

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

*En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle*

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+8 à usage multiple
Portiques contreventés par voile
Modéliser avec logiciel ROBOT.**

Encadré par :

M^{me} : Lamia IDRES.

Présenté par :

M^{lle} : Djedjiga KHADIR

M^{lle} : Lydia DALI OMAR

Année Universitaire : 2017/2018.



Remerciements

On dit souvent trajet est aussi important que la destination. Les cinq années de maîtrise nous ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple.

Toute notre reconnaissance et remerciements à ALLAH, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nous tenons à exprimer notre sincère gratitude pour notre promotrice Mme IDRES de nous avoir encadré, pour son apport inestimable, qu'elle trouve dans ce travail un hommage vivant à sa propre personne.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

On voudrait exprimer notre reconnaissance envers les amis et collègues qui nous ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de cette démarche.

Notre reconnaissance s'étend également au corps professoral, administratifs et les enseignants du département de Génie Civil.



Dédicaces

Au nom d'Allah

Je dédie ce modeste travail à ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci à leurs soutien, patience et confiance.

A mes très chers frères

A mes chères sœurs

A tous les membres de ma famille

A mes amis (es)

A ma binôme et sa famille

A tous les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin

A toute la promotion 2018.

Djidji

Dédicaces

**Aux être qui me sont les plus chers
« Mon père et maman »**

Pour leurs amours, leurs éducations et leurs sacrifices.

A mes chères sœurs Sofia, Karima.

A mes chers frères Massi et Said.

A ma nièce Syrine et mes neveux Moumouh et Anis.

A ma chère copine Lynda et sa famille.

**A ma chère tante Nacera et mes oncles Mohammed et Hamid
ainsi leurs familles.**

A ma chère prof de primaire Horria.

A mes cousins et cousines surtout Celia et Kahina.

A ma belle famille.

A ma chère copine Djodjo et sa famille.

**A mes amis(es) : Djidji, Lynda, Lydia, Ouardia, Mourad, Sofiane,
Raouf, Amin, jugo et Ahmad.**

A toute la promotion 2018.

Lydo

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	10
Chapitre III : Calcul des éléments :	
III.1.Plancher	22
III.2.Salle machine	38
III.3.Escalier	46
III.4.Poutre palière.....	67
III.5.Acrotère	79
III.6.poutre de chainage.....	85
Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT et modélisation.....	91
Chapitre V : Vérification selon le RPA	104
Chapitre VI : Ferrailage de la structure	
VI.1.Poteaux	117
VI.2.Poutres.....	127
VI.3.Voiles	137
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	151

Conclusion

Bibliographie

Liste des tableaux

Chapitre I : Description de l'ouvrage.

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II -1 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse en corps creux.

Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant.en corps creux.

Tableau II -3 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine.

Tableau II -4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

Tableau II -5 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

Tableau II-6 : Les surcharges d'exploitation selon le DTR.

Tableau II -7 : Récapitulatif de la descente de charge.

Tableau II-8 : Vérification de l'élanement.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Valeurs des Coefficients et contraintes de calcul.

Tableau III.2 : Valeur de Contrainte admissible de l'acier.

Tableau.III.5 : Calcul des moments en travées des poutrelles.

Tableau III.4.Calcul des efforts tranchants.

Tableau III.5.Calcul des Moments fléchissant ELS

Tableau III.6.Calcul des efforts tranchants ELS

Tableau III.7. Tableau des sections d'armatures d'étage courant.

Tableau III.8. Tableau des sections d'armature du RDC.

Tableau.III.9.Vérifications des contraintes à l'ELS.

Tableau.III.10. vérifications des contraintes à l'ELS.

Tableau III.11. Les charges permanentes revenantes à la poutre de chaînage.

CHAPITRE V : Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Tableau V.4 : Justification du système de contreventement.

Tableau V.5 : Valeur de η selon RPA.

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments.

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau VI.2 : Calcul des sections d'armatures ELU

Tableau VI.3 : Calcul des sections d'armatures sous $0.8G+E$.

Tableau VI.4 : Calcul des sections d'armatures $G+Q+E$

Tableau VI.5 : Choix des armatures longitudinales.

Tableau VI.6 : Quantité minimal d'armatures transversales.

Tableau VI.7 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans le béton.

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans l'acier

Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.

Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres principales en travées.

Tableau VI.12 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

Tableau VI.13 : Ferrailage des poutres principales en travées

Tableau VI.14 : vérification des contraintes Poutres principales aux appuis.

Tableau VI.14 : vérification des contraintes Poutres principales en travées.

Tableau VI.15 : vérification des contraintes Poutres secondaires aux appuis.

Tableau VI.16: vérification des contraintes Poutres secondaires en travées.

Tableau VI.17: vérification des contraintes Poutres secondaires en travées.

Tableau VI.18 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1 ; VL2 ; VL3 et VL4.

Tableau VI.19 : ferrailage des voiles transversaux VL5 ; VL6 ; VL7 et VL8.

Tableau VI.20 : ferrailage des voiles transversaux VL9 et VL10.

Tableau VI.21 : ferrailage des voiles longitudinaux VL11 et VL12.

Tableau VI.22 : ferrailage des voiles d'ascenseur transversaux VL13 et VL14.

Tableau VI.23 : ferrailage du voile d'ascenseur longitudinal VL15.

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Tableau VIII.3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux.

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans le béton

Tableau VIII.5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée sens X-X

Tableau VIII.6 : Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée sens Y-Y.

Tableau VIII.7 : les efforts internes des nervures.

Tableau VIII.8 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

Tableau VIII.9 : Vérifications à l'ELS dans le sens transversal.

Tableau.VII.10. de ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau VII.10. Vérifications des contraintes.

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage.

FIGURE I.1 : les types des murs en maçonneries

FIGURE I.2 : les types de fondations

FIGURE I.3 : Diagramme contraintes déformations de calcul du béton.

FIGURE I.4 : diagramme des contraintes en fonction des déformations de l'acier

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

FIGURE II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

FIGURE II .2: Dimensions d'une poutre

FIGURE II .3 Coupe de voile en élévation

FIGURE II.4. : coupe verticale de plancher terrasse

FIGUREII .5: Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

FIGUREII .6 : coupe verticale d'un plancher dalle pleine

FIGURE II .7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

FIGURE II .8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

FIGURE II .10 : Coupe verticale de L'acrotère

FIGURE II .11 : Surface d'influence

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

FIGURE III.1: treille soudé 5x5x200x200

FIGURE III.2: schéma statique de calcul à l'ELU.

FIGURE III.3 : section en T

FIGUREIII.4 : schéma statique des poutrelles.

FIGURE III.5 : Méthode des 3 moments

FIGURE III.6 : .schéma statique fictif des poutrelles.

FIGURE III.7: Diagramme Moments fléchissant à L'ELU

FIGURE III.8 : Diagramme efforts tranchants à L'ELU

FIGURE III.9 : Diagramme des Moments fléchissant ELS

FIGURE III.10 : Diagramme Efforts tranchants à L'ELS

FIGURE III.11 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

- FIGURE III.12 :** Coupe verticale d'un escalier.
- FIGURE III.13:** schéma statique de la volée d'étage courant
- FIGURE III.14 :** Schéma statique fictif de l'escalier à l'ELU
- FIGURE III.15:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (Poutre isostatique) à l'ELU.
- FIGURE III.16 : Fig.III.16.** Schéma statique fictif de l'escalier à l'ELS.
- FIGURE III.17 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (Poutre isostatique) à l'ELS.
- FIGURE III.18 :** Schéma de ferrailage de l'escalier RDC.
- FIGURE III.19 :** Schéma statique fictif de l'escalier RDC à l'ELU.
- FIGURE III.20 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (poutre isostatique) RDC à l'ELU.
- FIGURE III.21 :** Schéma statique fictif d'escalier RDC à l'ELS.
- FIGURE III.22 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (poutre isostatique à l'ELS.)
- FIGURE III.23 :** Schéma statique de la poutre d'étage courant
- FIGURE III.24 :** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant.
- FIGURE III.25 :** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant.
- FIGURE III.26 :** schéma statique de la poutre RDC.
- FIGURE III.27 :** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.
- FIGURE III.28 :** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.
- FIGURE III.29 :** Coupe verticale de l'acrotère.
- FIGURE III.30 :** Fig.III.30. Schéma statique de l'acrotère
- FIGURE III.31 :** Fig.III.31 : Diagramme des efforts interne.
- FIGURE III.32 :** Section soumise à la flexion composée.
- FIGURE III.33 :** Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU et l'ELS.
- FIGURE III.34 :** Diagramme des efforts internes à l'ELU et à l'ELS.
- FIGURE III.35 :** Section soumise à la flexion composée.
- FIGURE III.36 :** Méthode des trois moments
- FIGURE III.37 :** Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression
- FIGURE III.38 :** Plan de ferrailage de poutrelle.
- FIGURE.III.39 :** Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

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

CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments.

FIGURE VI.1 : Schéma de calcul en flexion composée.

FIGURE VI.2: zone nodale des poteaux (RPA7.2 page 71).

FIGURE VI.3 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SSA.

FIGURE VI.4 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA.

FIGURE VI.5: Délimitation de la zone nodale des poutres.

FIGURE VI.6: Schéma d'une coupe horizontale d'un voile.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

FIGURE VIII.1 : Semelle isolée.

FIGURE VIII.2: Semelles filante sous poteaux.

FIGURE VIII.3 : La coupe verticale d'un radier générale

FIGURE VIII.4 : Diagramme des contraintes.

FIGURE VIII.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

FIGURE VIII.6: schéma statique de débord

FIGURE VIII.7 : schéma simplifié du chargement trapézoïdal

FIGURE VIII.8: Schéma statique de la nervure ELU sens X-X

FIGURE VIII.9 : Diagramme des moments et Efforts tranchants à l'ELU sens X-X.

FIGURE VIII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELS sens X-X.

FIGURE VIII.11: Diagramme des moments et Efforts tranchants à l'ELS sens X-X.

FIGURE VIII.12 : Schéma statique de la nervure ELU sens Y-Y

FIGURE VIII.13 : Diagramme des moments et Efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y.

FIGURE VIII.14 : Schéma statique de la nervure ELS sens Y-Y.

FIGURE VIII.15: Diagramme des moments et Efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y

Introduction :

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées, au cours de dernières décades, le génie civil a tenu compte de l'évolution des goûts mais surtout aux nouvelles techniques de construction, comme ce dernier est un domaine spécialisé et très vaste , il fait appel à de nombreuses notions et intervient de nombreux acteurs depuis les étapes de conception et de planification jusqu'à l'exploitation et la maintenance de l'ouvrage.

Le génie civil se divise en plusieurs disciplines plus spécialisées, le bâtiment est l'un de ces principales spécialisations car les besoins de l'économie ont fait que cette spécialité s'est affûtée au fil du temps.

Quelle que soit sa spécialisation, l'ensemble du travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux, il doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs. En fait, l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale.

Une structures doit être calculé et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte a l'utilisation pour laquelle elle a été prévue compte tenue de sa durée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements explosion, choc, conséquence humaines.
- Elle doit résister a toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exérèses aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Les calculs seront vérifier selon les règlements en vigueur à savoir le règlement parasismique algérien RPA version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifier 99.

C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les trois parties principales qui caractérisent cette étude.

- Dans la première partie nous présenterons d'abord l'ouvrage et les matériaux de construction, puis nous procéderons au pré-dimensionnement des éléments, enfin nous calculons le ferrailage.
- La deuxième partie aura pour l'objectif la détermination des ferrillages des éléments principaux pour ya arriver nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D a laide d'un logiciel du calcul (ETABS).
- Enfin dans la troisième partie nous abordons l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage ce qui exige sa bonne conception et réalisation.

I.1. Généralité:

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en (R+8).

Pour nos calculs, on aura à étudier toute la structure qui constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles), et présente une terrasse inaccessible.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

2.1. La zone d'implantation :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté a AZAZGA ville de Tizi-Ouzou qui Est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

2.2. Description de l'ouvrage :

Cette tour comporte :

- Un rez- de-chaussée (RDC) à usage commercial
- Du 1er étage a usage de bureau.
- Les autres étages à usages d'habitation
- Une terrasse inaccessible
- Une cage d'escalier
- Une cage d'ascenseur.

2.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- Hauteur totale 28,56 m.
- Longueur totale du bâtiment..... 27,70 m.
- Largeur totale du bâtiment..... 15.85 m.
- Hauteur d'étage courant.....3,06 m.
- Hauteur du RDC.....4,08 m.

2.4. Données du site :

Le bâtiment est implanté à AZAZGA wilaya de TIZI-OUZOU, classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) d'après le RPA99 (version 2003). Les caractéristiques du site sont données comme suit :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (la hauteur ne dépasse pas 48m) ;
- Le site est considéré comme un site meuble (S3) ;
- La contrainte admissible du sol d'après le rapport géotechnique du sol est 1.6bars.

I.3. Conception structurelle :

3.1. L'ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales ;
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales séisme et vent.

3.2. Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour fonction :

- séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.
- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents **étages** (fonction d'isolation). Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- a) Planchers en corps creux : qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- b) Plancher en dalle pleine : coulée sur place, pour les balcons.

3.3. Les dalles pleines :

Suite à des contraintes de résistance pour la salle des machines de l'ascenseur, nous avons opté pour des dalles pleines en béton armé.

3.4. Maçonnerie :

Deux types de murs se présentent dans notre structure:

- ◆ Murs extérieurs constitués d'une double cloison en briques creuses et d'une lame d'air (10+10+10).
- ◆ Murs intérieurs en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements.

