



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M/GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage multiple en béton
armé (S-sol+RDC+10 étages)**

Présenté par :

-ZERROUKI Otmane

- LASSAR Abdelkader

Soutenu le 10 / 07 / 2019 devant le jury composé de :

Président : BELHOUARI FETHI

Examineur: BENSOUA MOHAMED

Encadrant : BENDANI KARIM

Année Universitaire : 2018 / 2019

بسم الله الرحمن الرحيم
و الصلاة و السلام على اشرف المرسلين

Dédicace

Avec mes sentiments les plus profonds je dédie ce travail

*À ma femme le Dr.ARRAR Amina pour son aide et ces conseils
judicieux durant cette année.*

À mes petits-enfants Alae et Adem

Et

À toute ma famille.

ZERROUKI Otmane

DEDICACE

Louange à Allah, qui nous a fait faire cela, et nous ne l'aurions pas atteint s'il n'y avait pas eu la faveur d'Allah sur nous. Soit après :

Je dédie cet humble travail

A mes parents

A ma femme

À tous les membres de ma famille

et

À tout la famille LASSAR.

Dans ce dernier, je demande à Dieu de faire de mon travail cet avantage utile de tous les étudiants venant à l'obtention du diplôme.

LASSAR Abdelkader

Remerciement

Je rends grâce à dieu de m'avoir donné le courage et la volonté d'avoir réalisé ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr BENDANI karim pour son aide et ces conseils judicieux durant cette année.

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Ma gratitude et mes chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de génie civil.

En fin, je remercie tous ceux et celles qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.

Liste des figures.....	viii
Liste des tableaux.....	xiii
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage

I. Introduction.....	3
I.1. Présentation du projet_.....	3
I.2. Conception de la structure_.....	4
I.2.1 Superstructure	4
I .2.2 Infrastructure.....	5
I.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.3.1 Béton	6
I.3.2 Acier	8

CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II. Introduction.....	11
II.1 Pré dimensionnement des poutres	11
II.1.1 Poutres principales	11
II.1.2 Les poutres secondaires	12
II.2 Pré dimensionnement des planchers... ..	12
II.2.1 Plancher à dalle pleine.....	13
II.2.2 Plancher à corps creux.....	14
II.3 Descente de charges	15
II.3.1 Plancher terrasse accessible	15
II.3.2 Plancher étage courant.....	16
II.3.3 plancher haut du sous sol	17
II.4 Pré-dimensionnement des poteaux.....	18
II.5 pré dimensionnement des voiles.....	24
II.5.1 Les voiles de contreventement.....	24
II.5.2 Voiles périphériques de sous-sol	26

CHAPITRE III : Etude des planchers

III. Introduction.....	27
------------------------	----

III.1. Plancher à corps creux.	27
III.1.1- Détermination des dimensions des poutrelles	28
III.1.2- Ferrailage de la dalle de compression	29
III.1.3- Etude des poutrelles.....	30
III.1.4- Détermination des armatures	40
III.1.5- Calcul des armatures transversales	42
III.2-vérification de la flèche	43
III.3- plancher à dalle pleine	47
III.3.1-Méthode de calcul.....	47
III.3.2- Evaluation des charges et combinaisons fondamentales.....	48
III.3.3- Calcul du ferrailage de la dalle pleine	51
III.3.4- Vérification des contraintes de cisaillement.....	56
III.3.5-vérification de la flèche	56

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

IV.Introduction.....	60
IV.1.Eléments constitutifs	60
IV.2. Escalier.....	62
IV.2.1-Pré-dimensionnement	62
IV.2.2- Descente de charges	63
1-volée	63
2-Palier.....	64
IV.2.3- Poutre palière.....	66
IV.2.3-vérification de la flèche	72
IV.3- Etude des balcons	72
IV.3.1- Descente de charges	72
IV.3.2- Calcul du ferrailage.....	74
IV.3.3- Calcul des armatures transversales.....	75
IV.3.4- Calcul du flèche.....	75
IV. 4- Etude de l'acrotère	76
IV.4.1-	76

Définition	
IV.4.2 –l’ acrotere	76
IV.4.3 Ferrailage	76
IV.4.4-Verifecation Des Contraites De Cisaillement.....	81

Chapitre V: Etude sismique

V.1- Introduction_	82
V.2- Méthodes de calcul.....	82
V.2.1- Méthode statique équivalente	82
V.2.2- Méthode dynamique.....	84
V.3- Etapes de modélisation	84
V.4- interprétation des résultats	86
V.4.1- Vérification la résultante des forces sismiques	86
V.4.2. Résultats de l’analyse dynamique.....	88
V.4.3 Nombre de modes à considérer	91
V.4.4 Vérification de la période	91
V.4.5.Calcul et vérification des déplacements	91
V.4.6.Justification vis-à-vis de l’effet P-	93

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1- Introduction.....	95
VI.2-Définition.....	95
VII.2.1- Poteaux.....	95
VII.2.2- Poutres.....	95
VI.3- Ferrailage des portiques	95
VII.3.1- Combinaisons d'actions.....	95
VI.3.2- Ferrailage des poutres.....	95
VI.3.3.Ferrailage des poteaux	102
VI.4 Détermination de la zone nodale.....	114

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1-Introduction	116
--------------------------	-----

VII.2- Ferrailage des voiles de contreventement	116
VII.2.1- les armatures verticales	116
VII.2.2- Les Armatures horizontales	118
VII.2- Etude du voile périphérique	123

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction	130
1-Généralité.....	130
2- Choix de type de fondation.....	130
VIII.2 Etude des fondations	130
VIII.3 Etude du radier	139
VIII.3.1) Généralité	131
VIII.3.2) pré dimensionnement du radier	132
VIII.3. 3) Détermination des sollicitations	136
VIII.3.4) Ferrailage du radier.....	140
VIII.2.4.1) Ferrailage de la dalle.....	140
VIII.3.4.2) Ferrailage du débordement.....	148
VIII.3.5) Ferrailage des poutres	150
Conclusion générale.....	155

Références bibliographiques

Résumé

Chapitre I

Fig. I.1 : Coupe transversale d'un mur de façade

Fig.I. 1 : Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U)

Fig.I. 2: Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)

Fig.I. 3:diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.

Chapitre II

Fig.II. 1: Section transversale d'une poutre.

Fig.II. 2:Dimensions d'un panneau de dalle.

Fig.II. 3: Plancher à corps creux.

Fig.II. 4: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible .

Fig.II. 5:Coupe transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.

Fig.II. 6:Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.

Fig.II. 7: schéma de la loi de dégression

Fig.II. 8: Coupe A-A

Fig.II. 9:Schéma représentatif d'un étage courant

Fig.II. 10: Section réduite du béton

Fig.II. 11:Surface afférente au poteau le plus sollicité

Fig.II. 122: Voile en élévation.

Fig.II. 13:Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur.

Fig.II. 14: Vue en plan du voile de 2^{ème} type.

Chapitre III

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

Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

Fig.III.1: Section de calcul

Fig.III.2: Définition des moments

Fig.III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.

Fig.III.6 : Représentation de la méthode de Caquot

Fig.III.7 : Schéma statique d'une poutre continue.

Fig.III.8 : Schémas statiques des poutrelles

Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant en appuis

Fig.III.10 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.U] pour la poutrelle type1.

Fig.III.11 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.S] pour la poutrelle type 1

Fig.III. 12: Diagramme de l'effort tranchant.

Fig.III.3: Section de calcul

Fig.III.14: Section de calcul en travée

Fig.III.4 : Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

Fig.III.16 : Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

Fig.III.17: Coordonnées de centre de gravité

Fig.III.5: Dimensions d'un panneau de dalle.

Fig.III.19 : Enrobage

Fig.III.20: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

Fig.III.6: panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel.

Fig III.22 : Section de calcul en travée (x-x)

Fig.III.23.Section de calcul en appuis(x-x)

Fig III.24 : Section de calcul en travée (y-y)

Fig III.25 : Section de calcul en appui (y-y)

Fig.III.26: Coordonnées de centre de gravité

Chapitre IV

Fig IV.1: Les éléments constitutifs d'un escalier.

Fig IV.2: Coupe AA

Fig.IV.3 : Vue en plan de la cage d'escalier (Type 3).

Fig IV.4: Schémas de la paillasse

Fig.IV.5: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

Fig.IV.6: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

Fig.IV.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

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

Fig.IV.9 :Section de calcul de la paillasse

Fig.IV.10: Schéma statique de la poutre palière.

Fig. IV.11: Section transversale d'une poutre

Fig.IV.12 :Section de calcul

Fig.IV.13 :Section de calcul

Chapitre VI

Fig.VI. 1: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Fig.VI. 2: La zone nodale

Fig.VI. 3: Espacement entre les armatures longitudinales.

Fig.VI. 4: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Fig VI.5 : Section réduite du béton

Fig VI.6 : Schéma statique

Fig VI.7 : Schéma statique

Fig VI.8 : Schéma statique

Fig VI.9 : Schéma statique

Fig VI.10 : Zone nodale

Fig VI.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

Chapitre VII

Fig.VII.1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

Fig.VII. 2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Fig.VII.4: Section de calcul

Fig.VII.5 : Contrainte du voile

Fig.VII.6: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

Fig.VII.7: Section de calcul en travée (x-x)

Fig.VII. 8: Section de calcul en travée (y-y)

Chapitre VIII

FigVIII.1 : Semelle isolée

Fig.VIII. 2: Schéma du radier général

Fig.VIII. 3: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

Fig.VIII .4: Dimensionnement du feuillet moyen

Fig.VIII. 5: Dimension du radier.

Fig.VIII. 6:Dimensions des poutres.

Fig.VIII. 7: Schéma des contraintes du sol

Fig.VIII .8: Encrage de la structure

Fig.VIII. 9: Enrobage

Fig.VIII. 10:Section de calcul dans le sens xx.

Fig.VIII. 11 : Section de calcul dans le sens yy.

Fig.VIII. 12:Schéma statique du débord.

Fig.VIII.13:Section de calcul.

Fig.VIII. 14: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Fig.VIII.15: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Fig.VIII.16: Ferrailage de la poutre principale.

Fig.VIII. 17:Ferrailage de la poutre secondaire.

Chapitre I

Tableau.1.1. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

Tableau.1.2. Matériaux de construction.

Chapitre II

Tableau.II.1: Tableau récapitulatif des sections des poutres.

Tableau.II.1: Tableau récapitulatif des charges et combinaisons des charges

Tableau.II.2:Distribution des charges

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Tableau II.5 : Tableau de vérification des poteaux au flambement

Tableau II.6 : Epaisseur des voiles.

Chapitre III

Tableau III.1: Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux

Tableau.III.2: Ferrailage de la poutrelle.

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en appuis et en travées pour les différents panneaux de dalle en [daN.m]

Tableau.III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Chapitre IV

Tableau.IV. 1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

Chapitre V

Tableau.V.1: Valeurs des pénalités P_q

Tableau V.2 : Périodes et taux de participation massique de la structure

Tableau V.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Tableau V.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Tableau V.5 : Vérification de l'effort normal réduit.

Tableau.V. 6: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher.

Chapitre VI

Tableau.VI. 1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

Tableau VI.2 : tableau récapitulatif de ferrailages.

Tableau.VI. 3: tableau récapitulatif des sollicitations

Tableau.VI.4: Tableau récapitulatif des ferrailage

Chapitre VII

Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations

Chapitre VIII

Tableau. VIII. 1: Dimensions des poutres.

Tableau. VIII.3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Tableau. VIII.4:Tableau récapitulatif des sollicitations.

Introduction Générale

Introduction générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (R+10) avec un sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de 9 chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier) et deuxième chapitre pré dimensionnement des éléments résistants de la structures. Dans le troisième chapitre, il est présenté l'étude des planchers. Le quatrième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : balcons, escaliers et l'acrotère.

Et enfin, dans le cinquième chapitre, on a l'étude sismique.

Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Robobat 2016 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. Dans les septième et huitième chapitres on a dimensionné les éléments principaux. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

I-Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière:

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- ✓ Elle ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines et
- ✓ Elle doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en Algérie, on se référant au RPA99/version 2003.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis robot bat pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par, CBA93 et RPA99/version 2003.

I.1. Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'1 sous-sol, RDC et dix étages, dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC, premier et étages et le reste des étages sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est de grande importance ; donc, il est considéré d'après le règlement parasismique Algérien « RPA 99(version2003)» de catégorie II. Il sera implanté à relizane qui est considérée comme une région de moyenne sismicité classée en zone (II_a).

➤ Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- la hauteur de chaque niveau d'habitation est : 3,23m.
- la hauteur de niveau de RDC est : 3.74 m.
- la hauteur de niveau sous- sol est : 3,23 m.
- la hauteur totale du bâtiment est : 39.04m.

- la longueur totale du bâtiment en plan est : 29.86m.
- la largeur totale du bâtiment en plan est : 24.35m.

I.2 Conception de la structure :

I.2.1 Superstructure :

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure mixte (portiques auto stable + voiles de contreventement)

Selon l'article 2.5.4 du RPA99/version2003 : les ouvrages doivent en général comporter :

- les contreventements qui doivent être disposés de façon à :
 - ✓ Reprendre une partie des charges verticales suffisantes pour assurer leur stabilité ;
 - ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations et
 - ✓ Minimiser les effets de torsion.
- Les planchers dans notre structure sont de deux types :
 - ✓ Dalle pleine au niveau de sous-sol
 - ✓ Plancher à corps creux dans les autres niveaux.
- Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :
 - ✓ Ascenseur :

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.

- ✓ Escaliers :

Dans notre structure on a deux types d'escaliers :

- Escalier à paillasses porteuses.
- Escalier à marches porteuses.
- **Maçonneries :**
 - **Murs extérieurs :** ils seront composés en double parois
- ✓ Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;
- ✓ Lambe d'air d'épaisseur 5 cm qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique.
- ✓ Briques creuses intérieures d'épaisseur 10 cm.

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

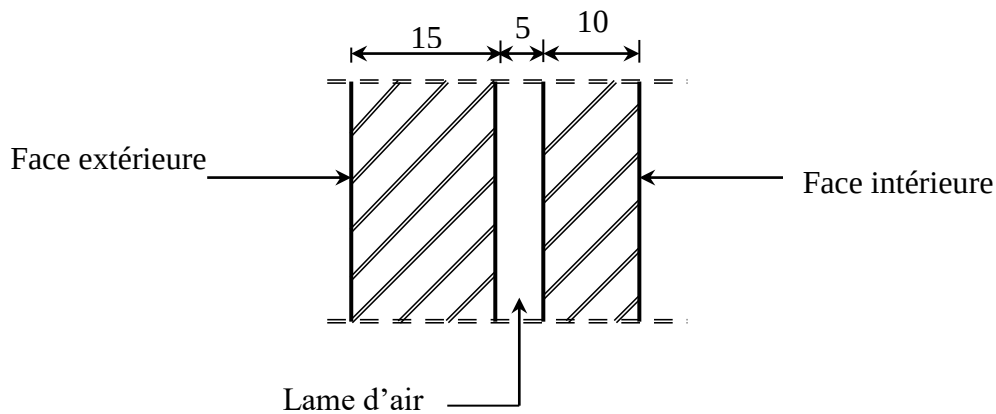


Fig.I. 1: Coupe transversale d'un mur de façade

Mus intérieurs : seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10 cm, les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

I .2.2 Infrastructure :

Selon l'article 2.2 du RPA 99/version 2003, exception faite pour les constructions en (R+2) au maximum ou 11m de hauteur moyenne (type maison individuelle ou bâtiment assimilé dont la surface totale des planchers n'excède pas 400m²), les reconnaissances et l'étude de sol sont obligatoires.

A partir du rapport géotechnique du sol, on a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17.00 \text{ kN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement interne: $\varphi = 35^\circ$
- ✓ Contrainte admissible du sol: $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ dan / cm}^2$

➤ Condition de la nappe phréatique :

Aucune nappe d'eau n'a été trouvée.

➤ Type de fondations :

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ Le site du bâtiment (site urbain, existence d'une nappe d'eau ...) ;
- ✓ Les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol et
- ✓ La structure de l'ouvrage (bâtiment haut ou bas, rigide ou souple ...).

Notre bâtiment a une structure de grande hauteur avec une rigidité importante, elle applique sur le sol d'assise des charges élevées, les semelles continues ou isolées deviennent très larges donc elles se chevauchent. On doit donc, fonder le bâtiment sur une semelle unique constituant un radier général.

I.3) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1 Béton :

Le béton est un mélange complexe dont des proportions convenables de granulat , et liant (ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL, et tous les règlements applicables en Algérie

- ✓ Ciment utiliséCPJ 42,5 (dosage 350 kg / m³)
- ✓ Sable.....400 litres / m³ ($D_s \leq 3 \text{ mm}$)
- ✓ Gravier.....800 litres / m³ ($3 \leq D_s \leq 25 \text{ mm}$)
- ✓ Eau de gâchage.....175 litres / m³

➤ Caractéristique du béton :

✓ Résistance à la compression:

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à 28 jours dite f_{c28} .

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log (j+1)$$

Avec : $j \leq 28$ jours

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ (béton à usage courant)

✓ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

✓ Module de déformation longitudinal du béton :

▪ Le module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on a $E_{i28} = 29858,59 \text{ MPa}$

▪ Le module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa, on a $E_{v28} = 10043,34$ MPa.

➤ Coefficient de poisson:

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

$$\begin{aligned} \nu &= 0 \Rightarrow \text{états limites ultimes (béton fissuré).} \\ \nu &= 0,2 \Rightarrow \text{états limites de service (béton non fissuré).} \end{aligned}$$

➤ Contraintes limites:

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U).
- ✓ Etat limite de service (E.L.S).

❖ Etat limite ultime(E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ 1,5 & \text{pour la situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

Pour les sections constantes ou croissantes vers les fibres les plus comprimées.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa (situations durables et transitoires).}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,47 \text{ MPa (situations accidentelles).}$$

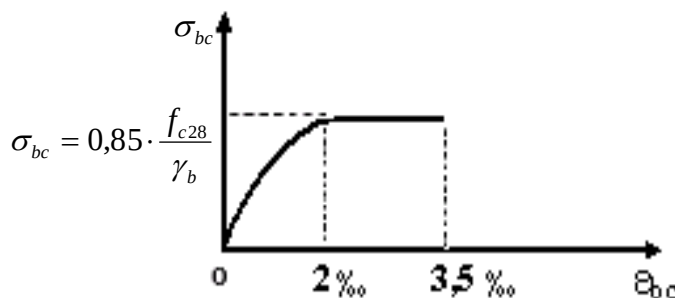


Fig.I. 2 : Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U)

❖ Etat limite de service(E.L.S) :

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton à :

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

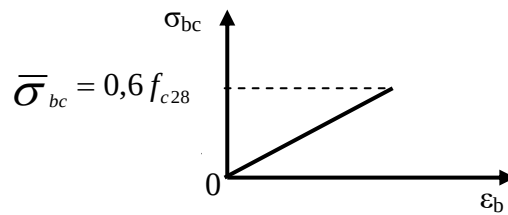


Fig.I. 3: Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)

I.3.2 Acier :

Les types d'aciers utilisés :

- ✓ Barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- ✓ Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles, étriers) et
- ✓ Treillis soudé (TS) de nuance FeE520 pour $\Phi \leq 6\text{mm}$.

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués sur le tableau I.1 :

Ouu0200yr	Désignations	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Diamètres nominaux	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE235	235		
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	6-8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses)	TLE520 $\varphi \leq 6$	520	$\varphi \leq 6$	Emplois courants pour : Radiers, voiles, planchers et dallage.

Tableau.1. 1:Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

a) Contraintes de calcul de l'acier (σ_s) :

❖ Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini ci après :

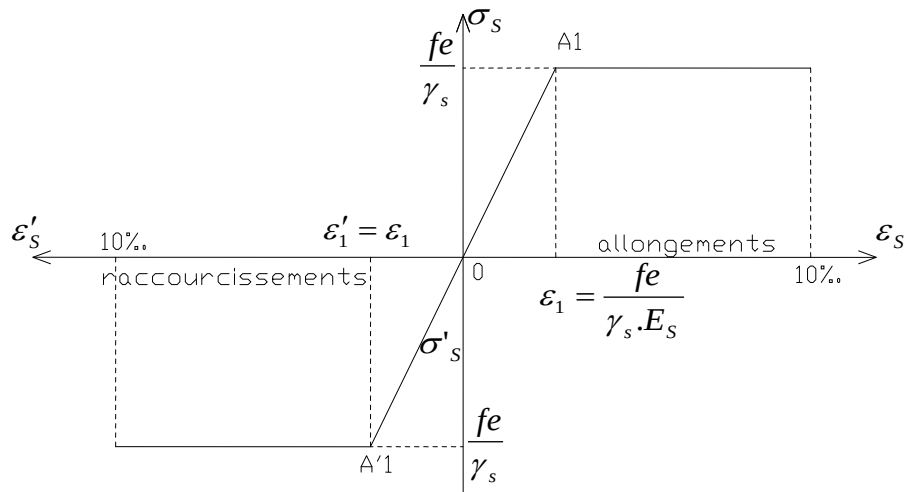


Fig.I. 4:diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ($\sigma_s = fe/\gamma_s$)

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \longrightarrow \text{Situation courante} \\ 1,00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier ($\epsilon_s = \Delta L/L$)

$$\sigma_s = \begin{cases} 400/1.15 = 348 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{Situation courante} \\ 400/1 = 400 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

❖ Etat limite de service (E.L.S):

Selon le BAEL91

- ✓ Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ Aucune vérification pour σ_s ;
- ✓ Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}})$ et
- ✓ Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}})$.

Avec :

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

η : Coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \longrightarrow \text{Acier rond lisse.} \\ 1.6 & \longrightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$

b) Module d'élasticité longitudinal de l'acier:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

➤ Matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

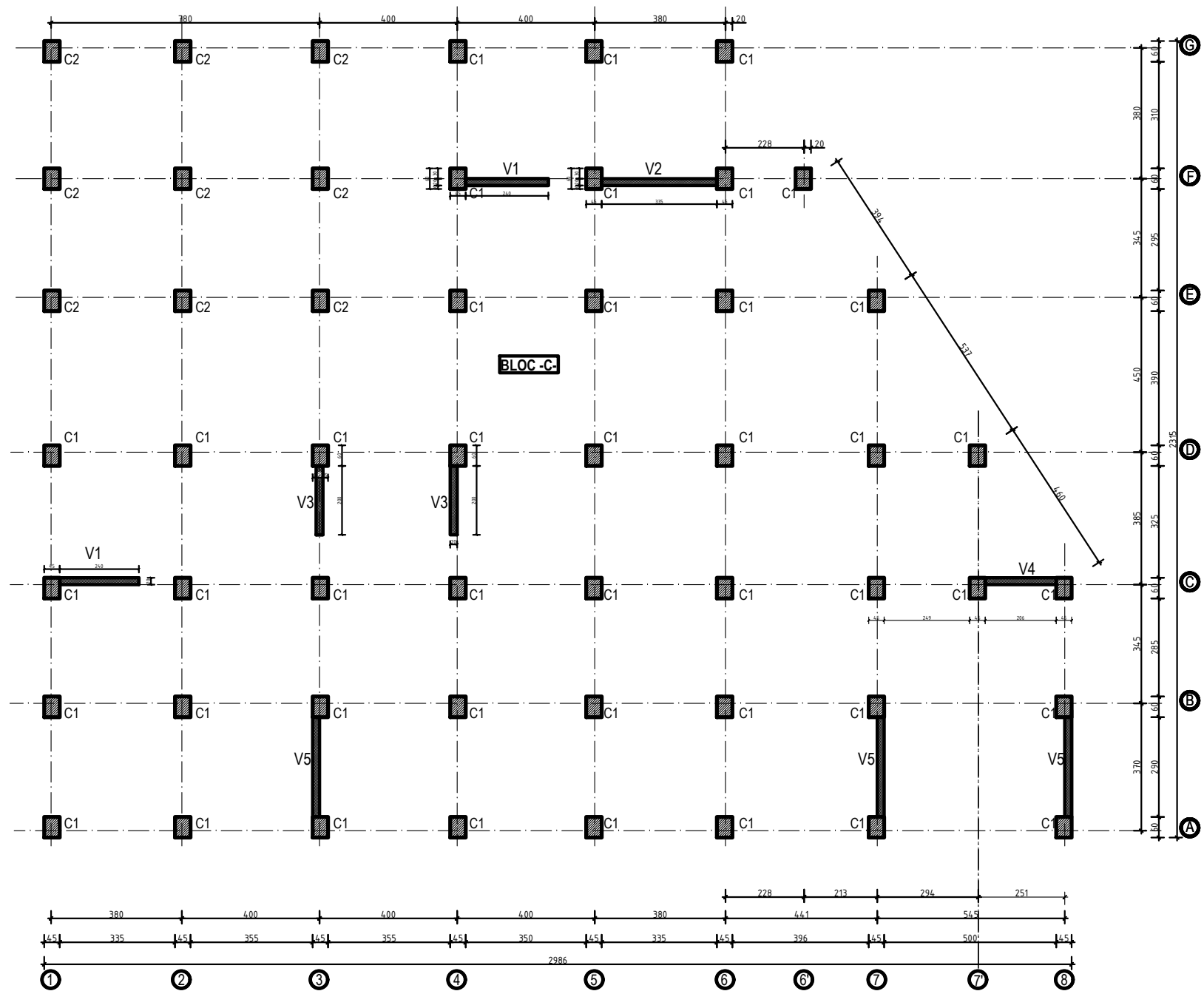
- ✓ Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- ✓ La compatibilité des différents produits entre eux ;
- ✓ L'économie globale du projet et
- ✓ La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

Dans notre projet on utilise :

Matériaux	Poids surfacique/volumique
Sable	17÷19 KN/m ³
Gravier	17 KN/m ³
Acier	78.5 KN/m ³
Béton non armé	22 KN/m ³
Béton armé	25 KN/m ³
Ciment	18 KN/m ³
Plâtre	10 KN/m ³
Briques creuses :	0.9 KN/m ²
ep=10cm	1.3 KN/m ²
ep=15cm	6 KN/m ³
Etanchéité multicouche	20 KN/m ³
Carrelage ou dallage collés	20 KN/m ³
Mortier de ciment	

Tableau.1. 2 : Matériaux de construction

PLAN REPERAGE VOILES - POTEAUX



CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II Introduction :

Il est nécessaire avant d'entamer tout calcul d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure et pour cela les règlements en vigueur permettent le pré dimensionnement tout en respectant l'économie et la sécurité.

