_{BU} \Rightarrow P_u = 1,35 \times 2,62 + 21,43 \Rightarrow P_u = 24,96KN / m\ell.$$

à ELS :

$$P_s = G + R_{Bser} \Rightarrow P_s = 2,62 + 13,45 \Rightarrow P_s = 16,07KN / m\ell$$

Calcul des sollicitations :

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_{0u} \Rightarrow M_t = 0,85 \cdot \frac{P_u L^2}{8} \Rightarrow M_t = 34,37KN.m$$

Moment en appuis :

$$M_a = 0,40M_{0u} \Rightarrow M_a = 0,40 \cdot \frac{P_u L^2}{8} \Rightarrow M_a = 16,17KN.m$$

Calcul de ferrailage :

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

	$M_u (KN.m)$	μ	α	z	A_s	A_{\min}	choix	$A_s (cm^2)$
Travée	34,37	0,15	0,20	0,12	8,23	1,50	8T12;2T14	
Appuis	16,17	0,073	0,094	0,12	3,87	1,50	4T12	

Tableau IV.3. de ferrailage de poutre palière

Vérification à ELS :

$$M_{ts} = 0,85.\frac{P_s.L^2}{8} \Rightarrow M_{ts} = 22,12KN.m$$

$$M_{as} = 0,40.\frac{P_s.L^2}{8} \Rightarrow M_{as} = 10,41KN.m$$

Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	$M_u (KN.m)$	$M_{ser} (KN.m)$	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	34,37	22,12	1,39	0,222	0,445	c.v
Appuis	16,17	10,41	1,39	0,099	0,445	c.v

Tableau IV.4. vérification de la contrainte de service limite pour le béton (poutre palière).

Vérification de la contrainte d'acier :

Pour l'acier aucune vérification n'est nécessaire (σ_s) lorsque les fissurations peu préjudiciable.

Vérification d'effort tranchant :

$$T_{\max} = \frac{P_u.L}{2} \Rightarrow T_{\max} = \frac{24,96 \times 3,6}{2} \Rightarrow T_{\max} = 44,92KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{44,92 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t = \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_c \right] \Rightarrow \varphi_t = \min [10; 30]$$

$$\Rightarrow \varphi_t = \varphi 8$$

Si on prend un cadre $A_t = 1,00 \text{ cm}^2$ ($2\varphi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$)

Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max (0,27; 0,40 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{1,01 \times 235}{0,40 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 23,73 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } S_t \leq \max (0,9d; 4 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

Donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification selon RPA 2003 :

$$\text{Zone nodale : } \min (h/4; 12\varphi) \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{En d'hors de la zone nodale : } S_t = h/2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Donc $S_t = 5 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ en d'hors de la zone nodale.

Vérification de la flèche :

$$F_i = \frac{5 \cdot P_{\text{ser}} \cdot L^4}{384EI}$$

Centre de graviter :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum Y_i} = \frac{30 \times 35 \times 12,50 + 15 \times 5,34 \times 27}{30 \times 25 + 15 \times 5,34}$$

$$\text{Donc : } V_1 = 16,10 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 13,90 \text{ cm}$$

Moment de l'inertie :

$$L' = \frac{5 \cdot 0.3}{\sin(29,54)} = 1,72m$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{172}{30} < e < \frac{172}{20}$$

D'où ép. = (5,73 ; 8,6)

Nous prenons ép. = 15cm pour des raisons constructives.

Epaisseur de palier :

On prend $e_{pal} = 15cm$ a partir de type 1

Descente des charges :

	charges		Combinaisons fondamentales	
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Volée	8.98	2,50	15 ,87	11.48
Palier	4.80	2,50	10.23	7,30

Tableau. IV.5:Descente des charges

Paillasse porteuse avec palier :

Schéma statique :

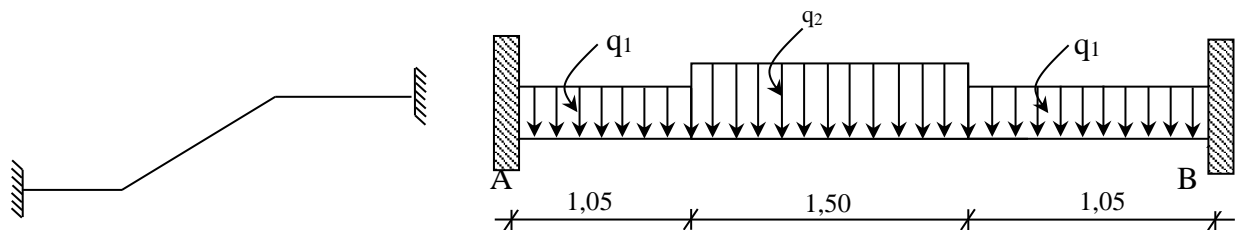


Fig IV.12. : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

Charge équivalente

Etat limite ultime (E L U) :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} \Rightarrow q_{eq} = \frac{2 \times 10,23 \cdot 1,05 + 15,87 \times 1,50}{2 \times 1,05 + 1,50}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 8,88KN / m$$

Etat limite service (E L S) :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} \Rightarrow q_{eq} = \frac{2 \times 7,30 \cdot 1,05 + 11,48 \times 1,50}{2 \times 1,05 + 1,50}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 6,38 \text{ KN/m}$$

Calcul les sollicitations :

Etat limite ultime (E L U) :

Calcul des réactions :

Ra= ? Et Rb= ?

$$R_A = R_B = \frac{q_{eq} \cdot l}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 15,98 \text{ KN}$$

Moment

Par la méthode de trois moments (Clapeyron)

En appuis

$$M_1 = M_0 = \frac{q_u^{eq} \cdot l^2}{12} \Rightarrow M_0 = M_1 = 10,13 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M(l/2) = \frac{q_u^{eq} l^2}{24} = 5,06 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = 15,98 \text{ KN}$$

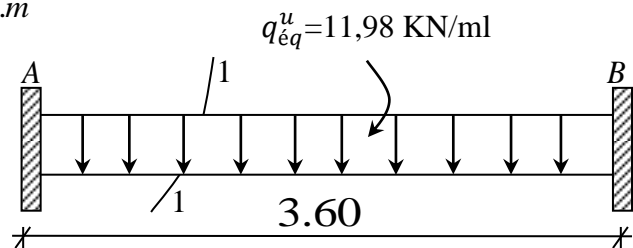


Fig. IV.13: Schéma d'une volée et 2 paliers de repos

Sollicitations	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	5,06	6,89
Ma max (KN.m)	10,13	3,44
T max (KN)	24,98	17,94

Tableau. IV.6.: les sollicitations maximales

Calcul du ferraillage :

		Armatures longitudinale			Armatures de répartition		
	$M_u (KN.m)$	A (cm ²)	chois des barres	Espacement (cm)	A (cm ²)	chois des barres	Espacement (cm)
Travée	7,98	1,66	4T12	33	4,52	4T12	33
Appuis	15,97	3,38	6T12	20	4,52	4T12	33

Tableau IV.7 : calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis de volée.

Vérification de la contrainte du béton :

	$M_U (KN.m)$	$M_S (KN.m)$	α	γ	
Travée	7,98	5,98	0,058	1,33	C.V
Appuis	15,97	11,98	0,119	1,33	C.V

Tableau IV -8 Vérification de la contrainte du béton**Vérification d'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 23,96KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{24,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,192MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0, 2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow CV$$

Vérification des contraintes à ELS :

$$\text{En vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{On a } \gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} \Rightarrow \gamma = 1,39$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445$$

$$\text{En travée : } \alpha = 0,119 < 0,445 \dots\dots\dots CV$$

$$\text{En appuis : } \alpha = 0,058 < 0,445 \dots\dots\dots CV$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots CV$$

Aucune vérification n'est nécessaire pour (σ_s) lorsque la fissuration peu préjudiciable.

IV.5. Etude de l'ascenseur**IV.5.1. Introduction**

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale qui permet d'assurer le transport des personnes, ou des marchandises en toute sécurité.

La cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle d'escalier composé de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et le contre poids.

IV.5.2. Principe de fonctionnement :

La cabine est fixée à un câble entraîné par un treuil accouplé à un moteur électrique et équilibré par un contre poids avec une machine supérieure.

IV.5.3. Etude de l'ascenseur

D'après le travail et la méthode mentionné d'un collègue de la wilaya de Tiaret on a:

L'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (DTU75-1), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Les dimensions sont :

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 36,72m

La surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$ L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 16 \text{ cm}$ Soit (S) la surface des parois :

Poids de la cabine: $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,00 \times 2,2 = 4,4 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,4 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,4 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Tableau IV.9. Le poids mort:

le poids mort est égal est : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 11.92,8 \text{ KN}$

le contre poids: $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,3 \text{ kg}$

a) calcul de la charge de rupture :

Selon (NF P-82-202), la valeur minimale du coefficient du sécurité C_s est de 10 et le rapport

D/d ; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble)

Est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

Prenons $D/d=45$ et $D = 550\text{mm}$ $d = 12,22\text{ mm}$

On sait que : $C_s = \frac{C_r}{M}$

Avec:

C_s : Coefficient de sécurité

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$M = q + P_m + P_{\text{câble}}$

$P_{\text{câble}}$ est négligeable par rapport aux poids mort P_m et charge de la cabine q donc :

$M = q + P_m$

Donc: $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1192,8) = 224.136\text{ KN}$.

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$\Rightarrow C_r = 22413.6/0.85 = 263.6894\text{KN}$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec

m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d=12,22\text{ mm}$ et $m=2$ on a : $C_r (1 \text{ câble}) = 8152\text{kg}$.

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Masse totale des câbles :

$$M_g = M \cdot n \cdot L$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,515\text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = 31,28m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 31,28 = 32,22\text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,8 + 32,22 = 1900,02\text{ kg}$$

Vérification de C_r :

$$C_r = C_r(1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8\text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = 27716,8 / 1900,02 = 14,58 > 12 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200\text{ kg}$

- La charge permanente totale : $G = 1192,8 + 1530,3 + 1200 + 32,22 = 39,5532 \text{ KN}$

- la surcharge : $Q = 6,75 \text{ KN}$

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 63,5218 \text{ KN}$

IV.5.3.2. Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

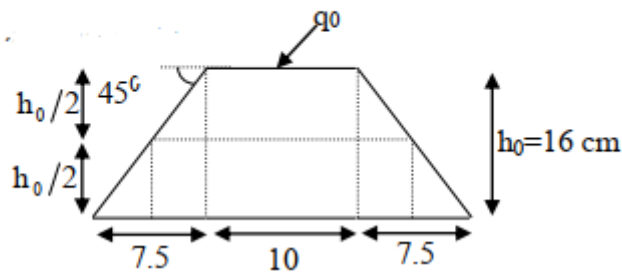
La charge totale ultime : $q_u = 63,5218 \text{ KN}$

Chaque appui reçoit le 1/4 de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = q_u / 4 = 6359.61 / 4 = 1588.04$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :



D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91 : $q_a^u \leq \frac{0.45 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h}{\gamma_b}$

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 16cm;

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10 x10) cm²

$$\mu = 2(U + V) ; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$U = a + \left(\frac{h/2}{\tan(45^\circ)} \times 2 \right) \Rightarrow U = 10 + \left(\frac{16/2}{1} \times 2 \right) = 26 \text{ cm}$$

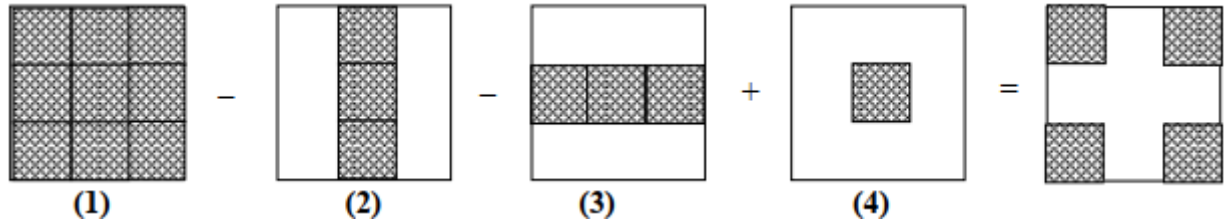
$$V = b + \left(\frac{h/2}{\tan(45^\circ)} \times 2 \right) \Rightarrow V = 10 + \left(\frac{16/2}{1} \times 2 \right) = 26 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 104 \text{ cm}.$$

$$q_a^u = 1588.04 \text{ kN} \leq \frac{0.45 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h}{\gamma_b} = 124,80 \text{ kN} \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement

IV.5.3.3. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Distances des rectangles :

1) le rectangle (1) :

U=144 cm

V=135 cm

2) le rectangle (2):

U=92 cm

V=135 cm

3) le rectangle (3):

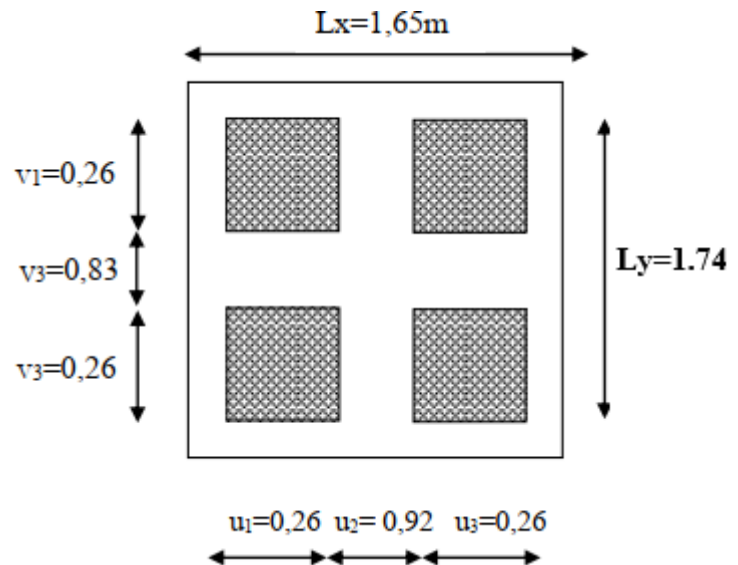
U=144 cm

V=83 cm

4) le rectangle (4):

U=92 cm

V=83 cm



Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec v : coefficient de Poisson

À L'E L U ($v = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1588,04}{0,26 \cdot 0,26} = 23491,71 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=1,65m ; Ly=1,74m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M _I	M _{II}	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,87	0,75	0,055	0,043	1,94	23491,71	45573,91	2506,56	1959,67
2	0,55	0,75	0,074	0,056	1,24	23491,71	29129,72	2155,60	1631,26
3	0,87	0,46	0,066	0,056	1,19	23491,71	27955,13	1845,03	1565,48
4	0,55	0,46	0,089	0,076	0,76	23491,71	17853,70	1588,97	1303,32

Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{xc} = \frac{(M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})}{4}$$

$$M_{yc} = \frac{(M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})}{4}$$

$$M_{x1} = 94.90/4 = 23.725 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = 66.25/4 = 16.56 \text{ kg.m}$$

Moments dues aux charges reparties (poids propre):

Chargement :

$$L_x = 1,65 \text{ m}$$

$$L_y = 1,74 \text{ mm } h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\text{- poids propre : } G = 0,16 \times 25,00 = 4 \text{ KN/m}$$

$$\text{- charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN /m}$$

$$\text{Charge ultime: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,90 \text{ KN/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.74} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \cdot M_{2x} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = 83.97 \text{ KN.m} \\ M_{2y} = 67.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{1x} + \frac{M_{2x}}{2} = 83.97 + 23.725 = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{1y} + \frac{M_{2y}}{2} = 67.47 + 16.56 = 8.24 \text{ KN.m}$$

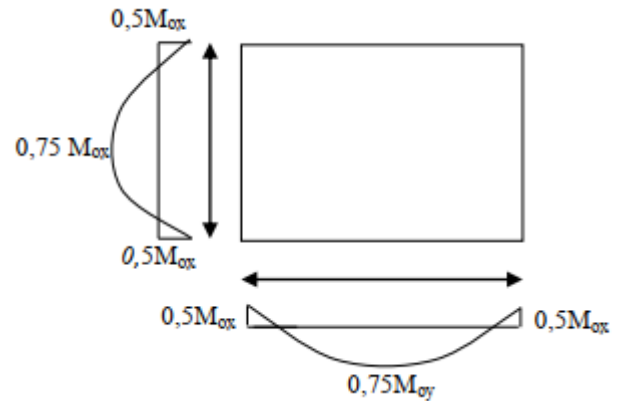
Moments retenus : En travée:

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 * 10.56 = 7.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 * 8.24 = 6.18 \text{ KN.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 5.28 \text{ KN.m}$$



IV.5.3.4. Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=16\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=14,4 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

➤ Sens X-X

a) **En travée** : $M_{tx} = 1.34\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.144^2} = 0.004$$

$$\mu_{bu} = 0.004 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\mu = 0.004 \dots \text{d'après tableau} \dots \beta = 0.998$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.005$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1437 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{0.1437 \times 347.826} \times 10^4 = 0.27 \text{ cm}^2$$

b)-Sur appui:

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 89.43 \text{ kg.m} = 894.3 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{894.3}{0.1437 \times 347.826} = 0.003 \text{ cm}^2 \leq \mu_l = 0.392$$

\rightarrow pas d'armatures comprimées

$\mu = 0.003$ d'après tableau.... $\beta = 0.998$

La section d'acier (A_{sx}):

