

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil.



Mémoire de fin d'études

En Vue d'obtention du Diplôme Master en Génie Civil.
Option : Constructions civiles et Industrielles.

Thème

*Etude d'une structure d'un bâtiment
à ossature mixte (R+8) à usage multiple.*



Etudié par: Mr OULD AMARA Menouar
Mr LANI DJILLALI

Dirigé par : Mr AIT AMMAR

Promotion 2013-2014

Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que je dédie ce modeste travail.

D'abord et avant tout A :

■ *A mes très chers parents, que dieu les protège.*

■ *A mes très chères sœurs :*

✓ *Salma et Asma.*

✓ *Sihame et Silya.*

✓ *Sohila avec son mari Abdarahmane leurs enfants (Nauha et Adnan).*

■ *A mes frères Yacine, Sofiane et Mokran.*

■ *Mes cousines et cousins (Nassim, Mahraz, Hiyasse).*

■ *Mon unique oncle: Saïd et sa famille.*

■ *Mes camarades : Mohamed, Jaffar et Nassima.*

A tous mes amis, et l'équipe de Génie Civil Lani Djillali.

Lani Djillali

Dédicaces

Ce modeste travail pour lequel j'ai beaucoup sacrifié pendant de longues années, je le dédie en premier lieu et à mes parents.

En second lieu, à mon frère (Lounes) et mes sœurs (Nanou, Samou et Nassima), leurs maris et leurs enfants.

Enfin je tiens aussi à le dédier à toutes mes amis(es) les VIP, les MSP, MAZAL DANIA BKHIR,

A toute la famille SAMER (khwali) et OULD AMARA.

Je tiens également à faire ma dédicace à l'ensemble de mes ami(es) et camarades.

Menouar

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Mr Ait Ammar pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Sommaire

Introduction 1

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage..... 2-13

I. Introduction.

I.1. Présentation de l'ouvrage.

I.1.2. Les éléments constitutifs de l'ouvrage.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Chapitre II : Pré Dimensionnement et descente de charge 14-26

II.1. Pré-dimensionnement des éléments.

II.2. Détermination des charges et surcharges.

II.3. Descente de charge.

Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux 27-90

III.1. L'acrotère.

III.2. Calcul des planchers.

III.3. Calcul de la poutrelle.

III.4. Calcul du balcon.

III.5. Étude de la salle machine.

III.6. Calcul de l'escalier.

III.7. Calcul de la poutre palière.

Chapitre IV : Modélisation et vérification des conditions du RPA 91-104

IV.1 Description du logiciel de modélisation ETABS.

IV.2 Vérification des conditions du RPA.

IV.2.3. Résultat de calcul.

IV.2.4. L'excentricité accidentelle.

- IV.2.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.
- IV.2.6. Déplacements relatifs :
- IV.2.6. Déplacements relatifs.
- IV.2.7. Déplacement maximal.
- IV.2.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .
- IV.2.9. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.

Chapitre V: Ferrailage des poutres 105-126

- V.2. Réglementation.
- V.2.1. Les combinaisons de calcul.
- V.2.2. Recommandation de RPA version 2003.
- V.3. Calcul des armatures.
- V.3.1.2. Poutres principales adhérents aux voiles.
- V.3.2. Ferrailage en travée et en appuis des Poutres secondaires.
- V.4. Vérification.
- V.4.1. Vérification à ELU.
- V.4.2. Vérifications à l'ELS.

Chapitre VI: Ferrailage des poteaux 127-141

- VI.1. Introduction :
- VI.2. Recommandations du RPA2003.
- VI.3. Calcul Des Armatures longitudinales.
- VI.4. Vérifications à l'ELU.
- VI.5. Vérifications à l'ELS.

Chapitre VII: Ferrailage des voiles 142-155

- VII.1. Exposé de la méthode de calcul des voiles.
- VII.1.1. Ferrailage des trumeaux.
- VII.1.2. Ferrailage des linteaux.
- VII.2. Ferrailage minimal.
- VII.3. Vérification à l'ELS.

VII.4. Exemple de calcul.

VII.4.1. Voile plein dans la zone I (VG1 et VLG1).

VII.4.2. Ferrailage du Voile plein : (VLG2 et VG2).

VII.4.3. Voiles avec ouvertures L1 et L2 zone II.

VII.4.3.1. Ferrailage des linteaux L1 et L2.

VII.4.3.2. Ferrailage des trumeaux TR1 et TR2.

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure 156-168

VIII.1. Introduction.

VIII.2. Semelles continues sous poteaux.

VIII.3. Calcul des semelles.

VIII.4. Vérification à l'ELU.

VIII.5. Vérification à l'ELS.

VIII.6. Ferrailage de la semelle dans le sens "B".

VIII.7. Ferrailage de la semelle sous voiles.

VIII.8. Armatures de répartition.

VIII.9. Ferrailage de la longrine.

Bibliographie

Figure III.6.2.3 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant L'ELU.

Figure III.6.2.4 : Chargement A l'E.L.S.

Figure III.6.2.5 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELS.

Figure III.6.3.1 : Escalier étage courant.

Figure III.6.3.2 : Chargement A l'E.L.U.

Figure III.6.3.3 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU.

Figure III.6.3.4 : Chargement à L'ELS.

Figure III.6.3.5 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELS.

Figure III.7.1 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU

Figure III.7.2 : Ferrailage de la Poutre palière.

Chapitre IV : 91 104

Figure IV.1 1 : Vue en 3D de la structure.

Figure IV.1.1 : Disposition des voiles dans la structure.

Figure IV.1 : Déplacement maximal dans le sens x-x.

Figure IV.2 : Déplacement maximal dans le sens y-y.

Chapitre VI : 127 141

Figure VI.1 : Schéma ferrailage poteaux (50x50).

Figure VI.2 : Schéma ferrailage poteaux (40x40).

Figure VI.3 : Schéma ferrailage poteaux (45x45).

Figure VI.4 : Schéma ferrailage poteaux (35x35).

Chapitre VII : 142..... 159

Figure VI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure VI.2 : Armatures de linteaux.

Liste des Tableaux

Chapitre I: 1 13

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques garanties des aciers (E.L.S).

Tableau I.2 : Caractéristiques d'adhérence des aciers.

Chapitre II : 14 26

Tableau II.1 : Coefficients de dégression des surcharges .

Tableau II.2 : Récapitulatif de la descente de charge.

Tableau II.3 : Sections des poteaux adoptées.

Chapitre III: 27 90

Tableau III.1 : Valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau III.2 : Valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau III.3 : Détermination du ferrailage.

Tableau III.4 : Ferrailages des armatures longitudinales.

Chapitre VI: 91 104

Tableau IV.1 Modal Participations Mass Ratios.

Tableau IV.2: l'excentricité de chaque étage Suivant le sens x-x, Suivant Y-Y..

Tableau IV.3: l'excentricité de chaque étage Suivant Y-Y.

Tableau IV.4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens X.

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens Y.

Tableau IV.6 : justification vis-à-vis de l'effet P.

Chapitre V: 105..... 126

Tableau V.1 : Ferrailage en travée des Poutres principales non adhésés aux voiles.

Tableau V.2: Ferrailage des Poutres principales adhésés aux voiles.

Tableau V.3: Ferrailage en travée des Poutres secondaires non adhésés aux voiles.

Tableau V.4: Vérification du Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS.

Tableau V.5 : Vérification du Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS.

Tableau V.6: Vérification du Ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS.

Tableau V.7: Vérification du Ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS.

Chapitre VI: 127 141

Tableau VI-1: Ferrailage des poteaux de (50x50 cm²)

Tableau VI.2: Ferrailage des poteaux de (45x45cm²)

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux de (40x40 cm²)

Tableau VI.4 : Ferrailage des poteaux de (35x35cm²)

Chapitre VII : 142..... 159

Tableau VII.2 : Ferrailage de voile pleinVLG2etVG2

Tableau VII.3 : Ferrailage des linteauxL1 et L2

Tableau VII.4 : Ferrailage des trumeaux TR1et TR2

Chapitre VIII: 160..... 173

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles transversales.

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles longitudinales.

Tableau VIII.3 : Sollicitations sur la semelle.

Tableau VIII.4 : Sollicitations sur la poutre de rigidité.

Tableau VIII.5 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

Tableau VIII.6: Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.

Tableau VIII.7 : Vérifications des contraintes aux appuis.

Tableau VIII.8: Vérifications des contraintes en travée.

Les Plans

Introduction :

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions Civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité de leurs occupants et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la Structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol d'assise.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et des logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 à ossature mixte a contreventement mixte, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement par asismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

CHAPITRE I

Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

I. Introduction:

Le projet qui nous a été confié consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment R+8 à usage multiple (commerces et habitation).

Le bâtiment en question sera implanté à Tizi-Ouzou. Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) cet ouvrage est classé selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrage courants ou d'importance moyenne (groupe 2) et situé en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques géométrique et mécaniques.

I.1.Présentation de l'ouvrage:

Le bâtiment, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- 01 RDC et une galerie commerciale.
- 08 Etages courants.
- 01 Cages d'escaliers.
- 01 Cage d'ascenseur.

I-1-1) Caractéristiques géométriques :

- Longueur totale 25.1 m.
- Largeur totale 22.60m.
- Hauteur du RDC 4.59 m.
- Hauteur de l'étage courant 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) 29, 07 m.

I-1-2) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

I-1-2-1) L'ossature :

Notre bâtiment est à ossature mixte, voiles et portiques dans les deux sens pour assurer la stabilité et la résistance due aux sollicitations des charges verticales et horizontales, Elle est composée de:

Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.

Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant les stabilités de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et des charges verticales.

I-1-2-2) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer deux niveaux successifs du bâtiment.

Il est capable de supporter en plus de son poids propre les charges d'exploitation et les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine en BA coulée sur place.

I-1-2-3) Le remplissage (maçonnerie)

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de brique creuse de 10 [cm] d'épaisseur pour la cloison interne et 15[cm] pour l'externe, séparés par une lame d'air de 5 [cm]. Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de brique creuse de 10[cm] d'épaisseur.

I-1-2-4) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.

Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

I-1-2-5) La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulés sur place.

I-1-2-6) les balcons :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

I-1-2-7) Les revêtements :

Les revêtements seront réalisés en:

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-1-2-8) Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'un plancher terrasse inaccessible (Sauf pour entretien), réalisé en corps creux avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I-1-2-9) L'acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 15 cm.

I-1-2-10) Fondations :**a- Définition :**

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur le terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

b- Fonctions des fondations :

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c- Différents types de fondations :

Il existe trois types de fondations :

- **Les fondations superficielles:** Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.
- **Les fondations profondes:** Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : pieux.
- **Les fondations semi-profondes:** Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important. Bien souvent, il s'agit de puits qui peuvent être creusés à la pelle mécanique, permettant ainsi à l'entreprise de gros œuvre de réaliser l'ouvrage sans faire appel à une entreprise spécialisée, comme dans le cas de fondations profondes. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

d- Facteurs de choix de type de fondation :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation,...
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain ; montagne, bord de mer,.....
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau,...

I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I-2-1) Le béton :

Le béton est un matériau composite confectionné à base de ciment, gravier, sable et eau après une étude de composition réalisée par un laboratoire spécialisé.

I-2-1-1) Comportement expérimental :**• Essai de compression :**

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression, les résistances obtenues dépendent de la composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées appelées 16×32, de forme cylindrique de hauteur de 32cm et de diamètre de 16cm (aire : 200 cm²)

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

- Le module de Young instantané $E_{ij} \approx 30000\text{MPa}$
- La contrainte maximale $\sigma_{\max} = 20\text{à}40\text{MPa}$
- La déformation maximale à la rupture $\varepsilon_{\max} \approx 2\text{‰} = 2 \times 10^{-3}$

• Essai de traction :

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression $R_t \approx R_c / 10$

• Fluage de béton :

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3.E_i$

- **Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation.
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage.
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits.
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes.
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

- **Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

I-2-1-2) Modélisation – calculs réglementaires :

- **Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir des essais sur éprouvettes $16 \times 32 \text{cm}^2$, elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \sigma_j / 1,15$$

Où σ_j : Valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : fc_{28} pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (j) jours, définies à partir de fc_{28} par :

- Pour des résistances $fc_{28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (BAEL91 modifié99-Art-2.1.11)

• **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{ij} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa (BAEL91 modifiée 99.Art -2.1, 12)}$$

$$f_{ij} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{MPa (Annexe F)}$$

- Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

• **Modules de déformation longitudinale :**

On distingue deux modules de Young : Instantané E_{ij}

Différé E_{vj}

- Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24heures.

- Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois(3) fois le module différé. $E_{ij} = 3 E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa (BAEL91 modifiée 99.Art -2.1, 2).}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{MPa, sans fumée de silice.}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{MPa, avec fumée de silice.}$$

Pour notre cas : $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$

$$E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818,86563 \text{MPa.}$$

- **Module d'élasticité transversale « G » :**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ (MPa) avec :}$$

- E : Module de Young (module d'élasticité).
- ν : Coefficient de poisson $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$.
- $\Delta d/d$: Déformation relative transversale.
- $\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale.

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à L'E.L.U et $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à L'E.L.S (BAEL91 modifiée 99.Art – 2.1, 3).

Modèle de calcul à L'E.L.U :

Pour les calculs à L'E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1

Avec cette figure :

- $E_{bc1} = 2\%$
- $E_{bc1} = \begin{cases} 3,5\% \dots \dots \dots \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art. 4.3, 41).} \\ (4,5 - 0,025f_{cj}) \dots \dots \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 41).} \end{cases}$
- La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \quad \text{Avec :}$$

- $\theta = 1$ pour $t > 24 \text{ h}$
- $\theta = 0,9$ pour $1 \leq t \leq 24 \text{ h}$
- $\theta = 0,85$ pour $t < 1 \text{ h}$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots$ pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots$ pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa. (BAEL91 modifiée 99.Art. A.4.5.2)}$$

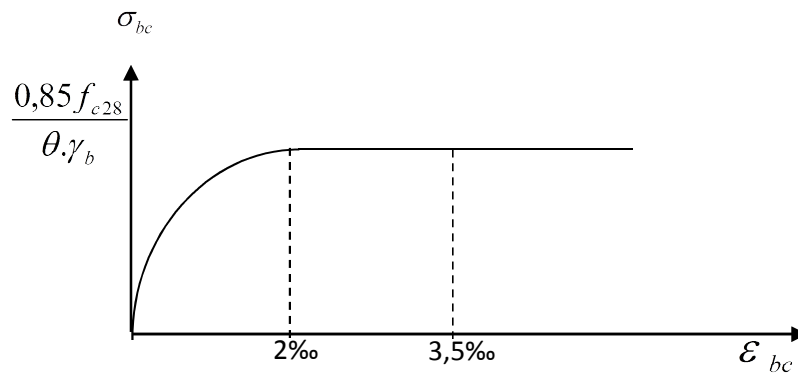


Fig.I-1 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E.L.U

Modèle de calcul à L'E.L.S :

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L' E.L.S avec ; pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5,1) de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ($E_b = 13333\text{MPa}$).

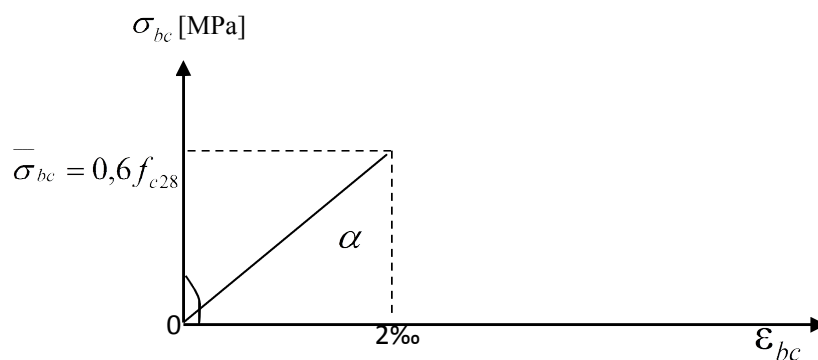


Fig.I-2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E. L.S.

- **Contraintes tangentielles conventionnelles :**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.1})$$

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette situation doit vérifier les conditions suivantes :

- Si les armatures sont droites :

$$\text{En FPP : } \tau_u \leq \min \{0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$$

$$\text{En FP et FTP : } \tau_u \leq \min \{0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\} \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.2}).$$

- Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$\tau_u \leq \min \{0,27f_{cj} / \gamma_b ; 7\text{MPa}\}$$

- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

- **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500daN/m³ s'il est armé.

I-2-2) Les armatures :

I-2-2-1) Types d'aciers :

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

1. Les aciers durs, type I : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
2. Les aciers durs, type II : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
3. Les aciers fortement écrouis : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

f_c : Limite d'élasticité garantie.

η : Coefficient de fissuration.

Ψ_s : Coefficient de scellement.

E_s : Module de déformation longitudinale.

Φ : Diamètre de l'armature.

Tableau. I-1 : Caractéristiques mécaniques garanties des aciers (E.L.S).

Principales caractéristiques des aciers		
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau. I-2 : Caractéristiques d'adhérence des aciers

Barres (tous diamètre)		
	HA	
ψ_s	1,5	
η	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)		
	TS HA	
	$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
	1,5	1,5
	1,3	1,6

I-2-2-2) Module de déformation longitudinal « Es » :

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art-2.2.1})$$

I-2-2-3) Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

I-2-2-3-1) Contrainte limite ultime:

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 2})$$

γ_s : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Situation courante.

$\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ Situation accidentelle

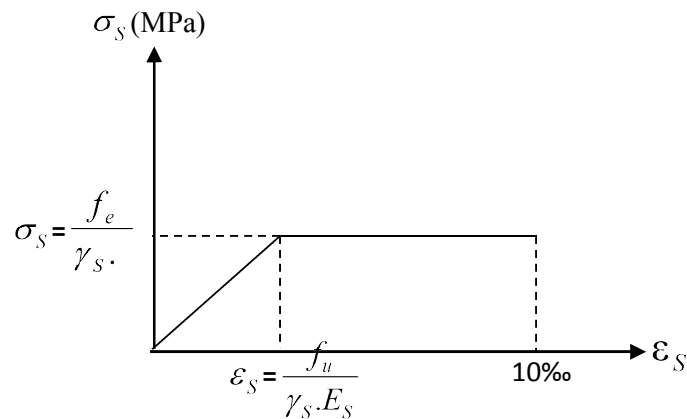


Fig. I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

I-2-2-3-2) Contrainte limite de service :

Dans L'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

$\bar{\sigma}_s = f_e$Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}}) \}$Fissuration préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}}) \}$ Fissuration très préjudiciable.

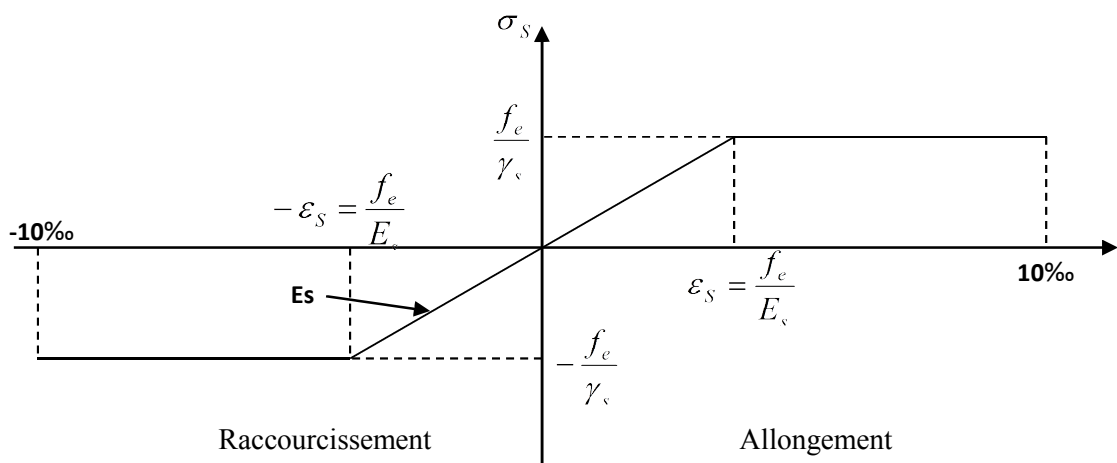


Fig.I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

I-3) Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- 5cm : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- 3cm : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- 1cm : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2,8).

I-3-1) Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\Phi_1 \leq h / 10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_1 ; b_0 / 10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

I-3-2) Le système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

Conclusion :

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE II

Pré Dimensionnement et Descente de Charge

INTRODUCTION:

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

Le RPA 99

Le CBA 93

Le BAEL 91

II-1) pré-dimensionnement des éléments.**II-1-1) les planchers****a) Planchers en corps creux :**

Ils sont en corps creux associés à des poutrelles qui sont appuyées directement sur les poutres principales. La hauteur d'un plancher doit être déterminée de manière à éviter la flèche défavorable. Elle est donnée par relation :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}; \text{ ht: Hauteur totale du plancher} \quad (\text{BAEL91})$$

L : Portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige le min (b, h) ≥ 25 cm en zone IIa, on prend min = 25 cm.

Dans notre cas $L=350 - 25=325$ cm.

$$ht = 325/22,5 = 14,44 \text{ cm} \quad \text{Soit : ht} = 20 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+4) cm, valable pour tous les niveaux.

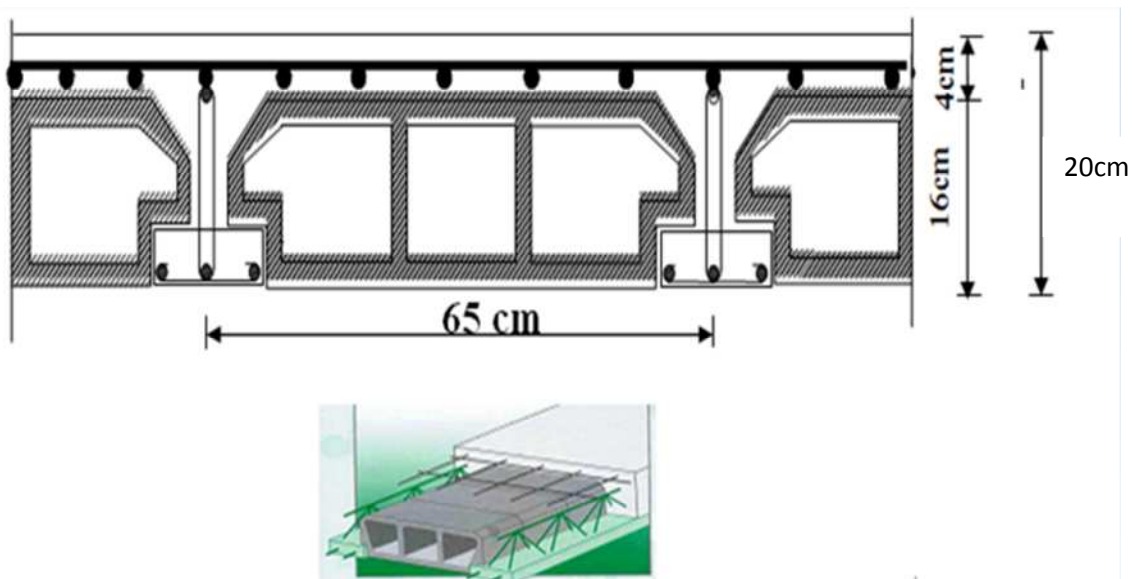


Fig. II.1) Eléments constitutif d'un plancher a corps creux

b) Dalle pleine :

Ils sont composés d'une dalle mince et plane d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis.

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

- **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.35\text{m}$$

$$e \geq 1.35/10 = 0.135\text{m} = 13,5\text{cm}$$

On adoptera une épaisseur de 13,5 cm.

- **Résistance au feu :**

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

- **Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e_2 = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de la dalle pleine $e_d \geq \max$

$$\text{Nous prenons : } \Rightarrow e = 15\text{cm.}$$

II-1-2 les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ;à savoir la hauteur totale h_t et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

H : la hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ h / b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right\}$$

A .Les poutres principales :

a) La hauteur h_t :

La hauteur h_t est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis

h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10}$$

$$28.33 \leq h_t \leq 42.5 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_t = 40 \text{ cm}$

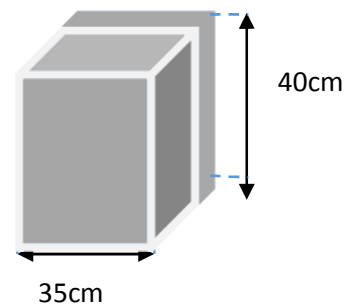
b) La largeur b

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$16 \leq b \leq 28$$

Pour plus de sécurité on prend $b = 35 \text{ cm}$

La section des poutres principales est: $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.



c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifier.

$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifier.

$h_t/b = 1,14 < 4$ Condition vérifier.

⇒ Conditions vérifiées

B. Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles .

a) la hauteur :

Elle est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L=350-25=325 \text{ cm} \quad \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$21.66 \leq h \leq 32.5 \text{ on prend } h=35 \text{ cm}$$

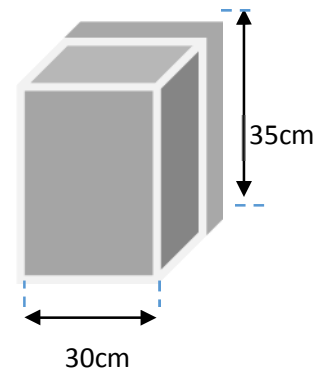
b) la largeur :

elle est donnée par la formule suivante : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$h=35 \text{ cm} \quad 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } b=30 \text{ cm}$$

La section des poutres **secondaires** est: $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.



c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

$h_t = 35 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \quad \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

conclusion : on opte pour les sections suivantes :

Poutres principales (bxh)= $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires (bxh)= $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Remarque

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (R P A 99) pour un poteau en (Zone IIa) qui est de $25 \times 25 \text{ cm}^2$

II-1-3 les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la Stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le (RPA 99 REV2003, Art 7.7.1) ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante: $L \geq 4 e_p$.

Avec e_p : épaisseur des voiles

L : portée min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm

$$e = \frac{h_e}{20}$$

$h_e = h_{\max} = \text{hauteur du RDC} = 459 - 20 = 439 \text{ m}$.

$e \geq 439/20 = 19.95$ on prend : $e_p = 20 \text{ cm}$.

$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition:

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 1,5 \text{ m} \geq 4 \times 0,22 = 0,88 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

L_{\min} : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 22 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

On adoptera une épaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$.

- **Coupe des voiles en plan et élévation.**

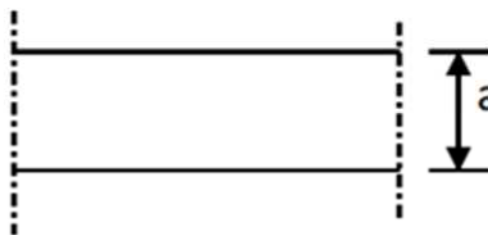


Fig -II 2 : Coupe des voiles en plan

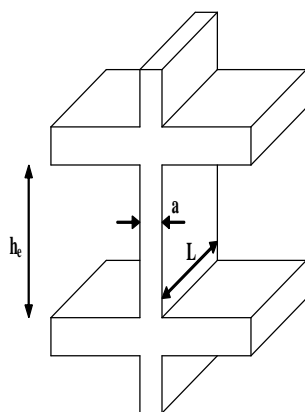


Fig-II-3 coupe de voile en élévation.

II-1-4 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante : $S > \frac{N}{\sigma_{bc}}$

Avec

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par le poteau ; $N=G+Q$.