II.1 Pré dimensionnement des poutres :

La hauteur doit vérifier les conditions suivantes :

➤ Critère de flèche :

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

- L : La portée de la poutre ;

- h : La hauteur de la poutre ;

- b : La largeur de la poutre

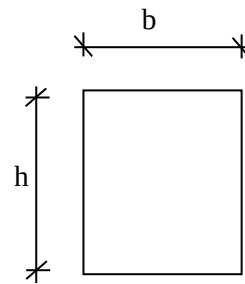


Fig.II. 1: Section transversale d'une poutre

➤ Conditions imposées par le R.P.A 99 (version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

II.1.1 Poutres principales :

$$L_{\max} = 450\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

On prendra : $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

➤ Vérification des conditions imposées par RPA99(version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc; la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

- Vérification des conditions imposées par RPA99 (version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

II.1.2 Les poutres secondaires :

$$L_{\max} = 441 \text{ cm}$$

$$\frac{441}{15} \leq h \leq \frac{441}{10} \Rightarrow 29.4 \leq h \leq 44.1\text{cm}$$

On prendra : $h=35\text{cm}$; $b=30\text{cm}$

- Vérification des conditions imposées par RPA99 (version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc; la section de la poutre secondaire est de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Poutres	1 ^{er} type
Poutres principales (b×h) (cm ²)	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Poutres secondaires (b×h) (cm ²)	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Tableau.II.1: Tableau récapitulatif des sections des poutres

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

II.2.1 Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

➤ **Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :**

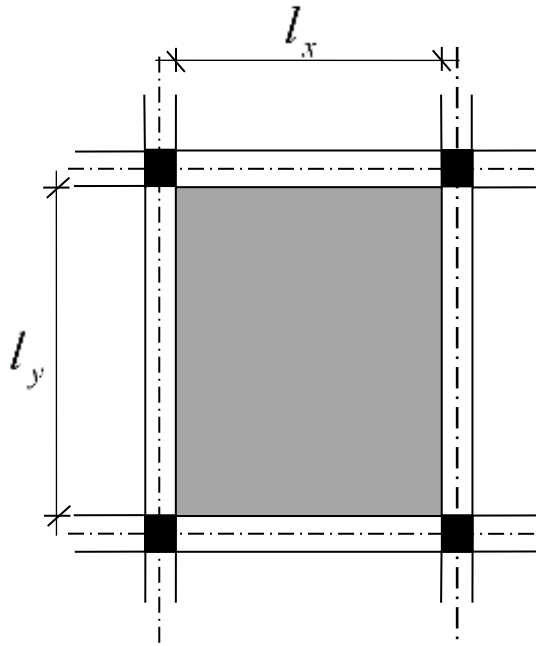


Fig.II. 2:Dimensions d'un panneau de dalle.

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur h_d de la dalle est donnée par :

- Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 \quad \Rightarrow \quad h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) l_x \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

- la charge est uniformément répartie sur le panneau de dalle

- Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

$$- 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) l_x \quad l_x \leq l_y$$

- Avec :

l_x : La plus petite portée du panneau de dalle et

l_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$l_x = 370 \text{ m}$$

$$l_y = 545 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{370}{545} = 0.67 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens $\Rightarrow 10.90\text{cm} \leq h_d \leq 13.62\text{cm} \Rightarrow h_d = 12\text{cm}$

➤ Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm.}$

- Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm.}$

➤ Conditions de sécurités en matière d'incendie :

- Pour une heure de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 7 \text{ cm.}$

- Pour deux heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 11 \text{ cm.}$

- Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17.5 \text{ cm.}$

➤ Conclusion :

pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine : $h_d = 16 \text{ cm.}$

II.2.2 Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux (voir fig.II.3.)Avec :

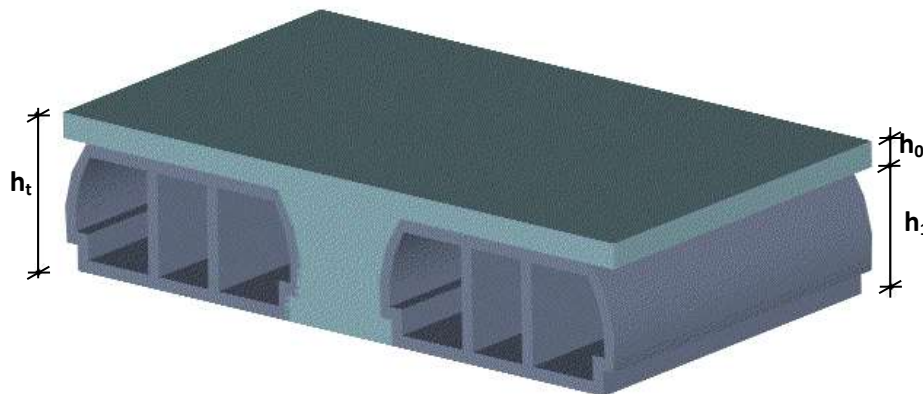


Fig.II. 3: Plancher à corps creux.

h_1 : Epaisseur du corps creux ;

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L_0}{25} \leq h_t \leq \frac{L_0}{20} \quad [\text{BAEL 91 / 7.6.8,424}]$$

Avec :

L_0 : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de disposition des poutrelles.

On a :

$$L_0 = 441\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 17.64 \text{ cm} \leq h_t \leq 22.05\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prendra } h_t = (16 + 4)\text{cm} = 20\text{cm}$$

Avec :

$h_0 = 4\text{cm}$: épaisseur de la dalle de compression.

$h_1 = 16\text{cm}$: épaisseur du corps creux

II.3 Descente de charges :

II.3.1 Plancher terrasse accessible :

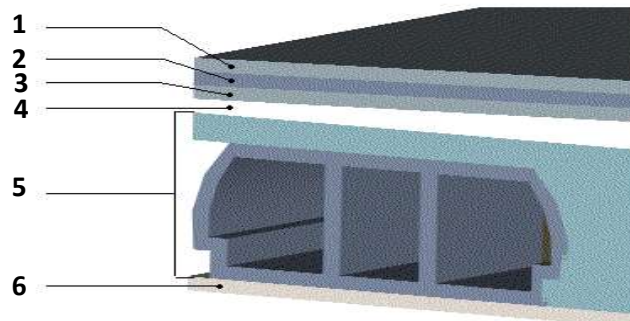


Fig.II. 4: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

a- Charges permanentes (G):

1- carrelage+sable+mortier de pose	104 daN/m ²
2- Etanchéité multicouche	12 daN/m ²
3- Forme de pente en béton (e=10cm) : 0,10 x 2200.....	220 daN/m ² g/m ²
4- Isolation thermique	10 daN/m ²
5- dalle à Corps creux (16 + 4).....	280 daN/m ²

6- Enduit au ciment (1,5cm) 27 daN/m²

$G = 763 \text{ daN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q=150 \text{ daN/m}^2$

II.3.2 Plancher étage courant :

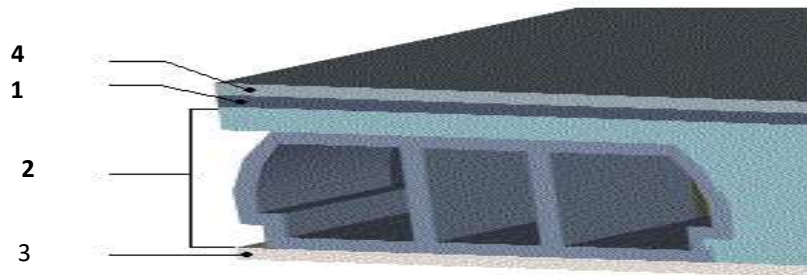


Fig.II. 5: Coupe transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant

a- Charges permanentes :

1- Carrelage+sable+mortier de pose104 daN/m²

2- Corps creux+dalle de compression (16+4).....320 daN/m²

3- Enduit au ciment (1.5cm) ,(18daN/m²/cm).....27 daN/m²

4- Cloisons légères75 daN/m²

$G = 526 \text{ daN/m}^2$

b- surcharge d'exploitation :

b-1- L à usage d'habitation $\Rightarrow Q_1 = 150 \text{ daN/m}^2$

b-2- Locaux à usage commercial $\Rightarrow Q_2 = 250 \text{ daN/m}^2$

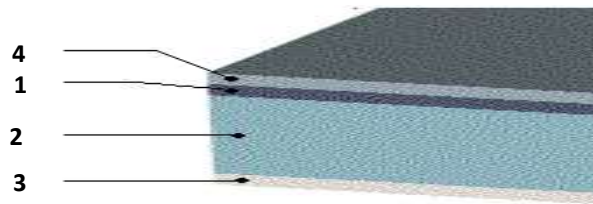
II.3.3 plancher haut du sous sol :

Fig.II. 6: Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine

a- Charges permanentes :

- 1- Carrelage + mortier de pose + sable104 daN/m²
 2- Dalle pleine en béton armé(16 cm) 2500×0,16400 daN/m²
 3- Enduit au ciment (1.5cm) ,(18daN/m²/cm).....27 daN/m²
 4- Cloisons légères.....75 daN/m²

$$G = 606 \text{ daN/m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 500 \text{ daN/m}^2$$

Charge Etage	Destination	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]	E L U $q_u = 1.35G + 1.5Q$ [daN/m ²]	E L S $q_s = G + Q$ [daN/m ²]	Bonde [m]	$\bar{q}_u = q_u \times e$ [daN/ml]	$\bar{q}_s = q_s \times e$ [daN/ml]
Plancher terrasse	Terrasse accessible	763	150	1255.05	913	0.6	753.03	547.8
Plancher RDC+ d'étage courant	Habitation	526	150	935.10	676	0.6	561.06	405.60
		526	250	1085.10	776		651.06	465.60
Plancher dalle pleine Sous-sol	Parking	606	500	1193.10	856	1.00	1193.10	856
		606	500	1568.1	1106		1568.1	1106

Tableau.II.1: Tableau récapitulatif des charges et combinaisons des charges

II.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}, Q_n$ les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1, n à partir du sommet du bâtiment.

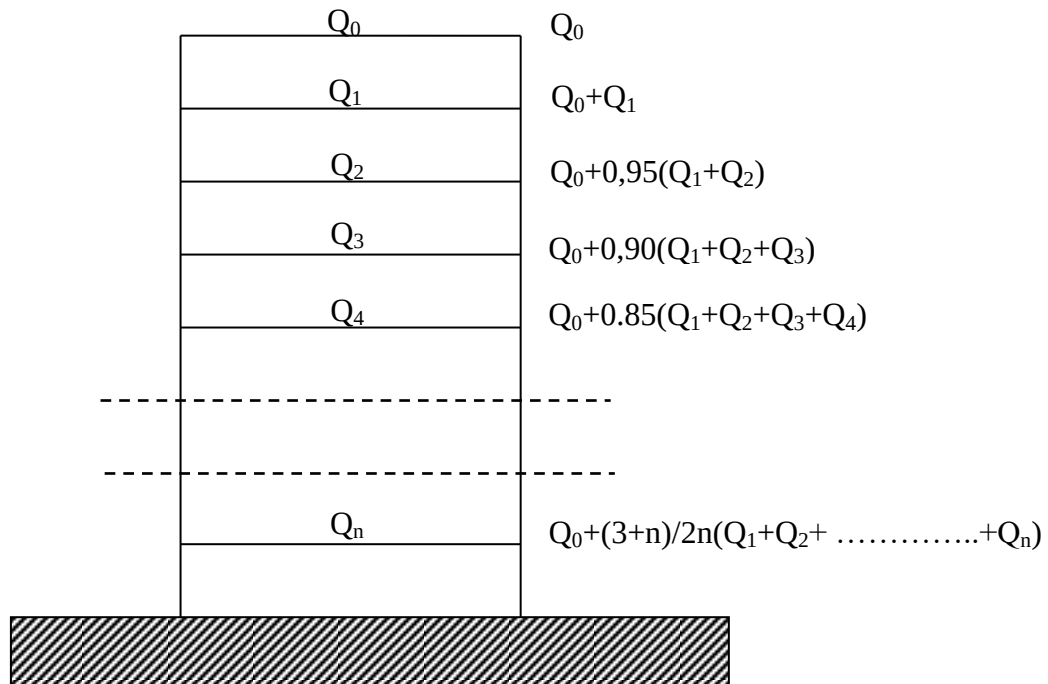


Fig.II. 7: schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

- Les conditions imposées par le RPA99(version 2003) :

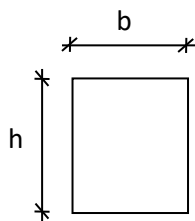


Fig.II. 8: Coupe A-A

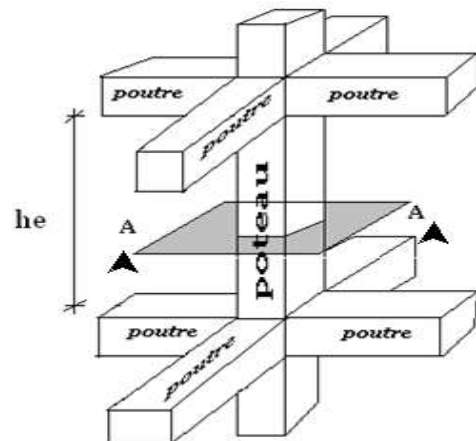


Fig.II. 9: Schéma représentatif d'un étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a,b)} \geq 25c \dots \dots \dots \text{zone II} \\ \text{Min (a,b)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq Br f_{bc} + A \sigma_s.$$

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2). \quad a \text{ et } b : \text{ en cm}$$

- La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 11.33 \text{ Mpa}$

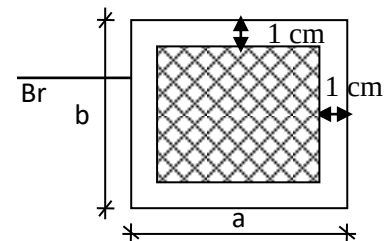


Fig.II. 10: Section réduite du béton

- Pour $\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$
- Avec $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha [Br f_{c28} / 0,9 \gamma_b + A f_e / \gamma_s]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15 ;

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400 \text{ MPa}$) ;

A : Section d'armature à mettre en place ;

α : Coefficient dépend de l'élancement λ ;

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$ (BAEL91) en introduisant les valeurs dans l'inégalité (*)

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier} : \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} : \text{Résistance de calcul du béton} : \sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 11,33 \text{ MPa}$$

Suivant les règles BAEL91 : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

en introduisant les valeurs dans l'inégalité (*)

$$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[\frac{11,33}{0,9} + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1,15} \right] * 10} = 0,0077 N_u \longrightarrow B_r \geq 0,0077 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que $B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$ d'après le critère de résistance on a :

$$P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations

$$N_u = 1,15 P_u \dots\dots\dots \text{D'après les règles BAEL91}$$

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (défavorable) et on va prendre : $a=b \implies (a \times a) \text{ cm}^2$

➤ exemple de calcul (10^{ème} étage)

$$\text{la surface afférente est : } S_{\text{aff}} = (5,45/2 + 4,41/2) \times (3,85/2 + 3,45/2) = 17,99 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre des poutres principales

Et secondaire :

$$P_p = 2500 \times 0.30 \times 0.40 = 300 \text{ daN/ml}$$

$$P_s = 2500 \times 0.30 \times 0.35 = 262.5 \text{ daN/ml}$$

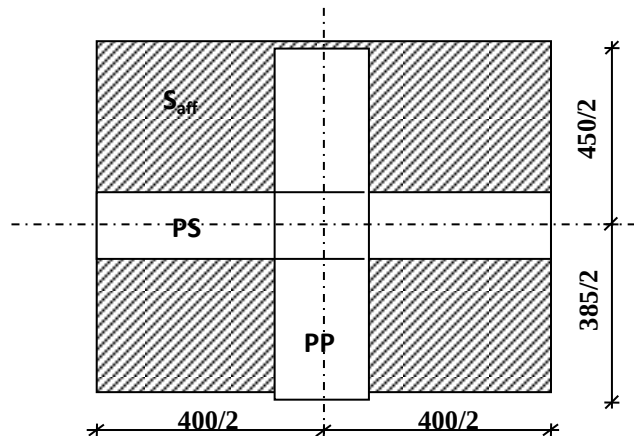


Fig.II. 11: Surface afférente au poteau le plus sollicité

- ✓ La longueur afférente de la poutre principale : $L_{aff} = (450/2 + 385/2) = 4,17 \text{ m}$
- ✓ La Longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{aff} = (400/2 + 400/2) = 4.00 \text{ m}$
- ✓ Poids totales des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_p + P_s = 300 \times 4.17 + 262,5 \times 4.00 \Rightarrow P_t = 2301 \text{ daN}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n = 1,35 \times 2301 \times 10 \Rightarrow N_p = 31\ 063.50 \text{ da N}$$

n : nombre d'étage .

- Poids propre du plancher : $Br \geq 0.0077N_u$

$$G_{cumulé} = 8749 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 1690 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times 8749 + 1,5 \times 1690) \times 16.68 \quad N_{plancher} = 239\ 293.782 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times (N_{plancher} + N_p) \quad N_u = 310\ 910.87 \text{ da N.}$$

$$Br \geq 0.0077N_u \Rightarrow Br = (a-2)^2 \geq 2176.38 \Rightarrow a = 50 \text{ cm}$$

La Section de poteau au niveau de 10^{ème} étage est : $(40 \times 50) \text{ cm}^2$

- Vérification des conditions imposées par (RPA99 v.2003)

Vérification des dimensions : dans notre cas on a (a=40 et b=50 cm)

Min (a,b) $\geq$ 25cm.....zone II-a

Min (a,b) $\geq$ h_e/20 $\rightarrow$ (h_e/20 =320/20=16) $\rightarrow$ 55>16.15Condition vérifiée

1/4<a/b<4 (a/b=1).....Condition vérifiée

Les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitations sont cumulées

CHARGE PLANCHE	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	763	150
10 ^{ème} étage	1253	700
9 ^{ème} étage	1781	775
8 ^{ème} étage	2340	845,5
7 ^{ème} étage	2825	928
6 ^{ème} étage	3302	1004,5
5 ^{ème} étage	3724	1075
4 ^{ème} étage	4213	1156
3 ^{ème} étage	4753	1297
2 ^{ème} étage	5238	1433
1 ^{ème} étage	5719	1564
RDC	6246	1690
Sous sol	6871	—
Fondation		

Tableau.II.2:Distribution des charges

	Saff(m2)	Ng(dan)	Nq(dan)	Laff-pp (m)	Laff-ps (m)	Nplancher (dan/ml)	Npp-aff (dan)	Nps-aff (dan)	Pu (dan)	Nu=1.15pu (dan)	Br(cm2)	Section (cm ²)
10 ^{ème} étage	16.68	17 942.67	3249.50	4.17	4.00	28646.35	440.45	371.26	33124.20	38092.83	347.28	40*50
9 ^{ème} étage	16.68	32 844.25	6499.00	4.17	4.00	53547.12	888.45	742.52	66248.40	76185.66	628.51	40*50
8 ^{ème} étage	16.68	47 745.83	10323.55	4.17	4.00	75213.24	1321.35	1113.78	99372.60	114278.49	898.57	40*50
7 ^{ème} étage	16.68	62 647.41	13723.15	4.17	4.00	98201.11	1761.8	1485.04	132496.80	152371.32	1164.54	40*55
6 ^{ème} étage	16.68	77 548.99	16214.28	4.17	4.00	120456.98	2202.25	1856.30	165621.00	190464.15	1423.57	40*55
5 ^{ème} étage	16.68	93 450.57	20001.25	4.17	4.00	141231.99	2642.7	2227.56	198745.20	228556.98	1674.62	40*55
4 ^{ème} étage	16.68	108 352.15	22543.23	4.17	4.00	162546.87	3083.15	2598.82	231869.40	266649.81	1930.75	40*55
3 ^{ème} étage	16.68	123 253.73	24813.85	4.17	4.00	184241.35	3523.6	2970.08	264993.60	304742.64	2180.11	40*55
2 ^{ème} étage	16.68	138 155.31	26475.81	4.17	4.00	206845.96	3964.05	3341.34	298117.80	342835.47	2429.68	40*55
1 ^{ème} étage	16.68	153 056.89	29753.61	4.17	4.00	228244.85	4004.5	3712.60	331242.00	380928.30	2687.93	45*60
RDC	16.68	173 057.87	31548.23	4.17	4.00	251456.22	4844.95	4083.86	364366.20	419021.13	2994.76	45*60
s-sol	16.68	193 058.85	33574.74	4.17	4.00	273548.91	5285.4	4455.12	397490.40	457113.96	3348.78	45*60

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Niveau	$(a,b)cm^2$	$l_0(m)$	$b(m)$	$l_f = 0,7l_0(m)$	λ	$\lambda \leq 35$
s-sol	(45,60)	3,23	0,60	2,261	13,04	C.V
RDC	(45,60)	3,74	0,60	2,618	15,09	C.V
Etage 1	(45,60)	3,23	0,60	2,261	13,04	C.V
Etage 2,3,4,5,6,7	(40,55)	3,23	0,55	2,261	14,11	C.V
Etage 9,10	(40,50)	3,23	0,50	2,261	15,65	C.V

Tableau II.5 : Tableau de vérification des poteaux au flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0.7 \times L_0$$

II.5 pré dimensionnement des voiles :

II.5.1 Les voiles de contreventement :

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

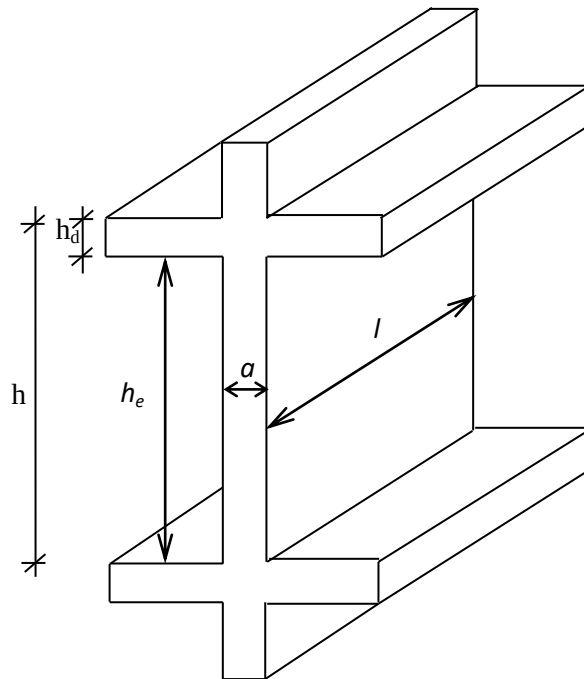


Fig.II. 122: Voile en élévation.

Première condition :

$$l \geq 4a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$$

Avec :

l : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

Deuxième condition :

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Avec :

$a_{\min}$: Epaisseur minimal du voile.

Troisième condition : Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on trouve 2 types de voiles :

- Pour le 1^{er} type :

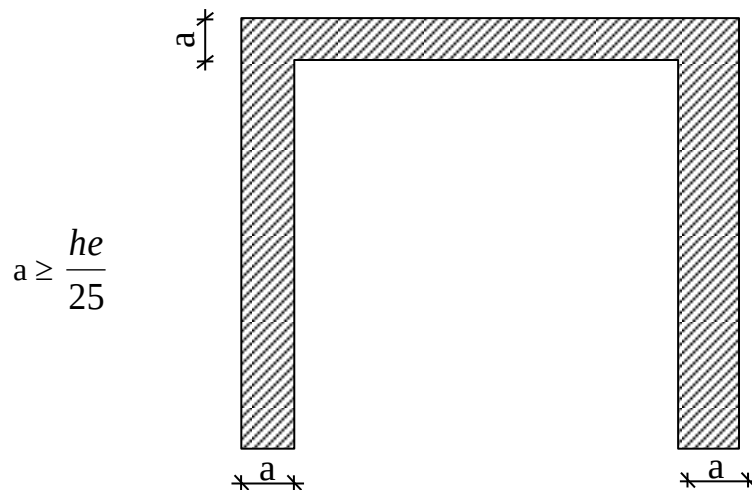


Fig.II. 13: Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur.

- Pour le 2^{ème} type :



$$a \geq \frac{he}{20}$$

Fig.II. 14: Vue en plan du voile de 2^{ème} type.

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$$h_e = h - h_d$$

Avec :

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle.

$$\text{Pour notre structure} \left. \begin{array}{l} h_{\max} = 374 \text{ cm} \\ h_d = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow h_e = 354 \text{ cm}.$$

II.5.2 Voiles périphériques de sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l' RPA99 v. 2003 .

- $a_{\min} = 20 \text{ cm}$ [RPA99/10.1.2]
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ [RPA99/7.7.1]

Les résultats de calcul de tous les types de voiles sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Type de voile	l [cm]	$l/4$ [cm]	h_e [cm]	$\frac{h_e}{25}$ [cm]	$\frac{h_e}{20}$ [cm]	Epaisseur adoptée [cm]
Type 1	175	43.75	334	13.36	-	20
Type 2	370	136.25	334	-	16.70	20
Voile périphérique	545	136.25	283	11.32	-	20

Tableau II.6 : Epaisseur des voiles.

CHAPITRE III :

ETUDE DES PLANCHERS

III. Introduction:

Les planchers sont la partie horizontale d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs..) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- ☑ Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- ☑ Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphérique et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- ☑ Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et
- ☑ Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

III.1- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments 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 (fig. III.1).

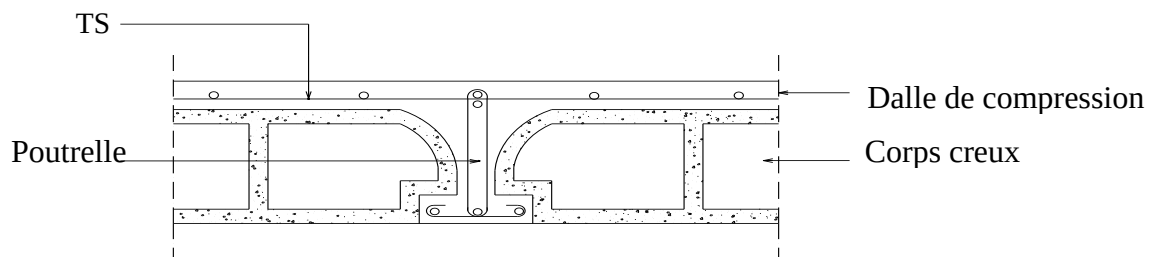


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.1.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- hauteur de 20cm, dont 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de Compression.

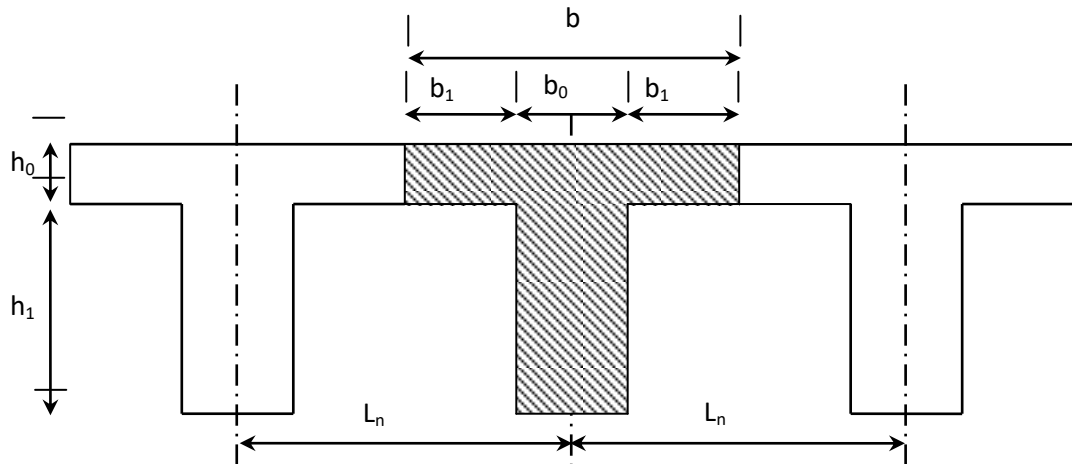


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

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

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ et} \\ b_1 \leq (6 \div 8) h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.11\text{m}$) ;

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 20\text{cm} \\ b_1 \leq 41.10\text{cm} \\ 20\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

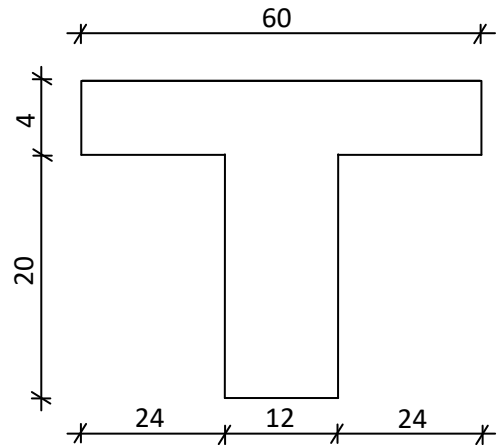


Fig.III.3: Section de calcul

III.1.2- Ferraillage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4\text{cm}.$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : $A_{\perp}$
- 3cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures et

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

a- Armatures perpendiculaires aux nervures ($A_{\perp}$) :

➤ Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

On prendra $\phi_6 \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_x}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5T6/\text{m}_L \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

b- Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

➤ Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5T6/\text{m}_L \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

► **Choix** : Le treillis soudé adopté est : TS Ø6 (200x200) mm².