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{0.998 \times 0.144 \times 347.826} \times 10^4 = 0.18 \text{ cm}^2$$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 16 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) On peut appliquée la formule suivante:

- **Sens Ly:**

$$A_{y\min} = 8 \cdot h_0 (\text{ml}) = 8 \cdot 0.16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.12 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ty} = A_{y\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0.18 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ay} = A_{y\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- **Sens Lx:**

$$A_{x\min} = A_{y\min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1.28 \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 1.34 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x\min} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{tx} = A_{x\min} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ax} = 0.18 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x\min} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ax} = A_{x\min} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre: $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 16 \text{ mm}$$

On à:

✓ **En travée:**

- **Sens Lx:**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 33 \text{ cm}} \end{cases}$$

- Sens Ly:

$$\begin{cases} At_y = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T8 \text{ p.m} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- ✓ Sur appuis (chapeaux)

$$\begin{cases} Aa = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) La dalle est bétonnée sans reprise

$$2) \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d} ; \text{ et } \overline{\tau_u} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13f_{c_{28}}; 5 \text{ Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_y & \text{Sens Lx} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

On calcule V_x et V_y (efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6900 \times \frac{1,65}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,91}{2}} = 3912,37 \text{ N} = 3,91 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_y = \frac{6900 \times 1,65}{3} = 3795 \text{ N} = 3,79 \text{ KN} < V_x$$

On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_u = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{1588,04}{2 \cdot 0,26 + 0,26} = 20,36 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1588,04}{3 \cdot 0,26} = 20,36 \text{ KN}$$

Comme ($u=v=26 \text{ cm}$) $\Rightarrow V_u=V_v=20,36 \text{ KN}$

Donc l'effort total V_{tot} :

- **Sens L_x** : $V_{\text{tot}}=V_x+V_v = 3,91+20,36=24,27 \text{ KN}$
- **Sens L_y** : $V_{\text{tot}}=V_y+V_u = 3,79 +20,33=24,15 \text{ KN}$

D'où: $V_{\text{tot}}=\max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$

$$V_{\text{tot}}=24,27 \text{ KN}$$

Donc

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \cdot d} = \frac{24,27 \cdot 10^3}{1000 \cdot 144} = 0,168 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} < h_0 = 16 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ on vérifie que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10 \cdot 0,16}{3} \cdot \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 1,73 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les vérifications à L'E.L.S :

- Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p_{\text{ser}}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p_{\text{ser}}$$

Avec: $v = 0,2$ (E.L.S)

$$p_{\text{ser}} = p'_{\text{ser}} \times S = \frac{q_{\text{aser}}}{u \cdot v} \cdot S$$

$$p_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{aser}}}{u \cdot v}; \quad q_{\text{aser}} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$q_{\text{aser}} = (3955,32 + 675) \cdot 1/4 = 1157 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } p'_{\text{ser}} = 1157,98 / (0,26)^2 = 170,88 \text{ KN/m}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S (m ²)	P _{ser} = P' _{ser} .S	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,87	0,75	0,055	0,043	1,94	33220,48	2112,82	1793,90
2	0,55	0,75	0,074	0,056	1,24	21233,71	1809,11	1503,34
3	0,87	0,46	0,066	0,056	1,19	20377,51	1573,14	1410,12
4	0,55	0,46	0,089	0,073	0,76	13014,21	1348,27	1181,90

- **Moment due aux charges localisées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = \mathbf{0.78KN.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = \mathbf{0.62 KN.m}$$

Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,16 \cdot 2500 = 4 \text{ KN/m}^2; \text{ ep} = 16 \text{ cm } Q = 1 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q_{ser} = 1 + 4 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.74} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0.0518 \cdot 5 \cdot 1.65^2 = 0.70 \text{ KN.m} \\ M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 0.8646 \cdot 0.70 = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 0.78 + 0.70 = 1.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 0.62 + 0.60 = 1.22 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \cdot 1.48 = 1.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \cdot 1.22 = 0.91 \text{ KN.m}$$

✓ **Sur appuis:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 0.74 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

❖ **Suivant Lx :**

✓ **En travée :**

$$M_t = 1282,9 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{et } n = 15$$

$$D'ou : 50y^2 - 15 \cdot 3,14(14,4 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,24 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3,24)^3/3 + 15 \cdot 3,14(14,4 - 3,24)^2$$

$$I = 6700 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 1120,1 / 6700 \cdot 3,24 = 0,54 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,54 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

Disposition du ferrailage:

-Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

$$Fe400 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \cdot 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

* Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (32 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 33 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 16,5 \text{ cm})$$

$$L_2 = 32 \text{ cm}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 165 / 10 = 16,5 \text{ cm}$$

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant L_y : $A_t = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T8 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

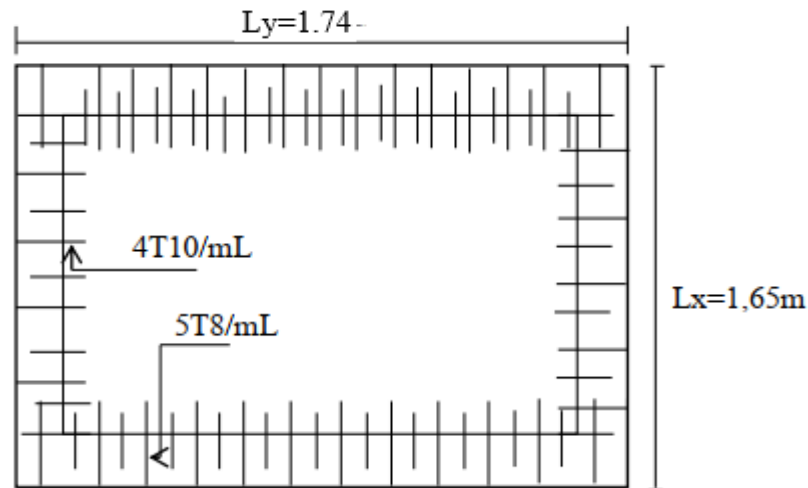


Figure.IV.14: Ferrailage Supérieur du panneau de dalle.

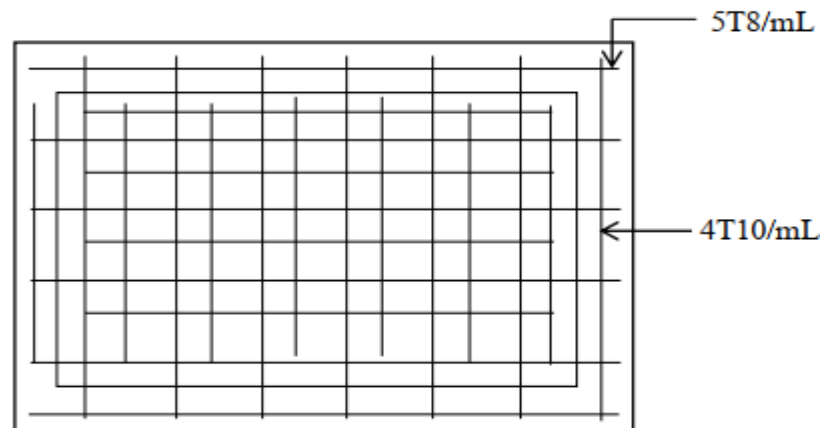


Figure .IV.15: Ferrailage Inférieur du panneau de dalle.

Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur **$e_p = 20 \text{ cm}$** .

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par:

$$A_{\min} = 0,1\% \text{ b.h t} = 0,1.0,01.100.20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec **5T10/ml** soit ($A_{\text{adopte}} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

L'espace **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

CHAPITRE V : ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V. Étude dynamique et sismique

V.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyse Professional 2017 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2.1. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

V.2.1.1. Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Concentration des masses au niveau des planchers.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

V.2.1.2. Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Sa/g Représentation graphique du spectre de réponse

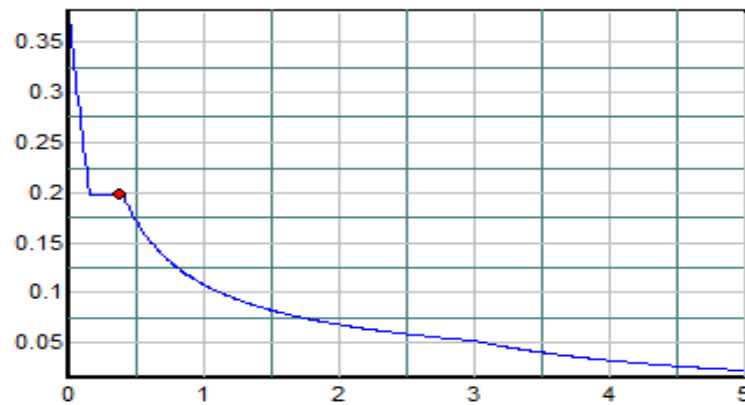


Figure V.1. Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur, ($g = 9,81N$)

A : coefficient d'accélération de zone, ($A=0,30$)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement ($R = 5/ R= 3,5$).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, ($T_1 = 0,15\text{sec}$, $T_2 = 0,40\text{sec}$)

Q : Facteur de qualité. ($Q = 1,20$)

Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

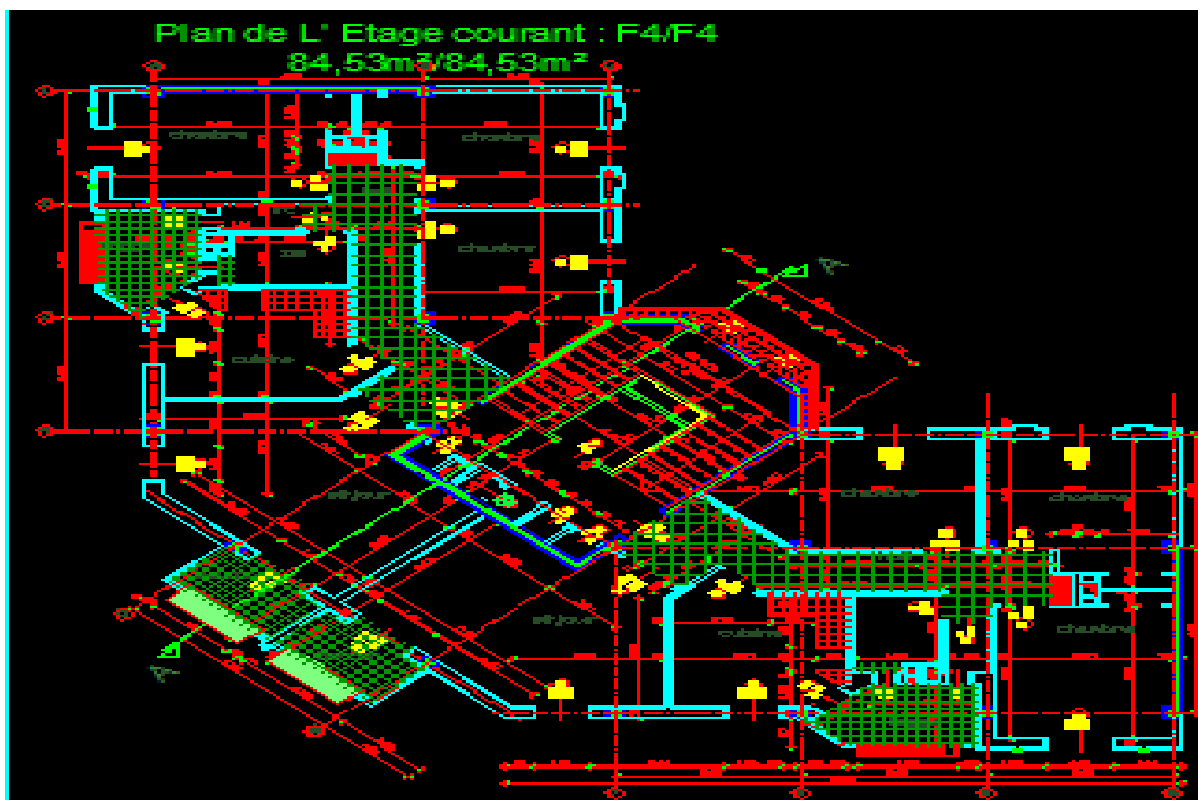
En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

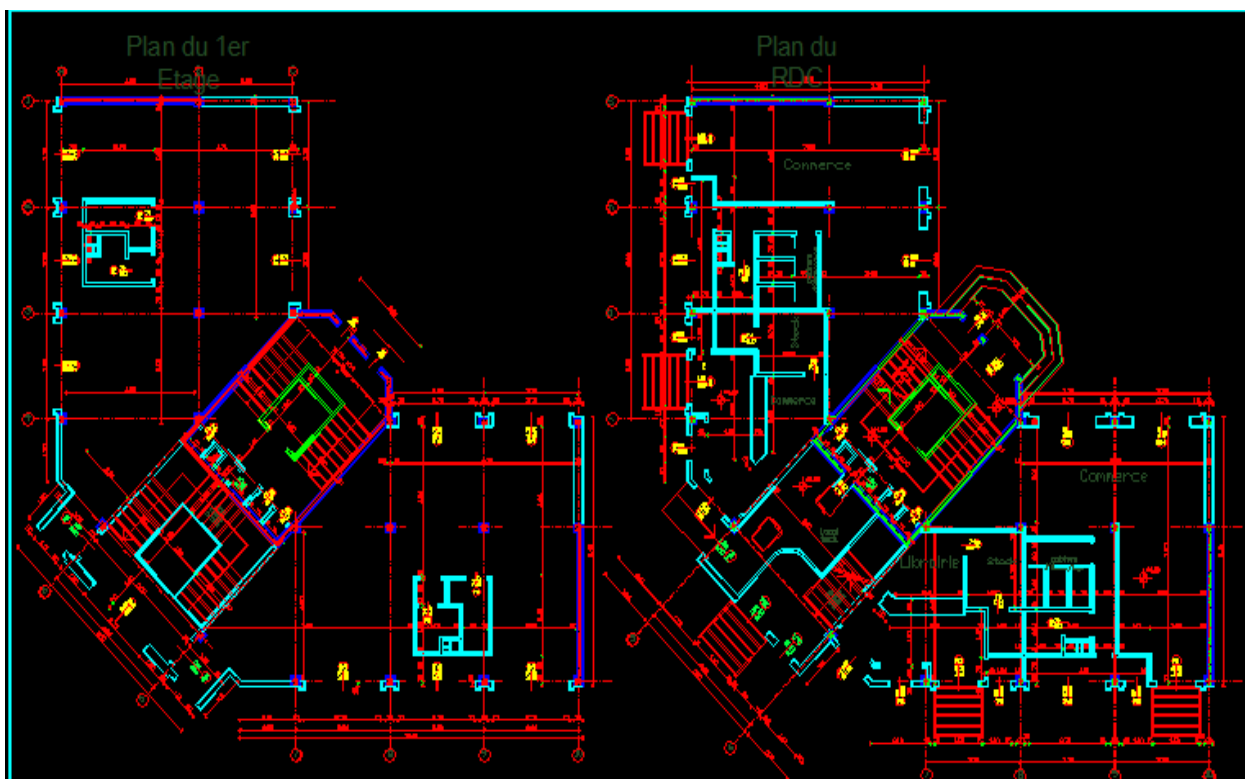
Analyse de la structure existante :

Introduction :

La structure initialement conçue par le bureau d'étude est présentée dans les figures



Vue en plan de la structure existante (étage courant).



Vue en plan de la structure existante (rez-de-chaussée et 1er étage).

V.2.2. Méthode statique équivalente

V.2.2.1. Principe de la méthode : [RPA99version2003/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

Conditions d'application : [RPA 99 version 2003/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Régularité en plan : [RPA99 version 2003/3.5.1.a]

a1. La configuration du bâtiment doit être sensiblement symétrique par rapport à deux directions orthogonales, à la fois pour la distribution des rigidités et pour celle des masses.

a2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;
La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- **Régularité en élévation [RPA99 version 2003/3.5.1.b]**

b1. le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

b3. la variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

V.2.2.2. VERIFICATION DES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE (MSE)

Article 4.1.2 de RPA 2003

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{10.09}{18.10} \leq 0.25 \Rightarrow 0.55 \leq 0.25 \dots\dots C.N.V$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{9.84}{18.10} \leq 0.25 \Rightarrow 0.54 \leq 0.25 \dots\dots C.N.V$$

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{18.10}{18.10} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots\dots C.V$$

Donc

Le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel « Robot Structure 2017 »)

V.2.3. Méthode dynamique

V.2.3.1. Principe

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.2.3.2. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

V.2.3.3. Présentation du logiciel :

Robot 2017 est un logiciel qui permet d'analyser les structures de manière statique et dynamique en utilisant la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

V.2.3.4. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Robot 2017

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre I)
- Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 - ✓ Charge permanente G: la charge permanente distribuée par les poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - ✓ Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les poutres.
 - ✓ Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens(X, Y)
- Détermination des combinaisons de charges :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0,8G \pm E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q + 1,2E$

Lancement de l'analyse ;

Interprétation des résultats.

V.2.3.5. Préparation des données de Robot 2017 :

a) Coefficient d'accélération A :

Coefficient d'accélération de la zone (donné par le tableau 4-1, RPA 99V 2003)

On a $\Rightarrow A=0.30$

Groupe d'usage : 1B (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur dépasse 48m).

