

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'étude

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un Bâtiment (R+8+ Sous-sol) Contreventé par
Portique et Voiles à usage d'habitation et services avec
l'application de ROBOT

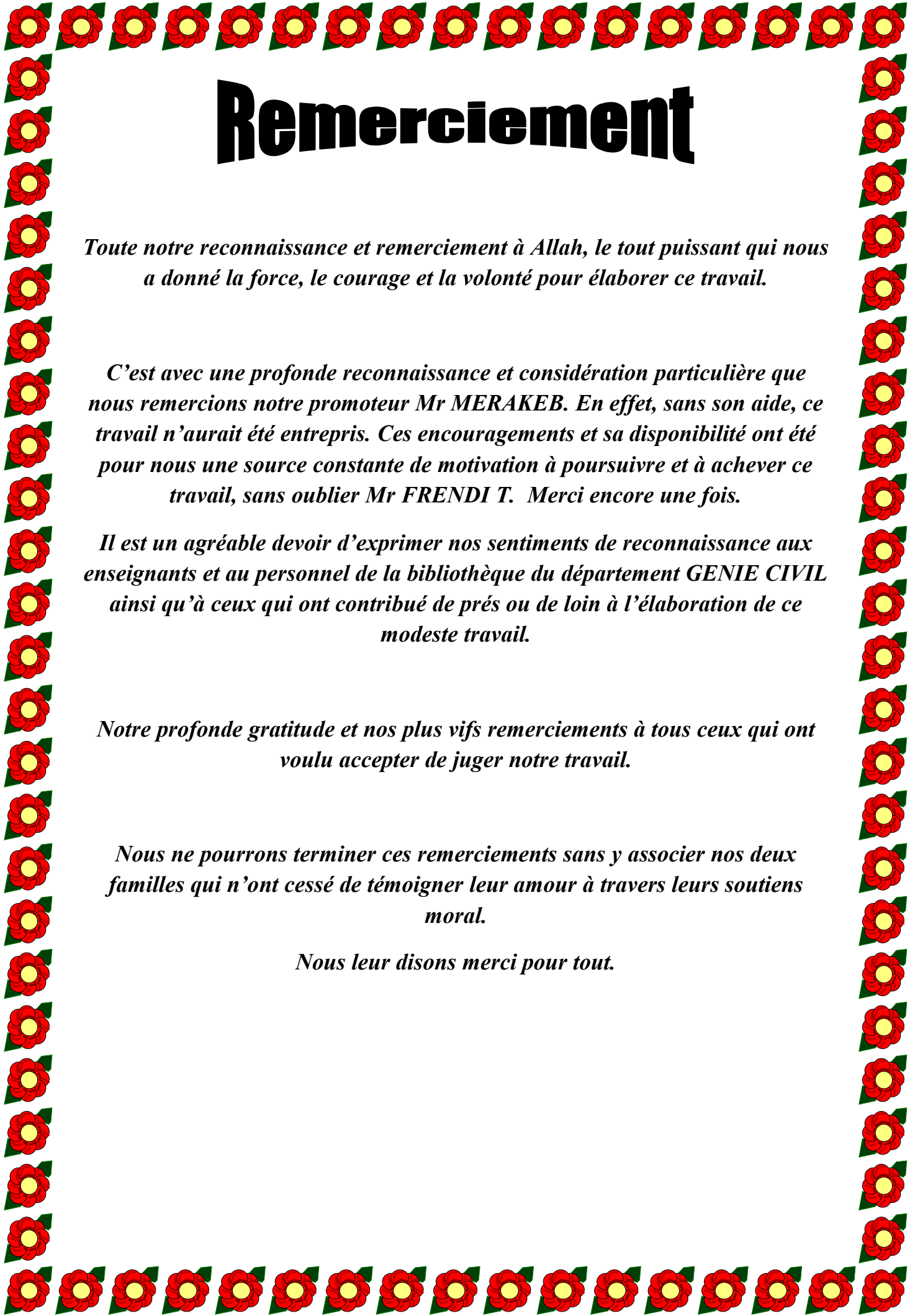
Travail Réalisé par :

- Mlle : CHAKRI RAZIKA
- Mlle: AMMIALI ZOHRA

Dirigé par :

M^r : MERAKEB S.

Année 2015/2016



Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Allah, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr MERAKEB. En effet, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ces encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, sans oublier Mr FRENDI T. Merci encore une fois.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et au personnel de la bibliothèque du département GENIE CIVIL ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger notre travail.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leurs soutiens moral.

Nous leur disons merci pour tout.



Dédicace



Je dédis ce travail à :

*A la mémoire de mon père qui m'a toujours orienté
dans le bon chemin et si je suis là c'est grâce à lui.*

*J'espère en ce jour tu es fière de moi comme moi
j'étais toujours fière d'être ta fille. Que dieu t'accueille
dans son vaste paradis.*

*Ma source d'énergie, mes deux mères qui m'ont appris
la persévérance et la patience, mes frères SAMIR et
HOCINE, à mes sœurs FERROUDJA, SAMIA, LILA,
KAHINA, THANINA et mes belles sœurs ceux qui me
poussent toujours à aller vers l'avant, sans oublier
mon mari AHCEN qui a été toujours là pour moi et
toute sa famille.*

*A toute ma grande famille, passant par mes grands
parents, mes oncles et mes tentes, cousins et cousines.*

*A mon binôme RAZIKA avec qui j'ai partagé
d'agréables moments, je te remercie beaucoup et je te
souhaite que du bonheur.*

*En fin, à tous mes amis(es) et toute la promotion
2015/2016*



ZOHRA





Dédicace

Je dédis ce travail à :

*A la mémoire de mon père qui m'a toujours orienté
dans le bon chemin et si je suis là c'est grâce à lui.*

*J'espère en ce jour tu es fière de moi comme moi
j'étais toujours fière d'être ta fille. Que dieu t'accueille
dans son vaste paradis.*

*Ma source d'énergie, mes deux mères qui m'ont appris
la persévérance et la patience, mes frères KARIM et
SMAIL, à mes sœurs NADIA, DIHIA et LILA, ceux
qui me poussent toujours à aller vers l'avant, sans
oublier mon ami SOFIANE qui a été toujours là pour
moi et sa mère MALIKA.*

*A toute ma grande famille, passant par mes grands
parents, mes oncles et mes tentes, cousins et cousines.*

*A mon binôme ZOHRRA avec qui j'ai partagé
d'agréables moments, je te remercie beaucoup et je te
souhaite que du bonheur.*

*En fin, à tous mes amis(es) et toute la promotion
2015/2016*

RAZIKA



Les plans



Liste des tableaux

Liste des tableaux

- **Tab. II.1:** Charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....
- **Tab. II.2:** Charges permanentes du plancher d'étage en corps creux.....
- **Tab. II.3. :** Charges permanentes sur le mur extérieur.....
- **Tab. II.4. :** Charges permanentes des éléments.....
- **TAB II-5 :** Coefficients de dégression de charges.....
- **TAB II-6 :** Sections des poteaux.....

- **Tab III.2.1:** Récapitulatif des Moments fléchissant en travées.....
- **Tab III.2.2 :** Récapitulatif des efforts tranchant.....
- **Tab.III.4.1-**Chargement de la volée.....
- **Tab.III.4.2-**Chargement du palier

- **TAB IV-1 :** Valeurs du coefficient C_T
- **TAB IV-2 :** Période analytique donnée par Robot.....
- **TAB IV-3 :** Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.....
- **TAB IV-4 :** effort tranchant à la base donnée par Robot.....
- **TAB IV-5 :** Vérification des déplacements inter-étages.....
- **TAB IV-6 :** Tableau des excentricités théoriques.....
- **TAB IV-7 :** Tableau des excentricités accidentelles.....
- **TAB IV-8 :** Vérification des effets P- Δ dans le sens X-X.....
- **TAB IV-9 :** Vérification des effets P- Δ dans le sens Y-Y.....
- **TAB IV-8 :** Extrêmes globaux des efforts dans les poutres principales.....
- **TAB IV-9:** Extrêmes globaux des efforts dans les poutres secondaires.....
- **TAB IV-10:** Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau Sous-sol et RDC.....
- **TAB IV-11:** Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 1 et 2.....
- **TABI V-12:** Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 3, 4,5 et 6.....
- **TAB IV-13:** Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 7,8et 9.....

- **TAB V.1.1 :** Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.
- **TAB V.1.2 :** Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales.
- **TAB V.1.3 :** Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaires.
- **TAB V.1.4 :** ferrailage des poutres principales et secondaires.
- **TAB V.1.5 :** ferrailage des poutres principales et secondaires.
- **TAB V.1.6 :** ferrailage des poutres principales et secondaires.
- **TAB V.1.7 :** ferrailage adopté pour les poutres principales et secondaires.
- **TAB V.1.8:** Vérification aux cisaillements.
- **TAB V.1.9:** Influence de l'effort tranchant sur le béton
- **TAB V.1.10:** Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

- **TAB V.1.11:** vérification des contraintes.
- **Tableau V.2.1-** Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle...
- **TAB V.2.2 :** Les efforts internes dans les poteaux.
- **TAB V.2.3 :** Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.
- **TAB V.2.4 :** Détermination des armatures transversales.
- **TAB .2.5 :** Délimitation des zones nodales.
- **TAB V.2.6 :** Vérification au cisaillement dans les poteaux.
- **Tab. V.2.7 :** Ferrailage finale des poteaux.
- **Tab. V.3.1.** armatures verticales et minimales dans les différentes sections
- **Tab. V.3.1 :** Ferrailage des voiles transversaux par zone
- **Tab. V.3.2 :** Ferrailage des voiles longitudinaux par zone

- **Tab.VI.1. :** résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.
- **Tab VI.2 :** Surface des semelles filantes sous voiles
- **Tab VI.3 :** Sollicitations sur la poutre de rigidité
- **TAB VI.4:** Tableau des armatures dans les appuis
- **TAB VI.5:** Tableau des armatures dans les travées
- **TAB VI.7:** vérification des contraintes dans les travées



Liste des figures

Liste des figures

- **Fig. I.1** : Schéma descriptif du mur extérieur.....
- **Fig. I.2** : Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.U.....
- **Fig. I.3.** Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.S.....
- **Fig. I.4** : Diagramme contrainte-déformation (BAEL91/Art2.2, 2).....

- **Fig. II.1** : Schéma descriptif d'un plancher courant.....
- **Fig. II.2** : Sections des poutres.....
- **Fig. II.3** : différents types de voiles.....
- **Fig. II.4** : Coffrage des poteaux.....
- **Fig. II.4** : Acrotère.....
- **Fig. II.5** : élément constituant le plancher terrasse.....
- **Figure. II.6-** élément constituant le plancher d'étage courant.....
- **Fig. II.7** : Coupe verticale d'un mur.....
- **Fig. II.8.** Surface d'influence sur le poteau.....

- **Fig.III.1.1-**Coupe verticale de l'acrotère.....
- **Fig.III.1.2-**Schéma statique de l'acrotère.....
- **Fig. III.1.3.** Diagramme des efforts internes.....
- **Fig. III.1.4-** Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....
- **Fig. III.1.5** : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....
- **Fig. III.2.1** : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.....
- **Fig. III.2.2** : Schéma statique du treillis soudé.....
- **Fig. III.2.3** : Coupe vertical d'une poutrelle.....
- **Fig. III.2.4** : une poutrelle.....
- **Fig. III .2.5** : Schéma statique de la poutrelle.....
- **Fig. III.2.6** : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).....
- **Fig. III.2.7** : Schéma statique de la poutrelle à sept travées.....
- **Fig. III.2.8** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....
- **Fig. III.2.9** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....
- **Fig. III.2.10:** Diagramme des efforts tranchant (KN) à l'ELU.....
- **Fig. III.2.11** : Diagramme des efforts tranchant (KN) à l'ELS.....
- **Fig. III.2.12:** Plan de ferrailage.....
- **Fig. III.2.13:** longueur de scellement.....
- **Fig. III.2.14** : Coupe schématique de la section en Té.....
- **Fig. III.2.15** : Ferrailage de la Poutrelle (type 1).....
- **Fig. III.2.16** : Plan de ferrailage du plancher.....
- **Fig. III.3.1** : schéma statique du balcon.....
- **Fig. III.4.1.** Principaux termes relatifs à un escalier.....
- **Fig. III .4.2.**Schéma statique de l'escalier.....
- **Fig. III.4.3:** Schéma statique des escaliers à l'ELU.....
- **Fig.III.4.4.** Diagramme des efforts internes à l'ELU.....

- **Fig.III.4.5:** Schéma statique des escaliers à l'ELS.....
- **Fig.III.4.6 :** Diagramme des efforts internes à l'ELS.....
- **Fig.III.5.1-**Schéma statique de la poutre palière.....
- **Fig. III.5.2. :** Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....
- **Fig. III.5.3-** Schéma statique de calcul à l'ELS.....
- **Fig. III.5.4 :** Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....
- **Fig.III.6.1 :** cage de l'ascenseur.....
- **Fig.III.6.2:** schéma statique de la salle machine.....
- **Fig. IV.1 :** Page d'accueil du logiciel ROBOT.....
- **Fig. IV.2 :** Choix de la structure à étudier.
- **Fig. IV.3 :** Préférence de l'affaire
- **Fig. IV.4 :** Ligne de construction.
- **Fig. IV.5 :** Choix des profilés des barres.
- **Fig. IV.6 :** Modélisation des poteaux et des poutres.
- **Fig. IV.7 :** Boite de dialogue « Affichage des attributs »
- **Fig. IV.8 :** définition des voiles.
- **Fig. IV.9 :** Epaisseur des voiles
- **Fig. IV.10 :** Définition des contours des voiles.
- **Fig. IV.11 :** définition des panneaux
- **Fig. IV.12 :** Choix de la présentation.
- **Fig. IV.13 :** Définition des appuis.
- **Fig. IV.14 :** liaisons rigides.
- **Fig. IV.15 :** Définition des charges.
- **Fig. IV.16 :** Choix du bardage.
- **Fig. IV.17 :** Application des charges surfaciques.
- **Fig. IV.18 :** Application des charges surfaciques.
- **Fig. IV.19 :** Définition des charges dynamiques.
- **Fig. IV.20 :** Définition des paramètres RPA.
- **Fig. IV.21 :** Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations.
- **Fig. IV.22 :** définir les combinaisons d'actions.
- **Fig. IV.23 :** Vérification de la structure.
- **Fig. IV.24 :** Vue finale de la structure en 3D.
- **Fig. IV.25 :** Vue finale de la structure en 2D
- **Fig. IV.26 :** Vue en portique selon X et Y
- **Fig. IV.27 :** Translation selon le sens x-x.
- **Fig. IV.28 :** Translation selon le sens y-y.
- **Fig. IV.29 :** Rotation selon le sens z-z.....

- **Fig. V.1.1 :** section en béton armée.....
- **Fig. V.1.2 :** section simplement.....
- **Fig. V.1.3 :** section doublement armée.
- **Fig. V.1.4.** Délimitation de la zone nodale

- **Figure V.3.1** : Section entièrement comprimée.
- **Figure V.3.2**: Section entièrement tendue.
- **Figure V.3.3** : Section partiellement comprimée
- **Figure V.3.4** : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Fig.VI.2** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU
- **Fig.VI.4** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- **Fig.VII .1** : Schéma du mur de soutènement
- **Fig.VII.2**: Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge respectivement
- **Fig.VII.3**.ferraillage du mur de soutènement
-



Sommaire

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Acrotère.....

2. Plancher.....

3. Balcon

4. Escaliers.....

5. Poutre palière.....

6. Salle machine.....

Chapitre IV : Modélisation et vérification de la structure

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

1. Les poutres.....

2. Les poteaux.....

3. Les voiles.....

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....

Chapitre VII : mur de soutènement

Conclusion générale

Bibliographie



Introduction générale

Introduction générale:

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

Ses dernières années, La construction des bâtiments industriels et de nos logements n'est pas un jeu ou une mode. Construire un bâtiment industriel n'est pas un exercice à prendre à la légère. Il faut prendre en compte plusieurs paramètres de grande importance et le respect des règles dont nous avons fait cas plus haut dans notre analyse.

L'ingénieur en génie civil en tant que concerné par la sécurité publique et la préservation du potentiel économique doit tenir compte lors de l'étude de l'usage du bâtiment, des conditions économiques et de la résistance de l'ouvrage. Il va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à **8 étages + un sous-sol** à usage d'habitation et commerciale, dont la forme en plan est irrégulière.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

- Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré-dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).
- La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul ROBOT qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:
 - ✓ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
 - ✓ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.
- Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage :

I.1. Introduction :

Le projet en question, fait l'objet de notre mémoire de fin de cycle et consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.2. Présentation du projet :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+8+Entresol) à usage commercial et habitation, qui sera implanté à TIZI OUZOU, zone classée, selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectures du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

Hauteur totale du bâtiment 28.09m

Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère..... 28.79 m

❖ Sous-sol

Longueur 20.00 m

Largeur 12.35m

Hauteur 03.06m

❖ RDC

Longueur 20.00 m

Largeur 12.10 m

Hauteur 03.61 m

❖ ETAGES COURANTS

Longueur 20.00 m

Largeur 14.40 m

Hauteur 3.06 m

I.4. Éléments de l'ouvrage :

❖ Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.

Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

❖ Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal.

❖ Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés (figure II.5. Et II.6). Les planchers assurent deux fonctions principales :

➤ **Fonction de résistance mécanique :** les planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

➤ **fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression.

Le plancher terrasse (inaccessible) est composé d'un complexe d'étanchéité et d'un béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

❖ maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons. Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuses de **15** et **10**cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de **5**cm. Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de **10**cm d'épaisseur.

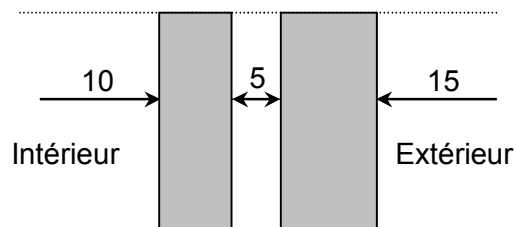


Figure I.1 : Schéma descriptif du mur extérieur.

❖ Revêtement :

Ils seront réalisés en :

- ✓ Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour les salles d'eau.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau et les escaliers.
- ✓ Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

❖ Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé à deux volées coulées sur place.

❖ Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

❖ La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en maçonnerie.

❖ Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur, de 70 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

❖ Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

❖ Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

❖ Réglementation :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles **BAEL 91 [1]**, conformément au règlement parasismique algérien **RPA 99 [2]** et le **DTR (BC22) [3]** (charges et surcharges d'exploitation).

1.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :❖ Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. Mais de point de vue mécanique, il est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre.....380 à 450 cm³
- Gravier 750 à 850 cm³
- Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m³
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³

A. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (âge de maturité) notée f_{c28} .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées 16×32.

Dans notre étude, on prendra : **$f_{c28} = 25\text{MPa}$.**

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40\text{MPa}, \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40\text{MPa}. \end{array} \right\} \rightarrow \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 11})$$

B. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée conventionnellement en fonction de la résistance à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 12})$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

C. État limites:

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux catégories :

❖ État limite ultime(ELU):

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui, lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

La contrainte ultime en compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta : \quad \text{Coefficient de durée d'application des l'actions considérées} \\ \theta=1 : \quad \text{si la durée d'application est } > 24\text{h,} \\ \theta=0.9 : \quad \text{si la durée d'application est entre 1h et 24h,} \\ \theta=0.85 : \quad \text{si la durée d'application est } < 1\text{h,} \end{array} \right.$$

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2 \text{ [MPa]}$

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48 \text{ [MPa]}$

Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU : [Art A.4.3,41/BAEL91]

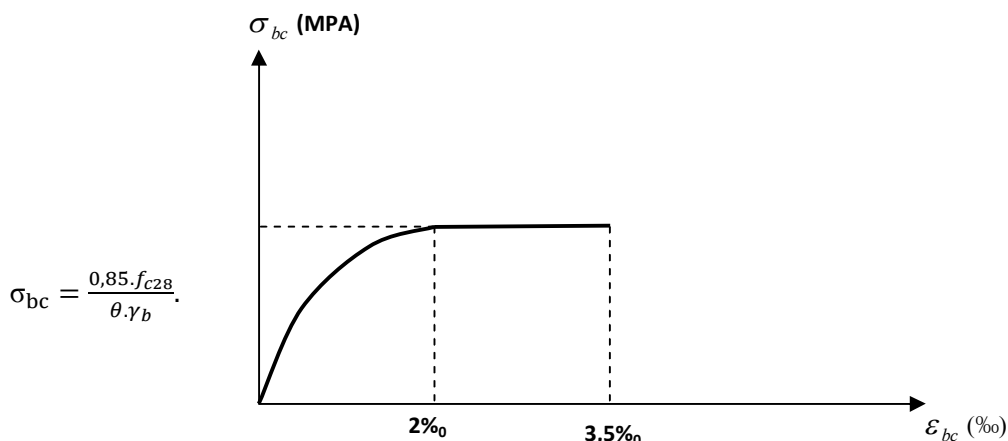


Fig. I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.U

Le diagramme est constitué :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} & \sigma_{bc} = 0,25f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc}) \\ 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} & \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{cj}}{\theta\gamma_b} \varepsilon_{bc} = f_{bc} \end{array} \right.$$

◆ **État limite de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte limite en compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]$$

Dans notre cas : $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

❖ **Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS :**

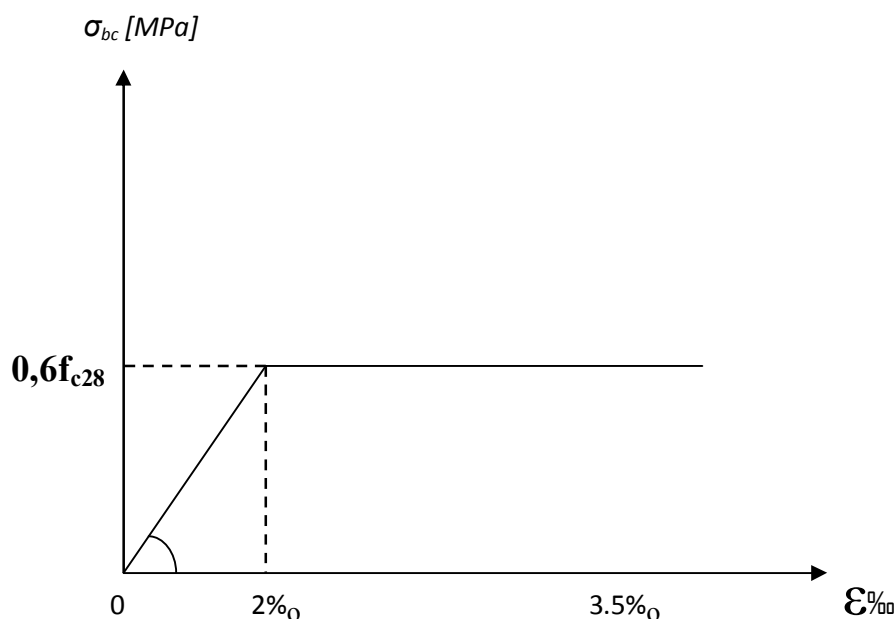


Fig. I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.S.

❖ **Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21]**

$\tau = \min (0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$\tau = \min (0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable.

D. Module d'élasticité longitudinal :❖ **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21] :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

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

Pour $f_{c28}=25 \text{ [MPa]}$ $\longrightarrow E_{i28}=32164,20 \text{ [MPa]}.$

□▪ **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22] :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ [MPa]}$ $\longrightarrow E_{v28}=10818,86 \text{ [MPa]}.$

E. Module de déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec : E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

ν : Coefficient de Poisson ; $\begin{cases} \nu = 0 \dots\dots\dots \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \dots\dots\dots \text{ELS} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91 Art.2.1, 3})$

2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, il est utilisé pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface :

- ✓ Les ronds lisses (**FeE215 et FeE235**) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de **$f_e = 215 \text{ MPa}$** et de **$f_e = 235 \text{ MPa}$**

- ✓ Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de $f_e=400$ MPa et de $f_e=500$ MPa
- ✓ Treillis soudé de type $f_e=520$ MPa

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque :

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression

❖ Module de déformation longitudinale :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

[Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifier 99]

❖ Coefficient de Poisson :

$$\nu=0.3$$

❖ Les contraintes limites :

A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1.3] :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité

Avec :

- $\gamma_s=1,15$ situation courante
- $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa
$f_e = 520$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 500$ MPa

Tab. I.1. Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1.3] :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.32 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments situés dans des locaux ouverts et clous : aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments exposés aux intempéries, à la condensation à l'intérieur, nativement noyé et émergé en eau douce.

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments devant assurer des étanchéités ou exposés à des milieux agressifs (eau de mer, brouillée...)

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec :

n : coefficient de fissuration

- η est le coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6 \text{ mm}$) et $\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6 \text{ mm}$).

♦ **Diagramme de contrainte déformation de l'acier :**

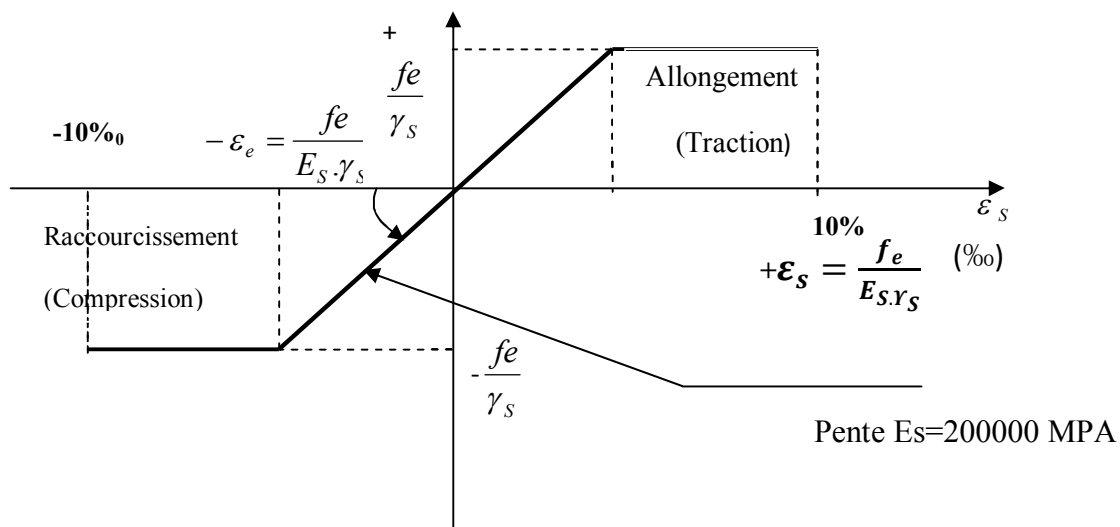


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation (BAEL91/Art2.2, 2)

A. Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).



Chapitre II :

pré dimensionnement

II. Pré dimensionnement :

II.1. introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II.2. Les planchers :

a. Plancher cors creux :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression) et reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante (**Art B.6.8, 424/BAEL91**) :

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

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur totale du plancher.} \\ L_{\max} : \text{portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : } L=390\text{cm} \end{array} \right.$

Dans notre cas : $L_{\max}=390-25=365\text{cm}$

Ce qui nous donne : $h_t \geq \frac{365}{22,5} = 16,22\text{cm}$

→ On prend : $h_t=20\text{cm}$

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

Il sera valable pour tous les planchers.

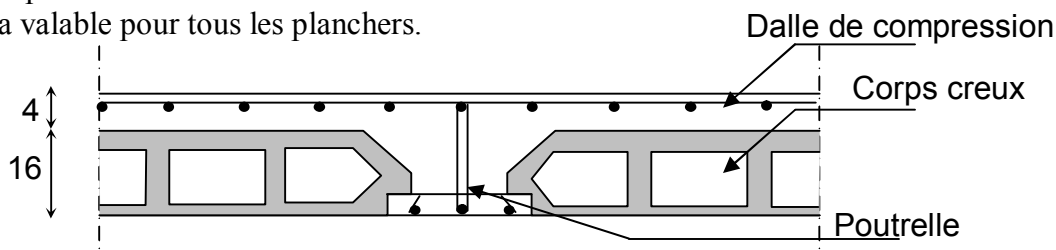


Figure. II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

❖ **Vérification de la sécurité contre l'incendie :**

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7 \text{ [cm]} \text{ pour 1 heure de coupe feu.} \\ e \geq 11 \text{ [cm]} \text{ pour 2 heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On a $h_t = 20 \text{ [cm]}$ donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

II.3. Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données par les relations suivantes :

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.
- $L_{\max}$: portée libre entre nus d'appuis.

$L_{\max}$ étant l'entre axes de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le **RPA 99 / Art 7.5.1** liées à la zone **IIa** telles que :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h_t / b \leq 4 \end{array} \right\}$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (porteuses).
 - Poutres secondaires (chainage).
- **Poutres principales (sens transversal):**

▪ **Hauteur h_t :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \text{Avec : } l = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

$$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10} \quad 24,33 \leq h_t \leq 36,5$$

On prend comme hauteur h pour les poutres principales et pour des raisons de sécurité :

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

▪ **Largeur b :**

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

$$14 \leq b \leq 24,5 ; \quad \text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

Vérification : Art 7.5.1 / RPA 99 version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} b = 25 \geq 20\text{cm} \\ h_t = 35 \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.4 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

➤ **Poutres secondaires (sens longitudinal) :**▪ **Hauteur :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \\ \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } l = 285 - 25 = 260\text{cm}$$

$$17,33 \leq h_t \leq 26$$

On prend comme hauteur h pour les poutres secondaires et pour des raisons de sécurité :

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

▪ **Largeur b :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \\ 12 \leq b \leq 21 \end{array} \right.$$

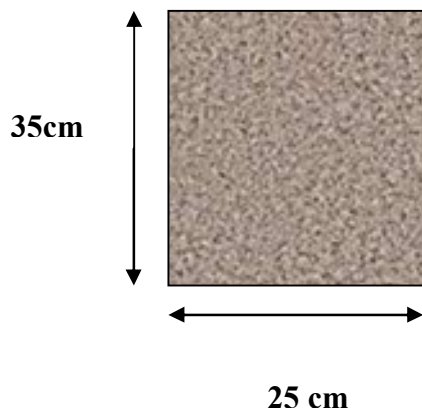
Le RPA 99 version 2003 exige de prendre : $b \geq 20 \text{ cm}$; soit : $b = 20 \text{ cm}$

Vérification : Art 7.5.1 / RPA 99 version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} b = 20 \geq 20\text{cm} \\ h_t = 30 \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

Poutres principales : (bxh) = (35x25) cm²



Poutres secondaires : (bxh) = (20x30) cm²

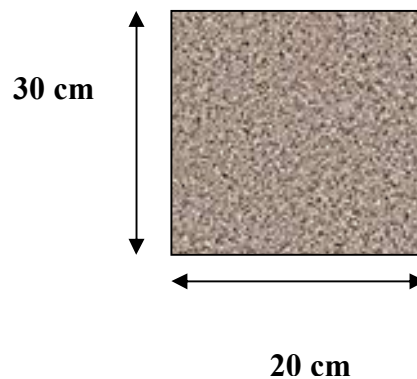


Figure II-2 : Sections des poutres.

II.4. Les voiles

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destiné à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, ils sont pré-dimensionner par le **RPA 99 / version 2003** tel que :

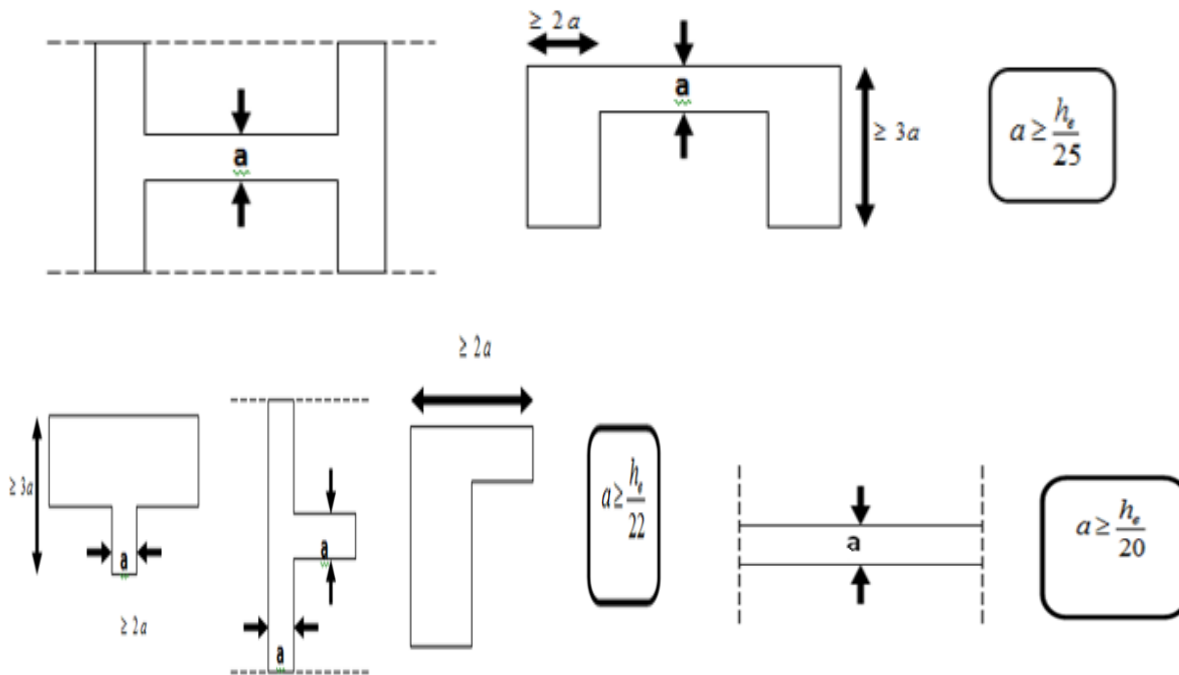


Figure II-3 : différents types de voiles.

a : épaisseur du voile,

h_e : hauteur libre d'un étage $h_e = h - e_p$

h : hauteur d'étage,

e_p : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

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

$$L_{min} \geq 4a \dots \dots \dots (\text{Art 7.7.1, RPA 99 / version 2003})$$

❖ **S-Sol :**

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } a = 20 \text{ cm}$$

❖ RDC:

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 361 - 20 = 341 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{241}{20} = 17,05 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } a = 20 \text{ cm}$$

❖ Étage courant :

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } a = 20 \text{ cm}$$

❖ Vérification des exigences du RPA 99 (art 7.7.1) :

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$l \geq 4e$$

$$l \geq 4 \times 20 = 80 [\text{cm}] \Rightarrow l \geq 80 [\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

l : Largeur du voile.

e : Épaisseur du voile.

II.5. Les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subies par l'édifice aux fondations. Ils sont pré-dimensionnés s'effectue à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

Leurs section est donnée par :

$$v = \frac{N_d}{S \times f_{c28}} \leq 0,3 (\text{RPA 99 / version 2003, A.7.4.3.1})$$

$$S = \frac{N_d}{v \times f_{c28}} = \frac{N_d}{0,3 f_{c28}}$$

$$\text{Avec : } 0,3 f_{c28} = 0,3 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau.

Selon le (RPA 99 / version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm En zone I et IIa}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm En zone IIb et III}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ Avec } h_e : \text{ hauteur libre des étages}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

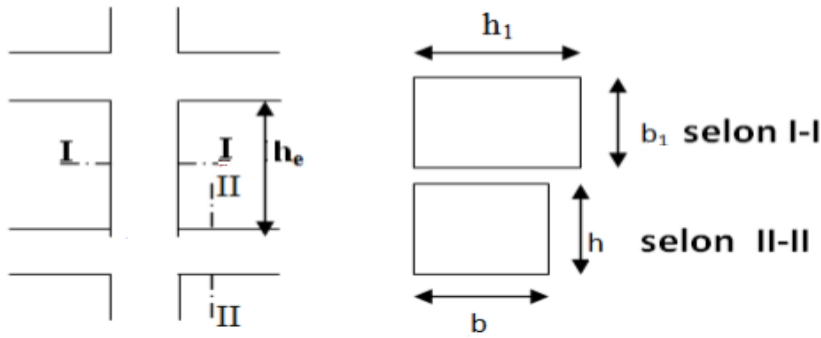


Figure II.4 : Coffrage des poteaux.

II.6. Détermination des charges permanent et surcharges d'exploitation :

Elles sont données le document technique réglementaire DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »

a. Charges permanentes G :

➤ L'acrotère :

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure,

Nous pouvons déterminer la charge permanente Correspondent.

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr}.$$

$$G_{acr} = 25 \left[(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right]$$

$$G_{acr} = 1,962 \text{ KN/ml.}$$

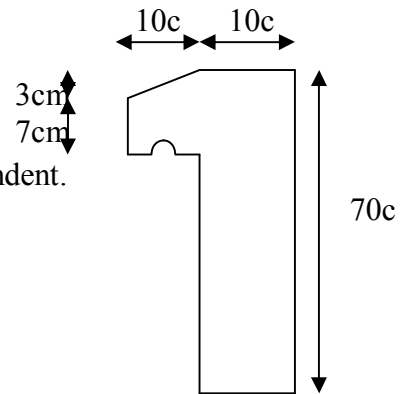


Figure. II.4 : Acrotère

➤ Plancher terrasse inaccessible :

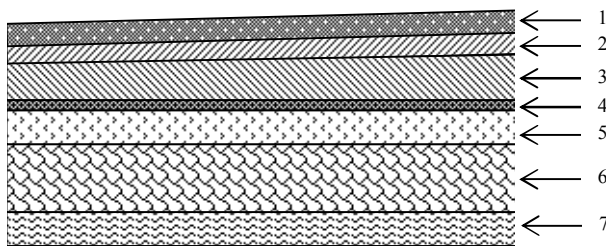


Figure-II.5 : élément constituant le plancher terrasse

N°	Désignation	Épaisseur [cm]	Poids volumique (KN/m^3)	G [KN/m^2]
1	Couche de gravier roulé	5	20	1,00
2	Étanchéité multicouches	2	-	0,12
3	Forme de pente en béton	8	25	2,00
4	Feuille de poly âne	-	-	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
6	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
7	Enduit de plâtre	2	1	0,20
Total				6,34 [KN/m^2]

Tab. II.1: Charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

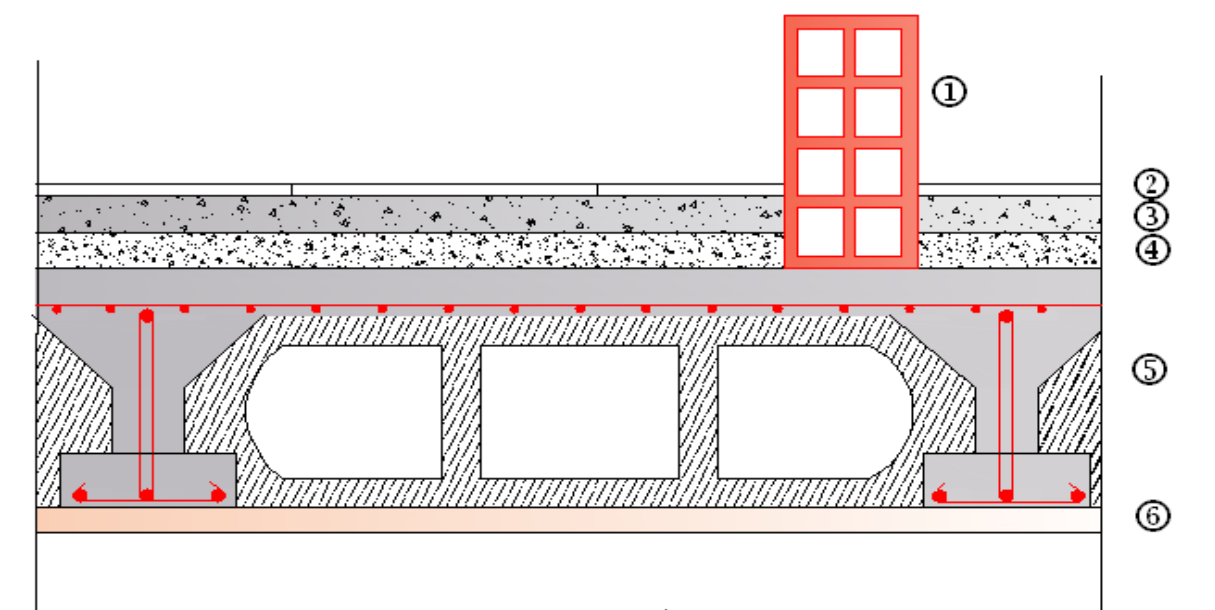
➤ Plancher étage courant :

Figure. II.6- élément constituant le plancher d'étage courant

Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Maçonnerie en brique creuses avec enduit	10	9	1,00
Revêtement en carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	22	0,4
Lit de sable	3	18	0,36
Plancher en corps creux	16+4	/	2,8
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Totale			5,16

Tab. II.2: Charges permanentes du plancher d'étage en corps creux

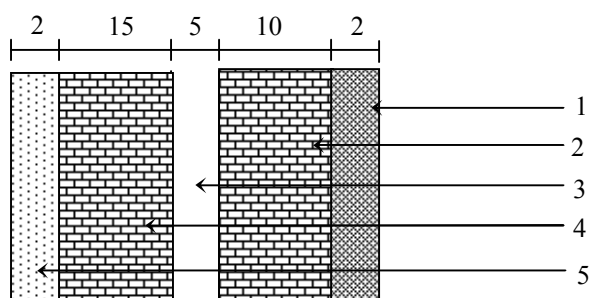
➤ Murs extérieurs :

Figure. II.7 : Coupe verticale d'un mur

Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1) Enduit en ciment	2	18	0,54
2) Maçonnerie en brique creuses extérieur	10	/	0,9
3) Lambe d'air	5	/	/
4) Maçonnerie en brique creuses intérieur	10	/	0,9
5) Enduit en plâtre	2	10	0,2
Totale			2,54

Tab. II.3. : Charges permanentes sur le mur extérieur.

Éléments	Charge permanente G (KN/m ²)
Dalle pleine	3,75
Plancher terrasse inaccessible	6,34
Plancher étage courant	5,16
Mur extérieur	2,54

Tab. II.4. : Charges permanentes des éléments.

b. Surcharge d'exploitation Q :

❖ Plancher terrasse inaccessible	$1 \frac{Kn}{m^2}$
❖ Plancher étage courant à usage d'habitation.....	$1,5 \frac{Kn}{m^2}$
❖ Plancher RDC à usage commercial.....	$2,5 \frac{Kn}{m^2}$
❖ Plancher entresol à usage locaux	$2,5 \frac{Kn}{m^2}$
❖ Escalier	$2,5 \frac{Kn}{m^2}$
❖ Balcon	$3,5 \frac{Kn}{m^2}$
❖ Acrotère	$1 \frac{Kn}{m^2}$

II.7. Calcul de l'effort normal sous poteau plus le sollicité :A. Surface d'influence:❖ Section brute

$$S_{brute} = 3,90 \times 2,85 = 11,12 \text{ m}^2$$

❖ Section nette

$$S_{nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 4(1,275 \times 1,80)$$

$$S_{nette} = 9,18 \text{ m}^2$$

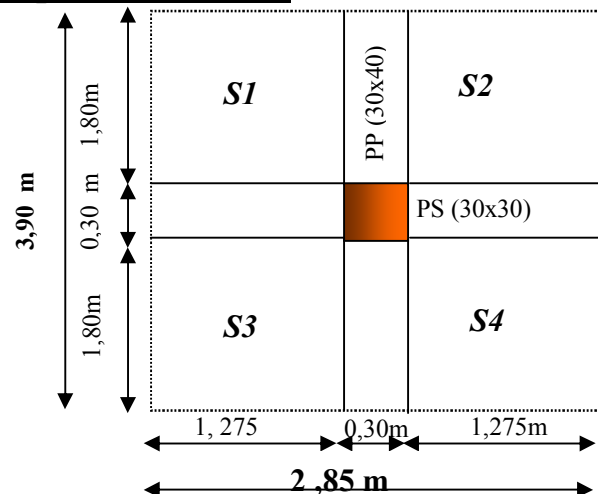


Figure II.8. Surface d'influence sur le poteau

B. Poids propre des éléments :**❖ Poids du plancher : $P=G \times S$**

✓ Plancher de la salle machine ne dalle pleine :

$$G_{dp} = S_{nette} \times G_T = 9,18 \times 3,75 = 34,43 \text{ KN}$$

✓ Plancher terrasse :

$$G_t = S_{nette} \times G_T = 9,18 \times 6,34 = 58,202 \text{ KN}$$

✓ Plancher d'étage courant :

$$G_c = 9.18 \times 5.16 = 47.37 \text{ KN}$$

❖ Poids des poutres :

✓ Poutre principale :

$$\begin{aligned} G_{pp} &= \rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (3.90-0.3) \\ &= 25 \times 0.4 \times 0.30 \times (3.90-0.3) = 10.08 \text{ KN} \end{aligned}$$

✓ Poutre secondaire :

$$\begin{aligned} G_{pp} &= \rho \times b_{ps1} \times h_{ps1} \times (2.85-0.3) \\ &= 25 \times 0.30 \times 0.30 \times (2.85-0.3) = 5.74 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G_{ptot} = G_{pp} + G_{ps} = 10.08 + 5.74 = 15.82 \text{ KN}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

Planches terrasse inaccessible : $1.00 \times 9.18 = 9.18 \text{ KN}$.