G : charge permanente ; Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

$\min (b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$

$\min (b1, h1) \geq h_e / 20$

$1/4 \leq b1 / h1 \leq 4$

II-2) Détermination des charges et surcharges

II-2-1) Charges permanentes

II-2-1-1) Les planchers

A) Plancher terrasse corps creux :

- 1- Protection lourde ($e_p = 5\text{cm}$)..... 1,00 KN /m²
- 2- Etanchéité multiple ($e_p = 2\text{cm}$).....0,12 KN /m²
- 3- Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$)..... 1,54 KN /m²
- 4- Para vapeur (Feuille polyane)..... 0,01 KN/m²
- 5- Isolation thermique ($e_p = 5\text{cm}$) 0,16 KN /m²
- 6- Plancher corps creux (16 + 4 cm)..... 2,80 KN /m²
- 7- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$) 0,20 KN /m²

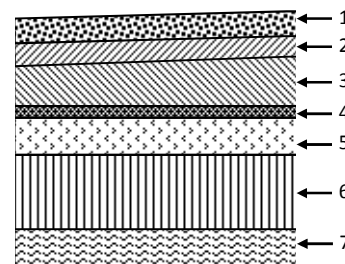


Fig-II-4

$G = 5,83 \text{ KN /m}^2$

B) Plancher étages courants (corps creux) :

- 1-Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$).....0,40 KN /m²
- 2-Mortier de pose ($e_p = 3\text{cm}$)..... 0,60 KN /m²
- 3-Couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$)..... 0,66 KN /m²
- 4-Plancher corps creux (16 +4 cm)..... 2,80 KN /m²
- 5-Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$)..... 0,20 KN /m²
- 6-Maçonnerie en briques creuses ($e_p = 10\text{cm}$)..... 0,90 KN /m²

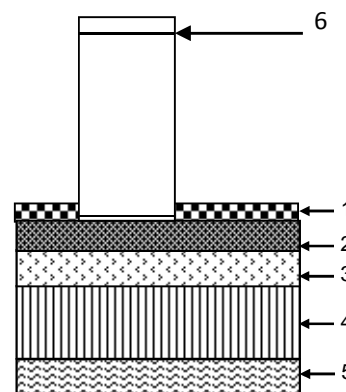


Fig-II-5

$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$

II-2-1-2) Balcons:

- 1- Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$)..... 0,40 KN /m²
- 2- Mortier de pose ($e_p = 3\text{cm}$).....0,60 KN /m²
- 3- Couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$).....0,66 KN /m²
- 4- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 15\text{cm}$)..... 3,75 KN /m²
- 5- Enduit de ciment ($e_p = 2\text{cm}$).....0,20 KN /m²

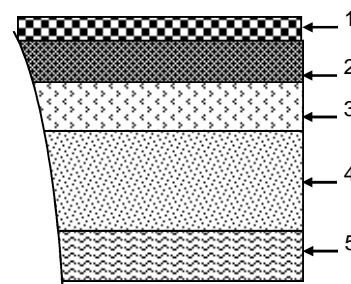


Fig-II-6

$G = 5,61 \text{ KN /m}^2$

II-2-1-3) Murs intérieurs :

- 1- maçonnerie en Briques ($e_p = 10 \text{ cm}$)0.9 kN/m²
- 2- Enduit en plâtre ($e_p = 2\text{cm}$)(0.2x2)=0.4kN/m²

G = 1,30 KN /m²

II-2-1-4) Murs extérieurs :

- 1- maçonnerie Briques de 10cm(double).....0.9x2=1.8KN/m²
- 2-Enduit intérieur en plâtre (ep = 2cm)0.2 KN/m²
- 3-Enduit extérieur au mortier (ep= 2 cm) 0.36 KN/m²

G = 2,36 KN /m²

II-2-1-5) Acrotère :

G= S x ρ_b x 1 ml

Avec : S : surface de l'acrotère.

ρ_b: Masse volumique du Béton Armé.

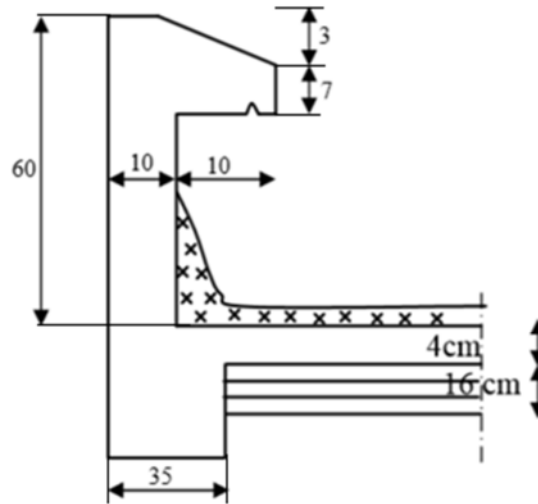


Fig-II-7 schéma descriptif de l'acrotère

On a ht=60cm

Charge permanente G

$G = 25 \{ (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.03 \times 0.1 / 2) \}$ **G=1.71 KN /ml**

II-2-2) surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2.2 comme suit :

- Plancher terrasseQ =1,00 kN/m²
- Plancher étage courant: à usage d'habitationQ =1,50 kN/m²
- Plancher du RDC.....Q=1,50 kN/m²
- L'acrotèreQ=1,00 kN/ml
- L'escalierQ=2,50 kN/m²
- BalconsQ=3,50 kN/m²

II.3.Descente de charge:

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

II.3.1 Charges et surcharges revenant au poteau

Surface d'influence:

$$S = (2 \times 1,4) \times 2 + (1,35 \times 2) \times 2 = 11 \text{ m}^2$$

a) Charges permanentes revenant à chaque plancher:

Plancher terrasse $G = 5,83 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant $G = 5,56 \text{ kN/m}^2$

Plancher rez-de-chaussée $G = 5,56 \text{ kN/m}^2$

b) Poids revenant à chaque plancher:

Poids du plancher $P = G \times S$

Plancher terrasse: $P = 5,83 \times 11 = 64,13 \text{ KN}$

Plancher étage: $P = 5,56 \times 11 = 61,16 \text{ KN}$

c) Poids revenant à chaque poutre:

Poutres principales: $P = (2 \times 0,40 \times 0,35) \times 25 \times 2 = 14,00 \text{ KN}$

Poutres secondaires: $P = (1,4 \times 0,35 \times 0,30) \times 25 + (1,35 \times 0,35 \times 0,3) \times 25 = 7,22 \text{ KN}$

D'où le poids total $P = 14,00 + 7,22$

Ce qui donne: $P = 21,2 \text{ kN}$

d) Surcharges d'exploitation

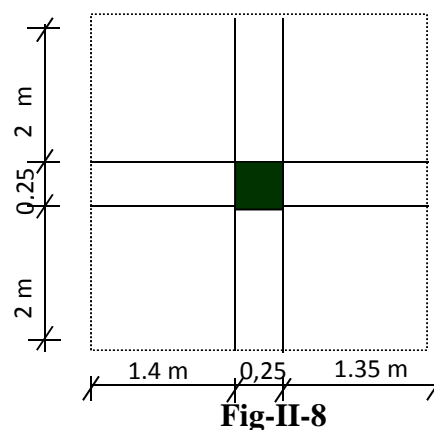
Plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times (4,25 \times 3) - (0,25)^2 = 12,68 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 12,68 = 19,02 \text{ KN}$

II.3.2. Loi de dégression de charge

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.



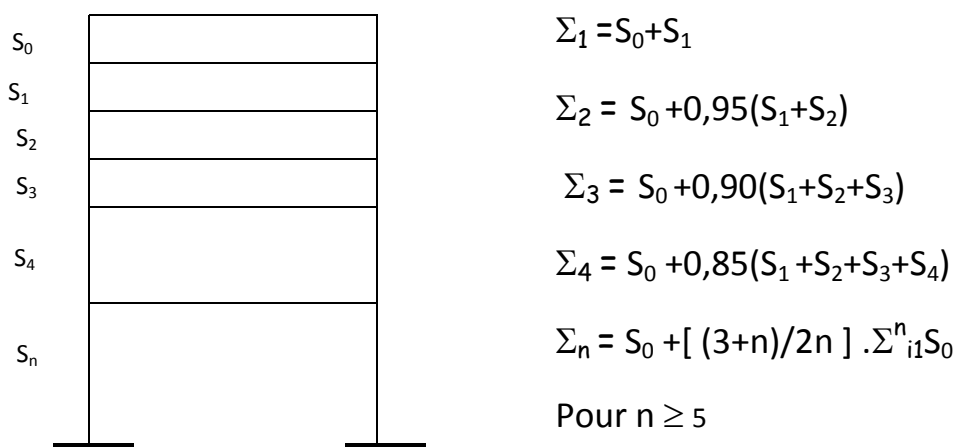


Fig-II-9

(Tab II-1) : Coefficients de degression des surcharges

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.74	0.69	0.66

• Les surcharges cumulées

Terrasse $Q_0 = 12,68 \text{KN}$

Etage 8 $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12,68 + 0,95(2 \times 19,02) = 48,82 \text{KN}$

Etage 7 $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12,68 + 0,90(3 \times 19,02) = 64,03 \text{KN}$

Etage 6 $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12,68 + 0,85(4 \times 19,02) = 77,35 \text{KN}$

Etage 5 $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12,68 + 0,80(5 \times 19,02) = 88,76 \text{KN}$

Etage 4 $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12,68 + 0,75(6 \times 19,02) = 98,27 \text{KN}$

Etage 3 $Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) = 12,68 + 0,71(7 \times 19,02) = 107,21 \text{KN}$

Etage 2 $Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8) = 12,68 + 0,68(8 \times 19,02) = 116,15 \text{KN}$

Etage 1 $Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9) = 12,68 + 0,66(9 \times 19,02) = 125,66 \text{KN}$

- **Tableau récapitulatif de la descente de charge**

$$\sigma_{bc}=150 \text{ Kg/cm}^2$$

Niv	Charges permanentes KN					Charges Exploitations		Efforts normaux	Section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G tot	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ trouvée	S adoptées
8	64.13	21.2	4.78	90.11	90.11	12.68	12.68	102.79	68.52	30x30
7	61.16	21.2	4.78	87.14	177.25	19.02	31.7	208.95	139.3	30x30
6	61.16	21.2	4.78	87.14	264.39	19.02	50.72	315.11	210.07	35x35
5	61.16	21.2	4.78	87.14	351.53	19.02	69.74	421.27	280.84	35x35
4	61.16	21.2	4.78	87.14	438.67	19.02	88.76	527.43	351.52	35x35
3	61.16	21.2	4.78	87.14	525.81	19.02	107.78	633.59	422.39	35x35
2	61.16	21.2	4.78	87.14	612.75	19.02	126.8	739.57	493.31	40x40
1	61.16	21.2	4.78	87.14	700.09	19.02	145.82	845.91	563.94	40x40
RDC	61.16	21.2	7.17	89.53	789.62	19.02	164.84	954.46	636.30	45x45

(Tab II-2) : Récapitulatif de la descente de charge

- **Les sections des poteaux adoptées :**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes

Etages	Section des poteaux cm ²
8,7	30x30
6.5,4,3	35x35
2,1	40x40
RDC	45x45

(Tab II-3) : Sections des poteaux adoptées

II.3.3 Vérification des conditions du RPA99/version 2003 art.7.4.1 :

A) Coffrage :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois. Et les dés de calages sont interdits. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$1) \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$$

$$2) \min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

Avec b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étagé

B) Poteaux

- **Pour les Poteaux (45x45) :**

$$1) \text{Min (45x45)=45 [cm]} \geq 25 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{20} = \frac{4.59-0.45}{20} = 0.207 \text{ m}$$

$$\text{Min (45x45) = 40} \geq 20.907 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- **Pour les Poteaux (40x40) :**

$$1) \text{Min (40x40)=40 [cm]} \geq 25 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{20} = \frac{3.06-0.4}{20} = 0.133 \text{ m}$$

$$\text{Min (40x40) = 40} \geq 13.3 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- **Pour les Poteaux (35x35) :**

$$1) \text{Min (35x35)=35 [cm]} \geq 25 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{20} = \frac{3.06-0.35}{20} = 0.133 \text{ m}$$

$$\text{Min (35x35) = 35} \geq 13.3 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- **Pour les Poteaux (30x30) :**

$$1) \text{Min (30x30)=30 [cm]} \geq 25 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{20} = \frac{3.06-0.33}{20} = 0.133 \text{ m}$$

$$\text{Min (30x30) = 30} \geq 13.3 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

⇒ **Les conditions du RPA sont vérifiées**

II-3-4) Vérifications au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec : L_f Longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$)

L_0 Hauteur libre du poteau

$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ → Rayon de giration, avec S section transversale du poteau ($b \times h$)

I Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = I_{xx} = \frac{hb^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Les vérifications :

Pour le RDC (poteau (50×50) cm² : $l_0 = 4.59$ m $\rightarrow \lambda = 27,82 < 50$.

Pour le 1^{er} et 2^{ème} étage (poteau 45×45) cm² : $l_0 = 3,06$ m $\rightarrow \lambda = 18,55 < 50$.

Pour le 3^{ème}, au 5^{ème} étage (poteau 40×40) cm² : $l_0 = 3,06$ m $\rightarrow \lambda = 21,20 < 50$.

Pour le 6^{ème} au 8^{ème} étage (poteau 35×35) cm² : $l_0 = 3,06$ m $\rightarrow \lambda = 24,73 < 50$.

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

CHAPITRE III

Calcul des éléments non structuraux

INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux qui peuvent être étudiés sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. (Charges permanentes, charges d'exploitation) le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

III. 1) l'acrotère

II-1-1- Introduction:

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour des raisons d'étanchéité et de sécurité des terrasses inaccessibles. Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal (Q = 1 KN/ml) dû à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée, pour une bande de 1 mètre de largeur.

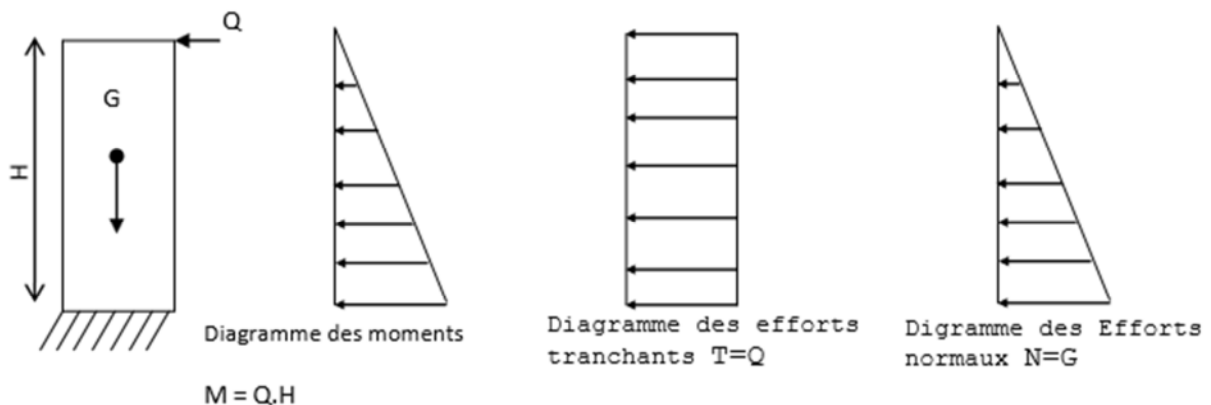


Fig.III.1.1 Schémas statiques :

III-1-2) Détermination des sollicitations :

• Evaluation des charges :

$$\text{Poids propre(G): } G = 25 \{ (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.03 \times 0.1 / 2) \} \quad G = 1.71 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation(Q) : } \quad Q = 1 \text{ KN /ml}$$

• Les sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre G $N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$
- Effort normal dû à la surcharge Q $N_Q = 0$
- Moment de renversement dû à G $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q $M_Q = Q H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$

III-1-3) Calcul au séisme :

Selon le RPA 99 (art 6-2-3) l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "FP" due au séisme calculée comme suit :

$$FP=4 \times A \times C_p \times W_p.$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- C_p : facteur de force horizontale.
- W_p : poids de l'acrotère.
- $A = 0.15$ (zone II_a groupe 2) selon le tableau 4-1 du RPA.
- $C_p = 0.8$ (pour les éléments en console) selon le tableau 6-1 du RPA.
- $W_p = G_{acrotère} = 1,71 \text{ KN/ml}$

$$FP=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,71 = 0.82 \text{ KN/ml}$$

$$FP= 0.82 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- L'action de la force horizontale FP de l'acrotère (due au séisme) est donc moins prépondérante que l'action de la charge d'exploitation Q (due à la main courante).

Par conséquent $M_{fp} < M_Q$.

- T_{FP} : effort tranchant = 0.82 KN
- M_{FP} : moment renversant = $0,82 \times 0.6 = 0.49 \text{ KNm}$

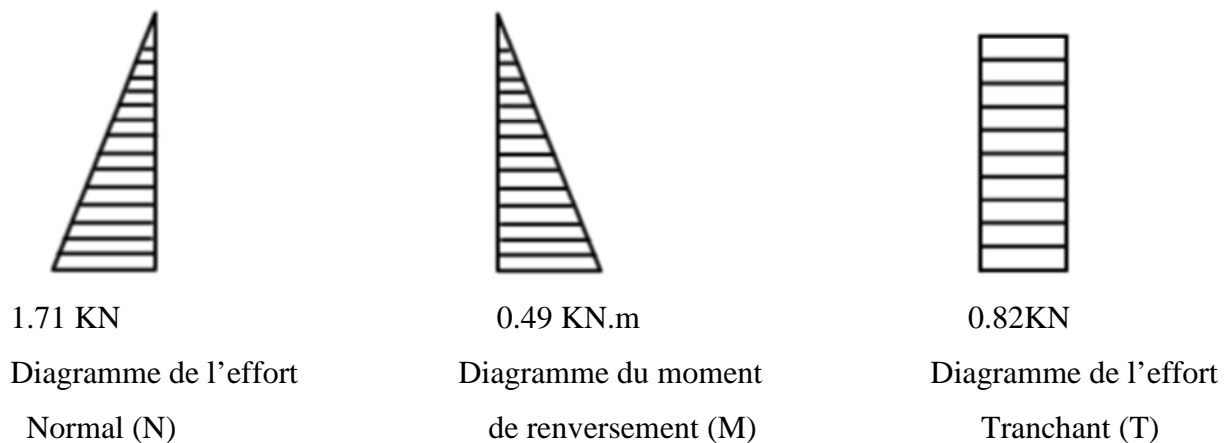


Fig.III.1.2) Diagrammes des efforts internes dans l'acrotère

III-1-4) Combinaisons des charges :

- **A L'E.L.U :**
 - Effort normal : $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_{fp} = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN}$
 - Moment de renversement: $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_{FP} = 1,5 \times 0,49 = 0.73 \text{ KNm}$
 - Effort tranchant : $T_u = 1,5 T_{fp} = 1.23 \text{ KN}$

- **A L'E.L.S :**

- Effort normal: $N_s = N_G + N_{FP} = 1.71 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M_G + M_{FP} = M_{FP} = 0,49 \text{ KN m}$
- Effort tranchant : $T_s = 1 T_{FP} = 0.82 \text{ KN}$

III-1-5) Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS

- **Remarque:** Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression «N» et un moment de flexion « M ».

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée.

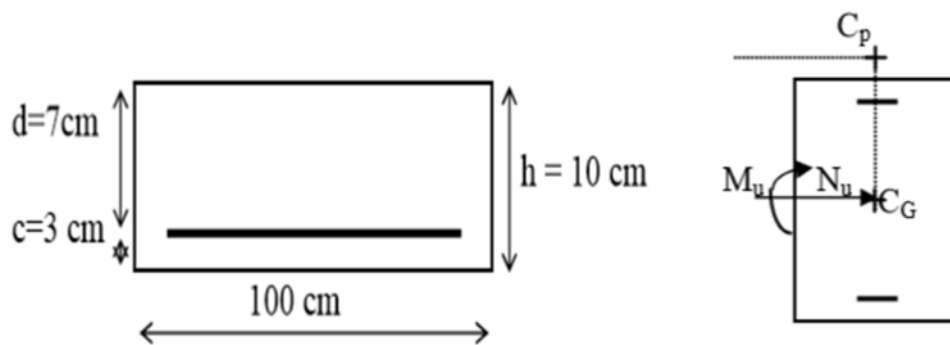
Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «Mf» afin de déterminer les armatures fictives «Af» puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.

a)- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.73}{2.31} = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

- Le centre de pression «Cp» est à l'extérieur de la section \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple l'effet d'un moment fictif.



b)- Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$M_f = N_u \times a$ avec a: distance entre le «Cp» et le centre de gravité «CG» des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 0.32 + 0.02 = 0.34 \text{ m}$$

$$M_f = 2,31 \times 0,34 = 0.79 \text{ KN m.}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = M_f / b d^2 f_{bu} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 0,85 f_{c28} / 1,5. \quad f_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = 0,79 \times 10^3 / 100 \times (7)^2 \cdot 14,2 = 0,0113.$$

$$\mu_u \leq U \ell = 0,392 \quad \Rightarrow \text{ la section est simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\mu_u = 0,0113 \rightarrow B = 0,995$.

- **Les armatures fictives : (flexion simple)**

$$A_f = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_f = 0,79 \times 10^3 / 0,995 \times 7 \times 348 = 0,327 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_f = 0,327 \text{ cm}^2.$$

c)- La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_{st}$$

$$A_s = 0,327 - (2,31 \times 10^3 / 348) = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d)- Vérification a l'E.L.U :

d.1)- Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art.A.4.2.1) :

$$A > A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e) [e_s - 0,455 \cdot d / e_s - 0,185 \cdot d].$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,49 / 1,71 = 0,286 \text{ m} = 28,6 \text{ cm.}$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min} = (0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot 2,1 / 400) [28,6 - 0,455 \cdot 7 / 28,6 - 0,185 \cdot 7] = 0,79 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} > A_s = 0,26 \Rightarrow \text{ la section n'est pas vérifiée.}$$

Donc on adopte une section : $A_s = A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2$.

$$A_s < A_{min} \quad \text{CNF donc le ferrailage se fera avec } A_{min}$$

$$\text{Soit } A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec un espacement } S_t = 25$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit 4HA8 Avec un espacement : $S_t = 18 \text{ cm.}$

d.2)- Vérification de l'espacement des barres :

- Armatures verticales :

$$S_t \leq \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$$S_t \leq \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \quad S_t = 18 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

d.3)- Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.1 / BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_U = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4\text{Mpa}).$$

$$\tau_u = V_u / b.d. \quad \text{Avec : } V_u : \text{effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$V_u = 1,5 \quad Q = 1,5 \text{kn}$$

$$\tau_u = 1,5 \times 10^3 / 1000 \times 70 = 0,21 \text{Mpa} < 2,5 \text{Mpa.}$$

$\tau_u < \tau_u \Rightarrow$ condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d.4) Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3 / BAEL 91) :

Pour connaître le comportement de l'interface entre le béton et de l'acier de béton armé, on doit vérifier que : $\tau_{SE} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s . F_{t28}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s . F_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

ψ : Coefficient de scellement.

$$\text{Avec } \tau_{se} = V_u / 0,9d \sum U_i$$

$$(\psi_s = 1,5 \Rightarrow \text{haute adhérences}) \quad \text{Avec : } V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$\sum U_i$ = somme des périmètres des barres

- **Aciers principaux :**

$$\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm} = 100,5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \times 10^3 / 0,9 \times 70 \times 100,05 \Rightarrow \tau_{se} = 0,236 \text{Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Aciers de répartition :**

$$\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 0,6 \times 3,14 = 7,53 \text{ cm} = 75,3 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \times 10^3 / 0,9 \times 70 \times 75,3 \Rightarrow \tau_{se} = 0,32 \text{Mpa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres: donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2) :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s ».

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,21 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

e) Vérification à l'ELS

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- Contrainte dans les aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
- Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- **Dans l'acier :**

La fissuration étant préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = (\text{Art A.5.33 /BAEL 91})$$

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 8 \text{ mm}$

$$= \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400_e ; \max \left\{ 0,5 \cdot 400 ; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right\} \right\} = \min(266,6 ; 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = M_s / A_s \cdot \beta_1 \cdot d$$

β_1 : est fonction de ρ :

$$\rho = 100 A_s / b \cdot d = 100 \cdot 2,01 / 100 \cdot 7 = 0,287 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,914.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 0,6 \cdot 106 / 2,01 \cdot 0,914 \cdot 70 = 46,656 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow$ la section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissure

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s$$

On a : $\rho = 0,287$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,914$ et $\alpha = 3(1 - \beta_1) = 0,258$

Donc : $K = 0,258 / 15(1 - 0,258) = 0,023$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \cdot 46,656 = 1,07 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées donc le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

III.2 CALCUL DES PLANCHERS :

III.2.1 Introduction :

Le calcul s'effectue pour le plancher le plus sollicité. Il est constitué en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées et disposées suivant le sens de la petite portée. Ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Tous les planchers du bâtiment sont en corps creux, les planchers des balcons et plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) sont en dalle pleine.

Le plancher en corps creux est constitué :

1. De nervures, appelées poutrelles de section en T.
2. De corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique. Sa dimension est de 65cm de longueur et de 16 cm de hauteur.
3. D'une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature (treillis soudés) ayant pour buts de :

Limiter les risques de fissuration par retrait.

Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.

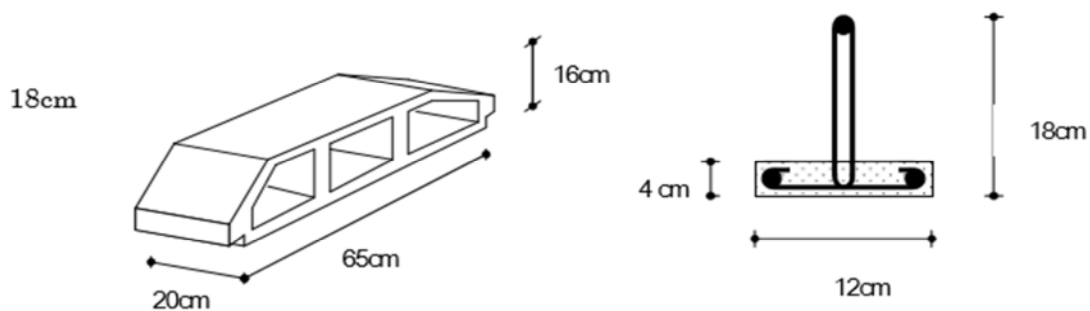


Figure III.2.1: Schéma d'un corps creux Figure III.2.2: Coupe verticale de la poutrelle



Figure III.2.3 : Coupe verticale du plancher corps creux

III.2.2 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520).

La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression. Cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée, qui participe à la capacité de résistance en flexion.

- **Détermination des dimensions de la section en Té :**

20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.

33cm pour les armatures // aux poutrelles.

$h_0 = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la dalle).

$H_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression).

$c = 2$ cm (enrobage).

$d = 18$ cm (hauteur utile).

$b_1 =$ largeur de l'hourdis.

Avec : L : distance entre faces voisines de deux nervures.

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ m}$$

La longueur du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes:

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \quad b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{325}{10} = 32.5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm}$$

Soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

Pour avoir : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

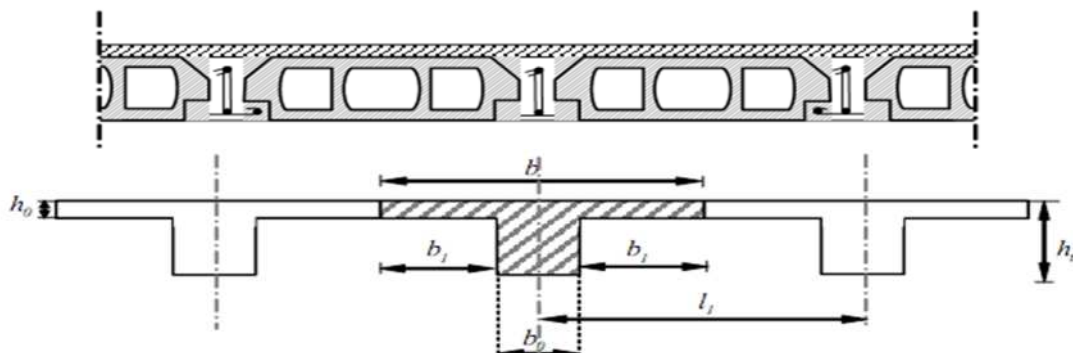


Fig. III-2-4 schéma de la table de compression

III-2-3- Ferrailage de la dalle de compression :**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A^{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm) Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} \quad A = 1,7 \text{ cm}^2 \quad St = 15 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A// = A^{\perp} / 2 = 1,7 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} \quad A = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

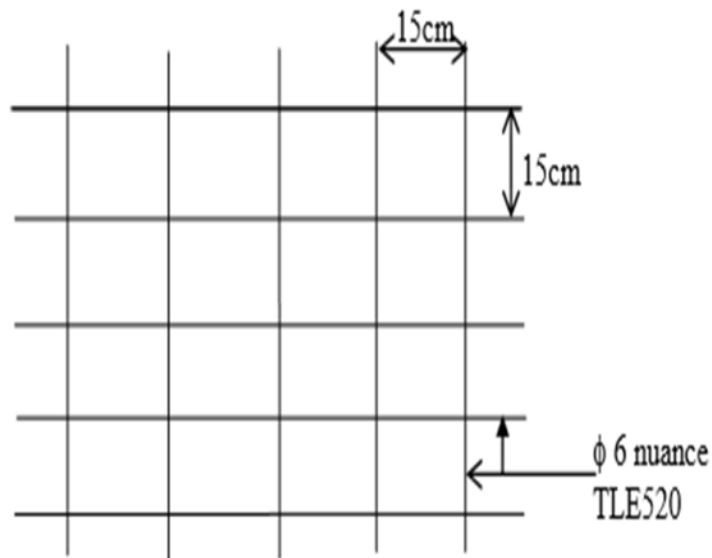


Figure III.2.5 : Treillis soudé de 15x15cm

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\Phi 6$ et de mailles (150x150) mm².

III. 3) Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles sera effectué de la façon suivante :

III. 3.1) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes:

- poids du plancher: $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation: $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge:

- ELU: $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,34 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 4,59 \text{ KN/ml}$

• **Choix de la méthode de calcul:**

Méthode forfaitaire:

a. Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux constructions dont:

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

$$Q \leq \max \{2G; 5KN\}$$

$$Q = 0,975 \text{ KN} < 2G = 7,228 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- 2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considéréescondition vérifiée.

- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$L_i / L_{i+1} = 3.5 / 3.1 = 1.13$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.1 / 3,00 = 1.03$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.00 / 3.40 = 0.88$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.400 / 3.00 = 1.13$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.00 / 3.10 = 0.97$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.10 / 3.50 = 0.88$$

} condition vérifiée

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.Condition vérifiée

b. Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougins art 3III4) :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la

travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c. Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = Q / Q + G$
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = ql^2/8$ dont L: longueur entre nus des appuis.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.
- Les valeurs MW , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes.
- $M_t \geq \max \{1,05; (1 + 0,3 \alpha) M_0\} - M_w + M_e / 2$.
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

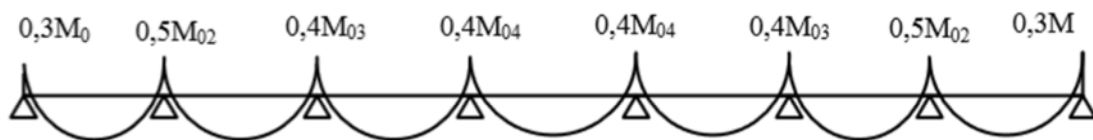
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à:

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,6 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

d. Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = Q / Q + G = 0.975 / 0.975 + 3.614 = 0.21$$



$M_{0I} = ql^2/8 = 6.34(3.25)^2/8 = 8.37 \text{ KNml}$	\Rightarrow	$M_{0I} = M_{0I} = 8.37 \text{ KNml}$
$M_{0II} = ql^2/8 = 6.34(2.85)^2/8 = 6.44 \text{ KNml}$	\Rightarrow	$M_{02} = \max(M_{0I} M_{0II}) = 8.37 \text{ KNml}$
$M_{0III} = ql^2/8 = 6.34(2.75)^2/8 = 6 \text{ KNml}$	\Rightarrow	$M_{03} = \max(M_{0I} M_{0III}) = 6.44 \text{ KNml}$
$M_{0IV} = ql^2/8 = 6.34(3.15)^2/8 = 7.86 \text{ KNml}$	\Rightarrow	$M_{04} = \max(M_{0IV} M_{0III}) = 7.86 \text{ KNml}$

$$M_1 = 0,3 M_{0I} = 2,511 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 4,19 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 2,58 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{04} = 3,14 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.63$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.53$$

en travée

$$M_t \geq \max \{1,05; (1+ 0,3 \alpha) M_0\} - M_w + M_e/2$$

Après calcul on aura :

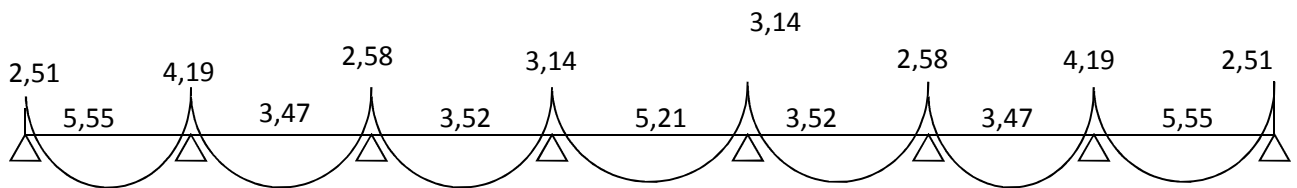


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L_i} - \frac{q L}{2}$$

$$T_{w1} = \frac{4.19 - 2.51}{3.25} - \frac{6.34 \times 3.25}{2} = - 9.78 \text{ KNm}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

$$T_{e1} = - 9.78 + 6.34 \times 3.25 = 10.82 \text{ KNm}$$

Avec:

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1	2	3	4	5	6	7
T_w	-9.78	-9.6	-8.52	-9.98	-8.91	-8.47	-10.82
T_e	10.82	8.47	8.91	9.98	8.52	9.6	9.78

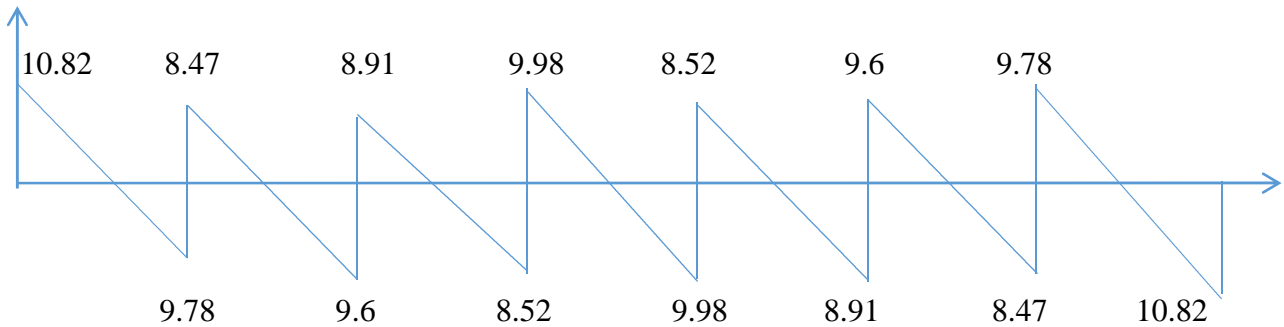


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

1) Calcul des armatures a l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

1.1-Armatures longitudinales :

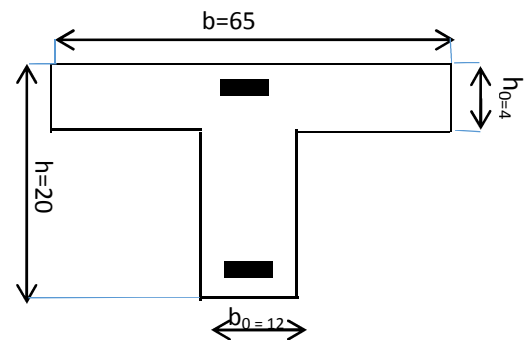
En travée : $M_u = 5,55 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 59,07 \text{ m} > M_u = 5,55 \text{ KN.m}$$



L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 5,55 \cdot 10^3 / 65 \cdot 18^2 \cdot 14,2$$

$$\mu_b = 0,018 < \mu_R \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = M_t / \beta d F_e / \gamma_s$$

$$A_t = 5,55 \cdot 10^3 / 0,990 \cdot 18 \cdot 348 = 0,89 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 2 \text{ HA8} = 1,01 \text{ cm}^2$

Sur appuis: $M_a = 4,19 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 4,19 \cdot 10^3 / 12 \cdot 18^2 \cdot 14,2$$

$$\mu_b = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_a = M_a / \beta d f_e / \gamma_s = 4,19 \cdot 10^3 / 0,960 \cdot 18 \cdot 348$$

$$A_a = 0,7 \text{ cm}^2$$

Nous optons : $A_a = 1 \text{ HA10} = 0,79 \text{ cm}^2$

1.2) Armatures transversales:

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_l)$$

$$\Phi_t = \min (20/35, 12/10, 0.8) = 0,57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 6$

1.3) Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99) :

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (16,2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

2) Vérifications à l'E L U :**a) Condition de fragilité non fragilité :**

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23. 65 .18 .2,1 / 400$$

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23. 12 .18 .2,1 / 400$$

$$A_a = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée

b) vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$V_u^{\max} = 10.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_{u\max} / b_0.d = 10,82 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (art.A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = \Phi \pi . n = 10(3,14.1) = 31,4 \text{ m}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.82 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 31.4} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art: A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99):

Sur le béton :

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 10,82 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(10,82 + \frac{-4,19}{0,9 \times 0,18} \right)$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

e) Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99) :

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

La longueur de scellement droit: $L_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s = 1 \times 400 / 4 \times 2,835 = 35,27 \text{ cm}$
 longueur d'ancrage mesurée hors crochets est: $L_c = 0,4 \times L_s = 14 \text{ cm}$

3) Calcul à L'ELS:

a) Calcul des efforts :

Le chargement à l'ELS

$$q_s = G + Q = 4,59 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0I} = ql^2/8 = 4,59(3,25)^2/8 = 6,06 \text{ KNml} \quad \Rightarrow \quad M_{01} = M_{0I} = 6,06 \text{ KNml}$$

$$M_{0II} = ql^2/8 = 4,59(2,85)^2/8 = 4,66 \text{ KNml} \quad \Rightarrow \quad M_{02} = \max(M_{0I} M_{0II}) = 6,06 \text{ KNml}$$

$$M_{0III} = ql^2/8 = 4,59(2,75)^2/8 = 4,34 \text{ KNml} \quad \Rightarrow \quad M_{03} = \max(M_{0I} M_{0III}) = 4,66 \text{ KNml}$$

$$M_{0IV} = ql^2/8 = 4,59(3,15)^2/8 = 5,69 \text{ KNml} \quad \Rightarrow \quad M_{04} = \max(M_{0IV} M_{0III}) = 5,69 \text{ KNml}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 1,82 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 3,03 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 1,86 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{04} = 2,28 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t \geq \max \{1,05; (1+ 0,3 \alpha) M_0\} - M_w + M_e$$

Après calcul on aura :



Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

b) Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L_i} - \frac{q L}{2}$$

$$T_{w1} = \frac{3.03 - 1.82}{3.25} - \frac{4.59 \times 3.25}{2} = -7.08 \text{ KNm}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

$$T_{e1} = -7.08 + 4.59 \times 3.25 = 10.82 \text{ KNm}$$

Avec:

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

travée	1	2	3	4	5	6	7
T_w	-7.08	-6.95	-6.16	-7.23	-6.16	-6.95	-7.08
T_e	7.84	6.13	6.46	7.18	6.46	6.13	7.84

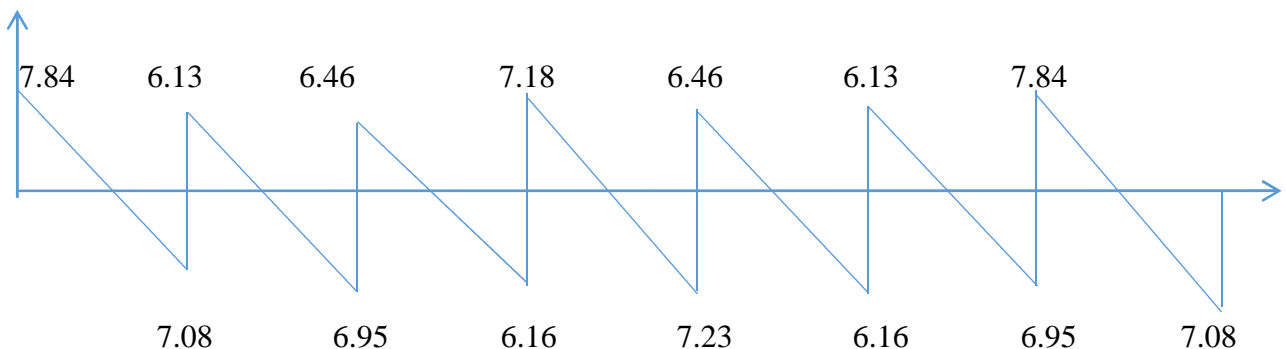


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

4) Vérification des contraintes à l'ELS :**a) Etat limite de résistance du béton en compression :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.69 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_I = 26.32 \\ \beta_1 = 0.879 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.02 \times 10^6}{0.879 \times 18 \times 1.51 \times 10^3} = 168.26 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{st}}{K_1} = 6.32 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 0.79}{12 \times 18} = 0.36 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_I = 38.76 \\ \beta_1 = 0.907 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{2.28 \times 10^6}{0.907 \times 18 \times 0.79 \times 10^3} = 176.77 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{st}}{K_1} = 4.56 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5. 3/BAEL91)

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer

c) Vérification de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec:

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + ((65-12) \times 4) + (15 \times 1.51)$$

$$B_0 = 474,65 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (X.X)

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad.$$

$$S_{/xx} = 3231,7 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{2331,7}{474,65} = 4,91 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 4,91 = 15,09 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 19894,21 \text{ cm}^4$$

M_s : moment fléchissant max à l'ELS

E_v : module de déformation différée du béton

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

B_0 : section homogène

ρ : Le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,0069$$

$$\rho_1 = 0,69 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,907$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0069(2 + 3 \frac{12}{65})} = 5,9 \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,38$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{4,02 \times 10^3}{0,907 \times 18 \times 1,51} = 163,06 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0069 \times 163,06 + 2,1} = 0,55$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 19894,21}{1 + 2,38 \times 0,55} = 9477,53$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 19894,21}{1 + 5,9 \times 0,55} = 5155,15$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} \quad , E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{4,02 \times 10^3 \times (325)^2}{10 \times 32164,2 \times 5155,15}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

$$f_i = 0,25 \text{ cm} < \bar{f}_i = \frac{235}{500} = 0,65 \text{ cm}$$

III-4) Calcul du balcon :

Nous avons un seul type de balcon réalisé en dalle pleine de largeur 1.10m avec un garde-corps de hauteur $h = 1\text{m}$, en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

III-4-1) Dimensionnement :

- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur de la console

$$e_p \geq \frac{110}{10} = 11 \quad e_p = 15 \text{ cm.}$$

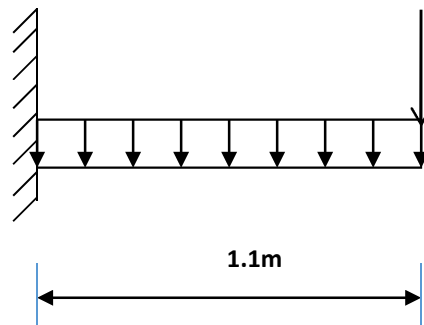


Fig III-4-1: schéma statique du balcon.

III-4-2) Calcul des efforts :

- Charges et surcharges revenant à la dalle : $G = 5,61 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de concentration due au poids du garde-corps :
Murs en briques creuses : $9 \times 0,1 = 0,9 \text{ KN}$
Enduit en mortier de ciment $18 \times 2 \times 0,02 = 0,72 \text{ KN}$
 $G_g = 0,9 + 0,72 = 1,62 \text{ KN/m}^2$.

Combinaisons des charges :**Combinaisons de charge à l'E L U :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \text{ m}$$

Pour la dalle : $q_{u1} = 12,82 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $q_{ug} = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN/m}$

III-4-3 Calcul des moments de l'encastrement :

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{u1} = q_{u1} l^2 / 2 = 12,82 \times (1,1)^2 / 2 = 7,75 \text{ KN m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{ug} est

$$M_{ug} = q_{ug} \times l = 2,19 \times 1,1 = 2,41 \text{ KN .m}$$

Le moment total : $M_u = M_{q_{u1}} + M_{ug} = 7,75 + 2,41 = 10,16 \text{ KN.m.}$

III-4- 4) Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de longueur, en flexion simple.

$$M_u = 10,16 \text{ KNm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = h - c = 13$$

Armatures principales :

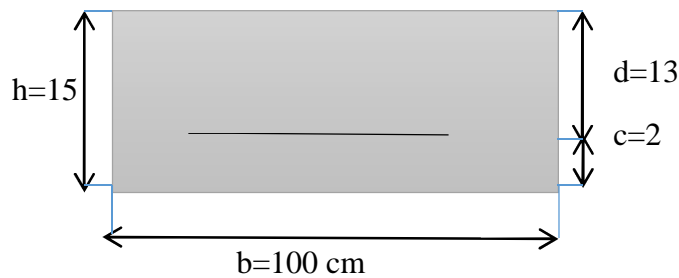


Figure III. 4. 2 : bande d'un mètre de longueur

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_u} = \frac{10,16 \times 1000}{1000 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu_b = 0,042 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{10,16 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348}$$

$$A_s = 2,29 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA10/ml $\rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $S_t = 100/4 = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 3,93 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA8/ml $A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 100/4 = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$$

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 2.1 / 400 = 1.55 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 99) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$V_u = q_u \times l + g_u = 10.16 \times 1.1 + 2.19 = 13.37 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; V_u = 13.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.37 \times 10}{100 \times 13} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i$$

c) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{13.37 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.7} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Condition vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Armatures principales (longitudinales)

$$A \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s \geq 13.37 \cdot 10^3 \times 1.15 / 400 = 38.44 \text{ mm}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > 0.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures longitudinales sont suffisantes.

d. Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times bd = 866.66 \text{ KN.}$$

$$V_u = 13,37 \text{ KN} < 780 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

e. Calcul des ancrages :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = 35.27 \text{ cm}$$

$$L_s = 35.27 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueur

$$L_{cr} = 0.4 L_s$$

$$L_{cr} = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm Soit } L_{cr} 15 \text{ cm}$$

III.4.5.) Calcul à L'ELS :**a. Combinaison de charges:**

La combinaison de charge à considérer à l'ELS est :

$$q_s = Q + G$$

La dalle : $q_s = 9,11 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $q_{gs} = 1.62 \text{ KN/m}$

b. Calcul des moments de l'encastrement :

- Le moment provoqué par la charge q_s est :

$$M_s = q_s \times l^2 / 2 = 9.11 \times (1.1)^2 / 2 = 5.51 \text{ KN m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{sg} est

$$M_{sg} = q_{sg} \times l = 1.62 \times 1.1 = 1.8 \text{ KN .m}$$

Le moment total :

$$M_s = M_{qu1} + M_{ug} = 5.51 + 1.8 = 7.13 \text{ KN.m.}$$

Vérification à L'ELS :**a) Vérification des contraintes :****Acier:**

La fissuration étant préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right\} = 201,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$K=42.47 \quad B=0.913$$

$$\sigma_s = \frac{7.13 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3.93} = 152.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Béton :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b_0 y^2 / 2 - n \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$50Y^2 + 58.95Y - 766.35 = 0 \dots\dots\dots \sqrt{\Delta} = 395.9$$

$$Y = 3.369$$

$$I = 4741.91 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_s Y / I = 3.56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15xM}$
- $\frac{A}{bd} \geq \frac{3.6}{Fe}$

Donc :

- $\frac{15}{110} = 0.136 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$
- $0.136 \geq \frac{Mt}{15xM} = 0.067$
- $\frac{A}{bd} = 0.003 \geq \frac{3.6}{Fe} = 0.009$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-5) Étude de la salle machine :

Cet immeuble comporte une cage d'ascenseur, avec une dalle pleine de dimensions (1,6 x 2,2) m² appuyée sur ses 4 côtés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 90 KN. Cette dernière est répartie sur une surface de (0,8x0,8) m² et est transmise par le système de levage de l'ascenseur. L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée. Les moments de flexion du panneau de dalle, dans les deux sens, sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée

III.5.1 dimensionnement :

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

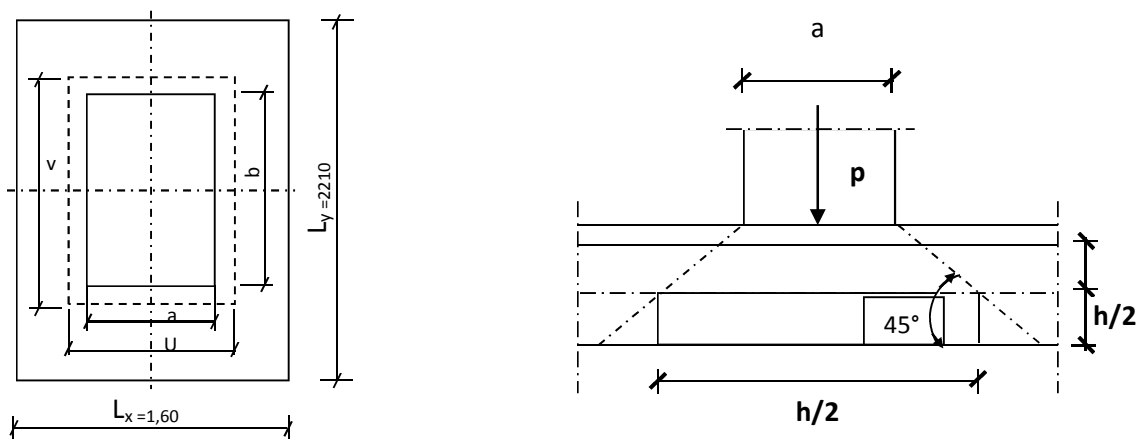


Figure III 5.1: Diffusion de charges dans le feuillet moyen

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{2,2}{30} = 7,33 \text{ cm}$$

Nous avons la limite minimal du **RPA** qui est de 12 cm, on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

K : coefficient donné par les abaques de PIGEAUD ($K = 2$).

$h_r = 5$ cm épaisseur du revêtement.

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.5.2) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_{x1} = q (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + v M_1)$$

Avec v : Coefficient de **POISSON**

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) et (V/L_y) dans les abaques de **PIGEAUD**

- **Calcul des efforts :**

$$\rho = L_x / L_y = 1,6/2,2 = 0,72$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,6} = 0,65 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,2} = 0,47$$

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons :

$$M_1 = 0,083 \quad , \quad M_2 = 0,0761$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle A l'ELU :**

ELU : $v = 0$

$$M_1 = 0,083 \quad , \quad M_2 = 0,0761$$

$$q = 1,35 \cdot q = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,083 = 10,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,0761 = 9,25 \text{ KN.m}$$

III.5.3) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$L_x / L_y = 1,6/2,2 = 0,72 > 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,72 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,0658 \quad ; \quad \mu_y = 0,464$$

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

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 \quad \Rightarrow \quad G = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 \quad , \quad q_u = 8,04$$

$$M_{UX} = \mu_x q_u \times l_x^2 ;$$

$$M_{UY} = \mu_y \times M_{UX}$$

$$M_{UX} = 0,0658 \times 8,048 \times (1,6)^2 = 1,35 \text{ KN m}$$

$$M_{UY} = 0,464 \times 1,35 = 0,63 \text{ KN m}$$

III.5.4) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{UX} = 11,43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{UY} = 9,88 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3aux appuis.

III.5.5) Ferrailage:

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après:

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	3.43	0.014	0,993	0.76	2,01	4HA8	25
	Y-Y	2.96	0,012	0,994	0,66	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	9.72	0,040	0,980	2.19	4.52	4HA12	25
	Y-Y	8.40	0,034	0,983	1,89	2.01	4HA8	25

III.5.6) Vérifications à L'ELU :

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

Armatures inférieures

$$W = W_0 \cdot (3 - \rho) / 2$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec : A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \cdot (3 - 0,72) / 2 = 0,001$$

$$A_{\min} = 0,001 \cdot (15 \cdot 100) = 1,37 \text{ cm}^2$$

Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 4.52 > A_{\min}$$

$$A_y = 2.01 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ecartement des barres:

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures } A_x // L_x: S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures } A_y // L_y: S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v$, donc:

Au milieu de u , on a :

$$V_u = P / (2u + v) = P / 3v$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 0,8 + 0,8} = 37,5 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = P / 3u = P / (2v + u)$$

$$V_u = \frac{90}{3 \times 0,8} = 37,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{37,5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,288 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.288 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

III.5.7) Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des moments :**

a) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + v M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad v = 0,2 \quad \text{à ELS :}$$

$$M_{x1} = 90 (0,083 + 0,2 \times 0,0761) \Rightarrow M_{x1} = 8.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,0761 + 0,2 \times 0,083) \Rightarrow M_{y1} = 8.34 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,72 \Rightarrow \mu_x = 0,0719 ; \mu_y = 0,464$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0719 \times 5,85 \times (1,5)^2 = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,464 \times 0,95 = 0,44 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 8.84 + 0.95 = 9.8 \text{ KN m}$$

$$M_y = 8.34 + 0,44 = 8.8 \text{ KN m}$$

Remarque: ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) .

d) Ferrailage:

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs à ceux calculés à L'ELU, nous garderons le même ferrailage

e) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

Sens X-X

• **Aux appuis :**

$$\frac{Mu}{Ms} = \frac{3.43}{2.94} = 1.16$$

$$\mu_x = 0,016 \quad \alpha = 0.0201$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha \text{ Condition vérifiée}$$

• **En Travée :**

$$\frac{Mu}{Ms} = \frac{9.72}{8.33} = 1.16$$

$$\mu_x = 0,016 \quad \alpha = 0.0201$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha \text{ Condition vérifiée}$$

Remarque:

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

f) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_{ua} : charge de calcul à L'ELS

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2 (U+V) = 4,2\text{m}$$

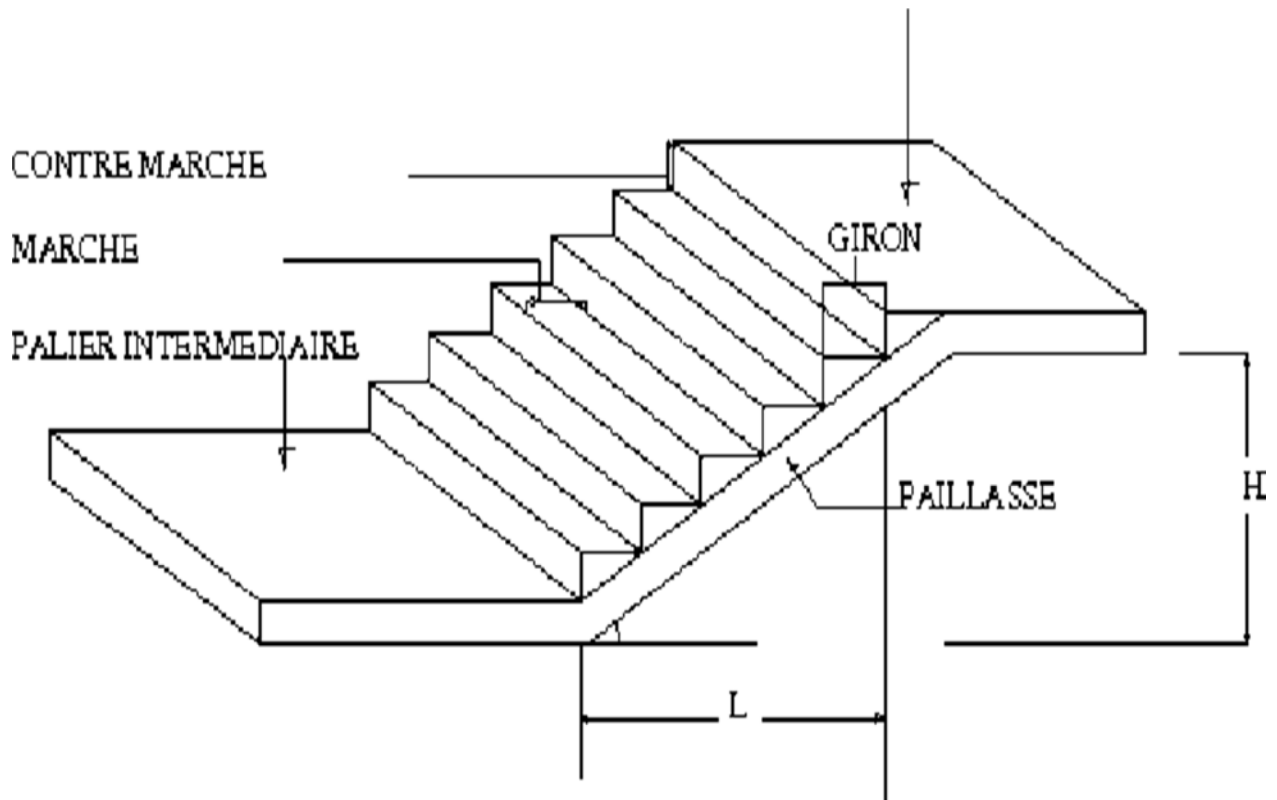
$$\bar{Q}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5}$$

$$Q_u = 90 \text{ KN} < \bar{Q}_u 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

III-6) Calcul de l'escalier :**III.6.1.1 Définition :**

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres hyperstatique.

**Notations utilisées :**

- G : giron,
- h : hauteur de la contre marche,
- ep : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée,

III.6.1.2. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante: $0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h: est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g:est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service: 0,70 à 0,90m.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas en général un nombre entier On prendra l'entier n' Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur: H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera: $L = g (n' - 1)$.

III-6-2) Escalier de RDC :

III-6-2.1) Pré dimensionnement :

a) Détermination du nombre de marches et contre marches :

Il comporte 03 volées identiques et 02 paliers intermédiaires.

Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :

$$n \cdot h = H$$

$$(n - 1) G = L$$

Avec : (n-1) : Nombre des marches

n : Nombre des contre marches

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{On a : } 16,5 \text{ cm} < h < 17,5 \text{ cm}$$

$$27 \text{ cm} < G < 30 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } h = 17 \text{ cm}$$

$$G = 28 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } n = 153/17 = 9$$

Nombre de contre marches n=9

Nombre de marche : $n-1 = 9-1 = 8$ marches

$$H = 1,53 \text{ m}$$

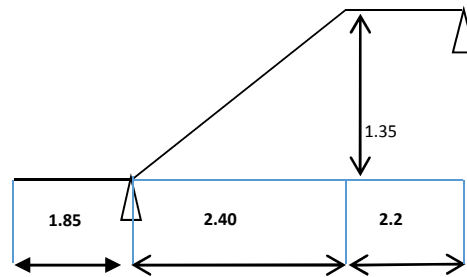
$$L = 2,4 \text{ m}$$

- Vérification de la relation de **BLONDEL**

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

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 62 \leq 66 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée.

b) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**Fig. III.6.2.1) Escalier de RDC**

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur d palier et de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.60$$

$$\Rightarrow \alpha = 31,26^\circ \quad , \operatorname{Cos} \alpha = L_{vp} / L_v$$

L_v : longueur de la volée

L_{vp} : Longueur de volée projeté $= (n-1) \times G$

$$L_v = \frac{L_{vp}}{\cos \alpha} = \frac{2.24}{0.85} = 2.62 \text{ m}$$

$$L_0 = 2,62 + 2.2 = 4.82 \text{ m}$$

$$\frac{482}{30} \leq e_p \leq \frac{482}{20}$$

$$\Rightarrow 16.06 \text{ cm} \leq e_p \leq 24.1 \text{ cm}$$

Nous prenons:

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 20cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III-6-2.2) Détermination des sollicitations :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges et surcharges :

La volée : Poids des marches..... $25 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ KN /m}^2$.

Poids de la volée..... $25 \times 0,23 / \cos 31,26 = 6.72 \text{ KN/m}^2$.

Poids des revêtements..... 0.88 KN/m^2 .

Poids des gardes corps..... $0,20 \text{ KN/m}^2$

$G = 9,92 \text{ KN/m}^2$

Le palier : Poids de la dalle..... $0,2 \times 25 = 5.75 \text{ KN/m}^2$

Poids des revêtements..... $1,24 \text{ KN/m}^2$

$G = 6,99 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b) Combinaisons des charges :

E L U : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1$

La volée : $q_u = (1,35 \times 9,92 + 1,5 \times 2,5) = 17.14 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_u = (1,35 \times 6,99 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 13,18 \text{ KN/ml}$

E L S : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

La volée : $q_s = (9,92 + 2,5) \times 1 = 12,42 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_s = (6,99 + 2,5) \times 1 = 9,49 \text{ KN/m}$

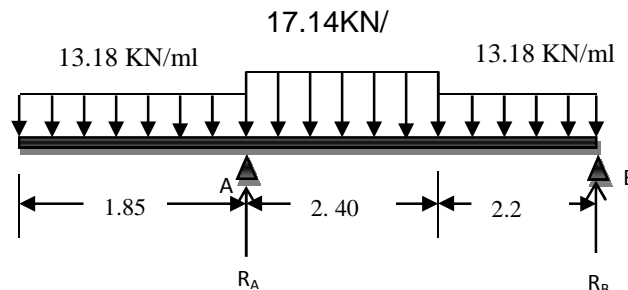
III-6-2.3) Calcul des efforts internes A l'ELU :

Fig. III.6.2.2) Chargement a l'ELU

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \quad R_A + R_B - (13,18 \times 2,20) - (17,14 \times 2,4) - (13,18 \times 1,85) = 0$$

$$R_A = 94,51 - R_B$$

$$\sum M/B = 0 \quad (13,18 \times 1,1 \times 2,2) + (17,14 \times 2,4 \times 3,4) + (13,18 \times 1,85 \times 5,52) - 4,6 R_A = 0$$

$$R_A = 66,6 \text{ KN}$$

$$R_B = 27,91 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant et effort tranchant :**Tronçons 1 :** $0 \leq x \leq 1,85$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = -13,18x$$

$$\sum M_z = 0 \quad M_z = -6,59x^2$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
0	0	0
1,85	-24,38	-22,55

Tronçons 2 : $1,85 \leq x \leq 4,25$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 42,22 - 17,14(x - 1,85)$$

$$\sum M_G = 0 \quad M_z = 66,6(x - 1,85) - 24,38(x - 0,925) - 8,57(x - 1,85)^2$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
1,85	42,22	-22,55
4,25	-1,09	29,41

Tronçons 3 $0 \leq x \leq 2,2 \text{ m}$ (de droite à gauche)

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 13,18x - 27,9$$

$$\sum M_G = 0 \quad M_z = 6,59x^2 - 27,9x$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
0	-27,9	0
2,2	-1,09	29,41

c) Calcul de M_0 max en travée :

$$\frac{dM_z}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 42,22 - 17,14(x - 1,85) = 0 \Rightarrow x = 4,31 \text{ m}$$

$$M_z(2,12) = M_z = 66,6(x - 1,85) - 24,38(x - 0,925) - 8,57(x - 1,85)^2 = 29,44 \text{ KNm}$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 29,44 \text{ KNm}$$

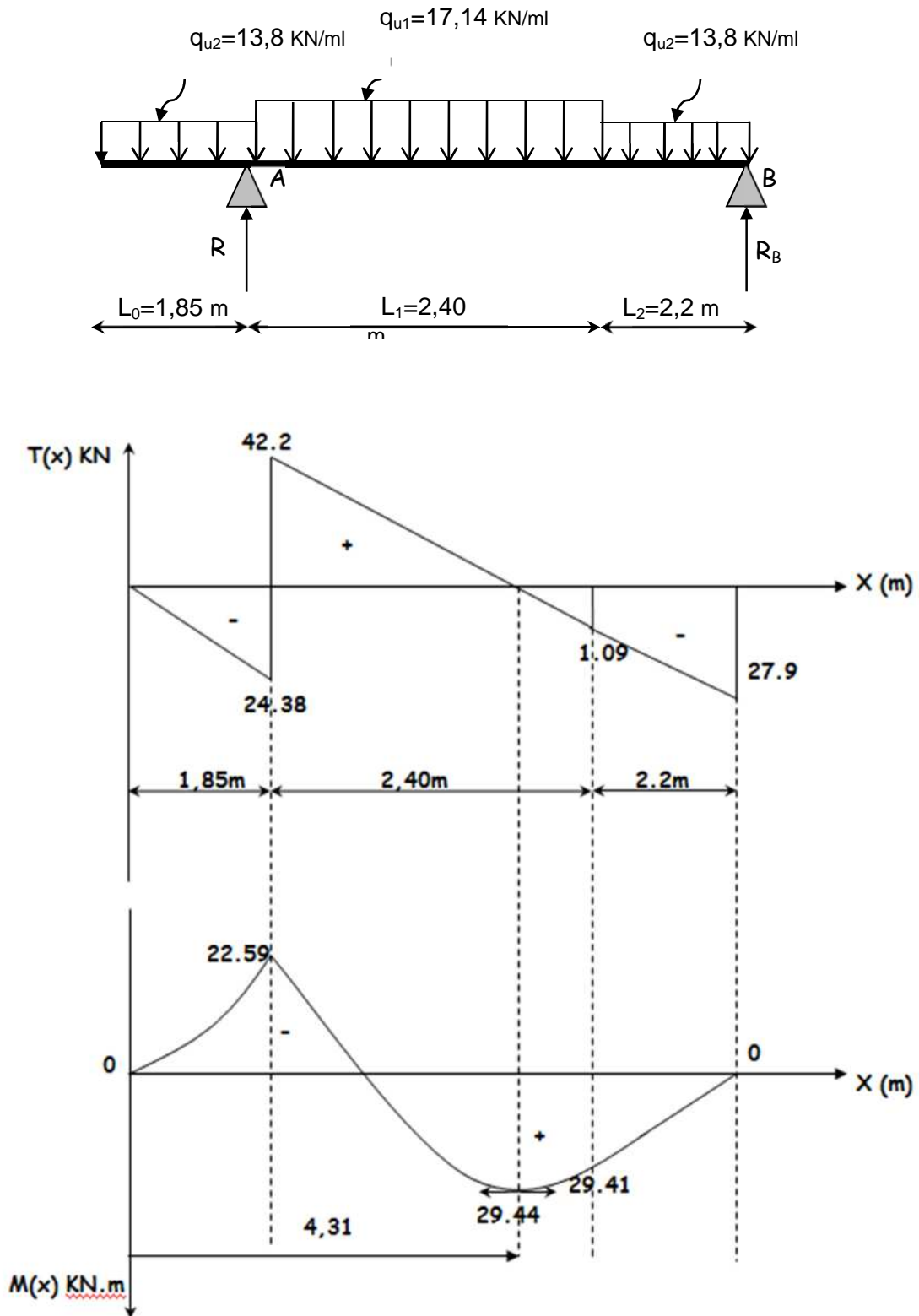


Fig.III.6.2.3) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU*

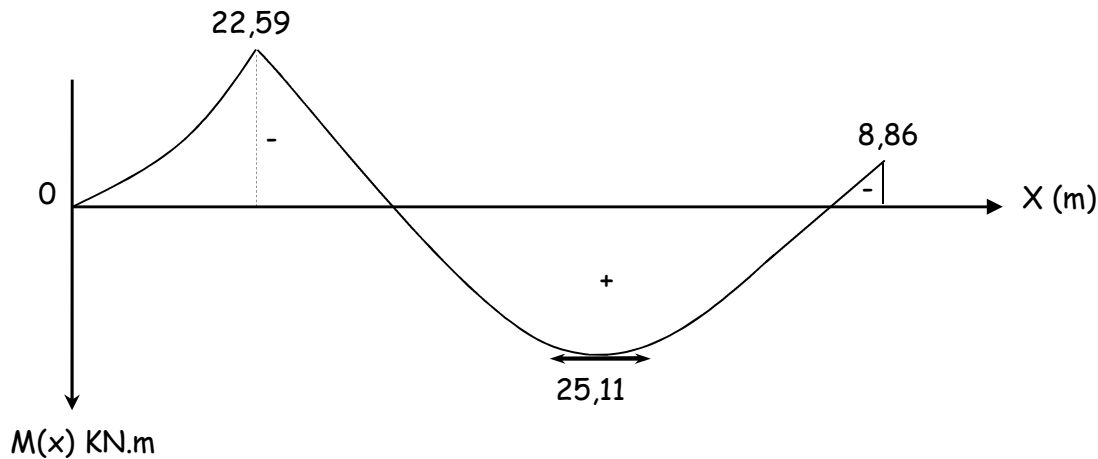
Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction des moments à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis :**

$$M_{uB} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 29,44 = -8,86 \text{ KNm}$$

- **en travée :** $M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 29,44 = 25,11 \text{ KNm}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous



c) **Calcul des armatures :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

c.1) **Appuis B :**

Sur appuis : $M_a = 8.86 \text{ KN}$.

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Armature principale :

$$\mu_b = \frac{8.86 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,019$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{8860}{0,990 \times 18 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 5HA10/ml ($A_a = 3.93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On optepour 4HA10/ml(Art = 3.14cm²), avec St= 25cm.

En travée: M_t = 25.11 KN.m

Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{25110}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,054$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{25110}{0,972 \times 18 \times 348} = 4.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 5HA12 (At = 5.65cm²) avec un espacement de St =25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour 4HA10/ml(Art = 3.14cm²), avec St= 25cm.

c.2 Appui A :

Sur appuis : M_a=22.59KN.m

Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{22.59 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.0491$$

Section simplement armée $\mu_b = 0.0491 \Rightarrow \beta = 0.974$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{22590}{0.974 \times 18 \times 348} = 3.7 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 5HA10/ml (Aa = 3.92cm²) avec un espacement de St =20cm.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour 4HA10/ml (Art = 3.14cm²), avec St= 25cm.

En travée: M_t = 25.11KN.m

Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{25.110 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.545$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0.0545 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{25110}{0.972 \times 18 \times 348} = 4.12 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 (At =5.65cm²) avec un espacement de St =25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour 4HA8/ml (Art = 3.14cm²), avec St= 25cm.

III-6-2.4) Vérification à l'E L U :

- **Appui B :**

a) Condition de non fragilité: [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: A_a=3.14cm² > A_{min} = 2.41cm².....La condition est vérifiée

En travées: A_t=4.52cm² > A_{min} = 2.41cm².....La condition est vérifiée

b) Espacement des barres

Armatures principales S_{t,max} = 25 cm ≤ min {3h ; 33cm} = 33 cm ⇒ vérifiée

Armatures de répartition : S_{t,max} = 25 cm ≤ min {4h ; 45cm} = 45 cm ⇒ vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Appui A : $\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.22 \times 10}{0,9 \times 18 \times 12.56} = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{42220}{1000 \times 180} = 0.23 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres : (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,3 = 3.01 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 3.01} = 33.22 \text{ } \Phi$$

$$\text{A l'appui A} \quad \Rightarrow \quad L_s = 33.22 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 33.22 = 13.29 \text{ cm.}$$

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

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 18 \times 100}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 42.22 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifié.}$$

- **Appui A :**

a) Condition de non fragilité: [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis: $A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,41 \text{ cm}^2$La condition est vérifiée

-En travées: $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,41 \text{ cm}^2$La condition est vérifiée

b) Espacement des barres :

- armatures principales $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

- armatures de répartition: $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Appui A :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,22 \times 10}{0,9 \times 18 \times 15,7} = 1,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{42220}{1000 \times 180} = 0,23 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres : (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

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

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ } \Phi$$

$$\text{A l'appui B} \Rightarrow L_s = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 13,7 \text{ cm.}$$

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

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 18 \times 100}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 42,22 \text{ KN} < \overline{V}_u = 1080 \text{ KN} . \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

III-6-2.5) Calcul des efforts internes A l'E.L.S :

•On doit vérifier :

1) La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

2) La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

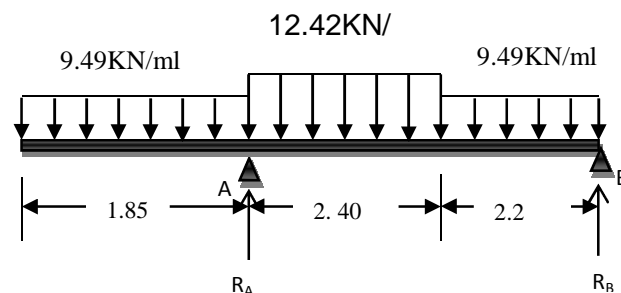


Fig. III.6.2.4) Chargement A l'E.L.S

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \quad R_A + R_B - (9,49 \times 2,20) - (12,42 \times 2,4) - (9,49 \times 1,85) = 0$$

$$R_A = 68,24 - R_B$$

$$\sum M/B = 0 \quad (9,49 \times 1,1 \times 2,2) + (12,42 \times 2,4 \times 3,4) + (9,49 \times 1,85 \times 5,52) - 4,6 R_A = 0$$

$$R_A = 48 \text{ KN}$$

$$R_B = 20,15 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant et effort tranchant :**Tronçons 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,85$$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = -9,49x$$

$$\sum M_z = 0 \quad M_z = -4,745x^2$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
0	0	0
1,85	-17,55	-16,24

Tronçons 2 : $1,85 \leq x \leq 4,25$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 30,44 - 12,42(x - 1,85)$$

$$\sum M_G = 0 \quad M_z = 48(x - 1,85) - 17,55(x - 0,925) - 6,21(x - 1,85)^2$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
1,85	30,44	-16,24
4,25	-0,63	21

Tronçons 3 : $0 \leq x \leq 2,2$ m (de droite à gauche)

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 9,49x - 20,15$$

$$\sum M_G = 0 \quad M_z = 4,745x^2 - 20,15x$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
0	-20,15	0
2,2	-0,63	21

c) Calcul de M_0 max en travée :

$$\frac{dM_z}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 30,44 - 12,42(x - 1,85) = 0 \Rightarrow x = 4,30 \text{ m}$$

$$M_z(4,30) = 48(x - 1,85) - 17,55(x - 0,925) - 6,21(x - 1,85)^2 = 21,6$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 21,6 \text{ KN.m}$$

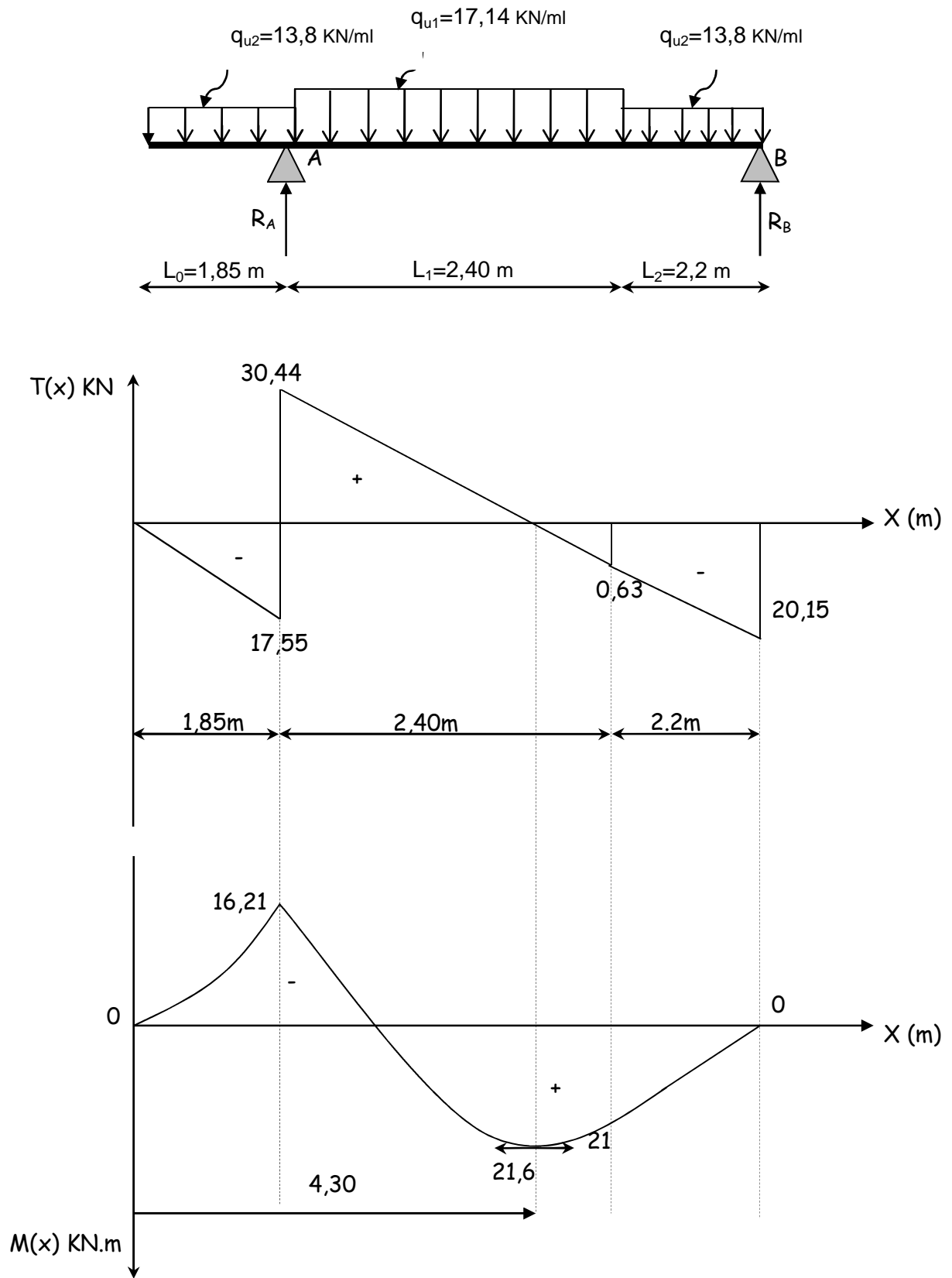


Fig. III.6.2.5)) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELS

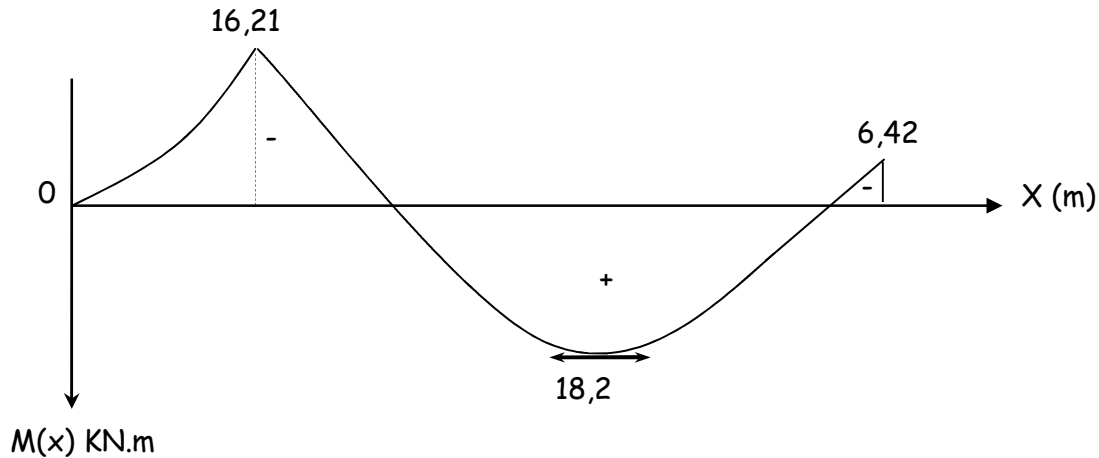
Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction des moments à l'aide des coefficients réducteurs :

- Aux appuis :

$$M_{uB} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 21,6 = -6,42 \text{ KNm}$$

- en travée : $M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 29,44 = 25,11 \text{ KNm}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :



III-6-2.6) Vérification à l'E L S :

- Appui B :

a) L'état limite d'ouverture des fissurations :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) L'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 18,2 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 K_1 = 47,5 \Rightarrow K = 0,014$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{18,2 \times 10^3}{4,52 \times 0,920 \times 18} = 243,14$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 3,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

En Appuis: $M_a = 6.42 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\beta_1 = 0,932 \quad K = 0,017$$

$$\sigma_s = \frac{6.42 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 121.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 2.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- **Appui A :**

a) l'état limite d'ouverture des fissurations :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) L'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

En travée: $M_t = 18.2 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \quad K_1 = 47.5 \Rightarrow K = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{18.2 \times 10^3}{4.52 \times 0,920 \times 18} = 243.15$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 5.10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis: $M_{a1} = 16.21 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0,217$$

$$\beta_1 = 0,925 \quad K = 0,019$$

$$\sigma_s = \frac{16.21 \times 10^3}{3.92 \times 0.925 \times 18} = 248.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 4.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_v I_0} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max(q_{1s}, q_{2s}) = 12.42 \text{ KN/ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 400 + 15 \times 4.52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4.52}$$

$$V_1 = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 65399.68 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.42 \times (4.6)^4}{10818,865 \cdot 10^3 \times 65399.68 \cdot 10^{-8}} = 0,0078 \text{ m} = 0,78 \text{ cm}$$

$$f = 0,78 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-6-3) Escalier étage courant :

III-6-3.1) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

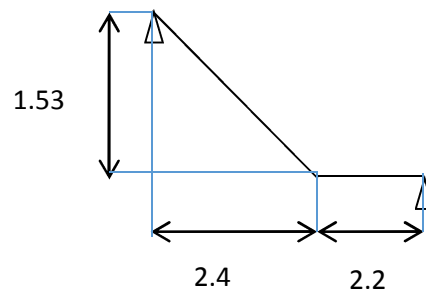


Fig. III.6.3.1) Escalier étage courant

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur d palier et de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.60$$

$$\Rightarrow \alpha = 31,26^\circ, \text{ Cos } \alpha = L_{vp} / LV$$

L_v : longueur de la volée

L_{vp} : Longueur de volée projeté $= (n-1) \times G$

$$L_v = \frac{Lvp}{\cos \alpha} = \frac{2.24}{0.85} = 2.62 \text{ m}$$

$$L_0 = 2,62 + 2.2 = 4.82 \text{ m}$$

$$\frac{482}{30} \leq e_p \leq \frac{482}{20}$$

$$\Rightarrow 16 \text{ cm} \leq e_p \leq 24.1 \text{ cm}$$

Nous prenons:

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III-6-3.2) Calcul des efforts internes A l'E.L.U :

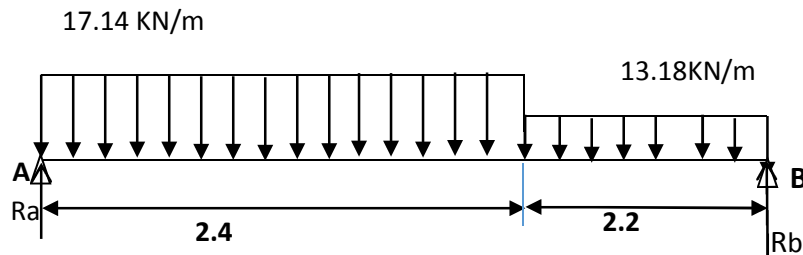


Fig. III.6.3.2) Chargement A l'E.L.U

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \quad R_A + R_B - (13,18 \times 2,2) - (17,14 \times 2,4) = 0$$

$$R_A = 70.13 - R_B$$

$$\sum M/B = 0 \quad (13,18 \times 1.1 \times 2.2) + (17,14 \times 2,4 \times 3.4) - 4.6 R_A = 0$$

$$R_A = 37.33 \text{ KN}$$

$$R_B = 32.8 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant et effort tranchant :

Tronçons 1 : $0 \leq x \leq 2.2$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 32.8 - 13,18x$$

$$\sum M_z = 0 \quad M_z = 32.8x - 6.59x^2$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
0	32.8	0
2.2	3.80	40.26

Tronçons 2 : $2,2 \leq x \leq 4,6$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 3.8 - 17.14(x-2,2)$$

$$\sum M_G = 0 \quad M_z = 32,8x - 28,99(x-1.1) - 8,57(x-2,2)^2$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
2,2	3.8	40.26
4,6	-37,33	00

c) Calcul de M_0 max en travée :

$$\frac{dM_z}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 32.8 - 13.18x = 0 \Rightarrow x = 2.49\text{m}$$

$$M_z(2.49) = 32.8x - 6.59x^2 = 40.81 \text{ KNm} \quad \text{Donc : } M_{\max} = 40.81 \text{ KNm}$$

Remarque: Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

Soit : $M_t = 0.85 M_{0\max}$ et $M_a = 0.3 M_{0\max}$

Donc: $M_t = 0,85 \times 40.81 = 34.68 \text{ KN.m}$

$M_a = -0,3 \times 40.81 = -12.24 \text{ KN.m}$

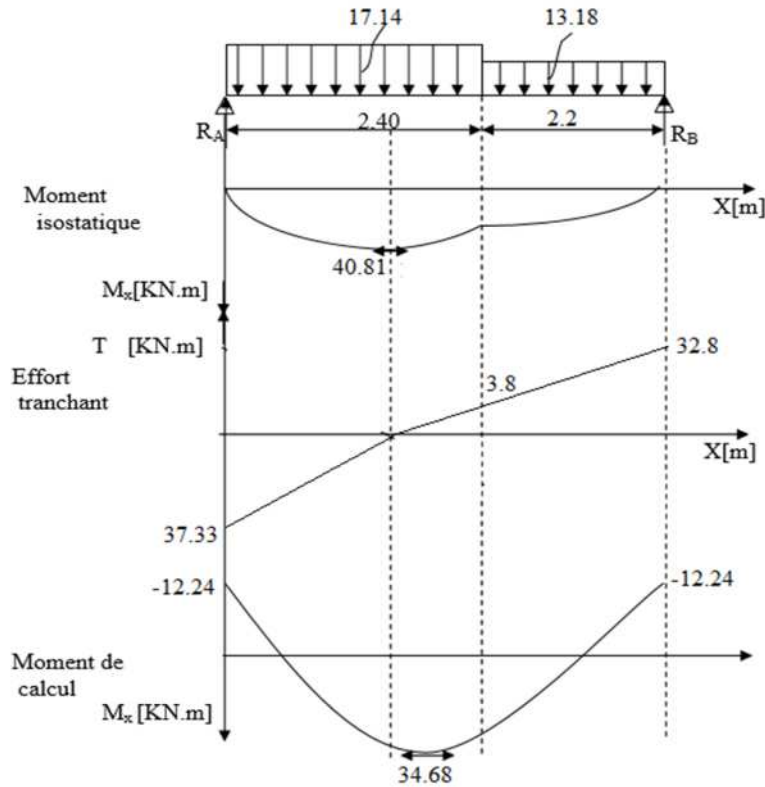


Fig. III.6.3.3) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU

d) Calcul des armatures :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

Sur appuis : $M_a = 12.24 \text{ KN.m}$

Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{12.24 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.026$$

Section simplement armée $\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{12240}{0,987 \times 18 \times 348} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 5HA8/ml ($A_a = 2.51 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$.

En travée: $M_t = 34.68 \text{ KN.m}$

Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{34680}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.076$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{34680}{0.960 \times 18 \times 348} = 5.76 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 6HA12 ($A_t = 6.78 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour 4HA8/ml (Art = 2,01cm²), avec St= 25cm.