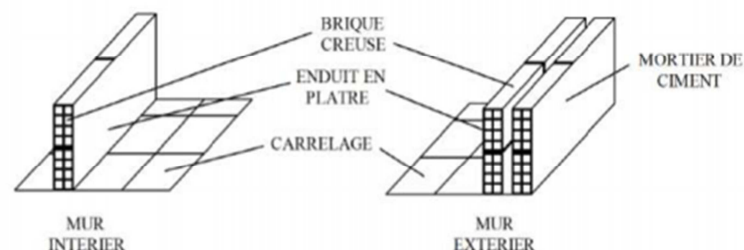


Fig : I.1-les types des murs en maçonneries

3.5. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier de type « escalier droit » reliant les différents étages, réalisés en béton armé coulé sur place.

3.6. Balcons :

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en corps creux.

3.7. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

3.8. Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les sols.

- Faience pour les murs des sanitaires et cuisines.
- Marbre pour les escaliers.

3.9. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, elle joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

3.10. 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 et du vent.

3.11. Les fondations :

Par leurs positions et leurs fonctions stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie important de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation de l'ouvrage, on distingue trois types :

- semelle isolée
- semelle filante
- radier générale

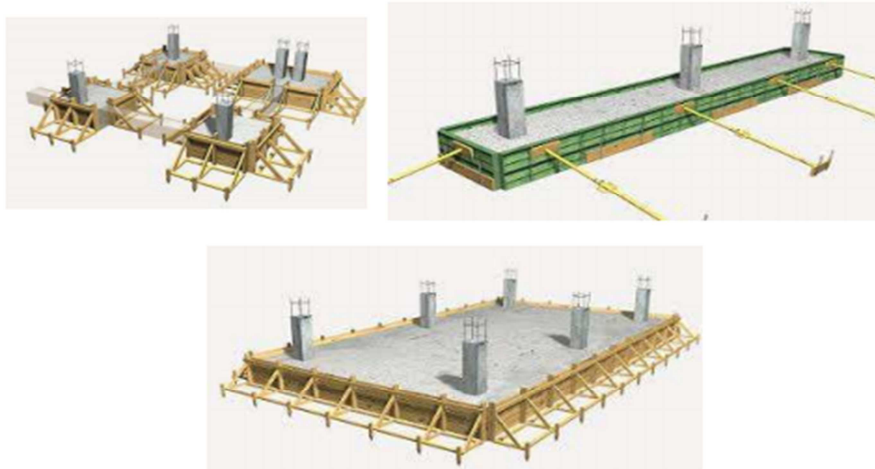


Fig : I-2-les types de fondations

3.12. Système de coffrage :

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planches, et un coffrage métallique pour les voiles dans le but de réduire les opérations manuelles et le temps.

I.4. Hypothèses de calcul :

Les règles BAEL prévoient que les calculs de béton armé seront conduits en application de la théorie des états-limites.

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

On distingue :

4.1. Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la structure et dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ces états limites sont relatifs à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de l'ouvrage ;
- Soit de la résistance de l'un des matériaux utilisés ;
- Soit de la stabilité de forme de l'un ou de plusieurs des éléments de la construction.

4.2. Etat limite de service (ELS) :

Il constitue les limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites. On est aussi amené à considérer :

- Une limite pour la valeur de la compression du béton ;
- Une limite pour l'ouverture des fissures ;
- Une limite pour les déformations des éléments d'une construction.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

On appelle béton armé, le matériau constituant par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, de granulats, et d'eau, en enrobant dans ce dernier des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même, c'est-à-dire les efforts de tractions, ou à le renforcer pour résister aux efforts de compression s'il ne peut, à lui seul, remplir le rôle.

Dans l'association béton-acier que forme le béton armé, on peut répartir schématiquement le rôle de chacun des constituants de la manière suivante :

- Le béton équilibre les efforts de compression.
- L'acier équilibre les efforts de traction et, éventuellement, les efforts de compression si le béton ne peut y suffire à lui seul.

5.1. Béton :

a. Les caractéristiques physiques et mécaniques :

❖ Résistance à la compression

Dans les cas courants le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours, cette valeur dite résistance caractéristique, et représentée par le symbole f_{c28} .

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section (diamètre $\varnothing = 16$ cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32 cm).

Pour des bétons d'un âge j inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.94j} f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

Pour le présent projet on adoptera pour $f_{c28} = 25$ Mpa.

❖ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, désignée par f_{c_j} , est prise égale à :

$$\begin{aligned} f_{t_j} &= 0,6 + 0,06 f_{c_{28}} & \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ Mpa ;} \\ f_{t_j} &= 0,275 f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ Mpa.} \end{aligned}$$

❖ Composition du ciment :

Le béton utilisé est un béton courant dosé de 350 kg/m^3 de ciment. sa composition courante de 1 m^3 est donné par des essais prévenances comme suit :

- Ciment : 350 kg de CPA325.
- Sable : 380 à 450 dm^3 (diamètre des granulats $< 5 \text{ mm}$).
- Gravillon : 750 à 850 dm^3 (diamètre des granulats $< 25 \text{ mm}$).
- Eau de gâchage : 150 à 200 dm^3 .

❖ Contrainte limite de compression :

La contrainte admissible de la compression à l'état limite ultime (E.L.U) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c_j}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Mpa}). \quad (\text{En pratique on aura } f_{c_j} = f_{c_{28}})$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,50$ pour situation courante
- $\gamma_b = 1,15$ pour situation accidentelle.

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions :

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 Heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

Pour : $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$;

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bu} = 18,48 \text{ Mpa}$.

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit « parabole rectangle », et dans certains cas, par mesure de simplification, un diagramme rectangulaire.

Ce diagramme qui représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement (ϵ_{bc}), est constitué :

- Entre les abscisses 0 et 2%, par un arc de parabole du seconde degré passant par l'origine et de sommet S, ce point ayant pour coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \%$;

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c_{28}}}{\theta \gamma_b} .$$

- Entre les abscisses 2% et 3,5% par une horizontale d'ordonnées $\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c_{28}}}{\theta \gamma_b} .$

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\%$ Compression pure.

$2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \%$ Compression avec flexion.

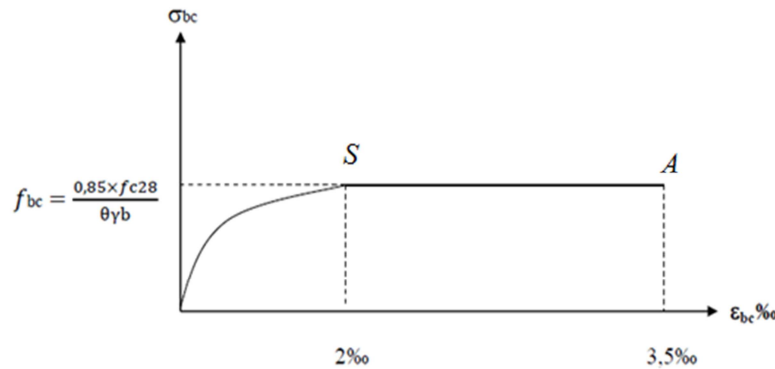


Fig. I.3. Diagramme contraintes déformations de calcul du béton.

La contrainte admissible de la compression à l'état limite de service (E.L.S) est donnée par : $f_{bc} = 0.6 f_{c28}$ (Article A.4.5, 2 BAEL 91).

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

❖ Contrainte limite de cisaillement :

Selon le B.A.E.L (Article A-5-1-211 BAEL 91/ modifiée 99), la contrainte de cisaillement se calcule comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

- V_u : effort tranchant
- b : largeur de la section cisailée
- d : hauteur utile.

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \tau_u = 4.35 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1.15 \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \tau_u = 3.26 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1.15 \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

❖ Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue trois sortes de module :

• module d'élasticité instantané :

Pour les charges appliquées avant 24h

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} \quad (\text{Article A-21/BAEL 91 modifié 99}).$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa.}$$

• Le module de déformation différé :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 10818.865 \text{ Mpa.}$$

• Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec } E : \text{ module de Young.}$$

ν : Coefficient de poisson.

❖ Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (\text{Art A-213 BAEL})$$

$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service (ELS) ;} \\ \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (ELU).} \end{array} \right.$

5.2. Acier :

Les aciers se distinguent suivant leur nuances et leur états de surface (barres lisses ou à haute adhérence) et sont classés dans le tableau suivant :

Barres lisses	Ø	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (Mpa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (Mpa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (Mpa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (Mpa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (Mpa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (Mpa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HAFeE40 type1 (limite d'élasticité $f_e = 400\text{Mpa}$), et pour les armatures transversales est un Rond lisse feE24 ($f_e = 235\text{Mpa}$).

❖ Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « Es » est pris égal à :
 $E_s = 2.105 \text{ Mpa}$ (A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99).

❖ Les limites élastiques de l'acier :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s : \text{ Coefficient de sécurité} \quad (\text{Art A.4.3.2/BAEL 91})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas courant } \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ Mpa (feE400) ;} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel. } \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa (feE400).} \end{array} \right.$$

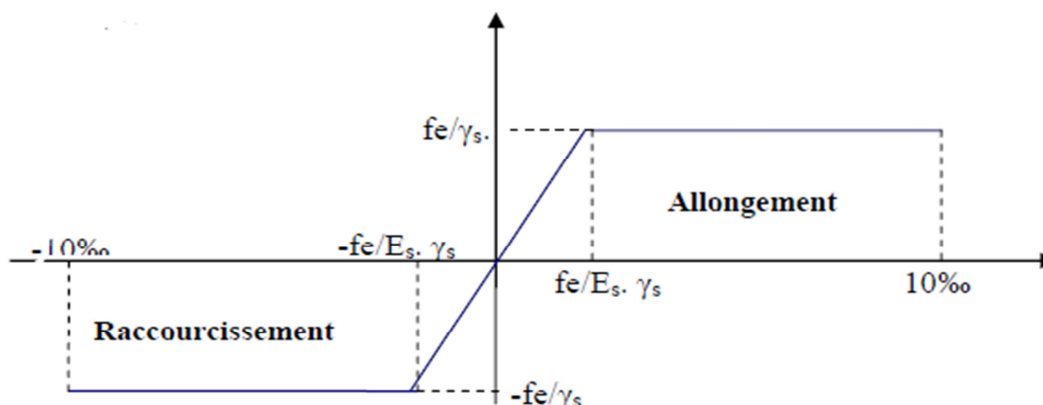


Fig : I.4-diagramme des contraintes en fonction des déformations de l'acier.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰ ;

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 Mpa ;

F_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes déformations de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $1/\gamma_s$

Le coefficient de sécurité γ_s est pris égal à : $\gamma_s=1,15$.

❖ Etat limite de service :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.
- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

- **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91}).$$

Avec:

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta=1 & \text{: pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta=1,6 & \text{: pour les hautes adhérences (HA).} \end{cases}$$

I.6. Protection des armatures :

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

D'après l'article (art A.7-2 4 BAEL91) :

- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales qui sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation et sollicitation horizontale qui sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le RPA99 et B A E L.

II.1. Pré dimensionnement

1.1. Les planchers :

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), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

a. plancher en corps creux

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

h_t : hauteur totale du plancher.

L_{\max} : la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

En premier, RPA exige une section minimale pour la zone IIa qui vaut (25x25)

$L_{\max} = 450 - 25 = 425$ m

$$h_t \geq \frac{425}{22.5} = 18.88 \text{ cm}$$

Nous adoptons un plancher de $h_t = 20$ cm et d'épaisseur composé de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

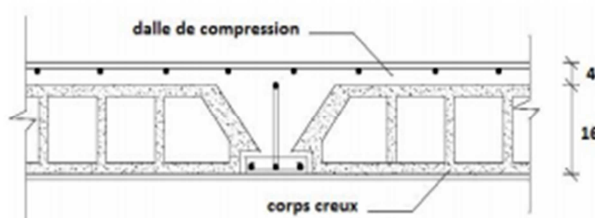


Fig. II.1 coupe verticale de plancher à corps creux.

b. plancher en dalle pleine :

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée. Elle doit vérifier les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La résistance au feu.

❖ Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée (porte à faux).

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

Avec :

L: largeur de la console.

e_p : épaisseur de la dalle.

$$e_p \geq \frac{130}{10} \quad \text{d'où} \quad e_p \geq 13 \text{ [cm]}$$

On prend **$e_p=13$ [cm]**

❖ **Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11cm.

Donc **$e_{p2}=11$ [cm]**

❖ **Isolation acoustique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350kg/m²

$$MP = \rho_{\text{béton}} \times E_p \implies E_p = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

Donc **$e_{p3}=14$ [cm]**

Conclusion

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**.

1.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles),

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes : (BAEL91 modifié 99, CBA93):

- Hauteur de la poutre : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur de la poutre : $0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h$

Avec

L_{\max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

h_p : hauteur de la poutre.

b_p : largeur de la poutre.

Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \\ h \leq 30 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

a. Les poutres principales (sens longitudinal) :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

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

Hauteur :

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

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

$$28.33 \leq h_t \leq 42.5$$

On prend $h_t = 35$ cm

Largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 25$

Donc la section de la poutre principale (sens longitudinal) est **(35X25) cm²**.

b. Les poutres secondaires (sens transversal) :

Elles sont dans le même sens des poutrelles.

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

Hauteur :

$$\frac{L_{max}}{20} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{425}{20} \leq ht \leq \frac{425}{10}$$

$$21.25 \leq ht \leq 42.5$$

On prend $ht = 30 \text{ cm}$

Largueur :

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$

Donc la section de la poutre secondaire (sens transversale) est **(30X25) cm²**

❖ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 Art (7-5-1) :** (zone sismique IIa)

• **Poutre principale**

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ [cm]}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$h/b = 35 / 25 = 1.4 < 4$$

→ **Conditions vérifiées.**

• **Poutre secondaire**

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ [cm]}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$h/b = 30 / 25 = 1.2 < 4$$

→ **Conditions vérifiées.**

Les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc on adoptées sont :

- Poutres principales (25X35) cm² Sens transversal.
- Poutres secondaires (25X30) cm² Sens longitudinal.