III.1.3- Etude des poutrelles:

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 : [CBA93/B.6.2,20]

- **Méthode forfaitaire** : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation Modérée ; [CBA93/B6.2.21]
- **méthode de A. Caquot** : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

A. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

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

1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q [\text{daN/m}^2] \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$$

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

4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;

M_w et M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée et

M_t : Moment maximum en travée.



Fig.III.4: Définition des moments

• Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée intermédiaire})$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée de rive})$$

• Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0 \longrightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0 \longrightarrow$ pour un encastrement partiel et

$M_{ar} = -0.4 M_0 \longrightarrow$ pour un encastrement.

• Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (figure III.5)

$M_{ai} = -0.6 M_0 \longrightarrow$ cas d'une poutre à deux travées ;

$M_{ai} = -0.5 M_0 \longrightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux Travées et

$M_{ai} = -0.4 M_0 \longrightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

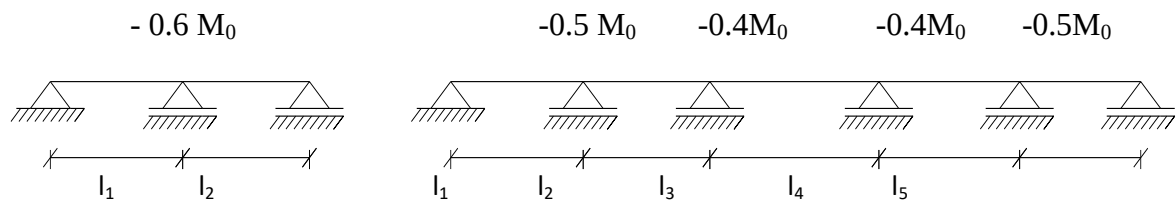


Fig.III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque :

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

B. Méthode de Caquot minorée:

➤ Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➤ Principe de la méthode : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

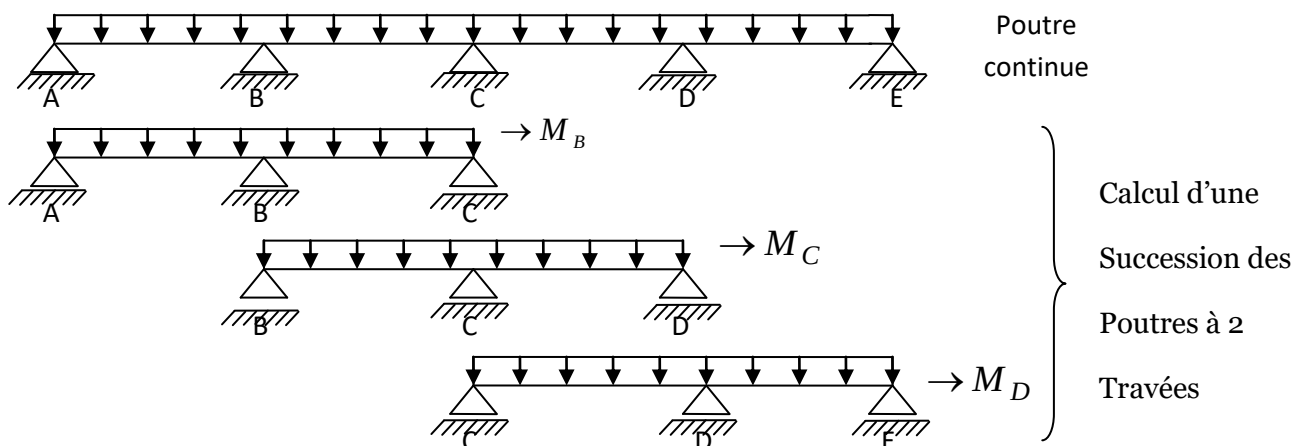


Fig.III.6 : Représentation de la méthode de Caquot

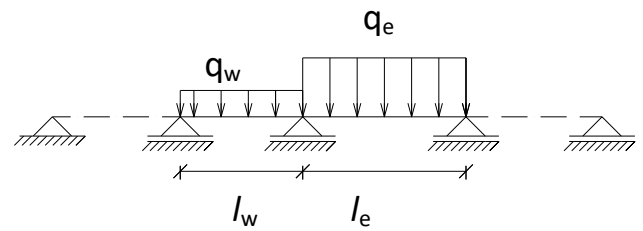


Fig.III.7 : Schéma statique d'une poutre continue.

- Moments sur appuis intermédiaires:

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

l : la portée réelle de la travée.

- Moments en travées:

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique);

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;

x : abscisse varie de 0 à l ;

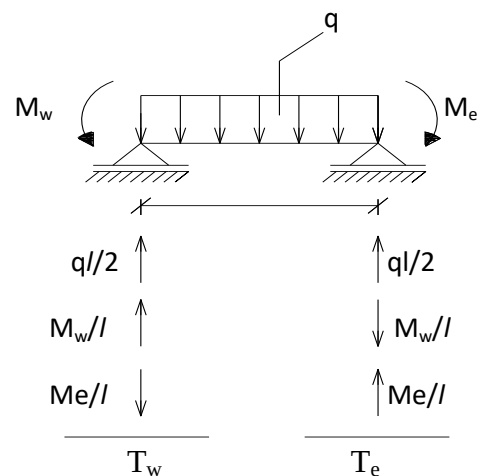
$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

- Efforts tranchants :



$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

❖ **Evaluation des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

1^{ère} → 10^{ème} étage :

$$\begin{cases} G = 526 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 763 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

RDC :

$$\begin{cases} G = 526 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 250 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

On va prendre les charges et les surcharges de la terrasse

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 763 + 1.5 \times 150) = 1255.05 \text{ daN/m}^2.$$

$$q_u^- = q_u \times 0.6 = 1255.05 \times 0.6 = 753.03 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = (G + Q) = (763 + 150) = 913 \text{ daN/m}^2.$$

$$q_{ser}^- = q_{ser} \times 0.6 = 913 \times 0.6 = 547.80 \text{ daN/m}_L.$$

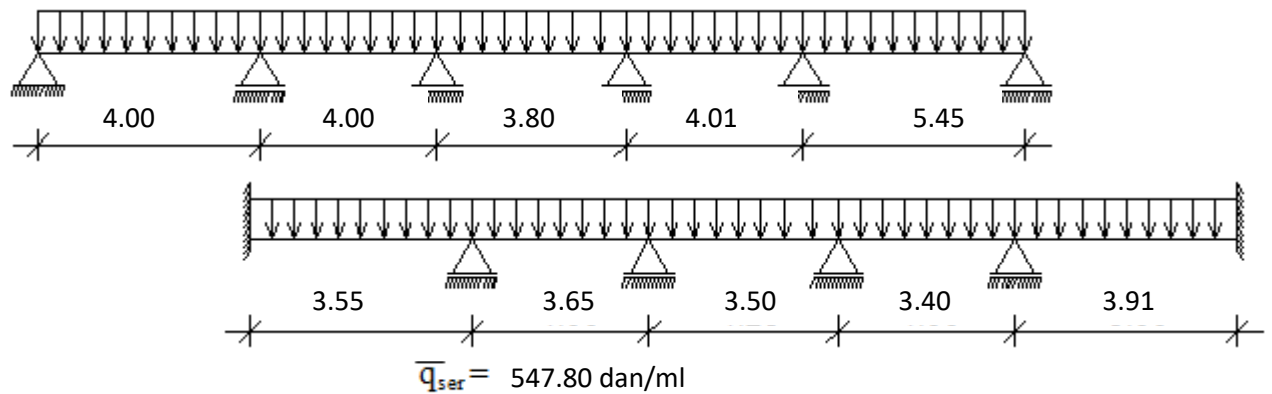
• **Types de poutrelles :**

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

➤ TYPE 1

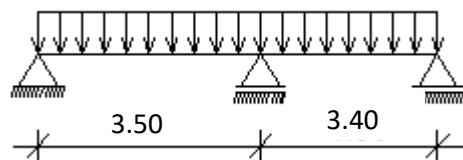
$$\overline{q_u} = 547.80 \text{ dan/ml}$$

$$\overline{q_{ser}} = 753.03 \text{ dan/ml}$$

TYPE 3

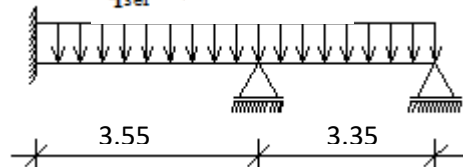
$$\overline{q_u} = 753.03 \text{ dan/ml}$$

$$\overline{q_{ser}} = 547.80 \text{ dan/ml}$$

➤ TYPE 4

$$\overline{q_u} = 753.03 \text{ dan/ml}$$

$$\overline{q_{ser}} = 547.80 \text{ dan/ml}$$

*Fig.III.8 : Schémas statiques des poutrelles*❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$Q = 150 \text{ dan/m}^2 \leq \min (2 \times 763 ; 500 \text{ dan/m}^2) = 500 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée;}$

- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....condition vérifiée ;
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \quad 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,00}{4,00} = 1,00 \leq 1,25 \\ \bullet \quad 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,55}{3,65} = 0,97 \leq 1,25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée et}$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable..... Condition vérifiée

Conclusion : Les 04 conditions sont vérifiées

⇒ La méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Application de la méthode forfaitaire :**

On utilisera le type1 exemple :

- Schéma statique :**
- Moments fléchissant en appuis :**

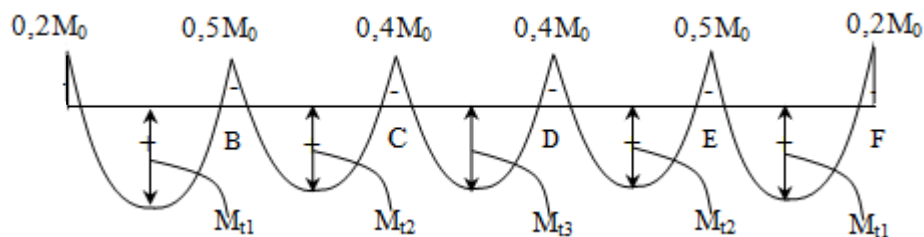


Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant en appuis

- Moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{P}{G + P} = \frac{150}{763 + 150} = 0,164 \quad 0 \leq \alpha = 0,164 \leq \frac{2}{3} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Pour les travées de rives AB et EF :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + \frac{0,5 + 0,2}{2} M_{01} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,164) ; 1,05)] M_{01} \\ M_{t1} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,164}{2} \right) M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + 0,35 M_{01} \geq 1,05 M_{01} \\ M_{t1} \geq 0,62 M_{01} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq 0,70 M_{01} \\ M_{t1} \geq 0,62 M_{01} \end{array} \right.$$

On prend : $M_{t1} = 0.70 M_{01}$

➤ Travées intermédiaires BC et DE :

$$\begin{cases} M_{t2} + \frac{0.4 + 0.5}{2} M_{02} \geq 1.05 M_{02} \\ M_{t2} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.164}{2} \right) M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2} + 0.45 M_{02} \geq 1.05 M_{02} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{02} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t2} \geq 0.60 M_{02} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{02} \end{cases}$$

On prend : $M_{t2} = 0.60 M_{02}$

➤ Travée intermédiaire CD :

$$\begin{cases} M_{t3} + \frac{0.4 + 0.4}{2} M_{03} \geq 1.05 M_{03} \\ M_{t3} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.164}{2} \right) M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3} + 0.40 M_{03} \geq 1.05 M_{03} \\ M_{t3} \geq 0.52 M_{03} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t3} \geq 0.65 M_{03} \\ M_{t3} \geq 0.52 M_{03} \end{cases}$$

On prend : $M_{t3} = 0.65 M_{03}$

• Moments en travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_{t1}^u = 0.70 M_{01}^u \longrightarrow M_{01}^u = \frac{\overline{q}_u \times L^2}{8} = 753.03 \times \frac{5.45^2}{8} = 2795.86 daN.m \\ M_{t1}^u = 0.70 \times 2795.86 = 1957.102 da N.m \\ M_{t2}^u = 0.60 M_{02}^u \longrightarrow M_{02}^u = \frac{\overline{q}_u \times L^2}{8} = 753.03 \times \frac{4.01^2}{8} = 1513.60 daN.m \\ M_{t2}^u = 0.60 \times 1513.60 = 908.16 da N.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^u = 0.65 M_{03}^u \longrightarrow M_{03}^u = \frac{\overline{q_u} \times L^2}{8} = 753.03 \times \frac{3.80^2}{8} = 1359.22 \text{ daN.m} \\ M_{t3}^u = 0.65 \times 1359.22 = 883.49 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_{t1}^{ser} = 0.70 M_{01}^{ser} \longrightarrow M_{01}^{ser} = \frac{\overline{q_{ser}} \times L^2}{8} = 547.80 \times \frac{5.45^2}{8} = 2033.87 \text{ daN.m} \\ M_{t1}^{ser} = 0.70 \times 2033.87 = 1423.71 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^{ser} = 0.60 M_{02}^{ser} \longrightarrow M_{02}^{ser} = \frac{\overline{q_{ser}} \times L^2}{8} = 547.80 \times \frac{4.01^2}{8} = 1101.08 \text{ daN.m} \\ M_{t2}^{ser} = 0.60 \times 1101.08 = 660.65 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^{ser} = 0.65 M_{03}^{ser} \longrightarrow M_{03}^{ser} = \frac{\overline{q_{ser}} \times L^2}{8} = 547.80 \times \frac{3.80^2}{8} = 988.78 \text{ daN.m} \\ M_{t3}^{ser} = 0.65 \times 988.78 = 642.70 \text{ daN.m} \end{cases}$$

• Moments en appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_A = M_F = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 1957.10 = -391.42 \text{ daN.m}$$

$$M_B = M_E = -0.5 \times M_{01}^u = -0.5 \times 1957.10 = -978.55 \text{ daN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \times M_{03}^u = -0.4 \times 883.49 = -353.39 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_A = M_F = -0.2 \times M_{01}^{ser} = -0.2 \times 1423.71 = -284.74 \text{ daN.m}$$

$$M_B = M_E = -0.5 \times M_{01}^{ser} = -0.5 \times 1423.71 = -711.85 \text{ daN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \times M_{03}^{ser} = -0.4 \times 642.70 = -257.08 \text{ daN.m}$$

• Diagramme des moments fléchissant :

➤ E.L.U :

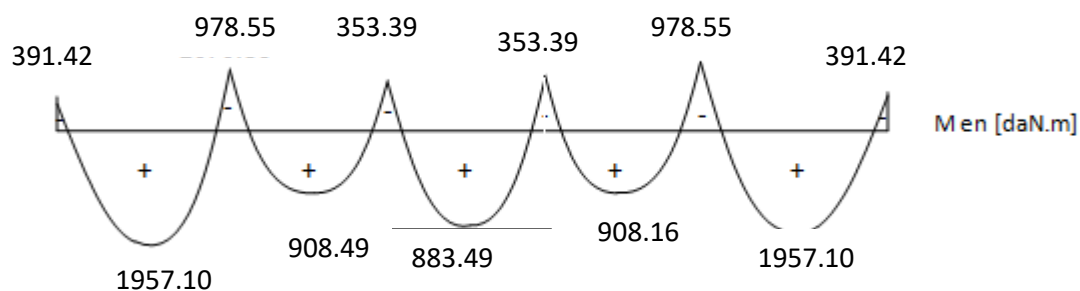


Fig.III.10 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.U] pour la poutrelle type1

➤ E.L.S :

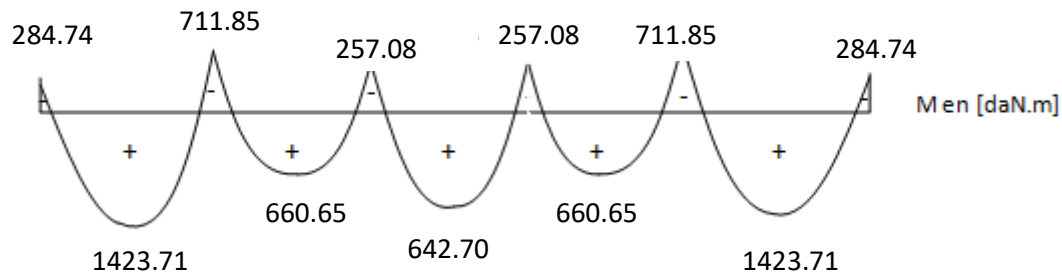


Fig.III.11 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.S] pour la poutrelle type 1

- Efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u L}{2} \pm \frac{M_g - M_d}{L}$$

M : en [daN.m]

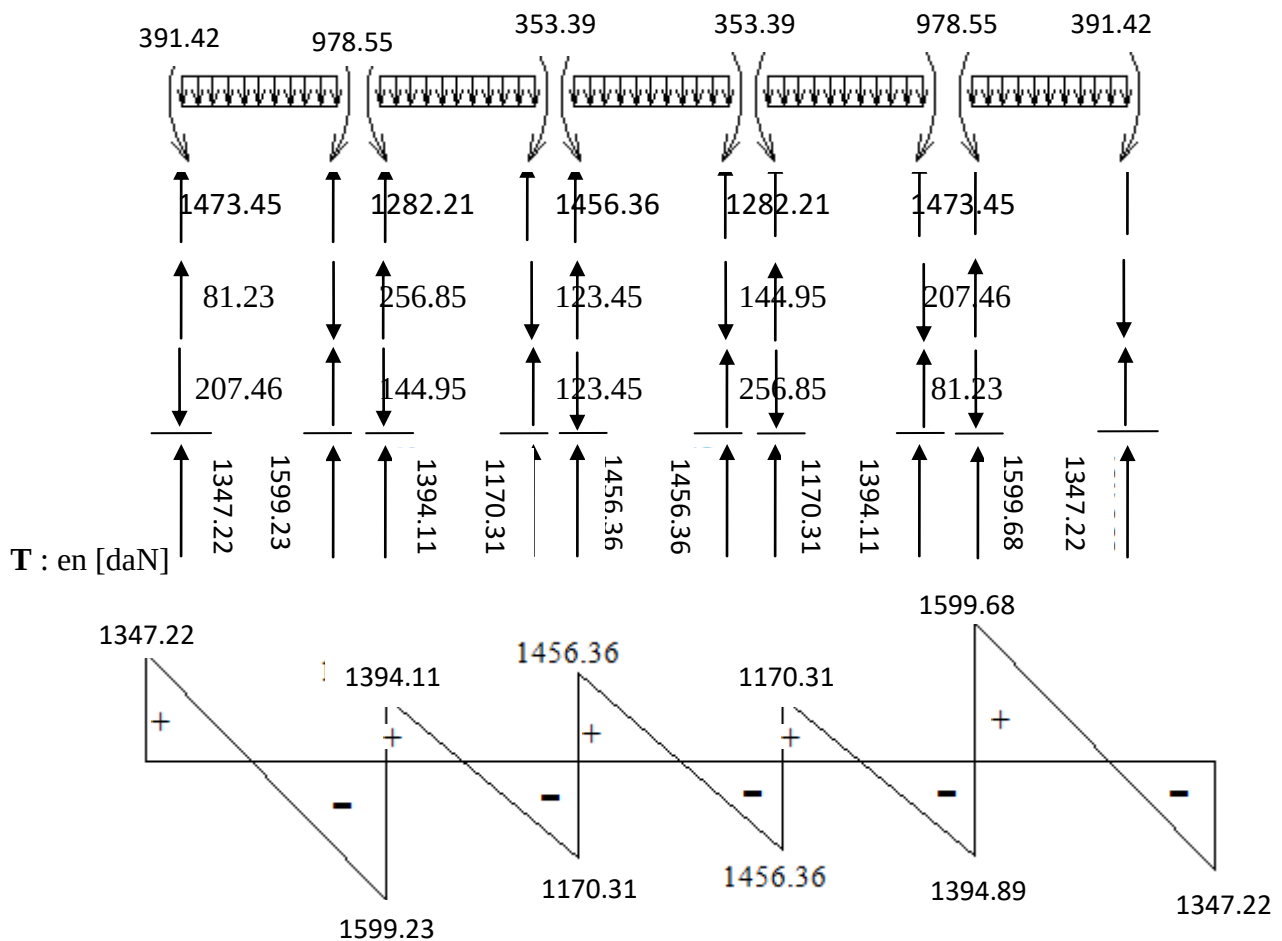


Fig.III. 12: Diagramme de l'effort tranchant.

Types \ Sollicitations	Moments en travées [daN .m]		Moments en appuis [daN .m]		Efforts tranchants T [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	1957.10	1423.71	978.55	711.85	1599.23
2	1754.53	1396.11	941.82	590.84	1473.12
3	1381.54	995.84	1263.78	926.22	1671.23
4	1754.53	1396.11	941.82	711.85	1473.12

Tableau III.1: Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux

III.1.4- Détermination des armatures :

a. En travées :

➤ E.L.U :

$$M_t^u = 1957.10 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 11.33 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 43507.20 \text{ N.m}$$

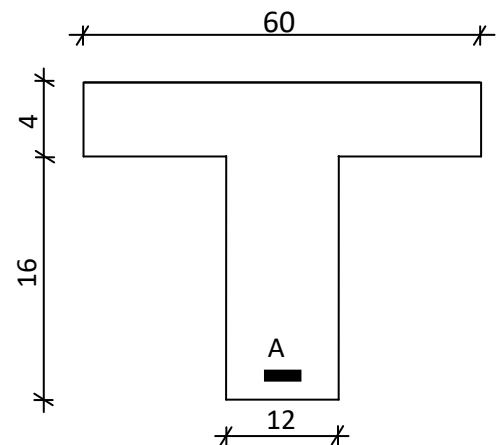


Fig.III.13: Section de calcul

$M_t^u = 19571 \text{ N.m} < M_T = 43507.20 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression ; Donc la section de calcul sera comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19571}{11.33 \times 60 \times (18)^2} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.885$$

- Détermination des armatures :

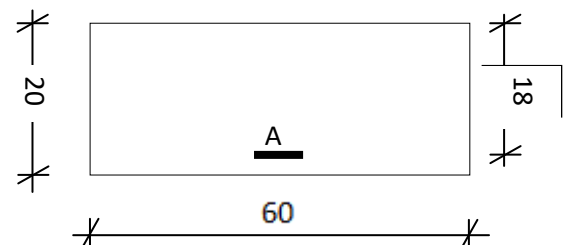


Fig.III.14: Section de calcul en travée

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19710}{348 \times 0.885 \times 18} = 3.55 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 16.4 \times \frac{2.1}{400} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3.55 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$1\text{T}12+3\text{T}10 \longrightarrow A = 3.76 \text{ cm}^2.$$

➤ E.L.S :

$$M_t^{\text{ser}} = 1423.71 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (18 - 4) = -345.3 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 3.93}{12} = 20.91 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 3.93 \times 18}{12} = 240.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -20.91 + \sqrt{(-20.91)^2 + 240.85} = 5.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 5.12^3 - (60 - 12) \times (5.12 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (18 - 5.12)^2$$

$$I = 12441.43 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{142371}{12441.43} = 1.14$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1.14 \times 5.12 = 5.83 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \quad \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \checkmark \quad \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

III.1.5- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

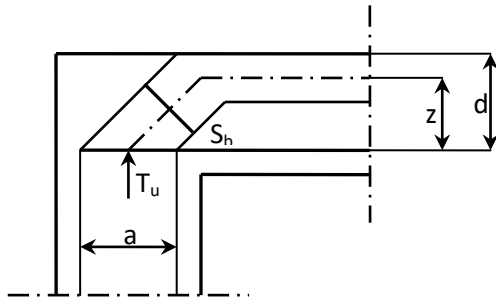


Fig.III.15 : Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

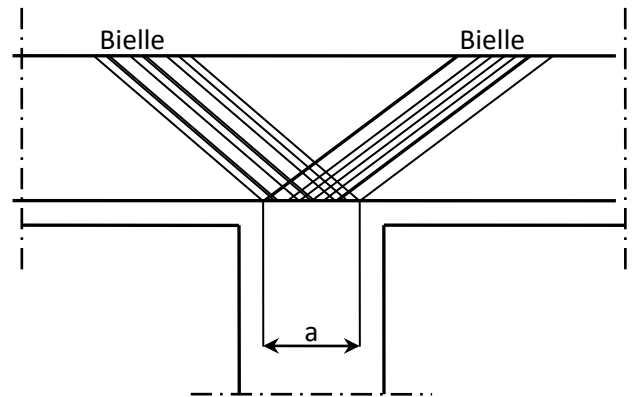


Fig.III.16 : Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

$$T_u^{max} = 1671.23 \text{ daN.}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 16712.3 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 16 \times 100 = 83047.68 \text{ N.}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(16712.3 - \frac{12637.8}{0.9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_l .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{16712.3}{(12 \times 18) \times 100} = 0.77 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.67\text{MPa}$

$\tau_u = 0.77\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.67\text{MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0.57\text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_t \rightarrow A_t = 0.56\text{cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\bullet \quad \delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$\bullet \quad \delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.42\text{ cm}$$

$$\bullet \quad \frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.77 - 0.3 \times 1.8)} = 38.15\text{cm}$$

❖ Conclusion :

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2\text{cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15\text{cm}$

III.2-vérification de la flèche :

suitant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} \bullet \quad \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \bullet \quad \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{\text{ser}}}{M_0^{\text{ser}}} \right) \end{aligned} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right)$$

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{500} = 0.040 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée $\Rightarrow$ le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{\max}}$$

➤ Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 763 \times 0.6 = 457.8 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 763 \times 0.6 = 457.8 \text{ daN/m.}$$

P : charge totale ($P = G+Q$) ;

$$P = (763+100) \times 0.6 = 517.8 \text{ daN/m.}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = M_{tj}^{ser} = 0.70 \times M_{0g}^{ser} = 0.70 \times 457.8 \times \frac{5.45^2}{8} = 1189.80 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.70 \times M_{\hat{a}p}^{ser} = 0.70 \times 517.8 \times \frac{5.45^2}{8} = 1345.74 \text{ daN.m}$$

• Modules de déformations longitudinaux :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 29859 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043 \text{ MPa}$$

➤ Moment d'inertie de la section homogène :

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son

Centre de gravité ($g\ g'$).

• Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 14 + 15 \times 3.93 \times 18}{4 \times 60 + 12 \times 16 + 15 \times 3.93} = 8.61 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 11.39 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot C^3}{3} + n \times A (V_2 - C)^2$$

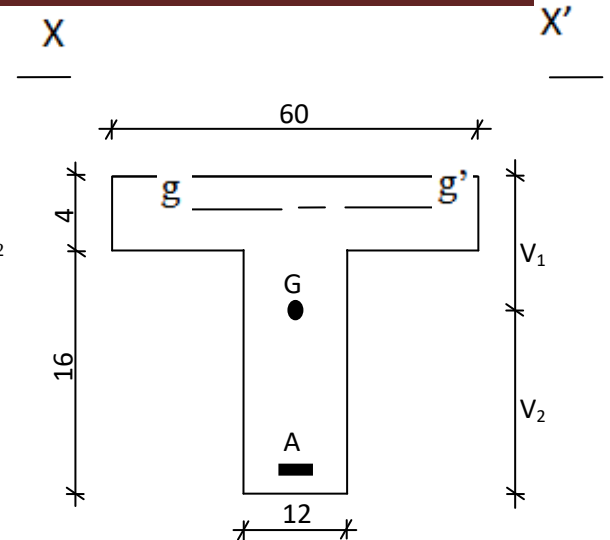


Fig.III.17: Coordonnées de centre de gravité

$$I_0 = \frac{60 \times 8.61^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (8.61 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 11.39^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (11.39 - 2)^2$$

$$I_0 = 22\,306.28 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_i^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3.93}{12 \times 18} = 1.819 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.883$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{11898}{3.93 \times 0.883 \times 18} = 190.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{13457.40}{3.93 \times 0.883 \times 18} = 215.44 \text{ MPa}$$

➤ Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0089 \times 190.47 + 1.8} = 0.632$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0089 \times 215.44 + 1.8} = 0.667$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.05 \times 1.8}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0089} = 3.89$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 1.8}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0089} = 1.56$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 22306.28}{1 + 1.56 \times 0.632} = 12355.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 22306.28}{1 + 3.89 \times 0.632} = 7112.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \times 22306.28}{1 + 3.89 \times 0.667} = 6834.79 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{1189.80 \times 545^2}{10 \times 10043 \times 12355.43} = 0.28 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{1189.80 \times 545^2}{10 \times 29859 \times 7112.14} = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{1189.80 \times 545^2}{10 \times 29859 \times 6834.79} = 0.17 \text{ cm}$$

➤ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0.28 - 0.16) + (0.17 - 0.16) = 0.13 \text{ cm}$$

➤ La flèche admissible :

$$L = 5.00 \text{ m} \geq 5.00 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{L}{500} = \frac{545}{500} = 1.09 \text{ cm}$$

• **Conclusion :**

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0.13 \text{ cm} < 1.09 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

		M [KN.m]	A _t [cm ²]	Choix des armatures	A _t
En travée	E.L.S.	11.5424	2.01	3T10	2Ø6 A _t = 0.57cm ²
	R.	9.8721	vérifiée	A=2.36 cm ²	
En appui	E.L.S.	-13.7943	1.89	1T12	A _t = 0.57cm ²
	R.	-10.6183	vérifiée	A=1.13cm ²	

Tableau.III.2: Ferrailage de la poutrelle.

III.3- plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.3.1-Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- Pour $\rho < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens (**Fig.a**)
- Pour $0.4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions (**Fig.b**).

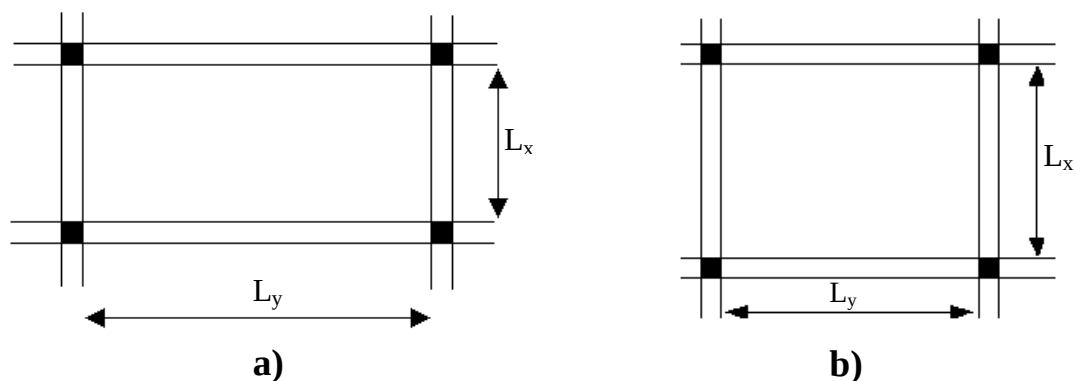


Fig.III.18: Dimensions d'un panneau de dalle.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre.II**) $\Rightarrow$ le calcul se fait en flexion simple.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[BAEL91]

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

On prendra : $\phi = 10\text{ mm}$

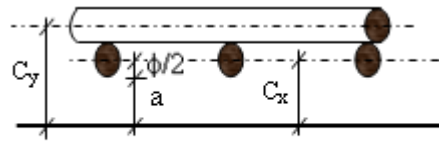


Fig.III.19 : Enrobage

• Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $a \approx 1\text{ cm.}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

• Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.5 = 14.5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2.5 = 13.5\text{cm}$$

III.3.2- Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

$$G = 606\text{daN/m}^2, Q = 250\text{ daN/m}^2 ;$$

a. Combinaison fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 606 + 1.5 \times 250 = 1193.1\text{daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 1193.1\text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 606 + 250 = 856\text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times 1.00 = 856\text{ daN/m}_L.$$

b. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

Suivant la direction L_y .

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

c. Mode d'encastrement :

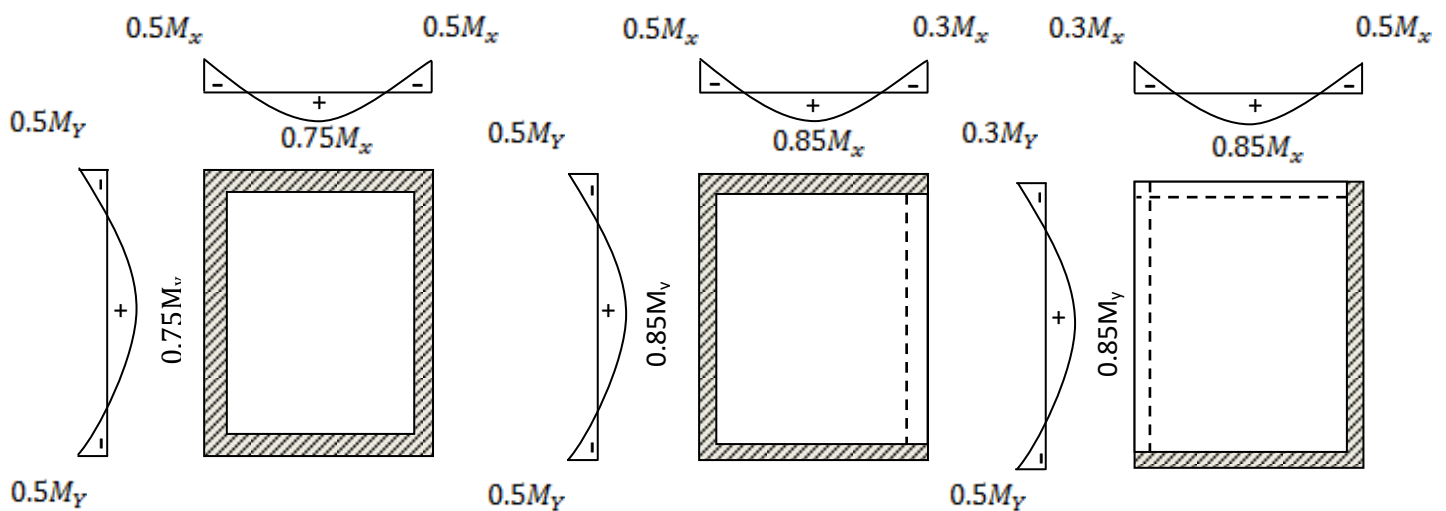


Fig.III.20: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

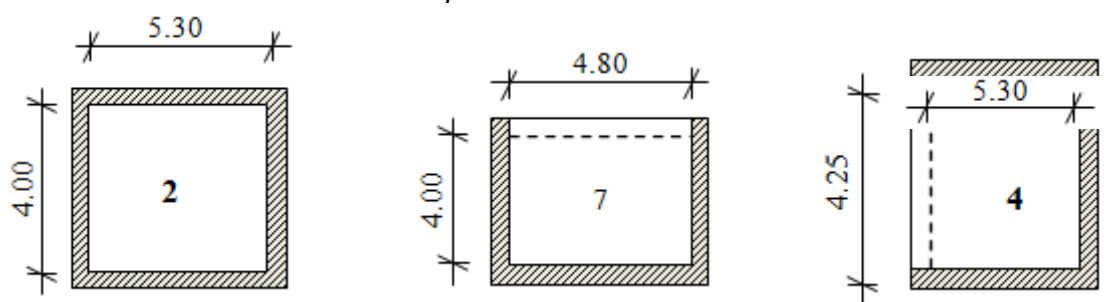


Fig.III.21: panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel.

				ELU								ELS							
panneau	lx	ly	ρ	μ_x	μ_y	Mx [daN .m]	Max [daN .m]	Mtx [daN .m]	My [daN .m]	May [daN .m]	Mty [daN .m]	μ_x	My	Mx [daN .m]	Max [daN .m]	Mtx [daN .m]	My [daN .m]	May [daN .m]	Mty [daN .m]
1	2.90	5.45	0,53	0,0517	0,6678	1732,68	866,34	1299,51	1157,09	578,54	867,81	0,0586	0,7655	1409,04	704,52	1056,78	1078,62	539,31	808,96
2	2.90	4.41	0,65	0,055	0,6135	1706,79	853,39	1087,5	1047,12	523,56	739,18	0,0617	0,7246	1373,72	686,86	1030,29	995,40	497,70	746,55
3	2.90	3.80	0,76	0,0486	0,7244	1226,96	613,48	920,22	888,81	444,40	666,60	0,0556	0,8074	1007,08	503,54	755,31	813,12	406,56	609,84
4	3.80	4.00	0,95	0,0456	0,7834	1151,22	575,61	863,41	901,86	450,93	676,40	0,0528	0,8502	956,36	478,18	717,27	813,10	406,55	609,83
5	4.41	4.50	0,98	0,0476	0,7438	1201,71	600,85	901,28	893,83	446,92	759,76	0,0546	0,8216	988,97	494,48	741,73	812,54	406,27	690,66
6	3.80	3.85	0,95	0,0528	0,6494	1729,71	864,86	1470,25	1123,27	561,64	842,46	0,0596	0,7518	1400,82	700,41	1190,70	1053,14	526,57	789,85
7	3.70	4.00	0,92	0,0486	0,7244	1226,96	613,48	1042,91	888,81	444,40	666,60	0,0556	0,68074	1007,08	503,54	856,02	685,56	342,78	514,17
8	3.45	4.41	0,78	0,0456	0,7834	1151,22	575,61	978,53	901,86	450,93	676,40	0,0528	0,8502	956,36	478,18	812,91	813,10	406,55	609,83
9	4.00	4.50	0,88	0,056	0,5959	1880,15	940,07	840,28	1410,11	1120,38	952,32	0,063	0,7111	1510,03	755,01	1132,52	1073,78	536,89	912,71
10	3.70	5.45	0,67	0,0486	0,7244	1226,96	613,48	1042,91	888,81	444,40	666,60	0,0556	0,68074	1007,08	503,54	856,02	685,56	342,78	514,17
11	3.45	4.41	0,78	0,0517	0,6678	1732,68	866,34	1472,78	1157,09	578,54	867,81	0,0586	0,7655	1409,04	704,52	1197,68	1078,62	539,31	808,96
12	3.80	3.85	0,95	0,056	0,5959	1880,15	940,07	1598,12	1120,38	560,19	952,32	0,063	0,7111	1510,03	755,01	1283,52	1073,78	536,89	912,71

Tableau.III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en appuis et en travées pour les différents panneaux de dalle en [daN.m]

		ELU		ELS	
Planchers	Sens	M _{appuis} [daN.m]	M _{travées} [daN.m]	M _{appuis} [daN.m]	M _{travées} [daN.m]
Plancher haut du sous-sol	Sens X-X	581.2	1087.5	507.26	739.18
	Sens Y-Y	534.72	893.65	428.30	789.06

Tableau.III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

III.3.3- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

D'après le tableau (III-3), on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du plancher haut sous-sol.

Sens X-X :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{tx}^u = 1087.5 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{10875}{11,33 \times 100 \times (14.5)^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

x)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{10875}{348 \times 0.978 \times 14.5} = 2.20 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

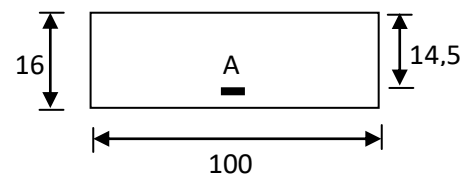


Fig III.22 : Section de calcul en travée (x-x)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.20 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T}10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 739.18 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1087.5}{739.18} = 1.47$$

$$\frac{1.47-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.435 > \alpha = 0.055$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12\text{MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

b) En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_{ax}^u = 581.20 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{5812}{11.33 \times 100 \times (14.5)^2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.033$$

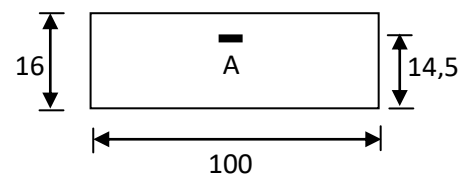


Fig.III.23 : Section de calcul en appuis(x-

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{5812}{348 \times 0,987 \times 14,5} = 1,16 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,16 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 507,26 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{581,2}{507,26} = 1,14$$

$$\frac{1,14-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,270 > \alpha = 0,033$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

❖ Sens Y-Y :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{ty}^u = 893,65 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{8936.5}{11,33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

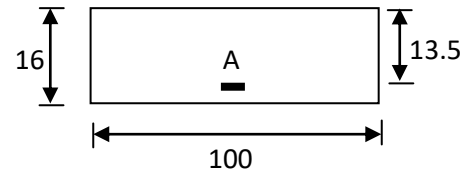


Fig III.24 : Section de calcul en travée (y-

y)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.987$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{8936.5}{348 \times 0.98 \times 13.5} = 1.94 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.94 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 789.06 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{893.65}{789.06} = 1.13$$

$$\frac{1.13 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.265 > \alpha = 0.055$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12\text{MPa}$
 ✓ Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour (σ_s))
- } $\Rightarrow$ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

b) En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_{ay}^u = 534.72 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{5347.2}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

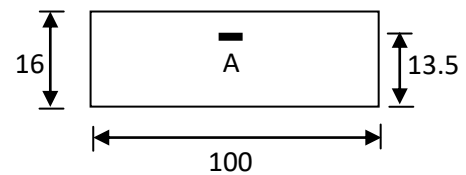


Fig III.25 : Section de calcul en appui (y-

y)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.987$$

• Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{5347.2}{348 \times 0.987 \times 13.5} = 1.15\text{cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28\text{cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.28\text{cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T}10/m_L \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2/m_L.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 428.30 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{534.72}{428.30} = 1.25$$

$$\frac{1.25-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.325 > \alpha = 0.033$$

• Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \quad \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \checkmark \quad \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

III.3.4- Vérification des contraintes de cisaillement :

• Tu max :

$$T_x^u = \frac{\overline{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\overline{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau 7 :

$$T_x^u = \frac{1071.11 \times 3.70}{2} \times \frac{5.45^4}{5.45^4 + 3.70^4} = 1634.36 \text{ daN} / m_L$$

$$T_y^u = \frac{11071.11 \times 5.45}{2} \times \frac{3.70^4}{5.45^4 + 3.70^4} = 511.37 \text{ daN} / m_L$$

$$Tu = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow Tu = 1634.36 \text{ daN} / m_L$$

• Calcul τ_u :
$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1634.36 \times 10}{(100 \times 14.5) \times 100} = 0.11 \text{ MPa}$$

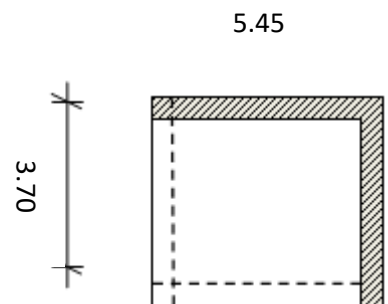
$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{- Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

III.3.5-vérification de la flèche :

• Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

$$\bullet \quad \frac{h}{L_x} > \frac{M_{1x}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}}$$



- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow 0.032 < 0.042 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

⇒ le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{max}}$$

➤ Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 606 \times 1.00 = 606 \text{ daN/m}_L.$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = (g-75) \times 1.00 = 531 \times 1.00 = 531 \text{ daN/m}_L.$$

P : charge totale ($p = G+Q$) ;

$$P = (606+250) \times 1.00 = 856 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.042 \times 606 \times 3.70^2 = 296.17 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^j = 0.85 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.85 \times 0.042 \times 531 \times 3.70^2 = 259.51 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^p = 0.85 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0.85 \times 0.042 \times 856 \times 3.70^2 = 418.35 \text{ daN.m}$$

• Modules de déformations longitudinaux :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 29859 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043 \text{ MPa}$$

➤ Moment d'inertie de la section homogène :

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

• Coordonnées du centre de gravité :

•

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

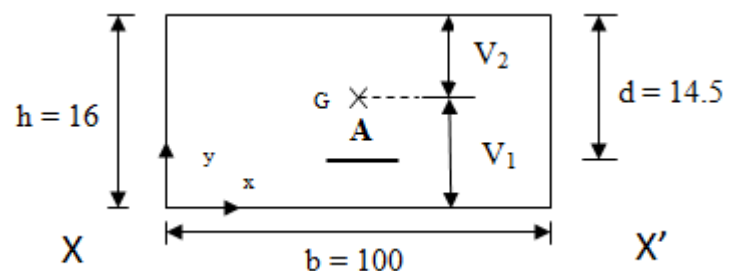


Fig.III.26: Coordonnées de centre de gravité

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.14 \times 14.5}{100 \times 16 + 15 \times 3.14} = 8.18 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.82 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b_0 \cdot C^3}{3} + n \times A \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8.18^3}{3} + \frac{100 \times 7.82^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.82 - 1.5)^2 = 36066.46 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_i^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0.216 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.925$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{2961.70}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 70.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{tj}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{2595.10}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 61.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4183.5}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 99.33 \text{ MPa}$$

➤ Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00216 \times 70.32 + 1.8} = -0.312 \approx 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00216 \times 61.61 + 1.8} = -0.352 \approx 0.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00216 \times 99.33 + 1.8} = 0.188$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.05 \times 1.8}{5 \times 0.00216} = 8.33$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8.33 = 3.33$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1,1 \times 36066,46 = 39673,106 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1,1 \times 36066,46 = 39673,106 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1,1 \times 36066,46 = 39673,106 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 36066,46}{1 + 8,33 \times 0,063} = 26018,734 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{2961,7 \times 370^2}{10 \times 10043 \times 39673,106} = 0,342 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{2995,10 \times 370^2}{10 \times 29859 \times 39673,106} = 0,102 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{99330 \times 370^2}{10 \times 29859 \times 26018,734} = 0,187 \text{ cm}$$

➤ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,342 - 0,1) + (0,187 - 0,102) = 0,327 \text{ cm}$$

➤ La flèche admissible :

$$l = 5,45 \text{ m} \geq 5,00 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{545}{500} = 1,00 \text{ cm}$$

• **Conclusion :**

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0,327 \text{ cm} < 1,00 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

CHAPITRE IV:

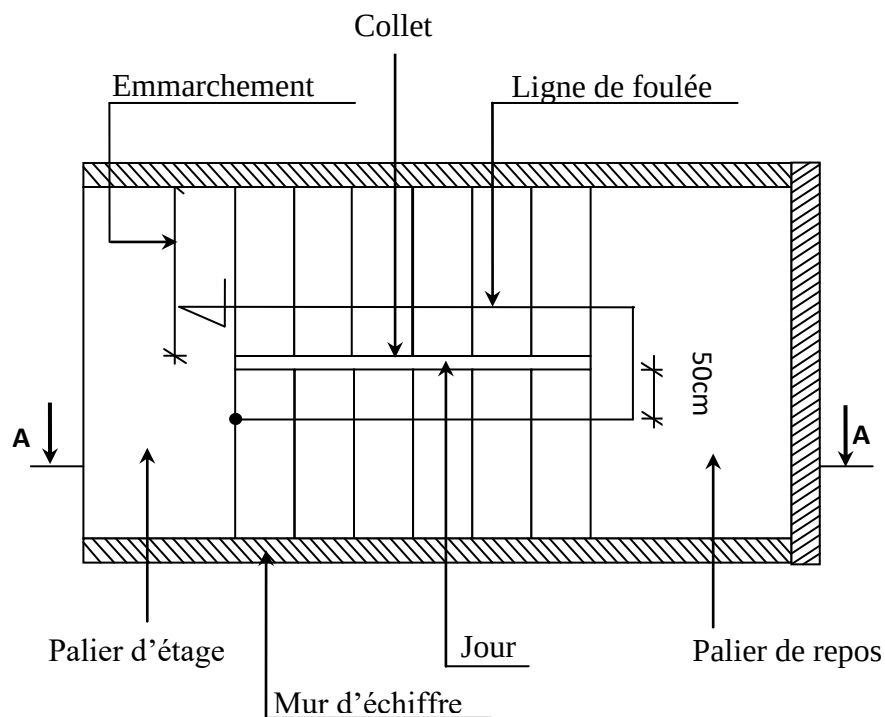
Etude des éléments non structuraux

IV. Introduction :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

IV.1. Eléments constitutifs :



Fig_IV.1: Les éléments constitutifs d'un escalier

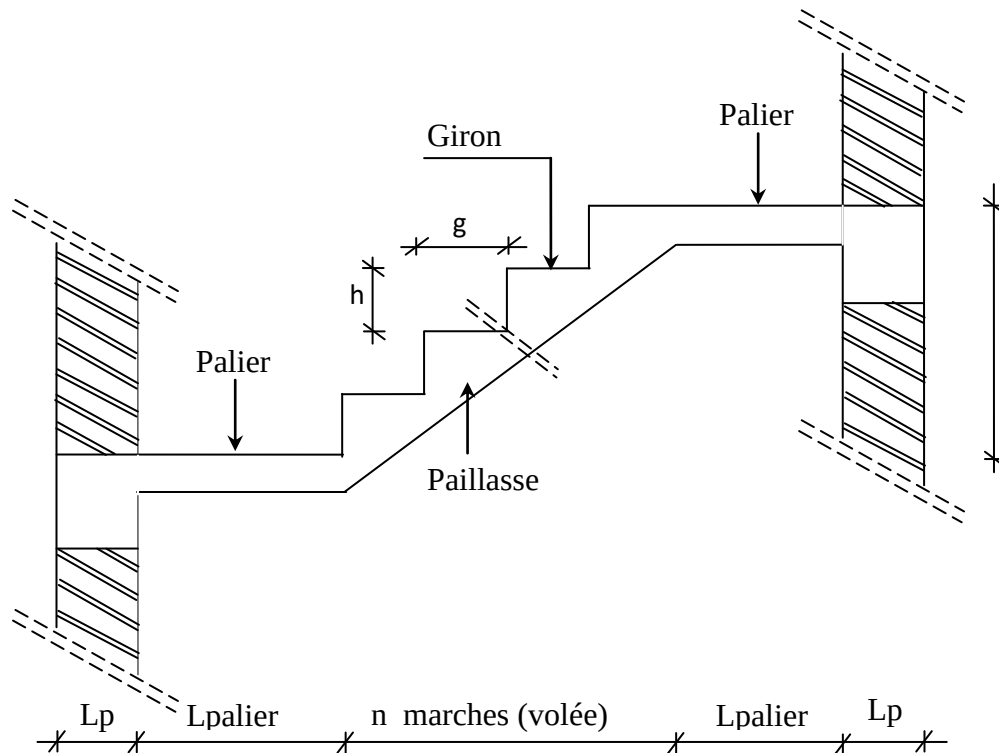


Fig IV.2: Coupe AA

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour);
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on a 01 type d'escaliers :

Escalier à 2 volées avec 1 palier intermédiaire.

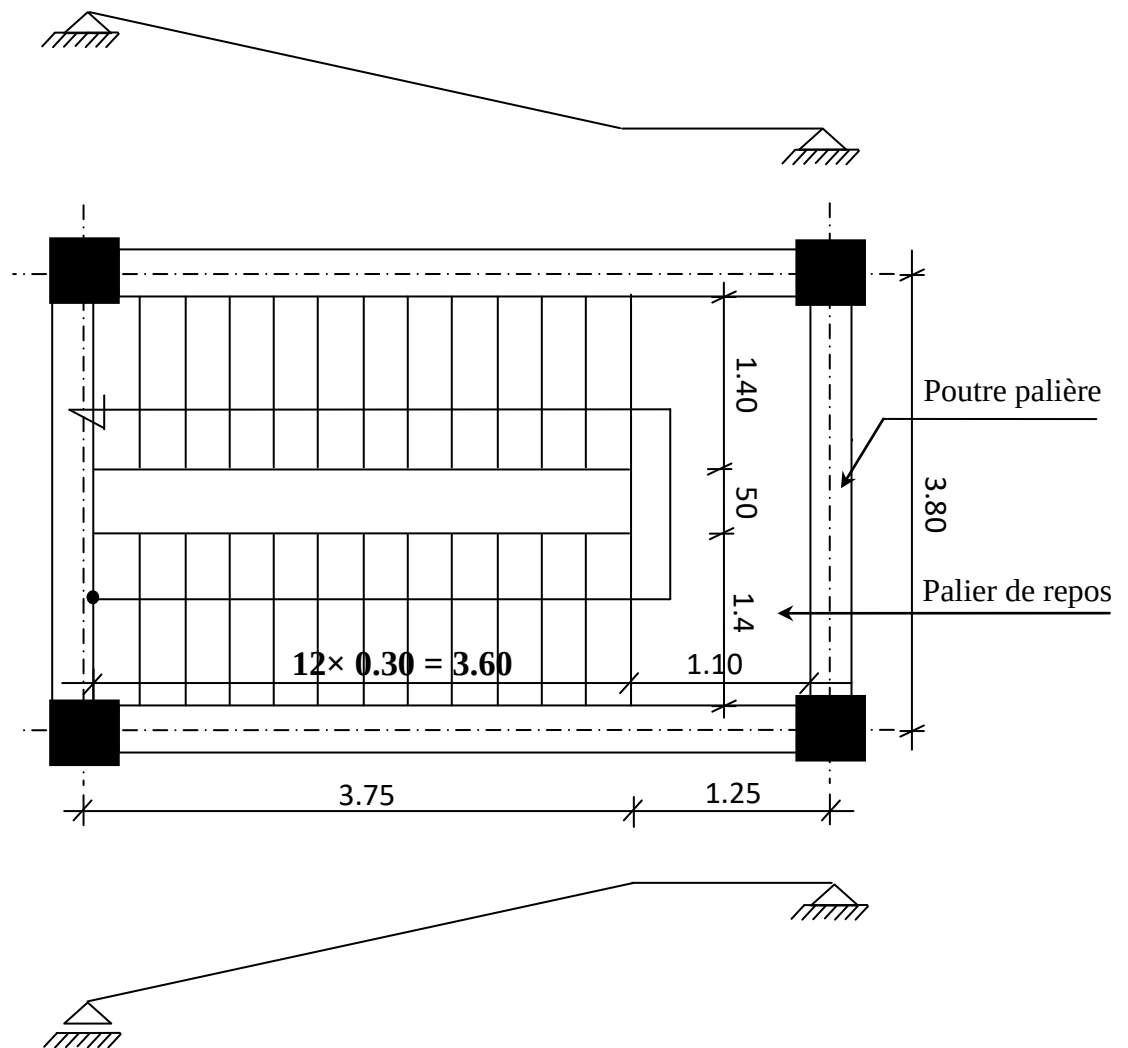
IV.2. Escalier :

Fig.IV.3 : Vue en plan de la cage d'escalier (Type 3)

IV.2.1-Pré-dimensionnement :

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm};$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$g = 30 \text{ cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22 \text{ Contre marches ; } N_c: \text{ nombre des contre marches.}$$

$$n = N_c - 1 = 22 - 1 = 21 \text{ marches ; (on a 12 marches par paliers).}$$

- **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 :**

$$L' = \frac{2.04}{\sin(29.54)} = 4.14 \text{ m}$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 4.14 + 1.10 = 5.24 \text{ m.}$$

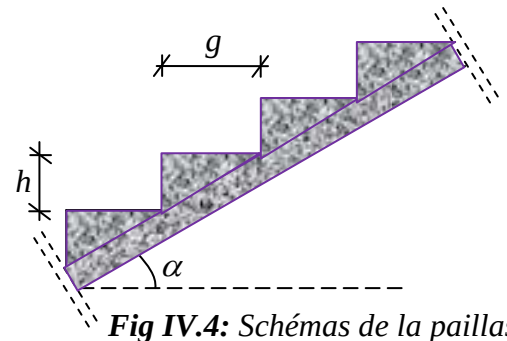


Fig IV.4: Schémas de la paillasse

- **Epaisseur de la paillasse:** (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{5.24}{30} < e_p < \frac{5.24}{20}$$

D'où : $e_p = (17.46 ; 26.2) \text{ cm}$; on prend : **$e_p = 18 \text{ cm}$** .