III-6-3.3) Vérification à l'E L U :

a. Condition de non fragilité: [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis: $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$La condition est vérifiée

-En travées: $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$La condition est vérifiée

b) Espacement des barres :

- armatures principales $S_{t,\max} = 15 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

- armatures de répartition: $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Appui :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.33 \times 10}{0,9 \times 18 \times 12.56} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{37330}{1000 \times 180} = 0.21 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

e) Ancrage des barres : (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

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

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2,84} = 35,27 \Phi$$

A l'appui A $\Rightarrow L_s = 28,22 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 28,22 = 11,29 \text{ cm.}$$

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

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 18 \times 100}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 37,33 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

III-6-3.4) Calcul des efforts internes A l'E.L.S :

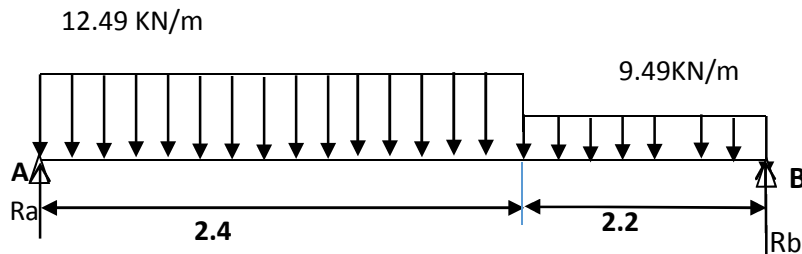


Fig. III.6.3.4) Chargement a l'E.L.S

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \quad R_A + R_B - (9,49 \times 2,2) - (12,42 \times 2,4) = 0$$

$$R_A = 50,68 - R_B$$

$$\sum M/B = 0 \quad (9,49 \times 1,1 \times 2,2) + (12,42 \times 2,4 \times 3,4) - 4,6 R_A = 0$$

$$R_A = 27,02 \text{ KN}$$

$$R_B = 23,66 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant et effort tranchant :**Tronçons 1 :** $0 \leq x \leq 2.2$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 23.66 - 9.42x$$

$$\sum M_z = 0 \quad M_z = 23.66x - 4.71x^2$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
0	23.66	0
2.2	2.93	29.25

Tronçons 2 : $2.2 \leq x \leq 4.6$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 2.93 - 12.42(x - 2.2)$$

$$\sum M_G = 0 \quad M_z = 23.66x - 20.87(x - 1.1) - 6.24(x - 2.2)^2$$

X (m)	Ty KN	Mz KNm
2.2	2.93	29.25
4.6	-26.87	00

c) Calcul de M_0 max en travée :

$$\frac{dM_z}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$\sum F_v = 0 \quad T_y = 23.66 - 9.42x = 0 \Rightarrow x = 2.51 \text{ m}$$

$$M_z(2.51) = 23.66x - 4.71x^2 = 29.71 \text{ KNm} \quad \text{Donc : } M_{\max} = 29.71 \text{ KNm}$$

Remarque: Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = 0.85 M_{0\max} \quad \text{et} \quad M_a = 0.3 M_{0\max}$$

$$\text{Donc : } M_t = 0.85 \times 29.71 = 25.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times 29.71 = 8.91 \text{ KN.m}$$

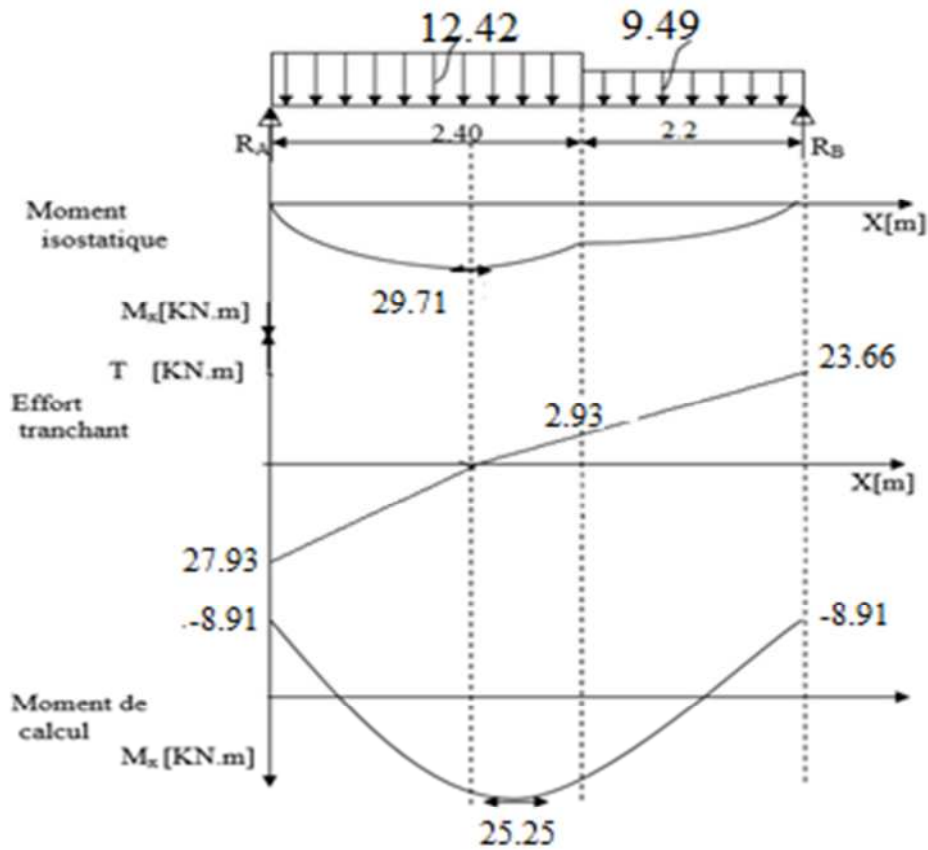


Fig. III.6.3.5) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELS

III-6-3.5) Vérification à l'E L S :

a) l'état limite d'ouverture des fissurations :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) L'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

En travée : $M_t = 25.25KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 K_1 = 37.63 \Rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{25.25 \times 10^3}{6.78 \times 0.905 \times 18} = 228.61$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 5.94 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

Appuis A : $M_{a1} = 8.91 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0,139$$

$$\beta_1 = 0,939 \quad K = 0,015$$

$$\sigma_s = \frac{8.91 \times 10^3}{2.51 \times 0.939 \times 18} = 210 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 3.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max(q_{1s}, q_{2s}) = 12.42 \text{ KN/ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 400 + 15 \times 6.67 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6.16}$$

$$V_1 = 10.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.35 = 9.61 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 72860.52 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.42 \times (4,6)^4}{10818,865 \cdot 10^3 \times 72860.52 \cdot 10^{-8}} = 0,0091 \text{ m} = 0,91 \text{ cm}$$

$$f = 0,91 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-7) Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre palière qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage dans le **RDC** et à l'étage des autres étages. On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

III-7.1) Pré dimensionnement :

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre L = 3,00 m

$$20 \leq h_t \leq 30$$

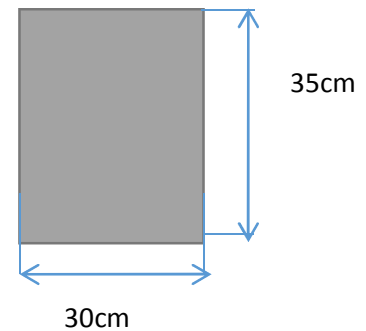
Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 25$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1.17 < 3$$

⇒ Condition vérifiée

**III-7.2) Détermination des charges et surcharges :**

- Poids propre : $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier :
 - ELU: $R_u = 32.8 \text{ KN}$
 - ELS: $R_s = 23.66 \text{ KN}$
- Poids propre du palier : $25 \times 0,20 \times 2.2 = 11 \text{ KN/ml}$

III-7. 3) Calcul à l'état limite ultime :**a) Combinaison à considérée :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 2,625 + 32.8$$

$$q_u = 36.34 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 2,625 + 23.66$$

$$q_s = 26.28 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des sollicitations à l'ELU :**1- Moment fléchissant :**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 36.34 \times \frac{(3)^2}{8}$$

$$M_0 = 40.88 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -12.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 34.75 \text{ KN.m}$$

2- Effort tranchant :

$$T_0 = q_u \frac{l}{2} = 36.34 \times \frac{3}{2}$$

$$T_0 = 54.51 \text{ KN}$$

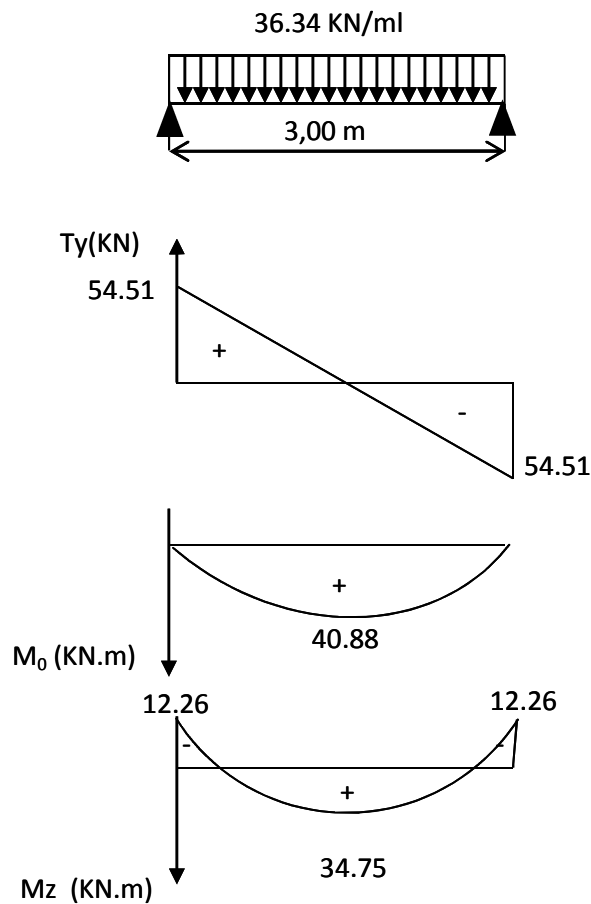


Fig. III.7.1) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU

d) Calcul les armatures longitudinales :

Zone	M_u (KN.m)	μ_b	β	A_s (cm ²)	Adoptée	St (cm)
Travée	34.75	0,074	0.962	3.14	3HA12=3.39	10
Appuis	12.26	0,026	0.987	1.08	3HA10=2.35	10

III-7. 4) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 2,35 \text{ cm}^2)$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{54,51 \times 10}{30 \times 33} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{t28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$V_u = 54,51 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 594 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée

d) Influence de l'effort V_u sur les armatures longitudinales inférieures

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(54,51 + \frac{12,26}{0,9 \times 33} \right) = 0,16 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0.16 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\sum u_i = 3.14 \times 3 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{54510}{0.9 \times 330 \times 94.20}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

⇒ Vérifiée.

g) Calcul les armatures transversales :

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1.4 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Nous prenons : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_{t \max} \leq \min \{0.9.d, 40 \text{ cm}\} = 29.7 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{3.39 \times 400}{0.4 \times 30} = 113 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.39 \times 400}{30(0.55 - 0.3 \times 2.1)} = 452 \text{ cm}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}\} = 25 \text{ cm}$$

Selon le RPA version 2003 : (Art 7.5-2)

L'espaceur doit vérifier :

Aux appuis :

$$st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \right) = \min(8.75, 16.8, 30).$$

$$St = 7 \text{ cm}$$

En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

III-7. 5) Vérifications à l'E.L.S :**1- Moment fléchissant :**

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 26.28 \times \frac{(3)^2}{8}$$

$$M_0 = 29.56 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -8.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 25.16 \text{ KN.m}$$

2- Effort tranchant :

$$T_0 = q_s \frac{l}{2} = 26.28 \times \frac{3}{2}$$

$$T_0 = 39.42 \text{ KN}$$

a) l'état limite d'ouverture des fissurations :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) L'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 25.16 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 33} = 0.10$$

$$\rho_1 = 0,10 \Rightarrow \beta_1 = 0,947 K_1 = 79.3 \Rightarrow K = 0.012$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{25.16 \times 10^3}{3.39 \times 0.947 \times 33} = 237.49$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 2.84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Appuis A: $M_{a1} = 8.86 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 33} = 0,070$$

$$\beta_1 = 0,955 \quad K = 0,010$$

$$\sigma_s = \frac{8.86 \times 10^3}{2.35 \times 0.955 \times 33} = 119.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 1.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

$$q_s = 26.28 \text{ KN /ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 1225 + 15 \times 3.39 \times 33}{100 \times 35 + 15 \times 3.39}$$

$$V_1 = 17.72 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 17.72 = 17.28 \text{ cm}$$

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 369333.44 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{26.28 \times (3)^4}{10818,865 \cdot 10^3 \times 369333.44 \cdot 10^{-8}} = 0,00069 \text{ m} = 0,069 \text{ cm}$$

$$f = 0,069 \text{ cm} < \bar{f} = 0,6$$

\(\Rightarrow\) Condition vérifiée

CHAPITRE IV

Modélisation et Vérification des conditions du RPA

IV) Modélisation de la structure :**IV.1 Description du logiciel de modélisation ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels.

• Hypothèses de la modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS, Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, acrotère...).

Les éléments en portique (poteaux-poutres) sont modélisés par des éléments finis de type «< frame>>».

Les voiles et dalles pleines sont modélisés par des éléments de type «< Shell>>».

Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

Pas d'interaction entre le sol et la structure.

Encastrement parfait de la structure à la base.

Les diaphragmes horizontaux sont infiniment rigides

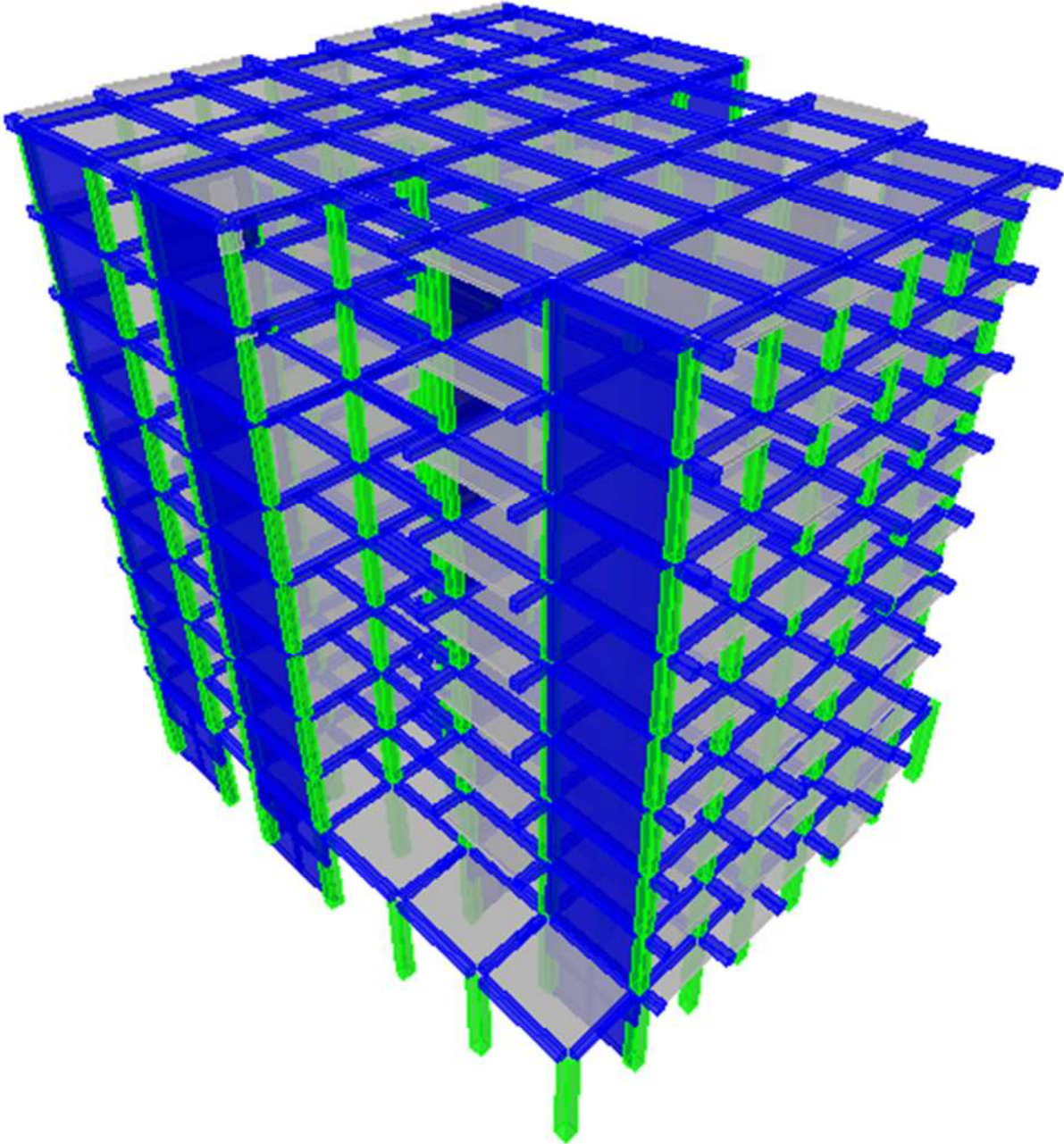
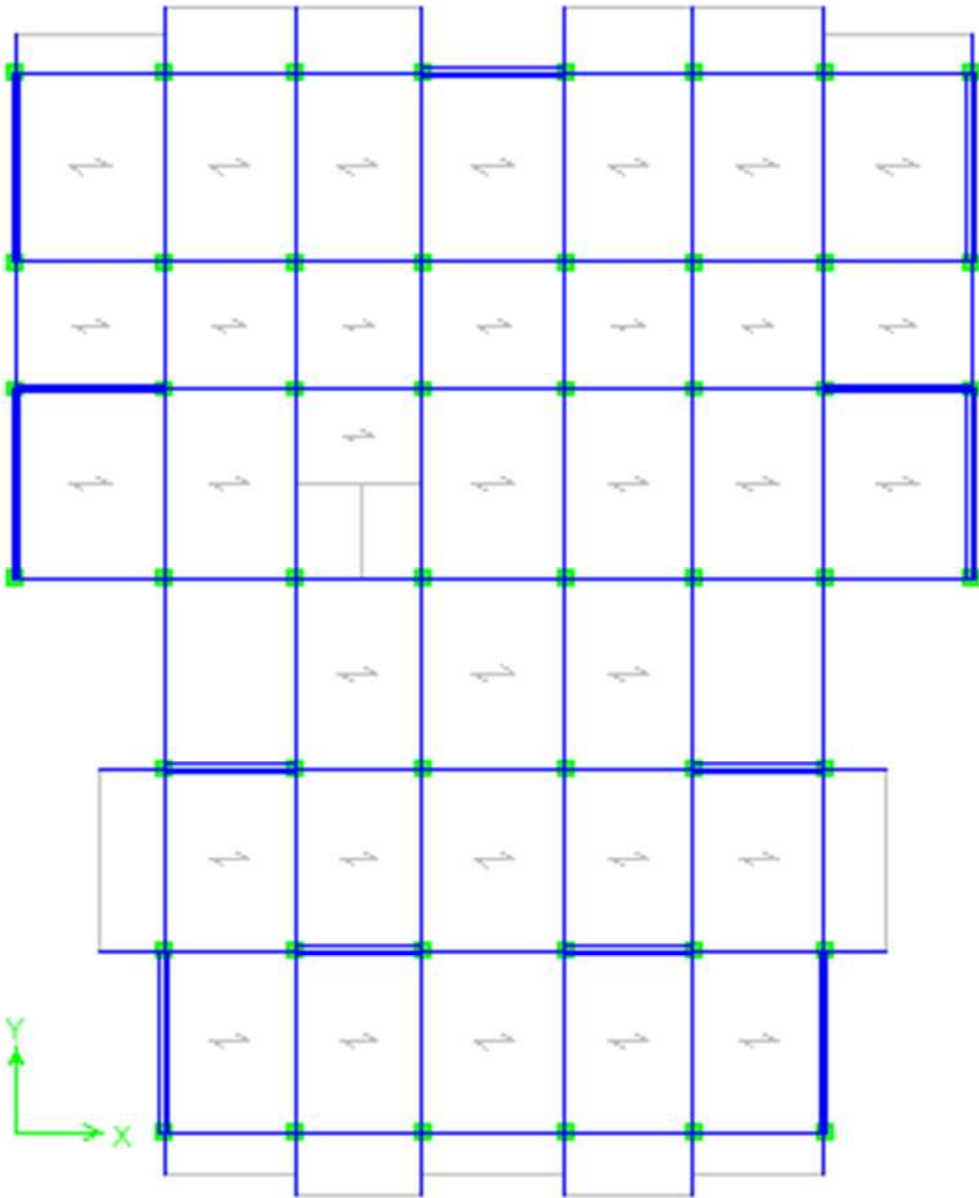


Fig. IV-1) Vue en 3D de la structure-



IV-2) Disposition des voiles dans la structure

Le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (A 3.4 RPA 99 Version 2003)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portique proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.2 Vérification des conditions du RPA :

IV.2.1 Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} , pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{analytique} < 0.8 V_{MSE}$ alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8V_{MSE}/V_{analytique}$, et pour cela on multiplie le facteur $g=9,81m/s^2$ (gravité) de la réponse spectrale par $0.8V_{MSE}/V_{analytique}$.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages sont acceptables.

IV.2.2 Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003" propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (car la structure est irrégulière en élévation), alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale (peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise).

IV.2.3 Résultat de calcul :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations massique modales calculés par le logiciel ETABS sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	Période (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,697813	66,7725	0	2,3983	66,7725	0	2,3983
2	0,568495	0	69,172	0	66,7725	69,172	2,3983
3	0,496882	2,6947	0	66,1678	69,4672	69,172	68,5662
4	0,169736	18,1167	0	0,614	87,5838	69,172	69,1802
5	0,134693	0	20,0774	0	87,5838	89,2494	69,1802
6	0,116303	0,8058	0	19,6916	88,3896	89,2494	88,8719
7	0,07386	6,8529	0	0,3245	95,2425	89,2494	89,1964
8	0,060083	0	6,8654	0	95,2425	96,1148	89,1964
9	0,052139	0,1508	0	6,7417	95,3934	96,1148	95,9381
10	0,04371	2,9603	0	0,1633	98,3536	96,1148	96,1014
11	0,036864	0	2,6101	0	98,3536	98,7248	96,1014

Tableau IV.1 Modal Participations Mass Ratios.

Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,69\text{sec}$.

Le 1er et 2^{ème} mode sont des modes de translation, le 3^{ème} mode est un mode de torsion. Les 11 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% Direction xx: 11modes (98,3% de la masse sismique de la structure) Direction yy: 11modes (98,7% de la masse sismique de la structure) (selon l'article 4.34.a du RPA 99 version 2003).

IV.2.4 L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$.

L: étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Elle doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Les valeurs de l'excentricité calculée par l'ETABS sont données par les tableaux suivants :

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que : $CM - CR \leq 5\%LX$

ETAGES		XCM(m)	XCR(m)	XCM-XCR(m)	5% LX	CONDITION
RDC	D1	11,307	11,3	0.007	1.14	Vérifiée
ETAGE1	D2	11,309	11,3	0.009	1.14	Vérifiée
ETAGE2	D3	11,309	11,3	0.009	1.14	Vérifiée
ETAGE3	D4	11,309	11,3	0.009	1.14	Vérifiée
ETAGE4	D5	11,309	11,3	0.009	1.14	Vérifiée
ETAGE5	D6	11,309	11,3	0.009	1.14	Vérifiée
ETAGE6	D7	11,309	11,3	0.009	1.14	Vérifiée
ETAGE7	D8	11,309	11,3	0.009	1.14	Vérifiée
ETAGE8	D9	11,282	11,3	0.018	1.14	Vérifiée

Tableau IV.2: l'excentricité de chaque étage Suivant le sens x-x.

Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$CM - CR \leq 5\% Ly$

ETAGES		YCM(m)	YCR(m)	YCM-XCR(m)	5% LY	CONDITION
RDC	D1	12.85	13.79	0.94	1.41	Vérifiée
ETAGE1	D2	13.6	14.83	1.23	1.41	NonVérifiée
ETAGE2	D3	13.59	15.36	1.76	1.41	NonVérifiée
ETAGE3	D4	13.59	15.57	1.98	1.41	NonVérifiée
ETAGE4	D5	13.59	15.63	2.03	1.41	NonVérifiée
ETAGE5	D6	13.59	15.61	2.01	1.41	NonVérifiée
ETAGE6	D7	13.59	15.55	1.96	1.41	NonVérifiée
ETAGE7	D8	13.59	15.49	1.90	1.41	NonVérifiée
ETAGE8	D9	13.62	15.46	1.8	1.41	NonVérifiée

Tableau IV.3: l'excentricité de chaque étage Suivant Y-Y :

IV.2.5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La vérification de la condition de l'effort tranchant à la base nous permet de faire un dimensionnement parasismique par la méthode spectrale.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

L'effort tranchant à la base par la méthode la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

$$A = 0.15$$

$R = 5$ (portique/voile avec interaction).

$W = 2735.640$ KN (poids total de la structure déterminé de l'ETABS).

D (facteur d'amplification dynamique)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Régularité en plan :

- La tour doit présenter une forme symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Condition vérifiée

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 .

$$\frac{L}{l} = \frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- 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

$$\frac{d1+d2}{Lx} < 0.2 \implies \frac{3.5+3.5}{22.6} = 0.3 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La régularité en plan n'est Pas vérifiée suivant x donc $P_1 = 0.05$

- **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation \Rightarrow

Condition vérifiée.

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$\begin{cases} W_{\text{etage1}} = 692,6464\text{KN} \\ W_{\text{etage2}} = 562,2516\text{KN} \end{cases} \Rightarrow \text{La variation de la masse est brusque} \Rightarrow$$

Condition Non vérifié.

La régularité en élévation n'est pas vérifiée $P_2 = 0.05$

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. **Condition vérifiée $P_3 = 0.0$**

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : on a 8 files de portiques

$$l_i/l_{i+1} = 3.5/3.1 = 1.12 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.10/3. = 1.03 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3./3.4 = 0.88 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.4 /3 = 1.13 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3 /3.1 = 0.96 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.1 /3.5 = 0.88 \leq 1.5$$

Condition vérifiée

Suivant y-y : on a 7files de portiques

$$l_i/l_{i+1} = 4.3/4.3 = 1.12 \leq 1$$

$$l_i/l_{i+1} = 4.3/4.5 = 0.95 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 4.5/4.5 = 1 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 4.5 /3 = 1.5 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3 /4.5 = 0.66 \leq 1.5$$

Condition vérifiée

La Redondance en plan est vérifiée $P_4 = 0.0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :** **Condition vérifiée $P_5 = 0.0$**

- **Suivi et contrôle des travaux :** **Condition vérifiée**

$$P_6 = 0.0$$

Alors : $P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 = 0.1$

On prend $Q=1,1$

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (D), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenue par les formules 4-6 et 4-7 (RPA99version2003).

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.63$$

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = 2.28$$

Avec : D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend $T= 0.63$ seconde

L'article 4.24 du RPA99 version2003 postule que :

«Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

$$T_{empirique} = 0,63 < T_{analytique} = 0.69 \text{ seconde} < 1.3T_{empirique} = 0.81 \text{ seconde}$$

$$\Rightarrow T = T_{analytique} = 0.69 \text{ seconde}$$

Spectre de réponse de calcul :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

η : Coefficient de correction d'amortissement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 8.5 \%$.

$$\Rightarrow \eta = 0.81$$

$T_1 = 0.69$ seconde

$T_2 = 0.4$ seconde (tableau 4.7 RPA99/version 2003)

$$T_2 = 0.4 \text{ s} < T = 0.69 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 1.4$$

$A = 0.15$ Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99/version2003).

$R = 5$ Coefficient de comportement (structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99/version2003).

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S2 (site ferme).

$W = 27590,80$ KN (poids total de la structure déterminé du ETABS).

$Q = 1.1$ Facteur de qualité.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

On trouve: $V = 1274.69$ KN

- **L'effort tranchant à la base par la méthode analyse modale spectrale :**

Déterminé par l'ETABS

$$V_{x \text{ anal}} = 2213.24 \text{KN}$$

$$V_{y \text{ anal}} = 2577.25 \text{KN}$$

$$V_{x \text{ anal}} = 2213.24 \text{KN} > 80\% V_x = 1019.75 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ anal}} = 2577.25 \text{KN} > 80\% V_y = 1019.75 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifié.