Zone sismique : I (wilaya SIDI BELABESS)

b) Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité donnée par l'expression $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$ 4-4

P_q : pénalité retenir selon le critère de qualité q

Critère q	observé	N/observé	Sens X-X	Sens Y-Y
Condition minimale sur les files de Contreventement	0	0,05	obs	obs
Redondance en plan	0	0,05	obs	obs
Régularité en plan	0	0,05	N-obs	N-obs
Régularité en élévation	0	0,05	obs	obs
Control de la qualité de matériau	0	0,05	N-obs	N-obs
Control de la qualité d'exécution	0	0,10	N-obs	N-obs
$Q = 1 +$			0,2	0,2

Tableau V .1: valeurs des pénalités P_q

Donc

Q_x=1,2 et Q_y=1,2

R : coefficient de comportement global de la structure,

D'après le RPA 99V 2003 tableaux 4 - 3 on a

Contreventement par portique auto stable :

RX = 3,5 Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide

RY = 3,5 Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide

Contreventement par voiles en B.A

RX = 5 Portiques mixte portique / voiles avec interaction

RY = 5 Portiques mixte portique / voiles avec interaction

Estimation de la période fondamentale de la structure

T : période fondamentale de la structure est donné par la formule suivante :

$$T = c_T \times H^{3/4}$$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du system de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 RPA 99

$$\begin{cases} C_{TX} = 0,050 \\ C_{TY} = 0,050 \end{cases}$$

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \text{ hN} / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$T_x = 0.09 \times \frac{29.12}{\sqrt{18.10}} = 0.62 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{29.12}{\sqrt{18.10}} = 0.62 \text{ s}$$

c) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$\begin{cases} 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} \quad T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2)

Portique en béton armé, remplissage Dense $\Rightarrow \xi = 7\%$ (pour portique auto stables)

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Voile ou mur en béton armé. $\Rightarrow \xi = 10\%$ (pour étude en voile)

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} = 0,763 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site ferme (S2) $\Rightarrow T_2 = 0.40s$ (Tableau 4.7)

Contreventement par portique auto stable :

$$T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 1.64 \text{ m}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 1.64 \text{ m}$$

$$T_2 = 0.4 \leq T_x = 0.62 \text{ s} \leq 3\text{s}$$

$$T_2 = 0.4 \leq T_y = 0.62 \text{ s} \leq 3\text{s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \\ D_y = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \end{cases} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 1.64 \text{ m}$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 1.64 \text{ m}$$

Contreventement par voiles en B.A

$$T_2 = 0.4 \leq T_x = 0.62 \text{ s} \leq 3\text{s}$$

$$T_2 = 0.4 \leq T_y = 0.62 \text{ s} \leq 3\text{s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \\ D_y = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \end{cases} \Rightarrow$$

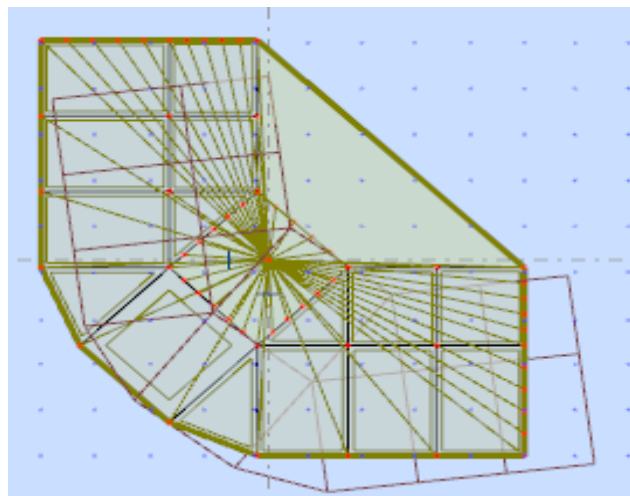
$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 1.23 \text{ m}$$

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 1.17 \text{ m}$$

- **Vérification de la période :** [RPA99version 2003/4.2.4.4] :

Il convient de souligner que la période fondamentale de vibration mesurée dans l'analyse est inférieure à celle obtenue à l'aide des formules empiriques du RPA99, majorée de 30%.

$$T_{analytique} \leq 1.3 T_{emp} \Rightarrow \begin{cases} T_{analy,x} = 0.44 \text{ s} \leq 1.3 T_{emp,x} = 0.80 \text{ s} \dots \dots C.V \\ T_{analy,y} = 0.40 \text{ s} \leq 1.3 T_{emp,y} = 0.8 \text{ s} \dots \dots C.V \end{cases}$$



Représentation du mode 1 (Direction X).(T=0.44s)

Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

V.3. Résultats de l'analyse dynamique :**V.3.1. Modèle initial**

La structure comporte uniquement les voiles de l'ascenseur.

V.3.1.1. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

Mode	Période [Sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.44	29.32	27.20	29.32	27.20
2	0.40	31.62	33.57	60.94	60.76
3	0.25	4.75	4.95	65.68	65.71
4	0.12	5.84	5.70	71.52	71.41
5	0.09	9.64	9.69	81.17	81.10
6	0.06	3.18	3.29	84.35	84.39
7	0.06	1.38	1.35	85.73	85.74
8	0.04	3.32	3.29	89.04	89.03
9	0.04	0.77	0.77	89.82	89.90
10	0.03	1.71	1.74	91.53	91.54

Tableau. V.2. Période et facteurs de participation massique du modèle initial

V.3.1.2. Constations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=0,44s$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.

Le 1er mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.

Le 2ème mode est un mode de torsion.

Le 3ème mode est mode de translation parallèlement à X-X.

V.3.1.3. Résultantes des forces sismiques

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 27244,35 \text{ KN}$ (calcul automatique) ; $A=0,30$; $Q=1,20$; $D_x=1,23$; $D_y=1,17$; $R=5$.

$$V_x = \frac{0,3 \times 1,23 \times 1,20}{5} \times 2400 = 212,544$$

$$V_y = \frac{0,3 \times 1,17 \times 1,20}{5} \times 2400 = 202,17$$

$$V_x \times 0,8 = 170,0352$$

$$V_y \times 0,8 = 161,7408$$

D'après le fichier des résultats du ROBOT 2017 on a :

$$V_y = 256,94 \text{ KN}$$

$$V_x = 723,52 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

Sens xx

$$V_x = 723,52 \text{ KN} > 80\% V = 170,03 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 256,94 \text{ KN} > 80\% V = 161,74 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul et vérification des déplacements : [Art 4.4.3 RPA99v2003]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K - 1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta_{k,adm} = 1\% h_e$

Avec :

h_e : La hauteur libre de l'étage considéré.

Le logiciel AUTO DESK Robot Structural Analyse 2017, nous donne directement le déplacement horizontal à chaque niveau δ_k . Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se font selon les deux directions, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après

Tableau V. 3 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x et y :

Niveau	Sens (X)		Sens (Y)		$h_e (m)$	$\Delta_{k \text{ adm}} (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k \text{ adm}}$
	$\delta_k (cm)$	$\Delta_k (cm)$	$\delta_k (cm)$	$\Delta_k (cm)$			
RDC	0.0	0.2	0.1	0.1	3,06	3,06	CV
1	0.5	0.3	0.3	0.2	3,06	3,06	CV
2	1	0.5	0.6	0.3	3,06	3,06	CV
3	1.5	0.5	1	0.4	3,06	3,06	CV
4	2.1	0.6	1.4	0.4	3,06	3,06	CV
5	2.7	0.6	1.9	0.5	3,06	3,06	CV
6	3.3	0.6	2.4	0.5	3,06	3,06	CV
7	3.8	0.5	2.9	0.5	3,06	3,06	CV

Analyse des résultats D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

- **Vérification de l'effet de p-Delta :**

a) Définition de l'effet P-Delta.

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

La valeur de la force axiale appliquée ;

La rigidité ou la souplesse de la structure globale ;

La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

b) types d'effet P-Delta.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

1 /Le grand effet P-Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

La figure illustre ce dernier

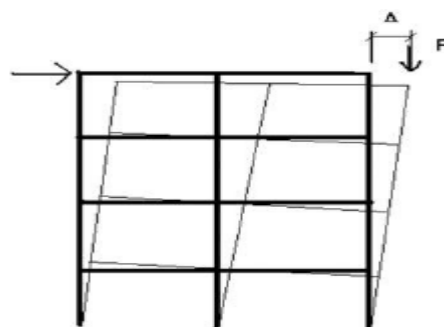


Fig .V.2: grand effet de p-DELTA.

2 /Le petit effet P-δ:

Au niveau des éléments. La figure schématise cet effet

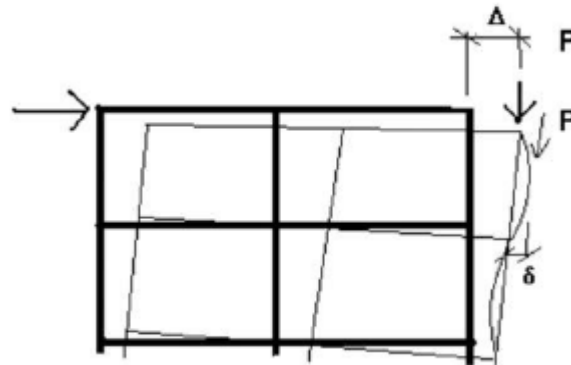


Fig.V.3: le petit effet de p-DELTA.

c) L'effet P-Delta dans le règlement parasismique Algérien (RPA99).

Le RPA99/version 2003 préconise que les effets de 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Si : $\theta_k < 0.10$, les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si : $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

VK : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

ΔK : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

hK : hauteur de l'étage 'K'

niveaux	PK	ΔKx(cm)	Δ Ky(cm)	Hk(m)	VKX(KN)	VKY(KN)
7eme	2704,67	0,5	1	3,06	1016,63	1533,74
6eme	2704,67	0,5	0,5	3,06	1016,63	1533,74
5eme	2704,67	0,5	1	3,06	949,69	1438,43
4eme	2702,75	0,5	0,5	3,06	949,68	1438,94

3eme	2886,45	0,5	1	3,06	949,68	1438,94
2eme	2886,45	0,5	0,5	3,06	888,49	1438,94
1^{er}	2886,45	0,5	1	3,06	888,49	1351,64
RDC	3464,01	0,5	0,5	4,08	833,05	1351,64
S-SOL	4835,23	0,5	1	3,70	827,82	1351,64

Tableau V.4. : Vérification de l'effet de P-delta.**Commentaire :**

-D'après le tableau précédent on peut dire que les effets de 2em ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans notre cas, car la condition de leRPA99/version 2003 satisfaite à tous les niveaux.

- **Vérification de l'effort normal réduit:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (l'Art 7.4.3.1 RPA99/v2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute)

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$B_c (cm^2)$	$N_d (KN)$	V	Vérification
(70 × 70)	2569.4	0.20	CV
(65 × 65)	1666.9	0.16	CV
(60 × 60)	1094.95	0.12	CV
(55 × 55)	566.42	0.07	CV

V.4. Vérification au renversement :

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (l'Art 4.2.5 RPA99/v2003) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0.07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25V$ et

sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de V soit $V - F_t$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_t = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

• **Distribution horizontale des forces sismiques :**

D'après l'Art 4.2.6 RPA99/v2003 :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$

Stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

✓ **Il faut vérifier que :**

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_{stab} \geq F_s \cdot M_{renv} \Rightarrow M_{stab} / M_{renv} \geq F_s = 1,5$$

• M_{stab} : Moment de stabilité $M_s = \sum_{i=1}^9 W_i \cdot \frac{L_i}{2}$

• M_{renv} : Moment de renversement $M_{ren} = \sum_{i=1}^9 F_i \cdot h_i$

• F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

• L_i : distance minimale entre le centre de gravité et l'extrémité

On doit d'abord calculer F_t

F_t : la force contenue au sommet de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ S} \end{cases}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j W_j h_j} \quad (\text{article 4-2-5 RPA 99V2003})$$

Niveaux	W _i h _i	V _x -f _{tx}	Fix (KN)	Fix _{hi}	Li	W _i L _i /2
7	81190,4069	4881,36	1263.36	34251.7	12,1	321047,034
6	81190,4069	4881,36	1197.64	32575.8	12,1	321047,034
5	81190,4069	4881,36	1516.09	36082.9	12,1	321047,034
4	81132,7712	4881,36	1318.21	26891.48	12,1	320819,128

3	86647,188	4881,36	1130.35	19215.95	12,1	342624,501
2	86647,188	4881,36	693.56	7074.31	12,1	342624,501
1	86647,188	4881,36	445.13	3026.88	12,1	342624,501
RDC	142724,14	4881,36	234.10	795.94	12,1	411181,451
$\sum_{i=1}^8 M$				3159037,75		5307183,43

Tableau V.5. vérification de renversement.

Donc: $M_{stab}/M_{renv} = 1.68 \geq F_s = 1,5$

La stabilité au renversement est vérifiée.

Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1ère et 2ème soient en translation, et le 3ème en torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{MSE}$), avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

VI. ETUDE DES PORTIQUES

VI.1. Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).
L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2. Définition :

VI.2.1. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

VI.2.2. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3. Ferrailage des portiques :

VI.3.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitations

E : Efforts sismiques.

- Les combinaisons prises en compte sont :

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires ;

$1,35.G + 1,5.Q$ E.L.U.

$G + Q$ E.L.S.

RPA99.V2003 : Combinaisons accidentelles ;

$$\left. \begin{array}{l} 0,8G \mp E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \text{ POUTRE}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8G \mp E \\ G + Q + 1,2E \end{array} \right\} \text{ POTEAUX}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot 2017

VI.3.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres pour le deux étude :

Poutres principales : (45×50) .

Poutres secondaires : (35×45) .

VI.3.2.1. Ferrailage réglementaire :

Recommandation du RPA99/V2003 [ART 7.5.2.1] :

a) Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot S \cdot b \quad \text{RPA99/V2003 [ART 7.5.2.1] :}$$

Avec :

- b : Largeur de la section.
- S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

En dehors de la zone nodale :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right)$$

$$S = \frac{h}{2} \quad \text{Règlement BAEL.91 : [BAEL91r99 /art-a.4.1,1]}$$

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \quad \text{Pour les armatures tendues (BAEL91)}$$

VI.3.2.2. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOT2017", on obtient les résultats suivants :

		Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			Tmax
		M_u^t	M_s^t	M_{acc}^t	M_u^a	M_s^a	M_{acc}^a	(KN)
PP (45x50)	Les niveaux							
	Terrasse	66.60	40	86.93	125.81	67.97	143.21	142.22
	E.C	88.54	43.09	119.81	165.67	87.77	167.03	163.78
	RDC	49.84	28.03	284.12	110.05	60.33	311.84	345.66
	S- sol	94.74	38.77	190.88	131.07	75.11	164.61	360.64
PS (35x45)	Terrasse	84.54	50.50	142.50	100.24	48.41	177.71	145.65
	E.C	82.21	49.08	164.63	97.67	46.84	198.59	160.34
	R.D.C	17.28	14.30	186.39	36.25	14.04	191.83	171.84
	S- sol	82.20	28.17	193.09	41.77	14.82	170.79	417.19

Tableau.VI. 2:Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et efforts tranchants

a.1) Armatures longitudinales :

✓ Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 45 \times 50 = 11.25 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.87 \text{ cm}^2$

✓ Conditions imposées par le BAEL.91

Poutres principales : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 45 \times 50 = 2,71 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 45 \times 35 = 1,90 \text{ cm}^2$

✓ Exemple de calcul :

Poutres principales (s-sol) (45x50) cm^2

b.1. En travée :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 94.74 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{94,74 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 0,45 \times 0,45^2} = 0,073$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,095$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,43 \text{ m}$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{94,74 \cdot 10^3}{348 \times 0,48} \cdot 10^4 = 6,28 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_t^s = 38,77 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u^s}{M_s^s} = \frac{94,74}{38,77} = 2,44$$

$$\frac{2,44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,97 > \alpha = 0,073 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues}$$
Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 190,88 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{190,88 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,45 \times 0,45^2} = 0,11$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,15$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,423$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{190,88 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0,423} \cdot 10^4 = 12,96 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 12,96 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$4T16+4T14 \longrightarrow A = 20,61\text{cm}^2$$

b.2. En appuis :**-Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_a^u = 131,07\text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :➤ **Moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{131,07 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 0,45 \times 0,45^2} = 0,1$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,13$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,43\text{m}$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_t = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{131,07 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,43} \cdot 10^4 = 8,02\text{cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^s = 75,11\text{KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{131,07}{75,11} = 1,74$$

$$\frac{1,74 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,62 > \alpha = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s) \Rightarrow Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues**Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = 164,61\text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{164,61 \times 10^{-3}}{18,42 \times 0,45 \times 0,45^2} = 0,09$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,11$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,43 \text{ m}$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{164,61 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0,43} \cdot 10^4 = 11 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 11,25 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures:

$$4T20 \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Contrainte tangente } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{360,64 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot 0,5} = 1,60 \text{ MPa [BAEL91r99 /art-a.5.1,1]}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\text{Contrainte tangente limite } \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4,33 \text{ MPa [BAEL91r99 /art-a.5.1,21]}$$

$$\tau_u = 1,60 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 4,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

a.2) Section et écartement des armatures transversales At :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{t \min} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min \left(\frac{500}{35}; \frac{450}{10}; 14 \right) = 14 \text{ mm [BAEL91r99 /art-a.5.1,22]}$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

-L'espace des armatures transversales :

Pour le cas de la flexion simple et $\alpha = 90^\circ$ on a :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}'}{(0,8 \cdot f_e) \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ [BAEL91r99 /art-a.5.1,311]}$$

$$A_t = 2 \cdot 0,79 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,57 \cdot 0,8 \cdot 235}{45 \cdot (1,60 - 0,3 \cdot 2,1)} = 6,76 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm};) \text{ [BAEL91r99 /art-a.5.1,22]}$$

$$S_t \leq \min(40,5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 10cm$

Selon (R.P.A.99version2003) :

➤ Zone nodale :

$$S_{t3} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \varphi\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 2\right) \Rightarrow S_{t3} = 10cm$$

➤ Zone courante :

$$S_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow S_t = 25cm \cong 15cm$$

Donc :

$S_t = 15cm$ en zone courante

$S_t = 10cm$ en zone nodale

a.3) Vérification des armatures transversales :

➤ Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \cdot 10 \cdot 45 = 1,35cm^2$$

➤ zone courante :

$$A_{tmin} = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 2,03cm^2$$

b) Longueur de recouvrement :

Selon le B.A.E.L 99

$$L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{tj} \quad \Psi = 1,5 \dots \dots HA$$

$$L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \Rightarrow L_s = \frac{2 \cdot 400}{4 \cdot 1,60} = 125cm$$

Selon le R.P.A 99: $L_r = 40\varnothing$ en zone I

$$L_r = 40 \cdot 2 = 80cm \dots \dots L_r = 80cm$$

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferraillage est la même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferraillage.