IV.2.2- Descente de charges :

1-volée :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	104 daN/m ²
- Revêtement vertical (104 $\times \frac{h}{g}$)	58.94 daN/m ²
- Poids propre des marches (2200 $\times \frac{h}{2}$)	187 daN/m ²
- Poids propre de la paillasse (2500 $\times \frac{e_p}{\cos \alpha}$)	517.24 daN/m ²
- Enduit au ciment (18 $\times \frac{1.5}{\cos \alpha}$)	31 daN/m ²
$G_1 = 898.18 \text{ daN/m}^2$	

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q \Rightarrow 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 898.18 + 1.5 \times 250 = 1587.54 \text{ daN/m}^2.$$

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

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q = 898.18 + 250 = 1148.18 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1.00 = 1587.54 \times 1.00 = 1587.54 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 1148.18 \times 1.00 = 1148.18 \text{ daN/m}_L.$$

2-Palier :**a- Charges permanentes :**

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) 104 daN/m²
 - Poids propre du palier (2500 × ep) 450 daN/m²
 - Enduit au ciment (18 daN/m²/cm × 1.5cm) 27 daN/m²
-
- G₂ = 581 daN/m²**

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q \Rightarrow 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 581 + 1.5 \times 250 = 1159.35 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q = 581 + 250 = 831 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q}_2^u = q_2^u \times 1.00 = 1159.35 \times 1.00 = 1159.35 \text{ daN/m}_L.$$

$$\overline{q}_2^{\text{ser}} = q_2^{\text{ser}} \times 1.00 = 831 \times 1.00 = 831 \text{ daN/m}_L.$$

- Schéma statique:

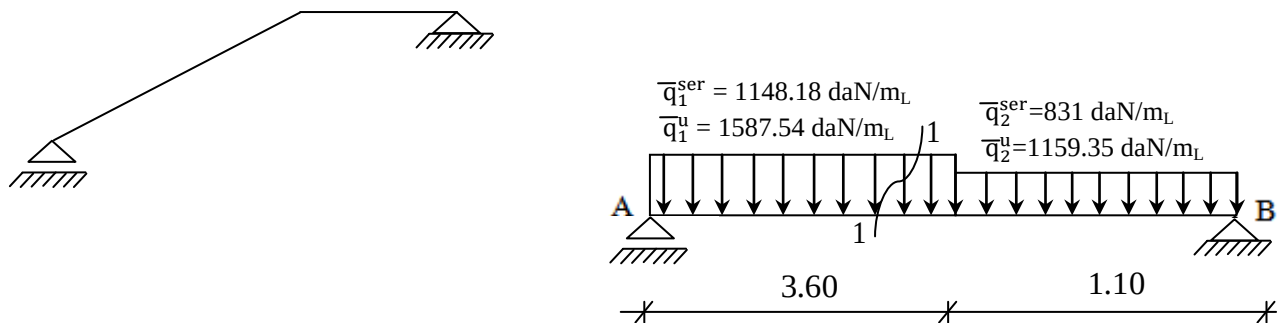


Fig.IV.5: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 3675.60 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 3314.82 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 3675.60 + 3314.82 = 1587.54 \times 3.6 + 1159.35 \times 1.1 = 6690.42 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 3.60 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^u \cdot x$$

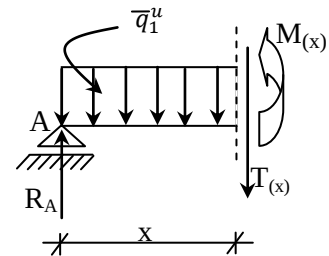
$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 3675.60 - 1587.54 \cdot x$$

$$M(x) = 3675.60 \cdot x - 1587.54 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 3675.60 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 3.60 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(3.60) = -2039.54 \text{ daN} \\ M(3.60) = 2944.90 \text{ daN.m} \end{cases}$$



• Calcul du moment fléchissant maximum :

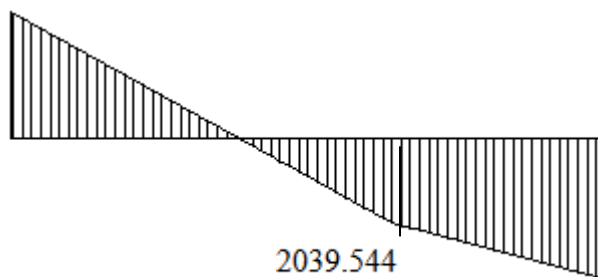
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 3675.60 - 1587.54 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 2.32 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^u = M(2.32 \text{ m}) = 4255 \text{ daN.m.}$$

• Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

▪ T : en [daN] 3675.60



▪ M : en [daN.m]

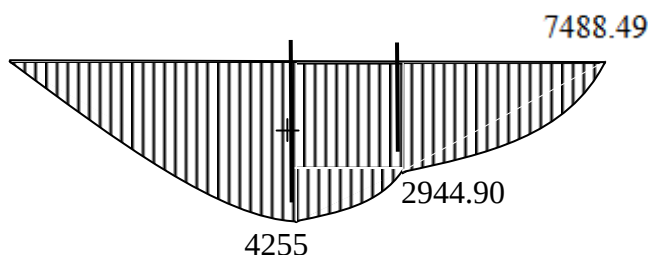


Fig.IV.6: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

A. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 7488.49 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{7488.49}{100 \times 16 \times 100} = 0.468 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05.f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.468 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } $\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.2.3- Poutre palière :

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos.

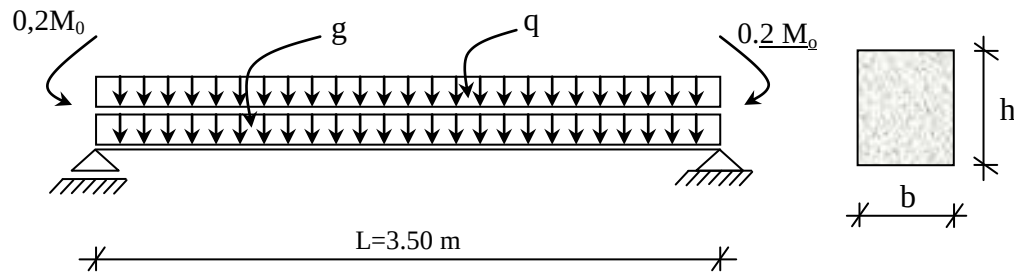


Fig.IV.10: Schéma statique de la poutre palière.

☒ Critère de flèche:

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

Avec :

L : longueur de la poutre ;

h : hauteur de la poutre et

b : largeur de la poutre.

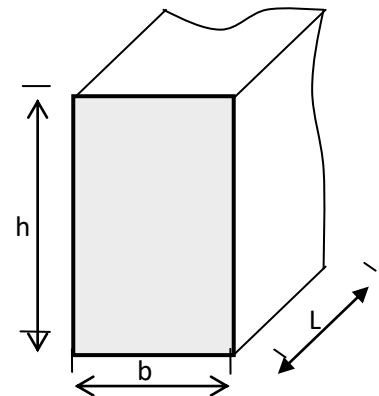


Fig. IV.11: Section transversale d'une poutre

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$\Rightarrow 23.34 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

Soit : **h = 30cm** et **b = 30cm**.

☒ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
- } $\Rightarrow$ Conditions vérifiées

Donc ; la section de la poutre brisée est $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

A. Evaluation des charges :

- Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée

$$g_p = 0.3 \times 0.3 \times 2500 = 225 \text{ daN / m}_L$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

Epaisseur du mur : $e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1.5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^2$

Hauteur libre d'étage : $h_e = 4.08\text{m} - 1.00 = 3.08\text{m} \Rightarrow g'_{\text{mur}} = 274 \times \frac{3.08}{2} = 421.96 \text{ daN/m}_L$

- Charge permanente du palier de repos :

$$R_B^u = 3314.82 \text{ daN/m}_L \text{ (E.L.U.)}.$$

$$R_B^{\text{ser}} = 2390.15 \text{ daN/m}_L \text{ (E.L.S.)}.$$

B. Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

➤

$$\Rightarrow q_u = 1.35 \times (225 + 421.96) + 3314.82 = 4188.22 \text{ daN/m}_L$$

$$M_0^u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4188.22 \times (3.5)^2}{8} = 6413.21 \text{ daN.m}$$

- En travée :

$$M_t^u = 0.8 \cdot M_0^u = 0.8 \times 6413.21 = 5130.57 \text{ daN.m}$$

- En appui :

$$M_a^u = -0.2 \cdot M_0^u = -0.2 \times 6413.21 = -1282.64 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\Rightarrow q_{\text{ser}} = 225 + 421.96 + 2390.15 = 3037.11 \text{ daN / m}_L$$

$$M_0^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{3037.11 \times (3.5)^2}{8} = 4650.57 \text{ daN.m}$$

- En travée :

$$M_t^{ser} = 0,8 \cdot M_0^{ser} = 0,8 \times 4650,57 = 3720,46 \text{ daN.m}$$

-En appui :

$$M_a^{ser} = -0,2 \cdot M_0^S = -0,2 \times 4650,57 = -930,12 \text{ daN.m}$$

Moments [daN.m]	E.L.U.	E.L.S.
Travée	5130.57	3720.46
Appui	-1282.64	-630.12

Tableau.IV. 1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

❖ Calcul du ferrailage :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 5130,57 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{51305,7}{11,33 \times 30 \times (28)^2} = 0,192$$

$$\mu = 0,192 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,269$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,892$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{51305,7}{348 \times 0,89 \times 28} = 5,92 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{1,8}{400} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 5,92 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures:

$$3T14+2T12 \longrightarrow A = 6,88 \text{ cm}^2$$

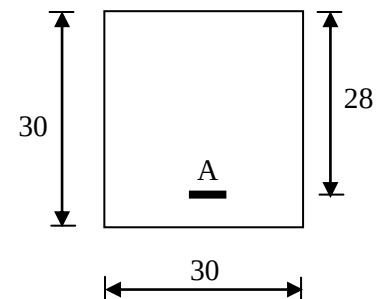


Fig.IV.12 : Section de calcul

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 3720.46 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{5130.57}{3720.46} = 1.38$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.269 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

B. En appuis :➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -1282.64 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1282.64}{11.33 \times 30 \times (28)^2} = 0.048$$

$$\mu = 0.048 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.062$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

• Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1282.64}{348 \times 0.98 \times 28} = 1.34 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{1.8}{400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

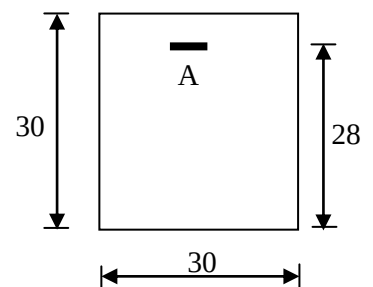


Fig.IV.13 :Section de calcul

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.34 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

• Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{\text{ser}} = -615.03 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{1282.64}{630.12} = 2.04$$

$$\frac{2.04 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.72 > \alpha = 0.062 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

• Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4188.22 \times 3.5}{2} = 7329.39 \text{ daN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Avec : } T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 28 = 25.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 7329.39 \text{ N} \leq 0.267 \times 25.2 \times 30 \times 20 \times 100 = 403704 \text{ N.}$$

$\Rightarrow$ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 6.88 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(41882.2 - \frac{51305.7}{0.9 \times 28} \right) \cdot 10^{-2} = 1.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{7329.39}{(30 \times 28) \times 100} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 0.86 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

- $\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$
- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b \cdot \sin \alpha} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 39.36 \text{ cm}$
- $\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \cdot K}{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.87 - 0.3 \times 1.8)} = 37.83 \text{ cm}$$

Selon RPA99 (version 2003) :

▪ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.4 \right) = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 7 \text{ cm}$$

▪ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

IV.2.3-vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{350} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right) \Rightarrow \frac{30}{350} = 0.086 \geq \frac{1}{10} \left(\frac{3720.46}{4650.57} \right) = 0.080 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.88}{30 \times 28} = 0.0082 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{C.V.}$$

❖ Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées $\Rightarrow$ le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

Dans notre structure ; on a un seul type de balcon :

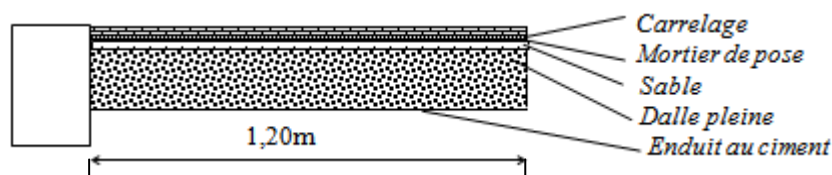


Fig.IV.14 : Coupe sur balcon

IV.3.1- Descente de charges :

a. Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable	104 daN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (12cm) 2500×0,12	300 daN/m ²
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m ² /cm)	27 daN/m ²

$$G_2 = 431 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 431 \text{ daN/m}_L$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90 + 130 + 2 \times 18 \times 1.5) = 274 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3.06 - 0.12 = 2.94 \text{ m} \Rightarrow P = 274 \times 2.94 = 805.56 \text{ daN/m}_L$$

- b. Surcharges d'exploitation :

$$\text{Balcon pour locaux à usage habitation : } Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q} = Q \times 1.00 = 350 \text{ daN/m}_L$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec : } h_d = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 12 \text{ mm}$.

- Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C = (10 + \frac{12}{2}) \text{ mm} = 16 \text{ mm}.$$

- Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 12 - 1.6 = 10.4 \text{ cm}$$

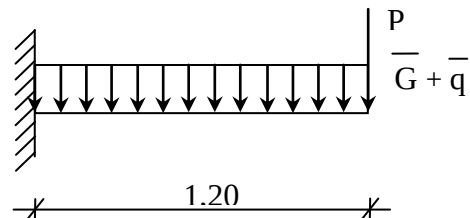


Fig.IV.15: Schéma statique du balcon

- **Moments fléchissant :**

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00 = -[1,35 \times 431 + 1,5 \times 350] \frac{1,2^2}{2} - 1,35 \times 805,56 \times 1,2$$

$$M_u = -2101,94 \text{ daN.m}$$

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

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -[431 + 350] \frac{1,2^2}{2} - 805,56 \times 1,2$$

$$M_{ser} = -1528,99 \text{ daN.m}$$

IV.3.2- Calcul du ferrailage :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -2101,94 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{210194}{11,33 \times 100 \times 10,4^2} = 0,172$$

$$\mu = 0,172 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{210194}{348 \times 0,990 \times 10,4} = 5,87 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{min}) \Rightarrow A_t = 5,87 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$6T12/m_L \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 16 \text{ cm}).$$

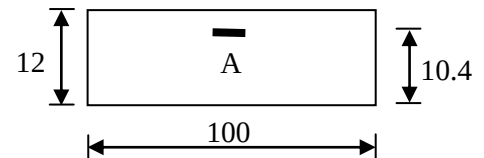


Fig.IV.16 :Section de calcul

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -1528.99 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{2101.94}{1528.99} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.024 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

IV.3.3- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = (1.35G + 1.5q).L + 1.35P$$

$$= (1.35 \times 431 + 1.5 \times 350) \times 1.2 + 1.35 \times 805.56$$

$$T_u^{max} = 2415.73 \text{ daN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{2415.73}{(100 \times 10.4) \times 100} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

- $\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- $$\Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

IV.3.4- Calcul du flèche :

☒ Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

☒ Vérification si la flèche est nécessaire:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.1 > 0.05 \Rightarrow \text{C.V.}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 10.4 \times 100} = 0.000065 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.05 \Rightarrow \text{C.V.}$

❖ Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV. 4- Etude de l'acrotère :

IV.4.1- Définition :

L'acrotère est. un element en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :
protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
la sécurité des gens, personnes

IV.4.2 – L' Acrotère :

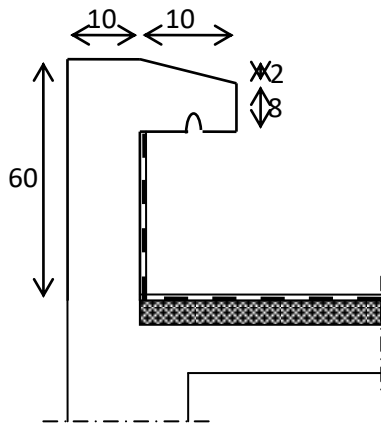


Fig.IV.17 : Type 1 :L'acrotère pour terrasse inaccessible.

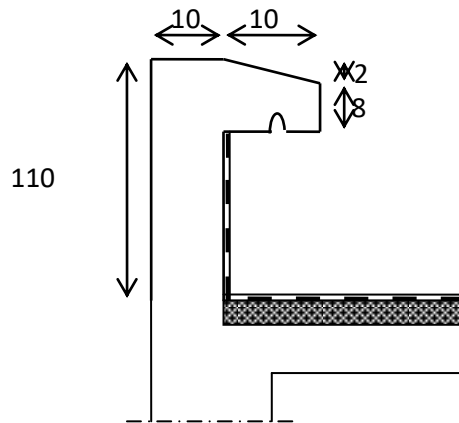


Fig.IV.18: Type 2 :L'acrotère pour terrasse accessible.

IV.4.3 – Ferrailage :

TYPE 1 : L'acrotère pour la terrasse inaccessible

a – Détermination des sollicitations :

D'après le RPA99 version 2003 :

Selon l'article 6.2.3 du RPA99 : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération des zones obtenus par le tableau 4.1 de R.P.A99.

$A=0.15$ (Zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément en considération.

$$W_p = [(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.10) + (0.02 \times 0.10) / 2] \times 2500 = 172.5 \text{ kg.}$$

$$C_p = 0.8 \quad (\text{tableau 6.1}).$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 172.5 = 82.8 \text{ kg.}$$

ELU :

$$M^u = 1.5 F_p \cdot L = 1.5 \times 82.8 \times 0.6 \Rightarrow M^u = 74.52 \text{ Kg.m.}$$

$$N^u = 1.35 W_p = 1.35 \times 172.5 \Rightarrow N^u = 232.87 \text{ Kg.}$$

ELS :

$$M^{ser} = F_p \cdot L = 82.8 \times 0.6 \Rightarrow M^{ser} = 49.68 \text{ Kg.m.}$$

$$N^{ser} = W_p = 172.5 \text{ Kg.}$$

b – Calcul des armatures :

ELU :

$$e = \frac{M^u}{N^u} = \frac{74.52}{232.87} = 0.32 \text{ m} \Rightarrow e = 32 \text{ cm.}$$

$e = 32 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de section alors la

section est une section partiellement comprimée, le calcul se ramène à la flexion simple sous la sollicitation suivante :

$$M = N \cdot (e + h/2 - c) = 2328.7 \times \left(0.32 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 815.05 \text{ N.m.}$$

• **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{815.05}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.011 ; \alpha = 0.014 ; \beta = 0.994$$

$$A_1 = \frac{815.05}{348 \times 0.994 \times 8} = 0.30 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

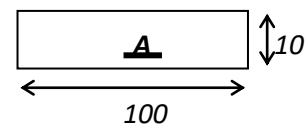


Fig.IV.19: Section de calcul d'acrotère.

-Sections réelles :

$$\begin{aligned} A &= \left\{ A_1 - \frac{N^u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.30 - \frac{2328.7}{100 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \right. \\ &\Rightarrow A = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{aligned}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{1.8}{400} = 0.83 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\min}; A)$$

$$\Rightarrow A = 0.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Le choix des armatures :**

$$4\text{T}8/\text{mL} \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

ELS:

$$e = \frac{M^{ser}}{N^{ser}} = \frac{49.68}{172.5} = 0.288m \Rightarrow e = 28.8cm.$$

$e \Rightarrow \frac{h}{2} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de section alors la section est une section partiellement comprimée.

Vérification des contraintes :

$$N : \text{effort de compression} \Rightarrow \begin{cases} c > 0 \\ y_2 < 0 \end{cases}$$

$$C = e_s + h/2 = 28.8 + 10/2 \Rightarrow c = 33.8 \text{ cm.}$$

$$P = -3c^2 + 90A(d-c)/b.$$

$$= -3 \times 33.8^2 + 90 \times 2.01 \times (8 - 33.8)/100 \Rightarrow P = -3474$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A}{b}(d-c)^2$$

$$= -2 \times 33.8^3 - \frac{90 \times 2.01}{100}(8 - 33.8)^2$$

$$\Rightarrow q = -78433$$

Y_2 : est la racine de l'équation :

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 3474y_2 - 78433 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27}p^3 = (-78433)^2 + 4 \frac{(-3474)^3}{27}$$

$$\Rightarrow \Delta = -5.96.10^7 < 0.$$

$$\Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-3/p} = \frac{3 \times (-78433)}{2 \times (-3474)} \sqrt{\frac{-3}{-3474}}$$

$$\Rightarrow \cos \varphi = 0.99 \Rightarrow \varphi = 5.62^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \sqrt{\frac{3907,20}{3}} \Rightarrow a = 68.06.$$

$$Y2-1 = a \times \cos (\varphi / 3) = 68.06 \times \cos (5.62 / 3) \Rightarrow Y2-1 = 68.02 \text{ cm} > 0 (\text{rejeté}).$$

$$Y2-2 = a \times \cos ((\varphi / 3) + 120^\circ) = 68.06 \times \cos ((5.62 / 3) + 120) \Rightarrow Y2-2 = -35.94 \text{ cm.}$$

$$Y2-3 = a \times \cos ((\varphi / 3) + 240) = 68.06 \times \cos ((5.62 / 3) + 240) \Rightarrow Y2-3 = -32.09 \text{ cm.}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c < h = 10 \text{ cm.}$$

$$y_1 = -35.94 + 33.8 = -2.14 < 0 \longrightarrow \text{rejeté.}$$

$$y_1 = -32.94 + 33.8 \Rightarrow y_1 = 0.86 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15[A(d - y_1)] = \frac{100 \times 0.86^2}{2} - 15[2.01(8 - 0.86)] .$$

$$\Rightarrow S = -178.29 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100S} = \frac{-1725}{-100 \times 178.29} = 0.097$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.097 \times 0.86 \Rightarrow \sigma_b = 0.083 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.097(8 - 0.86) \Rightarrow \sigma_s = 10.4 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc; la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \text{ MPa} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right)$$

$$= \min (266.67 ; 186.67) \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 186.67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{t28} = 0.6 \times 20 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} .$$

Conclusion:

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à L.E.L.U sont maintenues.

Armatures de répartition :

$$Ar \geq \frac{Ap}{4} \Leftrightarrow Ar \geq \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

Le choix : 4T8/mL $\longrightarrow$ A=2.01 cm²/mL.

(T8 $\longrightarrow$ e=25 cm).

TYPE 2 : L'acrotère pour la terrasse accessible

$$Fp = 297.5 \text{ kg} .$$

ELU :

$$M^u = 235.62 \text{ Kg.m} .$$

$$N^u = 401.63 \text{ Kg} .$$

ELS :

$$M^{ser} = 157.08 \text{ Kg.m} .$$

$$N^{ser} = 297.5 \text{ Kg.}$$

- **Calcul des armatures :**

ELU :

$$e = 59 \text{ cm.}$$

$e \Rightarrow \frac{h}{2} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de section alors la section est une section

partiellement comprimée, le calcul se ramène à la flexion simple sous la sollicitation suivante :

$$M = N \cdot (e + h/2 - c) = 2490.1 \text{ N} \cdot \text{m.}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = 0.034 ; \alpha = 0.043 ; \beta = 0.983$$

$$A_1 = 0.91 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \Rightarrow A = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\min}; A)$$

$$\Rightarrow A = 0.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A = 0.83 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Le choix des armatures :**

$$4\text{T8/mL} \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

ELS:

$$e = 53 \text{ cm.}$$

$e \Rightarrow \frac{h}{2} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de section alors la section est une section

partiellement comprimée.

Vérification des contraintes :

$$N : \text{effort de compression} \Rightarrow \begin{cases} c > 0 \\ y_2 < 0 \end{cases}$$

$$C = 57.8 \text{ cm} ; P = -10112.6 ; q = -390687.$$

$$y_2^3 - 10112.6 y_2 - 390687 = 0$$

$$\Delta = -5.73 \times 10^8 < 0.$$

$$\cos \varphi = 0.998 \Rightarrow \varphi = 3.51^\circ ; a = 116.12$$

$$Y2-1 = 116.09 \text{ cm} > 0 (\text{rejeté}) ; Y2-2 = -60.10 \text{ cm} ; Y2-3 = -55.99 \text{ cm.}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c < h = 10 \text{ cm.}$$

$$y_1 = -2.3 < 0 \longrightarrow \text{rejeté.}$$

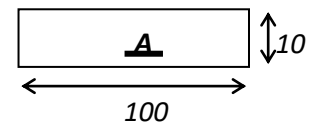


Fig.IV.20 : Section de calcul d'acrotère.

$$y_1 = 1.8 \text{ cm.}$$

$$S = -24.93 \text{ cm}^3 ; K = 1.193.$$

$$\sigma_b = 2.148 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 110.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 186.67 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à L.E.L.U sont maintenues.

Armatures de répartition :

$$Ar \geq \frac{Ap}{4} \Leftrightarrow Ar \geq \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Le choix : 4T8/mL $\longrightarrow$ A=2.01 cm²/mL.
(T8 $\longrightarrow$ e=25 cm).