Planches à usage d'habitation : $1.5 \times 7.425 = 11.137 \text{ KN}$.

Planches à usage commercial : $2.5 \times 7.425 = 18.56 \text{ KN}$.

❖ Poids propres des poteaux

Les dimensionnements des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

✓ Poids d'entresol et étage courant :

$$G = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$$

✓ Poids propre du RDC :

$$G = 0.3 \times 0.3 \times 3.61 \times 25 = 8.12 \text{ KN}$$

✓ Poids de la salle machine:

$$G = 0.3 \times 0.3 \times 2.5 \times 25 = 5.625 \text{ KN}$$

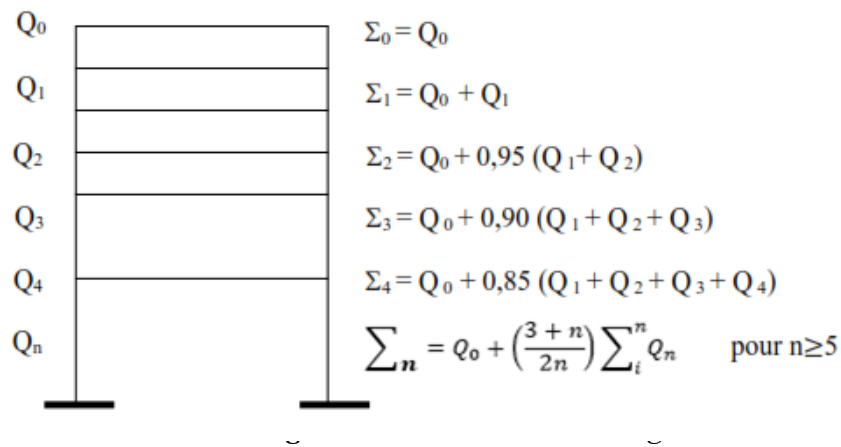
II.8. La dégression des charges :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R B.C 2.2** cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux

$n \geq 5$ niveau Où les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable **D.T.R B.C 2.2 Art 6.3**

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum Q_i$$



❖ Coefficient de dégression de charges

Niv	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

TAB II-5 : Coefficients de dégression de charges.

❖ Surcharge cumulées :

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\Sigma_9 = Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

❖ Application numérique :

Niv 8: $\Sigma_0 = 9.18 \text{ KN}$

Niv 7: $\Sigma_1 = 9.18 + 11,137 = 20,317 \text{ KN}$

Niv 6: $\Sigma_2 = 9.18 + 0,95(2 \times 11,137) = 28.48 \text{ 1KN}$

Niv 5 : $\Sigma_4 = 9.18 + 0,90(3 \times 11.,137) = 39,250 \text{ KN}$

Niv 4 : $\Sigma_5 = 9.18 + 0,85(4 \times 11.,137) = 47,056 \text{ KN}$

Niv 3 : $\Sigma_6 = 9.18 + 0,8(5 \times 11.,137) = 53,728 \text{ KN}$

Niv 2 : $\Sigma_7 = 9.18 + 0,75(6 \times 11.,137) = 59,296 \text{ KN}$

Niv 1 : $\Sigma_8 = 9.18 + 0,714(7 \times 11.,137) = 64,843 \text{ KN}$

RDC : $\Sigma_9 = 9.18 + 0,687(7 \times 11.,137 + 18.56) = 75,489 \text{ KN}$

Sous-sol : $\Sigma_{10} = 9.18 + 0,666(7 \times 11.,137 + 18.56) = 73,462 \text{ KN}$

❖ Détermination des sections des poteaux :

Niveau	Hauteur (m)	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Effort Normaux (KN) $N = G_c + Q_c$	Section des Poteaux (cm ²)	
		Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cumu}		Section trouvée $S \geq N/\sigma_{bc}$	Section Adopté
8	3.06	47,07	5.63	15.82	62.89	62.89	9.18	9.180	72.07	48.05	30 x 30
7	3.06	38.31	6.89	15.82	54.13	117.02	20,317	29.50	146.52	97.68	30x30
6	3.06	38.31	6.89	15.82	54.13	171.15	28.48	57.98	229.13	152.75	35x35
5	3.06	38.31	6.89	15.82	54.13	225.28	39,250	97.23	322.51	215.01	35x35
4	3.06	38.31	6.89	15.82	54.13	279.41	47,056	144.28	423.69	282.46	35x35
3	3.06	38.31	6.89	15.82	54.13	333.54	53,7286	198.01	531.55	354.37	35x35
2	3.06	38.31	6.89	15.82	54.13	387.67	59,296	257.31	644.98	429.99	40x40
1	3.06	38.31	6.89	15.82	54.13	441.80	64,843	322.15	763.95	509.30	40x40
RDC	3.61	38.31	8.12	15.82	54.13	495.93	75,489	397.64	893.57	595.72	45x45
Sous-sol	3.06	38.31	6.89	15.82	54.13	550.06	73,462	471.10	1021.16	680.77	45x45

TAB II-6 : Sections des poteaux.

II.9. Vérification relative aux coffrages (RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

Notre bâtiment est implanté en zone **IIa**

- ♦ $Min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ♦ $Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec h_e : hauteur libre des étages
- ♦ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

❖ **Les sections adoptées :**

- (30 x 30) cm² pour les niveaux 7 et 8
- (35 x 35) cm² pour les niveaux 6, 5, 4 et 3
- (40 x 40) cm² pour les niveaux 2 et 1
- (45 x 45) cm² pour le Sous-sol et RDC

❖ **Sous-sol et RDC:**

$Min(b, h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$Min(b, h) = 45 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$ Condition vérifiée.

❖ **1^{er} et 2^{ème} niveau :**

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{361}{20} = 18.05 \text{ cm}$ (RDC).....Condition Vérifiée.

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ (1 et 2 niveau).....Condition Vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$ Condition vérifiée.

❖ **Du 3^{ème} au 6^{ème} niveau :**

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$ Condition vérifiée.

❖ **Du 7^{ème} et 8^{ème} niveau :**

$Min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$Min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$ Condition vérifiée.

II.10. Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, **c'est le flambement**.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

S : section transversale du poteau ($b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau : $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

Finalement $\lambda = 2,42 L_0 / b$

- ❖ **Poteau du s-sol: 45X45[cm²]**
 $\lambda = 2,42 \times (306/45) = 16,46 < 50$ Condition vérifiée.
- ❖ **Poteau du RDC 45X45[cm²]**
 $\lambda = 2,42 \times (361/45) = 19,41 < 50$ condition vérifiée.
- ❖ **Poteau du 1^{er} et 2eme étage: 40X40[cm²]**
 $\lambda = 2,42 \times (306/40) = 18,51 < 50$ condition vérifiée.
- ❖ **Poteau du 3ème au 6ème étage: 35X35[cm²]**
 $\lambda = 2,42 \times (306/35) = 21,15 < 50$ Condition vérifiée.
- ❖ **Poteau du 7ème étage: 30X30[cm²]**
 $\lambda = 2,42 \times (306/30) = 24,68 < 50$ condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions adoptées pour les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Résumer

- *Poutres principales : 35×25*
- *Poutres secondaires : 30×20*
- *Épaisseur des voiles : 20 cm*
- *Épaisseur planché en corps creux : 16 + 4 = 20 cm*
- *Épaisseur des balcons en dalle pleine : 20 cm*
- *Sections adoptés pour les poteaux :*
 - ◆ *(45x45) pour le Sous-sol et RDC*
 - ◆ *(40x40) pour 1^{er} et 2eme étage.*
 - ◆ *(35x35) pour, 3eme, 4eme, 5eme et 6em étage.*
 - ◆ *(30x30) pour 7eme et 8eme étage.*

Chapitre III :

Calcul des éléments

AIII.1 Calcul de l'acrotère

1- Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la Structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifiées 99).

2- Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure. Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal **G** dû à son poids propre.
- Un effort horizontal **Q** dû à la main courante engendrant un moment de renversement **M**.

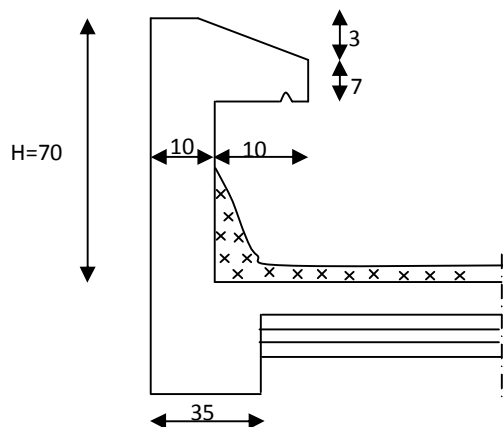


Fig.III.1.1-Coupe verticale de l'acrotère

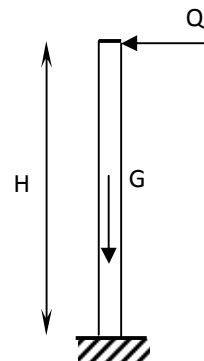


Fig.III.1.2-Schéma statique de l'acrotère

2.1. Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1.692 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.692 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0.7 \text{ KNm}$.

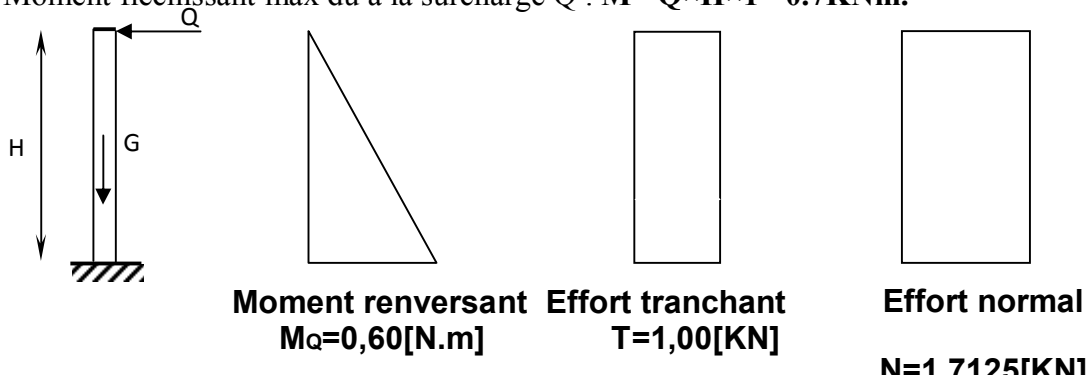


Fig. III-3. Diagramme des efforts internes

2.2. Combinaisons de charges :

ELU : 1.35G + 1.5Q

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.962 = 2.648 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.5T = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$$

ELS: G + Q

$$N_s = N = 1.962 \text{ KN}$$

$$T_s = T = 1.0 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$$

2.3. Ferrailage de l'acrotère :

➤ Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable (L'acrotère étant exposé aux intempéries).
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

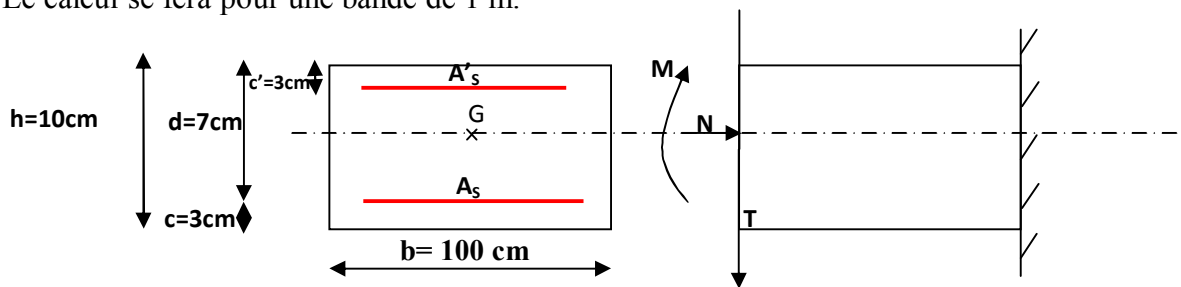


Fig.-III.4- Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Calcul des armatures à L'ELU :

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,648} = 0,4m = 40,00 \text{ cm}$$

Nous avons : $a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$

a: Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

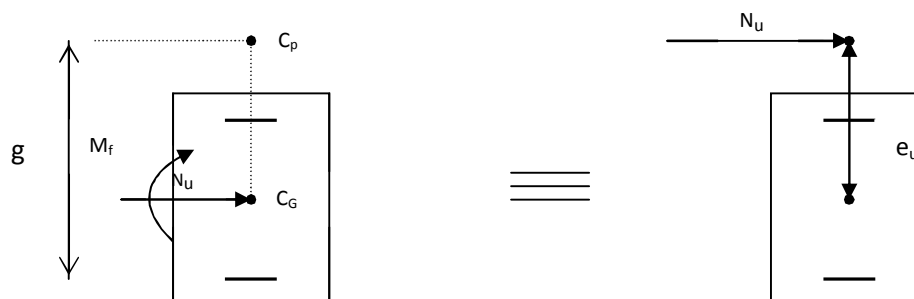


Figure III.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

$e_u > a \Rightarrow$ D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis elle se ramène à la flexion composée.

b. Calcul des armatures principales :

❖ **Section des armatures fictives (en flexion simple) :**

▪ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = N_u \times (e_u + h/2 - c)$$

$$M_f = 2,648 \times 0,42 = 1,12 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1,12 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{1,12 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,016$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \\ f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\mu_b = 0,016 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

▪ **Calcul de section des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$= \frac{1,12 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,467 \text{ cm}^2 \quad A_f = 0,467 \text{ cm}^2$$

❖ **Section des armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0,464 - \frac{2,648 \times 10}{348} = 0,387 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 0,387 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA8/ml pour la section d'armature..... $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Pour la section d'armature on prend 4HA8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, avec un espacement de

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Vérifications à l'ELU:**a. Condition de non fragilité du béton:..... (BAEL91/ Art 4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{st} \geq A_{st}^{min}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{M_{s1}} = \frac{0.7}{1.962} = 0.357 \text{ m} = \mathbf{35.7 \text{ cm}}$

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

D'où :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{35.7 - (0.455 \times 7)}{35.7 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée.}$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adopterons une section :

$$\mathbf{A = A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA6 $\Rightarrow A_r = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2 / ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Vérification au cisaillement :(Art A.5.2.1 / BAEL 91) :

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable

D'où : $\tau_u = \frac{T_u}{b d}$

τ_u : Contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la contrainte

Admissible $\tau_u < \overline{\tau_u}$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement admissible

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,5 \times Q}{bd} = \frac{1,5 \times 1}{100 \times 7} = 0,0021 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement).}$$

c. Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s : \text{Coefficient de scellement}$$

$$\text{Acier HA} \Rightarrow \Psi = 1,5 \Rightarrow \overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i : \text{Somme des périmètres ultimes des barres} \\ \sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm} \\ n : \text{Nombre de barres} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,5} = 2,26 MPa$$

$\tau_{se} = 2,26 MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 MPa$, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Vérification des espacements : (BAEL 91 modifiée 99 A.4.5.33)

- Armatures principales : $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$.

$$S_t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

- Armatures de répartition $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

$$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

e. Enclassement des armatures (BAEL91 modifiée 99 Art6.1. 221)

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 MPa$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm} \quad \text{On prend } l_s = 30 \text{ cm}$$

Vérifications à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérons la fissuration comme étant Préjudiciable. D'où on doit vérifier que

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a. La contrainte dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \right] \text{ Avec : } \eta = 1.6 \text{ coefficient de fissuration}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \right] = \text{min} \{ 266.67 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$$

$$\rho = 0.29 \quad \beta_1 = 0.914 \quad k_1 = 43.47$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} = \frac{0.7 \times 10^3}{2.01 \times 0.914 \times 7} = 54.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

b. La contrainte dans le béton:

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}, \quad \text{dans le tableau } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43.47} = 0.023$$

$$\sigma_{bc} = 0.023 \times 54.43 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Vérification de l'acrotère au séisme :

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q .

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{(RPA 99/V2003 Art 6.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 Soit : **C_p = 0,8**

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1.962 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,962 = 0,942 \text{ KN/ml}$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, donc le ferrailage adopté reste convenable.

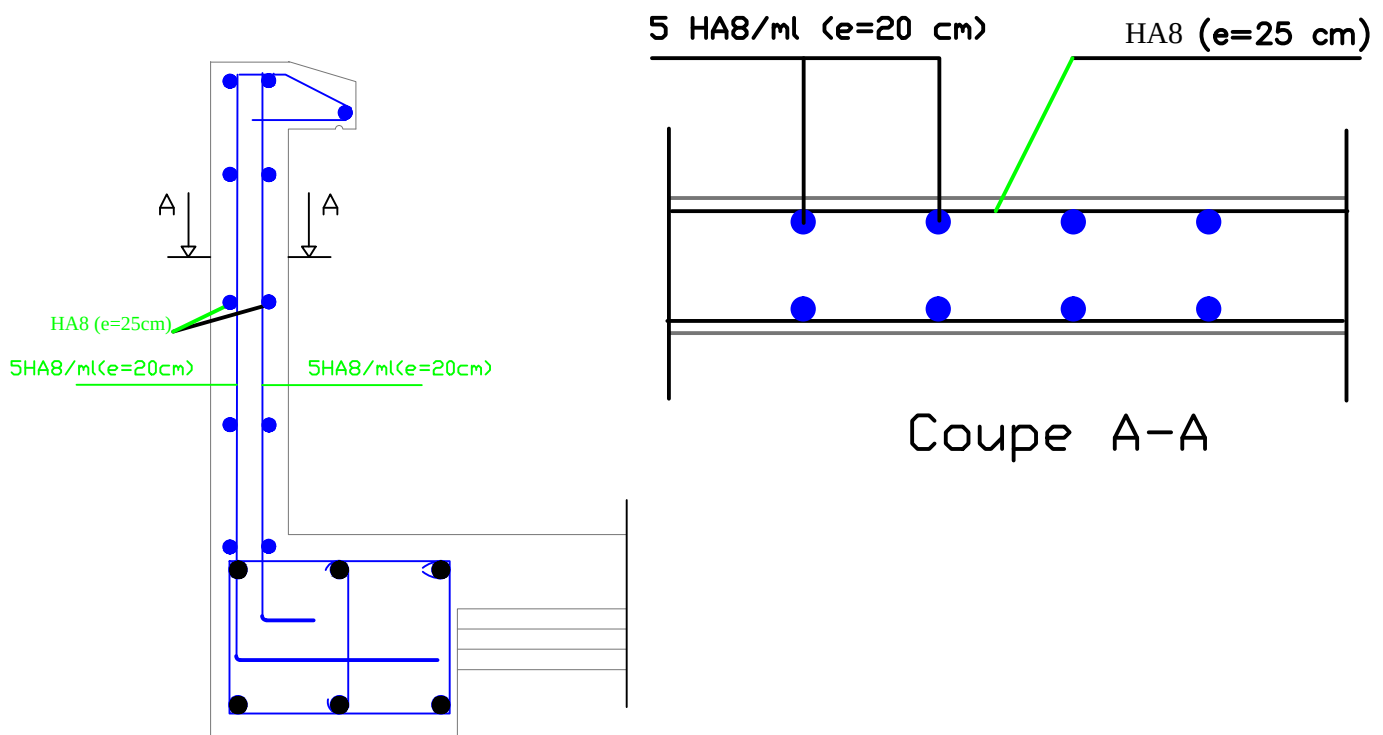
Conclusion : dans notre cas l'acrotère est ferrillé par :

- ✚ Armatures principales $A = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$, $St = 25 \text{ cm}$
- ✚ Armatures de répartition $Ar = 4\text{HA } 6 = 1,13 \text{ cm}^2$, $St = 25 \text{ cm}$.



c. Schéma de ferrailage

FERRAILLAGE - ACROTERE



Ferrailage de
l'acrotère

ech. 1/20

III.2 Calcul des planchers

III.2.1 Introduction :

Les planchers de (16+4) sont constitués :

- ❖ corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- ❖ Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de **4 cm**.
- ❖ Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf pour les balcons, pour réduire la flèche espacées de **65 cm**.

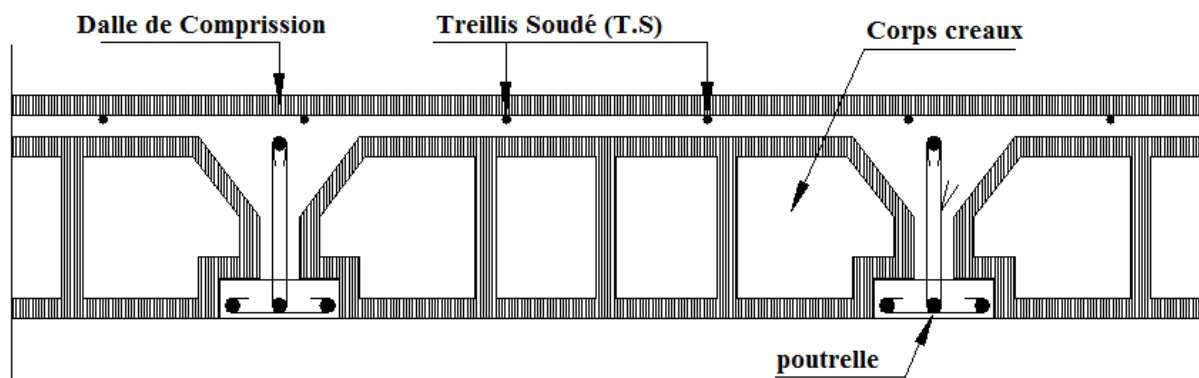


Figure III.2.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

III.2.2 Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place. Elle est d'une épaisseur de **4 cm**. et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (**TS 520 ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$**) avec : **$f_e = 520 \text{ MPa}$** , ayant pour but :

- ✓ Limiter le risque de fissuration par retrait.
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Repartir les charges localisées entre poutrelles voisines

Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : **l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99.**

- ❖ **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ **33 cm** pour les armatures parallèles aux nervures.

III.2.3 Calcul des Armatures :

a) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec : **$l = 65 \text{ cm}$** : distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement **$S_t = 20 \text{ cm}$**

b) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TS520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$.

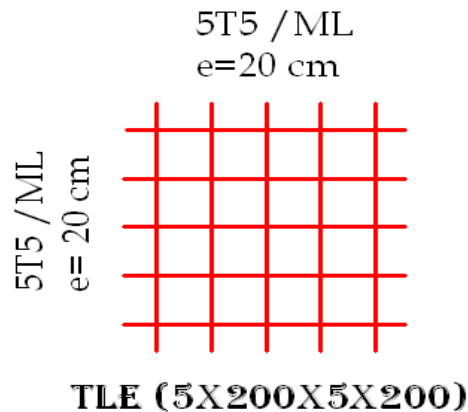


Figure III.2.2 : Schéma statique du treillis soudé.

III.2.4 Etude de la poutrelle :

III.2.4.1 Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

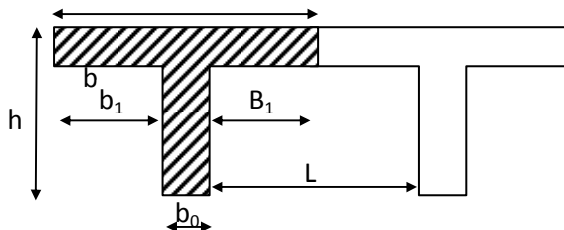


Figure III.2.3 : Coupe verticale d'une poutrelle.

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles
 $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 3.9 \text{ m}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- h : hauteur totale de plancher.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{390}{2} = 130,0 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 0,12 = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4.2 Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de **1m** et sur deux étapes :

1^{er} Etape : avant le coulage

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux qui est de $0,95 \text{ KN/m}^2$, et la surcharge de l'ouvrier.

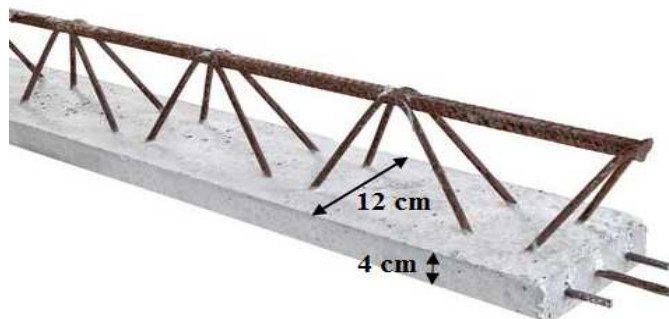


Figure III.2.4. : Une poutrelle.

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $G_c = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Ferraillage à l'ELU :

a) Combinaison de charge

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

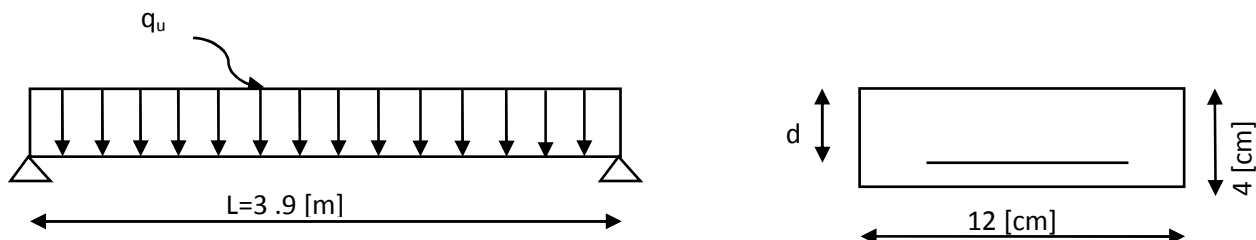


Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle.

L : c'est la distance entre nu d'appuis.

d : hauteur utile.

Moment en travée :

$$b = 12\text{cm}; C = 2\text{cm}; h = 4\text{cm}; d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}.$$

$$M_U = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{2.5 \times 3.9^2}{8} = 4.75 \text{ [KN.m]}$$

Effort tranchant sur appuis :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2.5 \times 3.9}{2} = 4.87 \text{ KN}$$

$$T = 4.87 \text{ KN}$$

Calcul des armatures

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.75 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.97 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

$$\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section doublement armée.}$$

Remarque :

la hauteur de la poutrelle ($h=4[\text{cm}]$) est petite étant insuffisante pour disposer 02 nappes d'armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

2^{ème} Etape : Apres coulage du béton de la dalle de compression:

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis et encastree partiellement à ses 02 extrémités. Elle supporte en plus de son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que les sur charges d'exploitation.

❖ Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

➤ Méthode forfaitaire :

i. Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.2.210 BAEL 91/ 99).

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max \left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \right)$$

$$Q = \frac{2.5\text{kN}}{\text{m}^2} \leq \max \left(2G = 5.16 \times 2 = 10.32 ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) = \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25.$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 < \frac{2,85}{2,85} = 1 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{2,85}{2,55} = 1,12 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{2,55}{2,85} = 0,894 < 1,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

ii. Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91 modifiée 99) :

La méthode 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 fléchissant

M_0 Dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

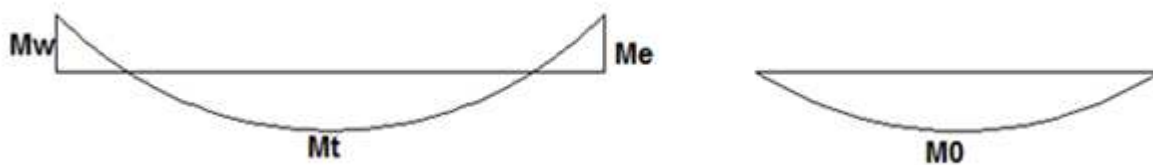


Figure III.2.6 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

❖ **Exposé de la méthode :**

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que :

- Moment en travées : $M_t \geq \max \left\{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$
- Moment en travées Intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Moment en travées de Rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

M_0 : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

L : Longueur entre nus d'appuis.

M_t : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_w Et M_e : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

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

- Pour les poutres de deux travées $\geq 0,6 M_0$.
- Pour les poutres plus de deux travées :
 - Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à $\geq 0,5 M_0$.
 - Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq 0,4 M_0$.

Poutrelles à (07) travées

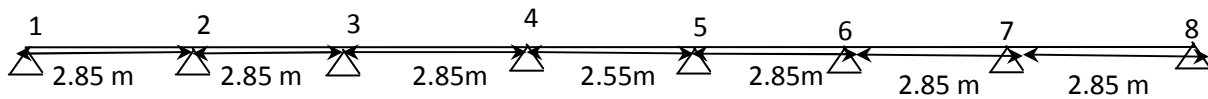


Figure III.2.7. : Schéma statique de la poutrelle à sept travées.

i. Application de la méthode forfaitaire :

• Les charges :

- Charge permanente : $G = 5,16 \times 0,65 = 3.35 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation: $Q = 2,5 \times 0,65 = 1.62 \text{ KN/ml}$.

• Combinaison d'action :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$.
 $q_u = 1,35 \times 3.35 + 1,5 \times 1.62 = 6.96 \text{ KN/ml}$.
- ELS : $q_s = G + Q$.
 $q_s = 3.35 + 1.62 = 4.97 \text{ KN/ml}$.

• Calcul du rapport de charge :

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,326 = 1,097. \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,326}{2} = 0,649. \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,326}{2} = 0,549. \end{cases} \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.62}{1.62 + 3.35} = 0,326.$$

• Calcul des moments isostatique à l'ELU :

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{06} = M_{07} = \frac{q_u L^2}{8} = 6.96 \times \frac{2.85^2}{8} = 6.79 \text{ KN ml}.$$

$$M_{04} = \frac{q_u L^2}{8} = 6.96 \times \frac{2.55^2}{8} = 5.66 \text{ KN ml}.$$

• Calcul des moments fléchissant :

❖ Les moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_A &= 0,3 M_{01} = 0,3 \times 6.79 = 2.04 \text{ KN ml}. \\ M_B &= 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 6.79 = 3.39 \text{ KN. m}. \\ M_C &= 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 6.79 = 2.72 \text{ KN. m}. \\ M_D &= 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 6.79 = 2.72 \text{ KN. m}. \\ M_E &= 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 6.79 = 2.72 \text{ KN. m}. \\ M_F &= 0,4 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,4 \times 6.79 = 2.72 \text{ KN. m}. \\ M_G &= 0,5 \max (M_{06}; M_{07}) = 0,5 \times 6.79 = 3.39 \text{ KN. m}. \\ M_H &= 0,3 M_{07} = 0,3 \times 6.79 = 2.04 \text{ KN ml}. \end{aligned}$$

❖ Les moments en travées :

a. Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

➤ Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,097 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,097 \times 6.79 - \frac{2.04 + 3.39}{2} = 4.73 \text{ KN m}.$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,649 \times 6.79 = 4.41 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{AB}^t = 4.73 \text{ KN m.}$

➤ *Travée de rive GH :*

$$M_{GH}^t \geq 1,097 M_{07} - \frac{M_G + M_H}{2} = 1,097 \times 6.79 - \frac{3.39 + 2.04}{2} = 4.73 \text{ KN m.}$$

$$M_{GH}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{07} = 0,649 \times 6.79 = 4.41 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{GH}^t = 4.73 \text{ KN m.}$

b. Travées intermédiaires : $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

➤ *Travée intermédiaires BC :*

$$M_{BC}^t \geq 1,097 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,097 \times 6.79 - \frac{3.39 + 2.72}{2} = 4.39 \text{ KN m.}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,549 \times 6.79 = 3.73 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{BC}^t = 4.39 \text{ KN m.}$

➤ *Travée intermédiaires CD :*

$$M_{CD}^t \geq 1,097 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,097 \times 6.79 - \frac{2.72 + 2.72}{2} = 4.73 \text{ KN m.}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,549 \times 6.79 = 3.73 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{CD}^t = 4.73 \text{ KN m.}$

➤ *Travée intermédiaires DE :*

$$M_{DE}^t \geq 1,069 M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,069 \times 5.66 - \frac{2.72 + 2.72}{2} = 3.33 \text{ KN m.}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,549 \times 5.66 = 3.10 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{DE}^t = 3.33 \text{ KN m.}$

➤ *Travée intermédiaires EF :*

$$M_{EF}^t \geq 1,097 M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,097 \times 6.79 - \frac{2.72 + 2.72}{2} = 4.73 \text{ KN m.}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,549 \times 6.79 = 3.73 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{EF}^t = 4.73 \text{ KN m.}$

➤ *Travée intermédiaires FG :*

$$M_{FG}^t \geq 1,097 M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} = 1,097 \times 6.79 - \frac{3.39 + 2.72}{2} = 4.39 \text{ KN m.}$$

$$M_{FG}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{06} = 0,549 \times 6.79 = 3.73 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{FG}^t = 4.39 \text{ KN m.}$

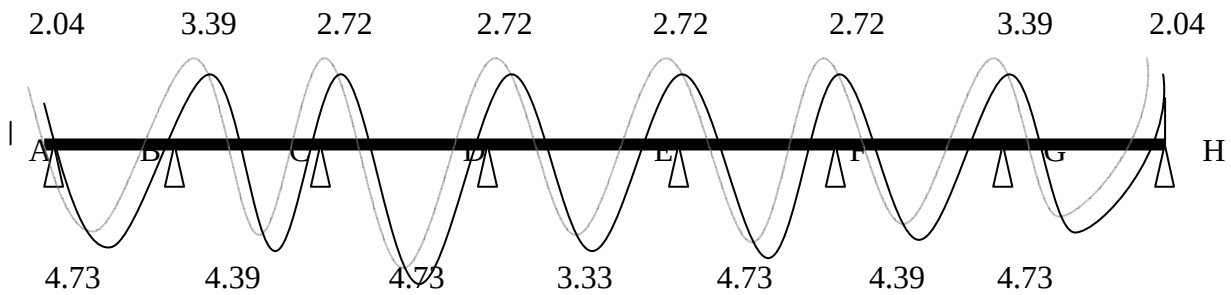


Figure III.2.8. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des moments isostatique à l'ELS :

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{06} = M_{07} = \frac{q_s L^2}{8} = 4.97 \times \frac{2.85^2}{8} = 5.04 \text{ KN ml.}$$

$$M_{04} = \frac{q_s L^2}{8} = 4.97 \times \frac{2.55^2}{8} = 4.04 \text{ KN ml.}$$

• Calcul des moments fléchissant :

❖ Les moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 5.04 = 1.51 \text{ KN ml.}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 5.04 = 2.52 \text{ KN ml.}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 5.04 = 2.02 \text{ KN ml.}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 5.04 = 2.02 \text{ KN ml.}$$

$$M_E = 0,4 \max(M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 5.04 = 2.02 \text{ KN ml.}$$

$$M_F = 0,4 \max(M_{05}; M_{06}) = 0,4 \times 5.04 = 2.02 \text{ KN ml.}$$

$$M_G = 0,5 \max(M_{06}; M_{07}) = 0,5 \times 5.04 = 2.52 \text{ KN ml.}$$

$$M_H = 0,3 M_{07} = 0,3 \times 5.04 = 1.52 \text{ KN ml.}$$

❖ Les moments en travées :

➤ Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,097 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,097 \times 5.04 - \frac{1.52 + 2.52}{2} = 3.51 \text{ KN m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,649 \times 5.04 = 3.27 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{AB}^t = 3.51 \text{ KN m.}$

➤ Travée de rive GH:

$$M_{GH}^t \geq 1,097 M_{05} - \frac{M_G + M_H}{2} = 1,097 \times 5.04 - \frac{1.52 + 2.52}{2} = 3.51 \text{ KN m.}$$

$$M_{GH}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,649 \times 5.04 = 3.27 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{GH}^t = 3.51 \text{ KN m.}$

➤ Travée intermédiaires BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,097 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,097 \times 5.04 - \frac{2.52 + 2.02}{2} = 3.26 \text{ KN m.}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,548 \times 5.04 = 2.76 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{BC}^t = 3.26 \text{ KN m.}$

➤ *Travée intermédiaires CD :*

$$M_{CD}^t \geq 1,097 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,097 \times 5,04 - \frac{2,02 + 2,02}{2} = 3,51 \text{ KN m.}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,548 \times 5,04 = 2,76 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{CD}^t = 3,51 \text{ KN m.}$

➤ *Travée intermédiaires DE :*

$$M_{DE}^t \geq 1,097 M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,097 \times 4,04 - \frac{2,02 + 2,02}{2} = 2,51 \text{ KN m.}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,548 \times 4,04 = 2,21 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{DE}^t = 2,51 \text{ KN m.}$

➤ *Travée intermédiaires EF :*

$$M_{EF}^t \geq 1,097 M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,097 \times 5,04 - \frac{2,02 + 2,02}{2} = 3,51 \text{ KN m.}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,548 \times 5,04 = 2,76 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{EF}^t = 3,51 \text{ KN m.}$

➤ *Travée intermédiaires FG :*

$$M_{FG}^t \geq 1,097 M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} = 1,097 \times 5,04 - \frac{2,52 + 2,02}{2} = 3,26 \text{ KN m.}$$

$$M_{FG}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{06} = 0,548 \times 5,04 = 2,76 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{FG}^t = 3,26 \text{ KN m.}$

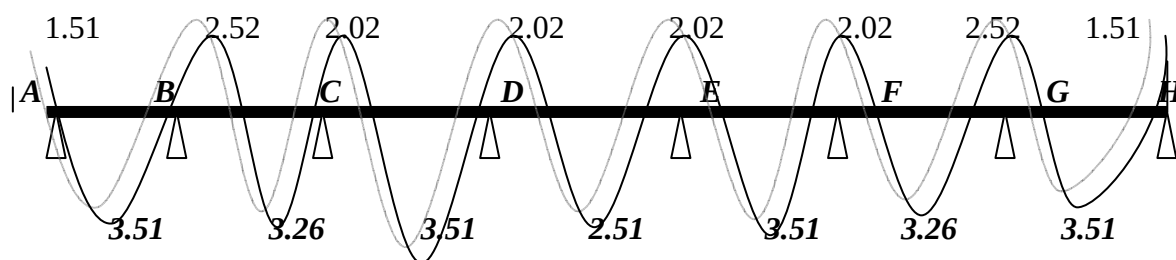


Figure III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Travées	M_t (KN m) ELU	M_t (KN m) ELS
AB	4.73	3.51
BC	4.39	3.26
CD	4.73	3.51
DE	3.33	2.51
EF	4.73	3.51
FG	4.39	3.26
GH	4.73	3.51

Tab III.2.1: Récapitulatif des Moments fléchissant en travées.

❖ Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$V_w = \frac{M_w - M_E}{L} - \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$V_E = \frac{M_w - M_E}{L} + \frac{q_u \cdot L}{2}$$

• **à l'ELU :**• **Etude de la travée (A.B) :**

$$V_A = \frac{3.39 - 2.04}{2.85} + \frac{6.96 \times 2.85}{2} = 10.39 \text{ KN.}$$

$$V_B = \frac{3.39 - 2.04}{2.85} - \frac{6.96 \times 2.85}{2} = -9.45 \text{ KN.}$$

• **Etude de la travée (B.C) :**

$$V_B = \frac{-3.39 + 2.72}{2.85} + \frac{6.96 \times 2.85}{2} = 9.69 \text{ KN.}$$

$$V_C = \frac{-3.39 + 2.72}{2.85} - \frac{6.96 \times 2.85}{2} = -10.16 \text{ KN.}$$

• **Etude de la travée (C.D) :**

$$V_C = \frac{2.72 - 2.72}{2.85} + \frac{6.96 \times 2.85}{2} = 9.92 \text{ KN.}$$

$$V_D = \frac{2.72 - 2.72}{2.85} - \frac{6.96 \times 2.85}{2} = -9.92 \text{ KN.}$$

• **Etude de la travée (D.E) :**

$$V_D = \frac{2.72 - 2.72}{2.55} + \frac{6.96 \times 2.55}{2} = 8.87 \text{ KN.}$$

$$V_E = \frac{2.43 - 2.43}{2.55} - \frac{5.985 \times 2.55}{2} = -8.87 \text{ KN.}$$

• **Etude de la travée (E.F) :**

$$V_E = \frac{2.72 - 2.72}{2.85} + \frac{6.96 \times 2.85}{2} = 9.92 \text{ KN.}$$

$$V_F = \frac{2.72 - 2.72}{2.85} - \frac{6.96 \times 2.85}{2} = -9.92 \text{ KN.}$$

• **Etude de la travée (F.G) :**

$$V_F = \frac{3.39 - 2.72}{2.85} + \frac{6.96 \times 2.85}{2} = 10.16 \text{ KN.}$$

$$V_G = \frac{3.39 - 2.72}{2.85} - \frac{6.96 \times 2.85}{2} = -9.69 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (G.H) :

$$V_G = \frac{-3.39 + 2.04}{2.85} + \frac{6.96 \times 2.85}{2} = 9.45 \text{ KN.}$$

$$V_H = \frac{-3.39 + 2.04}{2.85} - \frac{6.96 \times 2.85}{2} = -10.39 \text{ KN.}$$

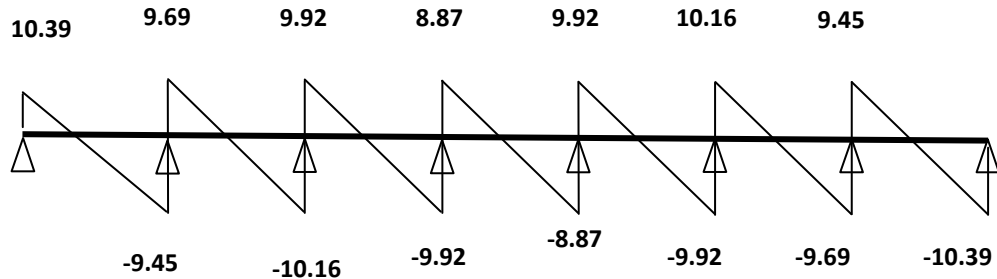


Figure III.2.10.: Diagramme des efforts tranchant (KN) à l'ELU

- à l'ELS :

- Etude de la travée (A.B)

$$V_A = \frac{2.52 - 1.51}{2.85} + \frac{4.97 \times 2.85}{2} = 7.43 \text{ KN.}$$

$$V_B = \frac{2.52 - 1.51}{2.85} - \frac{4.97 \times 2.85}{2} = -6.73 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (B.C) :

$$V_B = \frac{2.02 - 2.52}{2.85} + \frac{4.97 \times 2.85}{2} = 6.90 \text{ KN.}$$

$$V_C = \frac{2.02 + 2.52}{2.85} - \frac{4.97 \times 2.85}{2} = -7.25 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (C.D) :

$$V_C = \frac{2.02 - 2.02}{2.85} + \frac{4.97 \times 2.85}{2} = 7.08 \text{ KN.}$$

$$V_D = \frac{2.02 - 2.02}{2.85} - \frac{4.97 \times 2.85}{2} = -7.08 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (D.E) :

$$V_D = \frac{2.02 - 2.02}{2.55} + \frac{4.97 \times 2.55}{2} = 6.33 \text{ KN.}$$

$$V_E = \frac{2.02 - 2.02}{2.55} - \frac{4.97 \times 2.55}{2} = -6.33 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (E.F) :

$$V_E = \frac{2.02 - 2.02}{2.85} + \frac{4.97 \times 2.85}{2} = 7.08 \text{ KN.}$$

$$V_F = \frac{2.02 - 2.02}{2.85} - \frac{4.97 \times 2.85}{2} = -7.08 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (F.G) :

$$V_F = \frac{2.52 - 2.02}{2.85} + \frac{4.97 \times 2.85}{2} = 7.27 \text{ KN.}$$

$$V_G = \frac{2.52 - 2.02}{2.85} - \frac{4.97 \times 2.85}{2} = -6.90 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (G.H) :

$$V_G = \frac{1.52 - 2.52}{2.85} + \frac{4.97 \times 2.85}{2} = 6.73 \text{ KN.}$$

$$V_H = \frac{1.52 - 2.52}{2.85} - \frac{4.97 \times 2.85}{2} = -7.43 \text{ KN.}$$

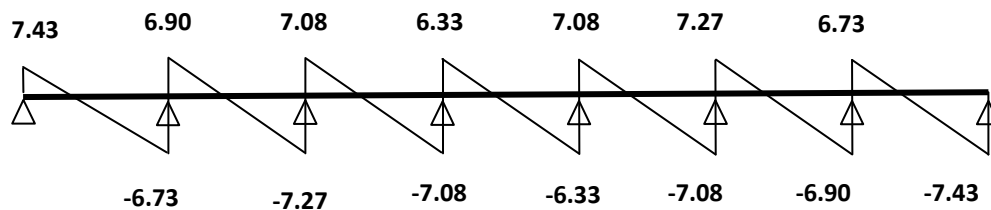


Figure III.2.11 : Diagramme des efforts tranchant (KN) à l'ELS

Travées		Efforts tranchants à l'ELU	Efforts tranchants à l'ELS
AB	T_A	10.39	7.43
	T_B	-9.45	-6.73
BC	T_B	9.69	6.90
	T_C	-10.16	-7.27
CD	T_C	9.92	7.08
	T_D	-9.92	-7.08
DE	T_D	8.87	6.33
	T_E	-8.87	-6.33
EF	T_E	9.92	7.08
	T_F	-9.92	-7.08
FG	T_F	10.16	7.27
	T_G	-9.69	-6.90
GH	T_G	9.45	6.73
	T_H	-10.39	-7.43

Tab III.2.2 : Récapitulatif des efforts tranchant.