FERRAILLAGE CHOISIE :

Type	Niveau	Cas	A ELU (cm ²)	A RPA	A _{min}	A _{Acc}	Le choix	A choisie
Poutres Principales (45x50)	Terrasse	Travée	4.36	11.25	2.71	5.75	4T20	12.57
		Appui	8.46	11.25	2.71	9.71	4T20	12.57
	E.C	Travée	5.86	11.25	2.71	8.04	4T20	12.57
		Appui	1.38	11.25	2.71	11.46	4T20	12.57
	RDC	Travée	3.24	11.25	2.71	20.75	8T20	25.14
		Appui	7.35	11.25	2.71	23.17	8T20	25.14
	SOUS SOL	Travée	6.28	11.25	2.71	12.96	4T16 4T14	14.20
		Appui	8.84	11.25	2.71	11.01	4T20	12.57
Poutres Secondaires (35x45)	Terrasse	Travée	6.42	7.87	1.90	11.04	4T16 2T14	11.12
		Appui	7.11	7.87	1.90	14.11	4T16 4T14	14.20
	EC	Travée	6.24	7.87	1.90	12.96	4T16 4T14	14.20
		Appui	7.49	7.87	1.90	15.99	4T20 2T16	16.59
	RDC	Travée	1.25	7.87	1.90	14.88	4T20 2T16	16.59
		Appui	2.65	7.87	1.90	15.37	4T20 2T16	16.59
	SOUS – SOL	Travée	6.23	7.87	1.90	15.93	4T20 2T16	16.59
		Appui	3.8	7.87	1.90	13.50	4T16 4T14	14.20

Tableau.VI. 2: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.❖ **Disposition des armatures :**

Pour une meilleure disposition et répartition des armatures dans la poutre, on doit respecter les conditions suivantes :

➤ **Pour les armatures longitudinales :**

. la hauteur d'un paquet de barres doit être au plus égale au double de sa largeur. [BAEL91/A.7.2,1]

⇒ Les dispositions des barres autorisées sont donc :

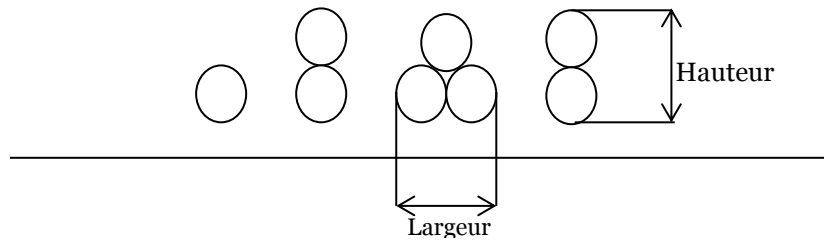


Figure.VI.1. Les groupements de barres autorisés pour le ferrailage

Remarque :

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. [RPA99/A.7.5.2.1]

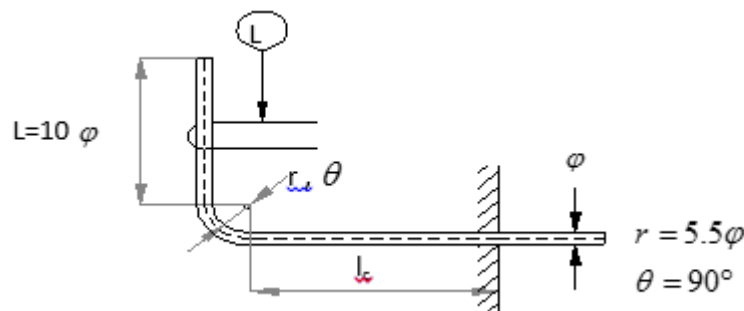


Fig. VI.2 : Ancrage courbe avec un crochet à 90°.

L: Une ligature égale à $\frac{\phi}{4}$ relie le retour de la barre à la masse du béton [BAEL91/A.7.4,3]

2. l'ancrage de l'ensemble d'un paquet de barres n'est pas admis. Une barre est toujours ancrée individuellement.

Il en résulte que dans un paquet de trois barres au plus, les longueurs d'ancrage de chacune des barres ne doivent pas se chevaucher. [BAEL91/A.6.1,21]

3. Arrêt des barres dans une poutre :

Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre

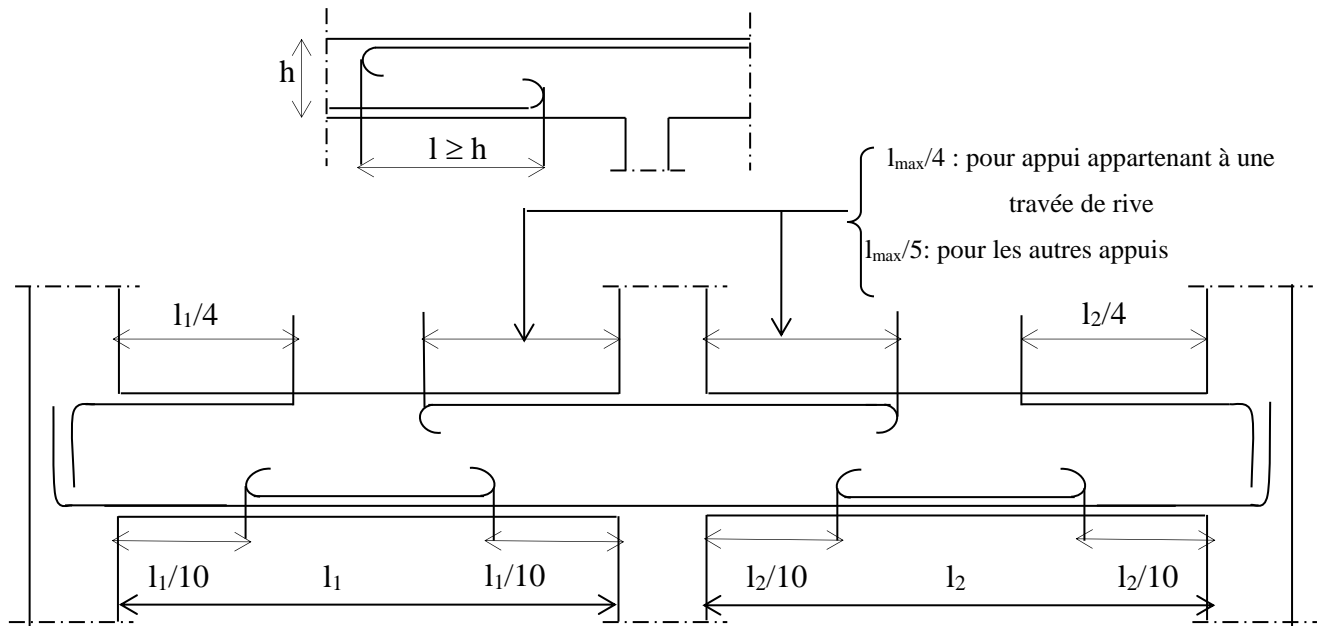


Figure VI.3 : Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre.

Pour les armatures transversales :

. Ancrage des cadres ; épingles et étriers : [BAEL91/A.6.1,255]

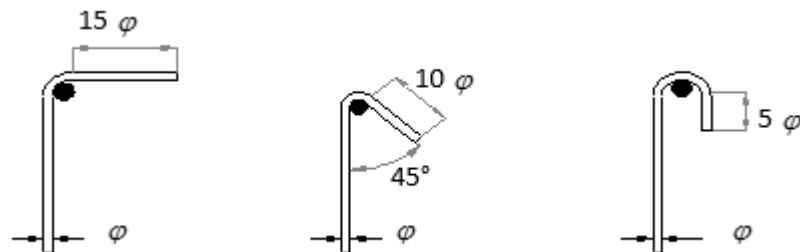
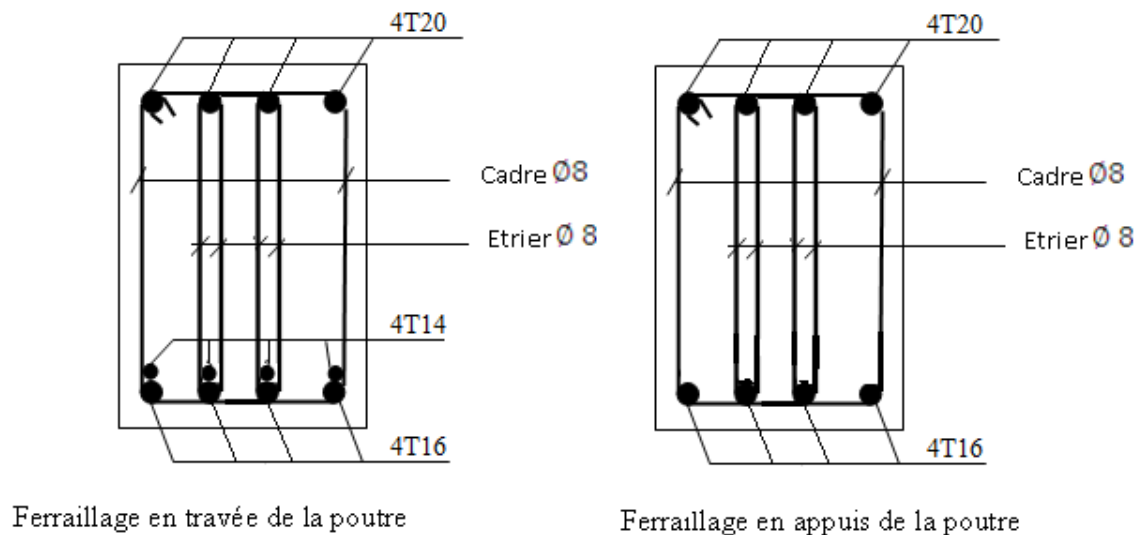


Figure. VI.4 : Façonnage des cadres, étriers et épingles.

Le rayon de cintrage $r = 3\varnothing$

Pour notre poutre on admet la disposition des armatures suivantes



FigureVI-5 : Ferrailage de la poutre principale

VI.4. Ferrailage des poteaux :

Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

Effet du vent ;

Effet de la dissymétrie des charges ;

Effet de changement de la température ;

Effet des efforts sismiques ;

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT 2017 sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q+1,2E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

➤ Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- Conditions de RPA99(V2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Leur pourcentage minimal sera de : 0,7 % en zone I.

Leur pourcentage maximale sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm

La longueur minimale de recouvrement est de :

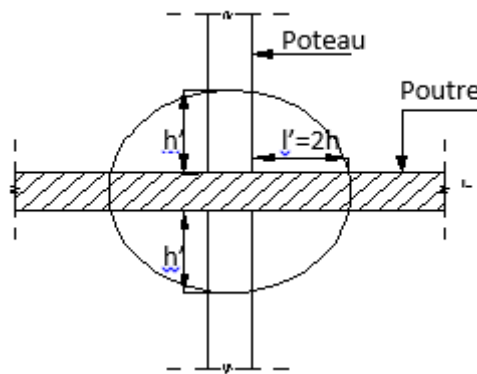
40ϕ en zone I

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25cm en zone I

les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)

les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :



$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right)$$

Figure.VI. 6: La zone

Avec :

h: la hauteur de la poutre;

b et a : section d'un poteau ;

he: la hauteur libre entre deux étages.

- Conditions de BALE 91 :

La section Al des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

[B.A.E.L91/A.8.1,21]

- $A_l \geq 4\% \times \text{périmètre par mètre de}$
 - $0.2\% B \leq A_l \leq 5\% B$
- } Pour une section entièrement comprimée.

avec B : la section totale du poteau.

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} B \quad \text{pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit

Respecter la condition suivante

$$- c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

b étant la petite côté du rectangle.

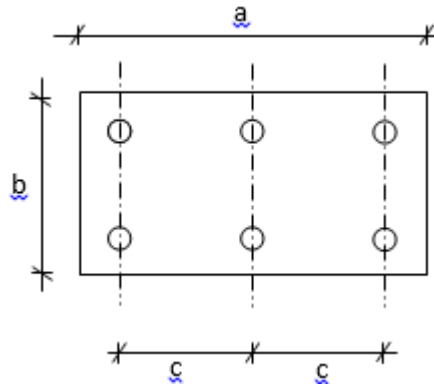


Figure.VI. 7:Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ **Les armatures transversales :**

- **Conditions de RPA99 version 2003 :**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient correcteur dépend de l'élancement géométrique λ_g .

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3,5 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

t : Espacement entre les armatures transversales ; $\rho = 2,5$

Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone I)}$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \phi_l \text{ (zone I)}$$

Section minimale des armatures transversales: $\frac{A_t}{t \times b}$ En % est donné comme suit :

Si:

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et :

L_f : Longueur du flambement.

- **Conditions de BAEL91 : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{l_{\max}}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$S_t = \min(15\phi_{l_{\min}}, 40\text{cm}, b + 10\text{cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\phi_{l_{\min}}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

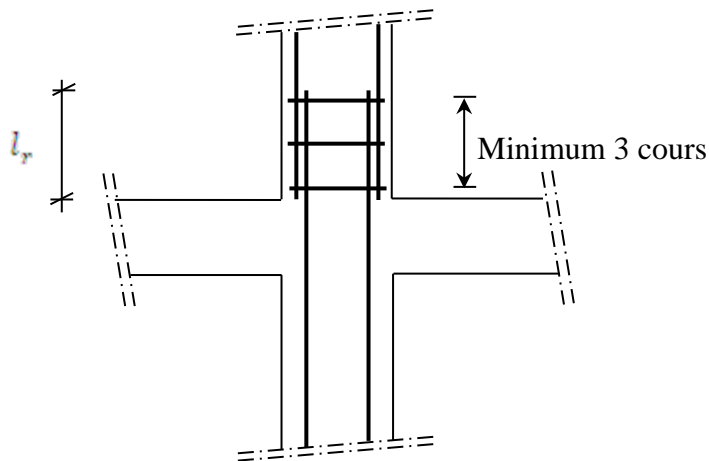


Fig.VI. 8: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Sollicitations de calcul**Tableau.VI. 3:** Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons			Poteau 45×45	Poteau 50×50	Poteau 55×55	Poteau 60×60	Poteau 65×65	Poteau 70×70
ELU	Cas 1	N^{\max} [KN]	334,3	559,10	1169,09	1947,62	2906,5	3261,55
		M^{corr} [KN.m]	36,14	40,84	40,36	32,2	16,5	19,66
ELS	Cas 2	N^{\min} [KN]	121,8	219,76	456,19	743,09	1106,11	262,04
		M_x^{corr} [KN.m]	18,61	20,98	20,87	16,84	8,90	10,24
ACC	Cas 3	M_x^{\max} [KN.m]	176,27	332,66	585,69	999,35	1501,31	1667,53
		N_{corr} [KN]	95,35	131,15	169,44	177,46	153,84	80,25

Exemple de calcul : poteau (70×70) cm²

	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux (70×70) cm ²
Combinaison $1,35G + 1,5P$ 1er cas	N_{\max}	3261.55
	M_{corr}	19.66
Combinaison $G + P \mp 1,2E$ $0,8G \mp E$ 2ième cas	N_{\min}	1542.10
	M_{corr}	7.41

Combinaison $G + P \mp 1,2 E$ $0,8 G \pm E$ 3ième cas	M_{\max}	80.26
	N_{corr}	1667.13

Tableau VI.4. Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.