IV.4.4-VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

$$T_{u \max} = 1.5.F_p = 1.5 \times 82.8 \Rightarrow T_{u \max} = 124.2 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{124.2}{100 \times 8 \times 100} = 0.0155 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.5 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(6.67; 4) \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.0155 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 4 \text{ MPa.}$$

→ Il n'y a pas de reprise de bétonnage ⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE V:

ETUDE SISMIQUE

V.1- Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien **[R.P.A.99 (version2003)]**

V.2- Méthodes de calcul :

Selon l'**article 4.1.1** du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1- Méthode statique équivalente :**➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/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 R.P.A.99 (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 et
- W** : Poids total de la structure.

☑ Condition 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]**

1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. 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.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. 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 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. 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.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : ● tous groupe.

Zone IIa : ● groupe d'usage 3.

● groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III : ● groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk Robot Bat 2016 »**).

V.2.2- Méthode dynamique :

a) 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.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où 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].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

V.3- 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 du Robot Bat:

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - ☒ Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - ☒ Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - ☒ Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	Ila
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	7.00 %

V.4- interprétation des résultats :**V.4.1- Vérification la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure

b. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

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 léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 39.04m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (44.85)^{3/4} \Rightarrow T = 0.866s$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.866s \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.525}$$

a) Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- Zone IIa

- Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$$\Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

b) Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$ [RPA99 (version2003)/tableau 4]

c) Facteur de qualité Q :

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.2	0.2

Tableau.V.1: Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.2 \Rightarrow V_x = V_y = V$$

V.4.2. Résultats de l'analyse dynamique**Vérification de la période :((RPA99 ,version 2003/4.2.4.4)**

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% et le tableau suivant présente les résultats de calcul d'après ROBO BAT

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X(UX)	Suivant Y(UY)	Suivant X(UX)	Suivant Y(UY)
1	0,72901	0,64629	0,03568	0,64629	0,03568
2	0,67458	0,03448	0,63331	0,68077	0,66899
3	0,66018	0,01289	0,0022	0,69366	0,67119
4	0,22936	0,12424	0,00233	0,8179	0,67352
5	0,20398	0,00246	0,13051	0,82036	0,80403
6	0,18781	0,00115	0,02245	0,82151	0,82648
7	0,11927	0,05308	0,0001	0,87459	0,82658
8	0,10713	0,00005519	0,04738	0,87464	0,87396
9	0,10322	0,001	0,00088	0,87564	0,87484
10	0,09497	0,000004275	0,00157	0,87565	0,8764
11	0,08012	0,00215	0,0002	0,87779	0,8766
12	0,07756	0,01512	0,00035	0,89292	0,87695
13	0,07623	0,00478	0,00246	0,89769	0,87941
14	0,07562	0,000008907	0,00775	0,8977	0,88716
15	0,07474	0,00475	0,00015	0,90245	0,88732
16	0,07384	0,00188	0,00107	0,90433	0,88839
17	0,07194	0,00137	0,007	0,9057	0,89539
18	0,07105	0,00001278	0,00058	0,90572	0,89597

Tableau V.2 : Périodes et taux de participation massique de la structure

$$T_{\text{dyn}}=0.72 \text{ s} < 1.3 \text{ T}_{\text{xemp}}=1.3 \times 0.70=0.91 \text{ s} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{\text{dyn}}=0.72 \text{ s} < 1.3 \text{ T}_{\text{yemp}}=1.3 \times 0.68=0.88 \text{ s} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad \text{[RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donnée par le logiciel robot bat :

$$W = 100548.79 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0.15 \times 1.525 \times 1.2}{5} \times 100548.79 = 5520.12 \text{ KN}$$

la résultante des forces sismiques : $80\%V = 4416.10 \text{ KN}$

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Justification de l'interaction voiles

Sous charges verticales

Les RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau V.3.

Tableau V.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

Sous-charges horizontales

Les RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau V.4.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
1	1258.138	1434.036	46.73316	53.26684	889.964	1527.539	36.81336	63.18664
2	1134.328	1242.803	47.71836	52.28164	744.637	1309.366	36.25297	63.74703
3	1263.859	1354.342	48.27204	51.72796	861.694	1174.744	42.31379	57.68621
4	1184.558	1364.729	46.46625	53.53375	876.799	1063.112	45.1979	54.8021
5	1257.539	1148.889	52.2575	47.7425	956.662	892.022	51.74827	48.25173
6	1094.301	1128.987	49.21994	50.7800	891.77	818.847	52.13148	47.86852
7	1087.862	955.671	53.2343	46.76563	933.869	654.665	58.7881	41.2119
8	1026.763	822.49	55.5231	44.47688	819.607	680.502	54.6365	45.3635
9	1000.915	594.957	62.719	37.281	845.794	483.188	63.64225	36.35775
10	739.903	570.481	56.46459	43.53541	694.693	441.158	61.16057	38.83943
11	660.949	338.436	66.1355	33.86443	690.374	280.342	71.12008	28.87992
12	479.947	199.403	70.64797	29.35203	719.966	312.772	69.71429	30.28571

Tableau V.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

3. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

La formule utilisée est la suivante : $\sigma = N_d / (B \cdot f_{c28})$ 0.3 RPA99 (Article 7.4.3.1)

Niveau	Nd (KN)	Type de poteaux	B (m2)	ν	Remarque
1	885.323	45*60	2700	0.107311879	Vérifiée
2	686.66	40*55	2200	0.099877818	Vérifiée
3	167.749	40*50	2000	0.029822044	Vérifiée

Tableau V.5 : Vérification de l'effort normal réduit.

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

4. Vérification des déplacements

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \Delta_K - \Delta_{K-1}$$

Avec : $\Delta_K = R \times e_K$

Δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

e_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Sens xx

$$V_x = 8723.12 \text{ KN} > 80\% V \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 9572.33 \text{ KN} > 80\% V \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.3 Nombre de modes à considérer : [RPA99 version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 11 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{13} \Rightarrow K \geq 12 \text{ modes}$$

V.4.4 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 1.03 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.866 = 1.125 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

V.4.5. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{adm} = 1\%h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles(%)
1er Niveau	59886.09	12150.32	83.133084	16.8669165
2ième Niveau	53885.84	8628.133	86.198072	13.8019276
3ième Niveau	48642.09	9506.223	83.651764	16.3482361
4ième Niveau	43306.25	9225.979	82.437489	17.5625111
5ième Niveau	38177.79	8497.364	81.794674	18.205326
6ième Niveau	33043.16	7776.663	80.948805	19.0511946
7ième Niveau	28399.5	6714.619	80.877724	19.1222756
8ième Niveau	24491.87	5440.145	81.824993	18.1750066
9ième Niveau	19707.23	4599.878	81.075994	18.9240055
10ième Niveau	15017.63	3678.038	80.326794	19.6732055
11ième Niveau	10602.76	2608.836	80.253434	19.7465664
12ième Niveau	6302.644	1440.639	81.394982	18.6050183

✓ **Exemple de calcul** : (Niveau : 39,04m – 36,04m)

Suivant X-X : $\delta_{ek} = 3.7\text{cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 3.5\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 0.8\text{cm}$$

Suivant Y-Y : $\delta_{ek} = 2.9\text{cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 2.7\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 0.8\text{cm}$$

➤ **Vérification** : $\Delta_{adm} = 1\%h_e = \frac{323}{100} = 3.23\text{cm}$

$$\Delta K_x = 0.8\text{cm} < \Delta_{adm}$$

$$\Delta K_y = 0.8\text{cm} < \Delta_{adm}$$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

h_k (cm)	Δ_{ek}		Δ_k		vérification
	sens x	sens y	sens x	sens y	
323	3.4	3.1	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
323	3.1	2.4	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
323	3.4	2.1	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
323	3.1	2.9	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
323	2.6	1.9	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
323	2.6	2.1	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
323	2.5	1.7	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
323	2.3	1.2	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
323	1.5	1.6	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$
374	1.9	1.1	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.74\text{cm}$
323	1.3	0.6	0.8	0.8	$< \Delta_{radm}=3.23\text{cm}$

Tableau.V. 6: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher

V.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet R- : [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Calcul V_k :**

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

v_t : Force sismique totale.

On a $T = 0.866 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07.T.V$ [RPA99 (version 2003)/4.2.5]

$$\Rightarrow F_t = 0.07 \times 0.866 \times 6900.16 = 418.28 \text{ KN}$$

CHAPITRE 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.

VII.2-Définition :**VII.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.

VII.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 donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VII.3- Ferrailage des portiques :**VII.3.1- Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :

- BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

- RPA99 (version 2003) : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot bat.

VI.3.2- Ferrailage des poutres :

On distingue trois types des poutres :

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

a. Ferrailage réglementaire :

☑ Recommandation du RPA99 (version 2003):

➤ Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
- Armatures maximale $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de : $40.\varnothing$ en zone II_a.

Avec :

B : Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

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 :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing \right)$$
 - En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

☑ Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	T [KN]
Poutres	63.85	112.82	47.21	82.16	69.57	85.63	129.19

principales							
Poutres secondaires	61.76	74.55	51.71	54.66	49.64	66.19	112.87

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants➤ Armatures longitudinales :☑ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

☑ Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{1.8}{400} \times 30 \times 36 = 1.12 \text{ cm}^2$
- Poutres principales: $A_{\min} = 0.23 \times \frac{1.8}{400} \times 30 \times 31 = 0.96 \text{ cm}^2$
- **Exemple de calcul** : Poutres principales (30×40) cm²

b.1- En travée :❖ **Cas fondamentaux :**➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 63.85 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{63.85 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (36)^2} = 0.144$$

$$\mu = 0.144 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.360$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.856$$

- Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{63.85 \times 10^3}{348 \times 0.856 \times 36} = 5.95 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$4T14 \longrightarrow A = 6.15\text{cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 47.21\text{KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{63.85}{47.21} = 1.35$$

$$\frac{1.35-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.375 > \alpha = 0.360 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 69.57\text{KN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{69.57 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (36)^2} = 0.121$$

$$\mu = 0.121 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.162$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.935$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{69.57 \times 10^3}{400 \times 0.948 \times 36} = 5.096\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 6.75\text{cm}^2$$

➤ Choix des armatures:

$$2T14+4T12 \longrightarrow A = 7.6\text{cm}^2$$

b.2- En appuis :**❖ Cas fondamentaux :**➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -112.82 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{112.82 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (36)^2} = 0.256$$

$$\mu = 0.256 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\text{‰}$$

$$\mu = 0.256 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.376$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.849$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{112.82 \times 10^3}{348 \times 0.849 \times 36} = 10.11 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -82.16 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{112.82}{82.16} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 > \alpha = 0.376 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = -85.63 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{85.63 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (36)^2} = 0.149$$

$$\mu = 0.149 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.202$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.919$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{85.63 \times 10^3}{400 \times 0.919 \times 36} = 6.47 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 10.06 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures:

$$4T14+4T12 \longrightarrow A = 10.67 \text{ cm}^2$$

b.3- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 129.19 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 36 = 32.40 \text{ cm}$$

$$T_u = 129190 \text{ N} \leq 0.267 \times 32.40 \times 30 \times 20 \times 10^2 = 519048 \text{ N}$$

$\Rightarrow$ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 10.06 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(129190 - \frac{112820}{0.9 \times 36} \right) \cdot 10^{-2} = 3.49 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{129.19 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.66 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 1.20 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4 \phi 10 \rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

e) L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{30 \times (2.06 - 0.3 \times 1.8)} = 22.03 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 36; 40) \text{ cm} = 32.40 \text{ cm}.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.66 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1.4 \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante} \end{array} \right.$$

$\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale

f) Vérification des armatures transversales:

- Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

- zone courante :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

b.4- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Types des poutres		$A_{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{cal}} [\text{cm}^2]$	Barres choisis	$A_{\text{cor}} [\text{cm}^2]$	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales	Travées	1.25	6.75	6.75	2T14+4T12	7.6	70
	Appuis	1.25	6.75	10.06	4T14+4T12	10.67	70
Poutres secondaires	Travées	1.12	6	5.65	4T14	6.15	70

Tableau VI.2 : tableau récapitulatif de ferrailages.

VI.3.3.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 et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

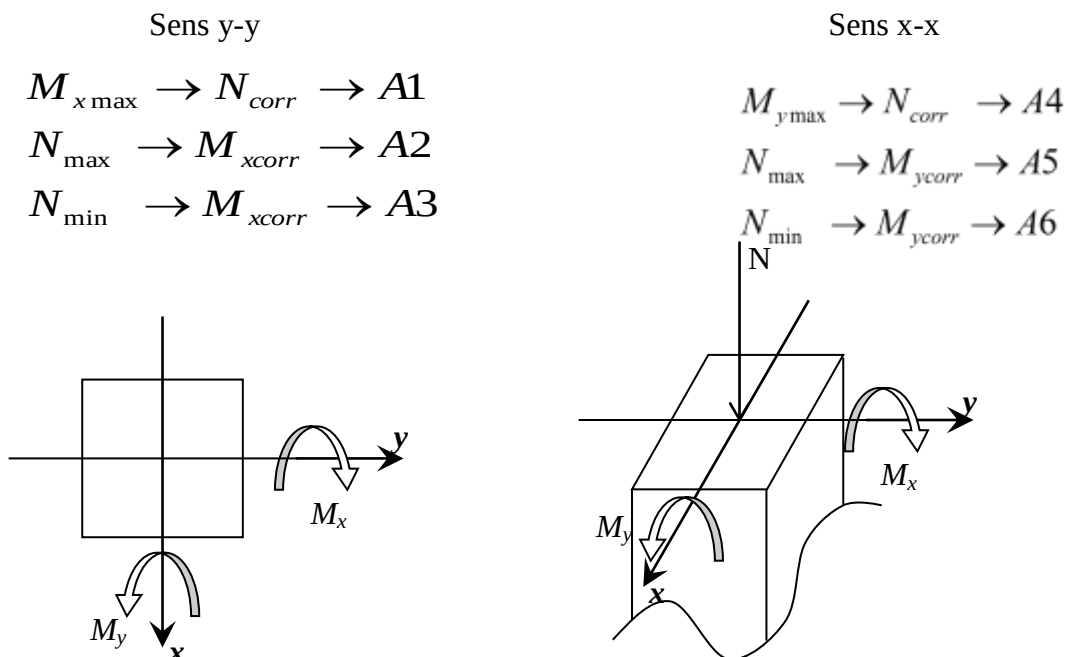


Fig.VI. 1: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) et (0,8G±E) pour la situation accidentelle. **[RPA99/V2003]**

➤ 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 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.

- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ♦ 4% en zone courante et
 - ♦ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ♦ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- 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 :

$$L'=2h$$

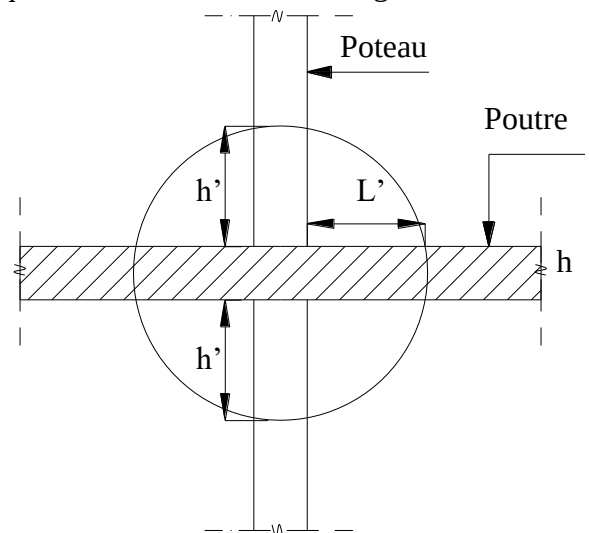
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et **a** : Section d'un poteau;

h_e: Hauteur libre entre deux étages.



☑ Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L91/A.8.1,21] **Fig.VI. 2: La zone nodale**

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- | | | |
|---|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> - $A_L \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$ | } | Pour une section entièrement comprimée |
|---|---|--|

Avec :

B : Section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{ft28}{f_e} \times B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

- $c \leq \min(b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

B : Petit côté du rectangle.

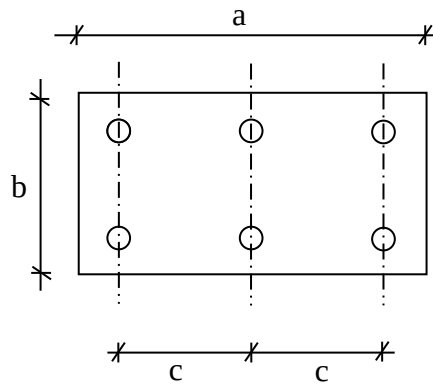


Fig.VI. 3: Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ Les armatures transversales :

☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élancement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacklozenge \quad \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \\ \blacklozenge \quad \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- Espacement entre les armatures transversales : δ_t

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

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 : [B.A.E.L.91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\varphi_{L_{\min}}$: 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.

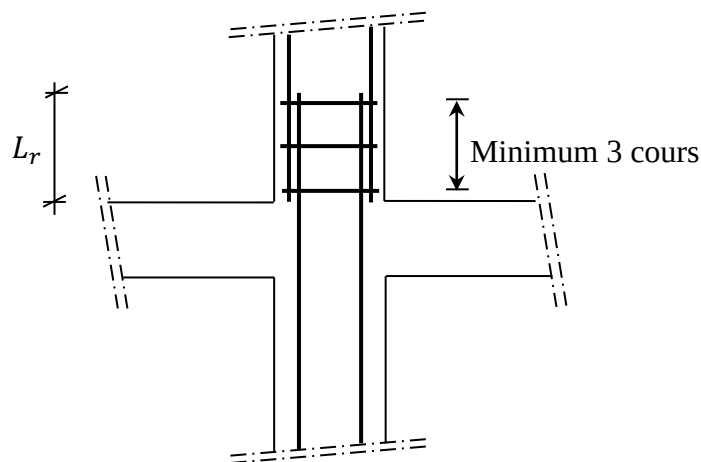


Fig.VI. 4: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ Sollicitations de calcul :

Combinaisons			Poteau (45X60)	Poteau (40×55)	Poteau (40×50)
1.35 G + 1.5 Q	Cas 1	$N^{\max}$ [KN]	3214.12	1972.33	1297.31
		M_x^{corr} [KN.m]	76.28	53.76	38.76
		M_y^{corr} [KN.m]	52.21	51.93	54.97
G+Q±E 0.8G±E	Cas 2	$M_x^{\max}$ [KN.m]	117.51	125.49	126.22
		N_{corr} [KN]	2328.29	1761.64	1133.82
	Cas 3	$M_y^{\max}$ [KN.m]	182.23	109.87	99.23
		N_{corr} [KN]	3128.25	1754.94	1149.23
	Cas 4	$N_{\max}$ [KN]	4321.11	2401.23	1489.53
		M_x^{corr} [KN.m]	52.54	26.23	95.47
		M_y^{corr} [KN.m]	141.99	71.22	68.61
	Cas 5	$N_{\min}$ [KN]	10.28	7.25	4.52
		M_x^{corr} [KN.m]	34.22	43.25	51.88
		M_y^{corr} [KN.m]	87.12	84.95	75.27

Tableau.VI. 3: tableau récapitulatif des sollicitations

❖ **Calcul des armatures** : (Exemple de calcul : poteau (40×50) cm²)○ Les armatures longitudinales :

b = 40cm h = 50cm d = 37cm

◆ 1^{er} cas :➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

N = 1297.31 KN

M = 38.76 KN.m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{38.76}{1297.31} = 0.0298m = 2.98cm$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = \frac{h}{12} = 4.16cm$

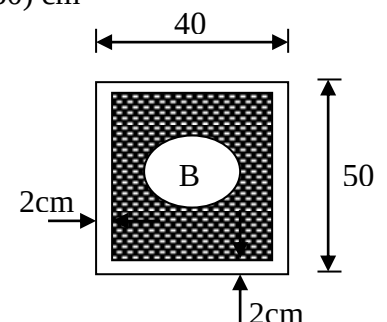


Fig VI.5 : Section réduite du béton

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100.B.\sigma_b}{100.\sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{1297.31 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 50 \times 11.33}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 2.98 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{50} = 14.82 \leq 50$$

La condition est vérifiée $\Rightarrow$ le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{323}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 2.98 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$e_1 = 2.98 + 2 = 4.98 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 813.68 \text{ KN} \\ M'_1 = 41.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 4.98 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section;

alors:

➤ Vérification si la section est partiellement comprimée :

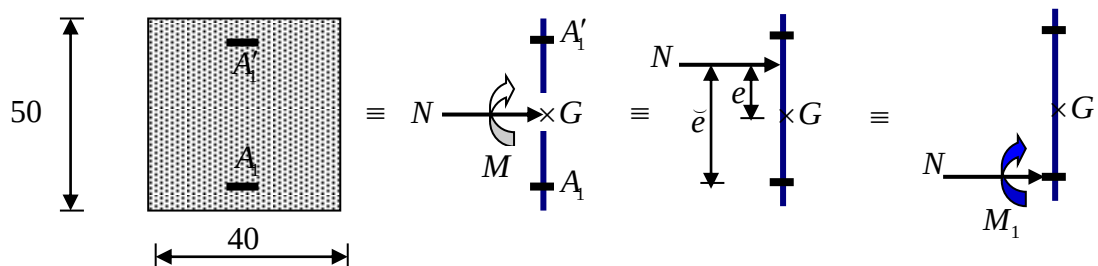


Fig VI.6 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 40 - 0.81 \times 3) \times 11.33 \times 40 \times 50 \times 10^{-2} = 2503.93 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 4.98 + \frac{50}{2} - 3 = 26.98 \text{ cm}$$

$$M_1 = 782.38 \times 26.98 = 211.08 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 813.68 \times (37 - 3) \times 10^{-2} - 211.08 = 65.57 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) $\Rightarrow$ S.P.C $\Rightarrow$ le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{211.08 \times 10^3}{11.33 \times 40 \times (37)^2} = 0.340$$

$$\mu = 0.340 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \epsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.340 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.542$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.783$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{173.38 \times 10^3}{348 \times 0.778 \times (37)^2} = 17.30 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 17.3 - \frac{782380}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 782.38 \text{ KN}$$

$$M = 22.68 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22.68}{782.38} = 0.0289 \text{ m} = 2.89 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{40} = 18.52 \leq 50$$

La condition est vérifiée $\Rightarrow$ le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max(2\text{cm}; \frac{323}{250}) = 2\text{cm}$$

$$e = 2.89\text{cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$e_1 = 2.89 + 2 = 4.89\text{cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 813.68\text{KN} \\ M'_1 = 41.66\text{KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 4.89\text{cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25\text{cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

• **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

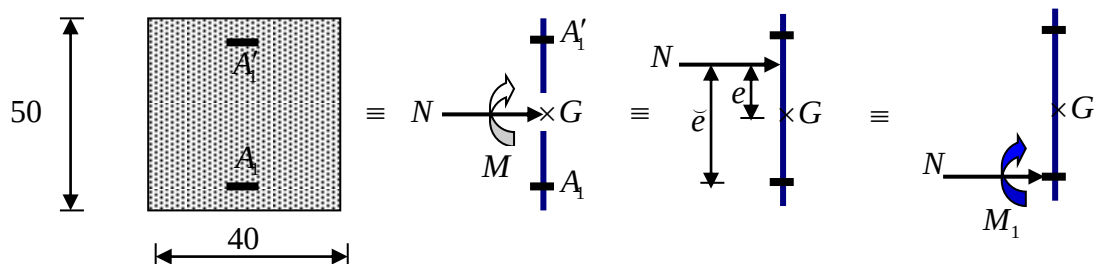


Fig VI.7 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 40 - 0.81 \times 3) \times 11.33 \times 40 \times 50 \times 10^{-2} = 2003.14\text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 5.12 + \frac{50}{2} - 3 = 27.12\text{cm}$$

$$M_1 = 782.38 \times 21.89 = 212.18\text{KN.m}$$

$$(2) = 813.68 \times (37 - 3) \times 10^{-2} - 212.18 = 64.47\text{KN.m}$$

(2) < (1) $\Rightarrow$ S.P.C $\Rightarrow$ le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{212.18 \times 10^3}{11.33 \times 40 \times (37)^2} = 0.341$$

$$\mu = 0.341 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.276 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.462$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.738$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{212.18 \times 10^3}{348 \times 0.738 \times (37)^2} = 17.71 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 17.71 - \frac{782380}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{Fc} = 0$$

♦ 5^{ème} cas :

➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 6.01 \text{ KN}$$

$$M = 9.66 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.66}{6.01} = 1.60 \text{ m} = 160 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible $\Rightarrow$ le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow$ section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N \cdot e$

➤ Vérification si la section est partiellement comprimée :

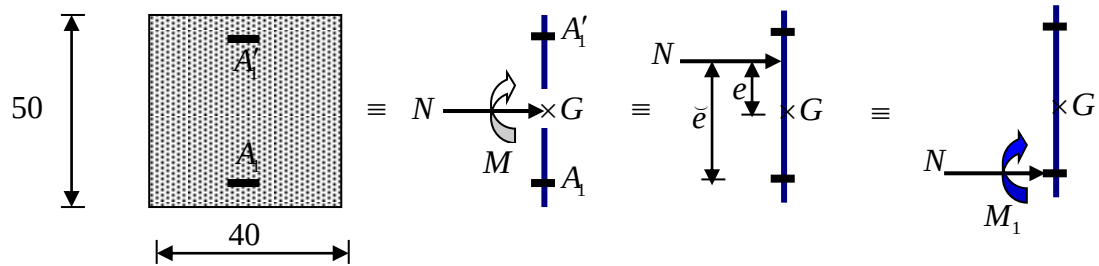


Fig VI.8 : Schéma statique

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 160 + \left(\frac{50}{2} - 3 \right) = 182 \text{ cm}$$

$$M_1 = 6010 \times 17.70 = 10637.7 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10637.7}{14.78 \times 40 \times (37)^2} = 0.0013$$

$$\mu = 0.163 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{10637.7}{400 \times 0.999 \times (37)^2} = 0.71 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{\text{FCI}} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 0.71 - \frac{6010}{100 \times 400} = 0.60$$

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 6.01 \text{ KN}$$

$$M = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.97}{6.01} = 2.15 \text{ m} = 215.80 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible $\Rightarrow$ le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow$ section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N.e$

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

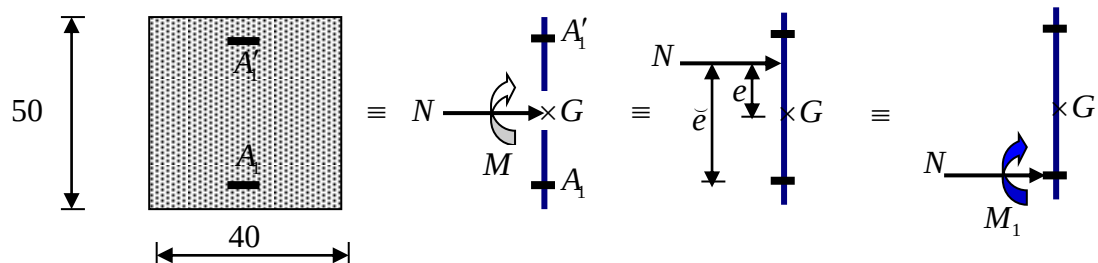


Fig VI.9 : Schéma statique

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_1 = N.e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 215.8 + \left(\frac{50}{2} - 3 \right) = 237.8 \text{ cm}$$

$$M_1 = 6010 \times 2.37 = 13943.2 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13943.2}{14.78 \times 40 \times (37)^2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{13943.2}{400 \times 0.991 \times (37)^2} = 0.95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCl} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 0.95 - \frac{6010}{100 \times 400} = 0.79$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

- **Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18\text{cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{273}{40} = 6,83 > \underset{\min}{A} = 0,3\% \text{ b } \delta = 0,003 \cdot 40 \cdot 10 = 1,2 \text{ } C_m < 2,01 \text{ } \text{cm}^2$$

VI.4 Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{323}{6}; 40; 40; 60\right) = 60\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L \max}$$

▪ Schéma de ferrailage :

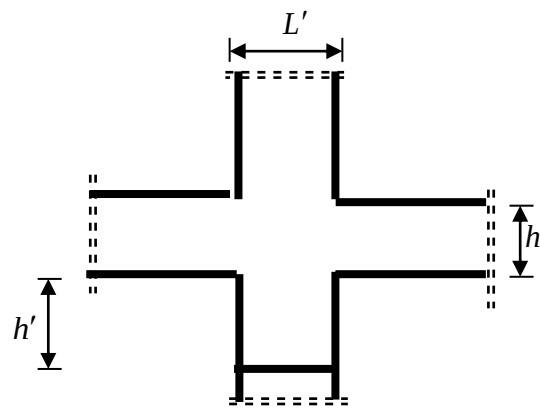


Fig VI.10 : Zone nodale

⇒ Poteau (40 × 50)cm²

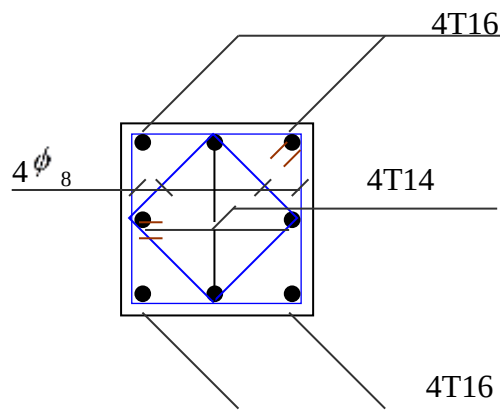


Fig VI.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

Remarque :

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 :

type	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} RPA [cm ²]	Choix	A _{adopté}	Longueur de Recouvrement [cm ²]
1	45×60	4.11	28.8	4T20+8T16	28.65	100
2	40×55	3.93	24.2	12T16	24.13	100
3	40×50	4.03	20	8T16+4T14	22.24	80

Tableau.VI.4: tableau récapitulatif des ferrailage

CHAPITRE VII:

Etude Des Voiles

VII.1-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement et
- Voile périphérique du sous sol.