III .2.5 Calcul des armatures :

1. Calcul à ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales :

✓ En travées :

Le moment maximal en travée :

$$M_{\max}^t = 4.73 \text{ [KN.m]}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b x h_0 x d \frac{h_0}{2} x f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 59,072 \text{ [KN.m]}$$

$$M = 59,07 \text{ [KN.m]}$$

$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20)).

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,73 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392$$

$\mu < \mu_l$: La section est simplement armée.

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,73 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,76 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit } A_{st} = 03 \text{ HA10} = 2,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

✓ Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 3,39 \text{ [KN.m]}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,39 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_l$: La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{3,39 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,54 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit FC

$$A_{adoptee} = 01 \text{ HA12} = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right\} = 0,57 \text{ [cm]}$$

$\theta_l^{\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2 ϕ 6 avec $A_t = 2 \text{ HA8} = 1,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$.

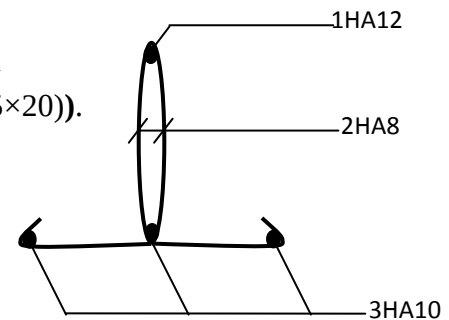


Figure III.2.12: Plan de ferrailage

✓ **L'espacement des cadres :**

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2[\text{cm}]$$

Soit un espacement $St = 15 [\text{cm}]$

✓ **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA8, avec un espacement $S_t=15[\text{cm}]$ sur la totalité de la poutre.

III.2.6. Vérification à l'ELU :**1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

❖ Calcul de la section minimale.

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **En travée :** $A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$

$A_t = 2,35[\text{cm}^2] > A_{\min} = 0,41[\text{cm}^2] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ **Aux appuis :** $A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$

$A_a = 1,13 > A_{\min} = 0,26[\text{cm}^2] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

2) Vérification au cisaillement (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99). :

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_{\max} = 10.39 \text{ KN.}$

➤ **Calcul la contrainte de cisaillement admissible.**

$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$

$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$

➤ **Calcul la contrainte de cisaillement.**

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} = \frac{10.39}{120 \times 180} = 0,48 \text{ MPa.}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99). :

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{Mpa}]$

$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i}$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

• **En travée :**

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$

$\tau_{se} = \frac{10.39 \times 10^3}{0.9 \times 94,2 \times 180} = 0,68 \text{ MPa.}$

$\tau_{se} = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 12 = 37.68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.39 \times 10^3}{0.9 \times 37.68 \times 180} = 1.7 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 [\text{Mpa}].$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35.21 [\text{cm}]$$

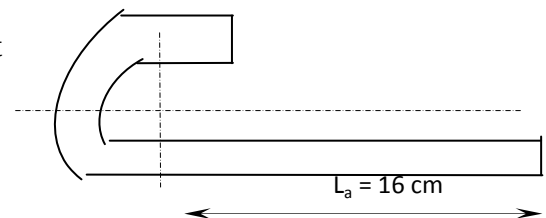


Figure III.2.13: longueur de scellement

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$L_{ad} = 0,4 \times 35.21 = 14.08 [\text{cm}] \quad \text{On opte pour : } l_{ad} = 16 [\text{cm}].$$

5) Influence de l'effort tranchant .

- sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(10.39 - \frac{2.04}{0,9 \times 0,180} \right) \times \frac{1,15}{40} = -0,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 > A = -0,06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(10.16 - \frac{3.39}{0,9 \times 0,180} \right) \times \frac{1,15}{40} = -0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 > A = -0,29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

- sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0.36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0.36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN.}$$

$$T_{max} = 9.95 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} : \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} : \text{ Dans le béton}$$

- **Aux appuis :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_A = 1,13 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 3,51 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,891 \\ \kappa_1 = 31,08 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3,51 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 193,7 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 193,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton.**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31,08} = 0,032$$

$$\sigma_{bc} = 0,032 \times 193,7 = 6,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **En travée :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_t = 7,43 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19,72 \\ \beta_1 = 0,856 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,43 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 205,2 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 205,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton.**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,72} = 0,0507$$

$$\sigma_{bc} = 0,0507 \times 205,2 = 10,40 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

- **Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 /99).**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Les règles du (BAEL91/ Art.B.6.8, 424) précisent qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si celle-ci est associée à un hourdis et si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4,97 \times \frac{2,85^2}{8} = 5,04 \text{ KN m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{285} = 0,07 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010 \geq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{285} = 0,07 > \frac{4,053}{15 \times 4,39} = 0,06 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

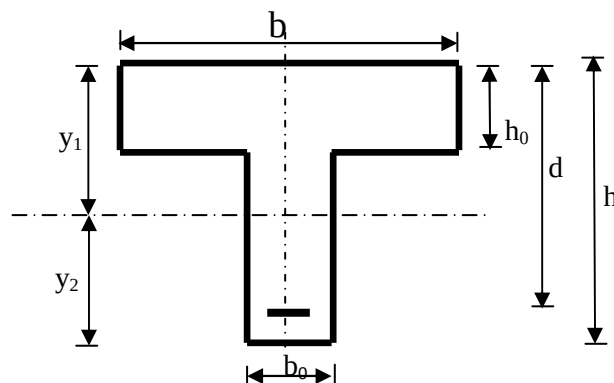


Figure III.2.14 : Coupe schématique de la section en T.

• **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad \text{Avec : } q_s = 4,97 \text{ KN/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 + C)^2 ; \quad V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} \quad \text{avec } S_{XX} : \text{Moment statique}$$

$$S_{XX} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 1 \times 18 = 13270,0 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (65 \times 20) + 15 \times 1 = 1315 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{13270}{1315} = 10,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,09 = 9,91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65}{3} (10,09^3 + 9,91^3) + 15 \times 1 \times (9,91 + 2)^2 = 47599,3 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{4,325 \times 2,85^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 47599,3 \times 10^{-8}} = 0,000088 \text{ m} = 0,008 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{285}{500} = 0,57 \text{ cm.}$$

$$f = 0.008 \text{ cm} < \bar{f} = 0.57 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

❖ **Armatures longitudinales :**

- *En travée : 3HA10*
- *Aux appuis : 1HA12*

❖ **Armatures transversales :**

- *Etrier 2HA8*

❖ **Treillis soudé : TS $\varnothing 5 - 200 * 200$**

Plancher RDC

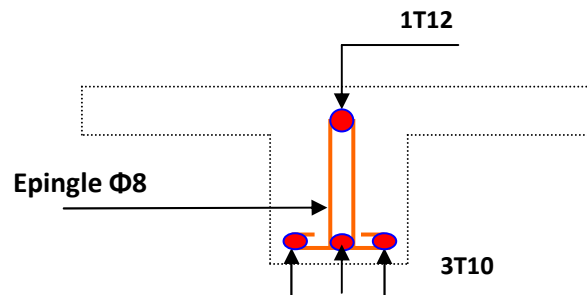


Fig. III.2.15 : Ferrailage de la Poutrelle (type 1)

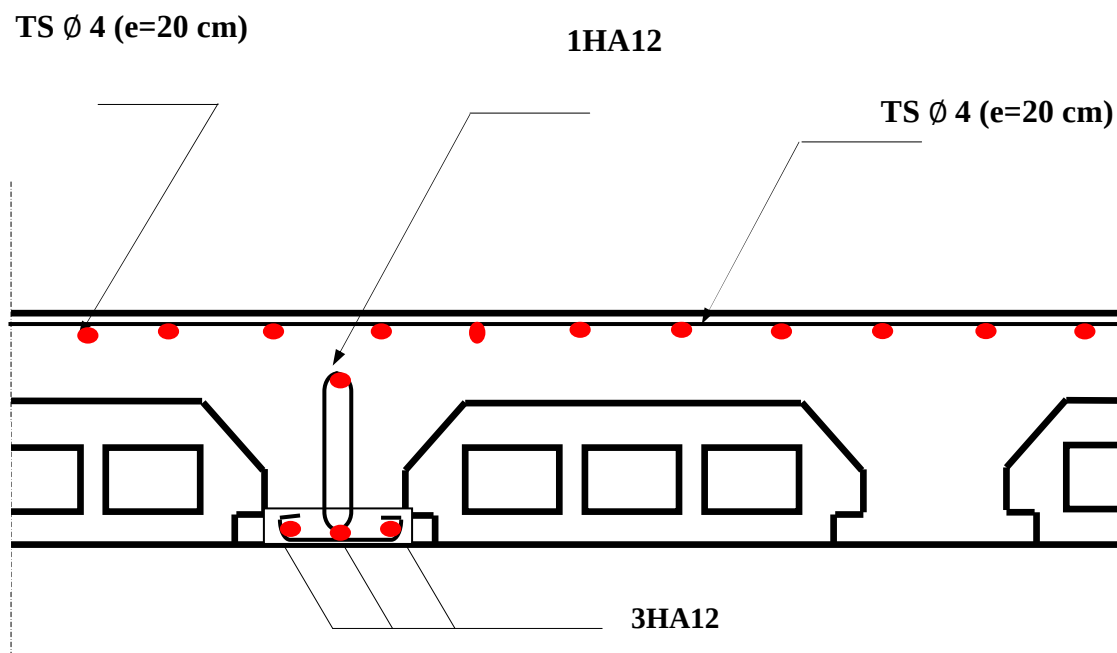


Fig. III.2.16 : Plan de ferrailage du plancher

III.3. Calcul des balcons

1. Balcon :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre **G**, au poids propre du garde corps **g** et une surcharge d'exploitation **Q**.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

Largeur : 1,30[m]

Longueur : 3.83 [m]

2. Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{10} \geq \frac{130}{10} = 13[cm] \quad \longrightarrow \quad \text{On prend : } e = 15cm.$$

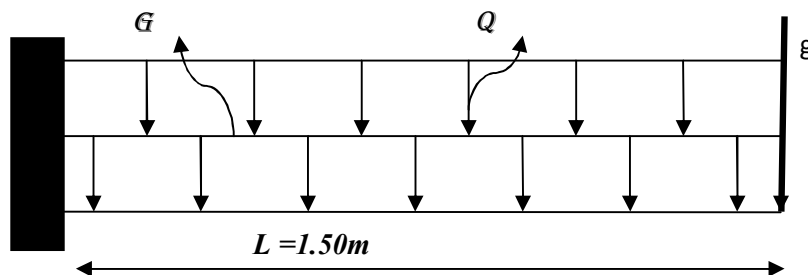


Fig. III.3.1 : schéma statique du balcon

G : poids propre de la dalle pleine.

g : poids propre du garde-corps (charge verticale concentrée).

Q : surcharge d'exploitation.

a. Détermination des charges et surcharges :

Chargement :

❖ Charges permanentes réparties :

- La dalle : **G = 5.53 [KN/m²]**

❖ Charges permanentes concentrées :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit au mortier de liant hydraulique	2	18	0,36
Garde-corps en brique creuse	10	9	0,9
Totale			1,26

❖ Garde corps :

$$g = 1.26 [KN/m^2]$$

❖ Surcharges d'exploitations :

$$Q = 3.5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

b. Calcul à l'ELU : (1.35G + 1.5Q) 1m

✓ *La dalle* : $q_u = (1,35 \times 5,53 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ ml} = 12,72 \text{ KN/ml}$.

✓ *Le garde-corps* : $g_u = (1,35 \times 1,26) \times 1 \text{ ml} = 1,70 \text{ KN/ml}$

c. Calcul à l'ELS : (G + Q) 1m

✓ *La dalle* : $q_s = (5,53 + 3,5) \times 1 \text{ ml} = 9,03 \text{ KN/ml}$.

✓ *Le garde-corps* : $g_s = (1,26) \times 1 \text{ ml} = 1,26 \text{ KN/ml}$

d. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

❖ A l'état limite ultime :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l = \frac{12,72 \times 1,5^2}{2} + 1,70 \times 1,5 = 15,19 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u l + g_u = 12,72 \times 1,5 + 1,70 = 20,78 \text{ KN}$$

❖ A l'état limite de service :

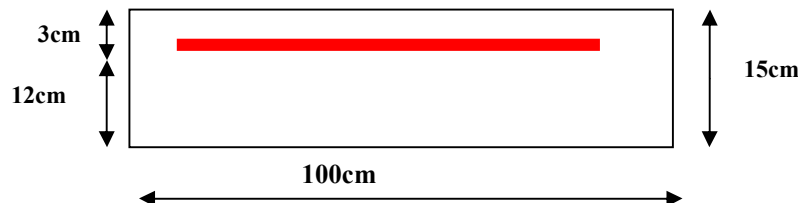
$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l = \frac{9,03 \times 1,5^2}{2} + 1,26 \times 1,5 = 12,05 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s l + g_s = 9,03 \times 1,5 + 1,26 = 14,81 \text{ KN}$$

3. Calcul des armatures à ELU :

- Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple de section rectangulaire (bxh) de dimension :

$$b=100[\text{cm}] ; h=15[\text{cm}] ; d=12[\text{cm}] ; c=3[\text{cm}].$$

❖ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,19 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,074 < \mu_{id} = 0,392$$

→ Dou la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_u = 0,074 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,19 \times 10^3}{0,962 \times 12 \times 348} = 3,78 \text{ cm}^2$$

Pour la section d'armature on prend : 5HA10 = 3.92 cm² avec un espacement

$$S_t = 100/5 = 20[\text{cm}].$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Pour la section d'armature on prend 4HA8 $\Rightarrow A_{Ap} = 2,01 \text{ cm}^2$, avec un espacement de

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

4. Calcul des armatures à ELS :❖ Armatures principales :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,05 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_{id} = 0,392$$

→ Dou la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_u = 0,058 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,959$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,05 \times 10^3}{0,959 \times 12 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Pour la section d'armature on prend : 4HA10 = **3.14 cm²** avec un espacement

$$S_t = 100/4 = \mathbf{25[cm]}$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Pour la section d'armature on prend 4HA8 $\Rightarrow A_{Ap} = 2,01 \text{ cm}^2$, avec un espacement de

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Remarque :

$$A_s(ELU) = 3,78 \text{ cm}^2 > A_s(ELS) = 3,14 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

5. Vérification à l'ELU :❖ Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

On doit vérifier cette condition $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

Calcul de la section minimale :

$$A_s \geq A_s^{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,45 \text{ cm}^2$$

→ $A_s = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,45 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

❖ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).✓ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{20,78 \times 10^3}{100 \times 120} = 0,17 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa}$$

On a des fissurations préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

→ $\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **condition est vérifiée** (Pas de risque de cisaillement).

✓ Influence de l'effort tranchant.

Sur les aciers:

$$A_s \geq T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 20.78 \times \frac{1.15}{400} \times 10 = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2 > 0.60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur le béton au niveau des appuis:

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b d = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.1 \times 100 \times 12 = 800 \text{ KN}$$

$$V_u = 20.78 \text{ KN} < \bar{V}_u = 800 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes d'adhérence à l'entraînement des barres BAEL91/Art 6.1.3):

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ; \quad \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U_i}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_s = 1.5 : \text{Coefficient de scellement HA} \\ \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \tau_{se} : \text{Contrainte d'adhérence limite ultime.} \\ \bar{\tau}_{se} : \text{Contrainte d'adhérence admissible.} \end{array} \right.$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.78 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ longueur de scellement (Art 6.1.221 BAEL 91 modifier 99).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.} \quad L_s = 35.27 \text{ cm.}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0,4L_s** pour les aciers HA

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

On prend : **l = 15 cm**❖ Espacement des barres :

$$✓ \text{ Armatures principale : } S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{t \text{ adopter}} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$✓ \text{ Armatures de répartition : } S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_{t \text{ adopter}} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

6. Vérification à l'ELS :**❖ Vérification de l'ouverture des fissures :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures..

❖ Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**✓ Contrainte dans le béton:**

Il faut s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26$$

$$\rho = 0.26$$

$$\rho = 0.26 ; \quad \beta = 0.919 \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{46.73} = 0,021 ;$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{12.05 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 347.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 347.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{347.98}{46.73} = 7.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

7. Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99). :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \leq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{12.05}{10 \times 12.05} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

III.4. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

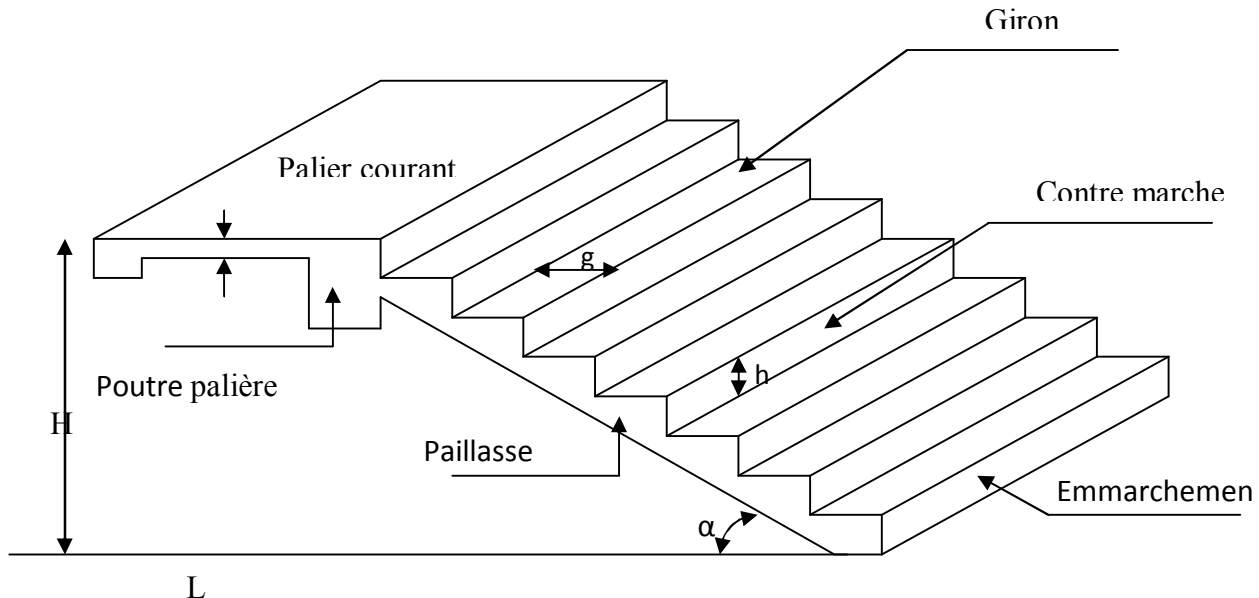


Fig. III.4.1. Principaux termes relatifs à un escalier

Notions utilisées :

- g : Largeur du Giron.
- H : Hauteur de la volée.
- h : Hauteur de la contre marche.
- L : La longueur de la volée.
- ep : Epaisseur de la paillasse.

III.4.1-Les éléments d'un escalier :

Lamarche : est la partie horizontale qui reçoit le pied; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

- **La contre marche :** est la partie verticales entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 [cm] pour les escaliers à usage service ou privé.
- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches, il y a une valeur constante de 28 [cm] au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }64$.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement :** représente la largeur de la marche.
 - n : nombre de contre marches.
 - m : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, ses derniers sont droits, réalisés en béton armé coulés sur place.

III.4.2-Pré dimensionnement de l'escalier :

Pour le dimensionnement de l'escalier on utilise la relation de BLONDEL :

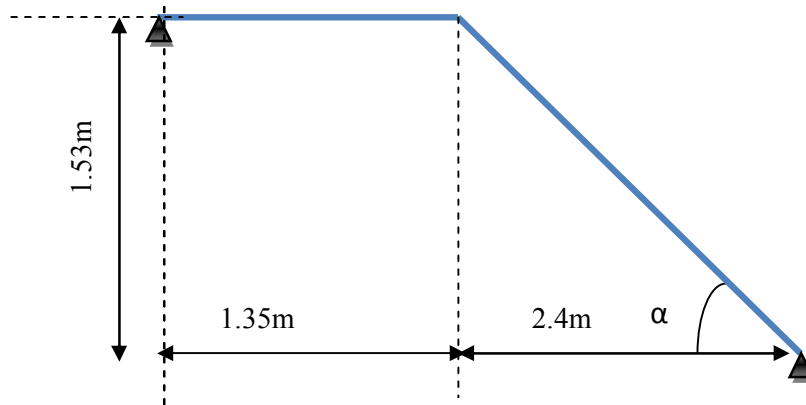


Fig. III .4.2.Schéma statique de l'escalier

Calcul de n, h et g :

$$\begin{cases} h : \text{hauteur de la marche} \\ n : \text{nombre de contre marche} \\ g : \text{le giron} \end{cases}$$

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**

Pour que escalier soit confortable il faut que

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend **h = 17cm**

$$n \geq \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad n = 30 \text{ Contre marche}$$

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \quad g = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$\triangleright 59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.3-Dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse (ep) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : L_0 : longueur de la paillasse.

L : longueur réelle de la paillasse.

$$\text{Tga} = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 135 = 419.6 \text{ cm}$$

$$L_0 = 4.196\text{m}$$

$$\frac{4.196}{30} \leq ep \leq \frac{4.196}{20}$$

$$14 \leq ep \leq 21$$

On prend **ep = 20cm**

Nous prenons une épaisseur de 20 [cm] pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III.4.4. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.4.4.1. Charge permanente:

a. Paillasse :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surface pour 1ml (m ²)	Charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0,2}{\cos 32,52} = 0,237$	5.93
Poids propre de la marche	25	$\frac{1 \times 0,17}{2} = 0,085$	2.125
Lit de sable	18	1×0.02	0,36
Carrelage vertical	20	1×0.01	0,2
Carrelage horizontal	20	1×0.01	0,2
Mortier vertical	22	1×0.01	0,22
Mortier horizontal	22	1×0.02	0,44
Enduit de ciment	22	$\frac{1 \times 0,02}{\cos 32,52} = 0,0237$	0,52
Garde corps	-	-	0.2
Total			G=10,19

Tab.III.4.1-Chargement de la volée

b. le palier de repos :

Les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surface pour 1ml (m ²)	Charge (KN/ml)
P .propre du palier	25	1×0.2	5.00
Lit de sable	18	1×0.02	0.36
Carrelage	20	1×0.01	0.2
Mortier de pose	22	1×0.02	0.44
Enduit ciment	22	1×0.02	0.44
Total			6.44

Tab.III.4.2-Chargement du palier

III.4.4.2. Surcharge d'exploitation:

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du (DTR B.C.2.2) qui est la même pour la paillasse et le palier :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III.4.5. Calcul à l'ELU:**1. Combinaison de charge :**

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

➤ **La paillasse:**

$$q_u = 1,35 \times 10,19 + 1,5 \times 2,5 = 17,51 \text{ [KN/ml]}$$

➤ **Le palier de repos :**

$$q_u = 1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5 = 12,45 \text{ [KN/ml]}$$

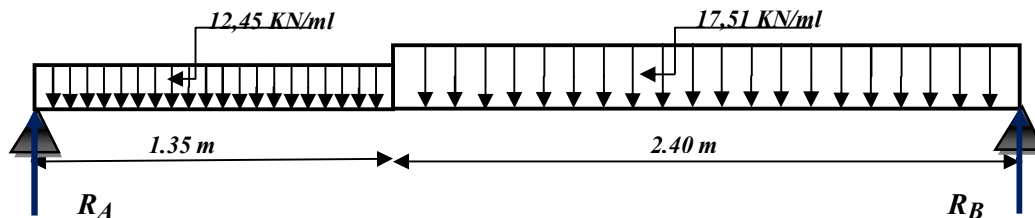
2. Efforts internes :

Figure III.4.3: Schéma statique des escaliers à l'ELU

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_y = R_A + R_B = (12,45 \times 1,35) + (17,51 \times 2,40) = 58,83 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$3,75R_B - \left[(12,45 \times 1,35) \frac{1,35}{2} + (17,51 \times 2,4) 2,55 \right] = 0$$

$$R_B = 31,60 \text{ KN} \quad R_A = 27,23 \text{ KN}$$

b) Effort interne :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35$

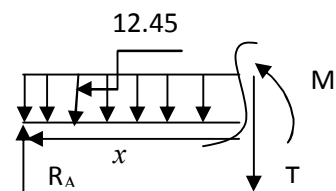
▪ **Effort tranchant :** $T(x) = 27,23 - 12,45x$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 27,23 \text{ KN} \\ x = 1,35 & T(1,35) = 10,42 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **Moment fléchissant :** $M(x) = 27,23x - 12,45 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KNm} \\ x = 1,35 & M(1,35) = 25,42 \text{ KNm} \end{cases}$$

1.



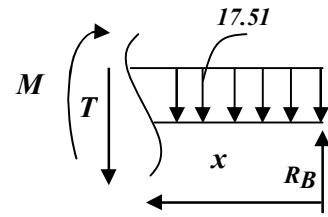
2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$

- **Effort tranchant : $T(x) = 31.60 - 17.51x$**

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 31.60 \text{ KN} \\ x = 2.4 & T(2.4) = -10.42 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant : $M(x) = 31.60x - 17.51 \frac{x^2}{2}$**

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 & M(2.4) = 25.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$



tronçons	Expression de T_y	Expression de M_x	x	T_y (KN)	M_x (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.35$	$27.23 - 12.45x$	$27.23x - 12.45 \frac{x^2}{2}$	0	27.33	0
			1.35	10.42	25.42
$0 \leq x \leq 2.4$	$31.60 - 17.51x$	$31.60x - 17.51 \frac{x^2}{2}$	0	31.6	0
			2.4	-10.42	25.42

$$T(x) = 31.60 - 17.51x \longrightarrow x = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_{max} = 31.60(1.80) - 17.51 \frac{(1.80)^2}{2} = 28.51 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

- Le moment aux appuis :

$$M_{umax}^A = -0.3 M_{umax} = -0.3 \times 28.51 = -8.55 \text{ KN.m}$$

- Le moment en travée :

$$M_{umax}^t = 0.85 M_{umax} = 0.85 \times 28.51 = 24.23 \text{ KN.m}$$

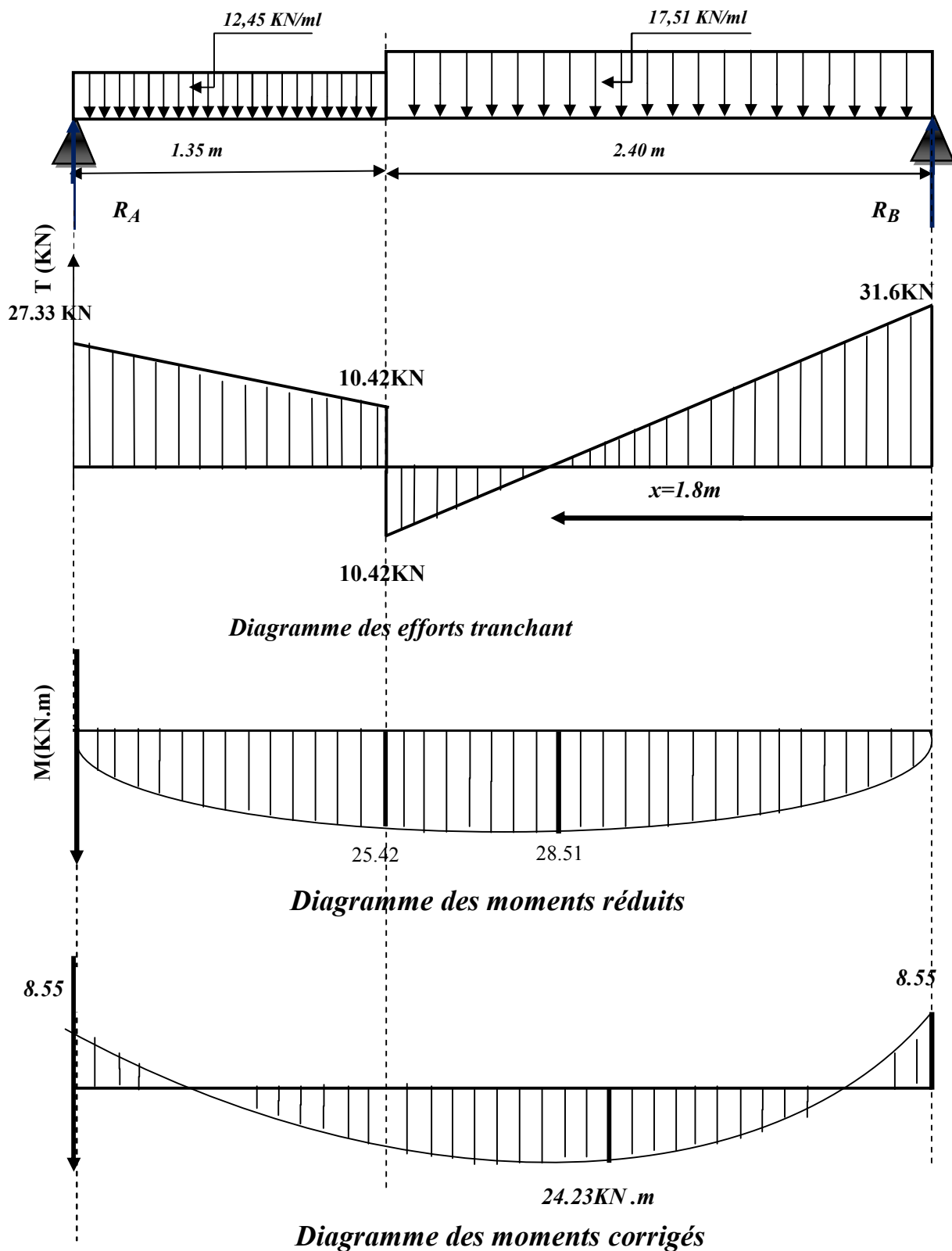
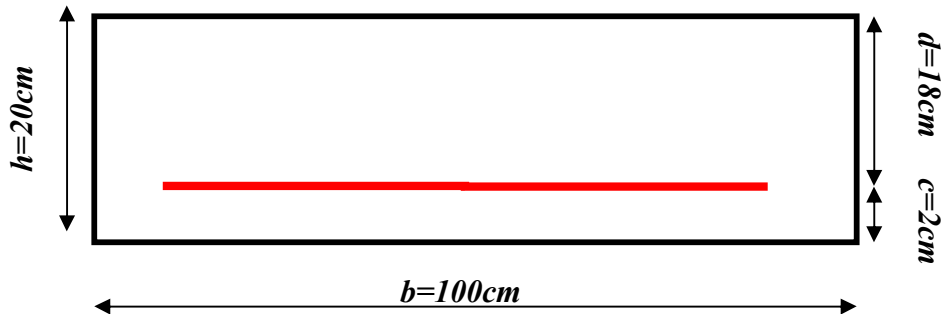


Fig.III.4.4. Diagramme des efforts internes à l'ELU

3. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple de section rectangulaire (b x h) de dimensions :

b=100[cm]; h=20[cm]; d=18[cm]; c=2[cm].



A. En travée : $M_{u\max}^t = 24.23 \text{ KN.m}$

➤ Armatures principales :

$$\mu_A = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.23 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_{id} = 0.392$$

$\mu_A = 0.05 < \mu_{id} = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0.05 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.974$$

$$A_p^t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.23 \times 10^3}{0.974 \times 18 \times 348} = 3.97 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA12** $\Rightarrow A_{Ap} = 4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

B. Aux appuis : $M_{u\max}^A = -8.55 \text{ KN.m}$

➤ Armatures principales :

$$\mu_A = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.55 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_{id} = 0.392$$

$\mu_A = 0.018 < \mu_{id} = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0.018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.991$$

$$A_p^t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.55 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\Rightarrow A_{Ap} = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA8** $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

4. Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

✚ En travée: $A_t = 4.52 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 2.17 \text{ [cm}^2\text{]}$ Condition vérifiée

✚ Aux appuis: $A_a = 33.14 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 2.17 \text{ [cm}^2\text{]}$ Condition vérifiée

B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } V_{max} = 31.6 \text{ KN}$$

➤ Calcul la contrainte de cisaillement admissible (Fissuration peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b d} = \frac{31.6}{18 \times 100} \times 10 = 0.175 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, il n'y a Pas de risque de cisaillement.

C. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28} a b}{\gamma_s}$ Avec : $a = 0.9d = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 31.6 \leq 0.4 \frac{25 \times 16.2 \times 100}{1.5} \times 0.1 = 1080 \text{ KN}$$

$V_u = 31.6 \text{ KN} < 1080 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

➤ Influence sur les armatures:

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right) = \left(31.6 \times 10^3 + \frac{-8.55 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.61 \text{ cm}^2$$

$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A = -0.61 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

D. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.6 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.7} = 1.29 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

E. Vérification des espacements des barres :

➤ Armatures principale : $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Aux appuis $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$
 En travées $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Aux appuis $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$
 En travées $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ } $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

F. Calcul de la longueur de scellement droit (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_{s1} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} L_s = 45 \text{ cm} \\ L_c = 0.4 L_s = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_{s2} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} L_s = 40 \text{ cm} \\ L_c = 0.4 L_s = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.6. Calcul à l'ELS:**1. Combinaison de charge :**

$$Q_s = G + Q$$

➤ La paillasse:

$$Q_s = 10,19 + 2,5 = 12,69 \text{ [KN/ml]}$$

➤ Le palier de repos :

$$Q_s = 6,44 + 2,5 = 8,94 \text{ [KN/ml]}$$

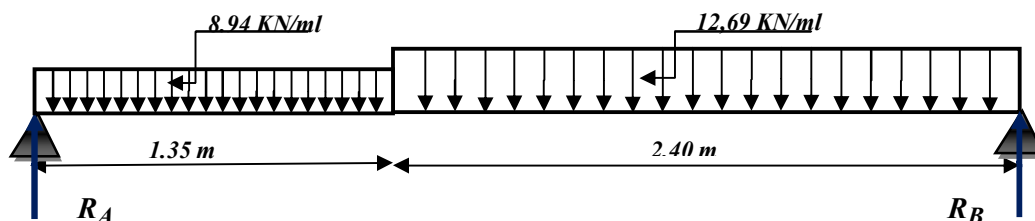
2. Efforts internes :

Figure III.4.5: Schéma statique des escaliers à l'ELS

G. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_y = R_A + R_B = (8.94 \times 1,35) + (12.69 \times 2,40) = 42.53 \text{ KN}$$

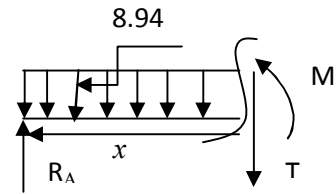
$$\sum M_A = 0$$

$$3.75R_B - \left[(8.94 \times 1.35) \frac{1.35}{2} + (12.69 \times 2.4) 2.55 \right] = 0$$

$$R_B = 22.88 \text{ KN} \quad R_A = 19.65 \text{ KN}$$

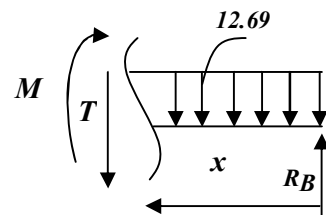
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35$

- **Effort tranchant : $T(x) = 19.65 - 8.94x$**
 $\begin{cases} x = 0 & T(0) = 19.65 \text{ KN} \\ x = 1.35 & T(1.35) = 7.58 \text{ KN} \end{cases}$
- **Moment fléchissant : $M(x) = 19.65x - 8.94 \frac{x^2}{2}$**
 $\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KNm} \\ x = 1.35 & M(1.35) = 18.38 \text{ KNm} \end{cases}$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$

- **Effort tranchant : $T(x) = 22.88 - 12.69x$**
 $\begin{cases} x = 0 & T(0) = 22.88 \text{ KN} \\ x = 2.4 & T(2.4) = -7.58 \text{ KN} \end{cases}$
- **Moment fléchissant : $M(x) = 22.88x - 12.69 \frac{x^2}{2}$**
 $\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KNm} \\ x = 2.4 & M(2.4) = 18.36 \text{ KNm} \end{cases}$



tronçons	Expression de T_y	Expression de M_x	x	T_y (KN)	M_x (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.35$	$19.65 - 8.94x$	$19.65x - 8.94 \frac{x^2}{2}$	0	19.65	0
			1.35	7.58	18.38
$0 \leq x \leq 2.4$	$22.88 - 12.69x$	$22.88x - 12.69 \frac{x^2}{2}$	0	22.88	0
			2.4	-7.58	18.36

$$T(x) = 22.88 - 12.69x \longrightarrow x = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_{\max} = 22.88(1.80) - 12.69 \frac{(1.80)^2}{2} = 20.63 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{s\max}$ au niveau des appuis et en travée.

- Le moment aux appuis :

$$M_{s\max}^A = -0.3 M_{s\max} = -0.3 \times 20.63 = -6.19 \text{ KN.m}$$

- Le moment en travée :

$$M_{s\max}^t = 0.85 M_{s\max} = 0.85 \times 20.63 = 17.54 \text{ KN.m}$$

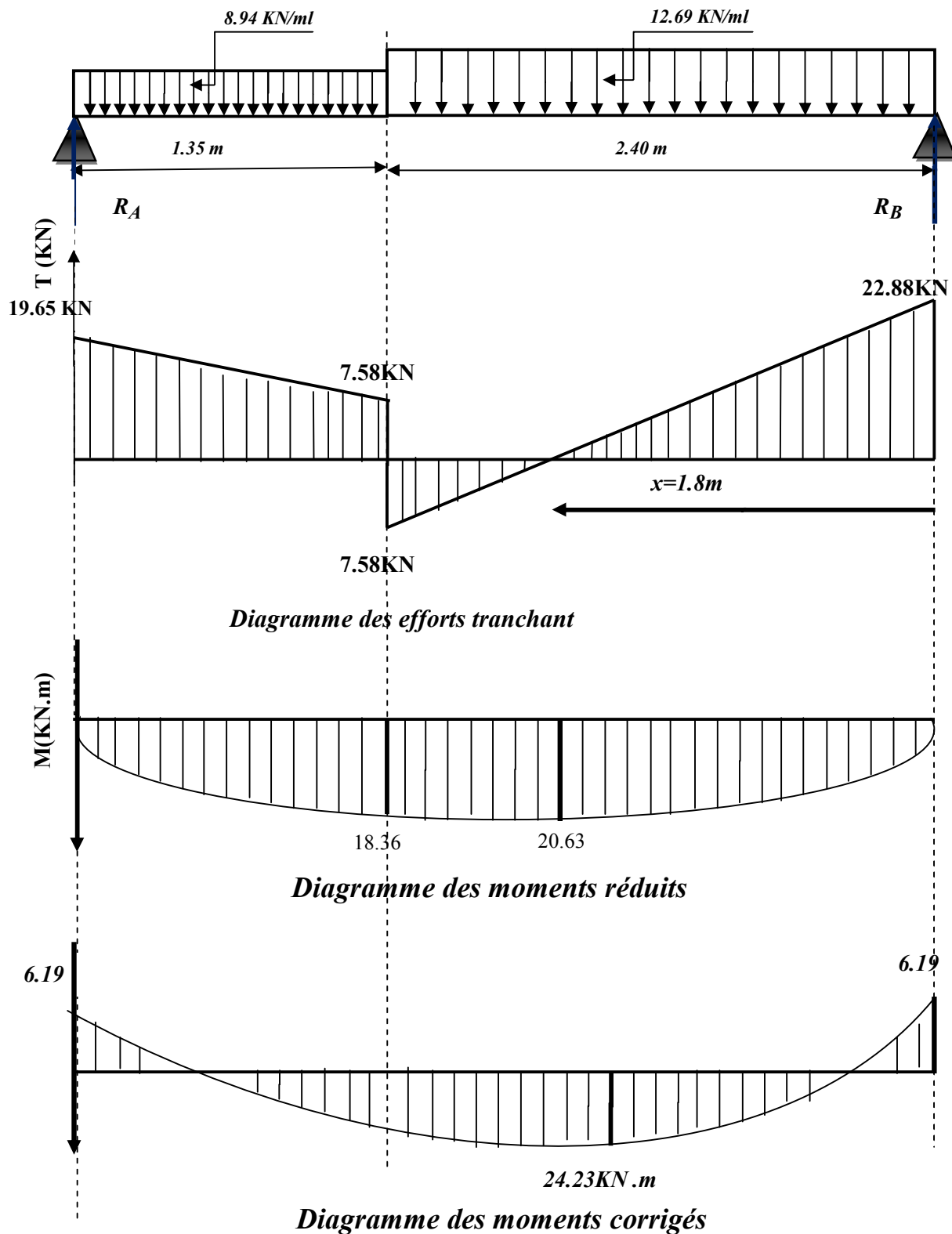


Fig.III.4.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

3. Vérification à l'ELS.**A. Vérification de la résistance à la compression du béton (BAEL91/ Art 4.5,2)**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} : \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} : \text{ Dans le béton}$$

➤ En travée :**i. Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 4.52 \text{ cm}^2 ; M_t = 17.54 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0,253$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 47.50 \\ \beta_1 = 0,920 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.54 \times 10^3}{4.52 \times 0.920 \times 18} = 234.33 \text{ MPa} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 234.33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

ii. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47.50} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 234.33 = 4.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :**i. Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 3.14 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 6,19 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 58.53 \\ \beta_1 = 0,932 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.19 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 117.51 \text{ MPa} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 117.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

ii. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58.53} = 0,017$$

$$\sigma_{bc} = 0,017 \times 117.51 = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

B. Vérification de l'état limite de déformation : (Art B.6.8.42/BAEL91)**➤ Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de la justification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{3.73} = 0.053 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{3.73} = 0.053 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{24.23}{10 \times 20.63} = 0.117 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b : largeur de la section.

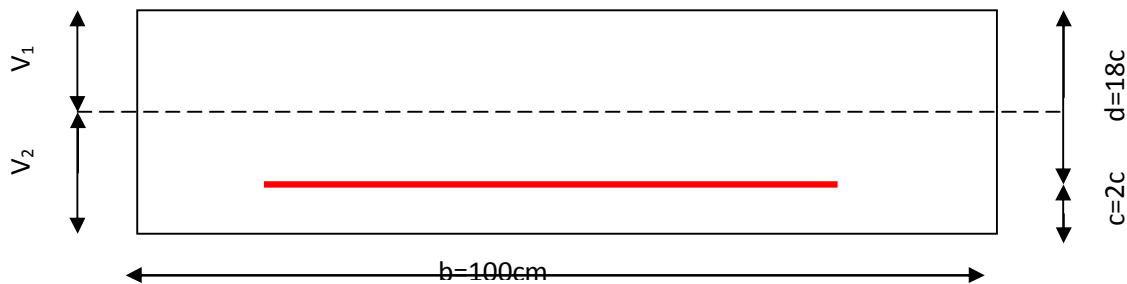
h : hauteur utile de la section droite.