➤ **Les armatures longitudinales :**

b=70 cm a= 70 cm d=v 63cm L=370 cm

Cas 1 :

$$\begin{cases} N^{\max} = 3261,55 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 19,66 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ Position du point d'application de l'effort normal (N) :

✓ Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_{u_a}} = \frac{19,66}{3261,55} = 0,006 \text{ m} = 6,00 \text{ cm}$$

$$e < \frac{a}{12} = 5,83 \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve dans le noyau central.}$$

⇒ La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance E.L.U.R :

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{3261,55 \times 10^{-3} - (0,70 \times 0,70) \times 14,2}{348} \times 10^4$$

$$A'_1 = 1130,91 \text{ cm}^2 \quad A'_1 = 0,00 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme E.L.U.S.F :

$$\lambda = 14,13 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$$

Selon le B.A.E.L [BAEL 91 r99/art B.4,1]:

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b-2)(a-2) = 4624 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^2} \left(\frac{3261,55 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{4624 \times 25 \cdot 10^2}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -77,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

2ième Cas : Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E ; 0,8 G \mp E$)

$$\begin{cases} N_{\min} = 1542.10 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 7.41 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases} \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

✓ Calcul l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = \frac{7.41}{1542.10} = 0.004 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée, donc le calcul se}$$

fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F)

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1542.10 \cdot 100}{0,83} - \frac{4624 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -240.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 0$$

3ième Cas : Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E ; 0,8 G \mp E$)

$$\begin{cases} M_{\max} = 80.25 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 1667.13 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

✓ Calcul l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = 0,048 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5.83 \text{ cm} \rightarrow \text{Compression centrée, donc le calcul se fait à l'état}$$

limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_3 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1667.13 \cdot 100}{0.83} - \frac{4624 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_3 = -240.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

• **Armatures minimales :**

✓ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{t \min} \geq 0.80\% \cdot h \cdot b \Rightarrow A_{t \min} \geq 0.8\% \times 10 \times 50$$

$$A_{\min} = 0,9\% \cdot (b \cdot h) = 0,009 \cdot 70 \cdot 70 = 44,1 \text{ cm}^2$$

✓ Condition imposée par B.A.E.L 91 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 11.2 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

$$\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 196 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 294 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

✓ Condition imposée par le B.A.E.L 99:

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 245 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\min(1)} ; A_{\min(2)}) = 44.1 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

On prend $A = 4T25 + 8T20 = 44,77 \text{ cm}^2$

$$4T25 + 8T20 \longrightarrow A = 44,77 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$N_{\max} = 262,04 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 10,24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{10,24}{262,04} = 0,038 \text{ m} < \frac{h}{12} = 5,83 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

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

D'après le fichier de résultats ROBOT 2017

$$T_{\max} = 588,83 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{588,83 \cdot 10^{-3}}{70.63.100} = 1,33 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-a.5.1,1}]$$

$$\text{Contrainte tangente limite } \overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-a.5.1,21}]$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{l\max}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Espacement des armatures transversales :

Suivant les règles BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; a + 10\text{cm}) = 24\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

Zone nodale :

$$t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone I)}$$

$$t \leq \text{Min}(10 \cdot 1.6, 15\text{cm})$$

$$t \leq 15\text{ cm}$$

$$t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$t' \leq 15 \phi_l \text{ (zone I)}$$

$$t' \leq 15 \cdot 1.6$$

$$t' \leq 24$$

$$t = 15\text{cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_t = \frac{\phi_a \cdot S_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e} \phi_a : \text{Est en fonction de } \lambda :$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{286,00}{70} = 4,08$$

$$3 < \lambda_g = 5,712 < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot S_t = 0,003 \cdot 70 \cdot 15 = 3,14\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 4\phi 10 = 3,14\text{ cm}^2$$

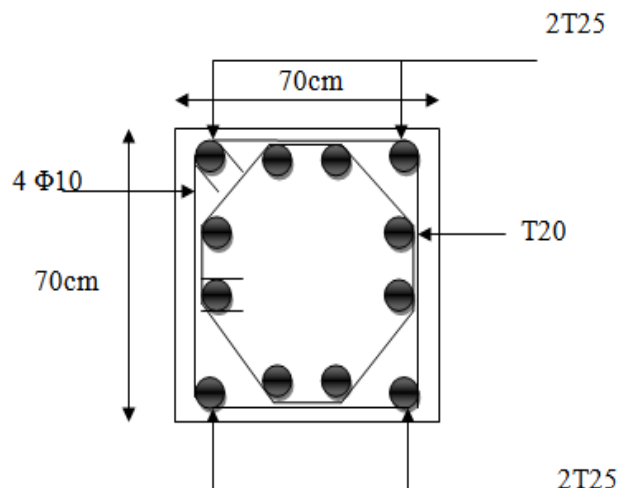


Figure VI.09: Schéma de ferrailage (poteau 70*70).

✓ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}; 50; 50; 60\right) = 68 \text{ cm}$$

✓ Longueur de recouvrement :

Selon le B.A.E.L 99

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_S}$$

$$\tau_S = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{tj} \quad \Psi = 1,5 \dots \dots \dots HA$$

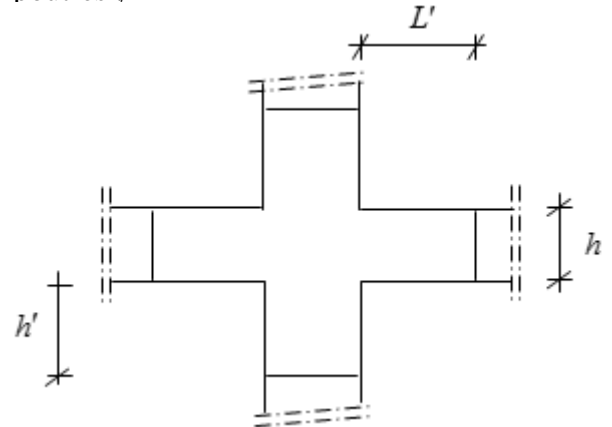


Figure .VI. 10: Zone nodale

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_S} \Rightarrow L_S = \frac{2,0 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 70,55 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99:

$$L_S = 40\phi \text{ en zone I}$$

$$L_S = 40 \cdot 2 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Alor } L_S = 80 \text{ cm}$$

Remarque :

Vue le nombre important des poteaux a étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (70x70 cm²).

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

pour tous les blocs		70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
BAEL	Amin	0	0	0	0	0	0
	A min	44,1	38,02	32,4	27,22	22,5	18,22
A TRANS		4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
La section correspond		3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
la section longitudinale pour chaque poteaux							

ALONG	4T25 + 8T20	4T25 +4T20 +4T16	4T25 + 8T16	4T25 + 4T16	6T20 + 2T16	4T20 + 4T14
La section correspond	44,77	40,25	35,72	27,84	22,87	18,73

VI.5. Calcul du voile de contreventement :

D'après le BAEL91 ; RPA 99/version 2003)

VI.5.1. Introduction :

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique

Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. On disposera alors, des aciers horizontaux.

- **Ferrailage vertical :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).

à chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).

Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.

En zone courante égale à 0.10%.

- Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

- **Ferraillage horizontal :**

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

- **Règles communes :**

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5 a$ (a : Epaisseur du voile).

$S \leq 30\text{cm}$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible et à 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- **Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

VI.5.2. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant comme exemple l'un des voiles de 2^{ème} bloc.

VI.5.2.1. Les sollicitations des voiles :

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel robot :

Sollicitation	verticalement
N (KN)	1099,45
M (KN.m)	15,45

TABLEAU-VI.5.: Les sollicitations des voiles.

VI.5.2.2. Ferrailage du voile :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant une seule direction (Verticalement).

a) Les armatures verticales :

$$N_x = 1099,45 \text{ KN}$$

$$M_x = 15,45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

D'après le BAEL 91+ DTU page 167 et 168 on a :

$$e_1 = \frac{M}{N};$$

$$e_2 = \frac{3(L_f)^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \varphi);$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right);$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_P + M_G}.$$

Avec :

Φ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{15,45}{1099,45} = 0,014 \text{ cm}.$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 1,68 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_P + M_G} = 0,65 \text{ (Rapport entre les moments dus aux charges permanentes au moment total)}$$

$$\varphi = 2$$

$$l_f = 0,7 \times 408 = 285 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2,85)^2}{10^4 \times 0,2} \times (2 + 0,64 \times 2) = 0,00064 \text{ m}.$$

$$= 0,064 \text{ cm}$$

$$e_t = e_a + e_1 + e_2 = 2,3 \text{ cm}.$$

$$M_u = N \cdot e_t = 2,07 \times 1099,45 \times 10^{-2} = 22,75 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$$

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bu}} = \frac{1099,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,2 \times 18,47} = 0.29$$

Ψ_1 : coefficient de remplissage

$$\Psi_1 = 0.28 < 0.81$$

$$\Psi_1 < 2/3 \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \Psi_1})} = 0,1$$

$$\begin{aligned} e_{NC} &= \xi \times h. \\ &= 0.1 \times 0.2 \\ &= 0.020 \text{ m} < e = 0,023. \end{aligned}$$

→ Section partiellement comprimée.

Pour le calcul d'une section partiellement comprimée on doit calculé un moment fictif

$$M_{ufict} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ufict} = 113,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ufict}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{0.11324}{18,47 \times 1 \times (0,18)^2}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,18$$

⇒ A' = 0 Pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \alpha = 0,47$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,81$$

$$A_{tfict} = \frac{M_{ufict}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{tfict} = \frac{0.113}{0,68 \times 0,18 \times 400} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 19.37 \text{ cm}^2$$

Les armatures tendues réelles valent : $A_s = A_{stfict} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$A_s = 19,37 - \frac{1,099}{400} \times 10^4 \Rightarrow A_s = -8,45 \text{ cm}^2$$

Les conditions minimales de BAEL99 et RPA2003 :

$$A_s = \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,15\% \cdot b \cdot h \right] \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = \max [2, 2.17; 3] \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3 \text{ cm}^2$$

✓ Choix d'armature :

On prend 5T12 ⇒ $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

✓ L'espacement : selon le BAEL99 et le RPA2003

Dans la zone courante : $S_t \leq \min[1,50h; 30cm] \Rightarrow S_t = 30cm \Rightarrow S_t = 30cm$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10cm$

Sollicitation	Horizontalement
N (KN)	2321,41
M (KN.m)	74,94

Tableau VI.5 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.

b) Les armatures horizontales :

$$N_y = 2321,41 \text{ KN}$$

$$M_x = 74,94 \text{ KN} \cdot m$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

D'après le BAEL 91+ DTU page 167 et 168 on a :

$$e_1 = \frac{M}{N};$$

$$e_2 = \frac{3(L_f)^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \varphi);$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right);$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_P + M_G}.$$

Avec :

Φ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{74,94}{2321,41} = 0,03 \text{ cm}.$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 1,68 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_P + M_G} = 0,4 \text{ (Rapport entre les moments dus aux charges permanentes au moment total)}$$

$$\varphi = 2$$

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 285 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.85)^2}{10^4 \times 0.2} \times (2 + 0.68 \times 2) = 0.0004 \text{ m.}$$

$$= 0.04 \text{ cm}$$

$$e_t = e_a + e_1 + e_2 = 2.17 \text{ cm.}$$

$$M_u = N \cdot e_t = 2.07 \times 2321.41 \times 10^{-2} = 47.81 \text{ KN} \cdot \text{m.}$$

$$f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$$

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bu}} = \frac{2321.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2 \times 18.47}$$

$$= 0.62$$

Ψ_1 : coefficient de remplissage

$$\Psi_1 = 0.62 < 0.81$$

$$\Psi_1 < 2/3 \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \Psi_1})} = 0.1$$

$$e_{NC} = \xi \times h.$$

$$= 0.1 \times 0.2$$

$$= 0.020 \text{ m} < e = 0.0217$$

→ Section partiellement comprimée.

Pour le calcul d'une section partiellement comprimée on doit calculer un moment fictif

$$M_{ufict} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ufict} = 236.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ufict}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{0.236}{18.47 \times 1 \times (0.18)^2}$$

$$\Rightarrow \mu = 0.39$$

⇒ A' = 0 Pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \alpha = 0.66$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.736$$

$$A_{tfict} = \frac{M_{ufict}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{tfict} = \frac{0.236}{0.736 \times 0.18 \times 400} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 44.53 \text{ cm}^2$$

Les armatures tendues réelles valent : $A_s = A_{tfict} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$A_s = 44.53 - \frac{2321}{400} \times 10 \Rightarrow A_s = -13.49 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

Les conditions minimales de BAEL99 et RPA2003 :

$$A_s = \max \left[\frac{b.h}{1000}; 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0,15\%.b.h \right] cm^2 \Rightarrow A_s = \max [2,2.17; 3] cm^2 \Rightarrow A_s = 3cm^2$$

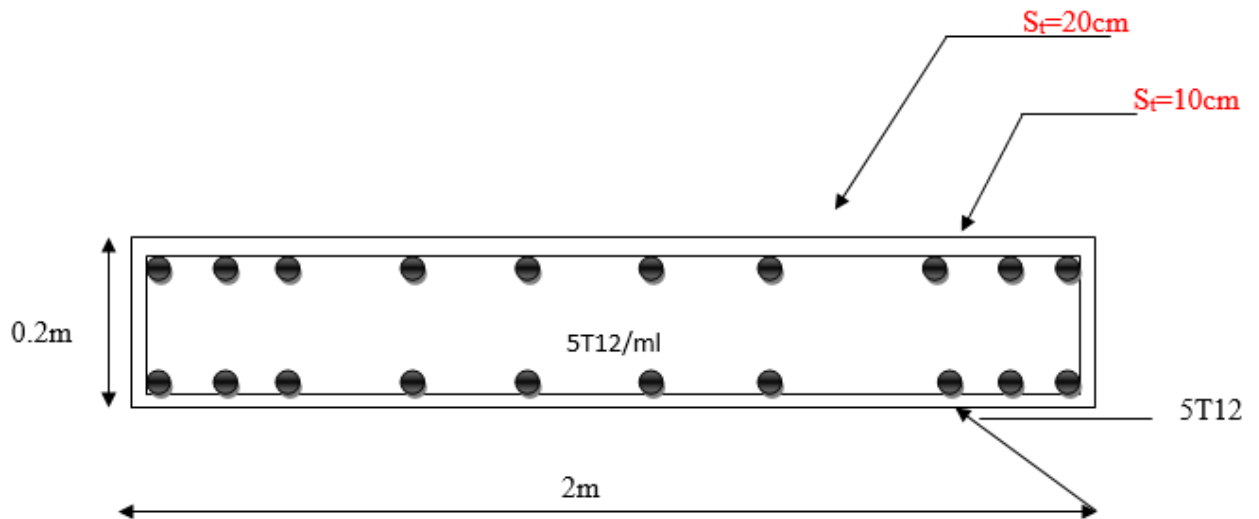
✓ Choix d'armature :

On prend 5T12 $\Rightarrow A_s = 5,65cm^2 / ml$

✓ L'espacement : selon le BAEL99 et le RPA2003

Dans la zone courante : $S_t \leq \min [1,50h; 30cm] \Rightarrow S_t = 30cm \Rightarrow S_t = 20cm$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10cm$



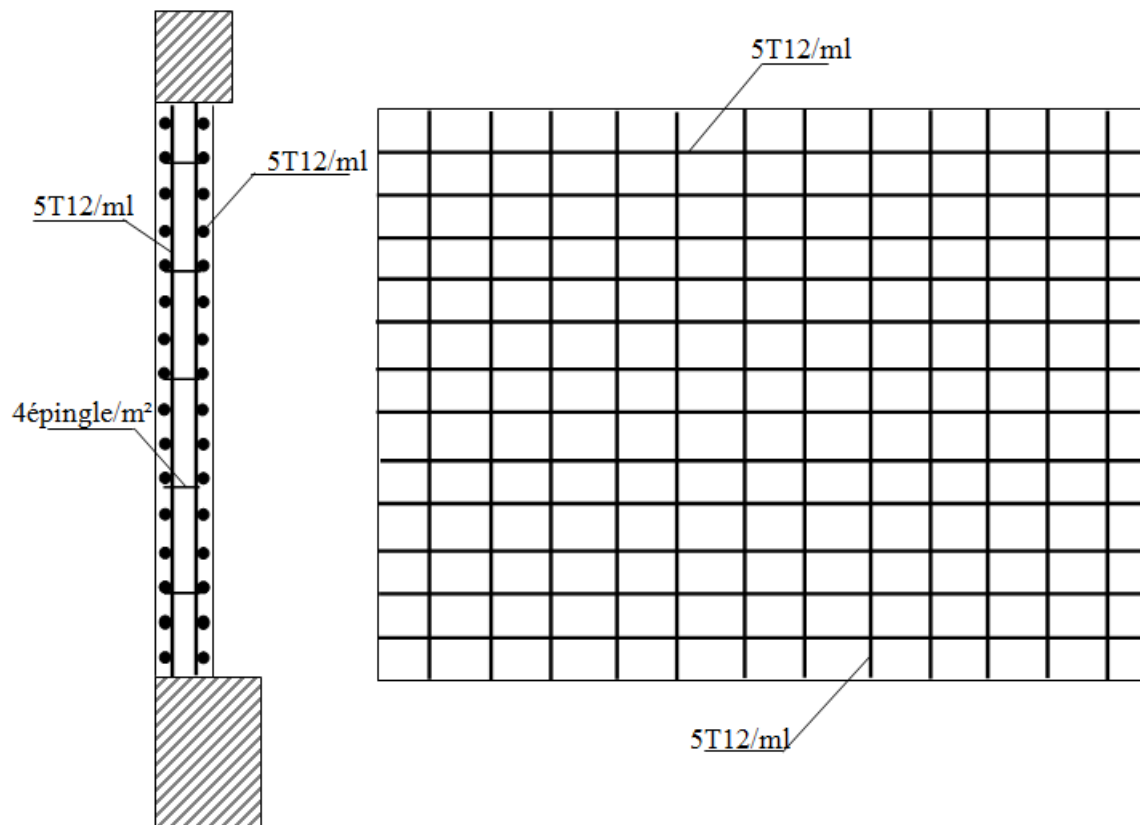


Figure.VI.11 : Schéma de ferrailage.