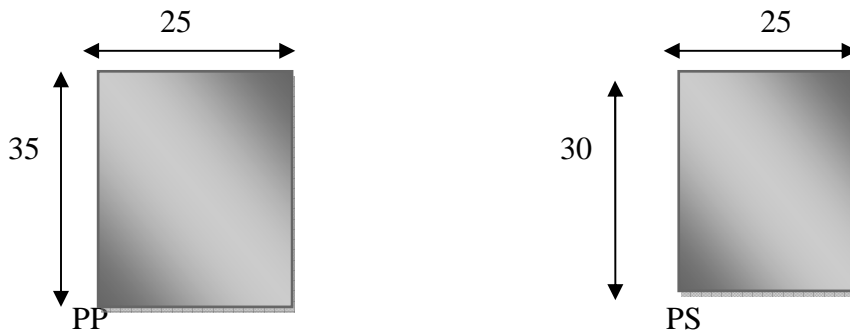
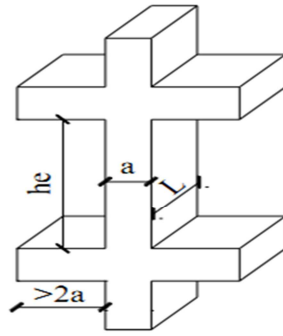


Fig. II-2 : Dimension des poutres

1.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales .Leur dimensionnement sera conforme au R.P.A 99 modifié 2003 (Art 7.7.1) qui préconise les conditions suivantes :



$$L \geq 4a$$

Fig II-3 : coupe de voile en élévation

a : épaisseur du voile.
 he : hauteur d'étage
 L : longueur du voile.

- Pour le RDC : $h = 408\text{cm}$

he = h - épaisseur de la dalle
 $he = 408 - 20 = 388\text{cm}$
 $e \geq he/ep = 388/20 = 19,4$

- Pour l'étage courant: $h = 306\text{ cm}$

he = h - épaisseur de la dalle
 $he = 306 - 20 = 286\text{ cm}$
 $e \geq he/ep = 286/20 = 14,3$

On adopte une épaisseur : $e = 20\text{cm}$ pour l'étage courant, et le rez-de-chaussée

Vérification :

On doit vérifier que $L_{\min} \geq 4e$ avec L_{\min} : portée min des voiles
 $L_{\min} = 275\text{ cm} \Rightarrow 275 > 4 \times 20 = 80\text{cm}$
 Donc Condition vérifiée.

1.4. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton reprend à lui seul l'effort. Il se fait en calculant la descente de charges sur un ou plusieurs poteaux et en tenant compte d'une dégression des surcharges d'exploitations.

La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante:

$$N_s = G + Q$$

Avec : N_s : l'effort de compression revenant au poteau le plus sollicité, Il sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte admissible à la compression simple.

S : section transversale du poteau.

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

II.2. Détermination des charges et surcharges :

Afin de pré dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement.

2.1. Les charges permanentes :

a. Plancher terrasse (inaccessible) :

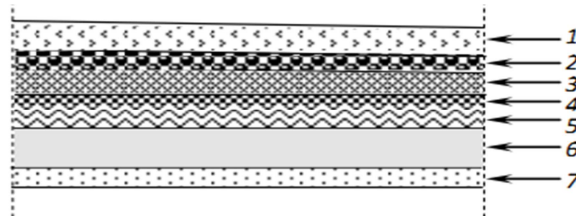


Fig II-4 : coupe verticale de plancher terrasse

Désignation	Poids volumique (Kn/m3)	Epaisseur (m)	Charges (Kn/m ²)
Protection gravillon	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.07	1.54
Feuille de polyane	/	0.01	0.01
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux	/	16+4	2.85
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
			G=5.73

Tableau.II.1 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse

b. Plancher Etage courant et RDC :

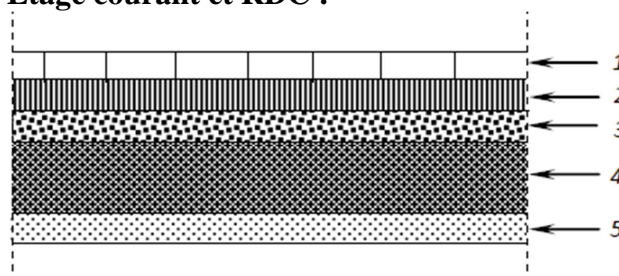


Fig. II-5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux	/	16+4	2.85
Enduit plâtre	10	0.02	0.20
Cloison de séparation	/	0.10	0.9
			G=5.15

Tableau. II-2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant et RDC.

c. plancher dalle pleine

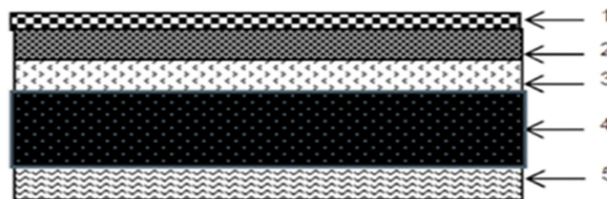


Fig. II-6 : coupe verticale d'un plancher dalle pleine

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
Plancher en dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit ciment	10	0.02	0.2
			G=5.15

Tableau. II-3 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine.

d. Maçonnerie :

- Mur extérieur :

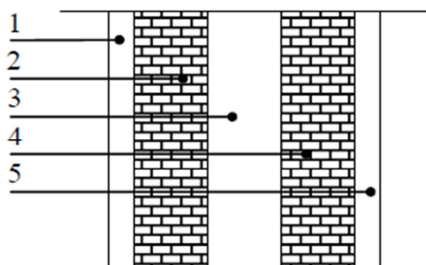


Fig. II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Mortier de ciment	18	0.02	0.36
Brique creuses	9	0.10	0.9
Lame d'aire	0	0.10	00
Brique creuses	9	0.10	0.9
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
			G=2.36

Tableau. II-4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

• Mur intérieur :

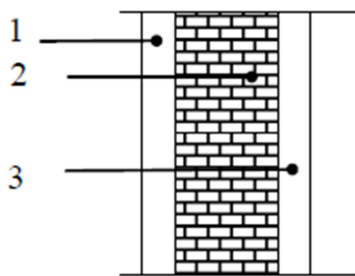


Fig. II-8 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
			G=1.3

Tableau. II-5: Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur).

e. L'acrotère

$G = S \times \rho$ avec:

$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

$S = [(0.38 \times 0.16) + (0.38 \times 0.09) + (0.38 \times 0.13)/2] \times 25$

$S = 0.1197 \text{ m}^2$

$G = 0.1197 \times 25$

Donc $G = 2.99 \text{ KN/ml}$

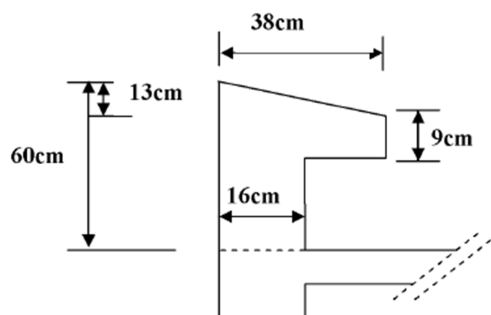


Fig. II-9 : Coupe verticale de L'acrotère

2.2. Les surcharges d'exploitations :

Les elements	Charges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher étage de service	2.5
Balcons	3.5
Escaliers	2.5
acrotère	2.5

Tableau. II-6 : Les surcharges d'exploitation selon le DTR.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$

- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ (zone IIa). (Art 7.4.1 RPA99 version 2003)
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Remarque :

Pour nos calculs en commence avec la section du poteau exigé par le RPA qui est de (25x25) cm², pour arriver aux sections finales.

II.3. Descente de charges :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

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

- Surface d'influence :

Le plancher : Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (X₆, Y₄) comme le montre la figure suivante :

Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S = 2.25(2.25 + 1.75) + 1.5(2.25 + 1.75)$$

$$S = 15 \text{ m}^2.$$

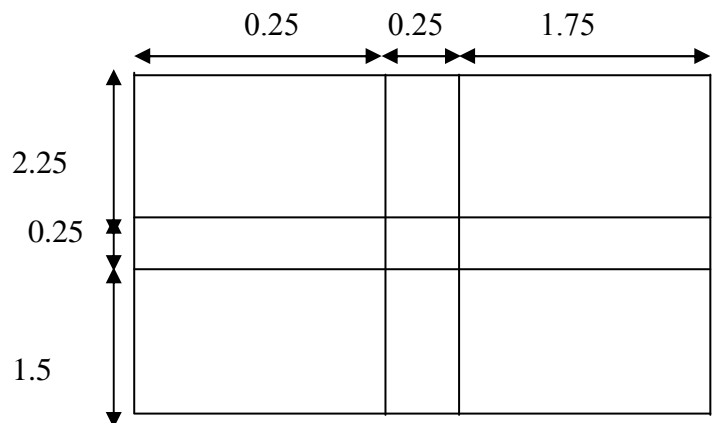


Fig. II-10. Surface d'influence

3.1. Calcul des Poids propre des éléments :

Poids revenant à chaque plancher:

a. Poids du plancher : P = Gt X Sn

- Plancher terrasse inaccessible :

$$p = 5.73 \times 15 = 85.95 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant :

$$p = 5.15 \times 15 = 77.25 \text{ KN.}$$

b. Poutres :

- Poutres principale :

$$G_{pp} = 0.25 \times 0.35 \times (2.25 + 1.75) \times 25$$

$$G_{pp} = 8.75 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.25 \times 0.30 \times (2.25 + 1.5) \times 25$$

$$G_{ps} = 7.03 \text{ KN}$$

$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 15.78 \text{ KN}$

c. Poteaux :

- Etage courant :

$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$.

- Rez de chaussé :

$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.37 \text{ KN}$

d. surcharge d'exploitation :

- Surface d'influence :

$SQ = (4.25 \times 4) - (0.25 \times 0.25) = 16.94 \text{ m}^2$.

$SQ = 16.94 \text{ m}^2$.

- Plancher terrasse inaccessible :

$Q_t = 1 \times 16.94 = 16.94 \text{ KN}$.

- Plancher étage courant :

$Q_c = 1.5 \times 16.94 = 25.41 \text{ KN}$.

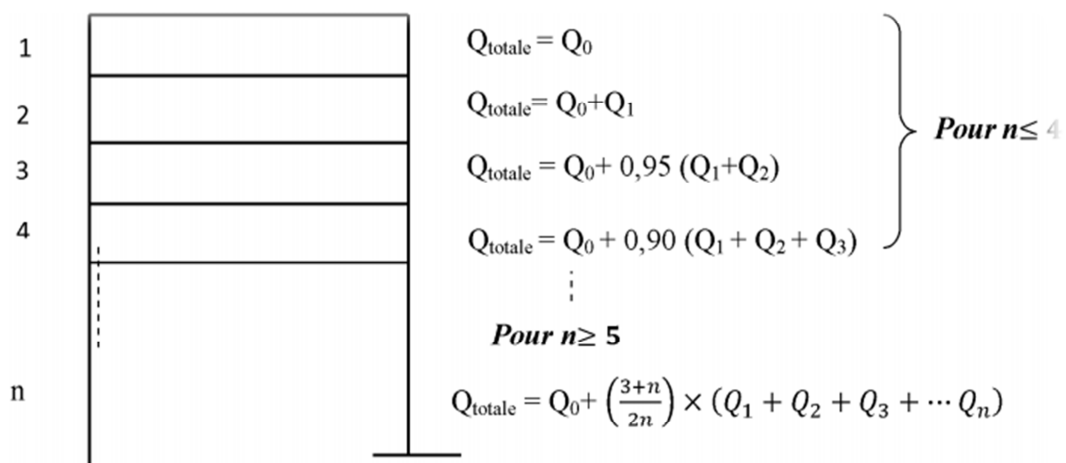
- Plancher étage à usage de service :

$Q_s = 2.5 \times 16.94 = 42.35 \text{ KN}$.

e. Loi de dégression des surcharges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.



$$Q_t = Q_0 + \frac{(3 + n)}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{avec } n \geq 5$$

Q0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

Qn : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

Coefficient de dégression de surcharge :

➤ Coefficient de dégression de surcharge :

niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667

❖ Dégression verticale des surcharges d'exploitation

8ème Q terrasse=16.94KN

7ème Q0+Q1=42.35KN

6ème Q0+0,95(Q1+Q2) =65.22KN

5ème Q0+0,90(Q1+Q2+Q3) =85.55KN

4ème Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)=103.33KN

3ème Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5) =118.58KN

2ème Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6) =131.29KN

1ème Q0+0,714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7) =150.34KN

RDC Q0+0,688(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8) =168.45KN

niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort normal x N=G+Q (KN)	Section des poteaux	
	Poids des Planchers	Poids des poteaux	Poids des Poutres	G totale (KN)	G Cumulée	Qi	Q cumulée		S _{min} (Cm ²)	S _{adopté}
8	85.95	00	15.78	101.73	101.73	16.94	16.94	118.67	79.11	35x35
7	77.25	4.78	15.8	101.73	199.79	25.41	42.35	242.14	161.43	35x35
6	77.25	4.78	15.78	101.73	297.6	25.41	65.22	361.82	241.21	35x35
5	77.25	4.78	15.78	101.73	395.31	25.41	85.55	480.96	320.64	40x40
4	77.25	4.78	15.78	101.73	493.22	25.41	103.33	596.55	397.7	40x40
3	77.25	4.78	15.78	101.73	591.03	25.41	118.58	709.61	473.07	40x40
2	77.25	4.78	15.78	101.73	688.84	25.41	131.29	820.13	546.75	45x45
1	77.25	4.78	15.78	101.73	786.65	25.41	150.34	936.99	624.66	45x45
RD C	77.25	4.78	15.78	97.81	884.46	42.35	168.45	1052.91	701.94	45x45

Tableau II.7 : Récapitulatif de la descente de charge.