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : valeur maximum du moment isostatique

A : section des armatures.

On doit calculer la flèche car les deux premières conditions ne sont pas vérifiées.

➤ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 0.75$$

Avec $q_s = \max(q_{s1} \text{ et } q_{s2}) = 12,69 \text{ [KN/ml]}$

f : Flèche due aux déformations de longue durée.

E : Module de déformation longitudinal déformée.

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ [MPa]}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 + C)^2, \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec : **S_{xx}** : moment statique de la section homogénéisée.

B₀ : surface de la section homogénéisée.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 \times (9.74 + 2)^2 = 76146.58 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12.69 \times 3.75^4 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 76146.58 \times 10^{-8}} = 0.0043 \text{ m} = 0.43 \text{ cm}$$

$$f = 0.43 < \bar{f} = 0.75 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Section d'armature :

- Aux appuis :

- ✓ Armatures principale : **4HA12** espacement = **25 cm**
- ✓ Armatures de répartition : **4HA10** espacement = **25 cm**

- En travée :

- ✓ Armatures principale : **4HA10** espacement = **25 cm**
- ✓ Armatures de répartition : **8HA8** espacement = **25 cm**

5. Etude de la poutre palière

1. La poutre palière :

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier. Elle est encastree à mi hauteur des poteaux.

2. Pré dimensionnement :

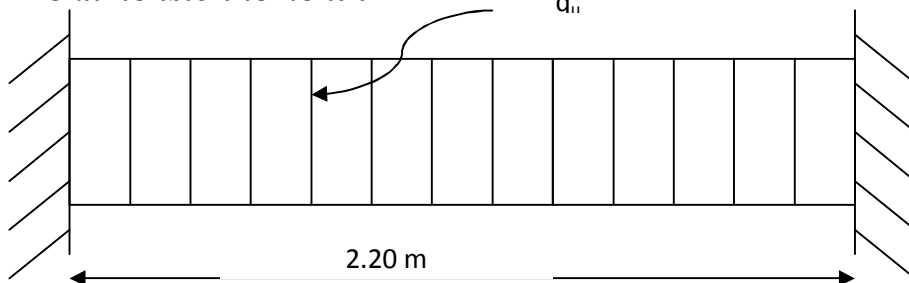


Fig.5.1-Schéma statique de la poutre palière

❖ La hauteur :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \frac{220}{15} \leq h_t \leq \frac{220}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: Portée libre de la poutre palière.

$$14.66 \text{ cm} \leq h \leq 22 \text{ cm} ;$$

Compte tenu des exigences de RPA on prend $h_t = 30 \text{ cm}$

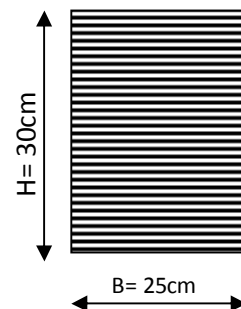
❖ La largeur:

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences de RPA on prend $b = 25 \text{ cm}$.

$h/b = 1,2 < 4$ condition vérifiée.

Donc la poutre est de $(25 \times 30) [\text{cm}^2]$.



3. Détermination des charges:

❖ Charges et surcharges:

$$\text{Poids propre de la poutre : } P_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 1.87 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Effort tranchant à l'appui B :

$$\text{L'ELU : } R_u = 30.6 [\text{KN/ml}].$$

$$\text{L'ELS : } R_s = 22.88 [\text{KN/ml}].$$

$$q = \frac{2 \times R}{L}$$

$$\text{ELU: } q_u = \frac{2 \times R}{L} = \frac{2 \times 30.6}{2.2} = 27.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{2 \times R}{L} = \frac{2 \times 22.8}{2.2} = 20.8 \text{ KN.m}$$

❖ Combinaisons de charges :

✓ Calcul à l'état limite ultime ELU : $1,35G + q_u$

$$q_u = 1.35G + q_u = 1.35 \times 1.87 + 27.82 = 30.35 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

✓ **Calcul à l'état limite ultime ELS : $G + q_s$**

$$q_s = G + q_u = 1.87 + 20.8 = 22.67 \frac{KN}{ml}$$

4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

❖ **Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30.35 \times (2.2)^2}{8} = 18.36 \text{ KN.m.}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30.35 \times 2.2}{2} = 33.38 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 18.36 = -5.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 18.36 = 15.61 \text{ KN.m}$$

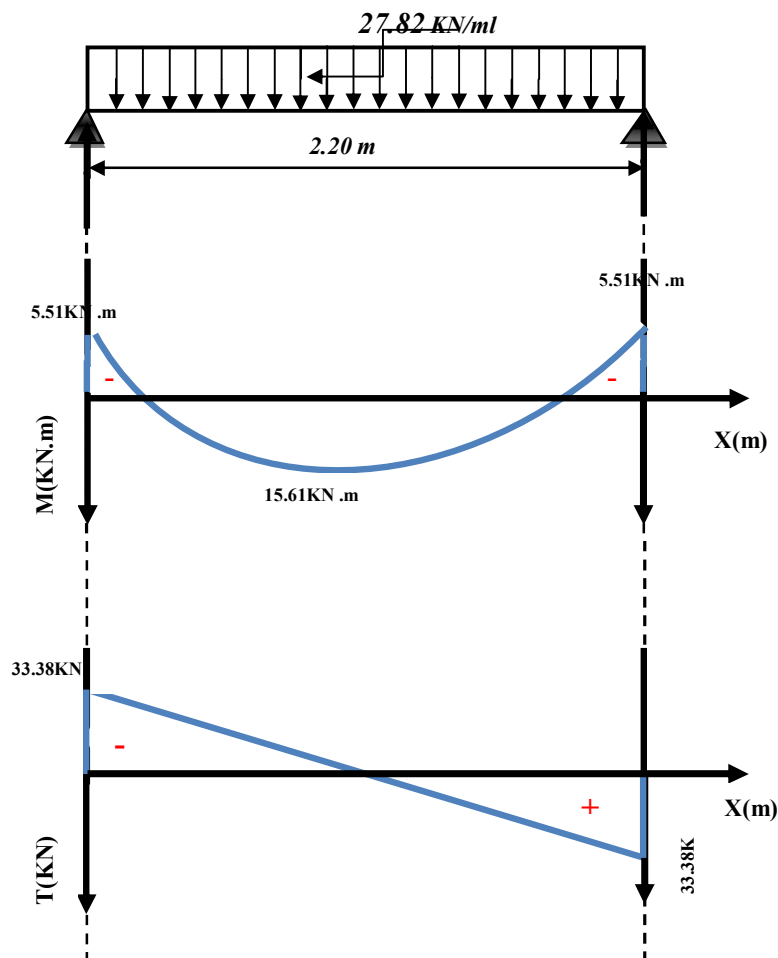


Figure III.5.2. : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

5. Calcul des armatures à l'ELU :

Les moments max en travée et sur appuis sont comme suite :

$$M_{t \max} = 15.61 \text{ [KN .m]} \quad M_{a \max} = 5.51 \text{ [KN .m]}$$

$$d = 28 \text{ cm ; } H = 30 \text{ cm ; } C = C' = 2 \text{ cm ; } b = 25 \text{ cm}$$

❖ **En travée :**

Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.61 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,056 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,056 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.61 \times 10^3}{0,971 \times 28 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12** $\Rightarrow A_t = 3.39 \text{ cm}^2$.

❖ **Aux appuis :**

Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,020 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.51 \times 10^3}{0,990 \times 28 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA10** $\Rightarrow A_{Ap} = 2.35 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul des armatures transversales:**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35} ; \phi_L ; \frac{B}{10} \right\} = \{8.57 ; 12 ; 25\} = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA8** $\Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

6. Vérification à l'E.L.U:

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2):**

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

📊 **En travée:** $A_t = 3.39 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 0.85 \text{ [cm}^2\text{]}$ Condition vérifiée

📊 **Aux appuis:** $A_{ap} = 2.35 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 0.85 \text{ [cm}^2\text{]}$ Condition vérifiée

❖ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } V_{\max} = 33.38 \text{ KN}$$

➤ **Calcul la contrainte de cisaillement admissible (Fissuration peu nuisible) :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul la contrainte de cisaillement.**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{33.38}{25 \times 28} \times 10 = 0.48 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, il n'y a Pas de risque de cisaillement.

❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28} ab}{\gamma_s}$ Avec : $a = 0.9d = 25.2 \text{ cm}$

$$V_u = 33.38 \leq 0.4 \frac{25 \times 25.2 \times 25}{1.5} \times 0.1 = 1050 \text{ KN}$$

$V_u = 33.38 \text{ KN} < 1050 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

➤ **Influence sur les armatures:**

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 d}\right) = \left(33.38 \times 10^3 + \frac{-5.51 \times 10^6}{0.9 \times 280}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$A_u = 2.35 \text{ cm}^2 > A = 0.33 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.38 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.1} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MP}$ Condition vérifiée.

❖ Calcul de la longueur de scellement droit (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_{s1} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} L_s = 45 \text{ cm} \\ L_c = 0.4 L_s = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_{s2} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} L_s = 40 \text{ cm} \\ L_c = 0.4 L_s = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)**

Espacement :

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (25.2, 40) = 25.2 \text{ cm.}$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min (7.5 ; 14.4), \text{ on opte pour } S_t = 7.5 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_t = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.125 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Exigence du RPA (Art 7-5-2 RPA 99 version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section (0,5 % de S).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_s = 3HA12 + 3HA10 = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de } S = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.74 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 3.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7. Calcul l'ELS :

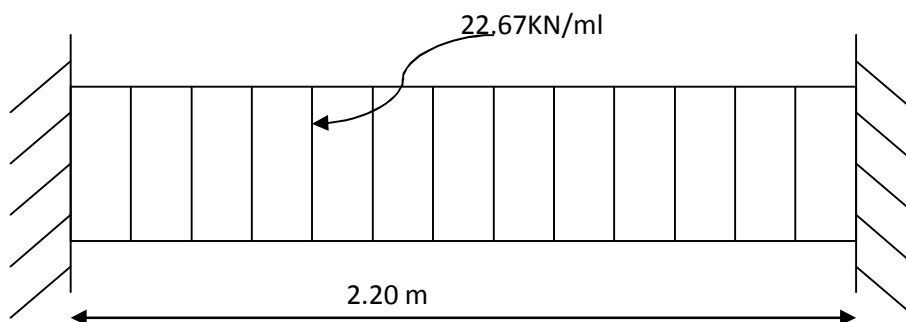


Fig. III.5.3- Schéma statique de calcul à l'ELS.

❖ **Moment isostatique :**

$$M_s = M_s^{max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{22.67 \times (2.2)^2}{8} = 13.62 \text{ KN m.}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{22.67 \times 2.2}{2} = 24.94 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 13.62 = -4.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 13.62 = 11.58 \text{ KN.m}$$

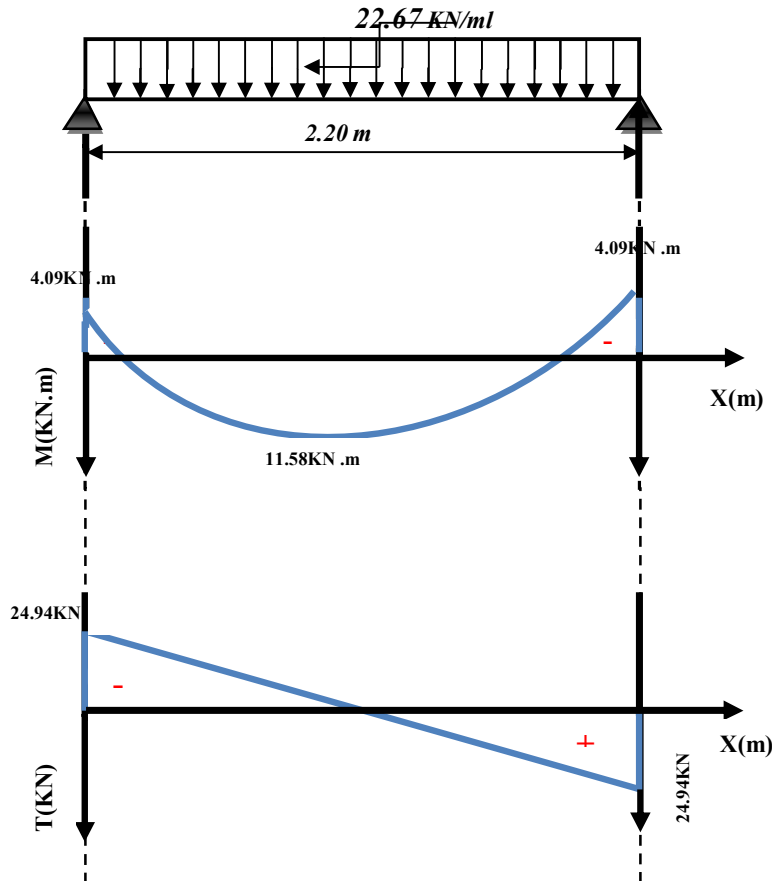


Figure III.5.4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

8. Vérification à l'ELS :

❖ Vérification de la résistance à la compression du béton (BAEL91/ Art 4.5,2)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} : \text{ Dans l'acier }$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} : \text{ Dans le béton }$$

En travée :

i. Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_t = 11.58 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 23.17 \\ \beta_1 = 0,869 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.58 \times 10^3}{3.39 \times 0.869 \times 28} = 140.39 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

ii. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{23.17} = 0,043$$

$$\sigma_{bc} = 0,043 \times 140.39 = 6.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

i. Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 2.35 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 4.09 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0,333$$

$$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 40.56 \\ \beta_1 = 0.910 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.09 \times 10^3}{2.35 \times 0.910 \times 28} = 68.31 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 68.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

ii. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{40.56} = 0,024$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 68.31 = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ Vérification de l'état limite de déformation : (Art B.6.8.42/BAEL91)

➤ Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la justification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.3}{2.2} = 0.014 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.3}{2.2} = 0.014 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{11.58}{10 \times 13.62} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b : longueur de la section.

h : hauteur utile de la section droite.

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures

Conclusion :

Les contraintes à l'ELS étant vérifiée le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire ; on adopte les armatures calculée à l'ELU.

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : **3HA12**
- Aux appuis : **3HA10**

❖ Armatures transversales :

HA8

6. Calcul des dalles pleines de la salle machine :

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur, qui se caractérise par :

- la surface de la cabine est de **2,10m²** (1.50x1.40)
- la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de **Q= 9 tonnes.** (P = 90KN)
- Vitesse d'entraînement **V=1m/s**

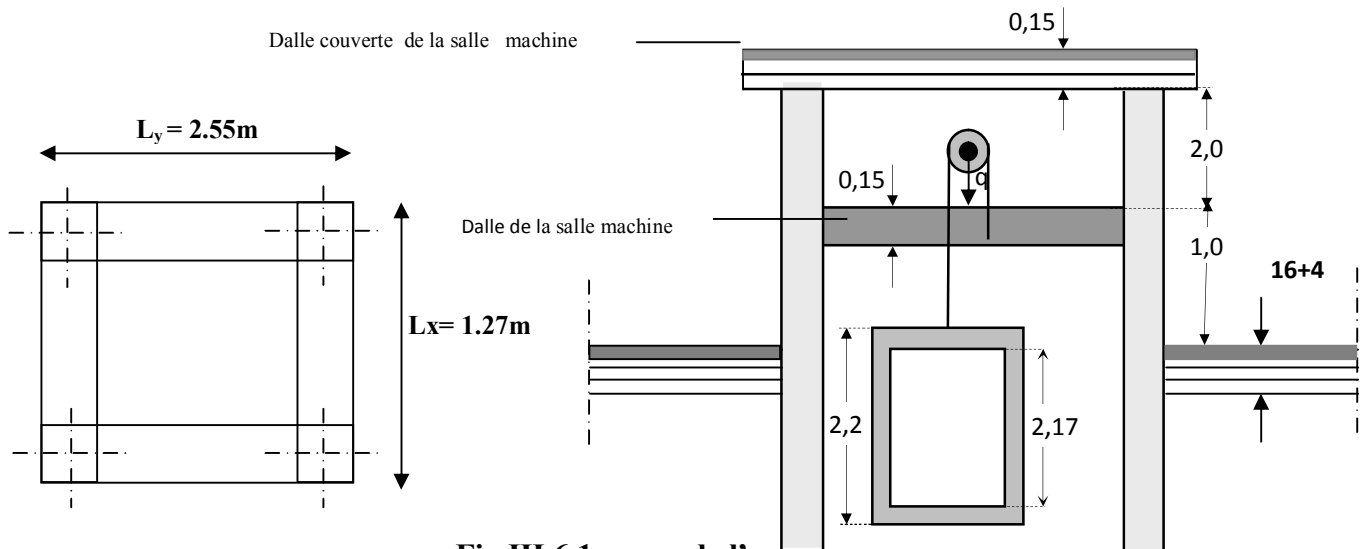


Fig.III.6.1 : cage de l'ascenseur

1. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{30} = \frac{255}{30} = 8.5m$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12cm$; on adopte une hauteur **$h_t = 15cm$** .

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

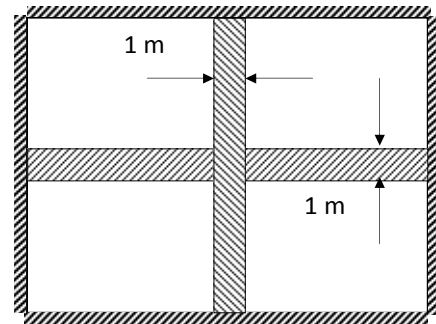
A. Calcul du panneau à l'ELU :

- Calcul des efforts : le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au **BAEL 91.**
- Principe de la méthode :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que le panneau soit simplement appuyé, on définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{Avec : } l_x < l_y$$



- Si $\rho < 0.4$; le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1 m de largeur.

Avec :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q(l_x)^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

- Si $0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$.

Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$.

μ_x et μ_y : coefficient multiplicateur donnée en fonction de ν et du coefficient de poisson ν tel

que $\nu = \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

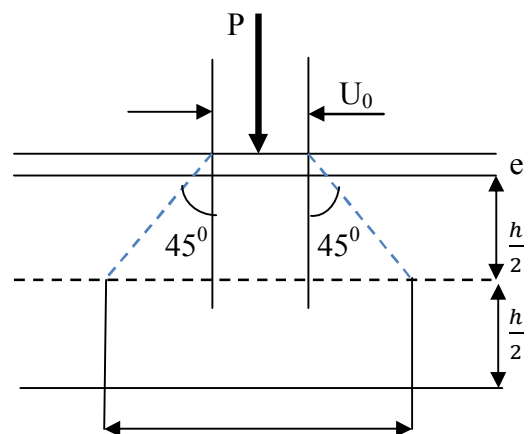
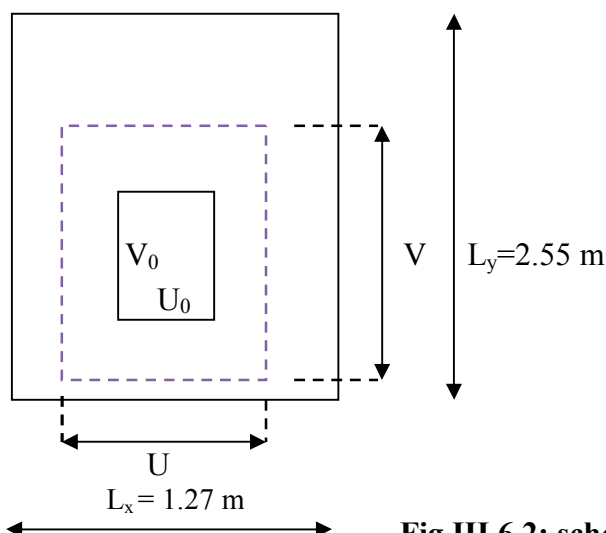


Fig.III.6.2: schéma statique de la salle machine.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.27}{2.55} = 0.49 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$

$$\begin{cases} U_0 = 80 \text{ cm.} \\ V_0 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 \rightarrow U = 105 \text{ cm,} \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 \rightarrow V = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec : « e » : l'épaisseur du revêtement.

2. Détermination des sollicitations :

➤ A'ELU :

$$\begin{cases} P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN / ml (charge concentrée du système de levage).} \\ q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 \times 1 \text{ ml}) + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN / ml (charge} \\ \text{uniformément répartie.} \end{cases}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/ml

➤ A'ELS :

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN.} \end{cases}$$

3. Calcul des moments :

A. Les moments M_x et M_y dus au système de levage :

Le calcul se fera en considérant les deux bandes en flexion simple à l'ELU.

$$\text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU} \rightarrow \nu = 0 \\ \text{ELS} \rightarrow \nu = 0.2. \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients donnés à partir des abaques de PIGEAUD suivant les rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_{y1} = p \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

Calcul des moments à l'ELU : $\nu = 0$

$\rho = 0.49$ Les tableaux de PIGEAUD nous donnent après double interpolation les valeurs de M_1 et M_2 suivantes

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{121} = 0.83 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{255} = 0.48 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0887 \\ M_2 = 0.0269 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.0887 = 10.77 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.0269 = 3.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B. Les moments au poids propre de la dalle pleine :

$$\rho = 0.49 \begin{cases} \mu_x = 0.0960 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

On aura les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u (l_x)^2 = 0.0960 \times 8.0475 \times (1.27)^2 = 1.25 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.250 \times 1.25 = 0.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C. Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{x \text{ total}} = M_{x1} + M_{x2} = 10.77 + 1.25 = 12.02 \text{ KN.m} \\ M_{y \text{ total}} = M_{y1} + M_{y2} = 3.27 + 0.31 = 3.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III-4- Correction des moments:

➤ **En travée:**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.02 = 10.22 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.58 = 3.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En appuis:**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 12.02 = -3.61 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 3.58 = -1.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4. Ferrailage :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire

A. Sens x-x :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.22 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA d'où } \beta = 0.976.$$

$$A_x^t = \frac{10.22 \times 10^3}{0.976 \times 12.5 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\Phi 10} (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.61 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \quad \text{SSA d'où } \beta = 0.992$$

$$A_x^a = \frac{3.61 \times 10^3}{0.992 \times 12.5 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\Phi 10} (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

B. Sens Y-Y :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.04 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA d'où } \beta = 0.993$$

$$A_y^t = \frac{3.04 \times 10^3}{0.993 \times 12.5 \times 348} = 0.70 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\Phi 8} (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.07 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.005 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.997$$

$$A_y^a = \frac{1.07 \times 10^3}{0.997 \times 12.5 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

5. Vérification à l'ELU :**A. Condition de non fragilité : [BAEL 91/Art.7.4]**➤ **Armatures suivant x-x :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{b h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2$$

Avec : A_x : section minimale d'armature.

bh : section totale du béton.

ω_0 : taux d'acier minimale = 0.0008 (acier HA Fe E 400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.49)}{2} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopter}} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1.51 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{donc la condition est vérifiée.}$$

➤ **Armatures suivant y-y :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{b h} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq \omega_0 b h$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopter}} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{donc la condition est vérifiée.}$$

B. Vérification au cisaillement :➤ **Effort tranchant (Article A. 52, 2)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

▶ Au milieu de L_y :

$$V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} \times 1 \text{ ml} = \frac{121.5}{2 \times 1.27 + 2.55} = 24 \text{ KN.}$$

▶ Au milieu de l_x :

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} \times 1 \text{ ml} = \frac{121.5}{3 \times 2.55} = 16 \text{ KN.}$$

V-3-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{24 \times 10^3}{1000 \times 12.5} = 0.20 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.17 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.20 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}.$$

V-4- Vérification de l'espacement :

- ▶ Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée :

$$St_{\max} \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

- ▶ Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée :

$$St_{\max} \leq \min (2h, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm.}$$

Sens Lx : $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Sens Ly : $St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

V-5-Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée

$$\left. \begin{aligned} \alpha &\leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{avec } \alpha &= \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \end{aligned} \right\}$$

Calcul des moments à l'ELS : $\nu = 0.2$

- ▶ Pour la charge concentrée : $P_s = 90 \text{ KN.m}$

Après double interpolation **M1=0.0887**
M2=0.0269

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= P_s \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = 90 (0.0887 + 0.2 \times 0.0269) = 8.47 \text{ KN.m}, \\ M_{y1} &= P_s \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = 90 \times (0.0269 + 0.2 \times 0.0887) = 4.021 \text{ KN}. \end{aligned} \right.$$

- ▶ Pour le poids propre de la dalle : q_s

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Avec : $q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0.49 \xrightarrow{\text{du tableau}} \begin{cases} \mu_y = 0.365 \\ \mu_x = 0.0993 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0993 \times 5.85 \times \overline{1.27}^2 \Rightarrow M_x = 0.94 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.94 \times 0.365 \Rightarrow M_{y2} = 0.342 \text{ KN.m} \end{cases}$$

► Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.47 + 0.94 = 9.41 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.021 + 0.342 = 4.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

► Correction des moments :

Moment en travée : $M^t = 0.85 \times M$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.41 = 8.00 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.36 = 3.71 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M^a = -0.3 \times M$

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 9.41 = -2.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 4.31 = -1.3 \text{ KN.m}$$

► Vérification des contraintes :

- **Sens X-X :**

➤ **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A^a}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251$$

$$\begin{cases} K_1 = 47.50 \\ \beta_1 = 0.920 \end{cases} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.82 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 78.17 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{78.17}{47.50} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *En travée :**- Contrainte dans l'acier :*

$$\rho_1 = \frac{100 A^t}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12,5} = 0,251$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 47,50 \\ \beta_1 = 0,920 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,00 \times 10^3}{0,920 \times 12,5 \times 3,14} = 221,54 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 221,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{221,54}{47,50} = 4,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• *Sens Y-Y:*➤ *Aux appuis :**- Contrainte dans l'acier :*

$$\rho_1 = \frac{100 A^a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12,5} = 0,160$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 60,76 \\ \beta_1 = 0,934 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1,3 \times 10^3}{0,934 \times 12,5 \times 2,01} = 55,4 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{55,4}{60,76} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A^a}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12.5} = 0,160$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 60.76 \\ \beta_1 = 0,934 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.71 \times 10^3}{0,934 \times 12,5 \times 2.01} = 158.1 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 158.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{158.1}{60.76} = 2.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.6 Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{127} = 0,118 > \frac{M_t}{20 M_x} = \frac{10.22}{20 \times 12.02} = 0,042 \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_x}{b d} = \frac{3,14}{100 \times 12,5} = 0,0025 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

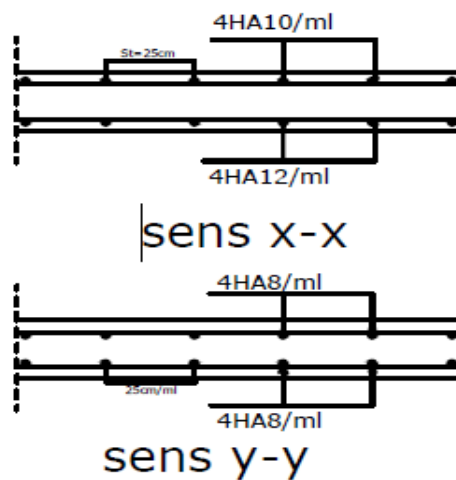
La flèche est vérifiée.

❖ Armatures dans le sens X-X :

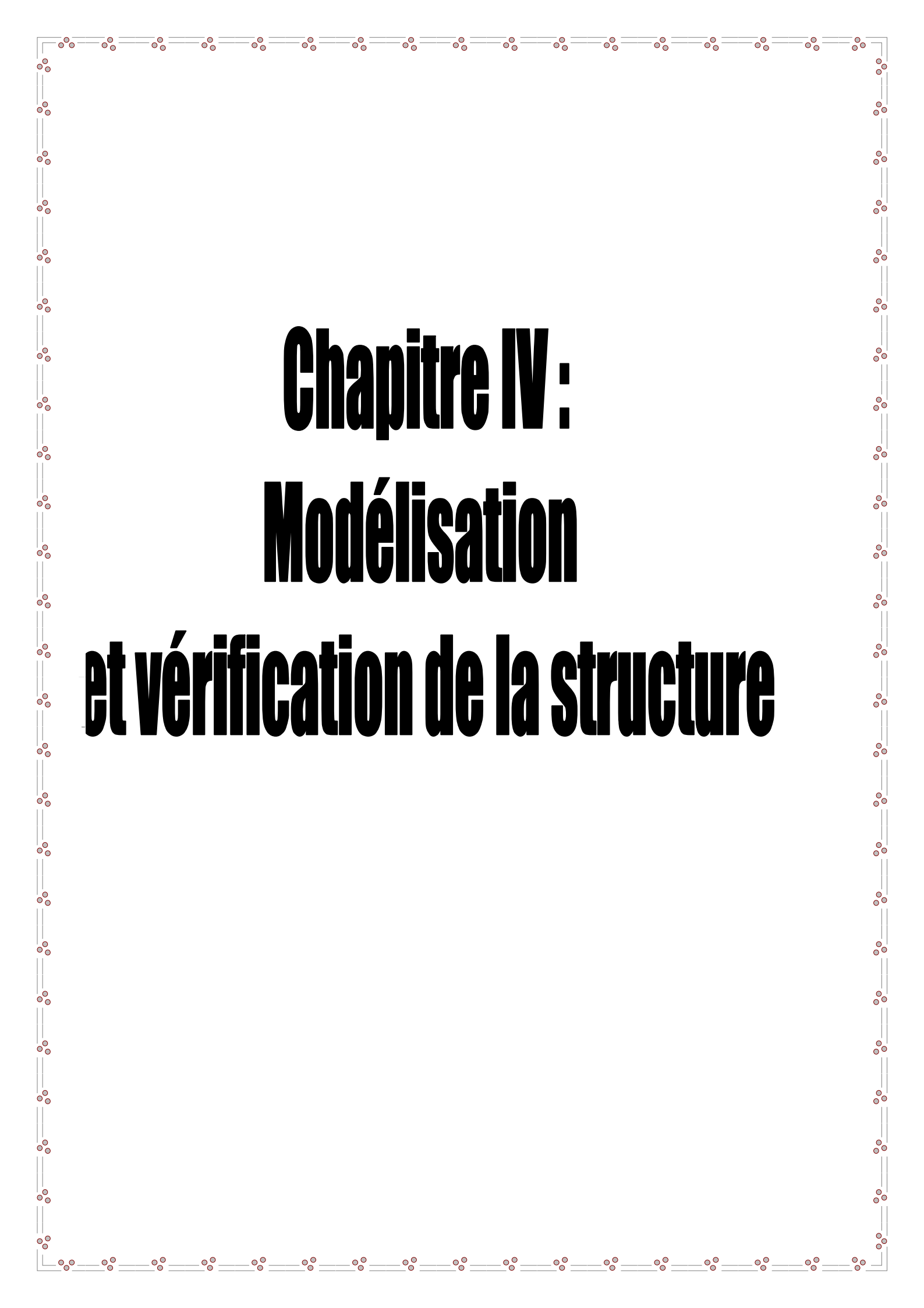
- En travée : 4HA10 (esp=25cm)
- Aux appuis : 4HA10 (esp=25cm)

❖ Armatures dans le sens Y-Y:

- En travée : 4HA8 (esp=25cm)
- Aux appuis : 4HA8 (esp=25cm)



Ferrailage de la dalle pleine(s-m)



Chapitre IV :

Modélisation

et vérification de la structure

IV. Modélisation de la structure :**IV.1. partie 1.présentation du logiciel robot structural analysis****Professional 2014 :**

Est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures .Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot est un logiciel qui utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, ...etc.).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barres et de nœuds illimités ; il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

Pour faciliter le travail de l'ingénieur Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils simplifiant l'étude des structures.

- Caractéristiques principales du logiciel robot :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

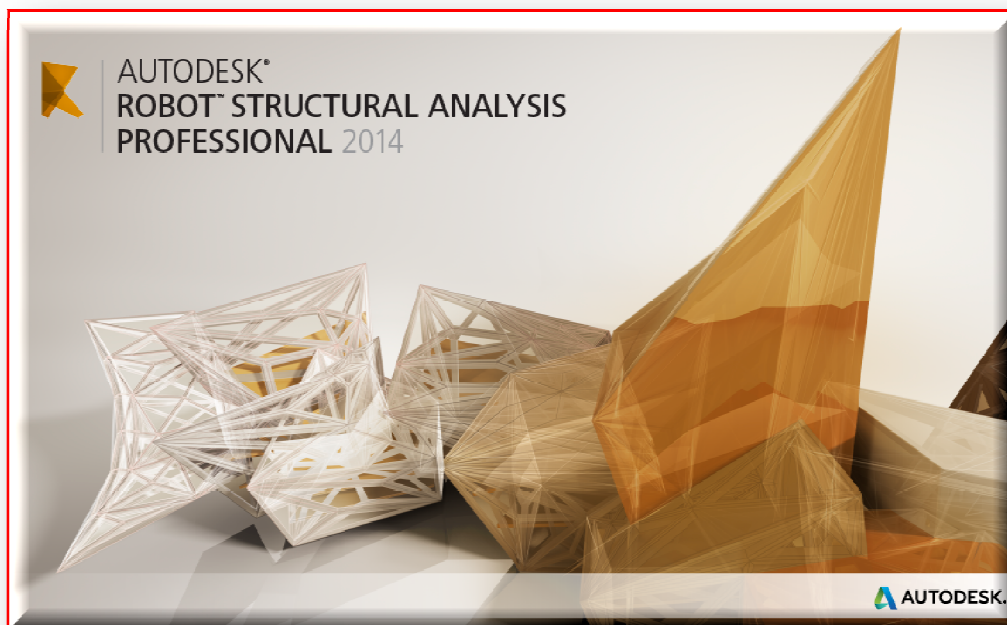


Fig. IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT

IV.2. Etapes de calcul à suivre dans Robot :**➤ Choix du type de structure :**

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2.

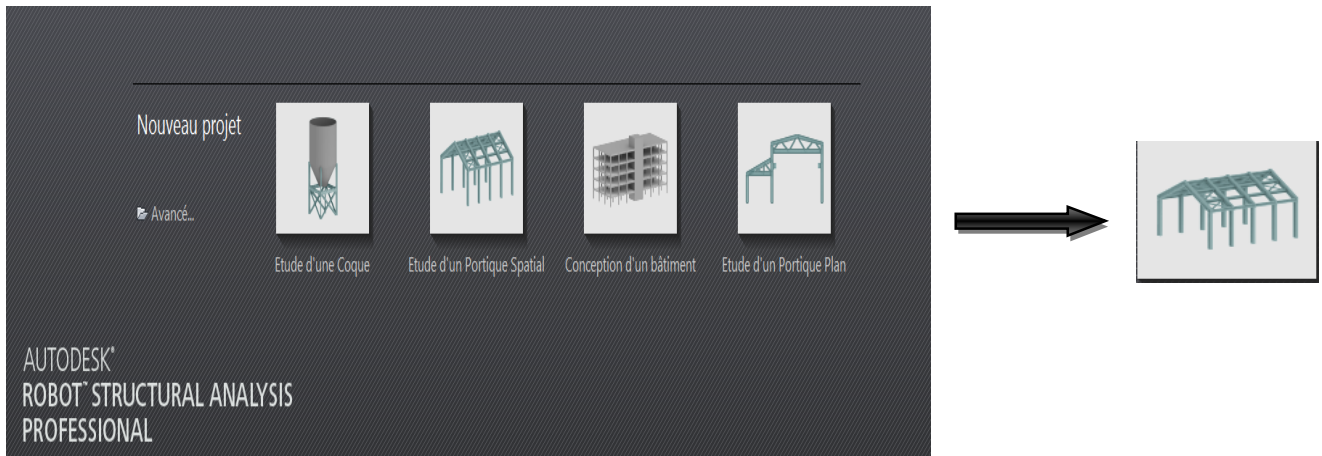


Fig. IV.2 : Choix de la structure à étudier.

➤ Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. On clique sur l'icône  et .

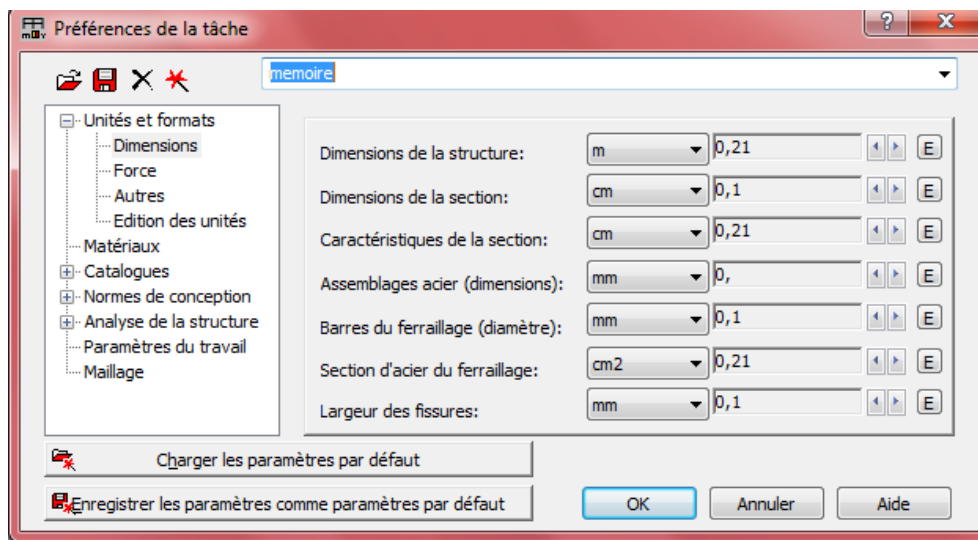


Fig. IV.3 : Préférence de l'affaire.

❖ Unités et formats

- **Dimensions** : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- **Force** : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m²).
- **Autres** : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (Kg).
- **Edition des unités** : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (Kg)

❖ Matériaux :

Mette la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).

❖ Catalogue :

- **Barres d'armatures** : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône.
- **Treillis soudés** : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône.

❖ Normes de conceptions :

Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (**CB71**), Béton armé (**BAEL91 modifié 99**), et Géotechnique (**DTU 13.12**).

❖ **Charges** : Pondérations (**BAEL91**), Charges de neige et vent (**NV65/N84mod.96**) , Charges sismique (**RPA99 (2003)**).

❖ Analyse de la structure :

- Cocher (liaisons rigides).
- Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).

❖ Paramètres du travail :

Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

➤ Lignes de construction

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « *structure-lignes de constructions* » ou dans la barre d'outils

« *Modèle de structure* » à droit, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

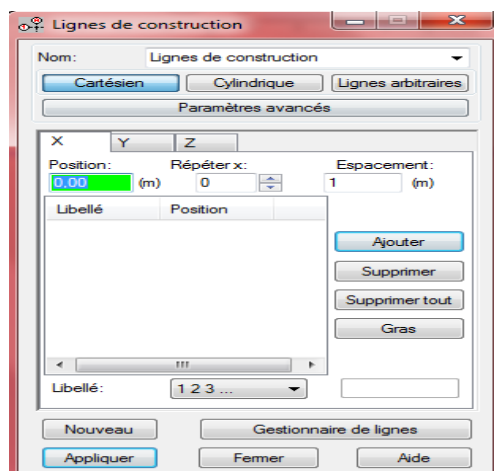


Fig. IV.4 : Ligne de construction.

➤ **Profils des barres :**

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

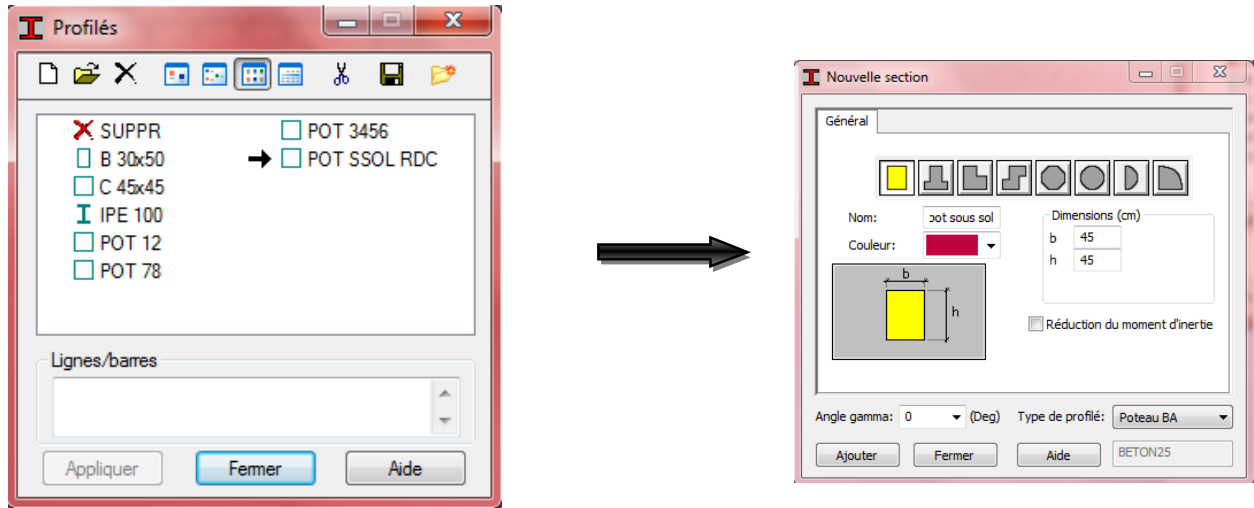


Fig. IV.5 : Choix des profilés des barres.