VII. Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

Type d'ouvrage à construire.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portante du terrain de fondation.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

VII.2. Etude des voiles périphérique :

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau du plancher de sous-sol à fin d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

VII.3. Caractéristiques du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques géométriques suivantes :

Les armatures sont constituées des deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est 0,1% dans les deux sens horizontal et vertical.

Le poids spécifique apparent du sol est ($\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$)

L'angle du frottement du sol ($\phi = 35^\circ$)

La hauteur d'ancrage est ($h_0 = 3,25\text{m}$)

Le coefficient de poussée de terre est $K_p = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \Rightarrow K_p = 0,27$

VII.3.1. Calcul de la force de poussée sur le mur :

Le voile périphérique est sollicité par la poussée des terres. Le calcul du voile périphérique se ramène au calcul d'un panneau de la dalle encastré à ses quatre cotés (les poutres, les poteaux et la longrine) soumise à la poussée des terres

$$h_0 = H - h_{pp} \Rightarrow h_0 = 3.70 - 0.45 \Rightarrow h_0 = 3.32\text{m}$$

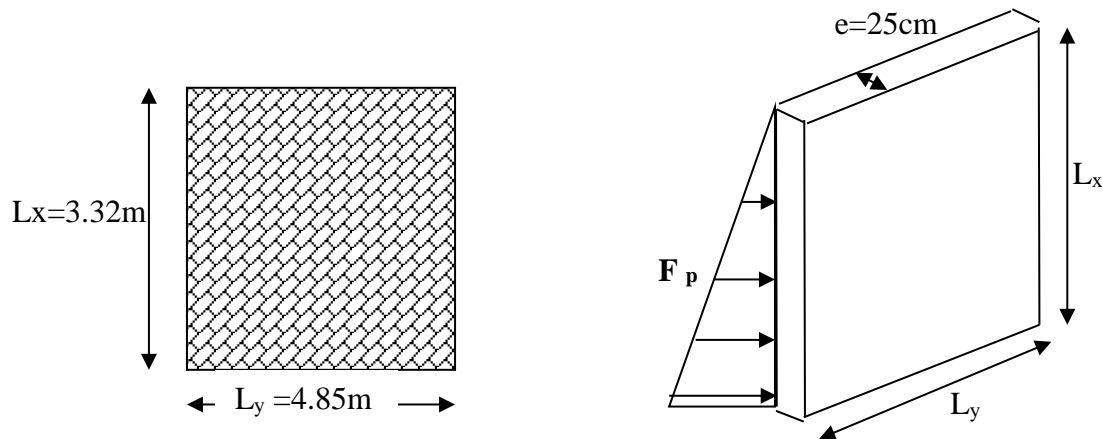


Figure VII.1: schéma du voile périphérique.

VII.3.1.1. Calcul la force de la poussée de terre :

$$F_p = \frac{1}{2} \times (K_p \times \gamma \times h_0^2) \Rightarrow F_p = \frac{1}{2} \times (0,27 \times 17 \times 3,32^2) \Rightarrow F_p = 25,29 \text{ KN} / \text{m}\ell$$

✓ Evaluation des charges :

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35 \times F_p \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 25,29 \Rightarrow Q_u = 34,14 \text{ KN} / \text{m}\ell$$

$$\text{ELS : } Q_s = F_p \Rightarrow Q_s = 25,29 \text{ KN} / \text{m}\ell$$

✓ Détermination des sollicitations :

Moment statique :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{3,32}{4,85}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans deux sens.}$$

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,074 \\ \alpha = 0,68 \Rightarrow \\ \mu_y = 0,375 \end{array} \right.$$

$$M_{ux} = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{ux} = 0,074 \times 34,14 \times (3,32)^2$$

$$\Rightarrow M_{ux} = 27,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = \mu_y \cdot M_{ux} \Rightarrow M_{uy} = 10,44 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{sx} = \mu_x \cdot Q_s \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{sx} = 0,074 \times 25,293 \times (3,32)^2$$

$$\Rightarrow M_{sx} = 20,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y \cdot M_{sx} \Rightarrow M_{sy} = 7,73 \text{ KN.m}$$

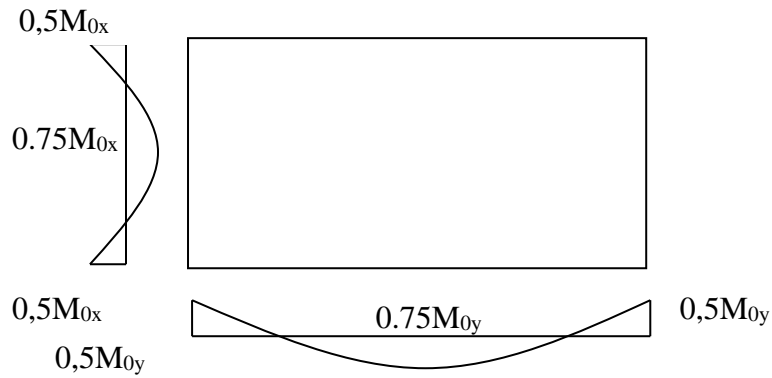


Figure VII.2. Schéma statique du voile périphérique.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Sens		XX		YY	
		Travée	Appuis	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	ELU	20.90	13.83	7.83	5.22
	ELS	15.46	10.31	5.79	3.86

Tableau VII.1. sollicitations maximales des moments

VII.3.1.2. Calcul de ferrailage :

a) Section minimale des armatures :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA.99 modifié 2003 :

$$A_{RPA} = 0,1\% (b \times e) \Rightarrow A_{RPA} = 0,001 (100 \times 20)$$

$$\Rightarrow A_{RPA} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Sens		XX		YY	
		Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (KN.m)		20.90	13.83	7.83	5.22

μ	0.04	0.03	0.016	0.011
α	0.05	0.038	0,02	0,014
Z	0.43	0,44	0.44	0,44
$A_s (cm^2)$	1.36	0.89	0.47	0.35
$A_{min} (cm^2)$	2.17	2.17	2.17	2.17
$A_{RPA} (cm^2)$	2.5	2.5	2.5	2.5
Choix	5T12	5T12	5T12	5T12
Espacement (cm)	15	15	15	15
$A_s (cm^2)$	5,65	5,65	5,65	5.65

Tableau VII.2: Calcul de ferrailage du voile.

➤ **Vérification a L'ELS :**

La vérification consiste à limitée les contraintes dans le béton et dans les aciers tendue.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$

Ou bien $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Pour l'acier aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations considérants comme peu préjudiciable.

➤ **Vérification de contrainte du béton :**

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		$M_{ser}(KN.m)$	$M_u(KN.m)$	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens XX	Travées	15.47	20.91	1.35	0.05	0.425	CV
	Appuis	10.31	13.83	1.35	0.038	0.425	CV
Sens	Travées	5.79	7.38	1.35	0.02	0.425	CV

YY	Appuis	3.86	5.22	1.35	0.014	0.425	CV
----	--------	------	------	------	-------	-------	----

Tableau VII.3: Vérification de la contrainte de voile périphérique pour le béton à l'ELS

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

La condition ($\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$) est vérifié donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

La fissuration peu préjudiciable donc :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Contrainte tangente limite :

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0, 2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33MPa \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

Effort tranchant :

$$T_x = \frac{Q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow T_x = \frac{34.14 \times 3.32}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,66}{2}}$$

$$\Rightarrow T_x = 42.61KN$$

$$T_y = \frac{Q_u L_x}{3} \Rightarrow T_y = 37.78KN$$

Sens	$L(m)$	$d(cm)$	$T_{\max}(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}(MPa)$
XX	3.32	18	42.61	2,36	3.33	CV
YY	4.85	18	37.78	2,09	3.33	CV

Tableau VII.4 : Vérification d'effort tranchant

➤ **Schéma de ferrailage :**

Sens XX et YY

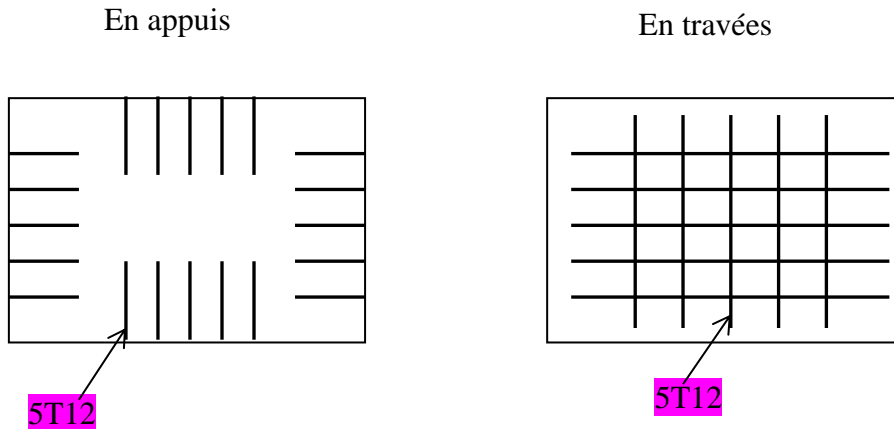


Figure VII.3: le ferrailage du voile périphérique.

VII.4. Etude des fondations :

VII.4.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

VII.4.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

Type d'ouvrage à construire ;

La nature et l'homogénéité du bon sol ;

La capacité portante du terrain de fondation ;

La raison économique ;

La facilité de réalisation.

➤ **Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement des semelles est basé sur la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

On a $a = b = A/B = 70/70 = 1$

Avec : (a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

N : effort normale a la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2\text{bar} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Il faut vérifier :

Semelle isolée de centre : $N_u = 4263,84 \text{ KN}$

$$B = \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{4263,84}{200}} = 4,617\text{m}$$

Donc : $A=B= 5,00\text{m}$

Notre bâtiment a une structure de grande hauteur avec une rigidité importante, elle applique sur le sol d'assise des charges élevées, les semelles isolées ou continues deviennent très larges donc elles se chevauchent. On doit donc, fonder le bâtiment sur une semelle unique constituant un radier général.

Pour le radier il faut que le rapport entre la charge totale et la surface totale satisfasse à la condition

$$\text{suivant : } \frac{N_t}{S_t} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_t \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}}$$

Sollicitations :

Les sollicitations sont obtenues par les fichiers résultats de ROBOT 2017:

Sens	Sens XX			Sens YY		
Combinaison	N x (KN)	M _{Ry} (KN.m)	T _x (KN)	N _y (KN)	M _{Rx} (KN.m)	T _y (KN)
ELU	98236,23	-51,6	-0.81	98236,23	-68,31	-0.81
ELS	54713.03	-47,48	-0.67	54713.03	-59,61	-0.67
G + Q + E	119829.17	1617.62	6763,52	120745,65	1832,56	7146.37
0,8G ± Q	117 752,55	1801,20	6763,52	118061.10	1990.11	7542.87

Tableau VII-5 : les sollicitations des fondations.

$$\text{Donc } \Rightarrow S_t \geq \frac{54713,03}{200}$$

$$\Rightarrow S_t \geq 273.656\text{m}^2$$

➤ Prédimensionnement :

$$L = 4.85\text{m}$$

L : La plus grande longueur entre les poteaux.

- **Radier (Dalle) :**

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq \frac{485}{20} \Rightarrow e \geq 24,25cm$$

On prend : $e = 45cm$

- **Poutre de libage (nervure) :**

$$h \geq \frac{L}{10} \Rightarrow h \geq \frac{485}{10} \Rightarrow h \geq 48,5cm$$

On prend : $h = 90cm$ et $b = 50cm$

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{sol} = 200KN / m^2$$

N : Effort normale de la structure à l'état limite de service $N = N_{ser} + P_s + P_p + P_r$.

P_s : Poids de la semelle (radier).

P_p : Poids de la poutre de libage.

P_r : Poids du remblai.

A : La section de bâtiment $A = 609,84m^2$

On prend un débord de 1m de chaque côte et dans les deux directions qui nous donnent une surface d'assise $A_{radier} = 660,24m^2$.

$$P_s = A.h.\rho_b \Rightarrow P_s = 660,24 \times 0,45 \times 25$$

$$\Rightarrow P_s = 7425KN$$

$$P_p = b.h.L.\rho_b \Rightarrow P_p = 0,50 \times 0,90 \times 4.80 \times 25$$

$$\Rightarrow P_p = 54kn$$

$$P_r = \gamma.A_{bat}.b \Rightarrow P_r = 17 \times 609,84 \times 0,50$$

$$\Rightarrow P_r = 5183,64KN$$

$$N_{ser} = 54713.03KN$$

$$\text{Donc : } N = 54713.03 + 7425 + 54 + 5183,64 \Rightarrow N = 67375.67KN$$

$$\text{Alors : } \sigma = \frac{N}{A} \Rightarrow \sigma = \frac{67375.67}{609,84} \Rightarrow \sigma = 110.48KPa$$

$$\sigma = 110.48KPa \leq \sigma_{sol} = 200KPa \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Condition de rigidité :**

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ Tel que } L_e : \text{La longueur élastique de la poutre est donnée par } L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}.$$

K : Coefficient de raideur donnée par le rapport de sol $K = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

I : Inertie de la poutre.

E : Module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$.

b : La largeur de la poutre.

L : La longueur maximale entre les poteaux.

$$I = \frac{b.h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0,50 \times (0,90)^3}{12} \Rightarrow I = 0,030375 \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \Rightarrow L_e = 3,68 \text{ m}$$

$$L = 4,85 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = 5,77 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que : $P_u \leq \overline{P}_u = 0,045.U_c.h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$P_u = 4263,84 \text{ KN}$$

$$h = 0,90 \text{ m}$$

$$U_c = 2.(U + V)$$

$$U = V = a + h_0 \Rightarrow U = V = 50 + 1,40 \Rightarrow U = V = 190 \text{ cm} = 1,90 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } U_c = 2 \times (1,90 + 1,90) \Rightarrow U_c = 7,60 \text{ m}$$

$$\overline{P}_u = 0,045 \times 7,60 \times 0,80 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \Rightarrow \overline{P}_u = 4560 \text{ KN}$$

$$P_u = 4263,84 \text{ KN} < \overline{P}_u = 4560 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la stabilité :**

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{1,2} \leq 1,50 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N_t}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y ; \sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Centre de graviter (CDG) :

$$X = 10,55 \text{ m}$$

$$Y = 11,97 \text{ m}$$

I : Moment d'inertie de radier.

$$I_x = 29762.22m^4$$

$$I_y = 32672.81m^4$$

N_t : Effort total.

$$N_t = N + N_r$$

$$\text{Avec } N_r = A.h.\rho_b \Rightarrow N_r = 660.24 \times 0.90 \times 25 \Rightarrow N_r = 14855.40KN$$

N : Effort extrait des résultats de logiciel ROBOT 2017.

$$M = M_r + V.h_a$$

M_r : Moment résultant. V : Effort tranchant.

h : Hauteur de sous-sol plus la hauteur d'encrage.

$$h_a = 3.70 + 1.00 \Rightarrow h_a = 4.70m$$

Les sollicitations et les vérifications des contraintes sont données sous les tableaux suivants :

✓ **Sens XX :**

Combinaison	N x (KN)	M y (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
ELU	113091.63	55,407	77.90	361.40	148.77
ELS	69568.43	50,629	62.63	214.69	100,645
G + Q + E	134684,57	33405,164	217,42	190,55	210,7025
0,8G ± E	132607,95	33589,744	214,35	187,3	207,5875
Vérification des contraintes			C.V	C.V	C.V

Tableau VII.6. : Vérification des contraintes suivant XX.

✓ **Sens YY :**

Combinaison	N y (KN)	M x (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
ELU	113091.63	72.11	169,91	169,86	169.89
ELS	69568.43	62.75	57,21	57,16	57.19
G + Q + E	134684,57	35420.49	417,41	391,46	410.92
0,8G ± E	132607,95	37441.59	203,49	176,06	196.63
Vérification des contraintes			C.V	C.V	C.V

Tableau VII.7. : Vérification des contraintes suivant YY.

➤ **Vérification d'effort de sous pression :**

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

$$W \geq \alpha.\gamma.h.S \text{ Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,50$)

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

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4,70 \text{ m}$)

S : La surface de radier ($S = 660,24 \text{ m}^2$)

$W = 45702,3281 \text{ KN}$

$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1,50 \times 10 \times 4,70 \times 660,24 \Rightarrow \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 25394,1 \text{ KN}$

$W = 46546,92 \text{ KN} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 25394,1 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$

VII.4.3. Calcul de ferrailage de la semelle :

Le radier est assimilé à un plancher renversé sollicité par la réaction du sol qui résulte de l'action du projet sur ce dernier et appuyer sur les poteaux qu'ils supportent.

VII.4.3.1. Calcul du radier :

Le radier sera calculer pour une bonde de ($1 \text{ m}\ell$).

• Evaluation des sollicitations :

$$q = \frac{N}{S} \cdot 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc : } q_u = \frac{113091,63 \times 1}{360,24} \Rightarrow q_u = 313,93 \text{ KN} / \text{m}\ell$$

$$q_{ser} = \frac{69568,43}{360,24} \Rightarrow q_{ser} = 193,11 \text{ KN} / \text{m}\ell$$

$$0,40 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Avec μ_x et μ_y coefficient dépend de ν (coefficient de poisson) et $\alpha \left(\alpha = \frac{L_x}{L_y} \right)$.