IV.2.6 Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Suivant Ex :

Etage	Diaphragm	Load	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	Condition
Etage 9	D9	EX	0,0102	0,0013	0.0306	Vérifiée
Etage 8	D8	EX	0,0089	0,0013	0.0306	Vérifiée
Etage 7	D7	EX	0,0076	0,0013	0.0306	Vérifiée
Etage 6	D6	EX	0,0063	0,0014	0.0306	Vérifiée
Etage 5	D5	EX	0,0049	0,0013	0.0306	Vérifiée
Etage 4	D4	EX	0,0036	0,0012	0.0306	Vérifiée
Etage 3	D3	EX	0,0024	0,001	0.0306	Vérifiée
Etage 2	D2	EX	0,0014	0,0008	0.0306	Vérifiée
Etage 1	D1	EX	0,0006	0,0006	0.0459	Vérifiée

Tableau IV.4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens X

Suivant Ey :

Etage	Diaphragm	Load	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	Condition
Etage 9	D9	EY	0,008	0,001	0.0306	Vérifiée
Etage 8	D8	EY	0,007	0,0011	0.0306	Vérifiée
Etage 7	D7	EY	0,0059	0,001	0.0306	Vérifiée
Etage 6	D6	EY	0,0049	0,0011	0.0306	Vérifiée
Etage 5	D5	EY	0,0038	0,001	0.0306	Vérifiée
Etage 4	D4	EY	0,0028	0,0009	0.0306	Vérifiée
Etage 3	D3	EY	0,0019	0,0008	0.0306	Vérifiée
Etage 2	D2	EY	0,0011	0,0006	0.0306	Vérifiée
Etage 1	D1	EY	0,0005	0,0005	0.0459	Vérifiée

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens Y.

IV.2.7 Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex :

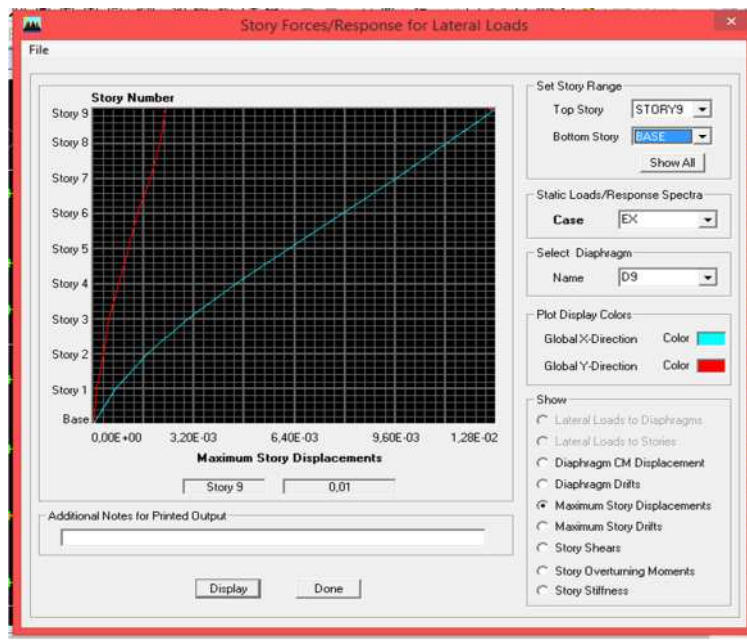


Figure IV-3) Déplacement maximal dans le sens x-x

Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{max} = 0,01m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{29.7}{500} = 0,059m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey :

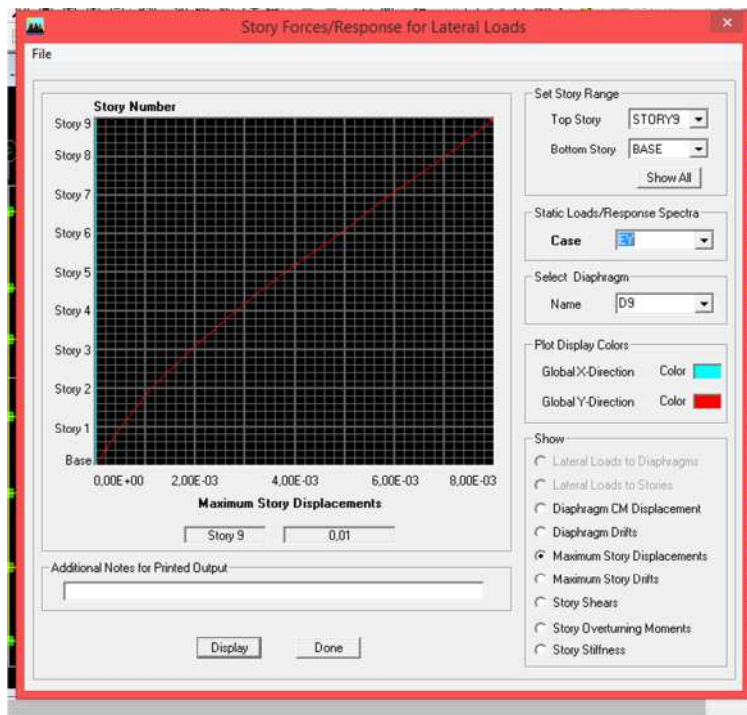


Figure IV-4) Déplacement maximal dans le sens y-y

Déplacement maximal dans le sens y-y:

$$\delta_{max} = 0,01m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{29.7}{500} = 0,059m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV -2-8 justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad (\text{Voir paragraphe 4.2.3 calcul de W})$$

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 »

(Voir paragraphe 4.2.10)

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si 0,10 < θ_k ≤ 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° ordre par le facteur 1/(1-θ_k).

Si θ_k > 0,20, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		Δ _k (m)	V _k xH _k	Θ _x	Δ _k (m)	V _k xH _k	Θ _y
9	487,26	0,0013	167541,12	3,78079E-06	0,001	191103,1	2,54972E-06
8	1020,95	0,0013	448173,72	2,96143E-06	0,0011	518887,2	2,16433E-06
7	1554,65	0,0013	814360,86	2,48176E-06	0,001	947278,0	1,64118E-06
6	2094,34	0,0014	1256589	2,33336E-06	0,0011	1462484,1	1,57525E-06
5	2641,34	0,0013	1762244,8	1,9485E-06	0,001	2051439,3	1,28755E-06
4	3188,34	0,0012	2320804,9	1,64857E-06	0,0009	2702240,1	1,0619E-06
3	3742,30	0,001	2921865,4	1,28079E-06	0,0008	3403882,8	8,79537E-07
2	4304,55	0,0008	3560056,0	9,67299E-07	0,0006	4149001,98	6,22494E-07
1	4997,20	0,0006	6355961,1	4,71734E-07	0,0005	7406460,72	3,37354E-07

Tableau IV.6 : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

IV.2.9 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd=1711.82 KN

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

fc28 = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1711.82}{0.50 \times 0.50 \times 25000} = 0.27 \leq 0.30 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.

CHAPITRE V

Ferraillage des poutres

V.1-Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2-Réglementation:**V.2.1-Les combinaisons de calcul :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et vérifiées à l'E.L.S. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35 G + 1.5 Q \text{ (E.L.U.)}$$

$$G + Q \text{ (E.L.S.)}$$

$$G + Q \pm E \text{ (RPA99/Version_2003)}$$

$$0.8 G \pm E \text{ (RPA99/Version_2003)}$$

V.2.2-Recommandation de RPA version 2003:**a. Armatures longitudinales (RPA 99/2003 Art.7.5.2.1):**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton : Poutres principales :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de: 4%: En zone courante.
6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de 40ϕ (Zone II_a).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b. Armatures transversales (RPA 99/2003.Art 7.5.2.1):

La quantité d'armatures minimale est donnée par : $A_{min} = 0.003 .St .b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$St = \min (h/4; 12 \varnothing)$ en zone nodale.

$St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale (courante)

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3. Calcul des armatures:

Calcul du moment réduit « μ »:

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

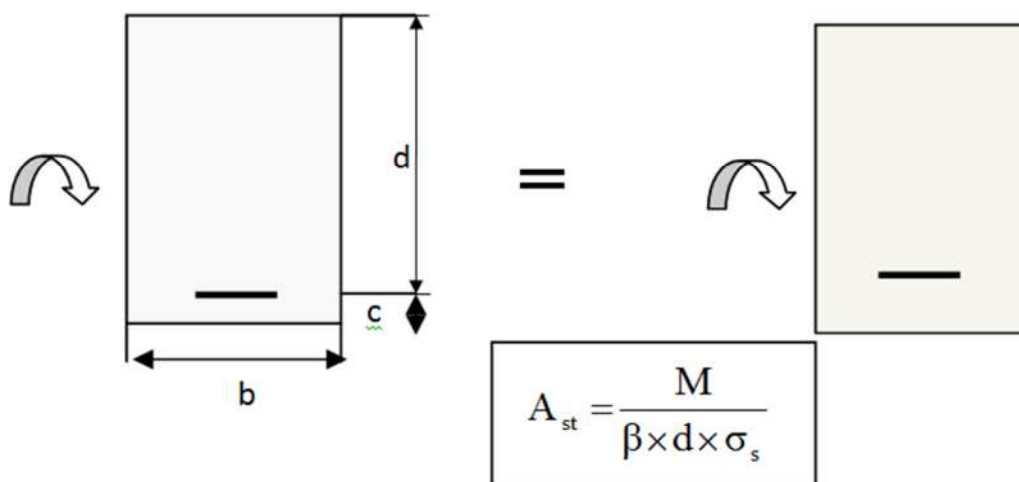
Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

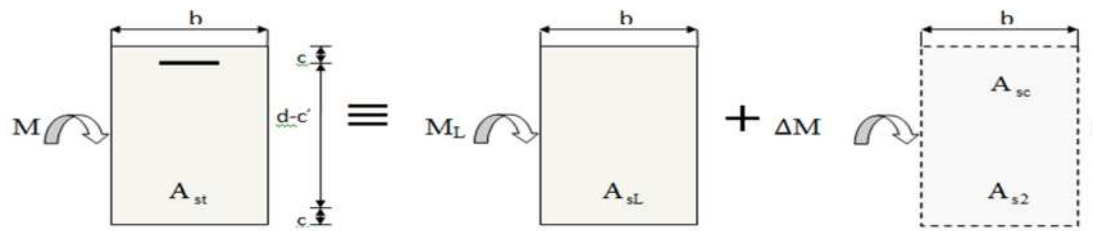
1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée(SSA)

Les armatures



2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

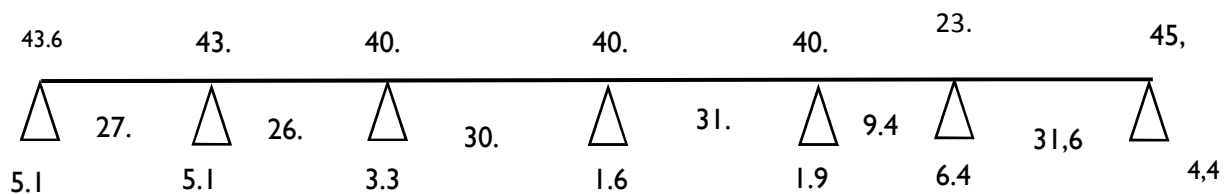
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenus par les calculs et le schéma ci-dessous.

V.3.1 Poutres principales Non adhésés aux voiles

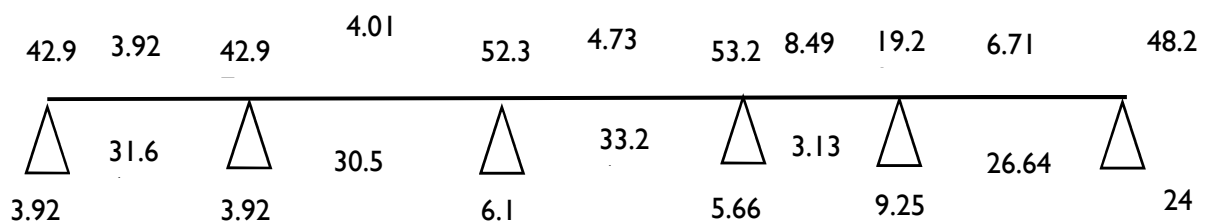
Exemples des moments supérieurs et inférieurs aux appuis et en travées des poutres principales.

- RDC : file C.

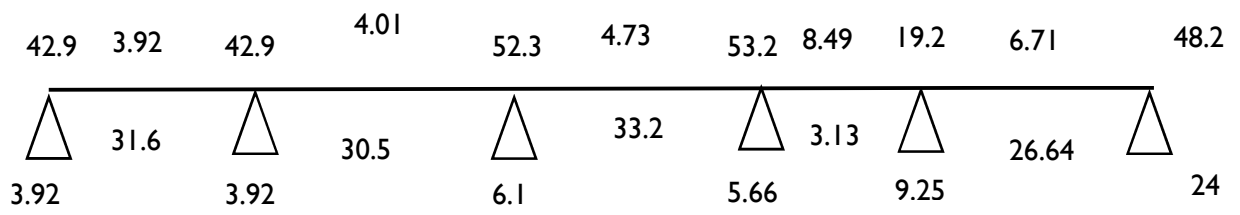


- Poutres secondaires :

Niveau 01 file 2.



- Niveau 2 : file 3.



V-3.1-1 Ferraillage en travée et en appuis des Poutres principales :

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As		A adoptée (cm)	ferraillage adoptée	
											(cm ²)			filantes	chapeaux
8	appui	Sup	Cou	45,42	350	370	14,2	348	0,067	0,983	3,6	3,6	4.62	3HA14	
			Acc	42,26	350	370	18,5	400	0,048	0,988	2,9				
		Inf	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1,000	0	0,3	3.39	3HA12	
			Acc	4,42	350	370	18,5	400	0,005	0,999	0,3				
	trav	Sup	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1,000	0	0	4.62	3HA14	
			Acc	0	350	370	18,5	400	0	1,000	0				
		Inf	Cou	31,69	350	370	18,5	348	0,036	0,991	2,5	2,5	3.39	3HA12	
			Acc	23,48	350	370	18,5	400	0,027	0,993	1,6				
7	appui	Sup	Cou	53,2	350	370	14,2	348	0,078	0,980	4,2	4,2	4.62	3HA14	
			Acc	49,49	350	370	18,5	400	0,056	0,986	3,4				
		Inf	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1,000	0	0,4	3.39	3HA12	
			Acc	5,66	350	370	18,5	400	0,006	0,998	0,4				
	trav	Sup	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1,000	0	0,3	4.62	3HA14	
			Acc	4,73	350	370	18,5	400	0,005	0,999	0,3				
		Inf	Cou	33,24	350	370	14,2	348	0,049	0,988	2,6	2,6	3.39	3HA12	
			Acc	25,17	350	370	18,5	400	0,028	0,993	1,7				

CHAPITRE V

Ferraillage des poutres

6	appui	Sup	Cou	55,32	350	370	14,2	348	0,081	0,979	4,4	4,4	4.62	3HA14	
			Acc	56,1	350	370	18,5	400	0,063	0,984	3,9				
		Inf	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1,000	0	0,7	3.39	3HA12	
			Acc	10,12	350	370	18,5	400	0,011	0,997	0,7				
	trav	Sup	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1,000	0	0,6	4.62	3HA14	
			Acc	8,71	350	370	18,5	400	0,01	0,998	0,6				
		Inf	Cou	32,01	350	370	14,2	348	0,047	0,988	2,5	2,5	3.39	3HA12	
			Acc	24,46	350	370	18,5	400	0,028	0,993	1,7				
5	appui	Sup	Cou	62,72	350	370	14,2	348	0,092	0,976	5	5	6.88	3HA14	2HA12
			Acc	60,84	350	370	18,5	400	0,069	0,983	4,2				
		Inf	Cou	4,89	350	370	14,2	348	0,007	0,998	0,4	1,1	3.39	3HA12	
			Acc	15,58	350	370	18,5	400	0,018	0,996	1,1				
	trav	Sup	Cou	1,2	350	370	14,2	348	0,002	1,000	0,1	0,6	4.62	3HA14	
			Acc	8,38	350	370	18,5	400	0,009	0,998	0,6				
		Inf	Cou	27,77	350	370	14,2	348	0,041	0,990	2,2	2,2	3.39	3HA12	
			Acc	24,37	350	370	18,5	400	0,028	0,993	1,7				
4	appui	Sup	Cou	67,49	350	370	14,2	348	0,099	0,975	5,4	5,4	6.88	3HA14	2HA12
			Acc	65,35	350	370	18,5	400	0,074	0,981	4,5				
		Inf	Cou	8,26	350	370	14,2	348	0,012	0,997	0,6	1,3	3.39	3HA12	
			Acc	18,9	350	370	18,5	400	0,021	0,995	1,3				

CHAPITRE V

Ferraillage des poutres

3	trav	Sup	Cou	3,65	350	370	14,2	348	0,005	0,999	0,3	0,7	4.62	3HA14	
			Acc	10,65	350	370	18,5	400	0,012	0,997	0,7				
		Inf	Cou	28,81	350	370	14,2	348	0,042	0,989	2,3	2,3	3.39	3HA12	
			Acc	25,45	350	370	18,5	400	0,029	0,993	1,7				
	appui	Sup	Cou	57,23	350	370	14,2	348	0,084	0,979	4,5	4,7	6.88	3HA14	2HA12
			Acc	68,67	350	370	18,5	400	0,078	0,980	4,7				
		Inf	Cou	15,58	350	370	14,2	348	0,023	0,994	1,2	2,1	3.39	3HA12	
			Acc	31,32	350	370	18,5	400	0,035	0,991	2,1				
trav	Sup	Cou	7,56	350	370	14,2	348	0,011	0,997	0,6	1	4.62	3HA14		
		Acc	15,46	350	370	18,5	400	0,017	0,996	1					
	Inf	Cou	14,71	350	370	14,2	348	0,022	0,995	1,1	1,2	3.39	3HA12		
		Acc	17,87	350	370	18,5	400	0,02	0,995	1,2					
2	appui	Sup	Cou	24,54	350	370	14,2	348	0,036	0,991	1,9	5,9	6.88	3HA14	2HA12
			Acc	84,73	350	370	18,5	400	0,096	0,975	5,9				
		Inf	Cou	8,69	350	370	14,2	348	0,013	0,997	0,7	4,7	5.65	3HA12	2HA12
			Acc	68,82	350	370	18,5	400	0,078	0,980	4,7				
	trav	Sup	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1,000	0	1,5	4.62	3HA14	
			Acc	21,58	350	370	18,5	400	0,024	0,994	1,5				
		Inf	Cou	10,46	350	370	18,5	348	0,012	0,997	0,8	2	3.39	3HA12	
			Acc	29,86	350	370	18,5	400	0,034	0,991	2				

CHAPITRE V

Ferraillage des poutres

1	appui	Sup	Cou	25,08	350	370	14,2	348	0,037	0,991	2	5,8	6.68	3HA14	2HA12
			Acc	83,93	350	370	18,5	400	0,095	0,976	5,8				
		Inf	Cou	9,17	350	370	14,2	348	0,013	0,997	0,7	4,7	5.65	3HA12	2HA12
			Acc	68,19	350	370	18,5	400	0,077	0,98	4,7				
	trav	Sup	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1	0	1,4	4.62	3HA14	
			Acc	21,22	350	370	18,5	400	0,024	0,994	1,4				
		Inf	Cou	10,74	350	370	14,2	348	0,016	0,996	0,8	2	3.39	3HA12	
			Acc	29,71	350	370	18,5	400	0,034	0,992	2				
RDC	appui	Sup	Cou	24,72	350	370	14,2	348	0,036	0,991	1,9	5,6	6.88	3HA14	2HA12
			Acc	80,95	350	370	18,5	400	0,091	0,977	5,6				
		Inf	Cou	8,66	350	370	14,2	348	0,013	0,997	0,7	4,5	5.65	3HA12	2HA12
			Acc	65,12	350	370	18,5	400	0,074	0,981	4,5				
	trav	Sup	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1	0	1,4	4.62	3HA14	
			Acc	20,21	350	370	18,5	400	0,023	0,994	1,4				
		Inf	Cou	10,22	350	370	14,2	348	0,015	0,996	0,8	1,9	3.39	3HA12	
			Acc	28,48	350	370	18,5	400	0,032	0,992	1,9				

Tableau V.1 : Ferraillage en travée des Poutres principales non adhérents aux voiles

Le ferraillage adopté :**RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :**

Appui : Lit inférieur : **3HA12** filantes. + **2HA12** en chapeaux.

Lit supérieur : **3HA14** filantes + **2HA12** en chapeaux.

Travée : Lit inférieur : **3HA12** filante.

Lit supérieur : **3HA14** filantes

3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage :

Appui : Lit inférieur : **3HA12** filantes.

Lit supérieur : **3HA14** filantes + **2HA12** en chapeaux.

Travée : Lit inférieur : **3HA12** filante.

Lit supérieur : **3HA14** filantes

6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage :

Lit inférieur : **3HA12** filantes

Lit supérieur : **3HA14** filantes

V-3.1-2 Poutres principales adhérents aux voiles :

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	μ	β	As	Amax
											(cm ²)	
RDC + + 8	appui	Sup	Cou	28,21	350	370	14,2	348	0,041	0,99	2,2	2,2
			Acc	20,69	350	370	18,5	400	0,023	0,994	1,4	
		Inf	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1	0	0
			Acc	0	350	370	18,5	400	0	1	0	
	trav	Sup	Cou	0	350	370	14,2	348	0	1	0	0
			Acc	0	350	370	18,5	400	0	1	0	
		Inf	Cou	17,69	350	370	18,5	348	0,02	0,995	1,4	1,4
			Acc	12,93	350	370	18,5	400	0,015	0,996	0,9	

Tableau V.2: Ferraillage des Poutres principales adhérents aux voiles

Vu que la section d'armature n'est pas vérifiée alors on doit ferrailler avec la section minimale **A_{min}** du RPA.

La section des Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 35 = 7\text{cm}^2$

RDC, 1^{er} 8^{ème} étage :

Lit inférieur : **3HA12** filantes

Lit supérieur : **3HA14** filantes

$$3 \text{ HA14} + 3 \text{ HA12} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 7 \text{ cm}^2.$$

V-3.2- Ferraillage en travée et en appuis des Poutres secondaires:

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	A Adopté	ferraillage adoptée		
											(cm ²)			filantes	chapeaux	
RDC	appuis	Sup	Cou	11,42	300	320	14,2	348	0,026	0,993	1	1,8	3.39	3HA12		
			Acc	22,81	300	320	18,5	400	0,04	0,99	1,8					
		Inf	Cou	5,56	300	320	14,2	348	0,013	0,997	0,5	0,9	3.39	3HA12		
			Acc	11,77	300	320	18,5	400	0,021	0,995	0,9					
	Travée	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0,1	3.39	3HA12		
			Acc	1,1	300	320	18,5	400	0,002	1	0,1					
		Inf	Cou	6,89	300	320	18,5	348	0,012	0,997	0,6	0,6	3.39	3HA12		
			Acc	6,87	300	320	18,5	400	0,012	0,997	0,5					
	1	appuis	Sup	Cou	2,13	300	320	14,2	348	0,005	0,999	0,2	2,7	3.39	3HA12	
				Acc	34,14	300	320	18,5	400	0,06	0,985	2,7				
			Inf	Cou	0,01	300	320	14,2	348	2E-05	1	0	2,5	3.39	3HA12	
				Acc	31,3	300	320	18,5	400	0,055	0,986	2,5				
travée		Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0,8	3.39	3HA12		
			Acc	10,09	300	320	18,5	400	0,018	0,996	0,8					
		Inf	Cou	1,72	300	320	14,2	348	0,004	0,999	0,2	0,9	3.39	3HA12		
			Acc	11,81	300	320	18,5	400	0,021	0,995	0,9					

CHAPITRE V

Ferraillage des poutres

2	appuis	Sup	Cou	2,133	300	320	14,2	348	0,005	0,999	0,2	3,3	3.39	3HA12	
			Acc	41,61	300	320	18,5	400	0,073	0,981	3,3				
		Inf	Cou	0,012	300	320	14,2	348	3E-05	1	0	3,1	3.39	3HA12	
			Acc	38,77	300	320	18,5	400	0,068	0,983	3,1				
	travée	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	1	3.39	3HA12	
			Acc	12,57	300	320	18,5	400	0,022	0,994	1				
		Inf	Cou	1,72	300	320	14,2	348	0,004	0,999	0,2	1,1	3.39	3HA12	
			Acc	14,3	300	320	18,5	400	0,025	0,994	1,1				
3	appuis	Sup	Cou	32,78	300	320	14,2	348	0,075	0,981	3	3,9	4.62	3HA14	
			Acc	48,76	300	320	18,5	400	0,086	0,978	3,9				
		Inf	Cou	15,38	300	320	14,2	348	0,035	0,991	1,4	2,6	3.39	3HA12	
			Acc	32,75	300	320	18,5	400	0,058	0,985	2,6				
	travée	Sup	Cou	4,48	300	320	14,2	348	0,01	0,997	0,4	1	4.62	3HA14	
			Acc	12,73	300	320	18,5	400	0,022	0,994	1				
		Inf	Cou	11,57	300	320	14,2	348	0,027	0,993	1	1,1	3.39	3HA12	
			Acc	14,44	300	320	18,5	400	0,025	0,994	1,1				
	appuis	Sup	Cou	37,99	300	320	14,2	348	0,087	0,978	3,5	4,3	4.62	3HA14	
			Acc	53,96	300	320	18,5	400	0,095	0,976	4,3				
		Inf	Cou	20,36	300	320	14,2	348	0,047	0,988	1,9	3	3.39	3HA12	
			Acc	37,76	300	320	18,5	400	0,067	0,983	3				

CHAPITRE V

Ferraillage des poutres

4	travée	Sup	Cou	6,3	300	320	14,2	348	0,014	0,996	0,6	1,1	4.62	3HA14	
			Acc	14,52	300	320	18,5	400	0,026	0,994	1,1				
		Inf	Cou	13,15	300	320	14,2	348	0,03	0,992	1,2	1,3	3.39	3HA12	
			Acc	16,04	300	320	18,5	400	0,028	0,993	1,3				
5	appuis	Sup	Cou	41,5	300	320	14,2	348	0,095	0,976	3,8	4,5	4.62	3HA14	
			Acc	56,2	300	320	18,5	400	0,099	0,975	4,5				
		Inf	Cou	22,89	300	320	14,2	348	0,052	0,987	2,1	3,1	3.39	3HA12	
			Acc	38,4	300	320	18,5	400	0,068	0,983	3,1				
	Travée	Sup	Cou	7,8	300	320	14,2	348	0,018	0,996	0,7	1,2	4.62	3HA14	
			Acc	15,8	300	320	18,5	400	0,028	0,993	1,2				
		Inf	Cou	13,66	300	320	18,5	348	0,024	0,994	1,2	1,2	3.39	3HA12	
			Acc	15,73	300	320	18,5	400	0,028	0,993	1,2				
6	appuis	Sup	Cou	46,14	300	320	14,2	348	0,106	0,973	4,3	4,7	5.65	3HA12	2HA12
			Acc	58,7	300	320	18,5	400	0,103	0,973	4,7				
		Inf	Cou	25,05	300	320	14,2	348	0,057	0,985	2,3	3	3.39	3HA12	
			Acc	38,09	300	320	18,5	400	0,067	0,983	3				
	travée	Sup	Cou	9,74	300	320	14,2	348	0,022	0,994	0,9	1,4	3.39	3HA12	
			Acc	17,27	300	320	18,5	400	0,03	0,992	1,4				
		Inf	Cou	13,98	300	320	14,2	348	0,032	0,992	1,3	1,3	3.39	3HA12	
			Acc	14,99	300	320	18,5	400	0,026	0,993	1,2				

7	appuis	Sup	Cou	49,56	300	320	14,2	348	0,114	0,971	4,6	4,9	5.65	3HA12	2HA12
			Acc	60,53	300	320	18,5	400	0,107	0,973	4,9				
		Inf	Cou	23,39	300	320	14,2	348	0,054	0,986	2,1	3,2	3.39	3HA12	
			Acc	40,71	300	320	18,5	400	0,072	0,982	3,2				
	travée	Sup	Cou	10,8	300	320	14,2	348	0,025	0,994	1	1,4	3.39	3HA12	
			Acc	17,62	300	320	18,5	400	0,031	0,992	1,4				
		Inf	Cou	15,29	300	320	14,2	348	0,035	0,991	1,4	1,4	3.39	3HA12	
			Acc	16,13	300	320	18,5	400	0,028	0,993	1,3				
8	appuis	Sup	Cou	14,18	300	320	14,2	348	0,033	0,992	1,3	1,8	3.39	3HA12	
			Acc	22,81	300	320	18,5	400	0,04	0,99	1,8				
		Inf	Cou	5,56	300	320	14,2	348	0,013	0,997	0,5	0,9	3.39	3HA12	
			Acc	11,77	300	320	18,5	400	0,021	0,995	0,9				
	travée	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0,0	0,8	3.39	3HA12	
			Acc	10,1	300	320	18,5	400	0,018	0,996	0,8				
		Inf	Cou	6,89	300	320	14,2	348	0,016	0,996	0,6	0,6	3.39	3HA12	
			Acc	6,87	300	320	18,5	400	0,012	0,997	0,5				

Tableau V.3: Ferraillage travée et en appuis des Poutres secondaires non adhésés aux voiles

Le ferrailage adopté :

- **Etage 6, 7,**

Appuis Lit supérieur : **3HA12**filantes + **2HA12**en chapeaux.

Lit inférieur : **3HA12** filantes.