➤ **Création du modèle de la structure :**

Avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

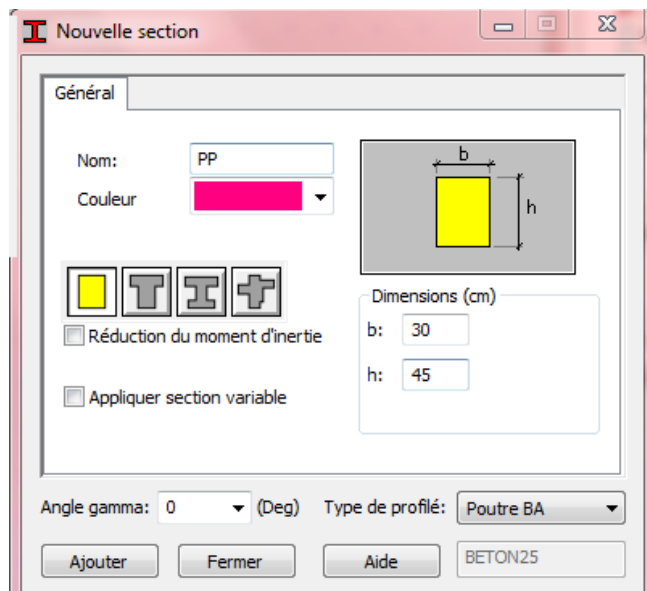


Fig. IV.6 : Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

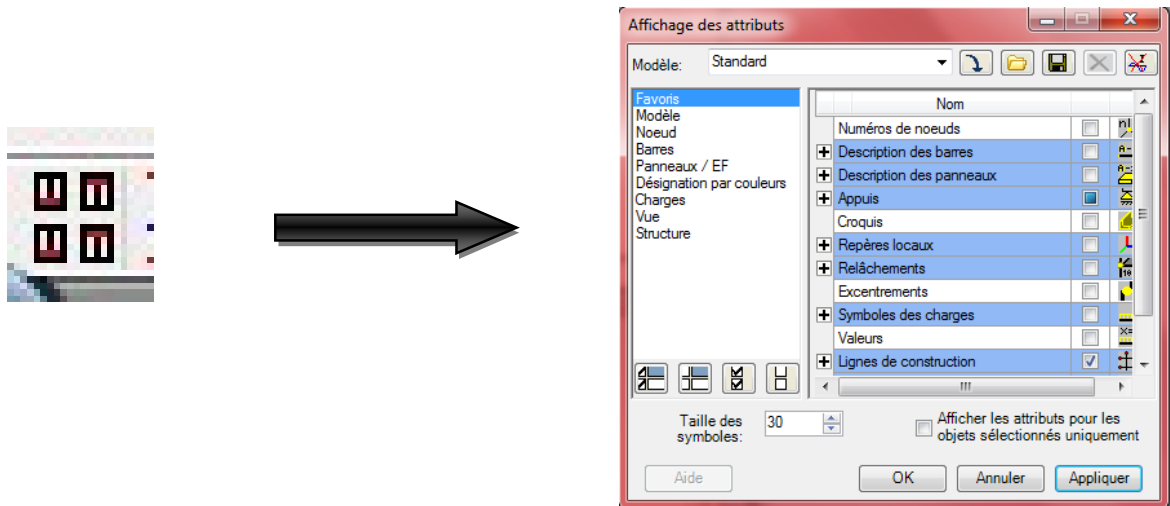


Fig. IV.7 : Boîte de dialogue « Affichage des attributs »

➤ Définition des voiles de contreventement

Dans le menu « **structure** », « **type de structure** », on choisit la case « **étude d'une coque** »

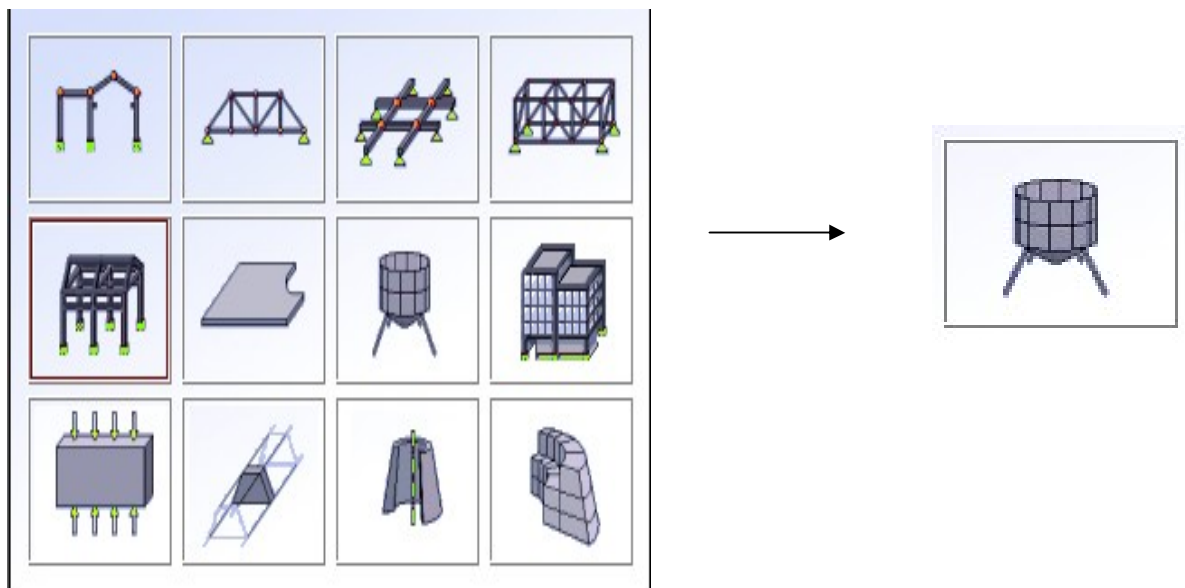


Fig. IV.8 : définition des voiles.

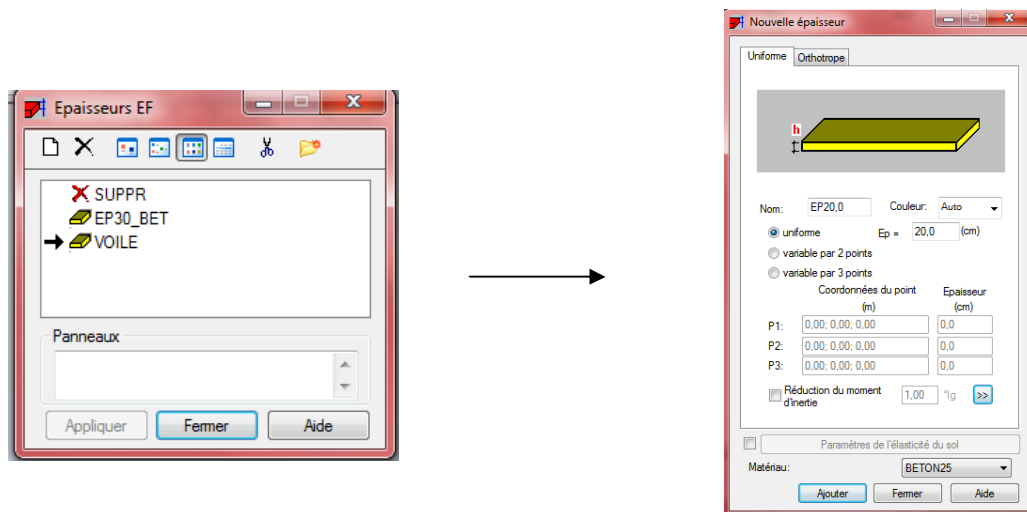


Fig. IV.9 : Epaissur des voiles.

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

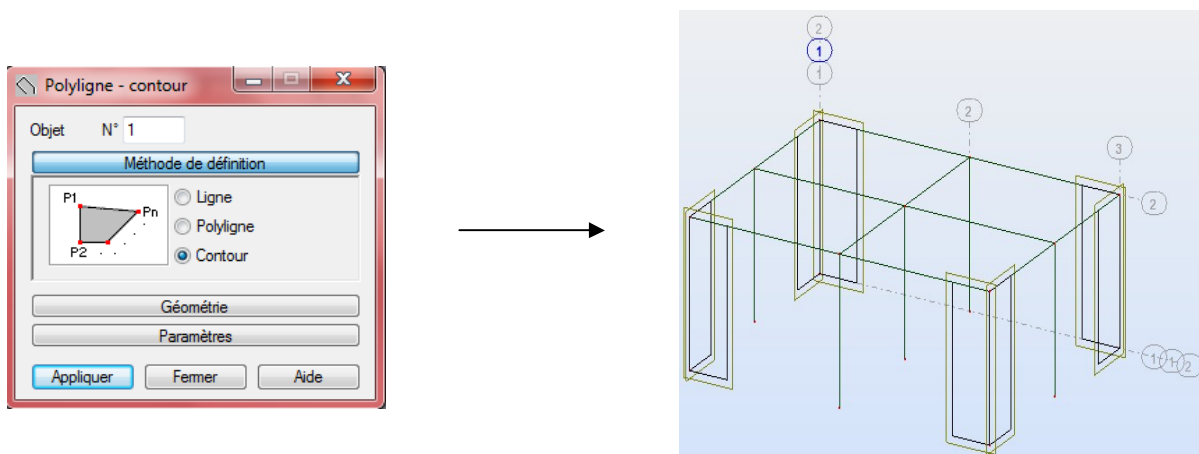


Fig. IV.10 : Définition des contours des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

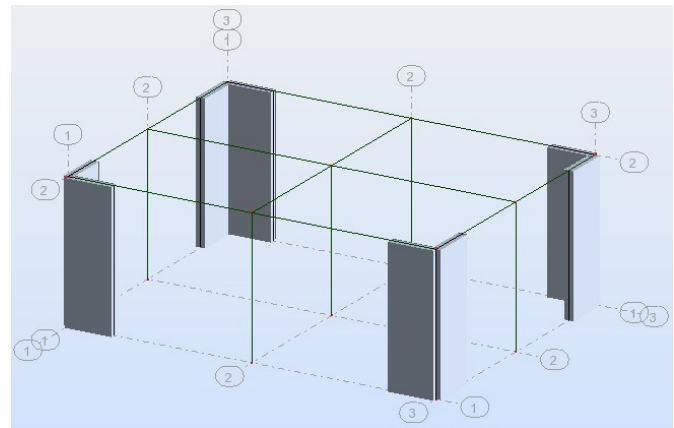
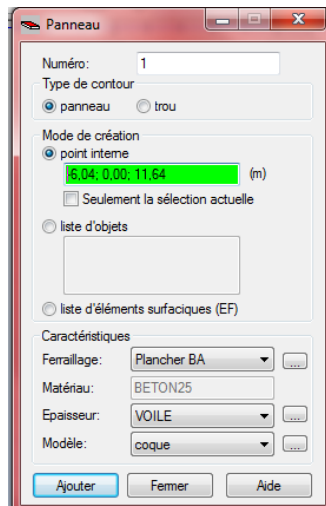


Fig. IV.11 : définition des panneaux

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.

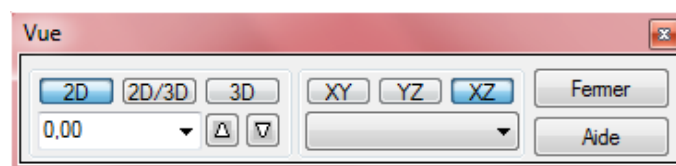


Fig. IV.12 : Choix de la présentation.

➤ Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

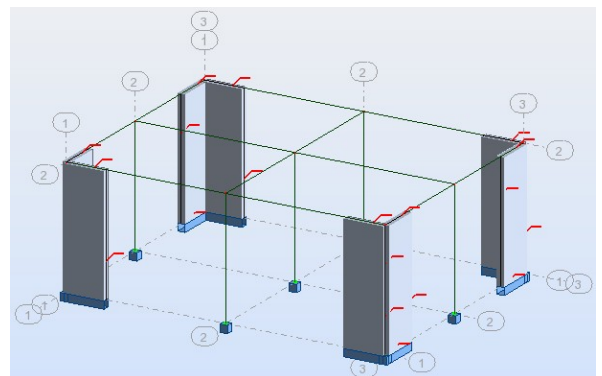
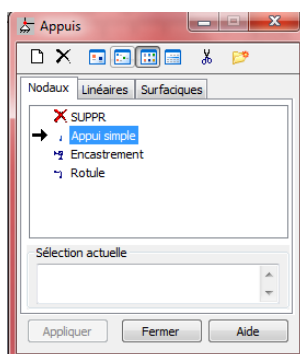


Fig. IV.13 : Définition des appuis.

➤ le choix de nœud maître et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « Structure » puis « caractéristiques additionnels » puis « liaisons rigides » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône

On clique dans la zone « nœuds maîtres » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

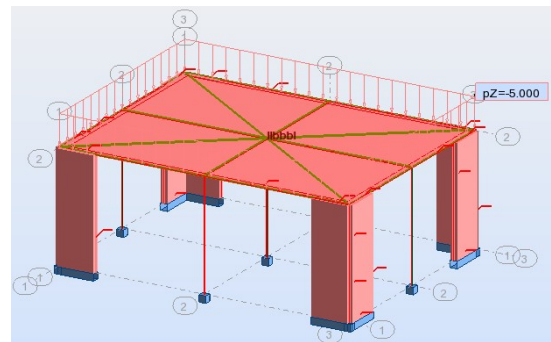
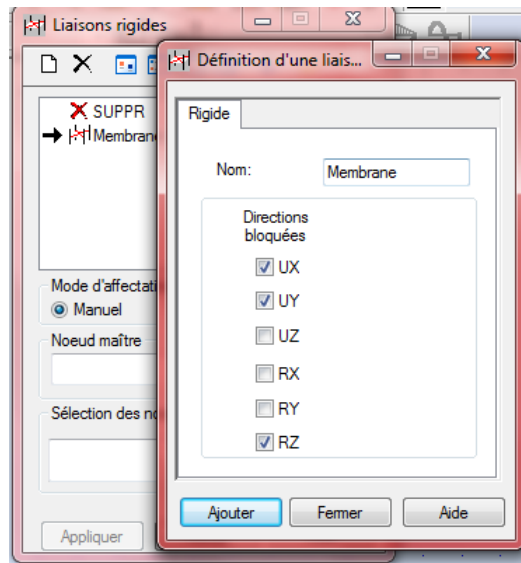


Fig. IV.14 : liaisons rigides.

➤ Définition des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « Chargement », « Cas de charge » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « Nouveau ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :

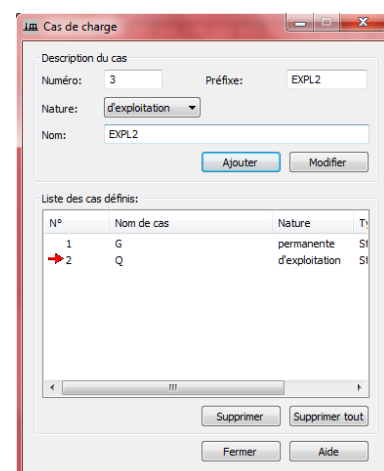
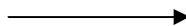
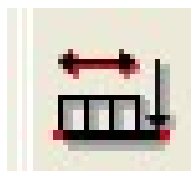


Fig. IV.15 : Définition des charges.

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Charge des neiges.

W : Charge du vent.

E : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

➤ Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

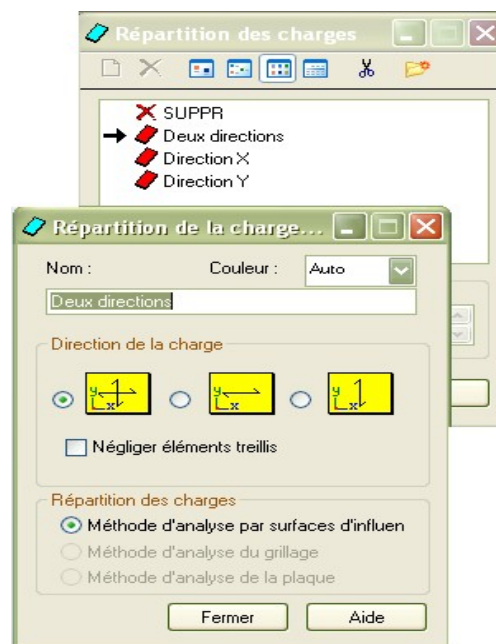


Fig. IV.16 : Choix du bardage.

Dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D**), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

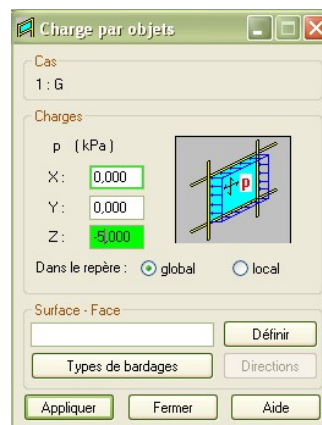


Fig. IV.17 : Application des charges surfaciques.

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

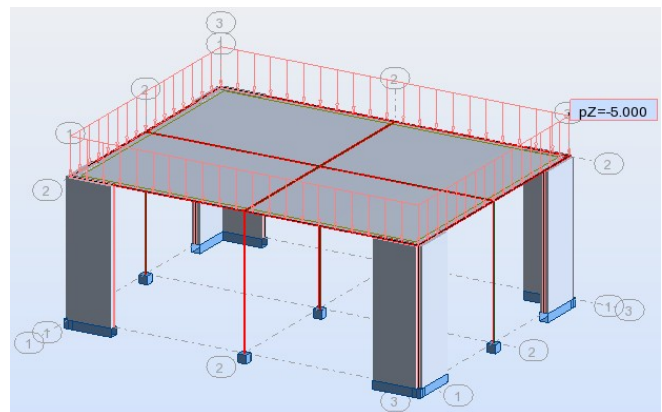
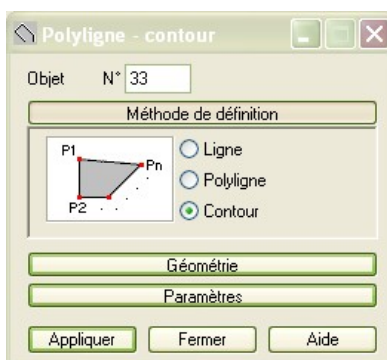
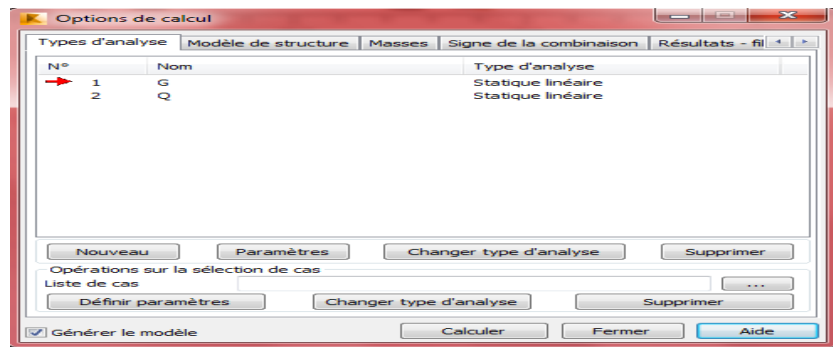


Fig. IV.18 : Application des charges surfaciques.

➤ **Définition des options de calculs :**

(Analyse statique, modale et dynamique) Dans le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.



On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

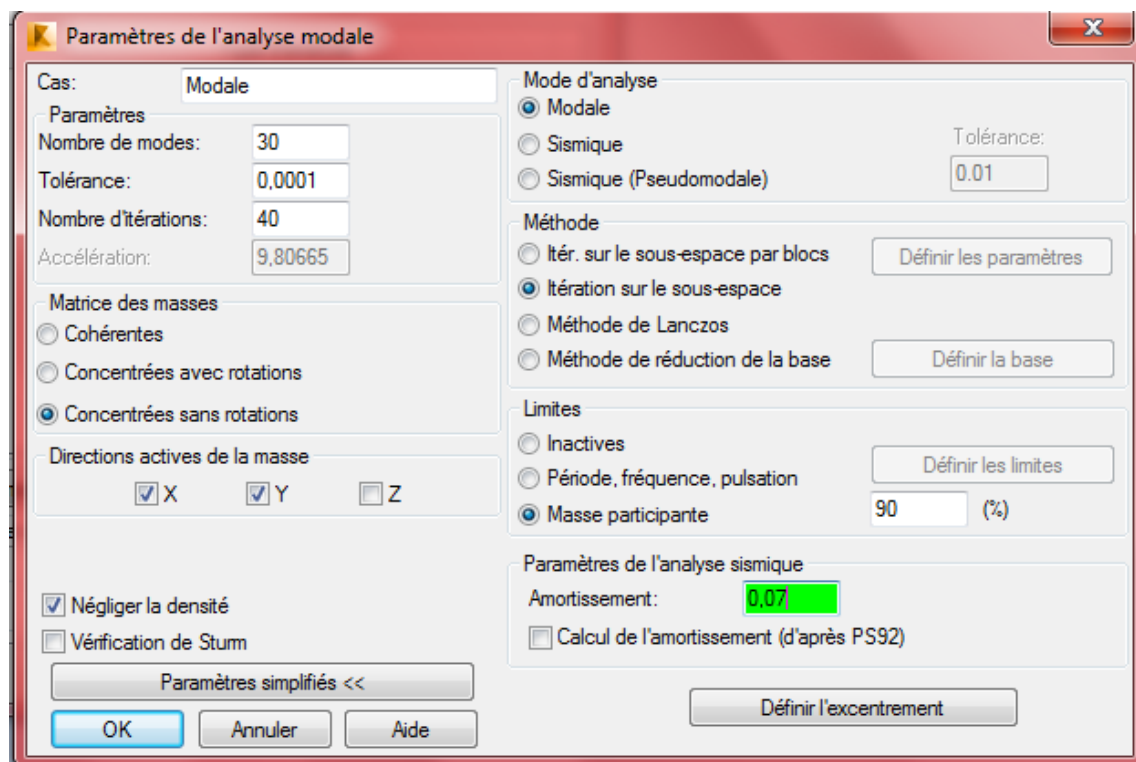
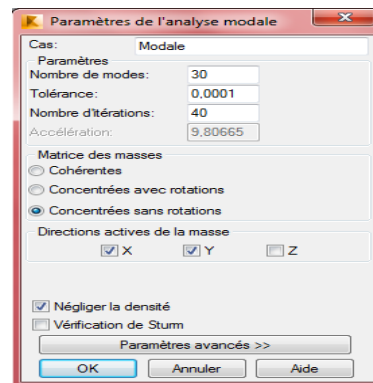
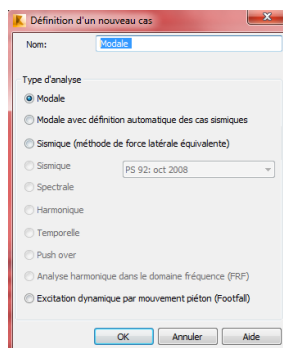


Fig. IV.19 : Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met $Z=0$ dans « Définition de la direction ».

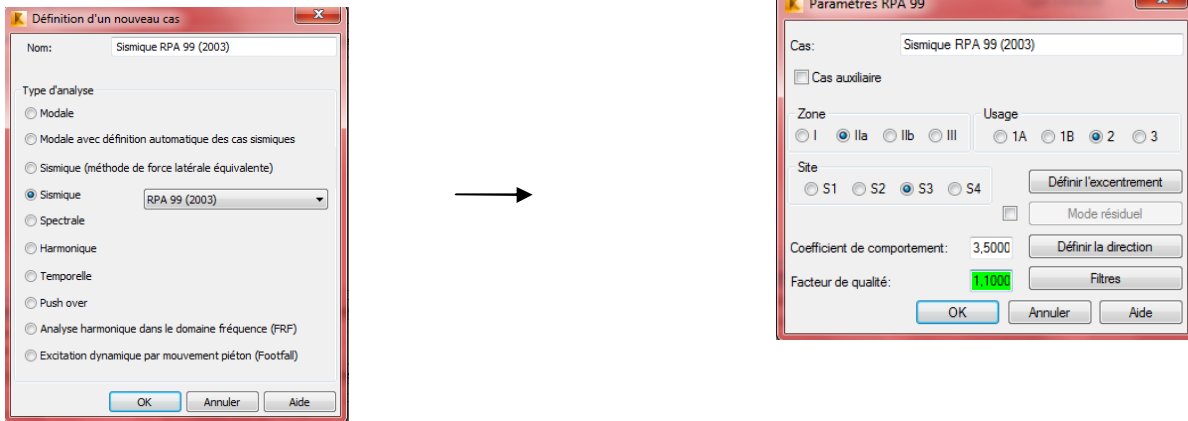


Fig. IV.20 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

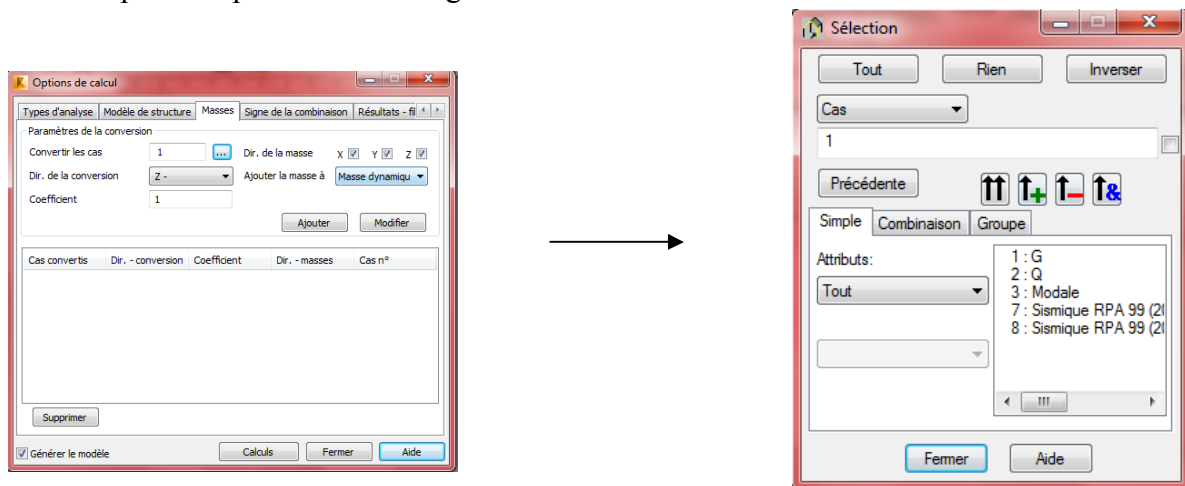


Fig. IV.21 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations.

➤ Les combinaisons d'actions

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .



Fig. IV.22 : définir les combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

➤ **Vérification de la structure :**

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

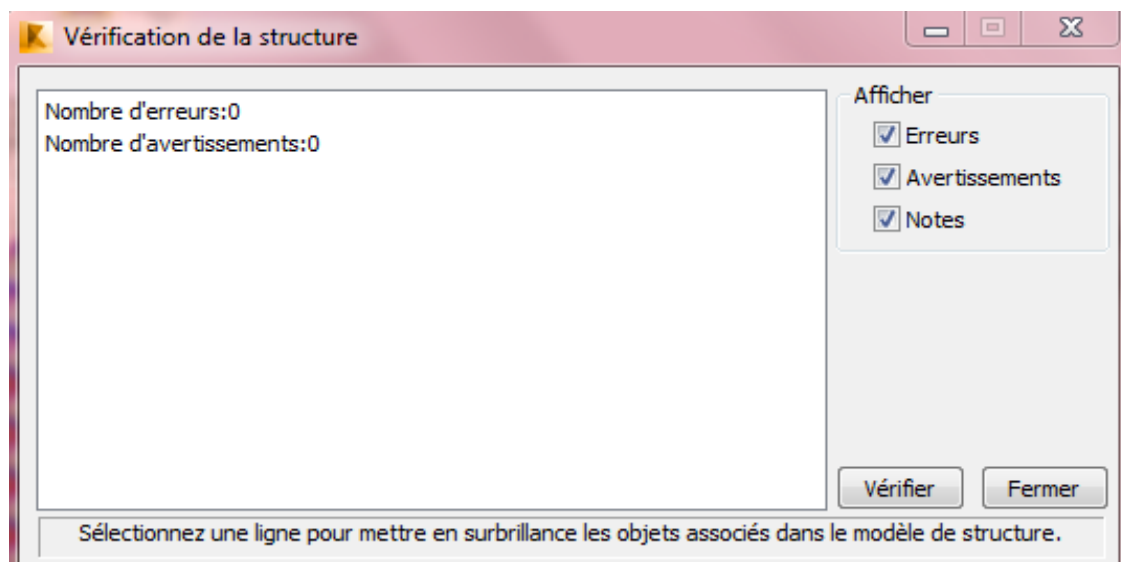


Fig. IV.23 : Vérification de la structure.

IV.3. partie 2 : Exploitation des résultats.

➤ **Introduction :**

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans ce présent chapitre on s'intéressera à l'affichage des résultats.

Vue en 3D :

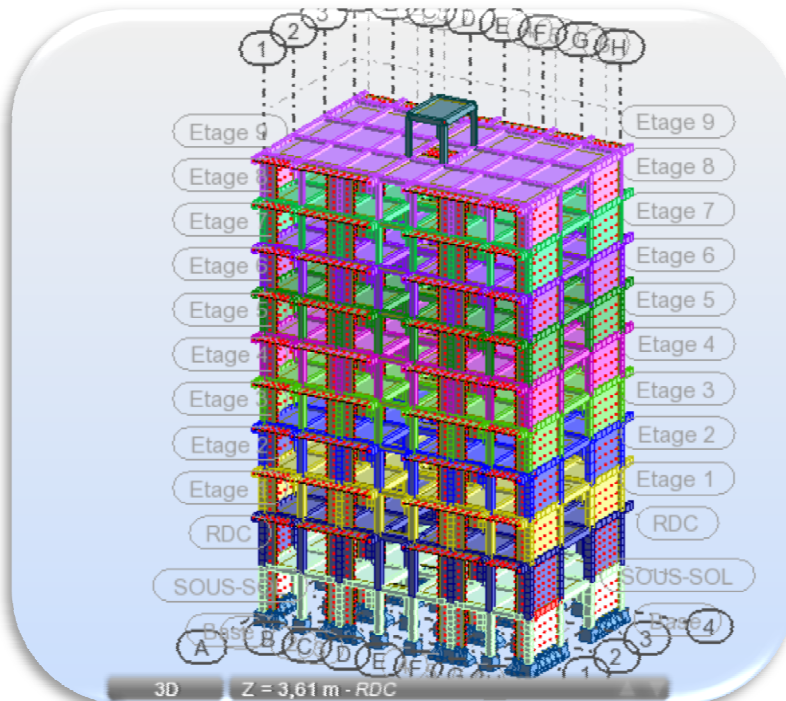


Fig. IV.24 : Vue finale de la structure en 3D.

Vue en plan :

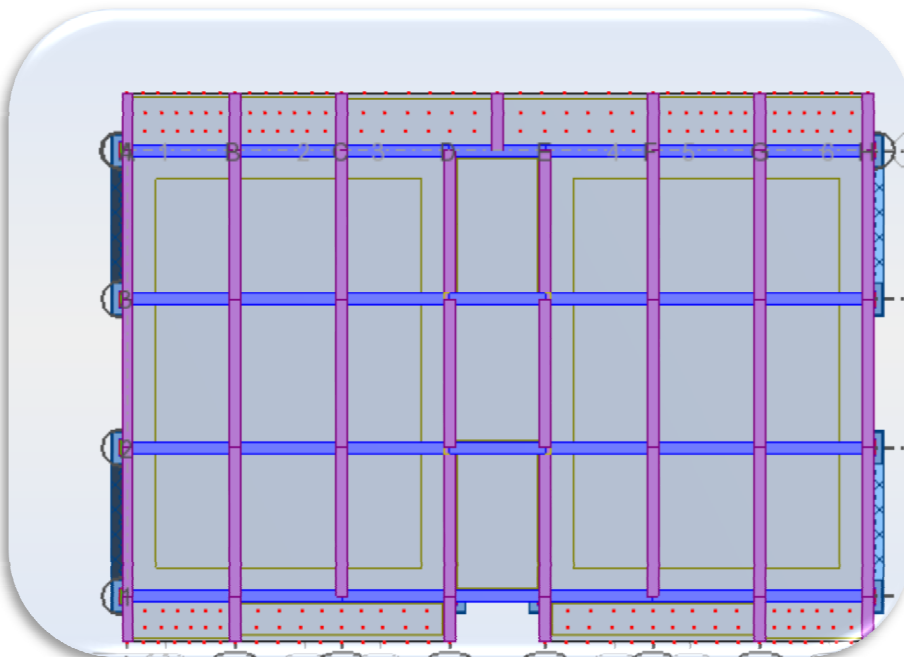
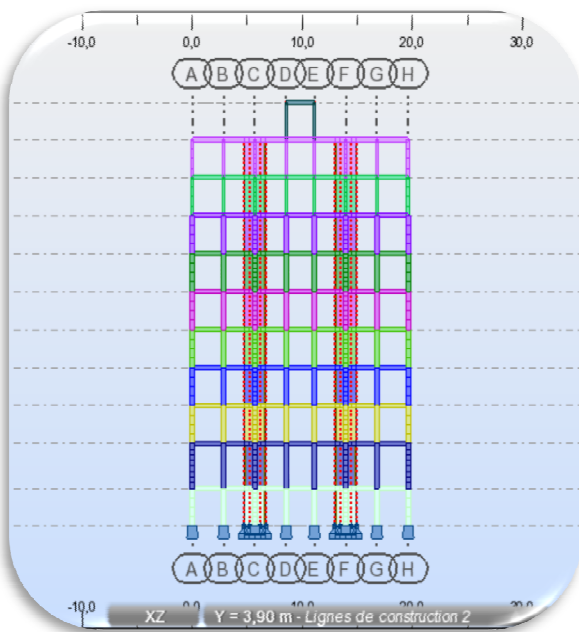


Fig. IV.25 : Vue finale de la structure en 2D.

Vue en portique plan XZ :



Vue en portique plan YZ

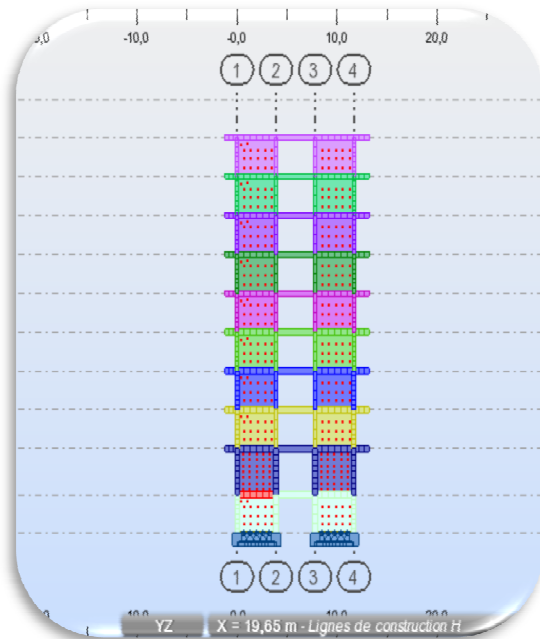


Fig. IV.26 : Vue en portique selon X et Y.

➤ Mode propre de la structure :



De vibration $T=0.79$ sec (translation sens X) :

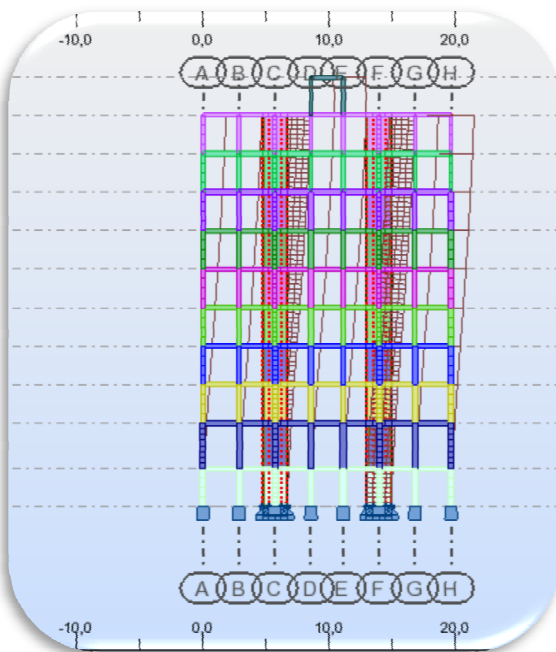


Fig. IV.27 : Translation selon le sens x-x.



De vibration $T=0.66$ sec (translation sens Y) :

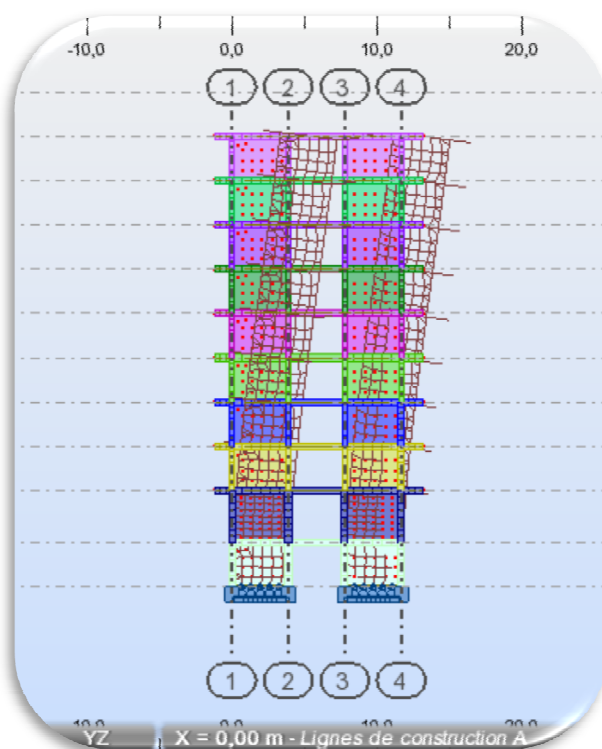


Fig. IV.28 : Translation selon le sens y-y.

De vibration $T=0.47$ sec (rotation sens Z) :

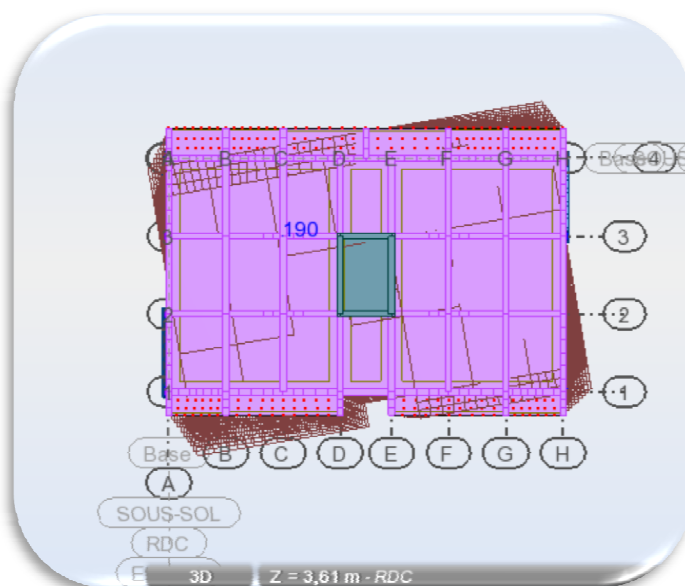
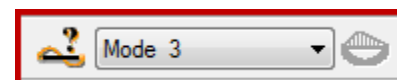


Fig. IV.29 : Rotation selon le sens z-z.

IV.4. Les résultats :

➤ Les périodes de vibration (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \text{ (Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
	Portiques	
3	auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en	

TAB IV-1 : Valeurs du coefficient C_T .

- Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Donc : $T = 0,05(28,09)^{\frac{3}{4}} = 0,62 \text{ s}$

Après majoration de la période de 30 % on a : $T = 0,62 \times 1,3 = 0.81 \text{ s}$

- La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel Robot :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,29	0,77	73,92	0,04	0,0	73,92	0,04	0,0
3/ 2	1,56	0,64	74,00	66,41	0,0	0,08	66,36	0,0
3/ 3	2,21	0,45	74,32	67,56	0,0	0,32	1,16	0,0
3/ 4	4,17	0,24	86,66	67,57	0,0	12,34	0,00	0,0
3/ 5	6,41	0,16	86,66	85,52	0,0	0,00	17,95	0,0
3/ 6	8,30	0,12	91,49	85,52	0,0	4,83	0,00	0,0
3/ 7	8,95	0,11	91,50	85,85	0,0	0,00	0,33	0,0
3/ 8	11,15	0,09	91,55	85,86	0,0	0,05	0,01	0,0
3/ 9	11,66	0,09	91,55	86,07	0,0	0,00	0,21	0,0
3/ 10	12,80	0,08	91,56	86,09	0,0	0,01	0,03	0,0
3/ 11	14,03	0,07	94,10	86,09	0,0	2,54	0,00	0,0
3/ 12	14,66	0,07	94,10	92,31	0,0	0,00	6,22	0,0

TAB IV-2 : Période analytique donnée par Robot.

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.77 \text{ s} < T = 0.81 \text{ s} \\ T_{analytique} = T_{empirique} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Nombre de modes considérer (masse participante) Art 4.3.4 du RPA 99/ 2003 :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au **6^{ème}** mode dans le sens X-X et au **12^{ème}** dans le sens Y-Y.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,29	0,77	73,92	0,04
3/ 2	1,56	0,64	74,00	66,41
3/ 3	2,21	0,45	74,32	67,56
3/ 4	4,17	0,24	86,66	67,57
3/ 5	6,41	0,16	86,66	85,52
3/ 6	8,30	0,12	91,49	85,52
3/ 7	8,95	0,11	91,50	85,85
3/ 8	11,15	0,09	91,55	85,86
3/ 9	11,66	0,09	91,55	86,07
3/ 10	12,80	0,08	91,56	86,09
3/ 11	14,03	0,07	94,10	86,09
3/ 12	14,66	0,07	94,10	92,31
3/ 13	20,25	0,05	94,10	92,43

TAB IV-3 : Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.

➤ **Effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V \text{ Avec : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$\begin{cases} V_t^x = 1316.80 \text{ KN} \\ V_t^y = 1541.01 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{À partir des tableaux donnés par Robot}$$

Cas	4 - Ex					
Mode CQC						
Somme totale	1316,80	252,09	11516,06	51,92	1213,17	5,98
Somme réactions	1310,28	39,27	0,00	775,83	23765,00	9413,60
Somme efforts	1310,28	39,27	0,0	775,84	23765,46	9413,58
Vérification	2620,57	78,54	0,00	1551,67	47530,46	18827,19
Précision	5,67675e-002	1,19239e+001				
Cas	5 - Ey					
Mode CQC						
Somme totale	353,68	1541,01	12561,34	557,96	126,41	5,53
Somme réactions	42,83	1511,89	0,00	27832,16	791,55	17206,86
Somme efforts	42,83	1511,88	0,0	27832,48	791,57	17206,92
Vérification	85,66	3023,77	0,00	55664,64	1583,12	34413,78
Précision	5,67675e-002	1,19239e+001				

TAB IV-4 : effort tranchant à la base donnée par Robot.

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0,8 V}{V_t}$.

AN: $A = 0,15$; $Q = 1,1$; $R = 5$

W : la masse total de la structure donné par **Robot** : $W = 29610.72 \text{ KN}$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tab 4.7**), (**RPA 99/ version2003**)

$$T_2 = 0,50 \text{ SiteS3}$$

T : La période analytique donné par le Robot : $\begin{cases} T_{mode 1} = 0.77 \text{ s} \\ T_{mode 2} = 0.64 \text{ s} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 \geq 0,7 \quad \text{Avec : } \xi = 10 \%$$

On a pour les deux modes : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$

Donc :

$$D_x = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{mode 1}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,77} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,42$$

$$D_y = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{mode 2}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,64} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,61$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad W = \frac{0,15 \times 1,42 \times 1,1}{5} \times 28847.11 = \mathbf{1351.77 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad W = \frac{0,15 \times 1,61 \times 1,1}{5} \times 28847.11 = \mathbf{1532.64 \text{ KN}}$$

$$V^x = 0,8 \times 1351.77 = \mathbf{1081.416 \text{ KN}} < V_t^x \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V^y = 0,8 \times 1532.64 = \mathbf{1226.112 \text{ KN}} < V_t^y \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➡ La condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

➤ **Vérification déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/2003.**

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta k = \delta_{ek} \times R \quad ; \quad \Delta k \leq 1 \%$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

F_i (Y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Niveaux	Déplacements des niveaux		R	Hauteur de l'étage (m)	Déplacements relatifs des niveaux		1 % $h_{\text{étage}}$ (cm)	Vérification $\Delta U(R) < 1 \% h_{\text{étage}}$
	U_{max}^x (m)	U_{max}^y (m)			$\Delta U_x(R)$ (cm)	$\Delta U_y(R)$ (cm)		
Etage 9	0,061	0,054	5	3,00	0,1	0,1	3,00	CV
Etage 8	0,060	0,053	5	3,06	0,5	0,6	3,06	CV
Etage 7	0,055	0,047	5	3,06	0,4	0,7	3,06	CV
Etage 6	0,051	0,040	5	3,06	0,6	0,6	3,06	CV
Etage 5	0,045	0,034	5	3,06	0,6	0,7	3,06	CV
Etage 4	0,039	0,027	5	3,06	0,7	0,6	3,06	CV
Etage 3	0,032	0,021	5	3,06	0,8	0,6	3,06	CV
Etage 2	0,024	0,015	5	3,06	0,7	0,5	3,06	CV
Etage 1	0,017	0,010	5	3,06	0,7	0,5	3,06	CV
RDC	0,01	0,005	5	3,61	0,7	0,4	3,61	CV
S-Sol	0,003	0,001	5	3,06	0,3	0,1	3,06	CV

TAB IV-5 : Vérification des déplacements inter-étages.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

➤ *Les excentricités théoriques :*

Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par ROBOT sont affichées dans les tableaux suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
5/ 1	SOUS-SOL	283314,44	9,82 5,90 0,0	9,82 5,85 -1,02	4956954,00	12070200,90	16291826,04	0,00	0,05	0,98	0,59
5/ 2	RDC	330826,58	9,82 6,03 2,94	9,82 5,85 2,50	6632710,28	14095914,97	19825277,55	0,00	0,18	0,98	0,72
5/ 3	Etage 1	297227,95	9,82 6,04 6,19	9,82 5,85 5,83	5813825,75	12367038,83	17665462,21	0,00	0,19	0,98	0,72
5/ 4	Etage 2	297227,95	9,82 6,04 9,25	9,82 5,85 8,89	5813825,75	12367038,83	17665462,20	0,00	0,19	0,98	0,72
5/ 5	Etage 3	288042,94	9,82 6,04 12,34	9,82 5,85 11,99	5613932,12	11965926,53	17114325,35	0,00	0,19	0,98	0,72
5/ 6	Etage 4	288042,94	9,82 6,04 15,40	9,82 5,85 15,05	5613932,12	11965926,53	17114325,34	0,00	0,19	0,98	0,72
5/ 7	Etage 5	288042,94	9,82 6,04 18,46	9,82 5,85 18,11	5613932,12	11965926,53	17114325,34	0,00	0,19	0,98	0,72
5/ 8	Etage 6	288042,94	9,82 6,04 21,52	9,82 5,85 21,17	5613932,12	11965926,53	17114325,34	0,00	0,19	0,98	0,72
5/ 9	Etage 7	280082,60	9,82 6,05 24,61	9,82 5,85 24,27	5440121,52	11617743,89	16636655,95	0,00	0,20	0,98	0,72
5/ 10	Etage 8	294060,30	9,82 5,97 27,69	9,82 5,85 27,33	5634194,37	12448426,68	17656758,56	0,00	0,12	0,98	0,72
5/ 11	Etage 9	6674,89	9,83 5,85 30,48	9,83 5,85 30,48	35077,87	20547,47	36232,13	0,0	0,00	0,13	0,20

TAB IV-6 : Tableau des excentricités théoriques.