VII.2- Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003)/7.7.1]** (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferraillages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

VII.2.1- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.**[RPA99/7.7.4]**

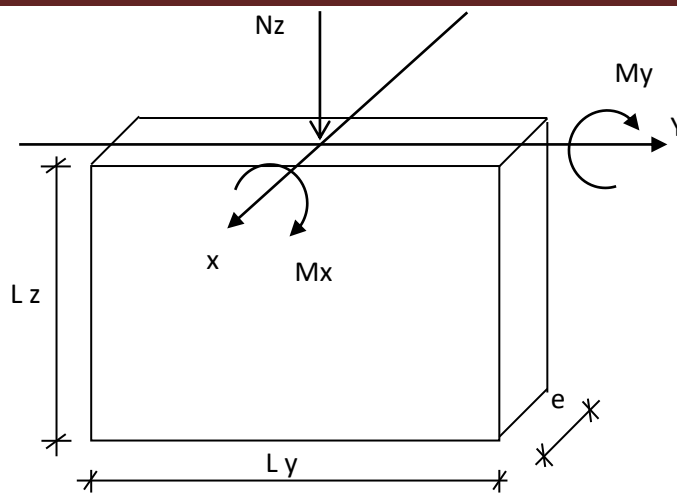


Fig.VII.1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

➤ **Sens x-x :**

$N_z ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VII.2)

➤ **Sens y-y :**

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VII.2).

☒ **Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :**

• **Les armatures minimales :**

✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_v \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%.$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v.$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• **Espacement des barres verticales :**

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

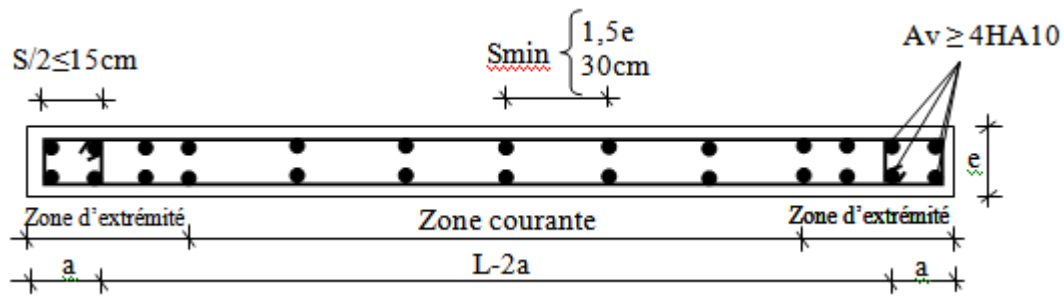


Fig.VII. 2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

- Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

❖ **Exemple de calcul :**

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 257.6 = 180.32 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 180.32 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 31.23$$

$\lambda = 31.23 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

2- Calcul du ferrailage :

➤ Sens x-x :

$$\begin{cases} N_z = 662.12 \text{ kN} \\ M_x = 110.91 \text{ kN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b x 100 cm) (bande de 1 m de largeur)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{110.91}{662.12} \times 100 = 16.75 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (1) &= (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \times 100 - 0.81 \times 10) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 756736 \text{ N.m.} \end{aligned}$$

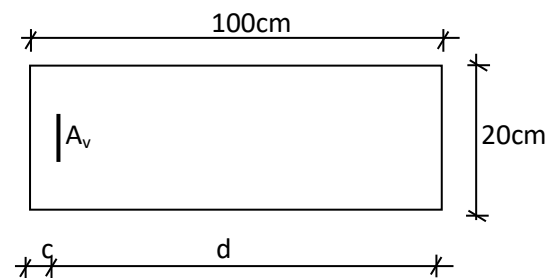
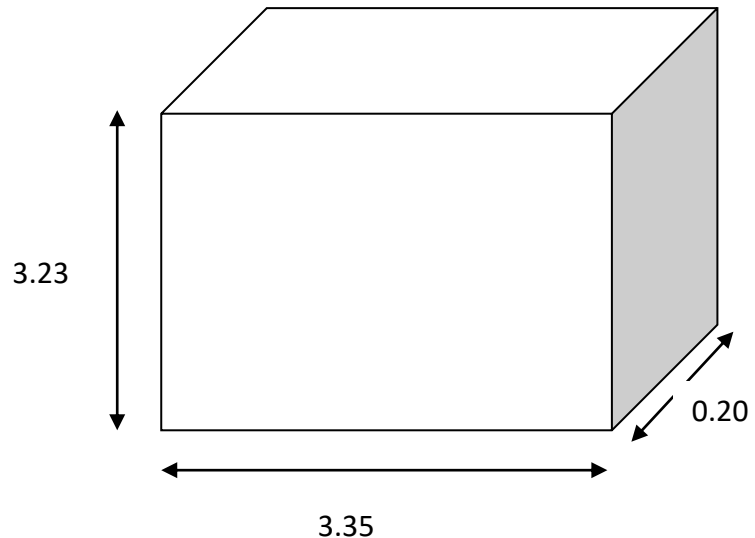


Fig.VII.3: Section de calcul

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left(16.75 + \frac{100}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 375753.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (90 - 10) \cdot 10^{-2} - 375753.1 = 1539429 \text{ N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

3- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_x}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{375753}{14.78 \times 20 \times (90)^2} = 0.157$$

$$\mu = 0.157 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.215$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.914$$

• Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{375753.1}{400 \times 0.914 \times 90} = 11.42 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 11.42 - \frac{662120}{100 \times 400} = -5.13 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix :

$$5T12/\text{m}_L \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

➤ Sens y-y :

$$\begin{cases} N = 662.12 \text{ KN} \\ M_y = 2.456 \text{ KN.m} \end{cases}$$

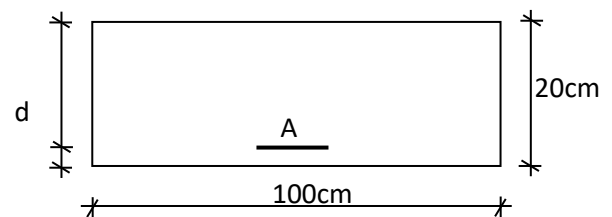


Fig.VII.4: Section de calcul

4- calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{2.456}{662.12} \times 100 = 0.4 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 40 \text{ cm}.$$

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 151347.2 \text{ N.m.}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left(0.4 + \frac{20}{2} - 2 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 55618.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (18 - 2) \cdot 10^{-2} - 55618.1 = 50321.12 \text{ N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

5- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55618.1}{14.78 \times 20 \times (18)^2} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.154$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.938$$

• Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{55618.1}{400 \times 0.938 \times 18} = 8.23 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.23 - \frac{662120}{100 \times 400} = -8.23 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix :

$$5\text{T}12/\text{m}_L \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Le choix des armatures :

Sens x-x : les armatures verticales : deux nappes de 5T12 / m_L

Sens y-y : les armatures horizontales : deux nappes de 5T12 / m_L

- L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

- $S \leq \min (1.5x_a ; 30\text{cm})$
- $S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

3- Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.478\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} ; T = 1.4T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 75.28 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 0.59\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

- Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

- Armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{0.59}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.65\text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.59}{2} \Rightarrow A_{t\min} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \max(0.65 \text{ cm}^2; 0.3 \text{ cm}^2) = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1.00 \text{ cm}^2$$

VII.3- Etude du voile périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- Détermination des sollicitations :

a) calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2.66 \times 0.20 = 0.532 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.532 = 1330 \text{ Kg.}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 1330 = 1795.5 \text{ daN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 13300 \text{ KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; $\varphi=35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$

$K_p = 0.247$.

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 2.66 = 11.17 \text{ KN/m}^2$$

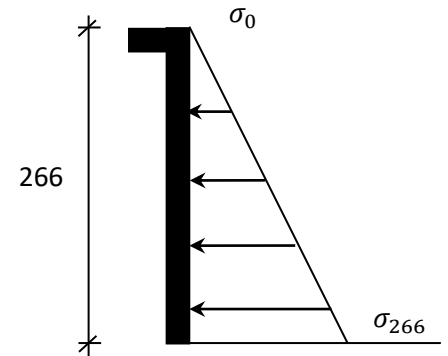


Fig.VII.5 : Contrainte du voile

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{11.17 + 0}{2} = 5.58 \text{ KN/m}^2$$

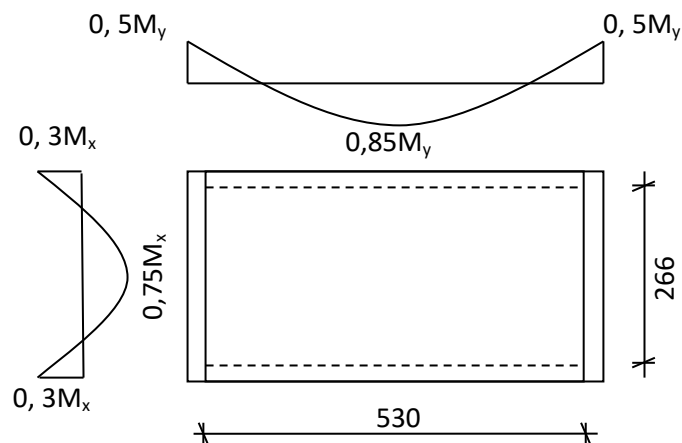


Fig.VII.6: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

- ❖ Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 558 = 753.3 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 753.3 \text{ daN/m}_L.$$

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

$$q_s = 558 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1.00 = 558 \text{ daN/m}_L.$$

- Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{266}{530} = 0.50$$

$\rho = 0.50 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.

• Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.50 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0951 \\ \mu_y^u = 0.2500 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0951 \times 753.3 \times 2.66^2 = 506.89 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.2500 \times 542.36 = 126.73 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service:

$$\rho = 0.44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0987 \\ \mu_y^{ser} = 0.3758 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0987 \times 558 \times 2.66^2 = 389.68 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = 0.3758 \times 389.68 = 146.44 \text{ daN.m} \end{cases}$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
combinaison	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (daN.m)	-152.07	-116.9	-63.4	-73.22
M_t (daN.m)	380.16	292.26	95.05	124.4

Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations

➤ Calcul des ferraillages :• Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2\text{cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend : $\phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 17.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 380.16\text{daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3801.6}{11.33 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3801.6}{348 \times 0.994 \times 17.5} = 1.63\text{cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

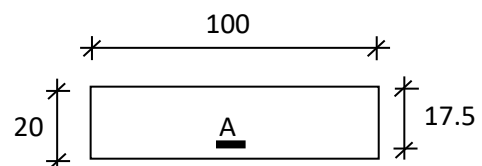


Fig.VII.7: Section de calcul en travée (x-x)

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Espacement maximal des armatures:

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

- Choix des armatures:

$$5\text{T}10 / \text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

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

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 292.26 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 17.5 = 20.3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 20.3} = 3.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.96^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (17.5 - 3.96)^2 = 12877.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2922.6}{12877.37} = 0.227$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.227 \times 3.96 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.227 \times (17.5 - 3.96) = 46.1 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3.f_e ; 150\eta) = \min (2/3 \times 400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

- ❖ Sens y-y :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{ty}^u = 95.05 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{950.5}{11.33 \times 100 \times (16.5)^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{950.5}{348 \times 0.998 \times 16.5} = 0.16 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Espacement maximal des armatures:

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

- Choix des armatures:

$$5T10 / \text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

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

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 124.4 \text{ daN.m}$$

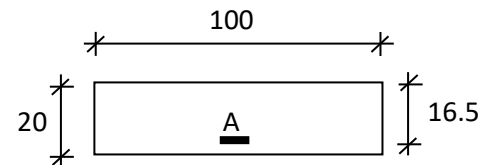


Fig.VII.8: Section de calcul en travée (y-y)

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 16,5 = 19,14$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,58 + \sqrt{0,58^2 + 19,14} = 3,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,83^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (16,5 - 3,83)^2 = 11335,9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1244}{11335,9} = 0,11$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,11 \times 3,83 = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,11 \times (16,5 - 3,83) = 20,9 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3.f_{e28} ; 150\eta) = \min (2/3 \times 400 ; 150 \times 1,6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T12 espacés de 15cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T12 espacés de 20 cm.

CHAPITRE VIII:

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

1-Généralité:

- Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Suite a l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure et aussi notre bâtiment et lier avec des autres bâtiments de différent hauteur, donc le type a utilisé dans notre cas est un radier général.

2- Choix de type de fondation:

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 3 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle filante.
- ✓ Semelle isolé.
- ✓ Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

VIII.2 Etude des fondations :

VIII.3.1) Calcul des semelles :

1) Pré dimensionnement :

- ✓ Semelle de centre :

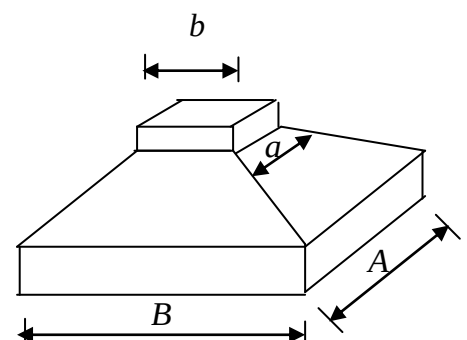
$$N = 1740,802 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

$$\text{Avec : } a = 65 \text{ cm ; } b = 65 \text{ cm}$$



FigVIII.1 : Semelle isolée

$$A = \left(\frac{65}{65} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{65}{65} \cdot \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{65}{65} \cdot \frac{554086}{2,5}} = 470.78 \text{ cm}$$

On prend : $B = 480 \text{ cm} \Rightarrow A = 480 \text{ cm}$

✓ Semelle de rive :

$$N = 4171.086 \text{ KN}$$

$$B \geq 420 \text{ cm}$$

On prend : $B = 420 \text{ cm} \Rightarrow A = 420 \text{ cm}$

✓ Semelle de d'angle :

$$N = 4307.8 \text{ KN}$$

$$B \geq 430 \text{ cm}$$

On prend : $B = 430 \Rightarrow A = 430 \text{ cm}$

❖ Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

VIII.3 Etude du radier :

VIII.3.1) Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisir le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC5 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC6 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \quad [\text{RPA99(V2003)/10.1.4.1}]$$

- L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$

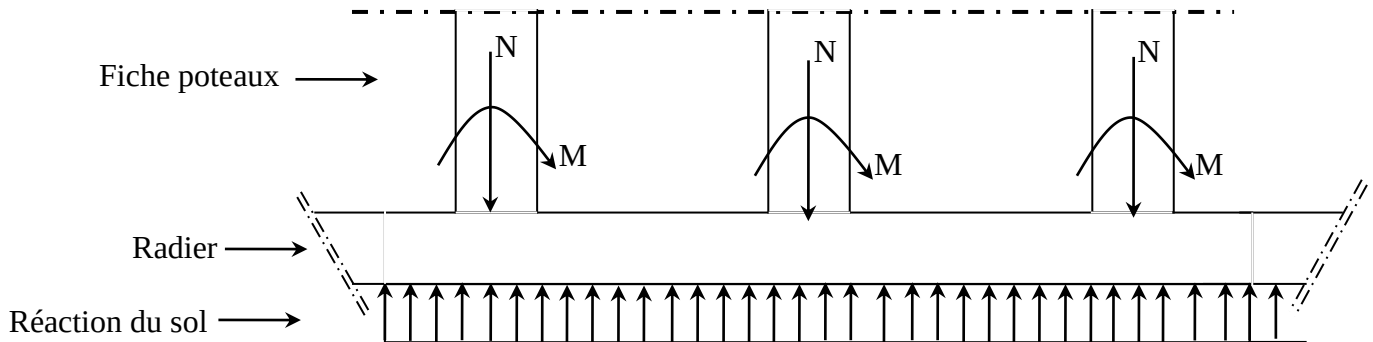


Fig.VIII. 2: Schéma du radier général

VIII.3.2) pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

➤ Hauteur du radier

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression , cette hanteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4- Condition de non poinçonnent.

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=6.60m \Rightarrow 0.825m \leq h \leq 1.32m$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

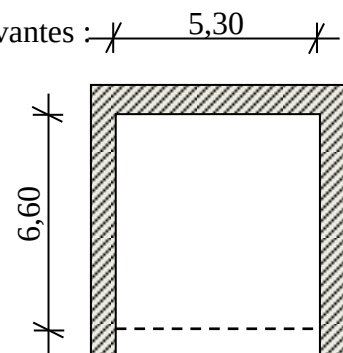


Fig.VIII. 3: Dimensions du panneau

de dalle le plus sollicité

Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=50\text{MN/m}^3$ [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Young du béton ($E=3.10^4 \text{ Mpa}$) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=6.60\text{m.}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6.6}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h \geq 1.16\text{m}$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 0.93 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \overline{\tau_u} \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible ;

$T^{\max}$: Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.3}{6.60} = 0.80 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

1. Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 923.5 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 137053.91 \text{ KN}$$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q^u = 1.35 \frac{137053.91}{923.5} + 1.5 \times 5 = 207.85 \text{ KN / m}^2$$

$$T_x = 367.2 \text{ KN} ; \quad T_y = 393 \text{ KN.}$$

$$T^{\max} = 393 \text{ KN.}$$

$$h \geq \frac{393}{0.9 \times 1 \times 0.93 \times 10^3} = 0.47 \text{ m} \Rightarrow h \geq 47 \text{ cm}$$

4) Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1) \quad \text{avec :}$$

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure,

$$N_{u \max} = 8945.74 \text{ KN appliquée par un poteau de section carré } (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$U_c = 4(a')$$

Avec :

$$a' = a + h$$

Donc :

$$U_c = 4(a+h) = 4(0.8+h) = 3.2+4h$$

L'inégalité (1) devient :

$$1920h + 2400h^2 - 8945.74 \geq 0$$

$$\Rightarrow h > 1.57 \text{ m}$$

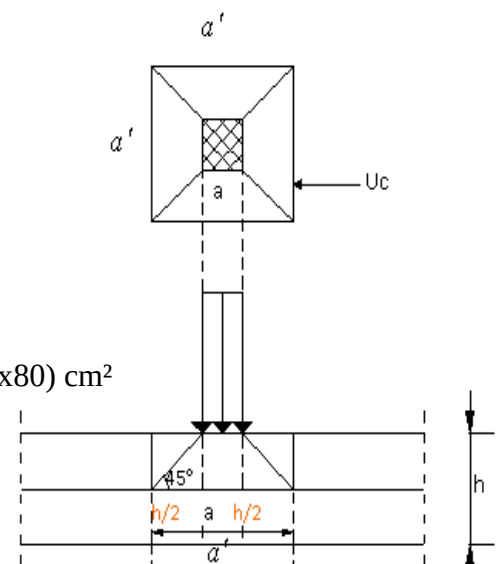


Fig.VIII .4: Dimensionnement du feuillet moyen

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 100 \text{ cm}$

- La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{660}{10} = 66 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 90 \text{ cm}$.

- Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{660}{20} = 33 \text{ cm}$$

On prendra $e = 40 \text{ cm}$

➤ **Pré dimensionnement des poutres :**

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaire.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \frac{Ly - b_0}{2} \text{ et } b_1 \leq \frac{Lx}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$Lx = 530 \text{ cm} ; Ly = 660 \text{ cm}.$$

	Poutres principales	Poutres secondaires
$h \text{ (cm)}$	100	100
$h_0 \text{ (cm)}$	40	40
$b_0 \text{ (cm)}$	50	50
$b_1 \text{ (cm)}$	45	45
$b \text{ (cm)}$	70	70

Tableau. VIII. 1: Dimensions des poutres.

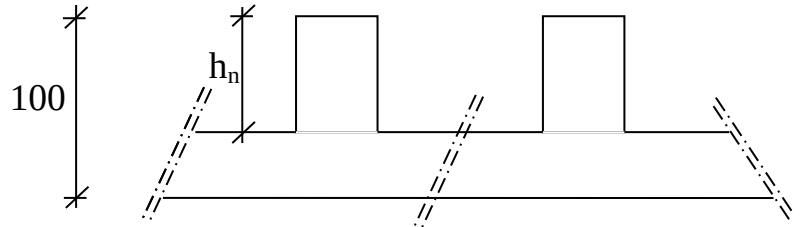


Fig.VIII.5: Dimension du radier.

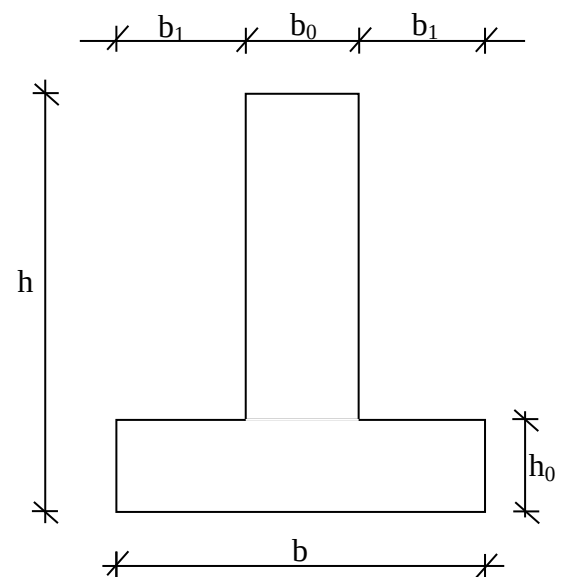


Fig.VIII.6: Dimensions des poutres.