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections compatibles à celles des poteaux centraux.

II.4. Vérification relative au coffrage (RPA99 version 2003 Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois, Et les dès de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec } h_e : \text{ la hauteur du poteau}$$

RDC :

- $\min(40,40)=40 \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\min(40,40)=40 \geq 20.4\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ Condition vérifiée.

1er, 2eme, 3eme.

- $\min(30,30)=30 \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\min(30,30)=30 \geq 15,30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ Condition vérifiée.

4eme, 5eme.6eme.

- $\min(35,35)=35 \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\min(35,35)=35 \geq 15,30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ Condition vérifiée.

7eme, 8eme.

- $\min(40,40)=40 \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\min(40,40)=40 \geq 15,30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées

II.5. Vérification de la résistance des poteaux au flambement.

Le calcul du poteau au flambement 54 consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \geq 50$$

Avec:

λ : élancement du poteau.

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 L_0$ car le poteau est encasté a ses deux extrémités D'après le BAEL.91).

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

B : Section transversale du poteau ($B = h \times b$)

$$\gamma = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7l_0}{h} \rightarrow \gamma = 0.7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Section de poteaux	(40x40) RDC	(40x40) 1er ,2eme, 3eme	(35x35) 4eme, 5eme	(30x30) 6eme, 7eme, 8eme
γ : Elancement	24.74	18.55	21.20	24.73

$\gamma < 50 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Tableau II-8 : Vérification de l'élancement.

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91(modifié 99) et le RPA.

III.1. Etude des planchers à corps creux

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (TLE520 fe520).

1.1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- { 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- { 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles : (BAEL B.6.8, 422)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_{\perp} étant exprimé en cm^2 par mètre linéaire.

L : distance entre axe des poutrelles

$$50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm} ; L = \frac{65}{2} \times 2 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $A_{\perp} = 3T5 = 0.59 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.59}{2} = 0.295 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 2T5 = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Nous optons pour un treille soudé (5x5x200x200) (TLE520).

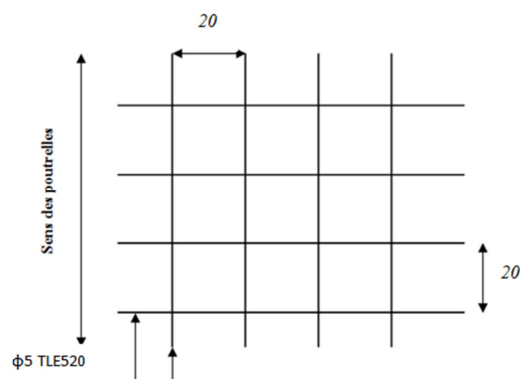


Fig.III.1.treille soudé 5x5x200x200

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{40}{1.15} = 34.8 \text{ KN/cm}^2$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.30 \cdot 10^2}{12.2^2 \cdot 1.42} = 9.24 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des 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.

2.2. Après coulage de la dalle:

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

a. Détermination des dimensions de la section en T

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la section)

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$C = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$d = 18 \text{ cm}$ (hauteur utile)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$$\text{Avec : } b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$; $L_1 = 450 \text{ m}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{450}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 45, 32) \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm.}$$

b : largeur de la table de compression

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm} \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

b. Poids du plancher :

❖ Plancher terrasse :

Charges permanentes: $G = 5.73 \times 0.65 = 3.724 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations: $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher étage courant (usage d'habitation) :

Charges permanentes: $G = 5.15 \times 0.65 = 3.35 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations: $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher RDC (usage bureau) :

Charges permanentes: $G = 5.15 \times 0.65 = 3.35 \text{ KN/ml}$

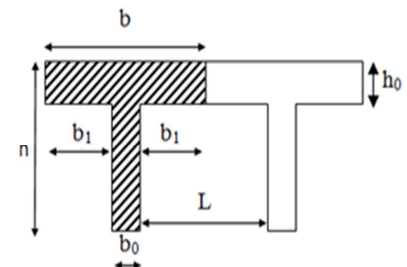


Fig.III.3.section en T

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \longrightarrow **Condition vérifiée**

2. Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

• **Vérification :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{450}{300} = 1.5 \\ \frac{300}{450} = 0.66 \\ \frac{450}{350} = 1.28 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion : une des conditions n'est pas vérifiée donc **la méthode forfaitaire n'est pas applicable**, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

2.3. Exposé de la méthode des 3 moments :

➤ **Exposition de la méthode :**

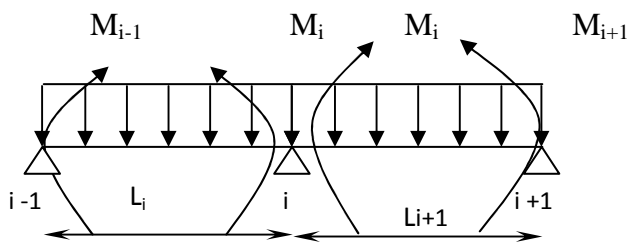


Figure III.5: Méthode des 3 moments

1-Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left(\frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 »

Schémas statiques :

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1, i, i+1$ respectivement .

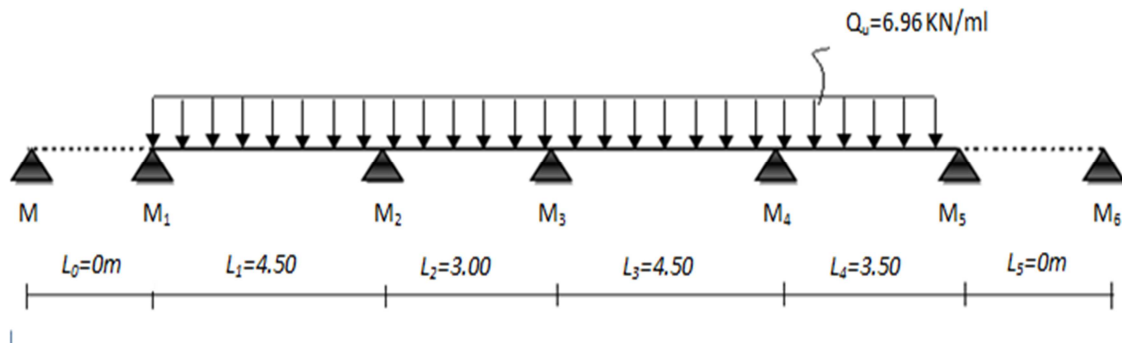


Fig.III.5.schéma statique fictif des poutrelles.

a. Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1 : $9M_1+4,50M_2 = -158.55 \text{ KN.m}$ ----- (1)

L'appui 2: $4,50M_1+15M_2+3M_3 = -205.54 \text{ KN.m}$ ----- (2)

L'appui 3 : $3M_2+15M_3+4.5M_4 = - 205.54 \text{ KN.m}$ ----- (3)

L'appui 4 : $3.5M_3+16M_4+35M_5 = -223.16 \text{ KN.m}$ ----- (4)

L'appui 5 : $3.5M_4+7M_5 = -74.61 \text{ KN.m}$ -----(5)

La résolution de ce système est avec logiciel Matlab nous donne les résultats suivants :

$M_1 = - 13.710 \text{ KN.m}$ $M_2 = -7.710 \text{ KN.m}$ $M_3 = -8.8817 \text{ KN.m}$
 $M_4 = -10,28 \text{ 1KN.m}$ $M_5 = -5.2281 \text{ KN.m}$

b. Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (1-2) $\rightarrow x = 2,44\text{m} \rightarrow M_{1-2 \text{ max}} (2,41) = 6,979 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) $\rightarrow x = 1.45\text{m} \rightarrow M_{2-3 \text{ max}} (2,14) = -0.509 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) $\rightarrow x = 2.187\text{m} \rightarrow M_{3-4 \text{ max}} (1.90) = 7.759 \text{ KN.m}$

Travée (4-5) $\rightarrow x = 2.429\text{m} \rightarrow M_{4-5 \text{ max}} (1.57) = 2.10 \text{ KN.m}$

N.B/ -Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

appuis	Moments corrigés(KN.m)	Travée	Moments corrigés(KN.m)
1	-9.14	1-2	9.305
2	-5.21	2-3	-0.678
3	-5.921	3-4	10.396
4	-7.24	4-5	2.80
5	-3.4851		

Tableau III.3 : Calcul des moments en travées des poutrelles ELU.

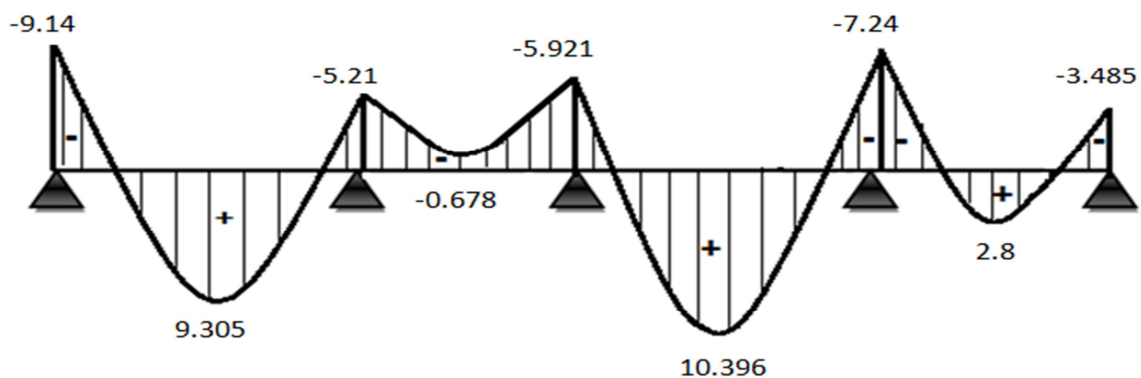


Fig. III.7: Digramme Moments fléchissant à L'ELU

Remarque :

D'après les calculs, on constate qu'un moment négatif agit sur la travée (2-3) engendré par les deux travées voisines surchargées qui créent par la suite un soulèvement de cette travée.

Ce moment négatif va inverser le ferrailage de cette dernière, car elle fléchit de manière différente par rapport aux autres travées.

Et comme ce moment est inférieur par rapport au moment Max donc les aciers utilisés seront largement suffisant pour équilibrer son moment.

c. Calcul des efforts tranchant :

$$\left. \begin{aligned}
 \text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) &= \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\
 \text{Au niveau d'un appui « i+1 », } V(x) &= - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{les moments seront pris} \\ \text{en valeur absolue} \end{array}$$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	Longueur (m)	$T_i(x=0)$ en (KN)	$T_{i+1}(x=l_i)$ (KN)
Travée 1-2	4.5	16.533	-14.786
Travée 2-3	3.00	10.203	-10.677
Travée 3-4	4.50	15.366	-15.953
Travée 4-5	3.50	13.252	-11.107

Tableau III.4.Calcul des efforts tranchants.

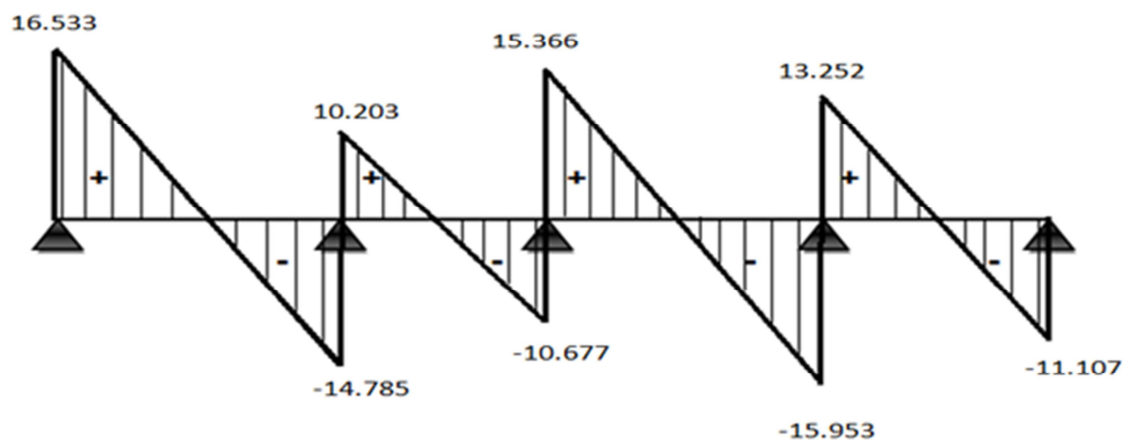


Fig III.8 : Diagramme efforts tranchants à L'ELU

1.3. Calcul des armatures :

3.1. Ferrailage à l'ELU

NB : On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$M_{t \max} = 10.396 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -9.140 \text{ KN.m}$; $T_{\max} = 16.533 \text{ KN}$

- Les poutrelles seront calculées comme une section en **T** dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)

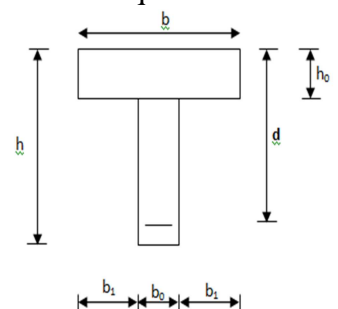
$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).