➤ *Les excentricités accidentelles (e_{x1} , e_{y1})*

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	SOUS-SOL	61 1162 1165		19,65	11,70	0,98	0,59
2	RDC	1337A1368		19,65	14,40	0,98	0,72
3	Etage 1	58 1164 1167		19,65	14,40	0,98	0,72
4	Etage 2	68A1190 1329		19,65	14,40	0,98	0,72
5	Etage 3	91A1213 1330		19,65	14,40	0,98	0,72
6	Etage 4	14A1236 1331		19,65	14,40	0,98	0,72
7	Etage 5	37A1259 1332		19,65	14,40	0,98	0,72
8	Etage 6	60A1282 1333		19,65	14,40	0,98	0,72
9	Etage 7	83A1305 1334		19,65	14,40	0,98	0,72
10	Etage 8	06A1328 1335		19,65	14,40	0,98	0,72
11	Etage 9	879A887		2,55	3,90	0,13	0,20

TAB IV-7 : Tableau des excentricités accidentelles.

$$E_x = \max \{0,05 (19,65), 0,98\} > e_{1x}$$

$$E_y = \max \{0,05 (14,4), 0,72\} > e_{1y}$$

$$E_x = \max \{0,982, 0,980\} > 0,98 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$E_y = \max \{0,72, 0,72\} > 0,72 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :*

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». $P_k = \sum (WGi + \beta WQi)$

V_k : Effort tranchant au niveau « k » = $\sum F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveaux	P(KN)	h_k	SENS X-X				observation
			Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	θ_x	
Etage 8	2789.81	3,06	0,005	276.96	847.50	0.016	Vérifiée
Etage 7	2806.68	3,06	0,004	478.07	1462.90	0.007	Vérifiée
Etage 6	2742.16	3,06	0,006	656.44	2008.71	0.008	Vérifiée
Etage 5	2824.73	3,06	0,006	812.61	2486.59	0.006	Vérifiée
Etage 4	2824.74	3,06	0,007	946.93	2897.61	0.006	Vérifiée
Etage 3	2824.73	3,06	0,008	1060.83	3246.14	0.006	Vérifiée
Etage 2	2888.78	3,06	0,007	1155.83	3536.84	0.005	Vérifiée
Etage 1	2914.81	3,06	0,007	1230.06	3763.98	0.005	Vérifiée
RDC	3199.32	3,61	0,007	1285.71	4641.41	0.004	Vérifiée
S-Sol 1	2979.13	3,06	0,003	1310.28	4009.46	0.002	Vérifiée

TAB IV-8 : Vérification des effets P-Δ dans le sens X-X.

Niveaux	P(KN)	$h_k(m)$	SENS Y-Y				observation
			Δ_k	$V_k(KN)$	$V_k \times h_k$	θ_x	
Etage 8	2789.81	3,06	0,006	359.32	1099.52	0.015	Vérifiée
Etage 7	2806.68	3,06	0,007	604.43	1849.56	0.011	Vérifiée
Etage 6	2742.16	3,06	0,006	804.73	2462.47	0.006	Vérifiée
Etage 5	2824.73	3,06	0,007	977.16	2990.11	0.006	Vérifiée
Etage 4	2824.74	3,06	0,006	1123.46	3437.78	0.005	Vérifiée
Etage 3	2824.73	3,06	0,006	1241.02	3797.52	0.004	Vérifiée
Etage 2	2888.78	3,06	0,005	1336.43	4089.47	0.003	Vérifiée
Etage 1	2914.81	3,06	0,005	1411.31	4318.61	0.003	Vérifiée
RDC	3199.32	3,61	0,004	1478.98	5339.12	0.002	Vérifiée
S-Sol 1	2979.13	3,06	0,001	1511.88	4626.35	0.001	Vérifiée

TAB IV-9 : Vérification des effets P-Δ dans le sens Y-Y.

On constate que θx et θy sont inférieurs à $0,1$. Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

➤ **Justification de l'interaction portique voile :**

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ROBOT :

Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens x-x : 31.74%

Sens y-y : 35.12 %

Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens x-x : 68.25%

Sens y-y : 64.87%

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est **mixte avec interaction**.

➤ **Affichage des efforts internes dans les différents éléments :**

Si on veut avoir les efforts internes dans un élément de la structure, on choisit la combinaison et on clique avec le bouton droit à l'intérieur de l'éditeur graphique puis on coche "*effort*". Pour avoir les efforts dans les poteaux à l'intérieur du tableau avec un clic sur le bouton droit, on choisit "*filtre*" et on sélectionne les poteaux.

a. Dans les poutres :

✓ **Dans les poutres principales :**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	49,95	4,30	93,56	10,21	85,79	2,45
Barre	812	990	812	997	655	438
Noeud	350	93	350	292	335	227
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
MIN	-50,80	-3,59	-92,18	-10,19	-112,78	-2,45
Barre	812	812	810	992	655	438
Noeud	350	350	348	132	339	227
Cas	15 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

TAB IV-8 : Extrêmes globaux des efforts dans les poutres principales.

✓ Dans les poutres secondaires :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	19,07	2,23	59,17	12,87	51,43	0,70
Barre	360	838	522	473	476	817
Noeud	14	288	136	196	292	282
Cas	6 (C)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	6 (C)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-42,36	-2,30	-59,32	-12,87	-46,80	-0,75
Barre	360	817	528	473	670	824
Noeud	22	282	296	228	335	284
Cas	6 (C)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	6 (C)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

TAB IV-9: Extrêmes globaux des efforts dans les poutres secondaires.

b. Dans les poteaux :

✓ Niveau sous-sol et RDC :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1074,74	82,60	26,49	1,59	48,87	37,45
Barre	15	29	1344	1348	1344	29
Noeud	29	57	56	88	92	57
Cas	6 (C)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-452,93	-81,32	-26,45	-1,59	-48,80	-38,36
Barre	31	32	1364	1360	1364	32

TAB V-10: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux s-sol et RDC.

TAB IV-10: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau Sous-sol et RDC

✓ Niveau 1 et 2 :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	771,81	57,08	38,33	1,02	60,24	34,66
Barre	163	294	264	232	264	295
Noeud	79	326	292	264	296	327
Cas	6 (C)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-193,01	-59,53	-38,26	-1,01	-60,13	-33,16
Barre	291	295	104	136	104	294
Noeud	95	327	132	168	136	326
Cas	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

TAB IV-11: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 1 et 2.

✓ Niveau 3,4,5 et 6 :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	548,63	47,93	28,39	0,99	43,42	28,98
Barre	209	302	278	307	278	308
Noeud	231	334	309	338	310	340
Cas	6 (C)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-78,73	-50,53	-28,33	-0,99	-43,47	-27,00
Barre	305	306	118	83	278	304
Noeud	327	338	149	114	309	336
Cas	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

TABI V-12: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 3, 4,5 et 6.

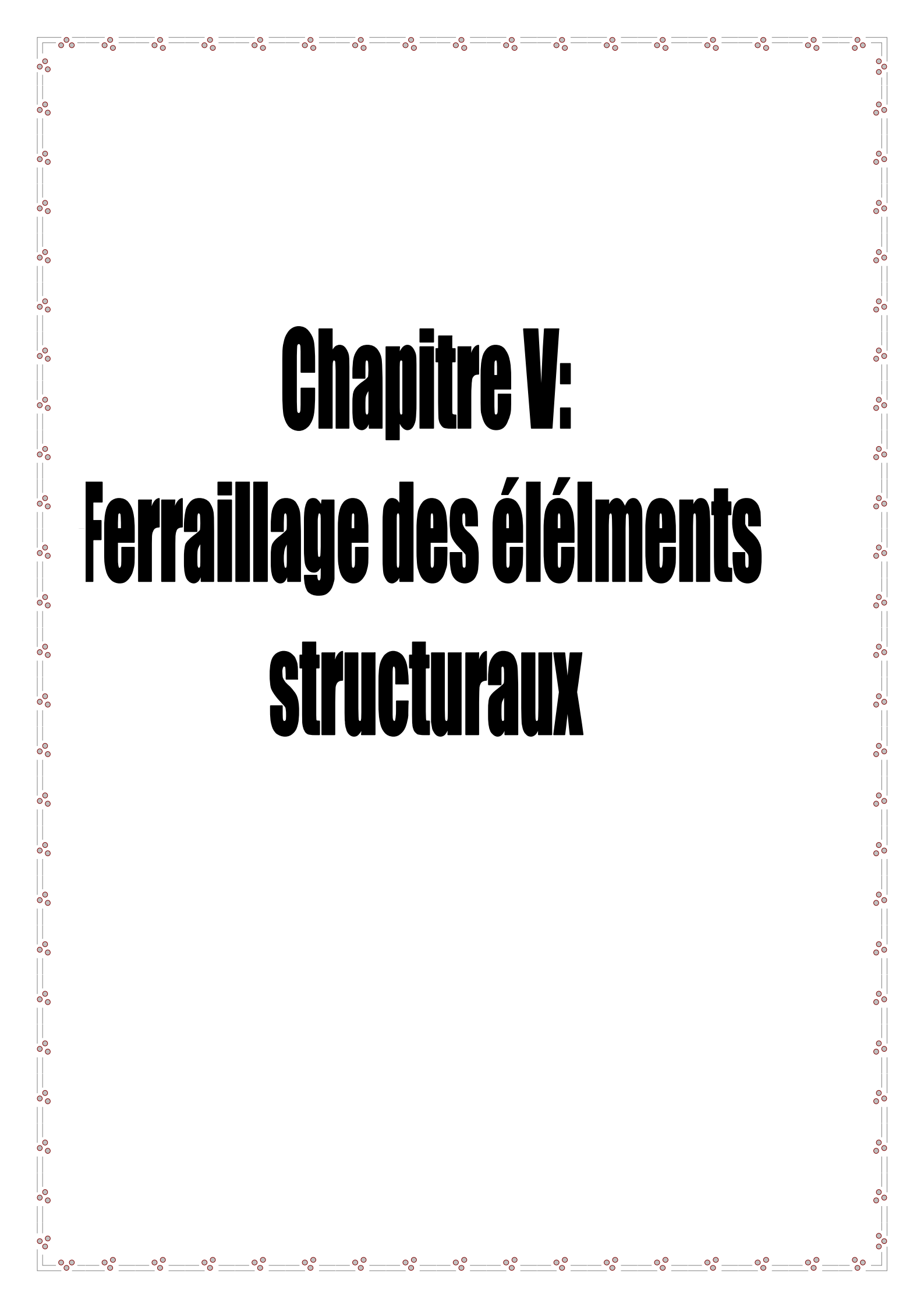
✓ Niveau 7,8 et 9 :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	169,38	39,38	17,06	1,04	26,98	24,27
Barre	221	316	224	92	224	318
Noeud	244	348	255	124	256	350
Cas	6 (C)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-67,27	-43,12	-17,06	-1,05	-26,99	-22,31
Barre	316	318	192	94	192	316
Noeud	348	350	223	126	224	348
Cas	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

TAB IV-13: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 7,8et 9.

Remarque :

Pour que notre structure soit stable et vérifiée, on a redimensionné la section des poutres adoptées au pré dimensionnement lors de la modélisation.



Chapitre V:

Ferraillage des éléments

structuraux

V.1- Ferraillage des poutres :

V.1.1- 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.1.2-Réglementation :

A. Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$
$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99/ Version 2003.

B. Recommandations du RPA99/ version 2003 :

❖ Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutres Principales de (30x45) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires de (30x35) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- Poutres Principales de (30x45) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaire de (30x35) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est de : 40ϕ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

❖ Armatures transversales (RPA 99 /2003.Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires):

$$s_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi \right)$$

En dehors de la zone nodale: $s \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Etant le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Dans le cas d'une section en travée avec 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.

VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d = h - c$,

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

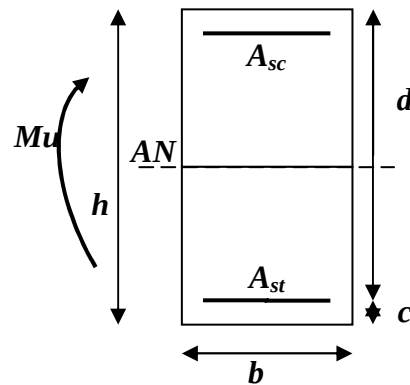


Figure V.1.1 : section en béton armée.

1) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée : $A_{sc} = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

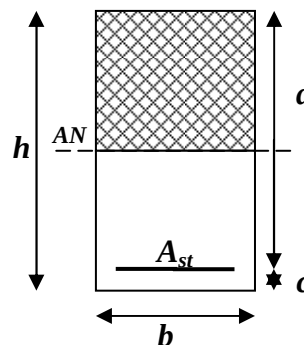


Figure V.1.2 : section simplement armée

2^{ème} cas : Section doublement armée : $A_{sc} \neq 0$

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

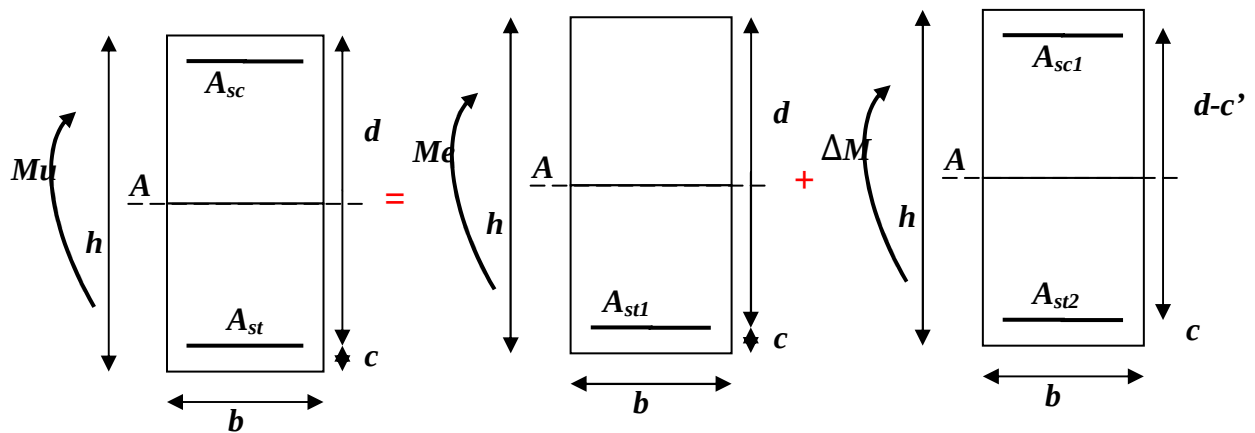


Figure V.1.3 : section doublement armée.

Paramètres à utiliser dans les calculs :

	Situation accidentelle	Situation courante
$f_{c28} (MPa)$	25	35
$f_e (MPa)$	400	400
$f_{bu} (MPa)$	21.73	14.2
γ_b	1.15	1.5
γ_s	1	1.15
θ	0.85	1
$\sigma_{st} (MPa)$	400	348

TAB V.1.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

2) Les efforts internes dans les poutres dans les niveaux Sous-sol, RDC et 1^{er} étage :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

❖ Poutres principales (30 x 45) :

	Moments (KN.m)	Combinaison	Elément
Appuis	-90.49	0.8G-Ey	447
Travée	64.14	G+Q+Ey	447

TAB V.1.2 : Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales.

❖ Poutres secondaires (30 x 35) :

	Moments (KN.m)	Combinaison	Elément
Appuis	-41.48	0.8G+Ex	476
Travée	51.43	G+Q-Ex	475

TAB V.1.3 : Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaires.

3) Ferraillage des poutres principales :

a. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{90.89 \times 10^3}{30 \times 42.5^2 \times 21.73} = 0,076 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.076 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,960$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{90.89 \times 10^3}{0,960 \times 42.5 \times 400} = 5.56 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_t = 5.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $\left. \begin{array}{l} 3HA12 \text{ filante} \\ 3HA 10 \text{ chapeau} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{ad} = 5.74 \text{ cm}^2$

b. En travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{64.14 \times 10^3}{30 \times 42.5^2 \times 21.73} = 0,054 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.054 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{64.14 \times 10^3}{0,972 \times 42.5 \times 400} = 3.88 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_t = 3.88 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA16 \Rightarrow A_{ad} = 6.03 \text{ cm}^2$.

4) Ferraillage des poutres secondaires :

a. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41.48 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 21.73} = 0,058 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,058 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41.48 \times 10^3}{0,970 \times 32.5 \times 400} = 3.28 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_t = 3.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $\left. \begin{array}{l} 3HA12 \text{ filante} \\ 3HA10 \text{ chapeau} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{ad} = 5.74 \text{ cm}^2$

b. En travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{51.43 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 21.73} = 0,072 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,072 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,963$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{51.43 \times 10^3}{0,963 \times 32.5 \times 400} = 4.11 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_t = 4.11 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA14 \Rightarrow A_{ad} = 4.62 \text{ cm}^2$.

		Moments (KN.m)		μ	β	section	A_{st} (cm ²)	ferraillage	A_{ad} (cm ²)
Poutres principales	travées	M_t	64.14	0,054	0,972	S.S.A	3.88	3HA16	6.03
	appuis	M_{ap}	-90.89	0,076	0,960	S.S.A	5.56	3HA12 filante+ 3HA10 chapeau	5.74
Poutres secondaires	travées	M_t	51.43	0,072	0,963	S.S.A	4.11	3HA14	4.62
	appuis	M_{ap}	-41.48	0,058	0,970	S.S.A	3.28	3HA12 filante+ 3HA10 chapeau	5.74

TAB V.1.4 : ferraillage des poutres principales et secondaires.

5) Ferraillage des poutres dans les niveaux 2^{éme}, 3^{éme}, 4^{éme} et 5^{éme} étages :

			Moments (KN.m)	μ	β	section	A_{st} (cm ²)	ferraillage	A_{ad} (cm ²)
Poutres principales	travées	M_t	85.79	0.072	0.963	S.S.A	5.17	3HA16	6.03
	appuis	M_{ap}	-112.78	0.094	0.951	S.S.A	6.89	3HA14 filante+ 3HA12 chapeau	8.01
Poutres secondaires	travées	M_t	50.59	0.072	0.963	S.S.A	3.97	3HA14	4.62
	appuis	M_{ap}	-46.80	0.066	0.966	S.S.A	3.67	3HA12 filante+ 3HA10 chapeau	5.74

TAB V.1.5 : ferraillage des poutres principales et secondaires.

6) Ferraillage des poutres dans les niveaux 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages :

			Moments (KN.m)	μ	β	section	A_{st} (cm ²)	ferraillage	A_{ad} (cm ²)
Poutres principales	travées	M_t	95.75	0.080	0.958	S.S.A	5.81	3HA16	6.03
	appuis	M_{ap}	- 103.3 2	0.086	0.955	S.S.A	6.29	3HA14 filante+ 3HA12 chapeau	8.01
Poutres secondaires	travées	M_t	39.28	0.056	0.971	S.S.A	3.06	3HA12	3.39
	appuis	M_{ap}	-56.13	0.080	0.958	S.S.A	4.43	3HA12filante+ 3HA10 chapeau	5.74

TAB V.1.6 : ferraillage des poutres principales et secondaires.

Pour faciliter l'exécution on adopte le même ferraillage, le ferraillage qui sera adopté pour les poutres est comme suit :

		Travée	Appuis
Poutres Principales	$A_{ad}(cm^2)$	6.03	8.01
	ferraillage	3HA16	3HA14 filante +3HA12chapeau
Poutres Secondaires	$A_{ad}(cm^2)$	4.62	5.74
	ferraillage	3HA14	3HA12 filante+3HA10 chapeau

TAB V.1.7 : ferraillage adopté pour les poutres principales et secondaires.

V.1.4. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91/99) :

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

• Calcul de la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

✓ **Poutres principales :** $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 42,5 \times 2,1}{400} = 1,55 \text{ cm}^2$

✚ Aux appuis :

$$A_{Adopte} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✚ En travées :

$$A_{Adopte} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Poutres Secondaire :** $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$

✚ Aux appuis :

$$A_{Adopte} = 5.74 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ En travées :

$$A_{Adopte} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

<i>Poutres</i>	<i>Effort tranchant (KN)</i>		<i>b (cm)</i>	<i>d (cm)</i>	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	<i>Observation</i>
<i>principale</i>	T_{max}	70.51	30	42.5	0.55	2,5	<i>condition vérifiée</i>
<i>secondaire</i>	T_{max}	34.51	30	32.5	0,35	2,5	<i>condition vérifiée</i>

TAB V.1.8: Vérification aux cisaillements.

- Influence de l'effort tranchant :

✓ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

<i>Poutres</i>	<i>Effort tranchant (KN)</i>		<i>b (cm)</i>	<i>d (cm)</i>	<i>f_{c28} (MPa)</i>	<i>γ_b</i>	<i>T (KN)</i>	<i>Observation</i>
<i>principale</i>	<i>T_{max}</i>	70.51	30	42.5	25	1,5	774.00	<i>condition vérifiée</i>
<i>secondaire</i>	<i>T_{max}</i>	34.51	30	32.5	25	1,5	594.00	<i>condition vérifiée</i>

TAB V.1.9: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_u \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$	A_u (cm ²)	Observation
Poutres principale	70.51	48.36	0,425	0,387	5.61	Condition vérifiée
Poutres secondaire	34.51	37.60	0,325	0,297	4.63	Condition vérifiée

TAB V.1.10: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

3) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement **HA**.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

✓ Poutres Principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = \mathbf{28.26 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.51 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 282,6} = \mathbf{0.65 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.65 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{sc}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14(1.4 + 1.2) = \mathbf{24.49 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.51 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 244,9} = \mathbf{0.47 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.47 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{sc}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = \mathbf{56.43 \text{ cm}}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = \mathbf{49.38 \text{ cm}}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = \mathbf{42.32 \text{ cm}}$
- Pour les ϕ_{10} : $L_s = \mathbf{35.27 \text{ cm}}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $\mathbf{0,4 L_s}$, pour les aciers **HA**.

- Pour les ϕ_{16} : $L_c = \mathbf{22.57 \text{ cm}}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_c = \mathbf{19.75 \text{ cm}}$

- Pour les $\emptyset_{12} : L_c = 16.92 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{10} : L_c = 16.92 \text{ cm}$

VI.1.5 Vérifications du RPA99/ version 2003:

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutres Principales de (30x45) : $A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires de (30x40) : $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

✓ Poutres principales (30x45) :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset \right) = \min (11.25; 19.2)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2$$

✓ Poutres secondaire (30x35) :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset \right) = \min (8.75; 16.8)$ Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0.72 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc on choisira un cadre + un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

3) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 Et h_1 : Dimensions du poteau.

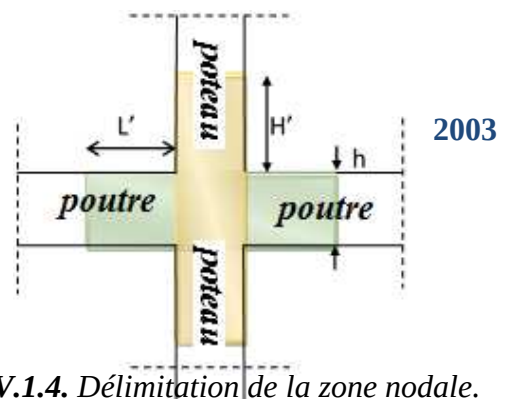


Figure V.1.4. Délimitation de la zone nodale.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

- $h' = \max (65; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$.
- Poutre Principale $l' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.
- Poutre Secondaire $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.6 Vérification a 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) Vérification des contraintes :

a. Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

b. Vérification de la contrainte dans le béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

Poutres		M_s (KN.m)	A_{ad} (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	En travée	36.09	6.03	30	42.5	0.472	0.896	33.08	0.030	157.17	4.71	15	condition vérifiée
	En appuis	-35.12	8.01			0.619	0.884	28.10	0.035	116.70	4.08		condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	27.31	4.62	30	32.5	0.461	0.897	33.54	0.0329	202.77	6.67	15	condition vérifiée
	En appuis	-27.17	5.74			0.580	0.887	29.25	0.034	164.19	5.58		condition vérifiée

TAB V.1.11: vérification des contraintes.

❖ Etat limite de déformation :

$$\text{Sens (x-x)} : \bar{f} = \frac{285}{500} = 0,57 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens (y-y)} : \bar{f} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm.}$$

La flèche est vérifiée

V.2. Ferrailage des Poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

situation	γ_b	γ_s	T_{c28}	σ_{bc} (mpa)	Fe (mpa)	σ_{st} (mpa)
durable	1.15	1.15	25	14.2	400	348
accidentelle	1.15	1		21.73		400

Tableau V.2.1- Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression (ou de traction) et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

Conventions :

$N > 0$: Compression

$N < 0$: traction

Soit (1-1), (2-2) et (3-3) les axes locaux des sections des différents poteaux.

- **Combinaison de calcul :**

BAEL.91_modif.99 :

E.L.U. : Situation durable : $1.35 G + 1.5 Q$

RPA.99_modif.2003 :

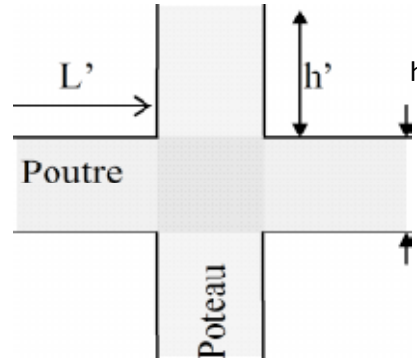
Situation accidentelle (art.5.2) $G + Q \pm E$ et $0.8 G \pm E$

V.2.2. Recommandations et exigence du « RPA.99_modif_2003 » :

1. Armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de 0.8% en zone IIa.
 - Poteaux (45 x 45) : $A_{max} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (35 x 35) : $A_{max} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (30 x 30) : $A_{max} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $0,3\% \times b \times h$ en zone II.
 - Poteaux (45 x 45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (35 x 35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (30 x 30) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $0,6\% \times b \times h$ en zone II.
 - Poteaux (45 x 45) : $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (35 x 35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (30 x 30) : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales
 $h' = \text{Max}(h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$



2. Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

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.

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 sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant
Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{Élancement géométrique de poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{i} \right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0,7L_0$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale $S_t \leq \min (10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en zone II

Dans la zone courante $S_t \leq \min (15\emptyset)$ en zone II

$\emptyset$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10 $\emptyset$** minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\emptyset$ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % Est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

V.2.3 Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

niveau	La section des poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation
S – Sol et RDC	45 x 45	N_{max}	1074.74	M_{1cor}	25.93	ELU
				M_{2cor}	13.59	
		N_{min}	-452.93	M_{1cor}	-19.23	0,8G-EY
				M_{2cor}	-21.71	
		N_{cor}	643.61	M_{max}	48.87	08G-EX
1 ^{er} , 2 ^{em} étage	40 x 40	N_{max}	771.81	M_{1cor}	36.63	ELU
				M_{2cor}	18.14	
		N_{min}	-193.01	M_{1cor}	-15.85	0,8G-EY
				M_{2cor}	-18.95	
		N_{cor}	443.17	M_{max}	60.24	08G-EX
3 ^{ème} $\Rightarrow$ 6 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	548.63	M_{1cor}	34.47	ELU
				M_{2cor}	17.95	
		N_{min}	-78.73	M_{1cor}	-14.56	0,8G-EY
				M_{2cor}	-19.52	
		N_{cor}	288.74	M_{max}	43.42	08G-EX
7 ^{ème} $\Rightarrow$ 8 ^{ème}	30 x 30	N_{max}	169.38	M_{1cor}	21.37	ELU
				M_{2cor}	12.04	
		N_{min}	-67.27	M_{1cor}	-14.69	0,8G-EY
				M_{2cor}	-22.31	
		N_{cor}	72.99	M_{max}	26.98	08G-EX

TAB V.2.2 : Les efforts internes dans les poteaux.

V.2.4 Calcul du ferraillage:

-Calcul du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

1. Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée

- Le centre de pression se trouve à armatures. (Que ça soit un

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du

Segment limité par les armatures et appliqué est de compression

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$\text{Avec } N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} :$$

N_u : effort de compression :

M_f : moment fictif

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression.} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

-Détermination des armatures

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : $N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$$A_{sc1} = \frac{N - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas : $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3. Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c) \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible

D'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : S SOL, RDC

Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage.

Zone III : du 4^{ème} au 6^{ème} étage.

Zone IV : du 7^{ème} et 8^{ème} étage.

Ferraillage des poteaux :

niveau	poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A_{sc} cm ²	A_{st} cm ²	A_{min} cm ²	ferrailage	A_{ad} cm ²
S-sol et RDC	45 x 45	N_{max}	1074.74	M_{1cor}	25.93	ELU	SEC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.20
				M_{2cor}	13.59		SEC	0	0			
		N_{min}	-452.93	M_{1cor}	-19.23	0,8G-EY	SET	6,86	4,46			
				M_{2cor}	-21.71		SET	7.02	4.3			
		N_{cor}	63.614	M_{max}	48.87	08G-EX	SPC	0	2.52			
1 ^{er} , 2 ^{em} , étage	40 x 40	N_{max}	771.81	M_{1cor}	36.63	ELU	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
				M_{2cor}	18.14		SEC	0	0			
		N_{min}	-193.01	M_{1cor}	-15.85	08G-EY	SET	3.54	1.28			
				M_{2cor}	-18.95		SET	3.77	1.06			
		N_{cor}	443.17	M_{max}	60.24	08G-EX	SEC	0	0			
3 ^{ème} ⇒ 6 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	548.63	M_{1cor}	34.47	ELU	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.31
				M_{2cor}	17.95		SEC	0	0			
		N_{min}	-78.73	M_{1cor}	-14.56	08G-EY	SPC	2.18	0			
				M_{2cor}	-19.52		SPC	2.56	0			
		N_{cor}	288.74	M_{max}	43.42	08G-EX	SEC	0	0			
7 ^{ème} ⇒ 8 ^{ème}	30 x 30	N_{max}	169.38	M_{1cor}	21.37	ELU	SEC	0	0	7.2	4HA14+4HA12	10.67
				M_{2cor}	12.04		SEC	0	0			
		N_{min}	-67.27	M_{1cor}	-14.69	08G-EY	SPC	2.26	0			
				M_{2cor}	-22.31		SPC	2.96	0			
		N_{cor}	72.99	M_{max}	26.98	0,8G-EX	SPC	0	1.59			

TAB V.2.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99_version_2003 » en Zone II a.

V.2.5 Vérifications à l'ELU :

I. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II.
 - ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (30 x 30) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25\text{cm}$:

2. Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « ϕ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

✓ Diamètre des barres :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

✚ $\rho_1 = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

✚ $\rho_1 = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

L'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \lambda_g \quad \text{avec : } a = b$$

Tel que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

✓ Espacement des armatures :

- Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) \quad S_t = 10 \text{ cm.}$$

- Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\phi)$.

$$S_t \leq \min(15 \phi) = \min(15 \times 1,2) \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

⚙ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

	S SOL	RDC	1 et 2	3 a 6	7 et 8
	(45x45)	(45x45)	(40x40)	(35x35)	(30x30)
Effort tranchants (KN)	46.22	46.22	32.79	22.34	20.20
Elancement géométrique λ_g	4.76	5.61	5.35	6.12	7.14
Coefficient correcteur ρ_1	3.75	2.5	2.5	2.5	2.5
A_t Zone nodale ($S_t = 10cm$)	10	10	10	10	10
A_t Zone courante ($S_t = 15cm$)	15	15	15	15	15
A^{min} Zone nodale ($S_t = 10cm$)	1.89	1.35	1.2	1.05	0.9
A^{min} zone courante ($S_t = 15cm$)	2.97	2.02	1.8	1.575	1.35
σ_{ad}	3.14	3.14	2.01	2.01	2.01

TAB V.2.4 : Détermination des armatures transversales.

D'après le tableau ci-dessus, $A_{tmin} > A_t \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ Cm}^2 > t (\min) A$ **Condition vérifiée**

Les armatures longitudinales des poteaux (du 1^{er} au 8^{ème} étage) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : ($4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$) ; et les poteaux (S SOL, RDC) seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : ($4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$) dans la zone courante. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum $10 \phi t \text{ min} = 8 \text{ cm}$.

3. Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221).

$$= \frac{\tau_{su}}{4}$$

Avec $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA12 : $l_s = 1.2 \times 400 / 4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 42.33 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_s = 1.4 \times 400 / 4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 49.33 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $l_s = 1.6 \times 400 / 4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 56.44 \text{ cm}$

Pour les HA20 : $l_s = 20 \times 400 / 4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 70.55 \text{ cm}$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

POT (45 x45) $\Rightarrow$ RDC

$$h' = \max\left(\frac{361 - 45}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right) = \max(52.66; 45; 45; 60\text{cm})$$

DONC **$h'=60.33\text{cm}$**

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$	
45 x 45 (S-Sol)	$h' = \max(43.50; 45; 45; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$
45 x 45(RDC)	$h' = \max(61.33; 45; 45; 60\text{cm})$	$h' = 61.33\text{ cm}$
40 x 40	$h' = \max(43.50; 50; 50; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$
35 x 35	$h' = \max(43.50; 45; 45; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$
30 x 30	$h' = \max(43.50; 40; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$

TAB .2.5 : Délimitation des zones nodales.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poutres

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui.

4. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteaux	T_{max}^u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
45 x 45 (S-Sol)	46.22	45	42,5	4.76	0,04	1	0.241	Condition vérifiée
45 x 45(RDC)	46.22	45	42,5	5.61	0,075	1.875	0.241	Condition vérifiée
40 x 40	32.79	40	37,5	5.35	0,075	1.875	0.218	Condition vérifiée
35 x 35	22.34	35	32,5	6.12	0,075	1.875	0.120	Condition vérifiée
30 x 30	20.20	30	27,5	7.14	0,075	1.875	0.244	Condition vérifiée

TAB V.2.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

VI.2.6 Vérifications à l'ELS :

1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$2. A_{s\ ad} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

3. *État 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 : $\sigma_s = 384\ MPa$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15\ MPa$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ *Vérification d'une section entièrement comprimée :*

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A'_s + A_s)$ On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0,5h - d) - A_s \times (d - 0,5h)}{bh + 15(A'_s + A_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + (A'_s(0,5 - d - X_G)^2 - A_s(0,5 - d + X_G)^2)$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

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 obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + (P \times y_2) + q = 0$$

$$\begin{cases} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2 \end{cases}$$

On calcule l'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15[(A_s(d - y_1)^2) + A'_s(y_1 - c')^2]$$

La contrainte de pression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1$

σ_{bs} : Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

Conclusions :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures

$A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** » en zone **II**.

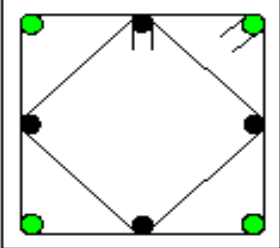
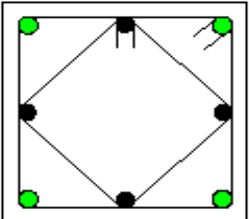
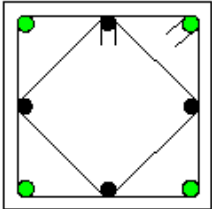
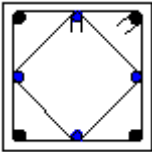
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales	coupes schématique
S-Sol et RDC	45 x 45	4HA20+4HA16	1cadre et 2triers (HA8)	
1 et 2 étage	40 x 40	4HA16+4HA14	1cadre et 2triers (HA8)	
3.4.5.6 étage	35 x 35	4HA16+4HA14	1cadre et 2triers (HA8)	
7.8 étage	30 x 30	4HA14+4HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau V.2.7 : Ferraillage finale des poteaux.

V.3. Ferrailage des voiles

1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous actions des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

2. Exposer de la méthode :

La méthode de ferrailage des voiles est celle utilisée est la méthode de la R.D.M.

Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

3. Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

$$V, V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

I : Moment d'inertie du voile.

B : Section de béton.

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_C\right)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)|\sigma_{min}|}{l_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

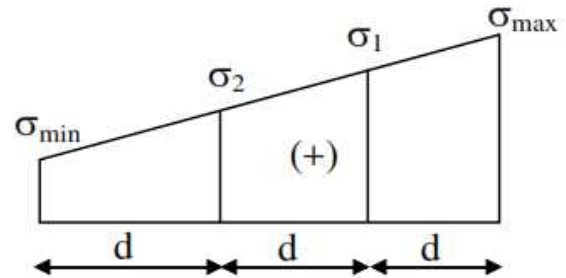


Figure V.3.1 : Section entièrement comprimée.

e : Epaisseur du voile.

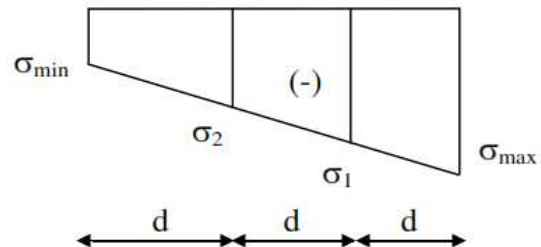


Figure V.3.2: Section entièrement tendue.

b. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

c. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

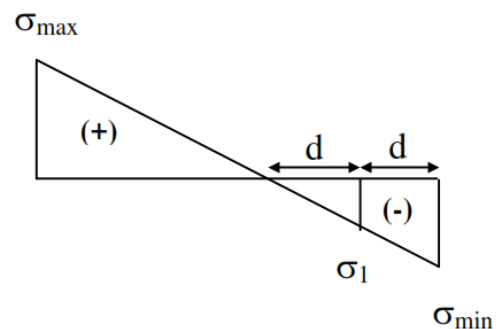


Figure V.3.3 : Section partiellement comprimée

4. Les armatures :

Section Arm	Section entièrement comprimée	Section partiellement comprimée	Section entièrement tendue
Armatures verticales	$A_{vt} = \frac{N_l + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$	$A_{vt} = \frac{N_l}{\sigma_{st}}$	$A_{vt} = \frac{N_l}{\sigma_{st}}$
Armatures minimales	$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \%$	$A_{min} \geq \max(0,23 \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,005B)$	$A_{min} \geq \max(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\%B)$

Tab.V.3.1. armatures verticales et minimales dans les différentes sections

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendu.

❖ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à **135°** ayant une longueur de **10Ø** et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,15\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003.}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \} \text{BAEL 91 Modifié 99.}$$

A_V : Section d'armatures verticales.

B : Section du béton.

- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- ✓

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

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 d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

❖ Armatures de potelets:

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version 2003.}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

❖ Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

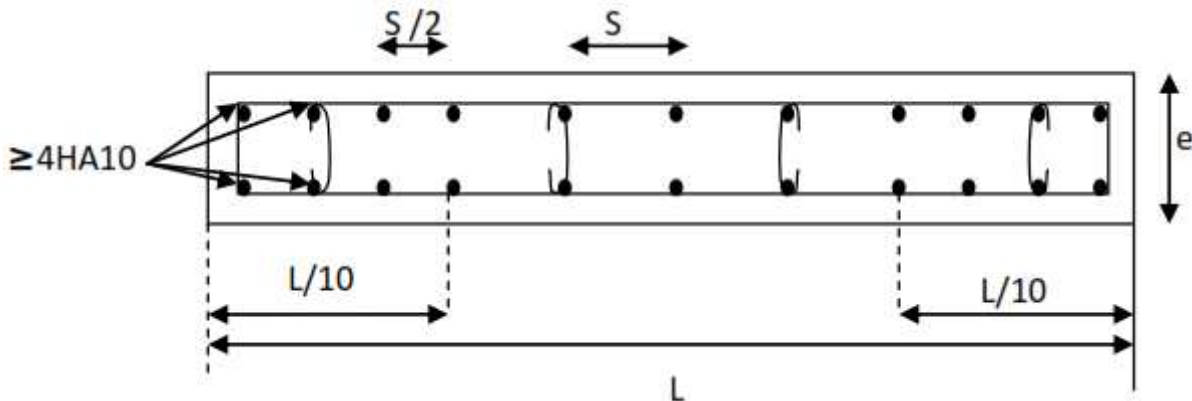


Figure V.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

5. Vérification :❖ Vérification à l'ELS :Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

$N_s = G + Q$ Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

Contraintes limites de cisaillement : Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{Avec: } \bar{T} = 1,4 T_{calcul}^u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d=0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Remarque :

Notre structure est munie de deux types de voiles :

- ✓ Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité) ;
- ✓ Voiles avec un poteau à une extrémité et un potelet à l'autre extrémité.

6. Exemple de calcul :

Calcul le voile transversale VTy_1 dans la zone I :

$$l = 3.90 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 2.16 \text{ MPa} = 2160 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_{min} = -5.10 \text{ MPa} = -5100 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{SPC}$$

σ_{max} et σ_{min} Sont des signes contraires donc on à une section partiellement comprimée (S.P.C).

❖ **Calcul de la longueur de la zone comprimée :**

$$L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{2.16}{2.16 + 5.10} \times 3.90 = 2.31 \text{ m.}$$

Calcul la longueur de la zone tendue :

$$L_T = L - L_C = 3.90 - 1.16 = 2.74 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2) respectivement avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_C \right) = \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} 1.16 \right) = 0.78 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = 0.78 \text{ m.} \\ d_2 = L_t - d_1 = 2.74 - 0.78 = 1.96 \text{ m.} \end{array} \right.$$

❖ **Espacement :**

✓ **Zone courante (d_2) :** $St \leq \min(1.5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ on prend $St = 20 \text{ cm.}$

✓ **Zone d'extrémité (d_1) :** $D = \frac{St}{2} = 10\text{cm}$

Calcul de la contrainte σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)(\sigma_{min})}{l_t} = \frac{(2.74 - 0.78)(-5.10)}{2.74} = -3.64 \text{ MPa.}$$

❖ **Détermination des efforts normaux :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{(5100 + 3640)}{2} \times 0.78 \times 0.2 = 681.72 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{3640}{2} \times 1.96 \times 0.2 = 713.44 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

❖ **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{681.72}{40} = 17.04 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{713.44}{40} = 17.83 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul des armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max\left(0.23 \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.005B\right) \quad B = d \times e$$

$$B_1 = d_1 \times e = 78 \times 20 = 1560 \text{ cm}^2$$

$$B_2 = d_2 \times e = 196 \times 20 = 3920 \text{ cm}^2$$

$$A1_{min} \geq \max(1.88; 7.8) = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$A2_{min} \geq \max(4.73; 17.4) = 19.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 T_u}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 414.31}{40} = 15.95 \text{ cm}^2.$$

❖ **Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 17.04 + \frac{15.95}{4} = 21.03 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 17.83 + \frac{15.95}{4} = 21.81 \text{ cm}^2.$$

❖ **Le ferrailage adopté :**

$$A_1 = 2 \times 8\text{HA}14 = 24.62 \text{ cm}^2, \text{ soit } S_t = 10\text{cm.}$$

$$A_2 = 2 \times 7\text{HA}14 = 21.54 \text{ cm}^2, \text{ soit } S_t = 20\text{cm.}$$

❖ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_{ad}^v}{4} = \frac{24.62}{4} = 6.15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'après le RPA modifié 2003 : } A_H \geq 0.15\%B = 11.70 \text{ cm}^2.$$

Soit $2 \times 4\text{HA}12 = 9.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$.