✓ Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

		Sens XX				Sens YY			
		ELU		ELS		ELU		ELS	
Panneau	α	μ_u	M_u	μ_s	M_{ser}	μ_u	M_u	μ_s	M_{ser}

			(KN.m)		(KN.m)		(KN.m)		(KN.m)
(I) m2 (4,20×4,70)	0,90	0,045	249,19	0.050	170,31	0.78	194,36	0.85	144,47
(II) m2 (2,70×3,15)	0,85	0,050	155,74	0.060	84,46	0.68	105,90	0.77	65,03
(III) m2 (3,75×4,10)	0,90	0,045	146,07	0.050	122,20	0.78	113,93	0.85	103,87

Tableau VII.8. : Les sollicitations des panneaux

• **Ferraillage du radier :**

On prend le cas du panneau I (panneau de rive) :

Sens XX :

$$M_u = 249,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,75M_u \Rightarrow M_{tu} = 186,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,50M_u \Rightarrow M_{au} = 124,59 \text{ KN.m}$$

$$h = 45 \text{ cm} ; d = 40 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_{tu} = 186,89 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,071 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,092$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 12,01 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M_{au} = 124,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,10 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,130$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 8,16 \text{ cm}^2$$

Sens YY :

$$M_u = 194,36 \text{ KN.m} ; M_{tu} = 145,77 \text{ KN.m} ; M_{au} = 97,17 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tu} = 145,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,195 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,273$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,89$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 12,77 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$M_{au} = 97,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,06 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,121$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 7,21 \text{ cm}^2$$

➤ Les sections minimales :

$$A_{\text{min}} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = 4,83 \text{ cm}^2$$

Les résultats des autres panneaux sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Les panneaux			I	II	III
Sens XX	Appuis	M a (KN.m)	107,30	62,214	86,23
		A a (cm2)	8,16	4,53	6,31
	Travées	M t (KN.m)	160,96	176,273	129,66
		A t (cm2)	12,01	13,19	9,59
Sens YY	Appuis	M a (KN.m)	95,5	62,214	86,23
		A a (cm2)	7,21	4,53	6,31
	Travées	M t (KN.m)	162,34	176,273	129,66

		A t (cm ²)	12,77	13,19	9,59
A min			4.83	4.83	4.83

Tableau VII.9. : Section des aciers pour les panneaux**Remarque :**

Pour assurer la continuité de radier on prend le grand ferrailage pour les deux directions et en tous les panneaux.

a.1) Choix d'armature :

5T16 $\Rightarrow A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ (en appuis et en travée pour les deux nappes).

a.2) Calcul d'espacement selon le BAEL.99 :

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$ pour les deux nappes et suivant les deux directions.

Vérification à ELS : (fissuration peu préjudiciable)

La section étant soumise à un moment M ser la contrainte à une distance (x) de l'axe neutre est :

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x$$

On pose $K = \frac{M_{ser}}{I}$ et on a :

La contrainte maximale dans le béton comprimé ($x = y$) : $\sigma_{bc} = K \cdot y$

On vérifie $\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,60 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Position de l'axe neutre :

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \text{ Avec } A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{(10,05)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(40 \times 10,05)}{7,5 \times (10,05)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 9,57 \text{ cm}$$

Inertie (I) :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y)^2 + A'_s (d - d')^2 \right] \text{ Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times (9,57)^3}{3} + 15 \times \left[10,05 \times (40 - 9,57)^2 \right] \Rightarrow I = 168807,80 \text{ cm}^4$$

$M_{ser} = 170,31 \text{ KN.m}$ (Cas plus défavorable).

$$\sigma_{bc} = \frac{170,31 \times 10^{-3}}{168807,80 \times 10^{-8}} \times 0,0957 \Rightarrow \sigma_{bc} = 9,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

Vérification d'effort tranchant :

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

$$\text{Contrainte limite : } \overline{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Sens	$d \text{ (cm)}$	$T_{\max} \text{ (KN)}$	$\tau_u \text{ (MPa)}$	$\overline{\tau}_u \text{ (MPa)}$	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
XX	40	389.32	0,92	3,33	C.V
YY	40	233.47	0.48	3,33	C.V

Tableau VII.10. : Vérification d'effort tranchant

REMARQUE :

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

VII.4.3.2. Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastree, d'une longueur $d = 1\text{m}$ et d'épaisseur $h = 45\text{cm}$

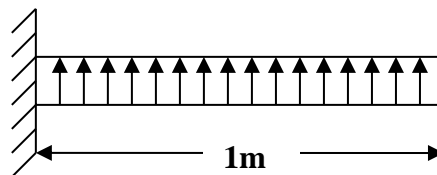


Figure VII-4 : schéma statique de débord

• Sollicitation maximale :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_u = 156,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 96,5 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,033 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,047 ; \beta = 0,981$$

$$A_s = 13,94 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{13,94}{4} \Rightarrow A_r = 3,48 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 4,83 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : 5T16 $\Rightarrow A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

Vérification à ELS :

✓ Calcul des contraintes : (fissuration peu préjudiciable).

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} . x$$

$$\text{On prend : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = K.y \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = 9,57 \text{ cm} ; I = 168807,80 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} . y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification d'effort tranchant :

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$$

$$\text{Contrainte limite : } \overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = q_u.L \Rightarrow T_{max} = 313,82 \times 1 \Rightarrow T_{max} = 371,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{156.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,40} \Rightarrow \tau_u = 0,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.4.3.3. Calcul de la poutre de libage (nervure) :

➤ Sollicitation de la nervure :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicitée.

$$M_{0u} = \frac{P_u \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0u} = \frac{313,93 \times (4,70)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,95)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0u} = 606,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{P_{ser} \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0ser} = \frac{193,11 \times (4,70)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,95)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0ser} = 372,81 \text{ N.m}$$

En travées :

$$M_{tu} = 0,75 M_{0u} \Rightarrow M_{tu} = 324,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{sert} = 0,75 M_{0ser} \Rightarrow M_{sert} = 260,96 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{au} = 0,50 M_{0u} \Rightarrow M_{au} = 303 \text{ KN.m}$$

$$M_{sera} = 0,50 M_{0ser} \Rightarrow M_{sera} = 186,40 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage de la poutre :

En travées :

$$M_{tu} = 324,2 \text{ KN.m} ; h = 0,90 \text{ m} ; b = 0,50 \text{ m}$$

$$d = 0,9h \Rightarrow d = 0,81 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{324,2 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,81)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,069 < \mu_{lim} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,89$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,64$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 16,61 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M_{au} = 303 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,056 < \mu_{lim} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1,17$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,53$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 10,85 \text{ cm}^2$$

➤ **La section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} > A_{min} \text{ Donc on prend } A_a = A_{sa} = 10,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \text{ Donc on prend } A_t = A_{st} = 16,61 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armatures :**

$$\text{En travées : } 4\text{T}16 + 4\text{T}14 \Rightarrow A_t = 12,06 + 6,16$$

$$\Rightarrow A_t = 18,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 4\text{T}16 + 2\text{T}14 \Rightarrow A_a = 8,04 \text{ cm}^2 + 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a = 11,12 \text{ cm}^2$$

REMARQUE : dans le cas où la hauteur de la poutre $h_a \geq 2(80 - 0,1 \times f_e) \Rightarrow 90 \geq 80 \text{ cm}$ il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend 2T14.

Vérification à ELS :

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x ; \frac{M_{ser}}{I} = K ; \sigma_{bc} = K \cdot y$$

$$y = x = 15 \cdot \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s)}{7,5 \cdot (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2]$$

Vu que la fissuration est peu préjudiciable on à :

Aucune limitation des contraintes pour l'acier.

La contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Cas	M_{ser} ($KN.m$)	A_s (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	K (KN / m^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq 15MPa$
travées	159,96	18,22	23,11	8967195055	146266,44	3,38	C.V
Appuis	87,44	14,20	24,75	729224,8	28245,06	2,96	C.V

Tableau VII.11. : Vérification des contraintes à l'ELS.

Vérification d'effort tranchant :

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

$$\text{Contrainte limite : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

$$T_{\max} = V_u = 313,93KN$$

$$\tau_u = \frac{313,93 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,72} \Rightarrow \tau_u = 0,45MPa$$

$$\tau_u = 0,45MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**- **Diamètre des armatures transversales selon le BAEL.99 :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_{t\min}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(25,71; 14; 50)mm.$$

$$\text{On prend : } \varphi_t = 10mm$$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(72,9; 40)cm$$

$$\text{On prend : } S_t = 15cm$$

$$\text{Selon BAEL.99 : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{90}{4}; 12 \times 1,4 \right) = 16,8cm$$

$$\text{On prend : } S_t = 15cm$$

$$\text{On a : } \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,30f_{tj}}{0,9.\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{tj})}{0,9.\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \times b_0.S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq 2,69cm^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \Rightarrow A_t = 3,14cm^2$$

Selon RPA.2003 : $A_{\min} = 0,003.S_t.b \Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 50$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Donc la section $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ (4T10) intervient.

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 50\varphi \Rightarrow L_r = 50 \times 1,40$$

$$\Rightarrow L_r = 70 \text{ cm}$$

- **Ancrage des armatures tendues :**

$$\overline{\tau}_s = 0,60.\psi_s^2.f_{ij} \quad (\psi_s = 1,50 \text{ Barre à haute adhérence courante}).$$

$$\overline{\tau}_s = 0,60 \times (1,50)^2 \times 2,1 \Rightarrow \overline{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa}$$

- **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\varphi.f_e}{4.\overline{\tau}_s} \Rightarrow L_s = \frac{1,40 \times 470}{4 \times 2,84}$$

$$\Rightarrow L_s = 57,92 \text{ cm}.$$

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.

Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité.

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure, On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- ✓ Respect de réglementation parasismique.
- ✓ Conception architecturale parasismique.
- ✓ Mise en œuvre soignée de la construction.

Références

- [1] : Jean Pierre Mougin - BAEL 91modifié 99, DTU associés - deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2] : Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
- [4] : Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire DTR B.C.2.2)
- [5] : Victor Davidovici - Formulaire du Béton Armé: Volume 1;'Eléments de Calcul'- Moniteur 1996.
- [6] : Henry Thonier - Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 ; tome2 ; tome3) - 1996.
- [7] : Victor Davidovici - La construction en zone sismique - Moniteur 1999.
- [8] : DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [9] : Victor Davidovici - Formulaire du Béton Armé : Volume 2;'Constructions'- Moniteur 1995.
- [10] : José Ouin - Béton Armé aux Etats Limites Selon l'Additif du BAEL91.

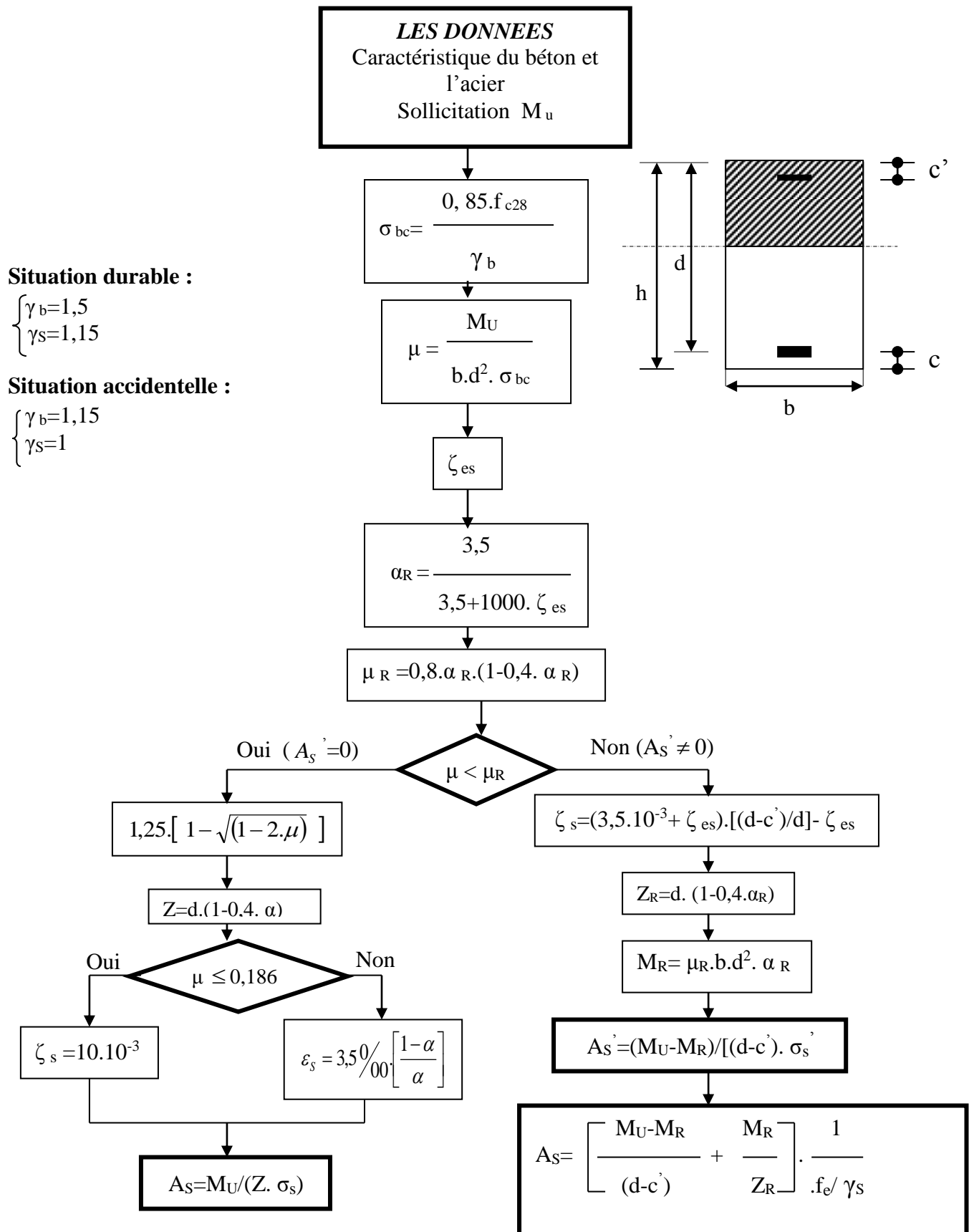
Logiciels utilisées:

- 1- Logiciel ROBOT Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2017.
- 2- Logiciel AUTOCAD 2004.