a. Armatures longitudinales :

- En travée :

- **Calcul du moment équilibré par la table :**

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} = 65 \times 4 \times (18 - 4/2) \times 4.42 \times 10^{-2} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_{\max}^t = 10.396 \text{ KN.m.}$$

Donc la table seule peut équilibrer le moment extérieur, pour cela on considère notre section en T_e comme une section rectangulaire b x h (65x20) afin de faciliter le calcul :

$$\mu = \frac{M_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.396 \cdot 10^2}{65 \cdot 18^2 \cdot 1.42} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_x}{\beta d x \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.396 \cdot 10^2}{0.986 \times 18 \times 34.8} = 1.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10 = 2.35 cm²**

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.14 \cdot 10^2}{65 \cdot 18^2 \cdot 1.42} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_x}{\beta d x \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.14 \cdot 10^2}{0.983 \times 18 \times 34.8} = 1.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA12 = 2.26 cm²**

b. Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \quad (\text{Art 7.2.1/BAEL91})$$

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10\right) = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 5 \text{ mm}$$

On adopte : **armature transversal 2HA5** → **A_t = 0.39 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA5

c. Espacement des armatures transversales : (art. A.5.3/BAEL91)

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : **St = 16 cm.**

Les armatures transversales doivent vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{St \cdot b_0} \geq 0.4 \text{ Mpa} \rightarrow \frac{0.39 \times 235}{12 \times 16} = 0.47 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3.2. Vérification à l'ELU :**a. Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{16.533 \times 10}{12 \times 18} = 0.765 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.765 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13.761 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = 0.9 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } a = 0.9d$$

$$V_u^{\max} = 0.4 \times \frac{2.5}{1.5} \times 0.8 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 16.533 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{40} \times (16.533 - \frac{7.24 \times 10^2}{0.9 \times 18})$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 \geq 1.76 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

f. Calcul des scellements droit :(BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} ; \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi \cdot 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi \quad \text{Pour}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 10 \text{ cm } l_s = 35.27 \text{ cm} \\ \phi = 1.2 \text{ cm } l_s = 42.324 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

Soit un crochet de : $l_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 \rightarrow l_c = 14,1 \text{ cm}$

g. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,536 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{16,533 \times 10}{0,9 \times 18 \times 11,304} = 1,350 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,350 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

3.3. Calcul de la poutrelle à l'ELS :

3.1. Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,98}{6,96} = 0,715;$$

a. Calcul des moments fléchissant :

- En travée :

$$M_{l(1-2)} = 9,305 \times 0,715 = 6,653 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_1 = -9,14 \times 0,715 = -6,535 \text{ KN.m}$$

Appuis	Moments corrigés(KN.m)	Travée	Moments corrigés(KN.m)
1	-6.535	1-2	6.653
2	-3.725	2-3	-0.485
3	-4233	3-4	7.433
4	-5.176	4-5	2.00
5	-2.492	/	/

Tableau III.5. Calcul des Moments fléchissant ELS

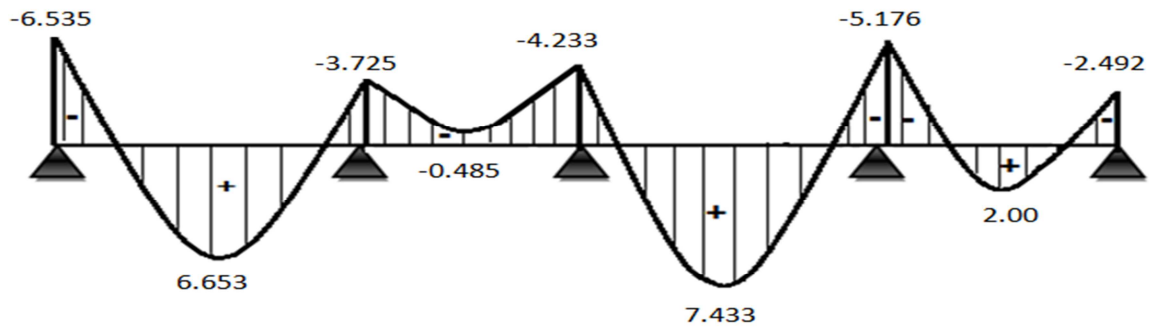


Fig. III.10 : Diagramme Efforts tranchants à L'ELS

b. Calcul des efforts tranchants :

$$T = T_{ELU} \times 0.715$$

Travée	Longueur (m)	$T_i(x=0)$ (KN)	$T_{i+1}(x=l_i)$ (KN)
Travée 1-2	4.5	11.819	-10.572
Travée 2-3	3.00	7.275	-7.634
Travée 3-4	4.50	10.986	-11.407
Travée 4-5	3.50	9.475	-7.941

Tableau III.6. Calcul des efforts tranchants ELS

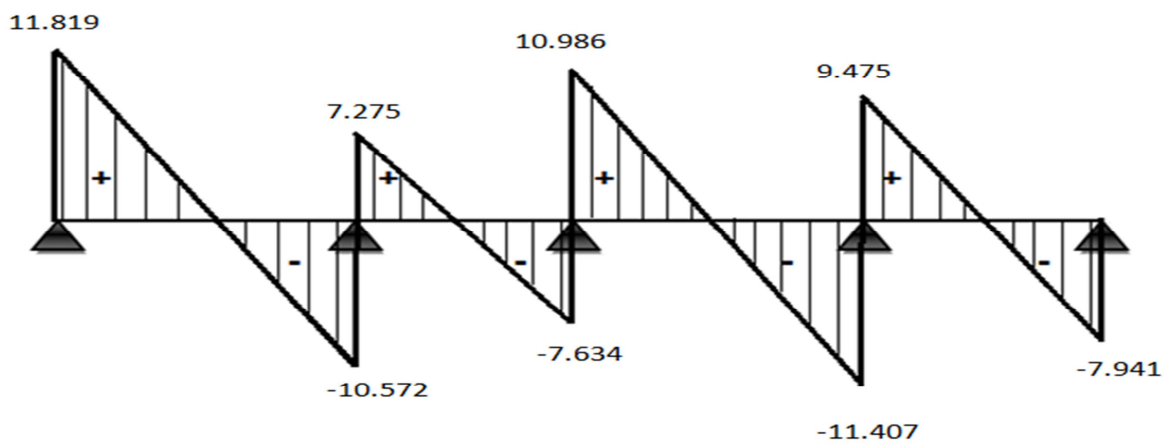


Fig. III.10 : Diagramme Efforts tranchants à L'ELS

3.4. Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite de la compression du béton : (Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

• En travée : $M_t^{max} = 7.433 \text{ KN.m}$

a. Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1,09$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1,09 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7.433 \times 10^2}{0.856 \times 18 \times 2,35} = 20.52 \text{ KN/cm}^2 < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 34.8 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{20.52}{19.72} = 1.0405 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 10.05 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- Aux appuis : $M_a^{\max} = -6.535 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05 \Rightarrow \beta_1 = 0.858 \Rightarrow K_1 = 20.21$$

i. Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{6.535 \times 10^2}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 18.72 \text{ KN/cm}^2 < \bar{\sigma}_{st} = 34.8 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ii. Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{18.72}{46.73} = 0.926 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 9.260 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

NB : La fissuration étant peu nuisible donc Vérification de la section **vis-à-vis de l'ouverture des fissures** n'est pas nécessaire.

3.5. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- ❖ $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nœuds d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment max de la travée isostatique.

b_0 : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

A : section des armatures. $\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

Conclusion :

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

4. Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a^{\circ) } F_v = \frac{M_t^{ser} . J^2}{10xE_v . xI_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{2.5} = 5021 .673 \text{ KN / cm}^2$$

i. Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

B_0 = section du beton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

ii. Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

V_1 : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

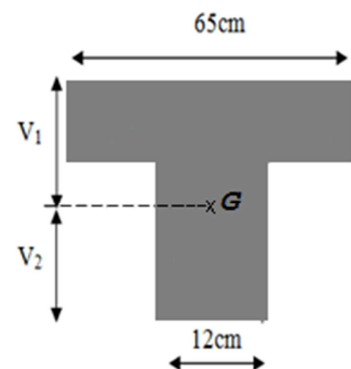
$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A \cdot (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \cdot (12,9 - 2)^2 \quad I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4$$

$$v = \max \left[1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$



$$\sigma_s = 233,51 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

$$v = \max \left[0,1 - \frac{1,75 \times 0,21}{(4 \times 0,0108 \times 20,52) + 0,21} \right] = 0,665$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 0,21}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,0108} = 0,1522 \text{ KN/cm}^2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,06088$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 0,06088 \times 0,665}$$

$$I_{fv} = 21147,407 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{7,433 \cdot 10^2 \times 450^2}{10 \times 5021,673 \times 21147,407} = 0,142 \text{ cm} = 1,42 \text{ mm}$$

$$f_v = 1,42 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2 ETUDE DE LA SALLE MACHINE :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), et une hauteur de 30,6m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(2,00 \times 1,60) = 3,2 \text{ m}^2$ reposant sur quatre (04) cotés. La vitesse d'entraînement est de $(v = 1 \text{ m/s})$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (voir chapitre II)

III.2.1 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle $(U \times V)$, (surface d'impact) 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.

1.1. Dimensionnement

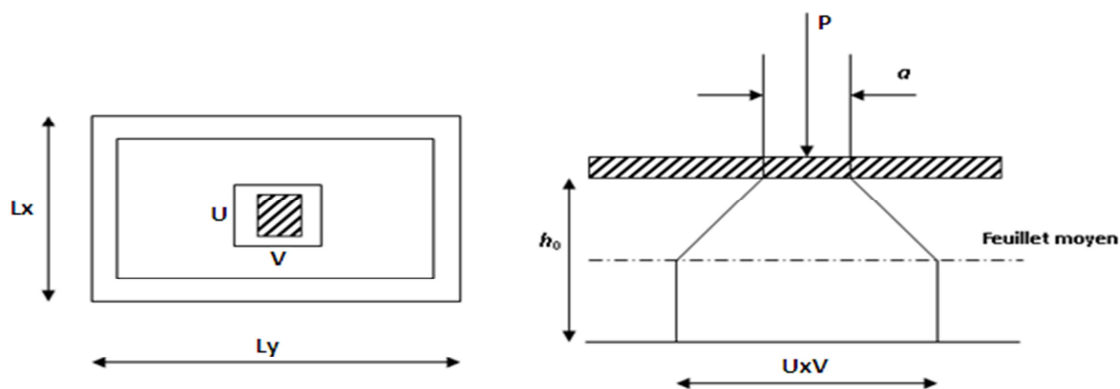
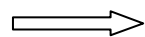


Fig. III.11. Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.60}{2.00} = 0.8$$

$$0.4 \leq \rho = 0.88 \leq 1$$



La dalle travaille dans les deux sens

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

Avec :

h_t = épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e = épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\xi = 1.0$

$(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

($U_0 \times V_0$): coté du rectangle dans lequel la charge est centrée
($u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$)

D'où :

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

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

1.2. Détermination des sollicitations :

a) A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec :

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

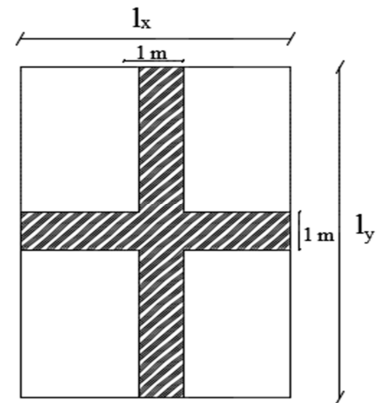
$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ KN/ml (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121,5 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage)}$$

b) A l'ELS :

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

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$



1.3. Calcul des moments :

a. moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x = P (M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + v.M_1)$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de ρ est selon les rapports U/L_x et V/L_y .

v : Coefficient de poisson $v = 0$ à l'ELU

$v = 0.2$ à l'ELS

$$\rho = 0.8$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{105}{160} = 0.66 \quad \text{Après interpolation} \quad M_1 = 0.0884$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.525 \quad M_2 = 0.0625$$

$$M_{x1} = 121.5 (0.0884 + 0) = 10.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 (0.0625 + 0) = 7.59 \text{ KN.m}$$

b. moment du poids propre de la dalle pleine :

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$\rho = 0.8$ du tableau on tire les valeurs :

$$u_x = 0.0565$$

$$u_y = 0.595$$

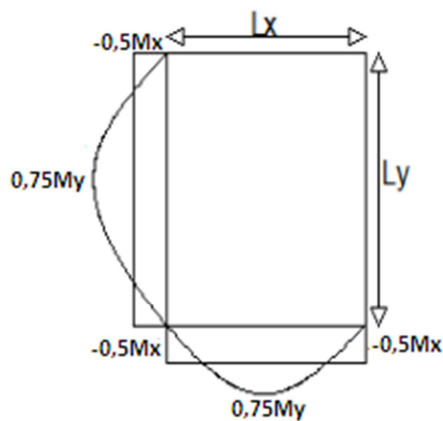
$$M_{x2} = 0.0565 \times 8.048 \times (1.6)^2 = 1.164 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0.595 \times 1.164 = 0.693 \text{ KN m}$$

c. superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.74 + 1.164 = 11,904 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.59 + 0.693 = 8.283 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments:

Les moments calculés seront corrigés en leurs affectant un coefficient de 0.75 en travée et de (-0.5) aux appuis.