❖ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ **Pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10

7. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\sigma_b = \frac{|N_s|}{B + 15A} = \frac{1261.80 \times 10^3}{3900 \times 200 + 15 \times 46.16 \times 10^2} = 1.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

—————→ **Condition vérifiée**

8. Contraintes limites de cisaillement : Art 7.7.2 RPA 99/Version2003.❖ **RPA révisé 2003 (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{Avec: } \bar{T} = 1,4 T_{\text{calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 414.31 \times 10^3}{(0,2 \times 0,9 \times 3.06) 10^6} = 1.053 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **Selon le BAEL: (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.15 \frac{25}{1.15}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.26; 4 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{414.31 \times 10^3}{(0,2 \times 0,9 \times 3.9) 10^6} = 0,590 < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}.$$

Conclusion :

On ferraillera par zone car on a constaté qu'il est possible d'adopter le premier type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs:

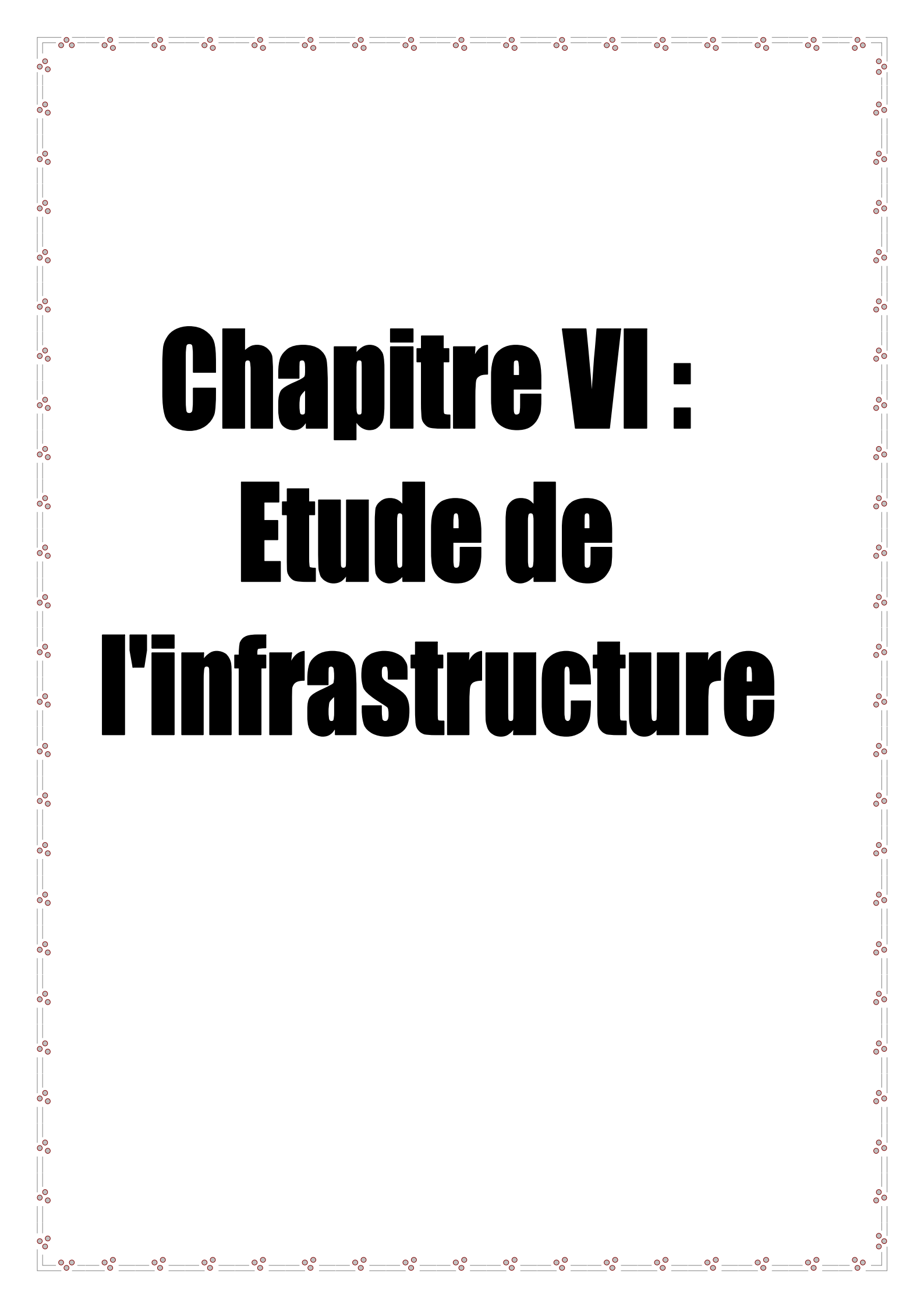
- **Zone I:** S-Sol, RDC et 1^{er} étage.
- **Zone II:** 2^{ème} au 4^{ème} étage.
- **Zone III :** 5^{ème} au 8^{ème} étage.

Zones		zone I	zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.90	3.90	3,90
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,78	0,78	0,78
Sollicitations de calcul	élément	1105(VT1)	1169	1307
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	2160	580	670
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	-5100	-2540	-1140
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	T _u (KN)	414.31	278.18	337.46
	L _t (m)	2.74	3.17	2.46
	L _c (m)	1.16	0.73	1.44
	d ₁ (m)	0.78	0.49	0.96
	d2 (m)	1.96	2.68	1.50
	σ_1 (KN/m ²)	-3640	-2.15	-0.69
	N (KN)	N ₁	681.72	229.81
		N ₂	713.44	576.20
Ferraillage des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.04	5.75
		A _{v2}	17.83	14.41
	A _{vj} (cm ²)		15.95	10.70
	A (cm ²)	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	21.03	8.42
		A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	20.31	17.08
	A _{min1} (cm ²)		7.8	4.90
	A _{min2} (cm ²)		19.6	26.8
	A _{ad} ^v (cm ²)	Bande1 :	24.62	10.98
		Bande 2 :	21.54	18.01
	Choix des barres/nappe	Bande 1 :	16HA14	2x7HA10
		Bande 2 :	14HA14	2x8HA12
	St (cm)	Bande 1 :	10	10
		Bande 2 :	20	20
	AH min=0.15%*B (cm ²) bande		11.70	11.70
	Ah/adopté (cm ²)		9.04	9.04
	AH /nappe (cm ²)		6.15	4.5
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2x4 HA12	2x4 HA12
	St (cm)		20	20
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.59	0.50
		τ_b (MPa)	1.053	0.71
	ELS	N _s (KN)	1261.80	760.07
		σ_b (MPa)	1.48	0.92

Tab. V.3.1 : Ferraillage des voiles transversaux par zone

Zones		zone I	zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.00	1.00	1.00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,2	0,2	0,2
Sollicitations de calcul	élément	1111	1235	1321
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	2550	1320	690
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	-6810	-2710	-1920
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	T _u (KN)	196.84	291.27	222.43
	L _t (m)	0.73	0.67	0.74
	L _c (m)	0.27	0.33	0.26
	d ₁ (m)	0.18	0.22	0.17
	d ₂ (m)	0.55	0.45	0.57
	σ_1 (KN/m ²)	-5130	-1820	-1480
	N (KN)	N ₁	214.92	99.66
		N ₂	282.15	81.90
Ferrailage des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	5.37	2.49
		A _{v2}	7.05	2.05
	A _{vj} (cm ²)		1.89	2.80
	A (cm ²)	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	7.26	5.29
		A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	8.94	4.85
	A _{min1} (cm ²)		1.8	2.2
	A _{min2} (cm ²)		5.5	4.5
	A _{ad} ^v (cm ²)	Bande1 :	9.05	6.28
		Bande 2 :	9.05	6.28
	Choix des barres/nappe	Bande 1 :	2x4HA12	2x4HA10
		Bande 2 :	2x4HA12	2x4HA10
	St (cm)	Bande 1 :	10	10
		Bande 2 :	20	20
	AH min=0.15%*B (cm ²) bande		3.00	3.00
	Ah/adopté (cm ²)		4.71	4.71
	AH /nappe (cm ²)		2.26	1.57
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10
	St (cm)		20	20
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.3	0.52
		τ_b (MPa)	0.51	0.74
	ELS	N _s (KN)	532.44	196.81
		σ_b (MPa)	2.34	0.89

Tab. V.3.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux par zone



Chapitre VI :

Etude de

l'infrastructure

Les fondations

VI.1. Introduction :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'**interface entre l'ouvrage et le sol** s'appellent **fondations**. Ainsi, quelque soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Le rôle des fondations est la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol, radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux et puits).

Dans le cas le plus générale un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ✓ **Une force horizontale** : résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✓ **Un moment** qui peut être exercé dans de différents plans.

■ Une fondation doit être **durable**. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.

■ Une fondation doit être **économique**. Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

VI.2. 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 $\sigma_{\text{sol}} = 2.43 \text{ bars}$

On l'absence de la nappe phréatique il y'aura pas de risque de la remontée des eaux.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

VI.3. Les types de fondations :

a. Les fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

b. Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.
- Barrettes : parois moulés de très grande profondeur, capables de résister à de très grands efforts de la super structure.

VI.4. Choix du type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité de l'exécution.

VI.5. Dimensionnement :

a. Semelles filantes :

A.1. Semelles sous poteaux :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ *Etape de calcul :*

Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \begin{cases} e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases} ; \end{aligned} \quad \begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \end{cases}$$

➤ *détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$:*

Poteaux	$N_s(KN)$	$M_i(KN.m)$	$e_i(m)$	$N_i \times e_i(KN.m)$
A	494.43	-9.86	-5.85	-2892.42
B	671.15	-1.86	-1.95	-1308.74
C	781.79	-1.56	1.95	1524.49
D	705.79	-6.68	5.85	4128.87
Somme	2653.16	-19,96	/	1452.20

Tab.VI.1. : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1452.20 - 19,96}{2653.16} = 0.55 \text{ m.}$$

$$e = 0.55 < \frac{l}{6} = \frac{11.7}{6} = 1.95 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2653.16}{11.7} \left(1 - \frac{6 \times 0.55}{11.7}\right) = 162.80 \text{ KN/ml.} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2653.16}{11.7} \left(1 + \frac{6 \times 0.55}{11.7}\right) = 290.72 \text{ KN/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{2653.16}{11.7} \left(1 + \frac{3 \times 0.55}{11.7}\right) = 258.74 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{258.74}{243} = 1.06 \text{ m} \cong 1.1 \text{ m.}$$

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 1.1 \times 11.7 = 12.87 \text{ m}^2$.

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{t \text{ Pot}} = B \times (8(11.7)) = 103 \text{ m}^2.$$

A.2. Semelles sous Voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L}$$

$$B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0.243 MPa.

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G : charge permanente revenant aux voiles.

Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=BxL (m ²)
VT	1277.66	3.90	1.35	5.27
VL	341.63	1.22	1.15	1.15
				6.42

Tab VI.2 : Surface des semelles filantes sous voiles

- La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_{v\ tot} + S_{p\ tot} = 6.42 + 103 = 109.42\ m^2.$$

- La surface totale de la structure: $S_{t\ structure} = 229.91m^2$.

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{t\ semelles}}{S_{t\ structure}} = \frac{109.42}{229.91} = 0,46$$

- La surface des semelles représente 45%

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 on opte pour des semelles filantes comme fondation.

VII.6. Etude de la semelle filante sous poteaux :

a. Epaisseur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5$$

Avec

B : largeur de la semelle.

h_s : Hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x.

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{110 - 45}{4} + 5 = 21.25 \text{ cm}$$

On prend : $h_s = 25 \text{ cm}$

Donc : $B = 170 \text{ cm}$

$h_s = 40 \text{ cm}$

b. Etude de la poutre de rigidité :

❖ Dimensionnement :

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \quad \longrightarrow \quad 43.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 65 \text{ cm}$$

On prend : $h_p = 90 \text{ cm}$

$$\text{La hauteur : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \quad \longrightarrow \quad 30 \text{ cm} \leq b_p \leq 60 \text{ cm}$$

On prend : $b_p = 60 \text{ cm}$

□ Donc les dimensions de la poutre de rigidité sont **(60x90) cm²**.

c. Ferrailage de la poutre :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 4 appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Poteaux	Nu (KN)	Mu (KN.m)	e_i (m)	Nu x e_i
13	675.94	15.78	-5.85	-3954.25
14	920.63	13.75	-1.95	-1795.23
15	1074.74	13.59	1.95	2095.74
16	973.32	18.16	5.85	5693.92
Total	3644.63	61.28	/	2040.18

Tab VI.3 : Sollicitations sur la poutre de rigidité

$$e = \frac{\sum N_u e_i + \sum M_u}{\sum N_u} = \frac{2014.18 + 61.28}{3644.63} = 0.58 \text{ m.}$$

$$qu = \frac{\sum N_u}{L_t} \left(1 + \frac{3e}{L_t} \right) = \frac{3644.63}{12.8} \left(1 + \frac{3 \times 0.58}{12.8} \right) = 323.44 \text{ kN/ml.}$$

d. Calcul des moments isostatiques (en appliquant la méthode forfaitaire) :

$$M_0 = \frac{qu l^2}{8} = \frac{323.44 \times (3.90)^2}{8} = 614.94 \text{ kN.m}$$

$$M^{\text{ar}} = 0.3 M_0 = 184.48 \text{ kN.m}$$

$$M^{\text{ai}} = 0.5 M_0 = 307.47 \text{ kN.m}$$

$$M^{\text{t}} = 0.85 M_0 = 522.5 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Nous avons une symétrie de charge d'où une symétrie dans le diagramme des moments fléchissant et dans celui des efforts tranchants.

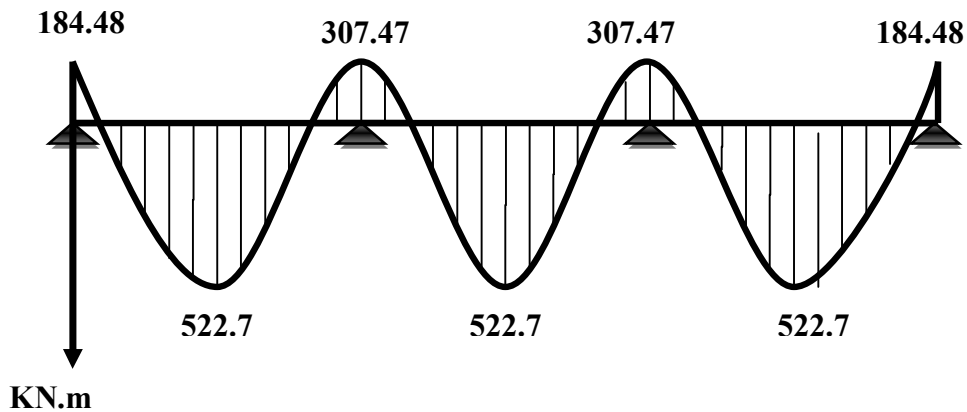


Fig.VII.1 : Diagramme des moments à l'ELU

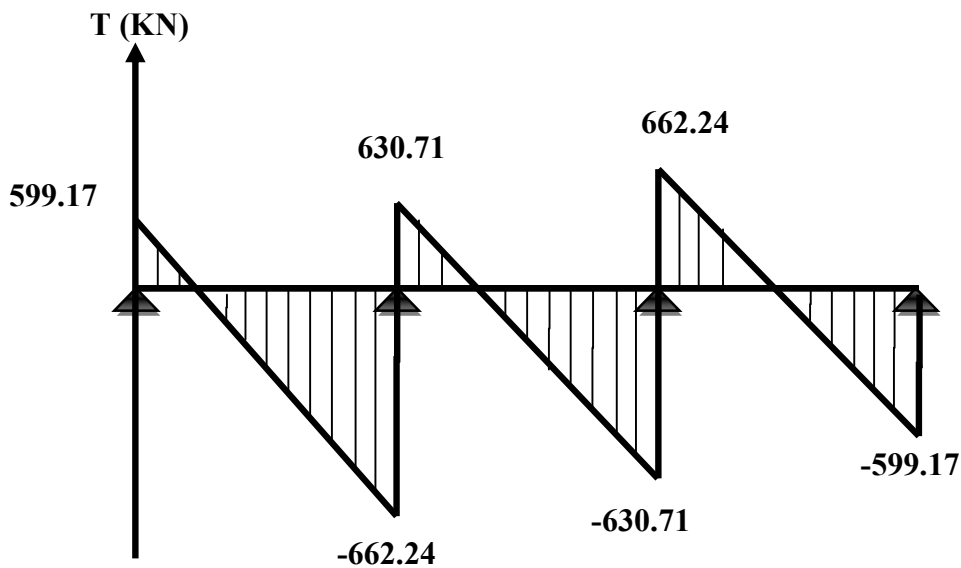


Fig.VI.2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

e. **Calcul des armatures dans les nervures :**(les moments fléchissant sont repris par les nervures)

Sachant que :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \quad A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Aux appuis :

Appuis	Mt (KN.m)	μ	β	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
A	184.48	0.030	0.985	8.96	5HA16= 10.05
B	307.47	0.050	0.974	15.12	5HA16+5HA14= 17.74
C	307.47	0.050	0.974	15.12	5HA16+5HA14= 17.74
D	184.48	0.030	0.985	8.96	5HA16= 10.05

TAB VI.4: Tableau des armatures dans les appuis.

En travée :

Appuis	Mt (KN.m)	μ	β	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
AB, BC, CD	522.7	0.084	0.956	18.48	5HA20+5HA16= 25.76

TAB VI.5: Tableau des armatures dans les travées.

f. Armatures transversales:

On fixe les armatures transversales à 2cadres et 1étrier de HA8

Donc : **A_t= 6HA8 =3.01cm²**

g. Armatures de peau:

Les armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre, leurs sections est d'au moins 1 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leurs direction.

$$A_p = 1\text{cm}^2 \times 1.2 = \mathbf{1.2\text{ cm}^2}$$

VI.7. Vérification:

a. A l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité:** $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 85 \times 2.1}{400} = \mathbf{6.15\text{ cm}^2}$$

Aux appuis:

As=10.05cm² > 6.15 cm² condition vérifiée

As=17.74cm² > 6.15 cm² condition vérifiée

En travée :

As=15.75cm² > 6.15 cm² condition vérifiée.

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{323,44 \times 3,9}{2} = 630,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{630,71 \times 10^3}{600 \times 850} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul de l'espacement St entre cadre :**

$$St \leq \frac{0,8 A_{fe}}{(\tau_u - 0,3 K f_{t28}) b} = \frac{0,8 \times 3,01 \times 400}{(1,24 - 0,3 \times 1 \times 2,1) 60} = 26,31 \text{ cm}$$

On opte pour : **St=20cm**

❖ **Vérification de l'espacement:**

- zone nodale: $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi; 30 \right) = \min (22,5; 19,2; 30) \leq 19,2 \text{ cm}$

On opte pour: **St=10cm**

- zone courante: $S_t \leq \left(\frac{h}{2} \right) = 45 \text{ cm}$

- On opte pour: **St=30cm**

-

❖ **Longueur de recouvrement :**

_ La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40$

_ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

b. Vérification à l'ELS :

❖ **Calcul de qs :**

$$qs = \frac{\sum Ns}{Lt} \left(1 + \frac{3e}{Lt} \right) = \frac{2653,16}{12,8} \left(1 + \frac{3 \times 0,55}{12,8} \right) = 234 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des moments isostatiques:**

$$M_0 = \frac{qsl^2}{8} = \frac{234 \times (3,90)^2}{8} = 444,89 \text{ KN.m}$$

$$M^{ar} = 0,3 M_0 = 133,46 \text{ kN.m}$$

$$M^{ai} = 0,5 M_0 = 222,45 \text{ kN.m}$$

$$M^t = 0,85 M_0 = 378,16 \text{ kN.m}$$

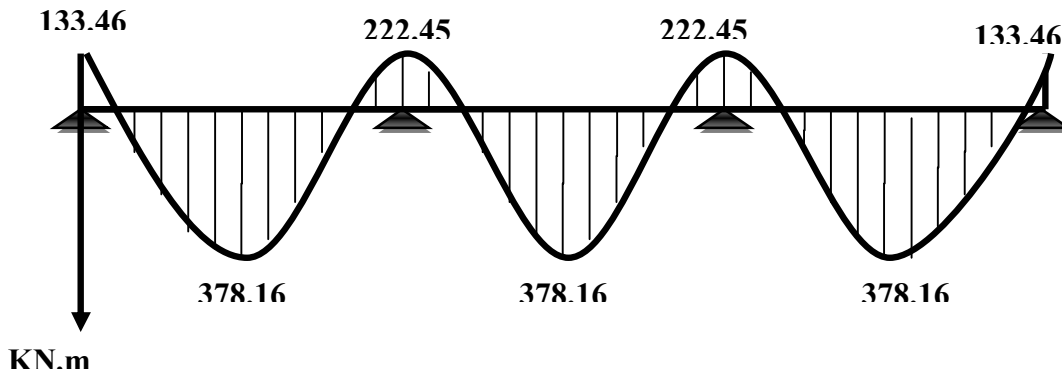


Fig.VII.3 : Diagramme des moments à l'ELS

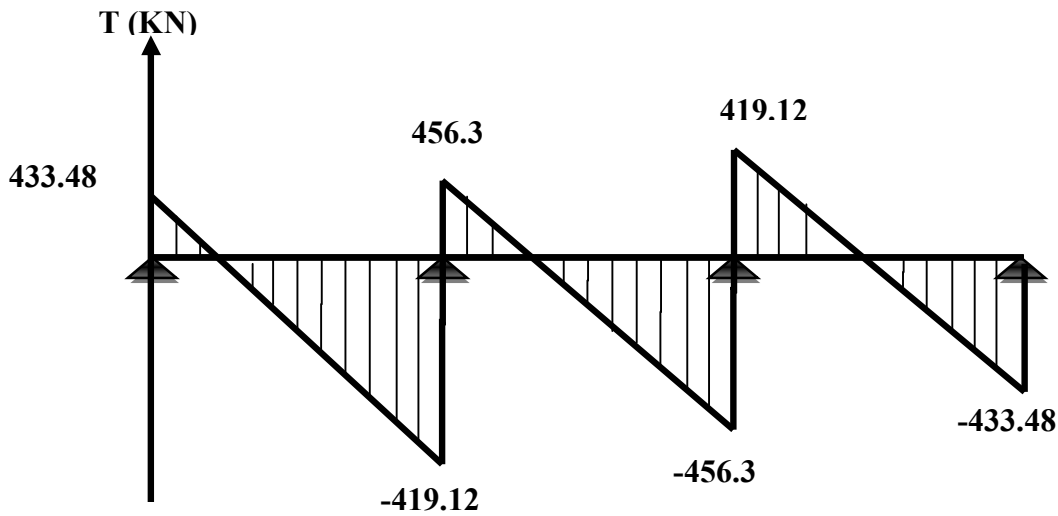


Fig.VI.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

❖ **Verification des contraintes:**

Sachant que :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$$

Il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Aux appuis :

Appuis	A_s (cm ²)	M_t (KN.m)	ρ_1	β_1	$K1$	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	observ ation
A	10.05	133.46	0.198	0.928	54.44	168.35	3.09	15	CV
B	17.74	222.45	0.342	0.909	39.95	162.29	4.06	15	CV
C	17.74	222.45	0.342	0.909	39.95	162.29	4.06	15	CV
D	10.05	133.46	0.198	0.928	54.44	168.35	3.09	15	CV

TAB VI.6: vérification des contraintes dans les appuis.

En travée :

Appuis	As (cm ²)	Mt (KN.m)	ρ_1	β_1	Kl	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	obse
AB	25.76	378.16	0.506	0.893	31.73	193.40	6.09	15	CV

TAB VI.7: vérification des contraintes dans les travées.

c. Ferrailage de la semelle dans le sens « B » :

a. Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles :

$$A_B = \frac{Nuf(B-b)}{8b\sigma_{st}}$$

$$Nuf = B\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} \cdot 100$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{\sum N_s}{BLt} = \frac{2653.16}{1.1 \times 12.8} = 188.43 \text{ KN/m}^2$$

$$Nuf = B\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} \cdot 100 = 1.1 \times 188.43 \times 1 = 207.28 \text{ KN}$$

$$A_B = \frac{Nuf(B-b)}{8b\sigma_{st}} = \frac{207.28 \times 10^3 (1100 - 450)}{8 \times 400 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12 = 4.52 cm²

b. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm²

VI.8. Semelle sous voiles longitudinaux :

a. Dimensionnement :

On prend **B= 140cm**

La hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{115 - 45}{4} + 5 = 22.5cm$$

On opte pour **$h_s = 40cm$**

Donc les dimensions adoptées sont les suivants

B= 140cm

$h_s=40cm$

b. Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} \leq \frac{N_s}{BL} = \frac{341.63}{1.15 \times 1.22} = 242.6KN/m^2 \leq \overline{\sigma}_{sol} = 243 KN/m^2 \dots \dots \dots CV$$

c. Calcul du moment M_u :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1m

$N_u=771.47KN$

$$M_u = \frac{N_u(B - b)^2}{8B} = \frac{771.47(1 - 0.45)^2}{8.1} = 29.17KN.m$$

$M_u = 29.17KN.m$

d. Calcul des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{0.9d\sigma_s} = \frac{29.17 \times 10^6}{0.9 \times 350 \times 348} = 2.66 cm^2$$

Soit **5HA12=5.65 cm²** avec un espacement de **e=20cm**.

e. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

On opte pour **4HA10=3.14 cm²**

VI.9.Calcul de la longrine :**a. Le rôle des longrines :**

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Elle est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

Elle sert concrètement à plaquer la semelle excentrée pour éviter tout déplacement. Elle se coule en même temps que la semelle car son ferrailage est ancré dans cette dernière.

b. Dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont :

- **(25 X 30) cm²** : Site de catégorie S2 et S3
 - **(30 X 30) cm²** : Site de catégorie S4
- On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35) cm²**.

c. Armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 modifié 2003 les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

$\alpha=12$ (Zone Iia ; site 3)

$N= 1074.47KN$

$$F = \frac{1074.47}{12} = 89.54KN \geq 20KN$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{895.4}{348} = 2.57 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 modifié 2003, le ferrailage minimum exigé est de 0,6 % de la section :

$$A_{min} = 0,006 \times 30 \times 35 = 6,30 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 2.57 \text{ cm}^2$$

On doit adopter la section minimale du RPA qui est de 6.30 cm²

Conclusion :

$$A_t = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

d. Les armatures transversales :

On fixe les armatures transversales à un cadre et un étrier donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

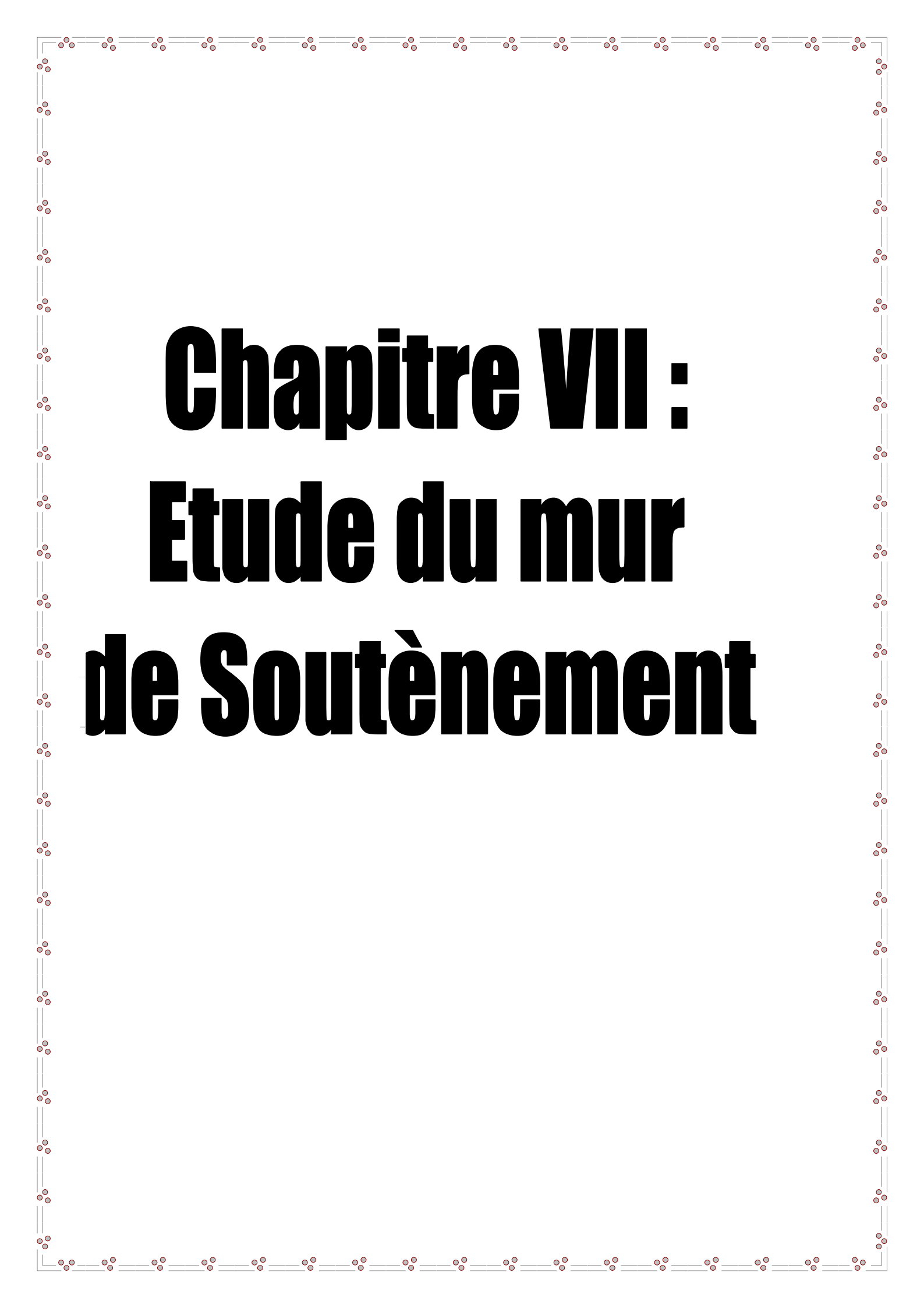
e. Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$St \leq \min (20, 15\phi/l) \text{ cm.}$$

$$St \leq \min (20, 18) \text{ cm.}$$

On adoptera comme espacement des cadres $St = 15 \text{ cm}$.



Chapitre VII :

Etude du mur

de Soutènement

1. Introduction :

Au niveau de l'entre sol un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité de la poussée des terres et la transmettre aux fondations.

Pour éviter tout risque de torsion on désolidarise ce voile de la structure.

2. Dimensionnement :

Le mur sera considéré comme une console encastrée au niveau du radier

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 est telle que $e_r = 15 \text{ cm}$ (Article 10.1.2)

Il sera calculé indépendamment des autres éléments de la construction.

Le mur est réalisé en béton armé, le béton sera revêtu par une couche de bitume

Hauteur du mur : $H = 3.06 \text{ m}$

• L'épaisseur du rideau:

- À la base $e_r \geq H/15 \quad e_r = 20.3 \implies e_r = 20 \text{ cm}$
- en haut $e_r \geq H/20 \quad e_r = 15.3 \implies e_r = 20 \text{ cm}$

Largeur de la semelle : $H/2 \leq b \leq 2H/3$

$1.53 \leq b \leq 2.03 \text{ m}$ on prend $b = 3 \text{ m}$

3. Détermination des sollicitations

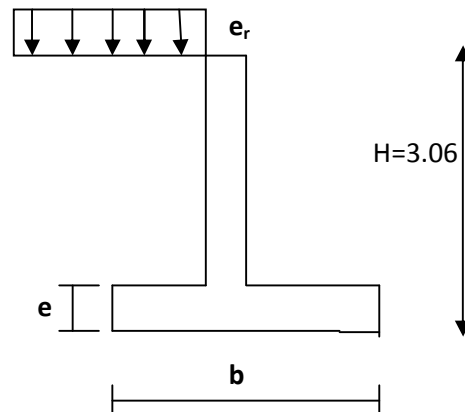
a. Caractéristiques mécaniques et physiques du sol

γ : Le poids volumique du sol $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$.

C : La cohésion $C = 0$.

q : La surcharge éventuelle $q = 10 \text{ kN/m}^2$.



b. Contrainte de la poussée

❖ Contrainte de la poussée des terres

$$\sigma_{hl} = k_a \times \gamma \times h$$

k_a : Coefficient de poussée des terres.

$$k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$k_a = 0.333$$

$$\sigma_{hl} = 0.333 \times 17 \times h$$

$$\left[\begin{array}{l} h=0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{hl} = 0 \text{ kN/m}^2 \\ h=3.06 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{hl} = 17.32 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

Fig.VII .1 : Schéma du mur de soutènement

- Point d'application

$$y_1 = \frac{h}{3} = 1.02 \text{ m}$$

- ❖ Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge

$$\sigma_{h2} = k_q \times q$$

k_q : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend : $\beta = \lambda = 0$.

$$k_q = 0.333$$

$$\sigma_{h2} = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

- Point d'application

$$y_2 = \frac{h}{2} = 1.53 \text{ m}$$

Les charges à prendre en compte dans le calcul pour une bande de 1 m de largeur sont :

$$q_1 = 17.32 \text{ KN/ml.}$$

$$q_2 = 3.33 \text{ KN /ml.}$$

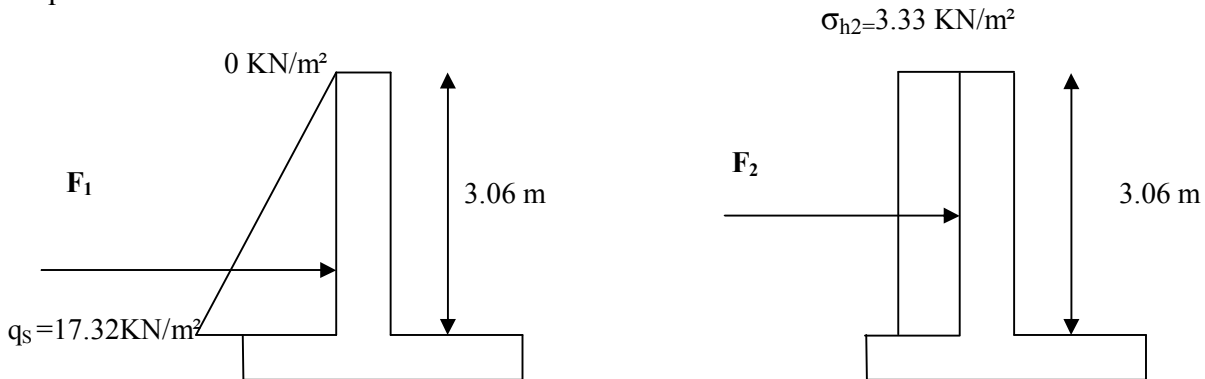


Fig.VII.2: Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge respectivement

c. Calcul des moments

$$F_1 = \frac{\sigma_1 \times h}{2} = 26.5 \text{ KN}$$

$$M_1 = F_1 \times y_1$$

$$M_1 = 26.5 \times 1.02 = 27.03 \text{ KN.m}$$

$$F_2 = \sigma_2 \times h = 10.18 \text{ KN}$$

$$M_2 = F_2 \times y_2$$

$$M_2 = 10.18 \times 1.53 = 15.6 \text{ KN.m}$$

4. Calcul des armatures à LELU

❖ **armatures verticales :**

$$M_u = 1.35M_1 + 1.5M_2$$

$$M_u = 59.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{(59.9 \times 10^6)}{1000 \times 175^2 \times 14.2} = 0.138 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.138 \Rightarrow \beta = 0.925$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59.9}{0.916 \times 0.175 \times 34.8} = 10.7 \text{ cm}^2$$

On opte pour 10HA12 avec $S_t=11.31 \text{ cm}^2$

❖ Armature horizontales

X.1.4. Vérification à l'ELU

$$A_h = \frac{A_t}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.83 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 avec $S_t=3.92 \text{ cm}^2$

5. Recommandation du RPA99 :

Les armatures sont constituées en deux nappes

Les deux nappes sont liées entre elles par quatre épingles /m² de diamètre $\square 8$

6. Vérification à l'ELS :

❖ L'effort tranchant :

$$\tau_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{10.18 + 26.5}{1 \times 17.5} \times 10^{-3} = 0.21 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau < \tau_u \implies$ Condition vérifié

❖ Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2 < A = 11.31 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifier}$$

❖ Vérification des contraintes :

✚ Dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 11.31}{100 \times 17.5} = 0.647 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 0.882 \quad K_1 = 27.37$$

$$\sigma_s = \frac{42.63 \times 1000}{0.882 \times 17.5 \times 11.31} = 244.220 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad 244.220 \text{ MPA} < 348 \text{ MPA} \implies \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

✚ Dans le béton :

Il faut vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s \quad \text{AVEC} \quad k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{27.37} = 0.036$$

$$\sigma_b = 0.036 \times 244.220 = 8.79 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} \implies 8.79 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée}$$

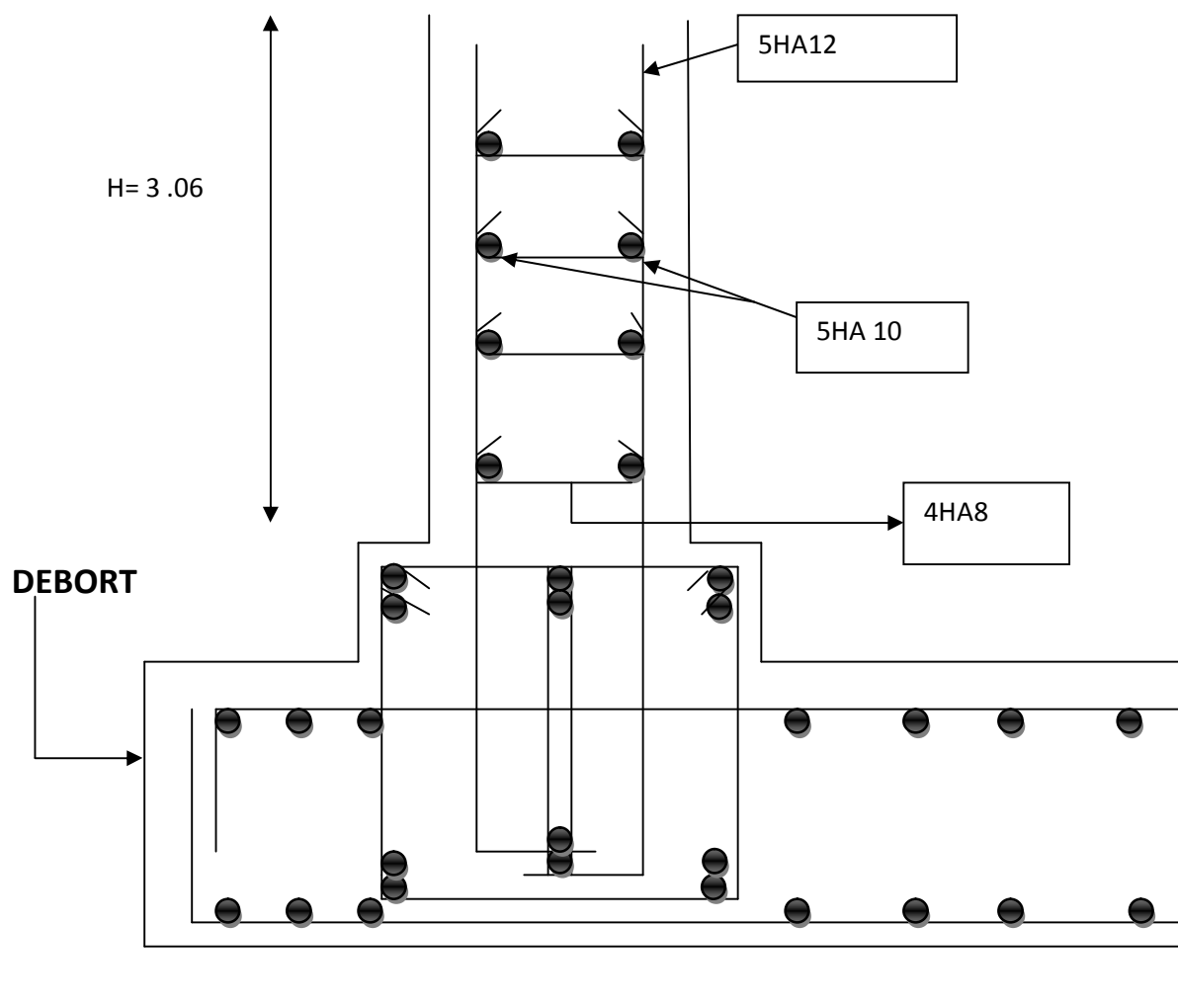


Fig.VII.3.ferraillage du mur de soutènement

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil. Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de ROBOT 2014, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Mais bien qu'étant en 2016 et en dernière année des études en Génie Civil, nous n'avions jamais suivi de cours sur ROBOT ou sur Auto CAD. Ainsi, nous étions obligés de nous former nous-mêmes dans un court délai sur la manipulation de ces logiciels.

Pour finir, nous dirons que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, ajouté notre pierre à l'édifice du génie civil et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.