Travée Lit inférieur : **3HA12** filantes

Lit supérieur : **3HA12**filantes

- **Etage 4, 5:**

Appuis Lit inférieur : **3HA12** filantes.

Lit supérieur : **3HA14**filantes.

Travée Lit inférieur : **3HA12** filantes

Lit supérieur : **3HA12**filantes

- **RDC, étage 1,2 , 3,8 :**

Appuis Lit inférieur : **3HA12** filantes

Lit supérieur : **3HA12**filantes

Travée Lit inférieur : **3HA12** filantes

Lit supérieur : **3HA12**filantes

V.4-Vérification :**V.4-1. Vérification à ELU :****1- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_S > A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

- Pour les poutres transversales (30 × 35) : $A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres longitudinales (35 × 40) : $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Conclusion : La condition est vérifiée.

2- Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$$

- Pour les poutres transversales (30 × 35) : $A_{\min} = 7 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres longitudinales (35 × 40) : $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$.

La condition du pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est vérifiée.

3- Justifications vis-à-vis des sollicitations :

(Art. A.5.1 BAEL91 modifié en 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales $\tau_u = 89.63 / (35 \times 38) = 0.0674 \text{ KN/cm}^2 = 0.674 \text{ MPa}$
- Poutres secondaires $\tau_u = 88.76 / (30 \times 33) = 0.089 \text{ KN/cm}^2 = 0.89 \text{ MPa}$

4- Etat limite ultime du béton de l'âme : (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifié 99)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

- - Poutres principales : $\tau_u = 0.674 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.
- - Poutres secondaires : $\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5- Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,38.0,35 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 798 \text{ kN}$$

<p>- Poutres principales : $T_u = 89.63 \text{ kN} < \bar{T}_u = 798 \text{ kN}$</p> <p>- Poutres secondaires : $T_u = 88.76 \text{ kN} < \bar{T}_u = 798 \text{ kN}$</p>	}	Conclusion : La condition est vérifiée.
---	---	--

6- Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : le périmètre des aciers.

- Poutres principales: $\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$ La contrainte d'adhérence est vérifiée.
- Poutres secondaires: $\tau_{se} = 0.19 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$ La contrainte d'adhérence est vérifiée.

7- Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 28.35 \text{ Mpa.}$$

Pour $\phi 12$: $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm}$

- Pour ϕ 14 : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm}$
- Pour ϕ 16 : $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56.44 \text{ cm}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4. L_s$$

- Pour ϕ 12 : $L_c = 0,4. 42.33 = 16.93 \text{ cm}$
- Pour ϕ 14 : $L_c = 0,4. 49.38 = 19.75 \text{ cm}$
- Pour ϕ 16 : $L_c = 0,4. 56.44 = 22.58 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(12\text{mm}, 10\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier de $\Phi_t = 8$

8- Calcul des espacements :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} =$$

$$\min\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\right\} = \min(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30) = \mathbf{10\text{cm}}$$

- Poutres principales $S_t = 10\text{cm}$
- Poutres secondaires $S_t = 10\text{cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.}$$

- Poutres principales $S_t = 15\text{cm}$
- Poutres secondaires $S_t = 15\text{cm}$

9- Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

✓ **Poutres principales:** $L' = 2 \times 40 = 80$ cm.

✓ **Poutres secondaires:** $L' = 2 \times 35 = 70$ cm.

10- Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée

V.4-2 Vérifications à l'ELS :**1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous

a. Vérification du Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS :

NIV	Ms	A _s	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
RDC	24,09	8,01	0,6185	0,884	28,1	91,949	3,27	15	vérifiée
1	24,12	8,01	0,6185	0,884	28,1	92,064	3,27	15	vérifiée
2	24,23	8,01	0,6185	0,884	28,1	92,484	3,29	15	vérifiée
3	24,85	10,27	0,7930	0,872	24,06	74,995	3,11	15	vérifiée
4	24,8	10,27	0,7930	0,872	24,06	74,845	3,11	15	vérifiée
5	25,28	10,27	0,7930	0,872	24,06	76,293	3,17	15	vérifiée
6	26,03	12,63	0,97528	0,86	21,23	64,769	3,05	15	vérifiée
7	25,59	12,63	0,97528	0,86	21,23	63,674	2,99	15	vérifiée
8	29,11	12,63	0,97528	0,86	21,23	72,433	3,41	15	vérifiée

Tableau V.4: Vérification du Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS

b. Vérification du Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELS :

NIV	Ms	A _s	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
RDC	32,96	8,01	0,6185	0,884	28,1	125,80	4,47	15	vérifiée
1	38,62	8,01	0,6185	0,884	28,1	147,40	5,24	15	vérifiée
2	40,56	8,01	0,6185	0,884	28,1	154,81	5,50	15	vérifiée
3	45,47	8,01	0,6185	0,884	28,1	173,55	6,17	15	vérifiée
4	48,92	8,01	0,6185	0,884	28,1	186,72	6,64	15	vérifiée
5	51,02	8,01	0,6185	0,884	28,1	194,73	6,93	15	vérifiée
6	54,48	8,01	0,6185	0,884	28,1	207,94	7,40	15	vérifiée
7	56,99	8,01	0,6185	0,884	28,1	217,52	7,74	15	vérifiée
8	53,36	8,01	0,6185	0,884	28,1	203,67	7,24	15	vérifiée

Tableau V.5 : Vérification du Ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS

c. Vérification du Ferraillage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS :

NIV	Ms	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
RDC	10,26	6,78	0,70625	0,877	25,65	46,63	1,81	15	vérifiée
1	15,16	6,78	0,70625	0,877	25,65	68,901	2,686	15	vérifiée
2	18,82	6,78	0,70625	0,877	25,65	85,54	3,335	15	vérifiée
3	23,72	8,01	0,834375	0,869	23,31	92,10	3,95	15	vérifiée
4	28,91	8,01	0,834375	0,869	23,31	112,25	4,81	15	vérifiée
5	30,03	8,01	0,834375	0,869	23,31	116,60	5,00	15	vérifiée
6	33,39	6,78	0,70625	0,877	25,65	151,769	5,91	15	vérifiée
7	35,85	6,78	0,70625	0,877	25,65	162,95	6,35	15	vérifiée
8	34,51	6,78	0,70625	0,877	25,65	156,86	6,11	15	vérifiée

Tableau V.6: Vérification du Ferraillage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS

d. Vérification du Ferraillage des poutres secondaire en travée à l'ELS :

NIV	Ms	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
RDC	7,5	6,78	0,70625	0,877	25,65	34,09	1,32	15	vérifiée
1	7,65	6,78	0,70625	0,877	25,65	34,77	1,35	15	vérifiée
2	10,59	6,78	0,70625	0,877	25,65	48,13	1,87	15	vérifiée
3	14,07	8,01	0,834375	0,869	23,31	54,63	2,34	15	vérifiée
4	20,91	8,01	0,834375	0,869	23,31	81,18	3,48	15	vérifiée
5	19	8,01	0,834375	0,869	23,31	73,77	3,16	15	vérifiée
6	20,66	9,04	0,94166	0,884	21,63	69,87	3,23	15	vérifiée
7	22,98	9,04	0,94166	0,884	21,63	77,71	3,59	15	vérifiée
8	19	6,78	0,70625	0,877	25,65	86,36	3,36	15	vérifiée

Tableau V.7: Vérification du Ferraillage des poutres secondaire en travée à l'ELS

3-Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

Calcul de la flèche :**Sens (xx) :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.0003\text{cm}$

$$f = 0.0003\text{cm} < F = \frac{350}{500} = 0.7\text{cm}$$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.0009\text{ cm}$

$$f = 0.0009\text{ cm} < F = \frac{450}{500} = 0.9\text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

CHAPITRE VI

Ferrailage des poteaux

Ferrailage des poteaux :**VI. 1 Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

$$\text{ELU } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS } G + Q$$

$$\text{RPA2003 } G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

VI.2 Recommandations du RPA2003 :

- **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (50}\times\text{50) } \dots\dots\dots A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45}\times\text{45) } \dots\dots\dots A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40) } \dots\dots\dots A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35}\times\text{35) } \dots\dots\dots A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

$$\text{Poteau (50}\times\text{50) } \dots\dots\dots A_{\text{mex}} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45}\times\text{45) } \dots\dots\dots A_{\min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40) } \dots\dots\dots A_{\text{mex}} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35}\times\text{35) } \dots\dots\dots A_{\text{mex}} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

$$\text{Poteau (50}\times\text{50) } \dots\dots\dots A_{\text{mex}} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45}\times\text{45) } \dots\dots\dots A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40) } \dots\dots\dots A_{\text{max}} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35}\times\text{35) } \dots\dots\dots A_{\text{max}} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimal est de $\emptyset 12$.

La longueur du recouvrement minimale est de $L = 40 \emptyset$ (Zone IIa).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25\text{cm}$ (Zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures. f

- **Le Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adoptera des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

- a) **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Dans la zone nodale :

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{min}, 15 \text{ cm}).$$

Dans la zone courante:

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{min})$$

Le rôle des armatures transversales consiste à :

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales. Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales, $f_e=400$ Mpa.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a=2,5$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5.22$

$t \leq \text{Min} (10 \Phi_1, 15\text{cm})$ en zone nodal. (Zone II a)

$t \leq 15 \Phi_1$ en zone courante,

avec Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{t.b_1}$ en %) est donnée par :

0,3% si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.3 Calcul Des Armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Poteaux (50x50) :

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
RDC	50X50	$N_c^{max} = 1711,82 KN$		$N_c^{max} = 1266,94 KN$	
		$M_2^{corr} = 0,769KN.m$	$M_3^{corr} = 0,986KN.m$	$M_2^{corr} = 0,135KN.m$	$M_3^{corr} = 14,631KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = 530,23KN$		$N_c^{mim} = 530,23KN$	
		$M_2^{corr} = 1,853KN.m$	$M_3^{corr} = 0,423 KN.m$	$M_2^{corr} = 1,853 KN.m$	$M_3^{corr} = 0,423 KN.m$
		$A_{s2} = 7,5 cm^2$	$A_{s3} = 7,59 cm^2$	$A_{s2} = 7,5 cm^2$	$A_{s3} = 7,59 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 7,74 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 7,65 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 7,74 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 7,65cm^2$
		$M_3^{max} = 21,792 KN.m$	$N^{Corr} = 71,33KN.m$	$M_3^{max} = 38,722 KN.m$	$N^{Corr} = 382,01 KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 4,79 cm^2$	$A_{s3} = 2,96 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 8,02 cm^2$
		$M_2^{max} = 23.018 KN.m$	$N^{Corr} = 96,56KN.m$	$M_2^{max} = 46,633 KN.m$	$N^{Corr} = 378,14 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 2,88cm^2$	$A_{s2} = 2,39 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 8,48 cm^2$

Tableau VI-1: Ferraillage des poteaux de (50x50 cm²)

Poteaux (45x45) :

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45X45	$N_c^{max} = 1103,88KN$		$N_c^{max} = 818,38KN$	
		$M_2^{corr} = 1,325KN.m$	$M_3^{corr} = 0,928KN.m$	$M_2^{corr} = 0,626KN.m$	$M_3^{corr} = 17,756 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = 120,3KN$		$N_c^{mim} = 152,94KN$	
		$M_2^{corr} = 0,69KN.m$	$M_3^{corr} = 5,346 KN.m$	$M_2^{corr} = 1,444KN.m$	$M_3^{corr} = 1,198 KN.m$
		$A_{s2} = 1,68 cm^2$	$A_{s3} = 1,34 cm^2$	$A_{s2} = 2,09cm^2$	$A_{s3} = 2,11 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 1,78 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 2,12cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 2,3 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 2,29cm^2$
		$M_3^{max} = 18,457 KN.m$	$N^{Corr} = 524,68KN.m$	$M_3^{max} = 38,722 KN.m$	$N^{Corr} = 382,01 KN.m$
		$A_{s3} = 6,18cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 8,9 cm^2$	$A_{s3} = 4,13 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 6,85 cm^2$
		$M_2^{max} = 32,633KN.m$	$N^{Corr} = 491,15KN.m$	$M_2^{max} = 46,63KN.m$	$N^{Corr} = 378,14KN.m$
		$A_{s2} = 4,65 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 9,47 cm^2$	$A_{s2} = 2 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 8,87 cm^2$

Tableau VI-2: Ferrailage des poteaux de (45x45cm²)

Poteaux (40x40):

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
3 ^{eme} 4 ^{eme} , 5 ^{eme} Étage	40X40	$N_c^{max} = 1124,89 KN$		$N_c^{max} = 856,27KN$	
		$M_2^{corr} =$ 9,608KN.m	M_3^{corr} = 0,303KN.m	M_2^{corr} = 1,234KN.m	M_3^{corr} = 0,285KN.m
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = 52,74 KN$		$N_c^{mim} = 283,34KN$	
		$M_2^{corr} =$ 18,434 KN.m	M_3^{corr} = 3,88 KN.m	$M_2^{corr} =$ 5,78KN.m	M_3^{corr} = 1,49 KN.m
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 3,58 cm^2$	$A_{s3} = 3,95 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0,65cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 4,56 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 4,2 cm^2$
		$M_3^{max} =$ 12,829KN.m	N^{Corr} = 719,45KN.m	$M_3^{max} =$ 22,388 KN.m	N^{Corr} = 465,07 KN.m
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		M_2^{max} = 29,415 KN.m	N^{Corr} = 719,51KN.m	M_2^{max} = 29,987 KN.m	N^{Corr} = 262,97 KN.m
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 1,24cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 6,32 cm^2$

Tableau VI-3 : Ferrailage des poteaux de (40x40 cm²)

Poteaux (35x35):

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
6 ^{ème} 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	35X35	$N_c^{max} = 1124,89 KN$		$N_c^{max} = 856,27 KNKN$	
		$M_2^{corr} = 9,608KN.m$	$M_3^{corr} = 0,303KN.m$	$M_2^{corr} = 1,234 KN.m$	$M_3^{corr} = 0,285 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = 6,73KN$		$N_c^{mim} = 283,34KN$	
		$M_2^{corr} = 0,089 KN.m$	$M_3^{corr} = 0,24KN.m$	$M_2^{corr} = 5,78KN.m$	$M_3^{corr} = 1,49 KN.m$
		$A_{s2} = 0,09cm^2$	$A_{s3} = 0,07 cm^2$	$A_{s2} = 3,5cm^2$	$A_{s3} = 3,93 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0,11 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0,12cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 4,65 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 4,22 cm^2$
		$M_3^{max} = 15,056KN.m$	$N^{Corr} = 94,75KN.m$	$M_3^{max} = 22,407 KN.m$	$N^{Corr} = 448,4KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 2,84 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$M_2^{max} = 29,415 KN.m$	$N^{Corr} = 719,51KN.m$	$M_2^{max} = 29,987 KN.m$	$N^{Corr} = 262,97KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0,81 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 6,75cm^2$

Tableau : VI-4 : Ferraillage des poteaux de (35x35cm²)

Vu que la section d'armature n'est pas vérifiée alors on doit ferrailler avec la section minimale $A_{s\min}$ de chaque section.

• **Poteaux 50x50 :**

Sens xx : on opte : $2 \text{ HA16} + 2 \text{ HA14} = 7,1 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

Sens yy : on opte : $2 \text{ HA16} + 2 \text{ HA14} = 7,1 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

La section totale est de $4 \text{ HA16} + 8 \text{ HA14} = 20,35 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 20 \text{ cm}^2$.

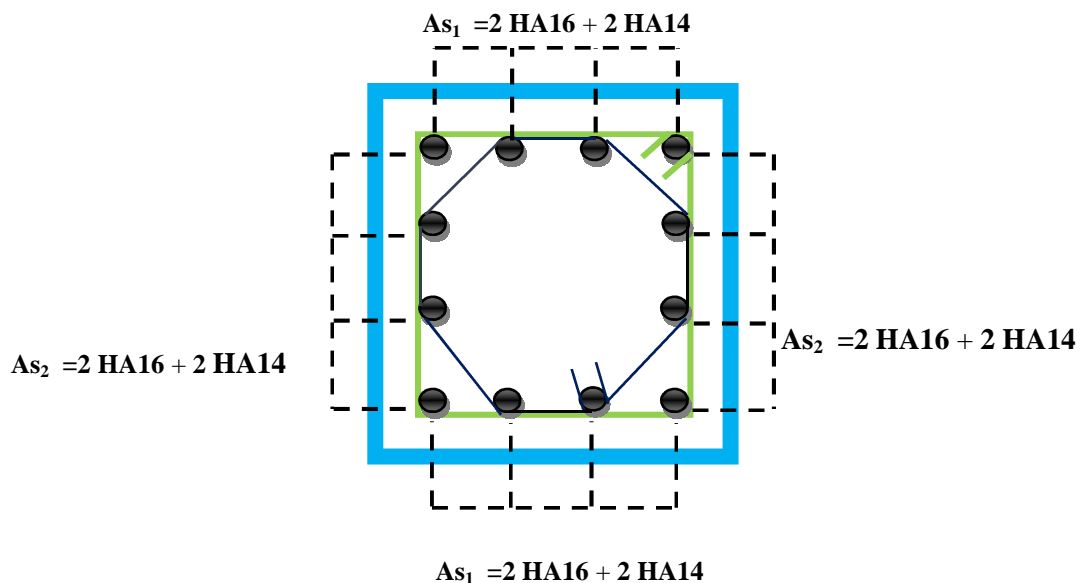


Fig 1-VI : Schéma ferraillage poteaux (50x50)

• **Poteaux 45x45 :**

Sens xx : on opte : $4 \text{ HA14} = 6,1 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

Sens yy : on opte : $4 \text{ HA14} = 6,1 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

La section totale est de $12 \text{ HA14} = 18,47 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 16,20 \text{ cm}^2$.

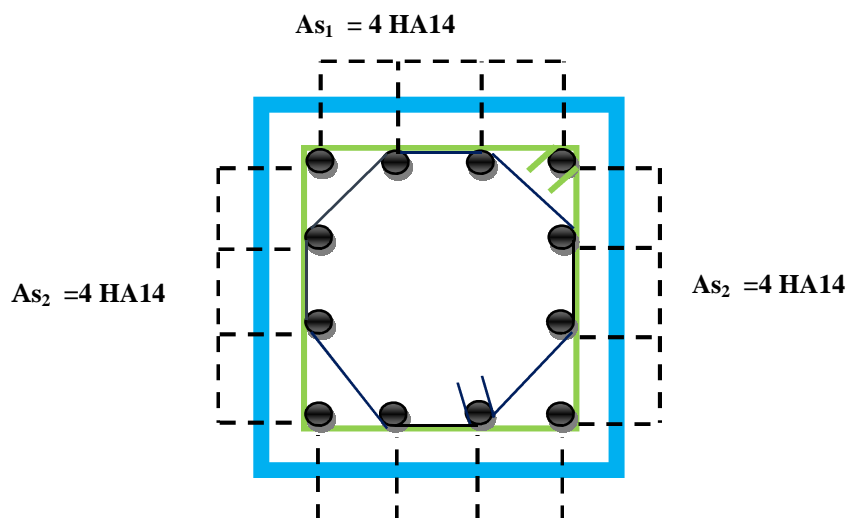


Fig 2-VI : Schéma ferraillage poteaux (45x45)

- Poteaux 40x40 :

Sens xx : on opte : 4 HA12=4.52 cm² posé symétriquement.

Sens yy : on opte : 4 HA12=4.52 cm² posé symétriquement.

La section totale est de 12 HA12 =13.57 cm² > A_{s min}= 12.8 cm².

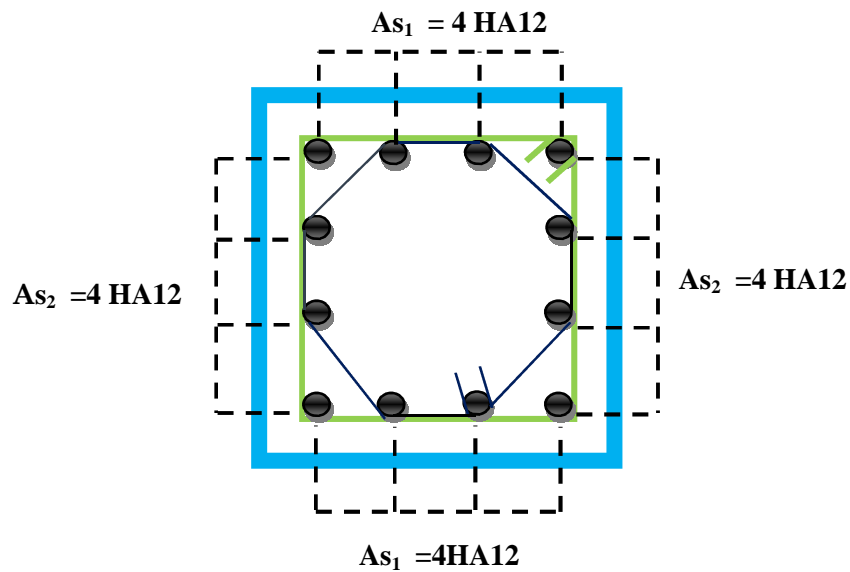


Fig 3-VI : Schéma ferrailage poteaux (40x40)

• Poteaux 35x35 :

Sens xx : on opte : 3 HA14=4.52 cm² posé symétriquement.

Sens yy : on opte : 3 HA14=4.52 cm² posé symétriquement.

La section totale est de 12 HA12 =13.57 cm² > A_{s min}= 9.8 cm².

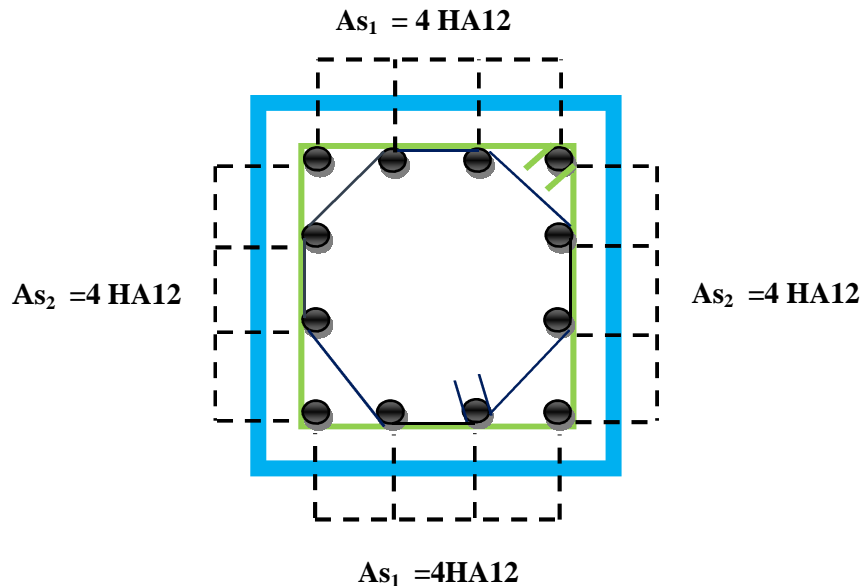


Fig 4-VI : Schéma ferraillage poteaux (35x35)

VI- 4-Vérifications à l'ELU

a. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

b. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

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

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

Poteaux 50x50 (RDC)

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{9.98 \times 10^3}{500 \times 460} = 0.043 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Poteaux 45x45

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{24.74 \times 10^3}{450 \times 410} = 0.13 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Poteaux 40x40

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{31.62 \times 10^3}{400 \times 360} = 0.21 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Poteaux 35x35

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{30.56 \times 10^3}{350 \times 310} = 0.28 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont admissibles.

c. Délimitation de la zone nodale :

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max \{ 57, 50, 50, 60 \text{ cm} \}$$

On aura : $\hat{h} = 60 \text{ cm}$

d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur

Normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent. $\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$ soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_{t \text{ min}} = 8 \text{ cm}$.

- **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq (10\phi_L^{\text{min}}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}.$$

Dans la zone courante:

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\text{min}}) = 18 \text{ cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10\text{cm}$.

En zone courante $S_t = 15\text{cm}$.

• **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\varnothing_{\max} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

• **Vérification de la quantité minimale d'armatures transversales :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$
- Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$
- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec: b: Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\left(\lambda_g = \frac{l_f}{a} \right) \quad a : \text{dimension du poteaux}$$

$L_f = 0,7 l_0$: longueur de flambement

L_0 : longueur libre de poteau

• **Poteaux (50x50) Pour le RDC :**

$$l_f = 0,7 \times 4,59 = 3,21 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{3,21}{0,50} = 6,42 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

• **Poteaux (45x45)**

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0,45} = 5,07 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

• **Poteaux (40x40) :**

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0,40} = 5,355 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

• **Poteaux (35x35) :**

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0,35} = 6,12 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$) :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

VI- 5-Vérifications à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

• Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0,5 \times h - d') - A_s (d - 0,5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s (0,5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}, \quad \text{puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

- Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right).$$

$$2) y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right).$$

$$3) y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que: $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c')^2 \right]$$

Finalemment : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les 33 contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

➤ Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Etage	Section adopté en cm ²	Sens	N _s [kN]	M _s [kN.m]	σ _{bs} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	σ _{bc}	σ _{ss} [MPa]	σ _{si} [MPa]	σ _{bc}	obs
(50x50) cm ²	20.35	2-2	-1246,25	0,701	4,03	3,9	15	60,4	59,8	400	CV
			-39,88	14,648	0,66	0	15	8,64	8,92	400	
			-581,17	15,316	2,34	1,4	15	34,2	21,8	400	
		3-3	-1246,25	0,701	4,03	3,9	15	60,4	59,8	400	
			-39,88	4,092	0,25	0.	15	3,58	0,27	400	
			-649,86	14,77	2,54	1,64	15	37,3	25,4	400	
(45x45) cm ²	18.47	2-2	-1087,1	1,054	4,26	4,17	15	63,8	62,7	400	CV
			-175,78	0,969	0,72	0,64	15	10,7	9,71	400	
			-644,61	15,371	3,13	1,87	15	45,6	29,4	400	
		3-3	-1087,1	1,525	4,28	4,15	15	64	62,4	400	
			-175,78	-2,907	0,56	0,8	15	8,68	11,8	400	
			-336,47	13,109	1,84	0,77	15	26,5	12,6	400	
(40x40) cm ²	13.57	2-2	-803,71	1,268	4,08	3,93	15	61	59,1	400	CV
			-78,53	0,503	0,42	0,36	15	6,26	5,48	400	
			-344,3	18,868	2,86	0,58	15	40,3	11,2	400	
		3-3	-803,71	-0,671	3,96	4,04	15	59,5	60,6	400	
			-78,53	-3,862	0,16	0,62	15	2,89	8,84	400	
			-410,07	12,487	2,8	1,29	15	40,31	21	400	
(35x35) cm ²	12.32	2-2	-401,45	1,243	2,62	2,41	15	39,1	36,4	400	CV
			-6,36	0,183	0,06	0,02	15	0,79	0,4	400	
			-78,16	21,089	2,62	0	15	32,5	-33,4	400	
		3-3	-401,45	-2,084	2,7	2,34	15	40	35,5	400	
			-6,36	-5,345	0	0,6	15	-12,9	6,92	400	
			-102,68	14,552	2	0	15	26,3	-10,5	400	

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

CHAPITRE VII

Ferraillage des voiles

VII. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Il est sollicité par un effort normal (N), un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M). Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Pour faire face aux sollicitations on prévoit trois types d'armatures : armatures verticales, longitudinales et transversales.

VII.1. Exposé de la méthode de calcul des voiles

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferrailage des voiles parmi lesquelles :

- 1) Méthodes des bandes qui répartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.
- 2) Méthode classique de calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus)

VII.1.1. Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode des bandes.

1. Exposé de la méthode des bandes :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I_v} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I_v}$$

Avec :

B : section de béton B=l xe

I : moment d'inertie des trumeaux.

V, V' : bras de levier $V=V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Les efforts (N, M) les plus défavorables seront relevés directement de notre fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bande de largeur « d » est donné par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \text{RPA 99 (Art.7.7.4).}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue.