- En travée :

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 6.21 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -5.952 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -4.142 \text{ KN.m}$$

1.4. Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

- sens x-x :

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.952 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.028 \leq 0.392 \text{ C'est une SSA avec } \beta = 0.986.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.952 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

- En travées :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.044 \leq 0.392 \text{ C'est une SSA avec } \beta = 0.978.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.92 \times 10^3}{0.978 \times 12 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 5 \text{ HA10/ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

- sens y-y :

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.142 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020 \leq 0.392 \text{ C'est une SSA avec } \beta = 0.990.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.142 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

- En travées :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.21 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.030 \leq 0.392 \text{ C'est une SSA avec } \beta = 0.985.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.21 \times 10^3}{0.985 \times 12 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.2.2 Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.652 \text{ cm}^2.$$

- Sens x-x :

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 0.625 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3.92 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x \geq A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 0.625 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y \geq A_y^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

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

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Espacement des barres :

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

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

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

d. Condition de non-poinçonnement : (Article A.5.2-4-2 du BAEL 91)

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m.}$$

P_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$P_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$P_u = 121.5 < 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{Pu}{2U+V} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{Pu}{3U} = \frac{121.5}{3(1.05)} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bxd} = \frac{38.57}{1 \times 0.12} = 321.42 \text{ KN/m}^2 = 0.32 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

III.2.3 Vérification à l'ELS :**3.1. Calcul des moments :****a. moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau :

$$M_{x1}^s = P_s (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1}^s = P_s (M_2 + v M_1)$$

Avec: $v=0.2$; $M_1=0.0884 \text{ KN.m}$; $M_2=0.0625 \text{ KN.m}$; $P_s=90 \text{ KN}$

$$M_{x1}^s = 90(0.0884 + 0.2 \times 0.0625) = 9.081 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = 90(0.0625 + 0.2 \times 0.0884) = 7.216 \text{ KN.m}$$

b. moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2}^s = \mu_y \times M_{x2}^s$$

$$\text{On a } \begin{array}{ll} \rho = 0.8 & \mu_x = 0.0632 \\ v = 0.2 & \text{Du tableau } \mu_y = 0.710 \end{array}$$

$$M_{x2}^s = 0.0632 \times 5.85 \times (1.6)^2 = 0.946 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0.710 \times 0.946 = 0.672 \text{ KN.m}$$

i. superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9.81 + 0.946 = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7.216 + 0.672 = 7.888 \text{ KN.m}$$

ii. correction des moments :**• En travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 7.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 5.92 \text{ KN.m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_x^a = -0,5 \times M_x = -5,02 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 \times M_y = -3,94 \text{ KN.m}$$

3.2. Vérifications :

a. Vérification des contraintes dans le béton :(Article A.4.5-2 du BAEL91)

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

- La section est rectangulaire ;
- La nuance des aciers est de feE400 ;
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **Sens x-x :**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M^{Stx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.036 \text{ on tire } \alpha = 0.0459$$

$$\gamma = \frac{M_{tx^u}}{M_{tx^s}} = \frac{8.92}{7.52} = 1.18$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0536 < 0.34 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^{Sax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.02 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.024 \text{ on tire } \alpha = 0.0304$$

$$\gamma = \frac{M_{ax^u}}{M_{ax^s}} = \frac{5.952}{5.02} = 1.18$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0304 < 0.34 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y:**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M^{Sty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.028 \text{ on tire } \alpha = 0.0355$$

$$\gamma = \frac{M_{ty^u}}{M_{ty^s}} = \frac{6.21}{5.92} = 1.05$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\alpha = 0.0355 < 0.28 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^{Say}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,94 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.018 \text{ on tire } \alpha = 0.0227$$

$$\gamma = \frac{M_{ay^u}}{M_{ay^s}} = \frac{4,142}{3,94} = 1.05$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\alpha = 0.0227 < 0.28 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

- **b. Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

- **c. Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } U_c = 2 \cdot (u+v) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2 \text{ m}$$

$$q_u = 8.048 \text{ KN}$$

$$\frac{0,045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4200 \times 25}{1,5} = 3150 \text{ KN}$$

$$Q_u = 8.048 \text{ KN} \leq 3150 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.3. Calcul des escaliers :

Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant

3.1. Escalier de l'étage courant :

1.1. Caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

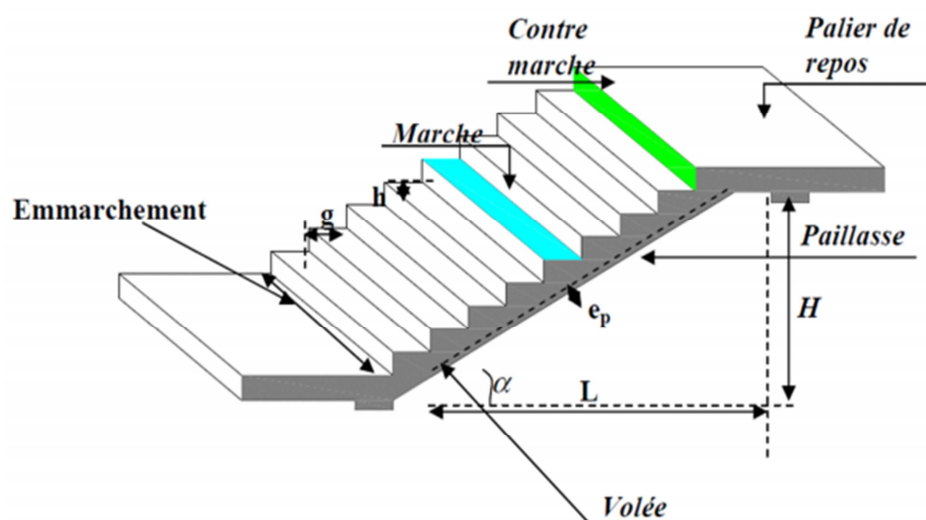


Figure III.12 : Coupe verticale d'un escalier.

Remarque :

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée d'étage courant d'une hauteur $H = 1.53$ m

➤ Une volée d'étage de RDC d'une hauteur $H=2.38$ m

1.2. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $59 \text{ (cm)} \leq g + 2h \leq 66 \text{ (cm)}$

Avec :

h : la hauteur de la contre marche ;

H : hauteur d'une volée $H=153$ cm

g : la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches cm

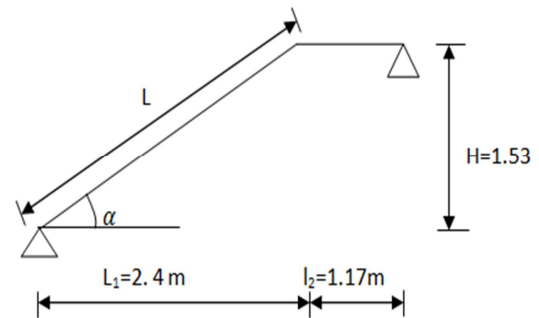


Fig. III.3 schéma statique de la volée d'étage courant

h : est le plus courant varie de 14 cm à 20 cm (17 en moyenne).

g : est le plus courant varie de 22 cm à 33 cm (30 cm en moyenne).

a. Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17$ cm

$$\frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

-Étage courant e: $n = 9$ contre marches..

Le nombre des marches est alors : $m = n - 1 \rightarrow m = 9 - 1 = 8$ marche.

b. Emmarchement : $E = 1.30$ m.

c. Étude de la volée d'étage courant.

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

➤ Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$.

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.64 \rightarrow \alpha = 32.62^\circ$$

$$L : \text{longueur de la paillasse projetée.} : l = \frac{240}{\cos \alpha} = 284.94 \text{ cm}$$

L_2 : longueur du palier: $l_2 = 117$ cm

Donc : $L = 284.94 + 117 = 401.94$ cm.

d. Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur du palier et de la volée (e_p) et donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{401.94}{30} \leq e_p \leq \frac{401.94}{20}$$

$$13.40 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.12 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur: $e_p = 15 \text{ cm}$

1.3. Détermination des charges de calcul :

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

1. Charges permanentes :

- **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.15}{\cos(32.62)} = 4.45 \times 1 \text{ m} = 4.45 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche : $\frac{25 \times 0.15}{2} = 1.875 \times 1 \text{ m} = 1.875 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) :

$$(0.4 + 0.36 + 0.44 + 0.2) = 1.4 \times 1 \text{ m} = 1.4 \text{ KN/ml}$$

Poids du garde du corps : $0.3 \times 1 \text{ m} = 1.3 \text{ KN/ml}$

- La charge totale de la paillasse : $4.45 + 1.875 + 1.4 + 0.3 = 8.025 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8.025 \text{ KN/ml}$$

- **Palier :**

- Poids propre du palier : $25 \times 0.15 \times 1 \text{ m} = 3.75 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du revêtement : 1.4 KN/ml

- La charge totale du palier : $3.75 + 1.4 = 5.15 \text{ KN/ml}$

2. Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison des charges et surcharges :

- **État limite ultime : ELU**

$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.025 + 1.5 \times 2.5 = 14.58 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.7 \text{ KN/ml.}$$

- **État limite de service : ELS**

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 8.025 + 2.5 = 10.53 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/ml.}$$

a. Détermination des sollicitations de calcul :

- Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M.

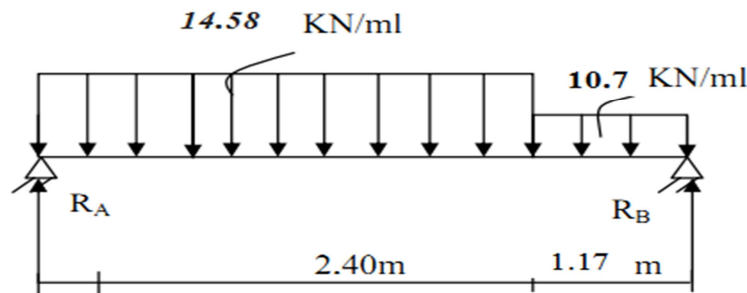


Fig.III.14. Schéma statique fictif de l'escalier à l'ELU

❖ Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM:

- $F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = (14,58 \times 2,4) + (10,7 \times 1,17) = 47,51 \text{ KN}$
 $RA + RB = 47,51 \text{ KN}$
- $\sum M/A = 0 \Rightarrow RA \times 3,57 - [(14,58 \times 2,4) \times 2,37] - [(10,7 \times 1,17) \times 0,585] = 0$
 $RA = 25,28 \text{ KN}$
 $RB = 22,23 \text{ KN}$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments

fléchissant:

1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 2,4 \text{ m}$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow T = -14,58x + 25,28$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 25,28 \text{ KN} \\ X = 2,40 \text{ m} \rightarrow T(2,4) = -9,712 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -7,29x^2 + 25,28x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2,40 \text{ m} \rightarrow M(2,4) = 18,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

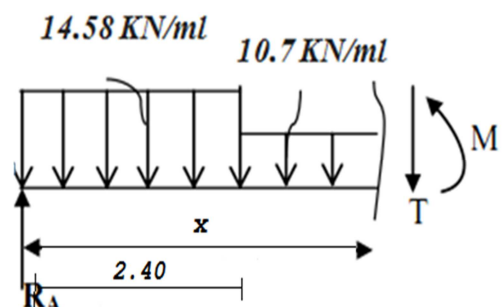
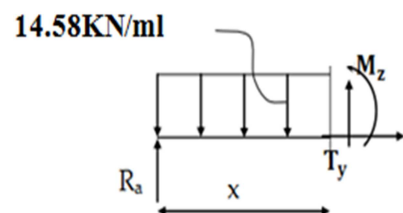
$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,73 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,73) = 21,92 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon $2,4 \leq X \leq 3,57 \text{ m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -9,712 - 10,7(x - 2,4)$$

$$\begin{cases} X = 2,4 \text{ m} \rightarrow T(2,4) = -9,712 \text{ KN} \\ X = 3,57 \text{ m} \rightarrow T(3,57) = -22,23 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = 25.28x - 34.99(x-1.2) - 10.7 \frac{(x-2.4)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M(2.4) = \mathbf{18.68 \text{ KN.m}} \\ X = 3.57 \text{ m} \rightarrow M(3.57) = \mathbf{0 \text{ KN.}} \end{array} \right.$$

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{u \text{ app}} = (-0,3) M_u \text{ max} = (-0,3) \times (21.92) = -6.57 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_u \text{ max} = (0,85) \times (21.92) = 18.63 \text{ KN.m}$$

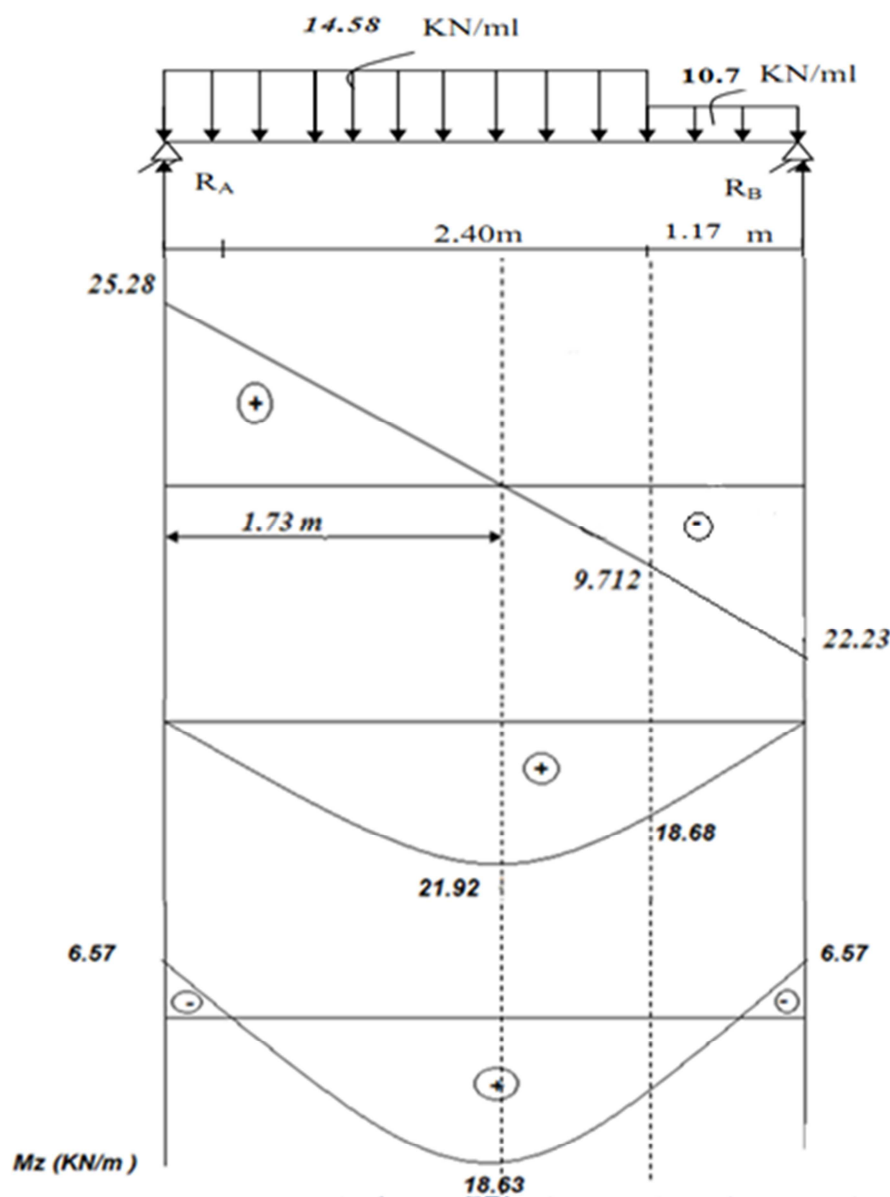


fig.III.15 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

(Poutre isostatique) à l'ELU.