VIII.3. 3) Détermination des sollicitations :**a) Caractéristiques du radier :**

$$h = 100 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 923.5 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 175840 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 459610 \text{ m}^4$$

$$V_x = 19.32 \text{ m}$$

$$V_y = 11.4340 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

b) Calcul du poids du radier: Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 923.5 \times 0.4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 9235 \text{ KN}.$$

$$P_p = 183.2 \times 1.2 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_p = 2748 \text{ KN}.$$

$$P_s = 188.2 \times 1.2 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_s = 2823 \text{ KN}.$$

$$\Rightarrow \text{Pr} = P_1 + P_p + P_s = 14806 \text{ KN}.$$

c) Surcharges d'exploitation : Qr

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 923.5 \Rightarrow Qr = 4617.50 \text{ KN}.$$

d) Combinaisons d'actions :❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\text{I) Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35\text{Pr} + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 207778.29 \text{ KN}$$

$$N_u = 207778.29 + 26914.35 \Rightarrow N_u = 234692.64 \text{ KN.}$$

$$M_x = -289839.1 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -424462.06 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

II) Situation accidentelle: $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8 Pr]$

$$N_a = 220787.48 + 194235 \Rightarrow N_a = 240210.98 \text{ KN.}$$

$$M_x = -331049.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -493957.42 \text{ N.m.}$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$(G + Q) + (Pr + Qr)$$

$$N_s = 151226.16 + 194235 = 170649.66 \text{ KN.}$$

$$M_x = -714592.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -308121.38 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

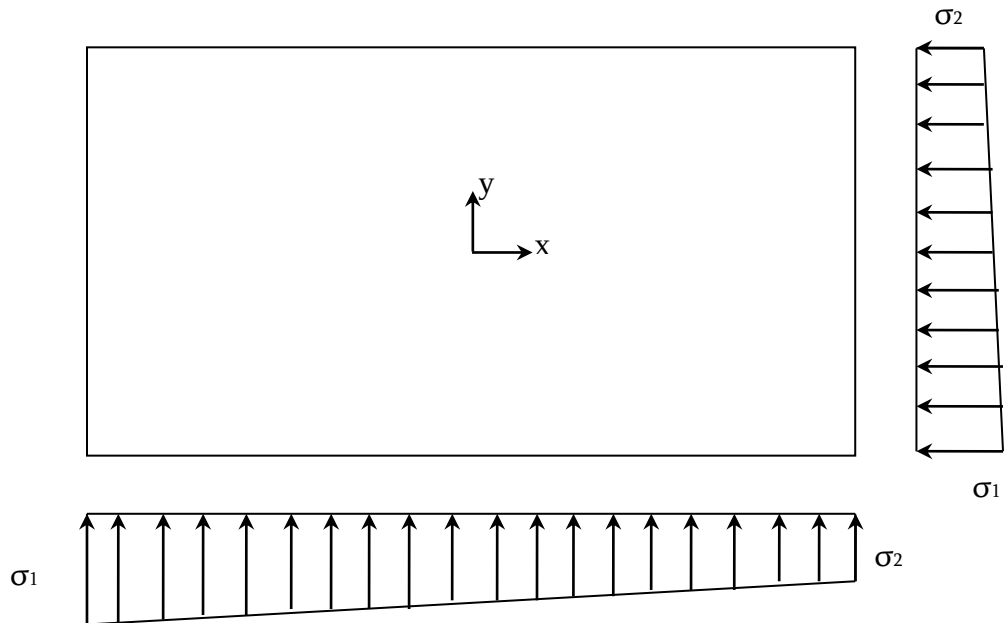


Fig.VIII.7: Schéma des contraintes du sol

1) Situation durable et transitoire :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 23469264 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars}$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 6 \text{ bars}$$

▪ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{23469264}{923.50} \pm \frac{-289839.10}{175840} \cdot 19.32 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.22 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.86 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.38 \text{ bars}$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{23469264}{923.50} \pm \frac{-42446206}{459610} \cdot 11.43 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.44bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.65bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.50bars$$

❖ Etat limite service (E L S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 17064966KN$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{17064966}{923.50} \pm \frac{-71459253}{175840} \cdot 19.32 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.06bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.63bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.45bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{17064966}{923.50} \pm \frac{-30812138}{459610} \cdot 11.43 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.77bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.92bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.81bars$$

2) **Situation accidentelle :**

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{24021098}{923.50} \pm \frac{-33104938}{175840} \cdot 19.32 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,24bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,96bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,42bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{240210.98}{923.50} \pm \frac{-493957.42}{459610} \cdot 11.33 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,48bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,72bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,54bars$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage et

- γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudiée : $P = 137053.91 \text{ KN} = 13705.391 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 923,5 \times 1 \times 4.32 = 5984.28t$$

$$P = 13705.39t > 5928.28 \rightarrow CV$$

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow \text{la structure est stable.}$$



Fig.VIII .8: Encrage de la structure

VIII.3.4) Ferraillage du radier :

VIII.3.4.1) Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 5,30m$
 $L_y = 6,60m$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,30}{6,60} = 0,80m \Rightarrow$$

La dalle porte suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 250 \text{ KN/ml}$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$q_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 181 \text{ KN/ml}$$

❖ Situation accidentelle :

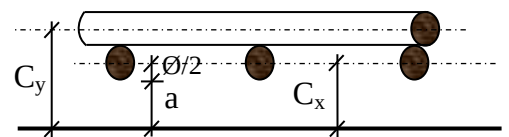
$$q_{acc} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 254 \text{ KN/ml}$$

Tableau. IX. 3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :

Sens Moment	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M_a [KN.m]	-196,98	-159,65	-121,23	-114,04
M_t [KN.m]	334,87	271,40	199,55	192,99

➤ Calcul des armatures :**✓ Enrobage :**Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

**Fig.VIII. 9: Enrobage**

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

En prend 6: $\phi = 1.6\text{cm}$

Donc :

$$C_x = a + \frac{1.6}{2} = 2.8\text{cm}$$

$$C_y = a + 1.6 + \frac{1.6}{2} = 4.4\text{cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 37\text{cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 35.6\text{cm}$$

✓ **Sections de calcul :**

a) Sens xx :

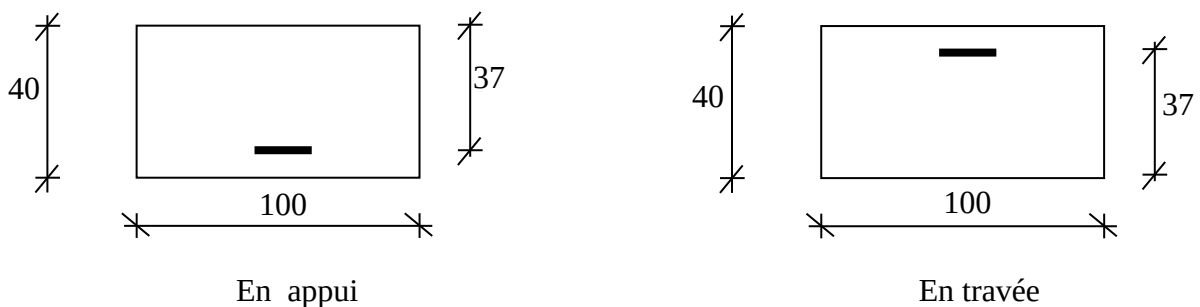


Fig.VIII. 10: Section de calcul dans le sens xx.

b) Sens yy :

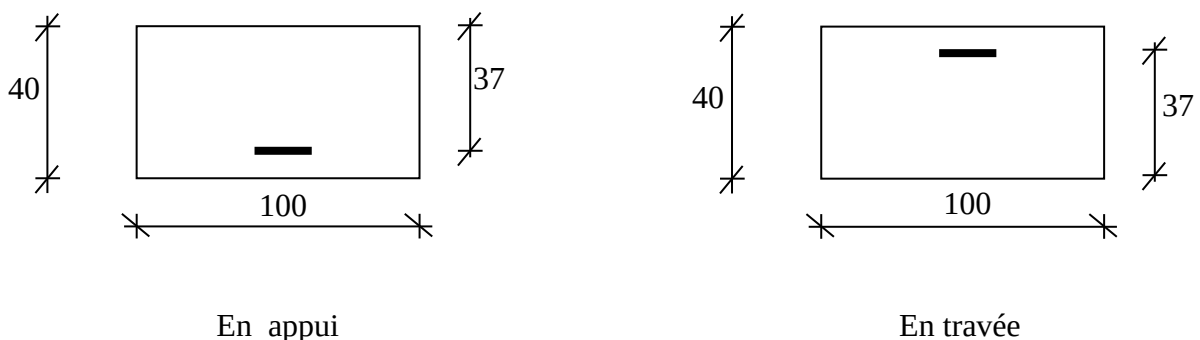


Fig.VIII. 11 : Section de calcul dans le sens yy.

a) Sens x-x :

▪ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = 334.87\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{334870}{11,33 \times 100 \times 37^2} = 0,215$$

$$\mu = 0,215 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.31 \quad \beta = 0.877$$

$$A = \frac{334870}{348 \times 0,877 \times 37} = 29.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 29.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 37 \times \frac{1,8}{400} = 3.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(29.65; 3.83) \Rightarrow A = 29.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$10\text{T}20/\text{ml} \longrightarrow A = 31.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}20 \longrightarrow e = 10 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_{\text{ser}} = 271.4 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 31.41/100 = 4.71 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 3.3 \times 37 = 348.54 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -4.71 + \sqrt{348.54 + 4.71^2} = 14.54 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (14.54)^3}{3} + 15 \cdot 31.41 \cdot (37 - 14.54)^2 = 340136 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{271400}{340136} = 0.80$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.80 \times 14.54 = 11.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 0.80 \times (37 - 14.54) = 269.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 269.52 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{271400}{240 \cdot 100 \cdot (37)^2} = 0,00826$$

$$\mu_1 = 0,00826 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.862 \\ k_1 = 21.23 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{21.23} = 11.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq 0$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{271400}{240 \cdot 0.862 \cdot 37} = 35.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$8\text{T}25/\text{ml} \longrightarrow A = 39.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}25 \longrightarrow e = 12 \text{ cm}).$$

▪ **En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ax}^u = -196.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{196980}{11.33 \times 100 \times (37)^2} = 0,127$$

$$\mu = 0,127 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq 0 \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,170$$

$$\beta = 0,932$$

$$A_{ax}^u = 16.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$8\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 16.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 12 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ax}^s = -159.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 16.09}{100} = 2.41 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 16.09 \cdot 37}{100} = 178.60 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.41 + \sqrt{(2.41)^2 + 178.60} = 11.17 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (11.17)^3}{3} + 15 \cdot 16.09 \cdot (37 - 11.17)^2 = 207482 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{159650}{207482} = 0,77$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,77 \cdot 11.17 = 8.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,77 \cdot (37 - 11.17) = 298.33 \text{ MPa}$$

-Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot b \cdot d^2} = \frac{159650}{240 \cdot 100 \cdot (37)^2} = 0,00486$$

$$\mu_1 = 0,00486 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,889 \\ k_1 = 30.04 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{30.04} = 7.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{159650}{240 \cdot 0,889 \cdot 37} = 20.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Choix des armatures:

$$\begin{array}{ll} 8\text{T}20/\text{ml} & \longrightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ (\text{T}20 & \longrightarrow e = 12 \text{ cm}). \end{array}$$

b) Sens Y-Y :

▪ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{tx}^u = 199.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{199250}{11,33 \times 100 \times (37)^2} = 0,128$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,172$$

$$\beta = 0,931$$

$$A_{tx}^u = 16.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$9\text{T16/ml} \longrightarrow A = 18.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 11 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{tx}^s = 192.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 18.10}{100} = 2,71 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 18.10 \cdot 37}{100} = 200.91 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,71 + \sqrt{(2,71)^2 + 200.91} = 11,72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (11,72)^3}{3} + 15 \cdot 18.10 \cdot (37 - 11,72)^2 = 227171 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{192990}{227171} = 0.85$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.85 \cdot 11,72 = 9.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.85 \cdot (37 - 11,72) = 322.32 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{192990}{240 \cdot 100 \cdot (37)^2} = 0,00587$$

$$\mu_1 = 0,00587 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,880 \\ k_1 = 26.67 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{26.67} = 8.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \nexists$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{192990}{240 \cdot 0.880 \cdot 27} = 33.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}25/\text{ml} \longrightarrow A = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}25 \longrightarrow e = 14 \text{ cm}).$$

▪ **En appuis :**❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ax}^u = 121.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{121230}{11.33 \times 100 \times (37)^2} = 0.078$$

$$\mu = 0.078 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.101$$

$$\beta = 0.960$$

$$A_{ax}^u = 9.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 14 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ax}^s = 114.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 10.77}{100} = 1.61 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 10.77 \cdot 37}{100} = 119.55 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.61 + \sqrt{(1.61)^2 + 119.55} = 9.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9.44)^3}{3} + 15 \cdot 10.77 \cdot (37 - 9.44)^2 = 150757 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{114040}{150757} = 0.76$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.76 \cdot 9.44 = 7.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.76 \cdot (37 - 9.44) = 314.18 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent Les être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{114040}{240 \cdot 100 \cdot (37)^2} = 0.00347$$

$$\mu_1 = 0.00347 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.904 \\ k_1 = 37.08 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{37.08} = 6.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq 0$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{114040}{240 \cdot 0.904 \cdot 37} = 13.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 14 \text{ cm}).$$

VIII.3.4.2) Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 250 \text{ KN/m}^2$$

-Pour une bonde de 1m de largeur

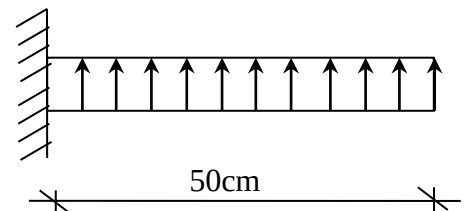


Fig.VIII. 12:Schéma statique du débord.

$$q_u = 250 \cdot 1 = 250 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -31.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{31250}{11.33 \times 100 \times (37)^2} = 0.020$$

$$\mu = 0.02 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0 \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_i \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

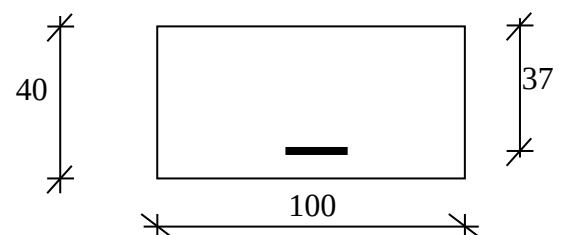


Fig.VIII.13:Section de calcul.

$$\Rightarrow \alpha = 0,025$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_{ax}^u = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 37 \cdot \frac{1,8}{400} = 3,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\text{T}12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = 181 \cdot 1 = 181 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -22,625 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 5,65 \cdot 37}{100} = 67,71 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,85 + \sqrt{(0,85)^2 + 67,71} = 7,42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,42)^3}{3} + 15 \cdot 5,65 \cdot (37 - 7,42)^2 = 87771 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{22625}{87771} = 0,26$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,26 \cdot 7,42 = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,26 \cdot (37 - 7,42) = 115,36 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

VIII.3.5) Ferrailage des poutres :**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

❖ Accidentelle :**Poutres principales :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[254 \frac{6.60 + (6.60 - 5.3)}{2} \right] \frac{2}{5.3}$$

$$q_1 = 387.604 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[254 \frac{5.3}{2} \right] \frac{2}{5.3}$$

$$q_1 = 254 \text{KN}$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :**Poutres principales :**

$$q_1 = 372.64 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 250 \text{KN}$$

❖ Etat limite ultime (E L S) :**Poutres principales :**

$$q_1 = 270 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 181 \text{KN}$$

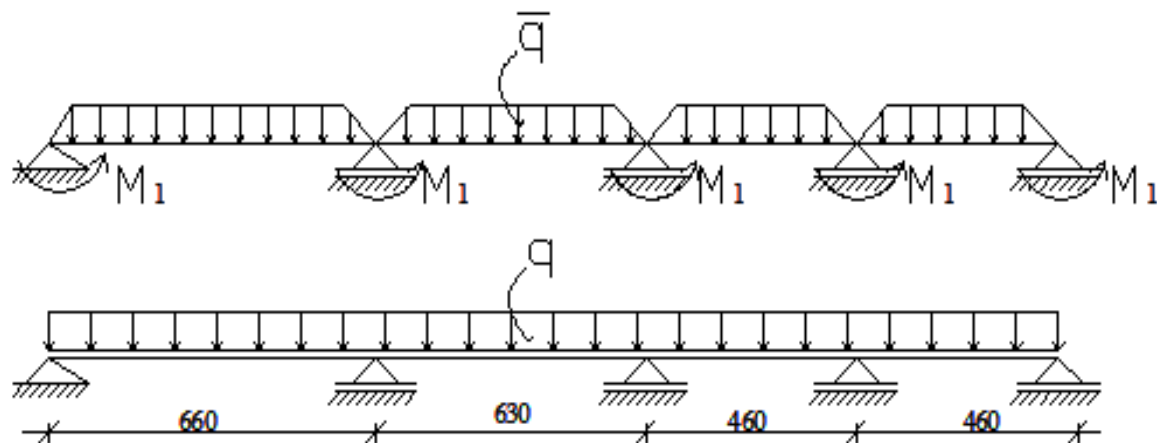


Fig.VIII. 14: Distribution des charges sur les poutres secondaires

1/ Poutres principales :

Avec :

$\bar{q}_1$: charges provenant du radier ;

q_1 : charge équivalente ;

M_i : sollicitations réelle apportées par les poteaux (voir annexe II).

2/ Poutres secondaires :

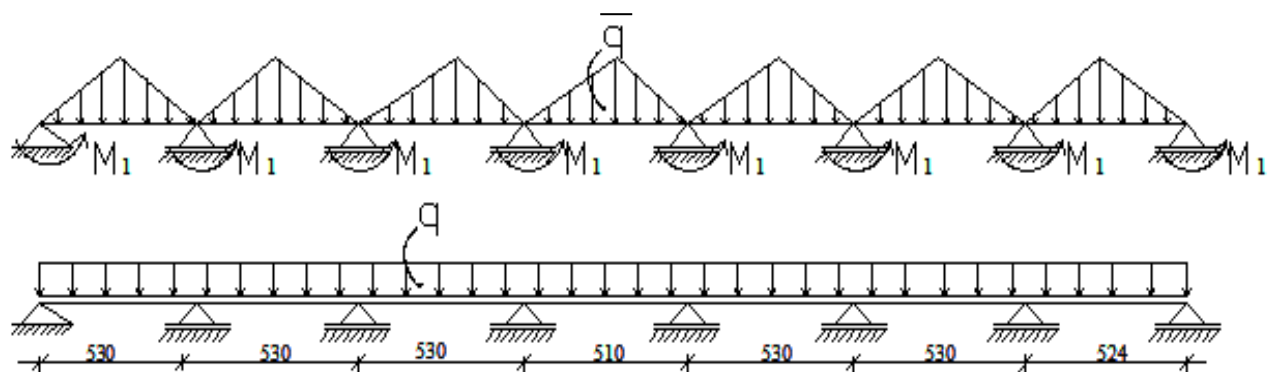


Fig.VIII.15: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans la tableau suivant.

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	travée	appui
Moment à l'ELUR (KN.m)	1349	1877	600.1	812.2
Moment à l'ELS (KN.m)	1004	1397	449.2	607.9
Moment à accidentelle (KN.m)	1399	1947	608.8	824
Effort tranchant (KN)	1610		880.3	
A^u calculée (cm ²)	24.53	38.64	12.1	16.43
A^{acc} calculée (cm ²)	22.71	34.63	10.65	14.45
$A = \max(A^u; A^{acc})$	24.53	38.64	12.10	16.43
Choix des armatures	5T20+5T16 A=25,76 cm ²	12T20+2T16 A=41,72 cm ²	4T20+2T16 A=16,59 cm ²	4T20+4T16 A=20,61 cm ²

Tableau. VIII.4: Tableau récapitulatif des sollicitations.

Vérification de l'effort tranchant :

Poutre au sens principale:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1494000}{140 \cdot 150 \cdot 100} = 0.71 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4 MPa) = 2 MPa$$

$$\tau = 0.71 MPa < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Poutre aux sens secondaire:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{802100}{140 \cdot 150 \cdot 100} = 0.38 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4 MPa) = 2 MPa$$

$$\tau = 0.38 < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

Après le calcul, on a trouvé :

At= 4 ϕ 8 espacées de : 25 cm pour la zone courante.

15 cm pour la zone nodale.

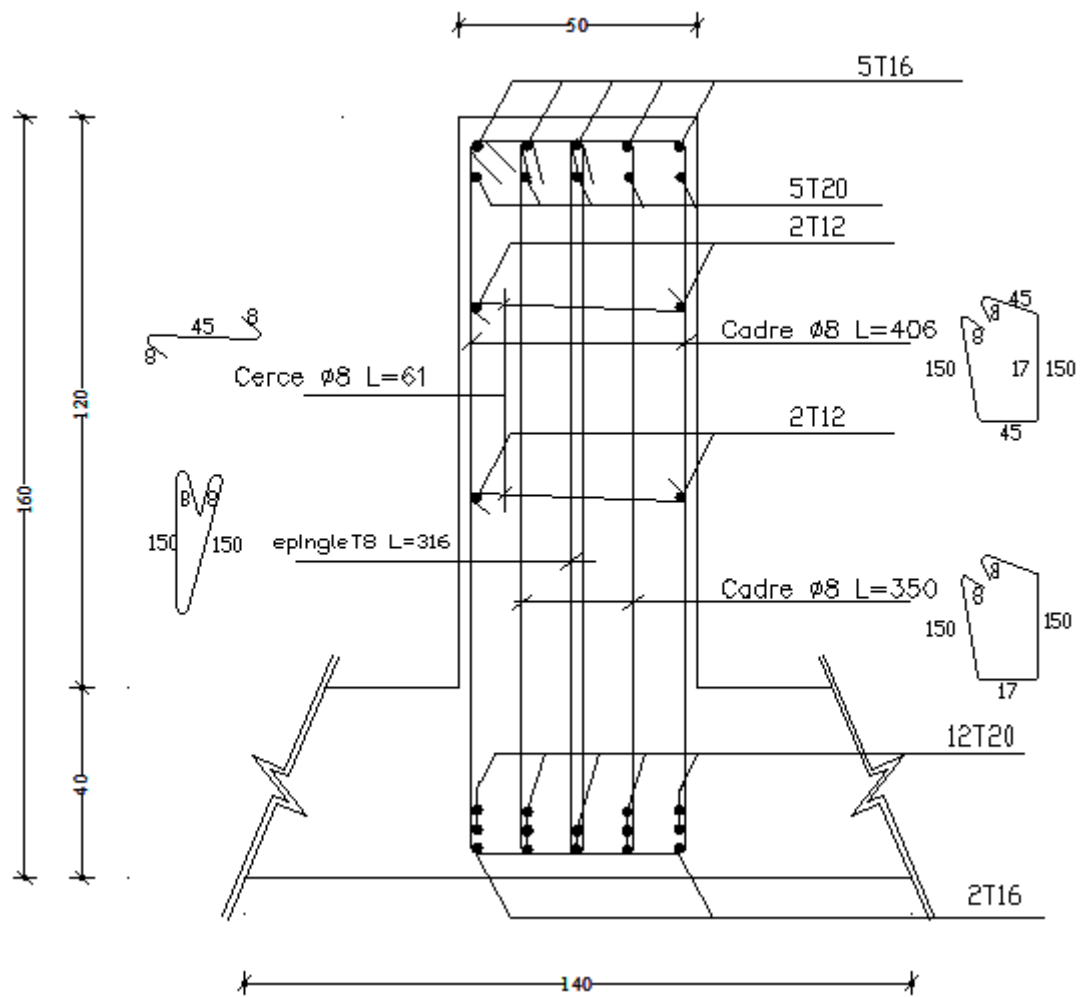


Fig.VIII.16: Ferrailage de la poutre principale.

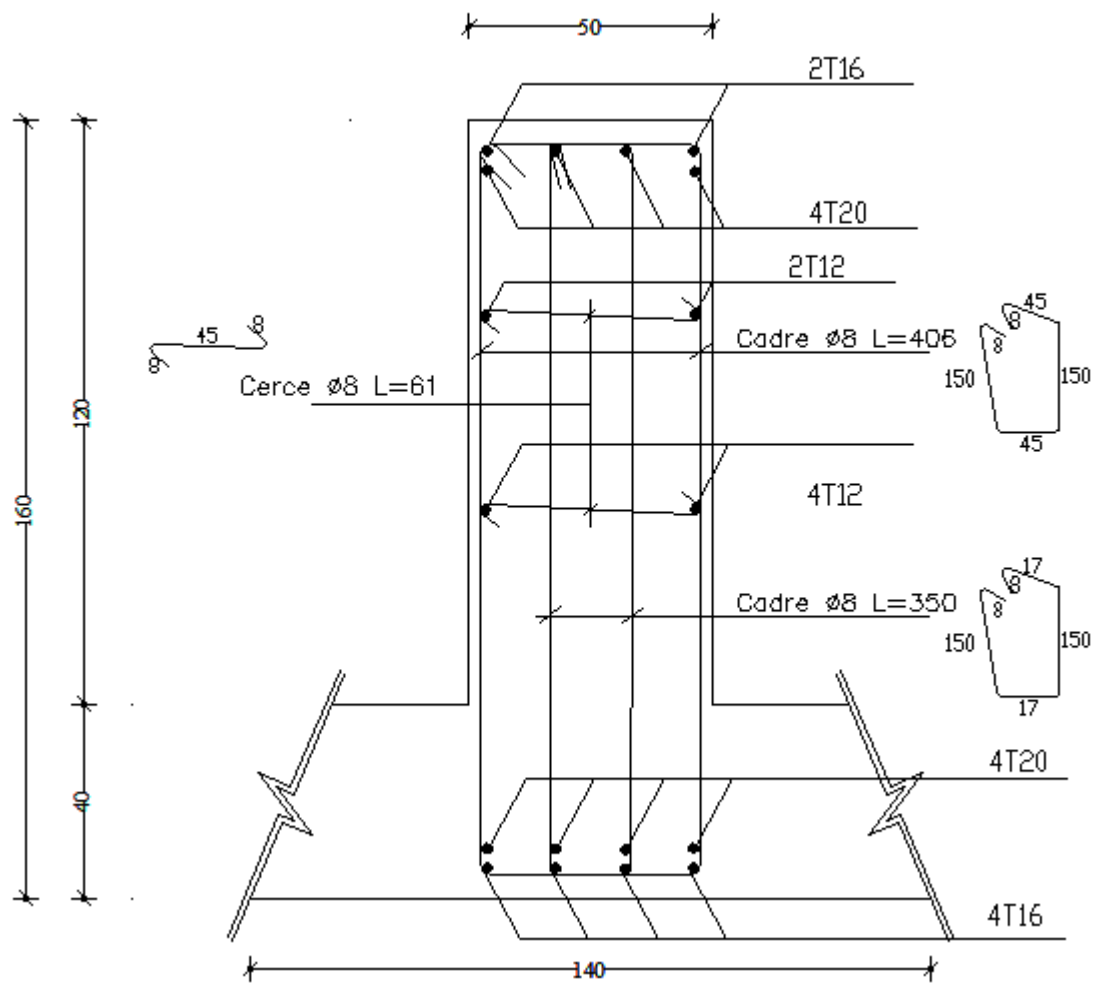


Fig.VIII. 17:Ferrailage de la poutre secondaire.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi ses connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiemment d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

BAEL91 (Règles de calcul de béton armé aux états limites) 1992 ; Collectif, Edition EYROLLES, Paris

RPA99/version 2003 (règles parasismiques algériennes, D.T.R. BC 2-48).Mr Nssereddine ATTARI, Edition du Centre National de la recherche Appliquée en Génie parasismique, Alger.

DTR B.C 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation) 1988. Mr.MALLAK Hachemi, Edition du centre National de la recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.

Mémoire bibliothèque :

(Zerrouki otmane, lassar abdelkader (Etude d'un tour 3s.sol+RDC+10 étages) 2010-2011

(MEKRABECH MALIKA (Etude d'un tours s.sol+RDC+10 étages) 2017-2018

Logiciels :

-ROBO BAT

-Auto CAD 2016, Auto desk.

-Microsoft office Professionnel 2010, Excel.

Résumé

Cette étude consiste à modéliser et dimensionner la structure et les fondations en béton armé d'un immeuble de douze (12) niveaux. La conception structural de l'étude c'est basée sur le respect des réglé de l'art de la construction avec une bonne maîtrise des couts et des contraintes d'intégration architecturales. Une structure poteaux poutres a été retenue. Ces dernières assurent le contreventement de l'ouvrage avec l'escalier. Pour le choix du plancher, nous avons opté pour les dalles nervurée classiques en béton armé pour des raisons de résistance, de cout et de facilité d'exécution .Au regard des caractéristiques mécaniques du sol d'assie ($\bar{\sigma}_{sol} = 2\text{dan} / \text{cm}^2$),nous avons opté pour la solution fondation superficielles ,d'un radier général. Les décentes de charge et le prédimensionnement des éléments structuraux ont été calculés manuellement. La modélisation et le dimensionnement de la structure ont été maniés principalement à l'aide de logiciel Autodesk robot structural analysis.certain éléments de la structure et des fondations ont été dimensionnées manuellement.

Les mots clés : Poteaux-poutre, béton armée, modélisation, dimensionnement, Autodesk robot structural analysis.

المخلص

تتكون هذه الدراسة من نمذجة و حساب مساحات البنية والأساسات في الخرسانة المسلحة لمبنى يتكون من اثني عشر (12) طابق. اعتمد التصميم الهيكلي للدراسة على احترام قواعد فن البناء مع التحكم الجيد في التكاليف و قيود التكامل المعماري تم الابقاء على بنية عارضة-عمود المرتبطة بجدار الخرسانة المسلحة. هذه الاخيرة تضمن صلابة البناية مع الدرج.لاختيار الارضيات اخترنا الواح مضلعة تقليدية اخترنا للتربة الاساسية قوة لتعزيز القوة و التكلفة و سهولة التنفيذ. فيما يتعلق بالخصائص الميكانيكية التحمل ($\bar{\sigma}_{sol} = 2\text{dan} / \text{cm}^2$).تم حساب قوة التحميل و الابعاد المسبقة تم التعامل مع نمذجة و تحجيم بعض العناصر الهيكلية و الاسس يدويا. قد تم قياسها بشكل اساسي باستخدام برنامج Autodesk robot structural analysis

الكلمات المفتاحية: الاساسات. الخرسانة المسلحة. التصميم الهيكلي و حساب مساحات البنية Autodesk robot structural analysis