Les efforts normaux et les aciers correspondant à la bande considérée sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

▪ **Section entièrement tendue :**

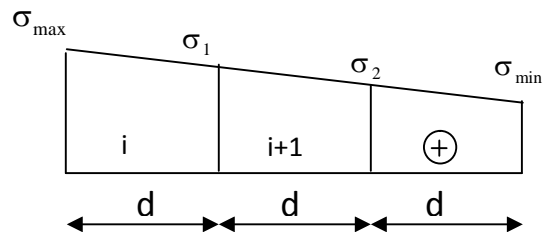
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e_v$$

Avec :

e_v : épaisseur du voile

La section d'acier est alors donnée par : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$



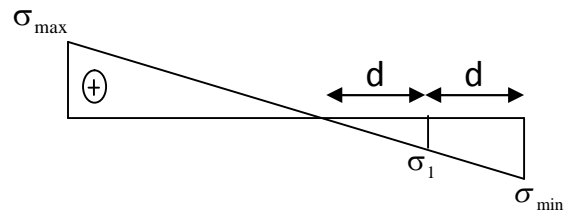
▪ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

La section d'acier est alors donnée par : $A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$

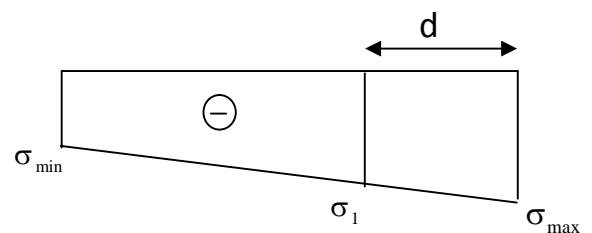
B : section du voile



▪ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$



2. Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91)

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à ces armatures.
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

3. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

a. Exigences de RPA 99 révisé 2003 : (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 15 \%$.
- En zone courantes A_v et $A_h \geq 0.10 \%$.

b. Armatures transversales :

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

c. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{aligned} \text{➤} \quad A_{vj} &= 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T &= 1.4 V_u \end{aligned}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

e. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

f. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 10% de l'épaisseur du voile.

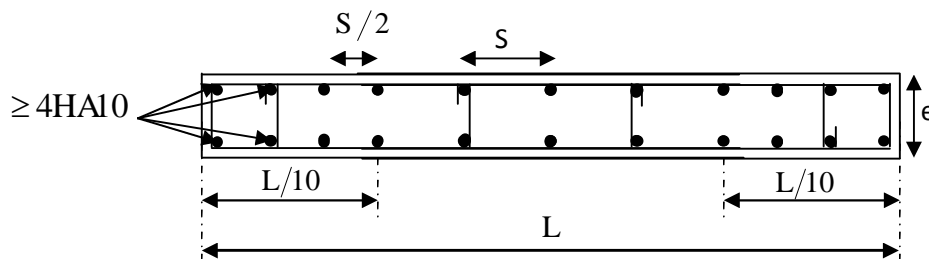


Figure VI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.1.2. Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

a. Contraintes limites de cisaillement :

$$\begin{cases} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \\ \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \\ V = 1.4 \cdot V_{u,calcul} \end{cases}$$

- **Premier cas :** $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec Met V) et devront disposer :

- d'aciers longitudinaux de flexion A_l .
- d'aciers transversaux A_t .
- d'aciers en partie courants (de peau) A_c .

b. Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $z = h - 2d$

*h : est la hauteur totale du linteau

*d : distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 \cdot V_u$)

c. Aciers transversaux

- Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{1}{h} > 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$

* S_t : espacement d'armatures transversales

* A_t : section d'un cours d'armatures transversales

- Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_s = \frac{1}{h} \leq 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min(V_1; V_2)$

Ou : $V_1 = 2 \cdot V_u \text{ calcul}; V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$

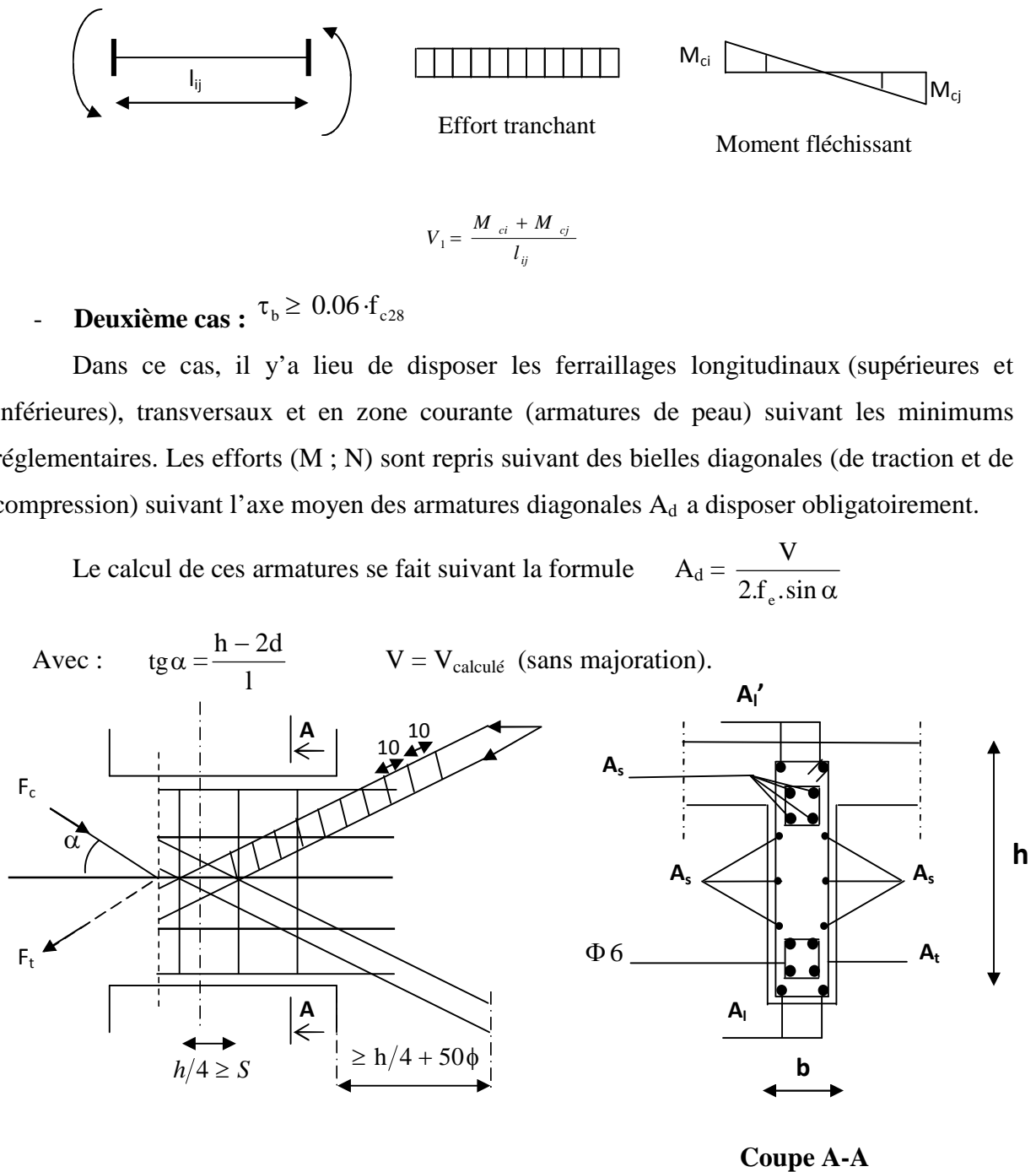


Figure VII.2 : Armatures de linteaux.

VII.2. Ferraillage minimal :

- Armatures longitudinales : $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$
- Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

-Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales :

$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$ Si $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

VII.3. Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15Mpa.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

* N_s : effort normal appliqué.

* B : section du béton.

* A : section d'armatures adoptée.

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \text{ Avec : } V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

D'ou: e. épaisseur du voile.

* d : hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

* h : hauteur totale de la section brute.

➤ **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII.4. Exemple de calcul :**VII.4.1. Voile plein dans la zone I (VG1 et VLG1) :****1. Caractéristiques géométriques :**

$$L = 5\text{m} ; e = 0.2\text{m} ; B = 1\text{m}^2$$

2. Sollicitation de calcul :

$$\sigma_{\max} = 2287.39\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4414.91\text{KN} / \text{m}^2$$

La section est **partiellement comprimée(S.P.C)**.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

3. Longueur de la zone comprimée : L_c

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = 1.70\text{m}$$

4. Longueur de la zone tendue : L_t

$$L_t = L - L_c = 3.29\text{m}$$

5. Calcul de la longueur :(d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times L_c\right) = 1.13\text{m}$$

6. Calcul de la contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{4414.91 \times (3.29 - 1.13)}{3.29} = 4988.85\text{kN} / \text{m}^2$$

7. Détermination des efforts normaux :

$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \Rightarrow N_1 = 1062.62\text{kN}. \\ N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e \Rightarrow N_2 = 1077.59\text{kN}. \end{cases}$$

8. Espacement :

○ Zone courante (d_2) $S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ soit : $S_t = 20\text{cm}$

○ Zone d'extrémité(d_1) $D = \frac{S_t}{2} = 10\text{cm}$ soit : $S_t = 10\text{cm}$

9. Calcul des armatures :**a. Armatures verticales :**

$$\begin{cases} A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_1 = 30.53 \text{ cm}^2. \\ A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_2 = 30.96 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

b. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% \times B \right\} \Leftrightarrow \text{Max} (34.5 \text{ cm}^2, 20 \text{ cm}^2) \dots \dots A_{\min} = 34.5 \text{ cm}^2.$$

$$*A_1 + A_2 > A_{\min} = 34.5 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

$$* A_1 = 2 \times (8\text{HA}16) = 32.16$$

$$* A_2 = 2 \times 8\text{HA}16 = 32.16 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures horizontales :

$$- \text{D'après le BAEL 91: } A_H = \frac{AV}{4} = \frac{30.96}{4} = 7.74 \text{ cm}^2.$$

$$- \text{D'après le RPA99 (version 2003): } A_H \geq 0.15 \% B = 15 \text{ cm}^2.$$

Soit 20HA10 = 15.71 cm²/nappe.

➤ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

• Vérification des contraintes :

Selon le **BAEL 91**:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{452.04 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4190} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Selon le **RPA 99 (version 2003)** :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 452.04 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4190} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

• **Vérification à ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{2098.25 \times 1000}{200 \times 4190 + 15 \times 32.16} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \text{ (Art. A.6.1, 23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Phi \times f_c}{4 \times \bar{\tau}_{su}} = \frac{16 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm} \\ 40 \times \emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad L_S = 64 \text{ cm.}$$

Dans le but d'homogénéiser les ferrailages on décompose la structure en quatre zones :

- Zone I : du RDC
- Zone II : du 1^{er} et 2^{ème} étages
- Zone III : du 3^{ème} au 5^{ème} étages
- Zone IV du 6^{ème} au 8^{ème}

VII.4.2. Ferrailage du Voile plein (VLG2etVG2) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5	5	5	5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	1	1	1	1	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1465,51	1177,74	799,36	1546,88	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4347,66	-3886,83	-2872,62	-2015,07	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		392,63	343,16	295,48	200,33
	L _t (m)		3,74	3,84	3,91	2,83
	L _c (m)		1,26	1,16	1,09	2,17
	d (m)		1,000	1,000	1,000	1,000
	σ_1 [KN/m ²]		3185,026	2873,916	2138,224	1302,680
	σ_2 [KN/m ²]		1162,634	1012,914	734,396	712,390
	N (kN)	N ₁	753,27	489,97	360,70	272,75
		N ₂	434,766	388,683	287,262	201,507
		N ₃	116,263	101,291	73,440	71,239
	A _v (cm ²)	A _{v1}	21,65	14,08	10,36	7,84
		A _{v2}	12,49	11,17	8,25	5,79
		A _{v3}	3,34	2,91	2,11	2,05
	A _{vj} (cm ²)		15,12	13,21	11,38	7,71
	A (cm ²)	A1=(A _{v1/2})+(A _{vj} /4)	14,60	10,34	8,03	5,85
		A2=A _{v2/2} +A _{vj} /4	10,03	8,89	6,97	4,82
		A3=A _{v3/2} +A _{vj} /4	5,45	4,76	3,90	2,95
	A _{min} / (Lt)(cm ²)		39,26	40,29	41,07	29,70
	A _v adopté/nappe (cm ²)	Bande1	15,38	11,3	11,3	7,85
Bande 2		10,77	10,77	7,91	5,49	
Bande 3		7,91	5,49	5,49	5,49	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 X 10HA14	2 X 10HA12	2 X 10HA12	2 X 10HA10
		Bande 2	2 X7HA14	2 X 7HA14	2 X7HA12	2 X 7HA10
		Bande 3	2 X7HA12	2 X 7HA10	2 X 7HA10	2 X 7HA10
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15cm	15 cm
		Bande 3	25cm	25 cm	25 cm	25 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2) (Lt)		11,22	11,51	11,73	8,49
	A _H /nappe (cm ²) (BAEL)		8,51	6,89	6,17	4,70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		23HA8/nappe	15HA10/nappe	15HA10/nappe	15HA10/nappe
	esp =20cm		(A=11,55cm ²)	(A=11,78cm ²)	(A=11,78cm ²)	(A=11,78cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	Contrainte ELS	τ_u (MPa)	0,436	0,381	0,328	0,223
		τ_b (MPa)	0,611	0,534	0,460	0,312
		N _s (kN)	1435,46	3249,59	1073	456,92
		σ_b (MPa)	1,39	3,17	1,05	0,45

Tableau VII.1 : Ferrailage de voile pleinVLG2etVG2.

VII.4.3 Voiles avec ouvertures L1 et L2 zone II

Exemple de calcul de linteau :

On a opté pour le ferrailage du linteau L1 et L2

1. Caractéristiques géométriques :

$$h=0.75\text{m}, b=0.8\text{m}, e=0.20\text{m}.$$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 75,24 \times 10}{20 \times 0.9 \times 75} = 0,78 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,78 \text{MPa} \leq \tau_b = 5 \text{MPa}$$

3. Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 0,78 \text{MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal.

$$\circ \text{ RPA 2003 : } (A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 75 = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$\circ \text{ BAEL 91 : } (A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (75 - 3)}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = 2\text{HA}12 \Rightarrow A_l = 2,26 \text{ cm}^2$$

4. Armatures transversales :

$$\tau_b = 0,78 \text{MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{75}{4} = 19 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot s = 0.0025 \times 20 \times 19 = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 2\text{HA}8 \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

5. Armatures diagonales :

$$\tau_b = 0,78 \leq 0.06 \cdot f_{c28} = 1,5$$

Donc ses armatures ne sont pas nécessaires.

6. Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 75 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 6\text{HA}8 \Rightarrow A_c = 3 \text{ cm}^2$$

VII.4.3.1. Ferrailage des linteaux L1 et L2 :

Zones		Zone III	Zone IV
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,75	0,75
	L(m)	0,8	0,8
	e (cm)	0.20	0.20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5
	τ_b (MPa)	0,72	0,53
	V_u (KN)	69,97	51,42
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1.5	1.5
	τ_b (KN)	0,72	0,53
	$A_l = A_l$ (cm ²)	2,26	2,26
	Choix des barres	2HA10	2HA10
	A_t (cm ²)	1	1
	Choix des barres	2HA8	2HA8
	A_D (cm ²)	/	/
	Choix des barres	/	/
	A_c (cm ²)	3	3
	Choix des barres	6 HA8	6 HA8

Tableau VII.2 : Ferrailage des linteaux L1 et L2.

VII.4.3 .2. Ferrailage des trumeaux TR1et TR2 :

Zones		Zone II	Zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,2	2,2	2,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,44	0,44	0,44	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	93,42	69,73	254,26	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2886,3	-1970,19	-969,27	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	261,34	226,62	180,56	
	L _t (m)	2,13	2,12	1,74	
	L _c (m)	0,07	0,08	0,46	
	d (m)	0,046	0,053	0,300	
	σ_1 [KN/m ²]	2823,997	1921,046	802,425	
	N (kN)	N ₁	26,27	20,62	53,15
		N ₂	588,811	398,002	115,776
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,75	0,59	1,53
		A _{v2}	16,92	11,44	3,33
	A _{vj} (cm ²)		10,06	8,72	6,95
	A (cm ²)	A1=(A _{v1/2})+(A _{vj} /4)	2,89	2,48	2,50
		A2=A _{v2/2} +A _{vj} /4	10,98	7,90	3,40
	A _{min} (cm ²)		22,38	22,31	18,30
	A _v adopté/nappe (cm ²)	Bande1	3,12	3,12	3,39
Bande 2		12,32	9,04	5,46	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x 4 HA10	2x 4 HA10	2x 3HA12
		Bande 2	2x 8 HA14	2x 8 HA12	2x 7HA10
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)(voile)		6,39	6,37	5,23
	A _H /nappe (cm ²) (BAEL)		3,86	3,04	2,21
	Choix des barres/nappe (cm ²)		22HA8/nappe	15HA8/nappe	15HA8/nappe
	esp =20cm		(A=11,06cm ²)	(A=7,54cm ²)	(A=7,54cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,660	0,572	0,456
		τ_b (MPa)	0,924	0,801	0,638
	ELS	N _s (kN)	664,11	556,73	297,73
		τ_b (MPa)	1,43	1,21	0,66

Tableau VII.3 : Ferrailage des trumeaux TR1et TR2.

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

VIII-1-Introduction:

Les fondations sont les organes de transmission des charges entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Cette transmission de charges au sol se fait, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (puits, pieux.....).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

1. Type de fondation :**a. Fondations superficielles :**

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes, semelles isolées et les radiers.

b. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

[0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.

[1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits

> 5 m : fondations profondes sur pieux

2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder: pont, bâtiment. d'habitation, bâtiment industriel, voile soutènement,....
- La nature du terrain: connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques physique et mécanique du sol.
- Le site: urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations: terrain sec, présence d'eau,...

3. Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations.

- **Les fondations superficielles:**

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,..)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

- **Les fondations profondes :**

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Dans notre cas on aura à choisir entre des semelles filantes et un radier général selon les résultats du dimensionnement

4. Etude du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ sur une profondeur de 1.3m.

L'absence de nappe phréatique, donc il n'y a pas de risque de la remontée des eaux

VIII.2. Semelles continues sous poteaux :**a) Etape de calcul :**

➤ Détermination de la résultante des charges : $\mathbf{R} = \sum N_i$

➤ Détermination des coordonnées de la structure \mathbf{R} :

$$e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R}$$

➤ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

❖ $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

➤ détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} \quad e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

b) Exemple de calcul :**Détermination de la résultante des charges :**

Portique longitudinal $N_s = 1246.23\text{KN}$

Le calcul se fera pour le portique longitudinal (sens porteur).

pot	Ni (KN)	Mi (KN/m)	Ei (m)	Ni*ei
1	1118,8	0.25	-12,55	-14040,94
2	1068,33	-9.03	-8,25	-8813,7225
3	1060,53	0.82	-3,95	-4189,0935
4	1246,23	-0.71	0,55	685,4265
5	1065,26	0.29	5,05	5379,563
6	1019,2	0.02	8,05	8204,56
7	1050,21	9.54	12,55	13180,1355
somme	7628.56	1.20		405,929

Tab VIII-3 : Sollicitations sur la semelle.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$R = \sum N_i = 7628.56 \text{ KN}$$

Détermination des coordonnées de la résultante :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{405,929 + 1.2}{7628.56} = 0.053m$$

Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

$$e = 0,053m < \frac{L}{6} = \frac{25.1}{6} = 4.18m \Rightarrow \text{On a une répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{7628.56}{25.1} \left(1 + \frac{6 \times 0,053}{25.1}\right) = 307.77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{7628.56}{25.1} \left(1 - \frac{6 \times 0,053}{25.1}\right) = 300.07 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{7628.56}{25.1} \left(1 + \frac{3 \times 0,053}{25.1}\right) = 305.85 \text{ KN/m}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{SOL}} = \frac{305.85}{200} = 1.53m \text{ on prend } B = 1.53m$$

$$\text{On aura donc : } S = 1.53 \times 25.1 = 38.38m^2$$

On aura la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_{p1} = 38.38 \times 7 = 268.66 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = 268.66 \text{ m}^2$$

➤ calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{batiment}}$

$$\frac{S_T}{S_{Batiment}} = \frac{268.66}{567.26} = 0,47 \Rightarrow 47\% \text{ De la surface de l'assise}$$

Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable.

$$S_{semelle} > 50\% S_{structure}$$

Donc j'opte pour des semelles filantes comme fondation.

VIII.3. Calcul des semelles :**VIII.3.1. Hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec B : largeur de la semelle.

h_s : Hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{153-50}{4} + 5 = 30.75 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h_s = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L = 25.1 \text{ m}$$

$$B = 153 \text{ cm}$$

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

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

VIII.3.2. Etude de la poutre de rigidité :**VIII.3.2.1. Dimensionnement :**

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

$$\text{La largeur } \frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4,5 \text{ m} \Rightarrow \frac{450}{9} \leq h_p \leq \frac{450}{6}$$

$$\Rightarrow 50 \leq h_p \leq 75$$

On adopte une hauteur $h_p = 80 \text{ cm}$

$$h_p = 80 \text{ cm} \Rightarrow \frac{80}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 80}{3}$$

$$\Rightarrow 26.66 \leq b_p \leq 53.33$$

On adopte une largeur $b_p = 50 \text{ cm}$

Remarque: après le calcul du ferrailage avec une hauteur de 80 cm on a remarqué que la section de ferrailage est très grande et que la poutre est trop rigide et trop chargée, alors on a augmenté la hauteur de la semelle à 1 m.

VIII.3.2.2. Ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur sept appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Calcul de la charge uniforme :

Point	Ni (KN)	Mi (KN/m)	Ei(m)	Ni*ei
1	1539,89	1,195	-12,55	-19325,6195
2	1463,25	1,372	-8,25	-12071,8125
3	1455,41	-0,937	-3,95	-5748,8695
4	1712,61	0,953	0,55	941,9355
5	1461,88	7,229	5,05	7382,494
6	1398,21	-3,8	8,05	11255,5905
7	1440,07	5,915	12,55	18072,8785
Somme	10471,32	11,927		506,597

Tab VIII-4 : Sollicitations sur la poutre de rigidité.

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{506,59 + 11,927}{10471,32} = 0,05m$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{10471,32}{22,6} \left(1 + \frac{3 \cdot 0,05}{22,6} \right) = 466,40 \text{ kN/ml}$$

VIII.3.2.3. Calcul des moments isostatiques :

Les travées CD, FG, DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{466,4 \cdot (4,5)^2}{8} = 1180,59 \text{ kN.m}$$

La travée AB, BC :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{466,4 \cdot (4,3)^2}{8} = 1077,98 \text{ kN.m}$$

La travée EF :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{466,4 \cdot (3)^2}{8} = 524,70 \text{ kN.m}$$

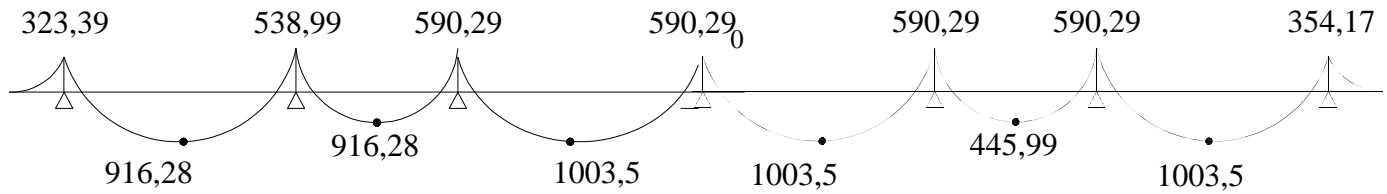


Diagramme des moments au niveau des appuis et travée.

VIII.3.2.4. Calcul des armatures :

Aux appuis :

Appui	M_a (kN.m)	b (cm)	d (cm)	f_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	A_u (cm ²)	A (adoptée)
A	323,39	50	98	14,2	348	0,047	0,988	9,59	5HA16=10.05
B	538,99	50	98	14,2	348	0,079	0,980	16,12	5HA16+5HA14 =17.75
C	590,29	50	98	14,2	348	0,086	0,978	17,70	5HA16+5HA14 =17.75
D	590,29	50	98	14,2	348	0,086	0,978	17,70	5HA16+5HA14 =17.75
E	590,29	50	98	14,2	348	0,086	0,978	17,70	5HA16+5HA14 =17.75
F	590,29	50	98	14,2	348	0,086	0,978	17,70	5HA16+5HA14 =17.75
G	354,17	50	98	14,2	348	0,051	0,987	10,52	5HA16+2HA14 =13.13

Tab VIII-5: Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

En travée :

Travée	M_t (kN.m)	b (cm)	d (cm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	A_u (cm ²)	A (adoptée)
AB	916,28	50	98	14,2	348	0,134	0,965	27,83	5HA 20+8HA16 =31.79
BC	916,28	50	98	14,2	348	0,134	0,965	27,83	5HA 20+8HA16 =31.79
CD	1003,5	50	98	14,2	348	0,147	0,962	30,59	5HA 20+8HA16 =31.79
DE	1003,5	50	98	14,2	348	0,1471	0,962	30,59	5HA 20+8HA16 =31.79
EF	445,99	50	98	14,2	348	0,065	0,983	13,29	5HA20 = 15.71
FG	1003,5	50	98	14,2	348	0,147	0,962	30,59	5HA 20+8HA16 =31.79

Tab VIII-6 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.

VIII-3-2-5-Calcul de l'espacement en tenant compte de l'effort tranchant :

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \tau_u = \frac{1712.61 \cdot 10^3}{500 \times 980} = 3.49 \text{ MPa}$$

Calcul de l'espacement entre cadre :

❖ Selon le BAEL 91 :

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (3.49 - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0,8 \times 30.59 \times 40}{60 \times (1,68 - 0,3 \times 2,1)} = 1517 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 15.17 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 15cm $S_t = 15 \text{ cm}$.

VIII.4. Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 50 \times 98 \times \frac{2,1}{400} = 5.91$$

$$A_u \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$T_u = 1712.61 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1712.61 \cdot 10^3}{500 \times 980} = 3.49 \text{ MPa}$$

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

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(2.85 ; 5 ; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

d) Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(25 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

• Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 6 \text{ HA8} = 3.02 \text{ cm}^2.$$

e) La longueur de recouvrement :

$$\text{La longueur minimale de recouvrement } L_s \geq 40\phi$$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être.

Effectué avec des crochets de 90°.

VIII.5. Vérification à l'ELS :**Etat limite de compression du béton :**

-Dans le béton : On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

Calcul des moments isostatiques :

Les travées CD, FG, DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{305.85 \cdot (4.5)^2}{8} = 774.18 \text{ kN.m}$$

La travée AB, BC :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{305.85 \cdot (4.3)^2}{8} = 706.89 \text{ kN.m}$$

La travée EF :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{305.85 \cdot (3)^2}{8} = 344.08 \text{ kN.m}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants

Aux appuis :

Appui	M_a (KN/m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
A	212,06	0,1957143	0,929	55,42	0,858	15	Vérifiée
B	353,44	0,3289796	0,911	41,18	1,168	15	Vérifiée
C	387,09	0,3612245	0,907	38,76	1,244	15	Vérifiée
D	387,09	0,3612245	0,907	38,76	1,244	15	Vérifiée
E	387,09	0,3612245	0,907	38,76	1,244	15	Vérifiée
F	387,09	0,3612245	0,907	38,76	1,244	15	Vérifiée
G	232,25	0,2146939	0,926	52,57	0,907	15	Vérifiée

Tab VII-7 : Vérifications des contraintes aux appuis

En travée :

Travée	M_a (KN/m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
AB	600,85	0,5679	0,888	29,64	1,6405	15	Vérifiée
BC	600,85	0,5679	0,888	29,64	1,6405	15	Vérifiée
CD	658,05	0,6242	0,883	27,73	1,7571	15	Vérifiée
DE	658,05	0,6242	0,883	27,73	1,7571	15	Vérifiée
EF	292,46	0,2712	0,917	45,24	1,0609	15	Vérifiée
FG	658,05	0,6242	0,883	27,73	1,7571	15	Vérifiée

Tab VIII-8 : Vérifications des contraintes en travée.

VIII.6. Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \cdot \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} \cdot 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{Ns}{LB} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = 305.85 \text{ KN/m}^2$$

$$B = 1,53 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 305.85 \times 1,53 \times 1 \text{ m} = 467.95 \text{ kN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{467.95 \cdot 10 \cdot (153 - 50)}{8 \cdot 45 \cdot 348} = 3.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **6 HA 12 = 6.79 cm²/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On prend **5 HA 10 = 3.92 cm²/ml**

VIII.7. Ferrailage de la semelle sous voiles :

Dimensionnement :

On prend : $B = 153 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{153 - 50}{4} + 5 = 30.75 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 153 cm

h = 35 cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{825.02}{4.59} = 179.74 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 179.74 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 1130.92 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8 B} \Rightarrow M_u = \frac{1130.92 \cdot (1-0,5)^2}{8 \cdot 1} = 35.34 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0,9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{35.34 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 45 \cdot 348} = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend **6 HA 12 = 6.79 cm²/ml**

VIII.8. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soient **5HA 10 = 3,92 cm²**

VIII.9. Ferrailage de la longrine :

Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher son déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site

Considérée. (Site : S_2 ; zone IIa)

Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- (25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_2 et S_3

- (30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35) cm²**.

Armatures longitudinales :

$$N = 467.95 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{467.95}{15} = 31.19 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{31.19 \cdot 10}{348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 35 \cdot 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 4HA14 =6,15 cm²**

Armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min(0.86; 2.5; 1.4) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,00 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20; 21) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de Construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Pratiques du BAEL 91 cour et exercices corrigées Jean Perchat, Jean Roux.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- DTR B-C 2-2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD pris le long du cursus.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.