1.4. Calcul des armatures à ELU :

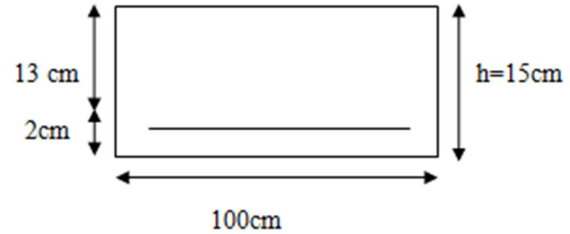
Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

- Aux appuis : $M_a = 6.57 \text{ KN.m}$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

❖ Armatures principales :

$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$



$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{6.57 \times 10^6}{100 \times 130^2 \times 14.2} = 0,027.$$

$$\mu_b = 0,027 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A A}$$

$$\mu_a = 0.027 \Rightarrow \beta_u = 0.986$$

$$A_{stf} = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.57 \times 10^6}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}10$ avec $St = 30 \text{ cm}$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} \rightarrow A_{sr} = \frac{3.14}{4} = 0,785 (\text{cm}^2)$$

• Soit : $A_{sr} = 0.785 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$ avec $St = 30 \text{ cm}$

- En travées : $M_t = 18.63 \text{ KN.m}$

❖ Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{18.63 \times 10^6}{100 \times 130^2 \times 14.2} = 0,077.$$

$$\mu_b = 0,077 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \quad \mu_a = 0.077 \Rightarrow \beta_u = 0.959$$

$$A_{stf} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.63 \times 10^6}{0.959 \times 13 \times 348} = 4.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\text{HA}12/\text{ml}$ ($A_t = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 30 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \rightarrow A_{sr} = \frac{4.52}{4} = 1.13 (\text{cm}^2)$$

On opte pour $2\text{HA}10$ ($A_r = 1.57 \text{ cm}^2$), avec $St = 25 \text{ cm}$.

	M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm)	Choix	St (cm)	A _{adop} (Cm ²)	Ar _{cal}	choix
Appui	6.57	0.027	0.986	1.47	4HA10	30	3.14	0.785	2HA10
Travée	18.63	0.077	0.959	4.29	4HA12	30	4.52	1.13	2HA10

Tableau III.7. Tableau des sections d'armatures d'étage courant.

1.5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $AA = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- En travée : $At = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Espacement des barres :

• Armatures principales :

$$S_t = 30 \text{ cm} < (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la Contrainte d'adhérence des barres :(BAEL99, Art A.6.1.3) :

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ haute adhérence

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$\square U_i$: la somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 150.72 \text{ mm}$$

$$= \frac{25.28 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 13 \cdot 150.72} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \square = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{25.28 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.194$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.194 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. **Longueur de scellement droit : (Art A.6.1.22/BAEL91) :**

$$L_s = \frac{\phi_1 \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 [\text{Mpa}]$$

$$L_s = \frac{\phi_1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \phi_1 (\text{cm}). \rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 [\text{cm}]$$

$$L_B = 0.4 \times L_{sB} = 0.4 \times 42.32 = 18 \text{ cm.}$$

1.6. Vérification à L'ELS :

a. **Combinaison de charge à l'ELS :**

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 8.025 + 2.5 = 10.53 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/ml.}$$

b. **Calcul des efforts internes à l'ELS :**

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

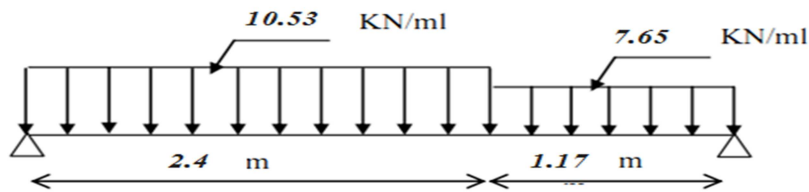


Fig.III.16. Schéma statique fictif de l'escalier à l'ELS.

❖ **Calcul des réactions d'appuis**

D'après les formules de la RDM:

- $\sum F_y = 0 \Rightarrow \mathbf{RA + RB = 34.22 \text{ KN}}$

- $\sum M/A = 0 \Rightarrow$

$$\mathbf{RA = 18.24 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{RB = 15.98 \text{ KN}}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 2.4 \text{ m}$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T = -18.24x + 15.98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{18.24 \text{ KN}} \\ X = 2.40 \text{ m} \rightarrow T(2.4) = \mathbf{-7.032 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

$$\sum M_i = 0 \Rightarrow M = -5.265x^2 + 18.24x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 2.40 \text{ m} \rightarrow M(2.4) = \mathbf{13.45 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1.73 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.73) = 15.76 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon $2.4 \leq X \leq 3.57 \text{ m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -7.032 - 7.65(x - 2.4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T(0) = -7.032 \text{ KN} \\ X = 3.57 \text{ m} \rightarrow T(2.40) = -15.98 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = 18.25x - 25.272(x - 1.2) - 7.65 \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M(2.4) = 13.45 \text{ KN.m} \\ X = 3.57 \text{ m} \rightarrow M(3.57) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_u \text{ app} = (-0,3) M_u \text{ max} = (-0,3) \times (15.79) = -4.73 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_u \text{ travée} = (0,85) M_u \text{ max} = (0,85) \times (15.79) = 13.42 \text{ KN.m}$$

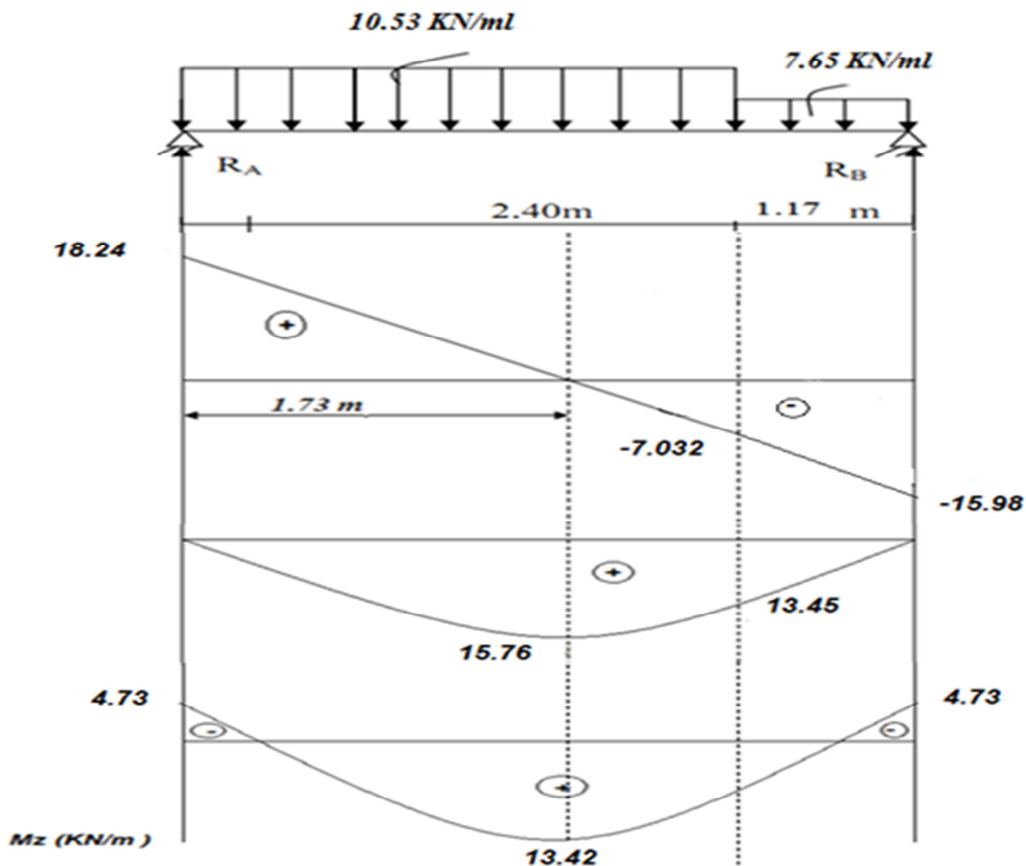


Fig.III.17. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

(Poutre isostatique) à l'ELS.

c. Vérification de la résistance à la compression du béton (Art .4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et } \sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} .$$

• En travée :**Contrainte dans l'acier :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\rho_1 = 0,347 \Rightarrow K_1 = 39.95 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,909 .$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{13.42 \cdot 10^6}{0,909 \times 13 \times 452} = 251.25[\text{MPa}] .$$

$$\sigma_{st} = 156.56[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{st} = 348[\text{MPa}] \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15(\text{MPa}) \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] .$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{251.25}{39.95} = 6.29(\text{MPa}) .$$

$$\sigma_{bc} = 6,29[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

• Sur appuis :**Contrainte dans l'acier :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0,242 \quad \Rightarrow K_1 = 48.29 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{4.73 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 314} = 125.82(\text{MPa}) .$$

$$\sigma_{st} = 125.82[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{st} = 348[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{125.82}{48.29} = 2.57(\text{MPa})$$

$$\sigma_{bc} = 3.00[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

d. Vérification de la flèche :

❖ Calcul de la flèche : (Art B6.5.2/BAEL91) :

Pour paillasse :

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \mathbf{h} : \text{Hauteur de la poutre.} \quad \mathbf{L} : \text{Longueur libre de la plus grande travée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \mathbf{f_e} : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \quad \mathbf{A} : \text{Section d'armature en travée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \mathbf{M_t} : \text{Moment max en travée.} \quad \mathbf{M_0} : \text{Moment max isostatique.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{15}{357} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Condition \ non \ vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de déformation différée .

S_{XX} : Moment statique de la section homogène .

B_0 : Surface de la section homogène .

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène , par rapport au centre de gravité .

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \Rightarrow \quad E_v = 10818,86 \text{ [MPa]}. \quad \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}.$$

$$q_s = 10.53 \text{ KN/ml}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 .$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

$$S_{XX} = \frac{h^2 \cdot b}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$S_{XX} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 = 12131.4 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

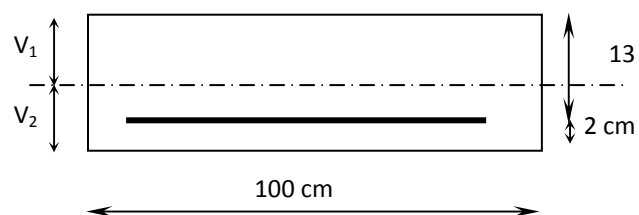
$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8 \text{ (cm}^2\text{)} .$$

$$V_1 = \frac{12131.4}{1567.8} = 7.74 \text{ (cm)}.$$

$$V_2 = 15 - 7.74 = 7.26 \text{ (cm)}.$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7.74)^3 + (7.26)^3] + 15 \times 4.52 [(7.26 - 2)^2] = 30087.26 \text{ (cm}^4\text{)} .$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{10.53 \times (3570)^4}{10818,86 \times 30087.26 \times 10^4} = 6.84 \text{ (mm)} .$$



$$\bar{f} = \frac{3570}{500} = 7.14 \text{ (mm)} .$$

$$\Rightarrow f = \frac{5}{348} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ◆ Appuis : **4 HA 10 = 2.35 cm²/ml** avec un espacement de **30 cm**.
- ◆ Travée : **4 HA 12 = 4.52 cm²/ml** avec un espacement de **30 cm**.

III.3.2-Escalier de RDC.

2.1. Dimensions des escaliers :

a. Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$

$$\frac{H}{h} = \frac{2.38}{0.17} = 14$$

-Étage courant e: $n = 14$ marches.