Bibliographie

Bibliographie

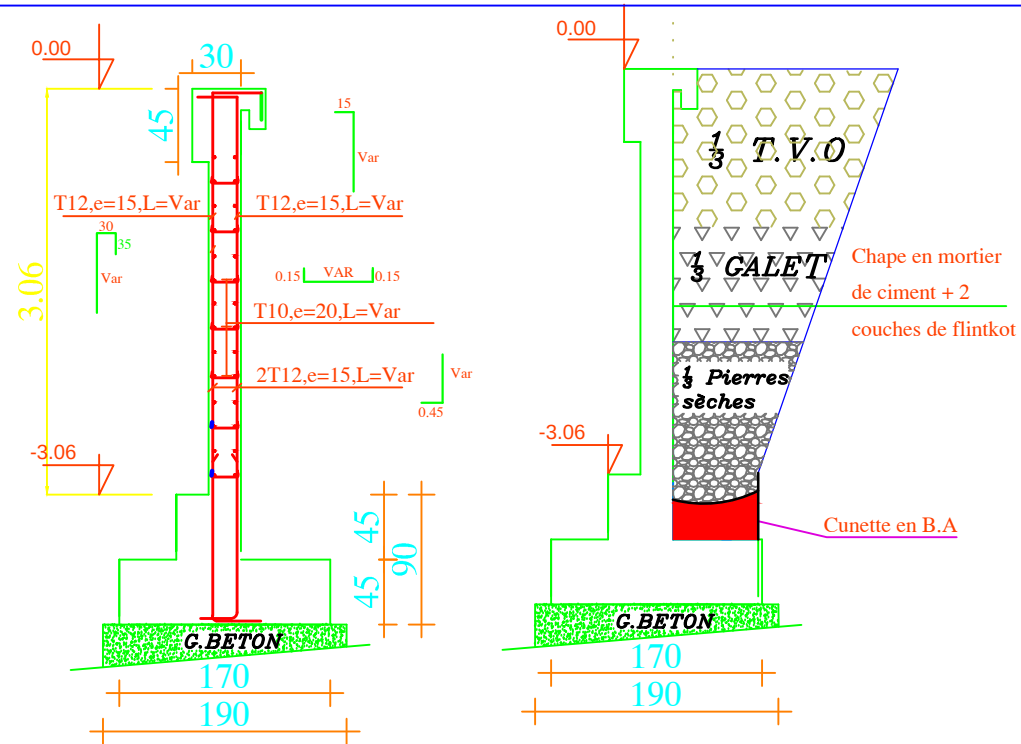
I- Règlements :

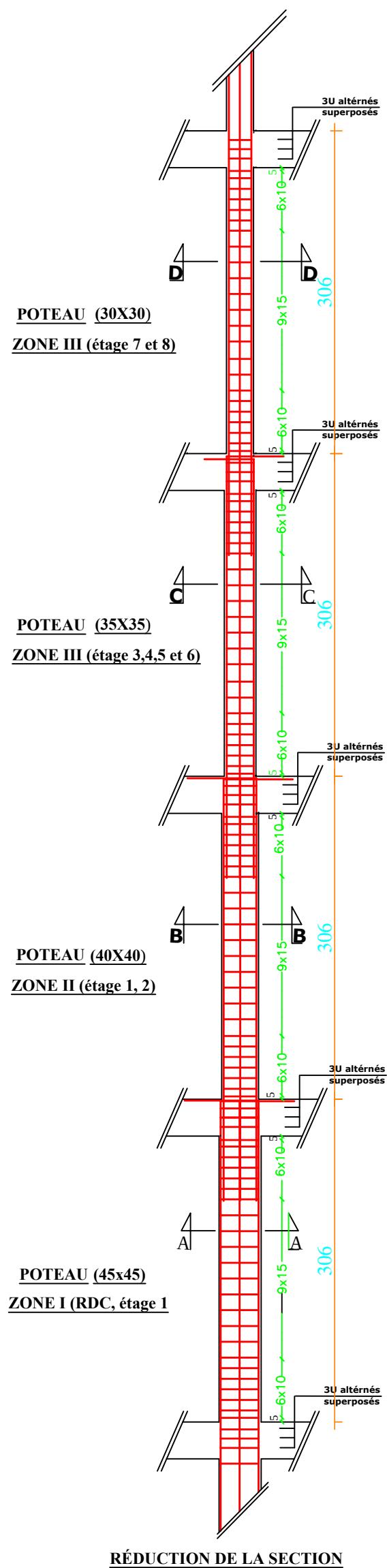
- 1- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.**
- 2- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé
CBA93.**
- 3- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
modifiée 99.**
- 4- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.**

II- Ouvrage :

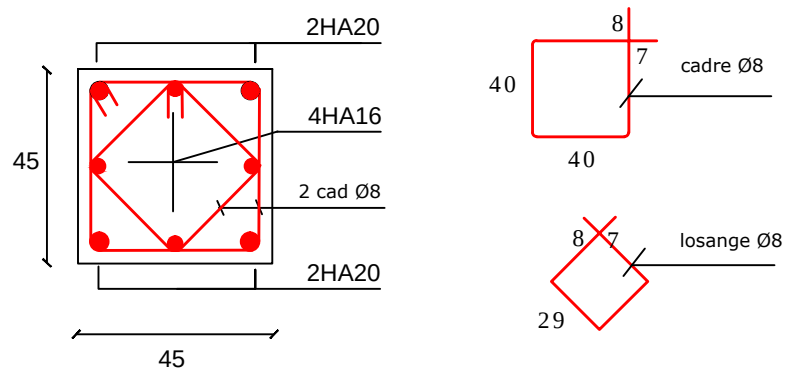
- 1- calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé
*D'Albert FUENTES***
- 2- Formulaire du béton armé de *Victor DAVIDOVICI***
- 3- Cour et TD des années de spécialité.**
- 5 - Les abaques de *PIGEAUD***
- 5- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.**

FERRAILLAGE ET DRAINAGES DU MUR DE SOUTÈNNEMENT

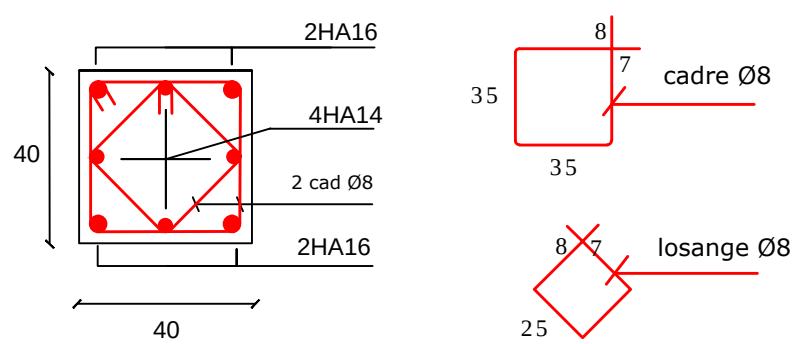




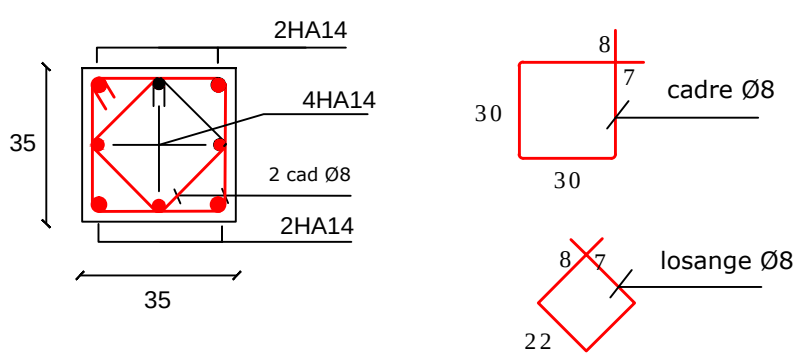
coupe A-A zoneI



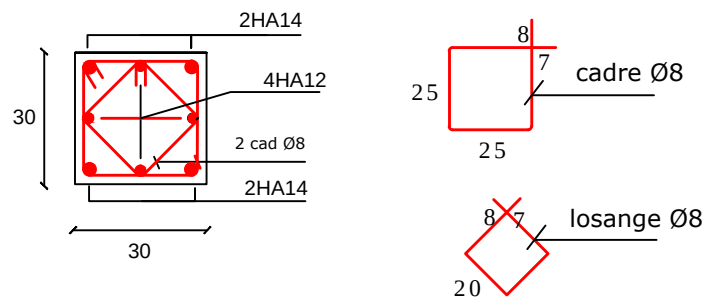
coupe B-B zoneII



coupe C-C zoneIII

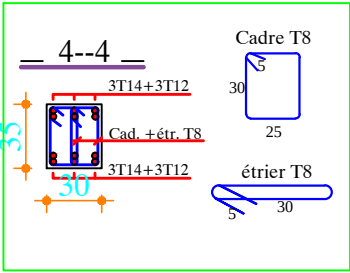
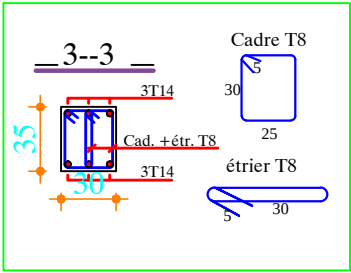
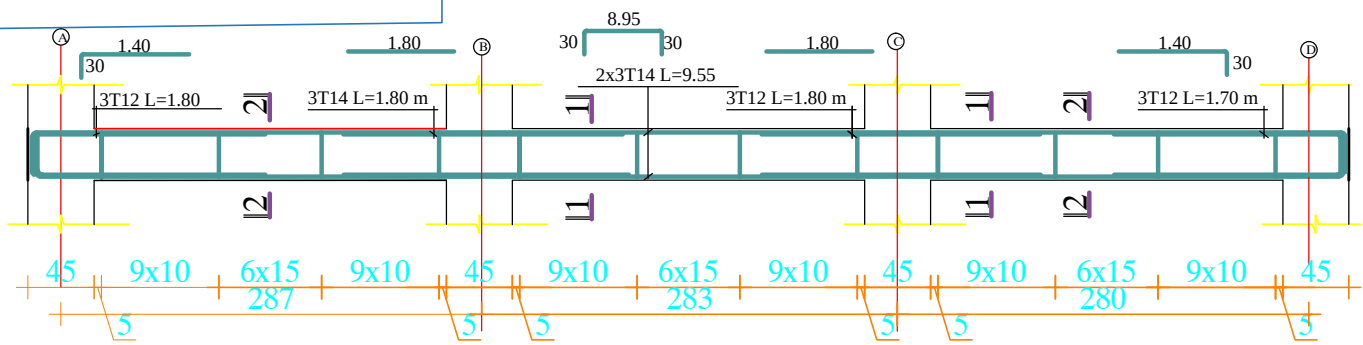


coupe D-D zoneIV

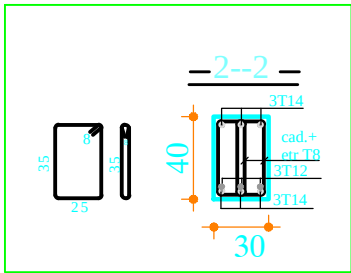
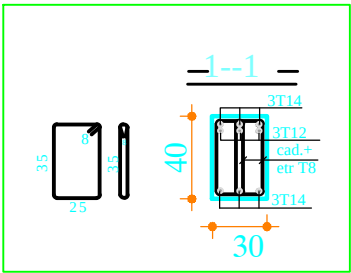
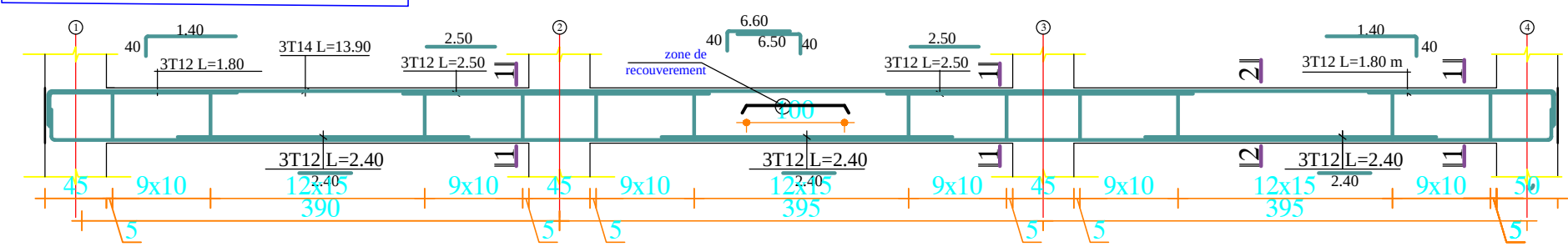


FERRAILLAGE - POTEAUX

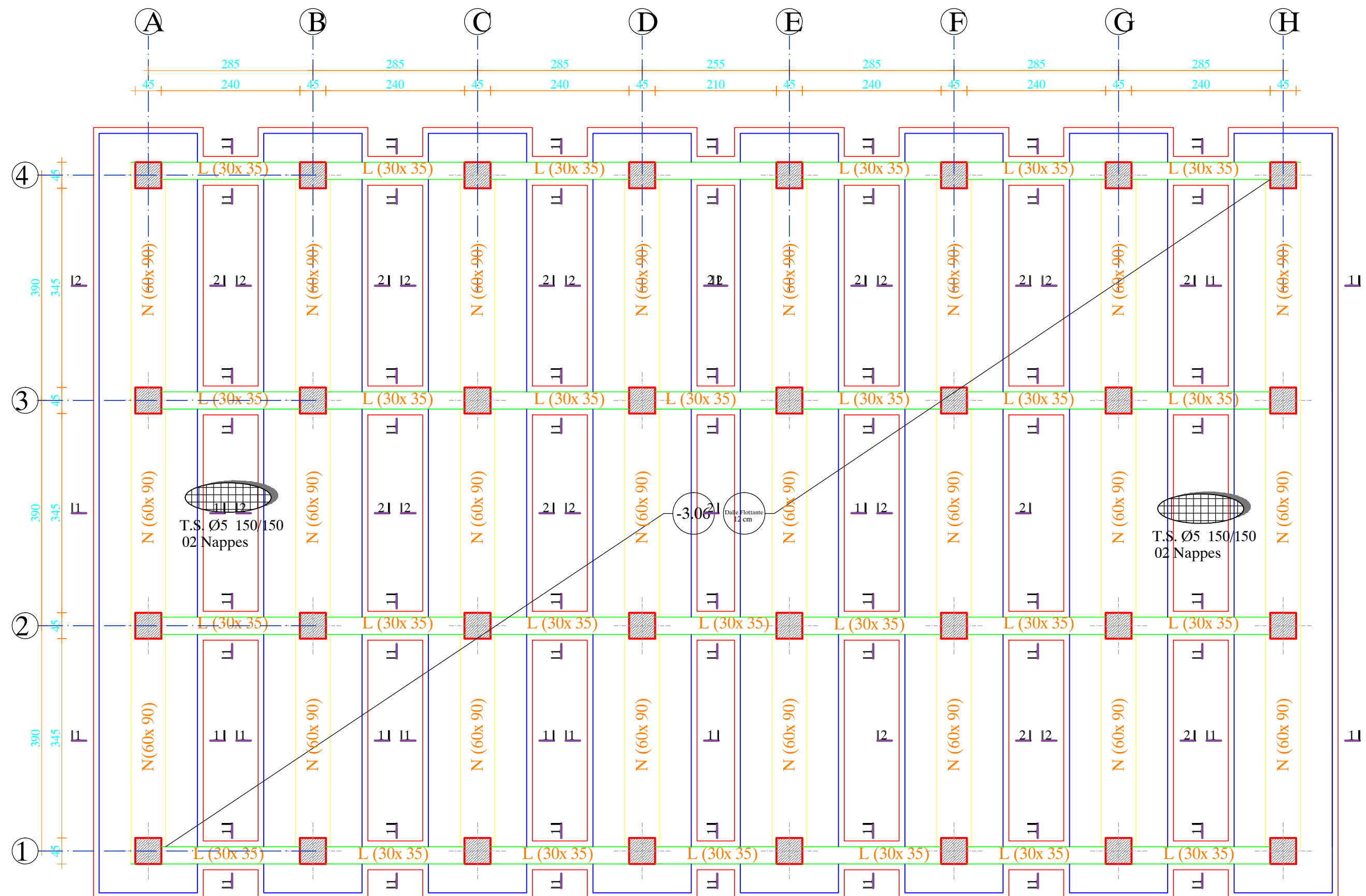
POUTRES SOCONDAIRES AXE 2 Zone 1,2,3 et 4

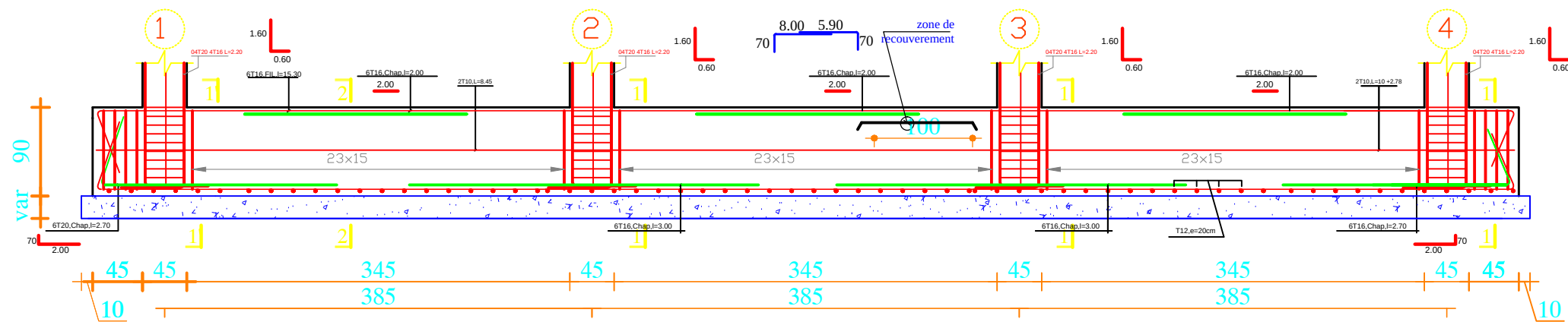


POUTRES PRINCIPALES AXE A Zone 1,2,3 et 4

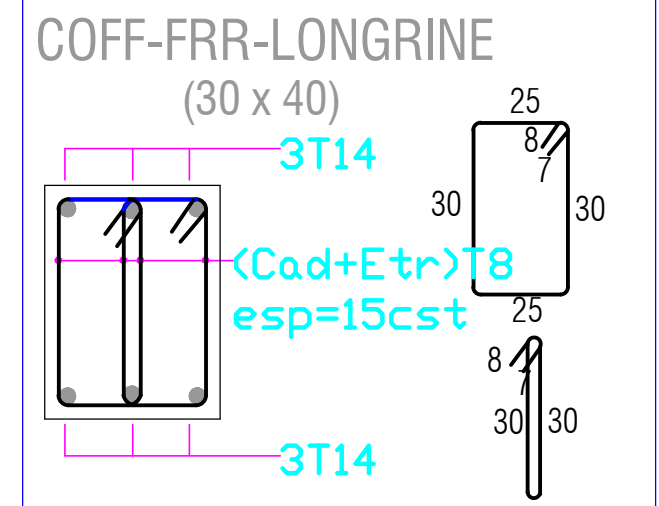
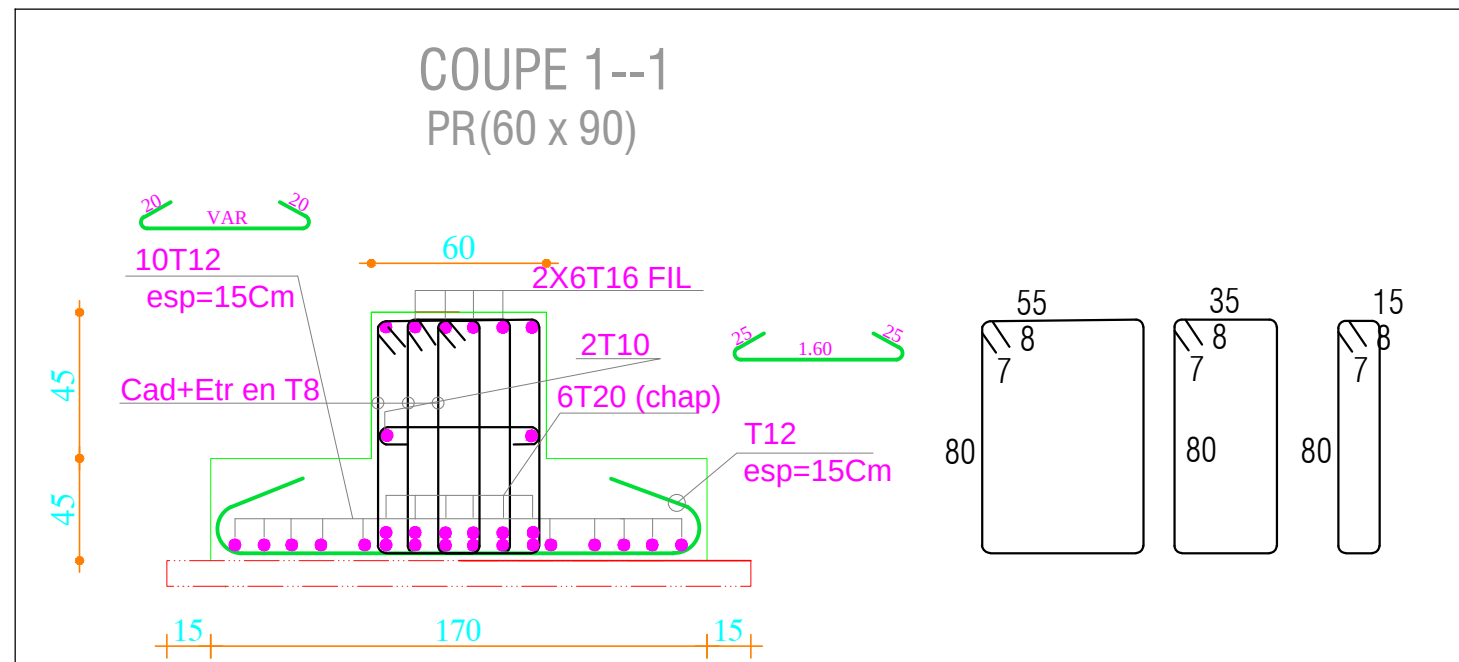


COFFRAGE FONDATION

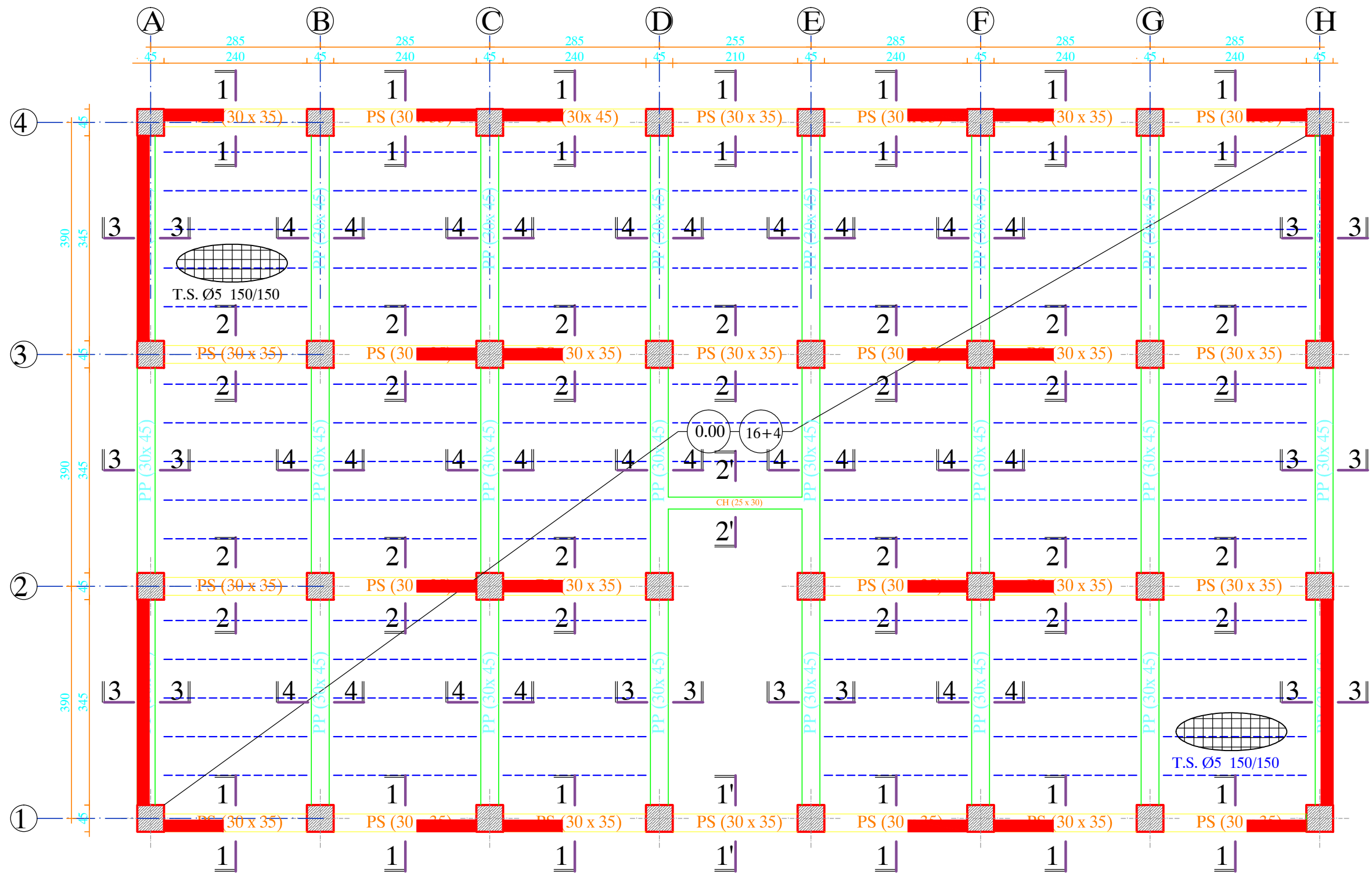




FERRAILLAGE - SEMELLES FILANTES

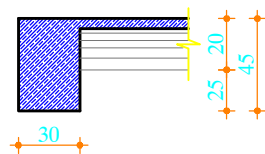


COFFRAGE PLANCHER NIV RDC 0.00



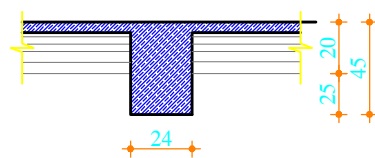
3--3

Ech.1/20



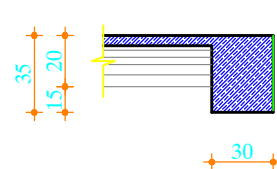
4--4

Ech.1/20



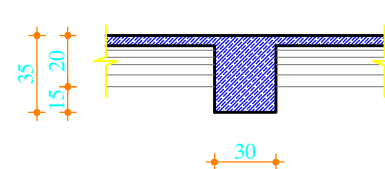
1--1

Ech.1/20



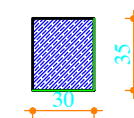
2--2

Ech.1/20



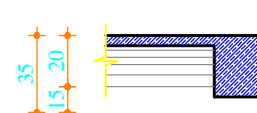
1'--1'

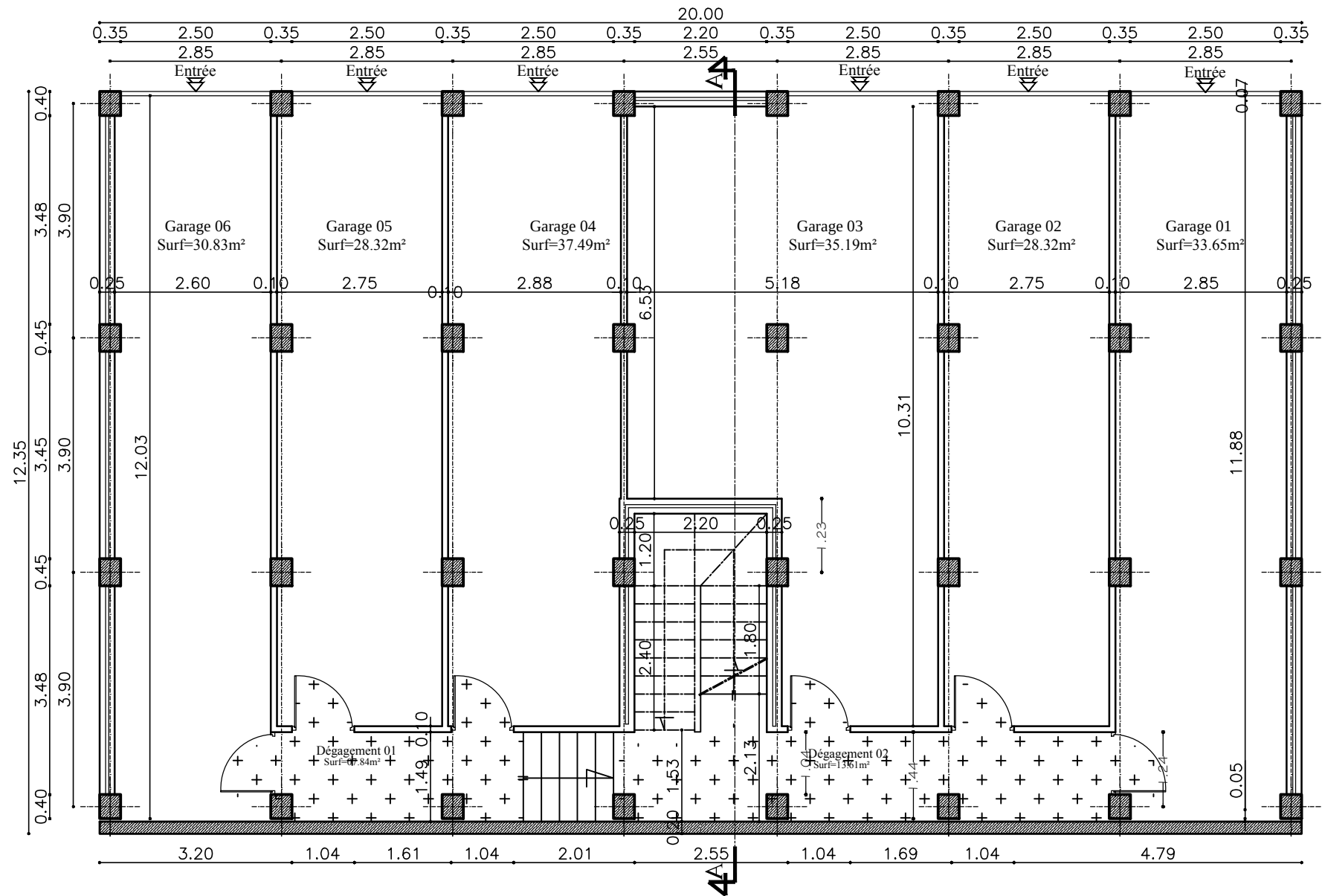
Ech.1/20



2'--2'

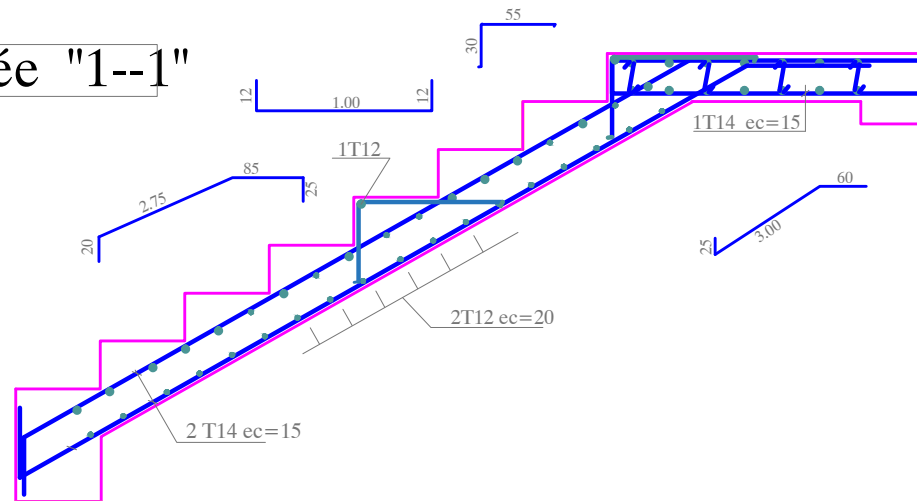
Ech.1/20

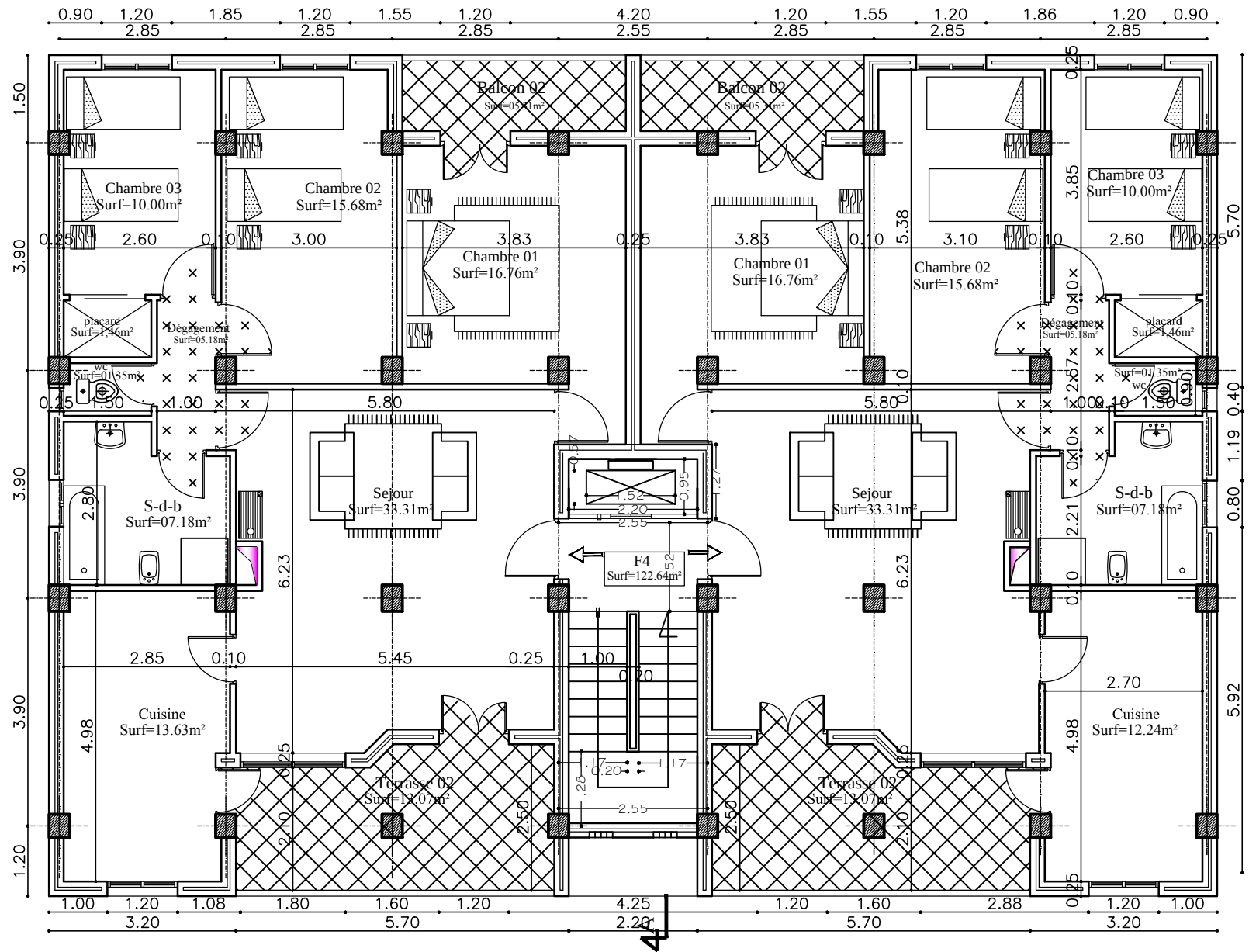




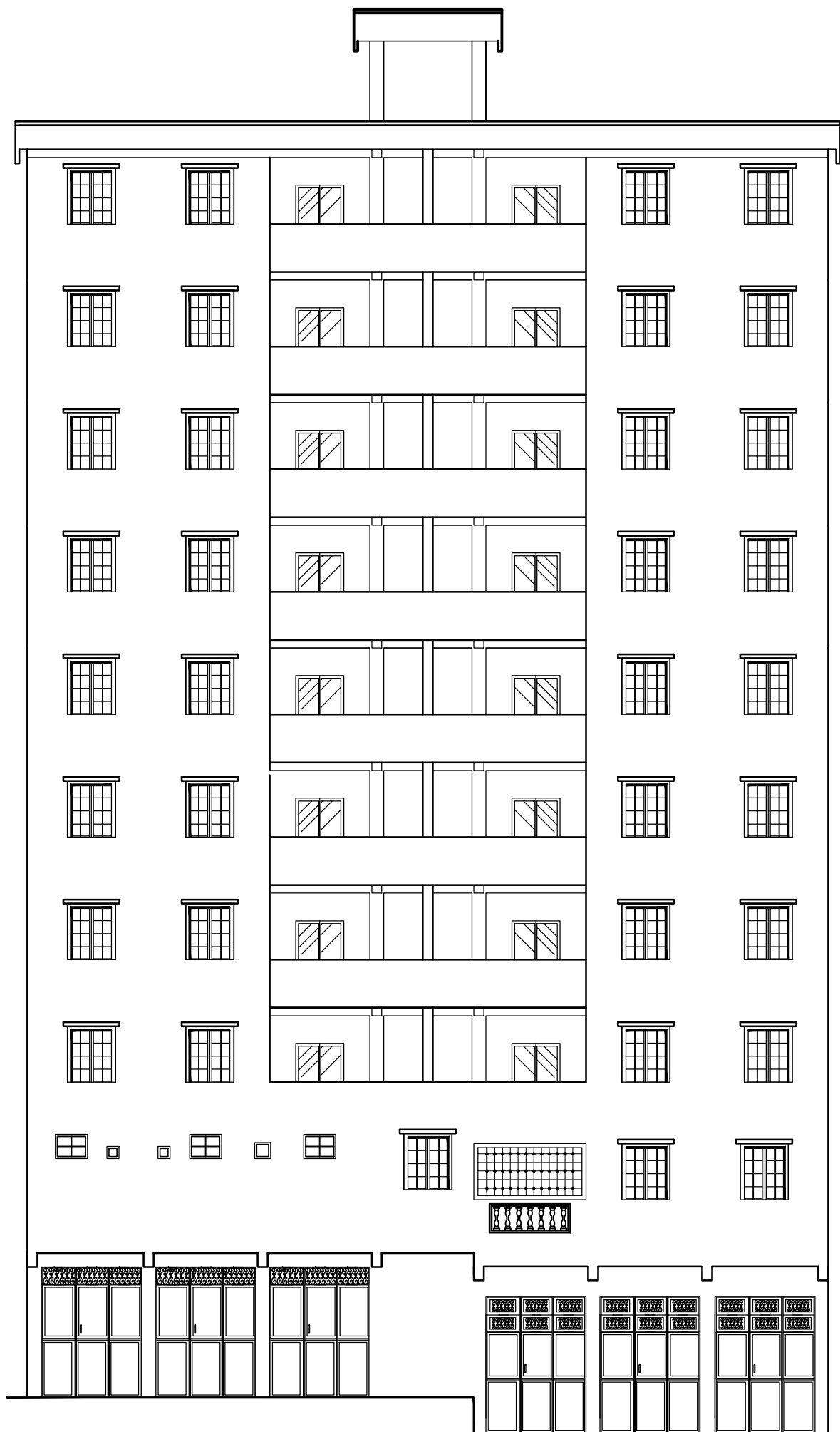
FERRAILLAGES DES ESCALIERS

Volée "1--1"

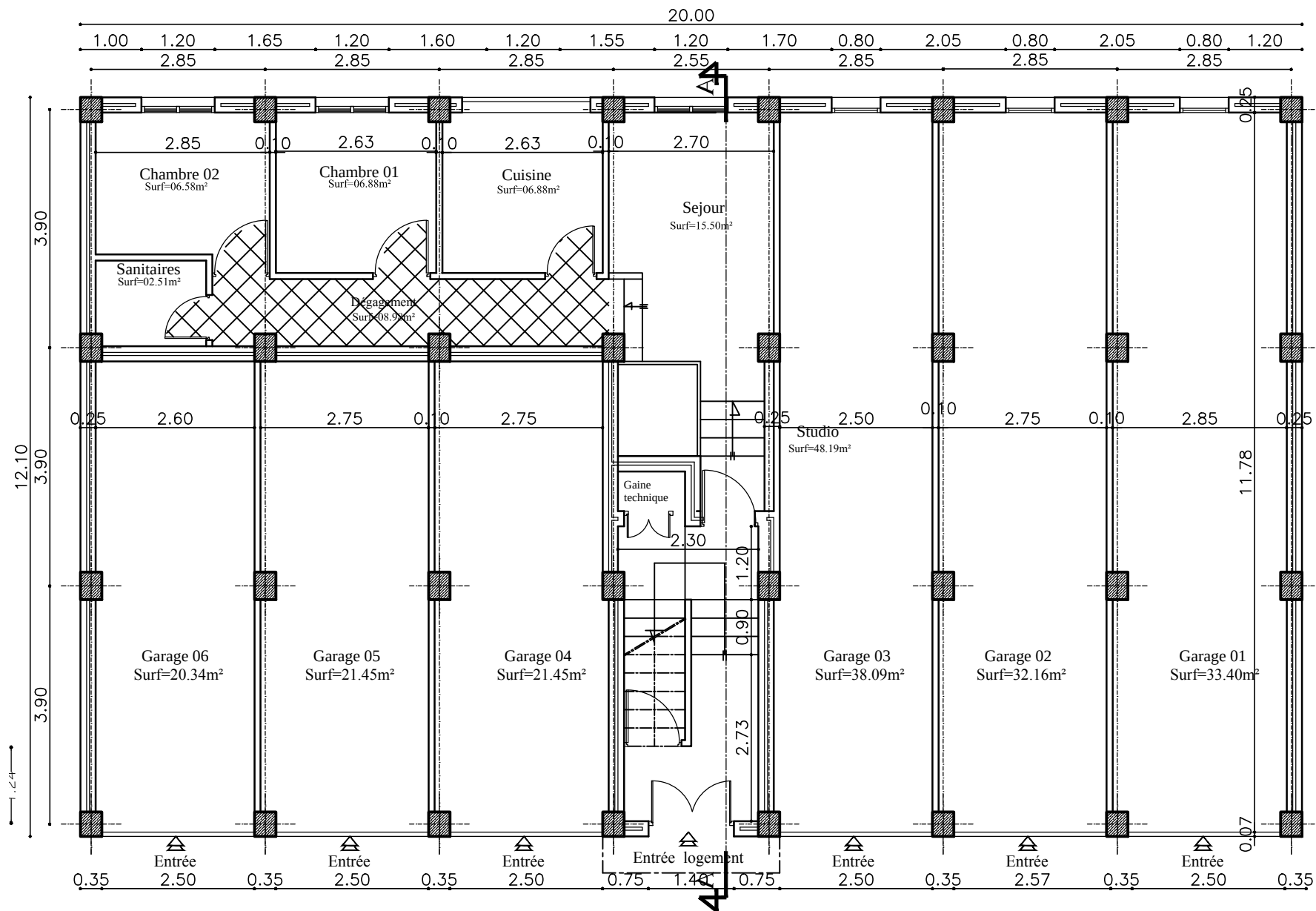




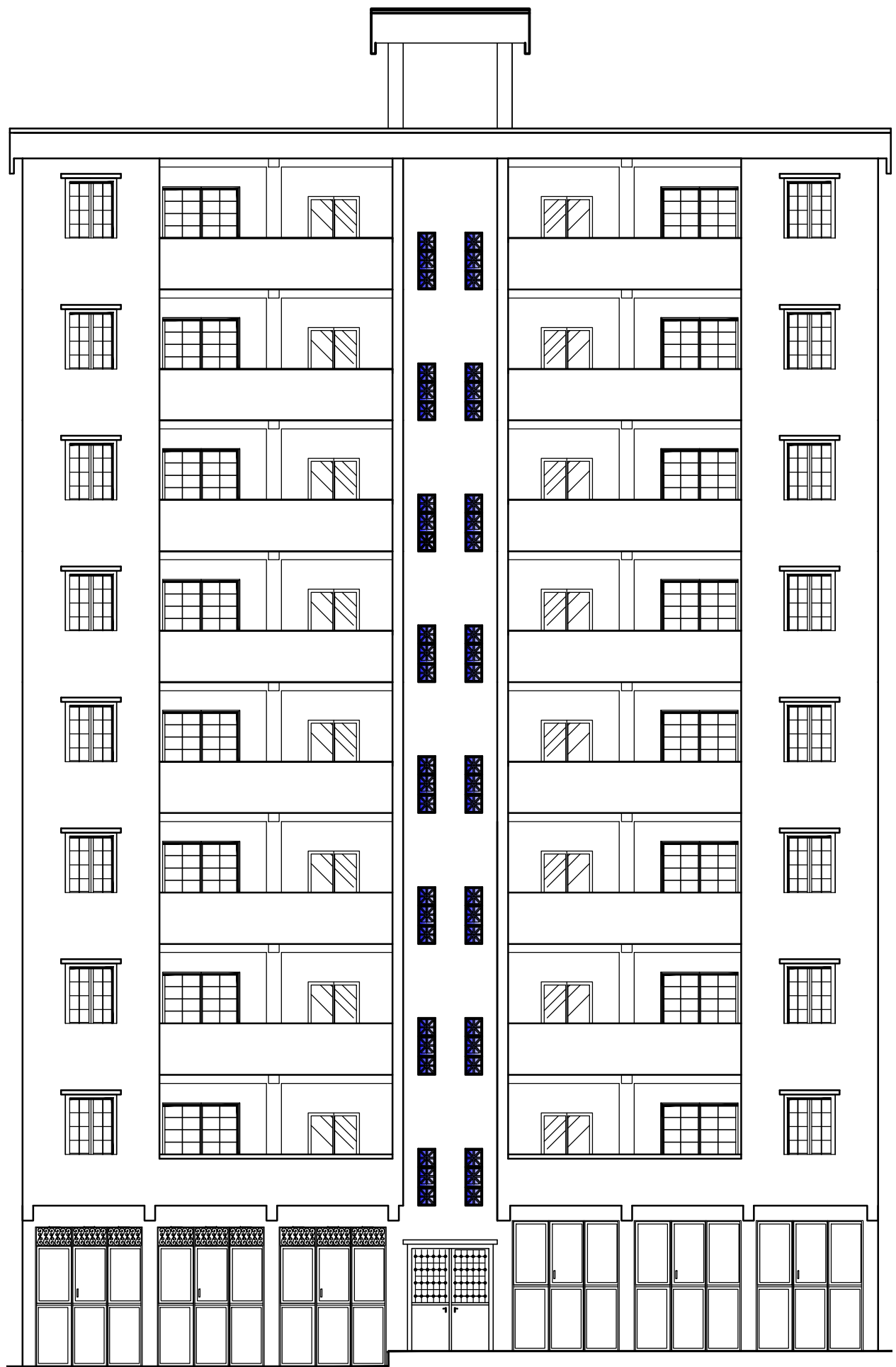
PLAN ETAGE COURANT



FACADE ARRIERE



PLAN RDC



FACADE PRINCIPALE