ANNEXES

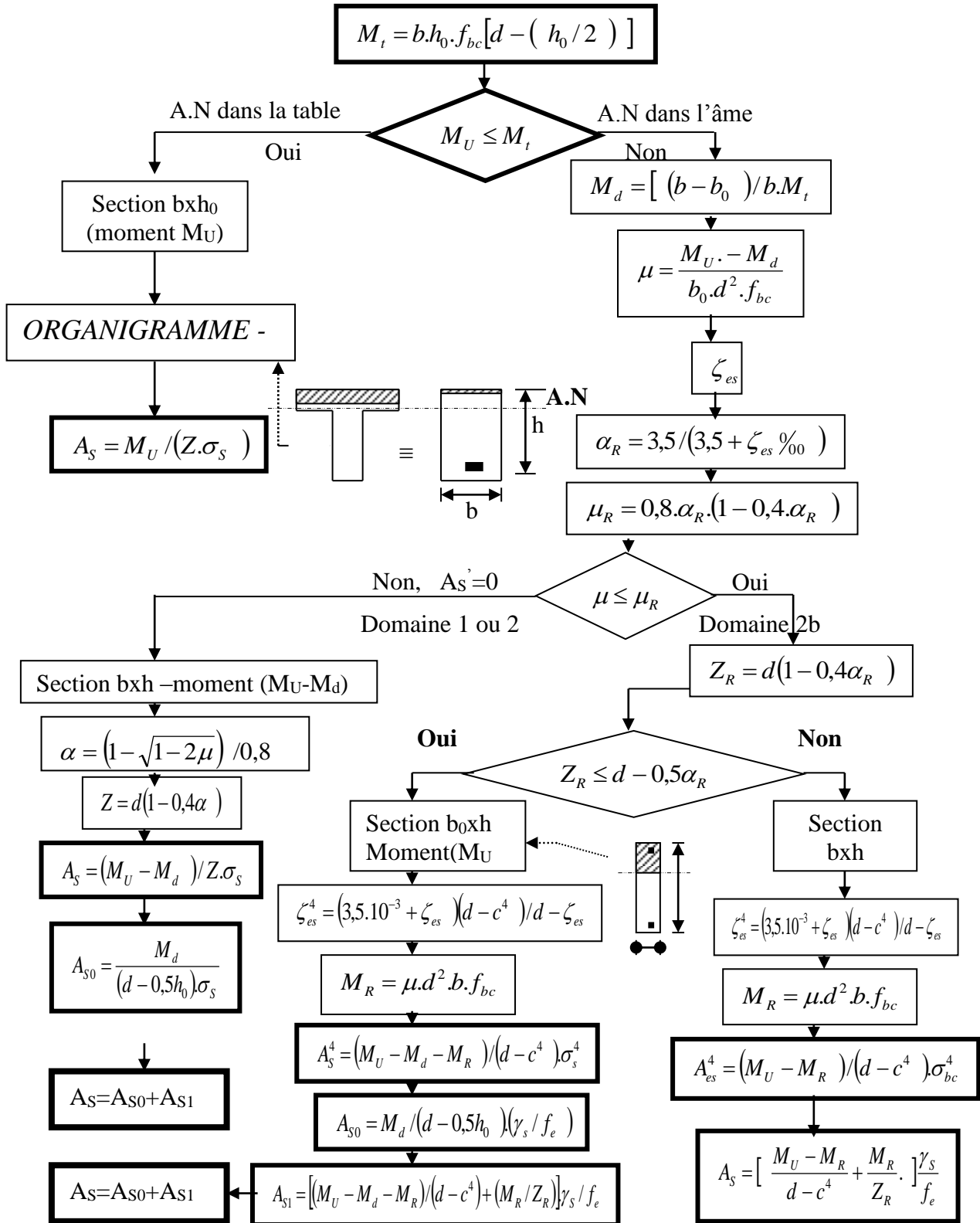
ORGANIGRAMME -I-

VIII. SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



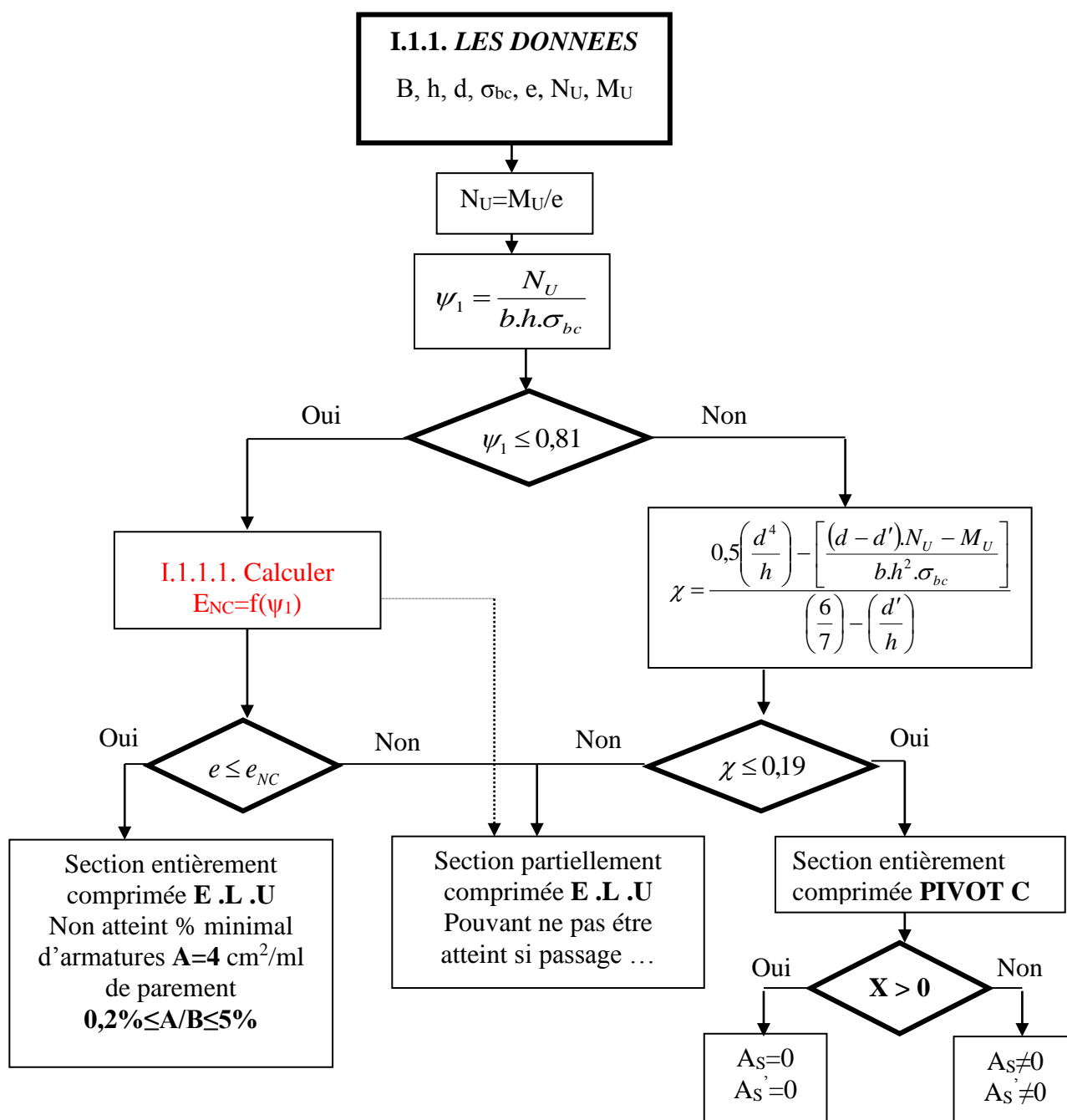
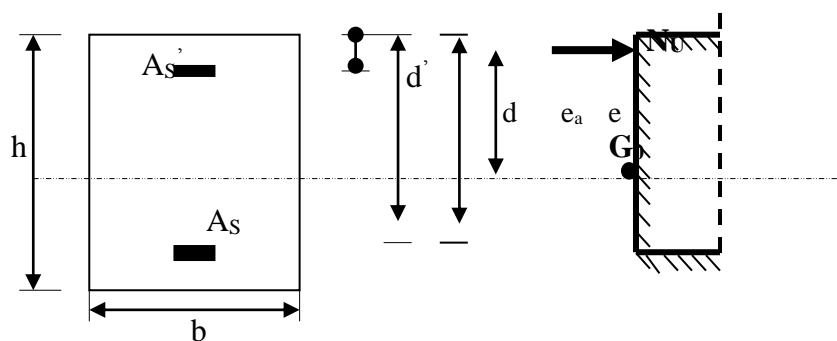
X. ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



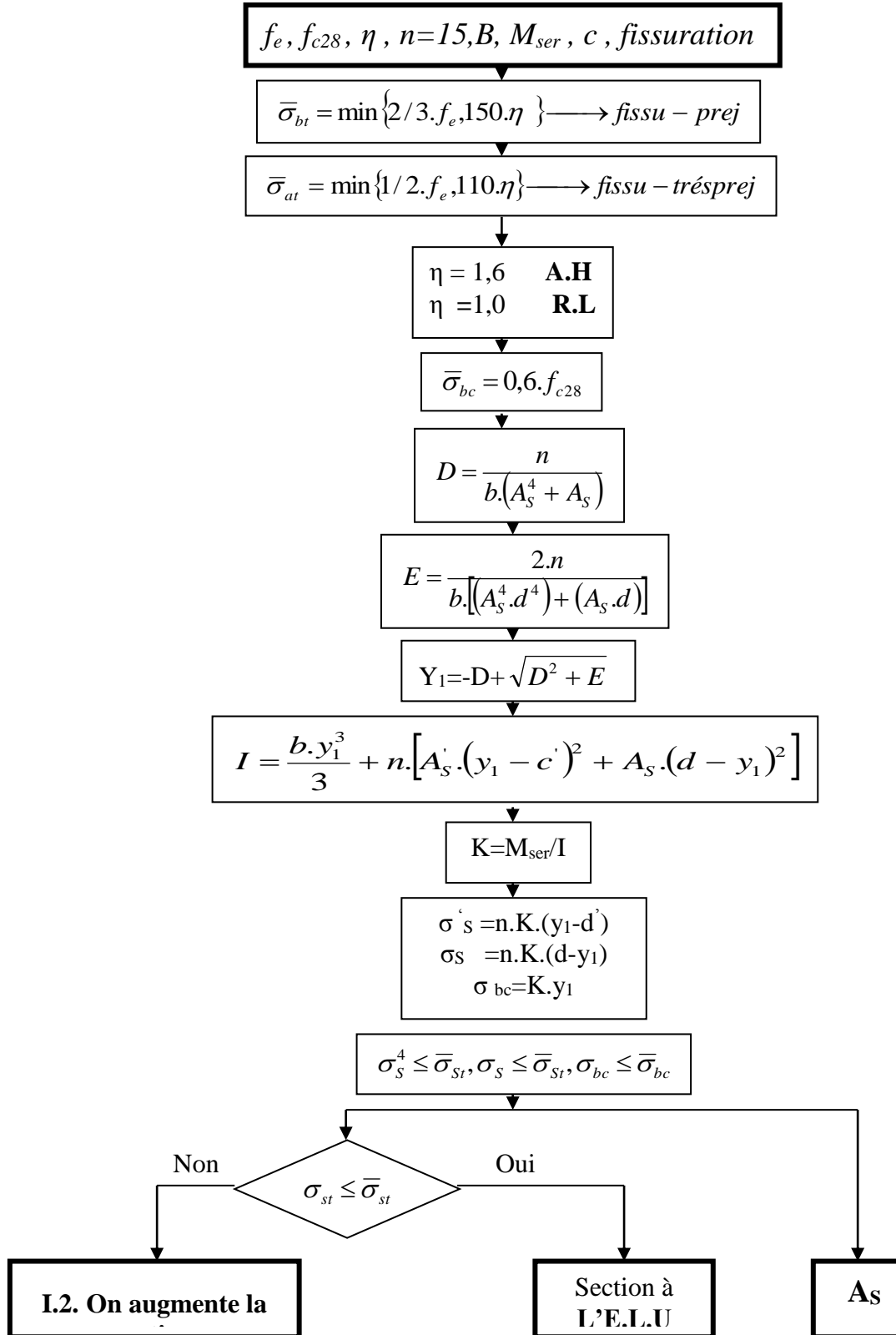
ORGANIGRAMME -III-

XI. CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

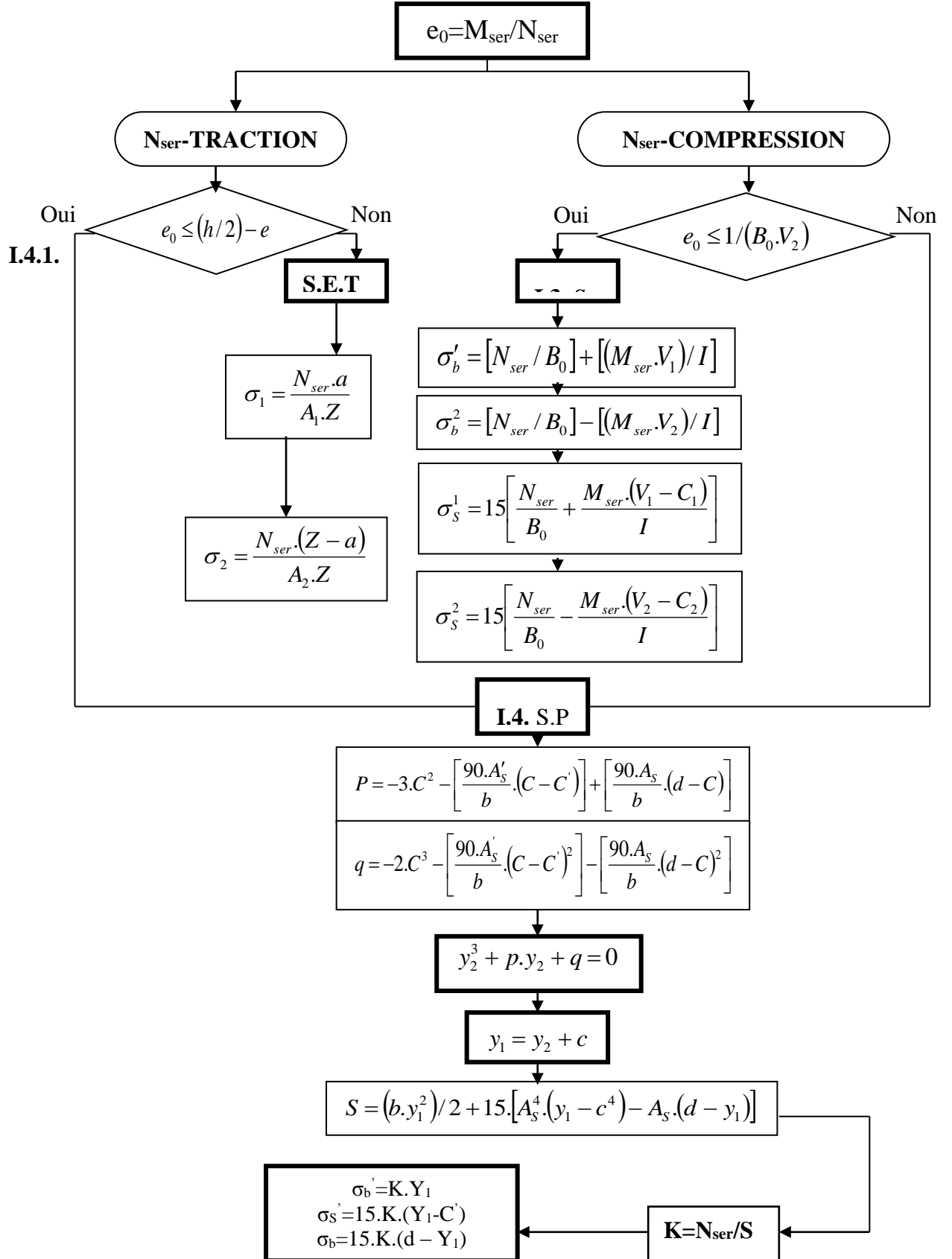


ORGANIGRAMME -IV-

XII. VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

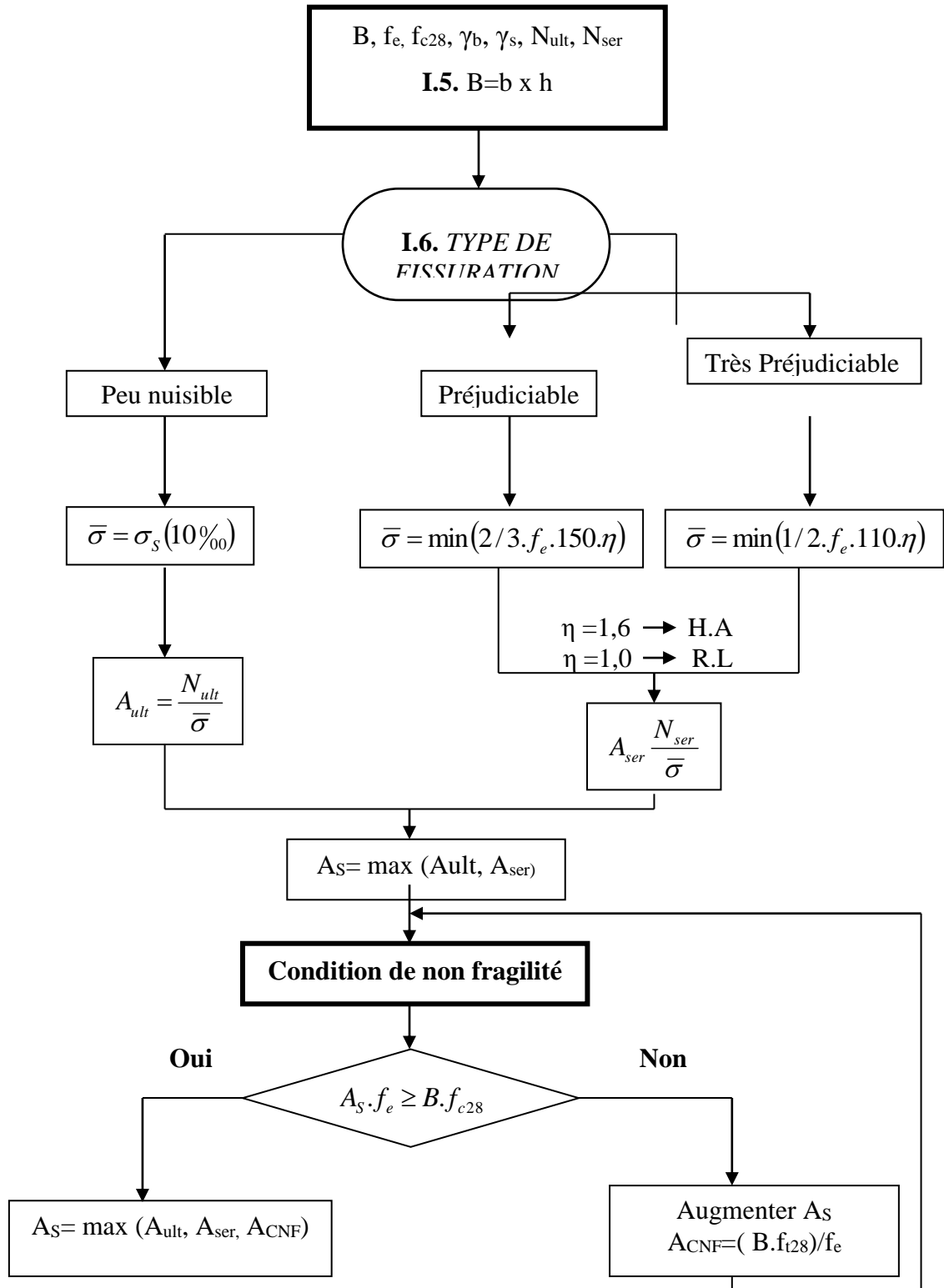


ORGANIGRAMME-V-
XIII. FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

XIV. TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

XV. CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