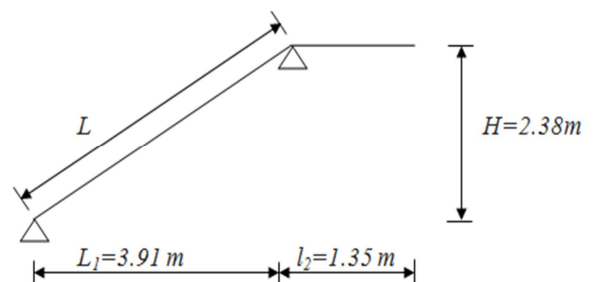


Fig.III.18. Schéma de ferrailage de l'escalier RDC.

Le nombre des marches est alors : $m = n - 1 \rightarrow m = 14 - 1 = 13$ marche.

b. Emmarchement : E = 1.30 m.

c. Étude de la volée

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{391}{13} = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$.

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{2.38}{3.91} = 0.608 \quad \rightarrow \quad \alpha = 31.3^\circ$$

$$L : \text{longueur de la paillasse projetée. : } l = \frac{391}{\cos \alpha} = 4.58 \text{ m}$$

$$L_2 : \text{longueur du palier: } l_2 = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L = 4.58 + 1.35 = 5.93 \text{ m.}$$

d. Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur du palier et de la volée (e_p) et donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{5.93}{30} \leq e_p \leq \frac{5.93}{20}$$

$$19.7 \text{ m} \leq e_p \leq 29.6 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur: $e_p = 20 \text{ cm}$

2.2. Détermination des charges de calcul :

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

a. Charges permanentes :

• Paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.20}{\cos(31.3)} = 5.85 \times 1m = 5.85 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche : $\frac{25 \times 0.2}{2} = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) :

$$(0.4 + 0.36 + 0.44 + 0.2) = 1.4 \times 1m = 1.4 \text{ KN/ml}$$

- Poids du garde du corps : $0.3 \times 1m = 1.3 \text{ KN/ml}$

- La charge totale de la paillasse : $5.85 + 2.5 + 1.4 + 0.3 = 10.05 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 10.5 \text{ KN/ml}$$

• Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.2 \times 1m = 5 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du revêtement : 1.4 KN/ml

- La charge totale du palier : $5 + 1.4 = 6.4 \text{ KN/ml}$

b. Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

c. Combinaison des charges et surcharges :

• État limite ultime : ELU

$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.05 + 1.5 \times 2.5 = 17.32 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.4 + 1.5 \times 2.5 = 12.39 \text{ KN/ml.}$$

$$q_m = 1.35 \times 4.9 = 6.62 \text{ KN.}$$

• État limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 10.05 + 2.5 = 12.55 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/ml.}$$

$$q_m = 1 \times 4.9 = 4.9 \text{ KN.}$$

2.3. Détermination des sollicitations de calcul :

a. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

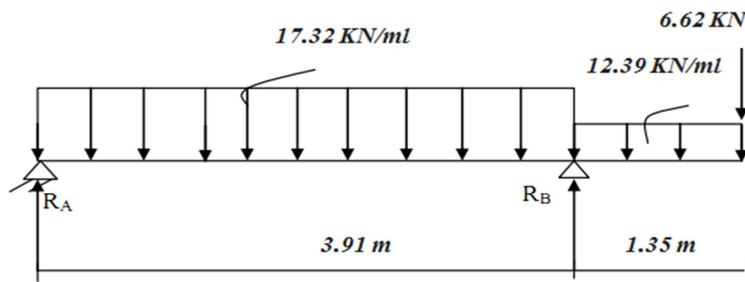


Fig.III.19. Schéma statique fictif de l'escalier RDC à l'ELU.

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM:

- $\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 91.07 \text{ KN}$
- $\sum M/A = 0 \Rightarrow$

$R_A = 28.69 \text{ KN}$

$R_B = 62.38 \text{ KN}$

❖ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 3.91 \text{ m}$

$\sum F/y = 0 \rightarrow T = -17.32x + 28.69$

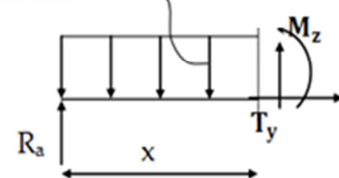
- $X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{28.69 \text{ KN}}$
- $X = 3.91 \text{ m} \rightarrow T(3.91) = \mathbf{-39.03 \text{ KN}}$

$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -8.66x^2 + 28.69 x$

- $X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$
- $X = 3.91 \text{ m} \rightarrow M(3.91) = \mathbf{-20.22 \text{ KN.m}}$

$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1.66 \text{ m}}$
 $M_{\max} = M(1.66) = \mathbf{23.76 \text{ KN.m}}$

14.58 kN/ml



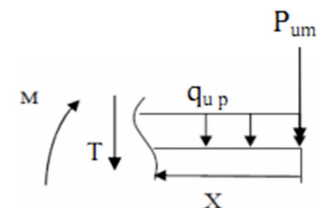
2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 1.35 \text{ m}$

$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 12.39x + 6.62$

- $X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{6.62 \text{ KN}}$
- $X = 1.35 \text{ m} \rightarrow T(1.35) = \mathbf{23.35 \text{ KN}}$

$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = 6.195x^2 + 6.62x$

- $X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$
- $X = 1.35 \text{ m} \rightarrow M(1.35) = \mathbf{-20.22 \text{ KN.m}}$



Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$M_{u \text{ app}} = (-0,3) M_{u \text{ max}} = (-0,3) \times (23.76) = \mathbf{-7.13 \text{ KN.m}}$

• Moment en travée:

$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \text{ max}} = (0,85) \times (23.76) = \mathbf{20.20 \text{ KN.m}}$

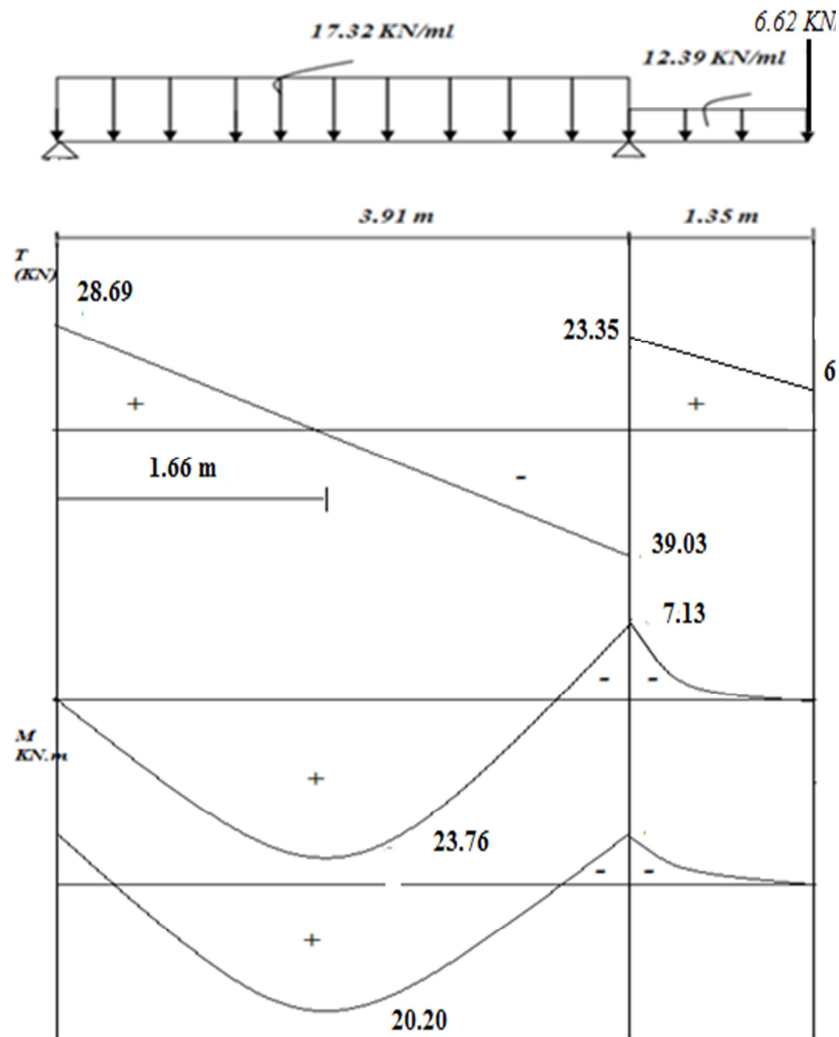


Fig.III.20. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (poutre isostatique) RDC à l'ELU.

2.4. Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

- Aux appuis : $M_a = 8.604 \text{ KN.m}$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20\text{cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

❖ Armatures principales :

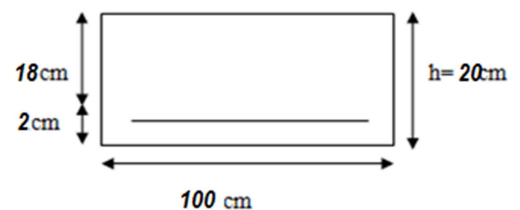
$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{7.13 \cdot 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,2} = 0.015.$$

$$\mu_b = 0,015 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A A}$$

$$\mu_a = 0.015 \Rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_{stf} = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.13 \times 10^6}{0.990 \times 180 \times 348} = 1.15 \text{ cm}^2$$



Soit : $A_{st}=3.14\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}10$ avec $St=30\text{cm}$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} \rightarrow A_{sr} = \frac{3.14}{4} = 0.785(\text{cm}^2)$$

b. Soit : $A_{sr}=0.785\text{cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}10=2.35\text{cm}^2$ avec $St=30\text{cm}$

• En travées : $M_t = 20.20 \text{ KN.m}$

❖ Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{20.20 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.044.$$

$$\mu_b = 0.044 < \mu = 0.392 \rightarrow S.S.A \quad \mu_a = 0.044 \Rightarrow \beta_u = 0.978$$

$$A_{stf} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.20 \times 10^6}{0.978 \times 180 \times 348} = 3.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\text{HA}12/\text{ml} = A_t = 4.52\text{cm}^2$ avec un espacement de $St = 30\text{cm}$

❖ Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse.

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \rightarrow A_{sr} = \frac{4.52}{4} = 1.13(\text{cm}^2)$$

On opte pour $3\text{HA}10$ ($A_r = 2.53\text{cm}^2$), avec $St = 25\text{cm}$.

	M (KN.m)	μ	β	A_{cal} (cm)	Choix	St (cm)	A_{adop} (Cm ²)	A_{rcal}	choix
Appui	8.604	0.015	0.992	1.15	4HA10	30	3.14	0.785	3HA10
Travée	20.20	0.044	0.978	3.29	4HA12	30	4.52	1.13	3HA10

Tableau III.8. Tableau des sections d'armature du RDC.

2.5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2$$

➤ Aux appuis : $A_A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Espacement des barres :

❖ Armatures principales :

$$S_t = 30\text{cm} < (3h ; 33\text{cm}) = 33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures de répartition :

$$S_{tmax} = 25\text{cm} < (4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la Contrainte d'adhérence des barres :(BAEL99, Art A.6.1.3) :

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ haute adhérence

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 150,72\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U} = \frac{28,69 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 150,72} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{Mpa}\right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{28,69 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,16$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3,33\text{MPa}, 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$$0,16\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1.22/BAEL91) :

$$L_s = \frac{\phi_1 \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835[\text{Mpa}]$$

$$L_s = \frac{\phi_1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \phi_1 (\text{cm}). \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,32[\text{cm}]$$

$$L_B = 0,4 \times L_{sB} = 0,4 \times 42,32 = 18 \text{ cm.}$$

2.6. Vérification à L'ELS :

a. Combinaison de charge à l'ELS :

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 10,05 + 2,5 = 12,55 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul des efforts internes à l'ELS :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

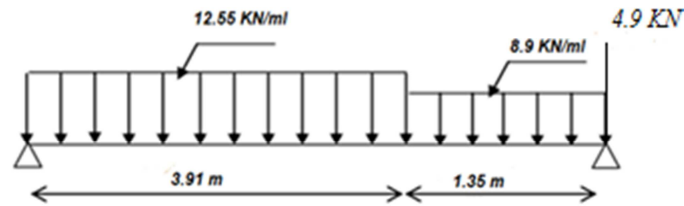


Fig.III.21. Schéma statique fictif d'escalier RDC à l'ELS.

❖ **Calcul des réactions d'appuis**

D'après les formules de la RDM:

- $F/y = 0 \Rightarrow \mathbf{RA + RB = 65.98 \text{ KN}}$
- $\sum M/A = 0 \Rightarrow \mathbf{RA = 45.22 \text{ KN}}$
 $\mathbf{RB = 20.76 \text{ KN}}$

❖ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

1er tronçon: $0 \leq X \leq 3.91\text{m}$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow T = -12.55x + 20.76$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{20.76 \text{ KN}} \\ X = 3.91 \text{ m} \rightarrow T(3.91) = \mathbf{-28.31 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -6.28x^2 + 20.76x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 3.91 \text{ m} \rightarrow M(3.91) = \mathbf{-14.76 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1.66 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M(1.79) = \mathbf{17.17 \text{ KN.m}}$$

2eme tronçon $0 \leq X \leq 1.35\text{m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 8.9x + 4.9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{4.9 \text{ KN}} \\ X = 1.35 \text{ m} \rightarrow T(1.35) = \mathbf{16.92 \text{ KN}} \\ \sum M/i = 0 \Rightarrow M = -4.45x^2 + 4.9x \\ X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 1.35 \text{ m} \rightarrow M(1.35) = \mathbf{-14.76 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu_{\max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$Mu_{\text{ap}} = (-0,3) Mu_{\max} = (-0,3) \times (17.17) = \mathbf{-6.561 \text{ KN.m.}}$$

• Moment en travée:

Mu travée = (0,85) Mu max = (0,85) × (17.17) = 18.59 KN.m.

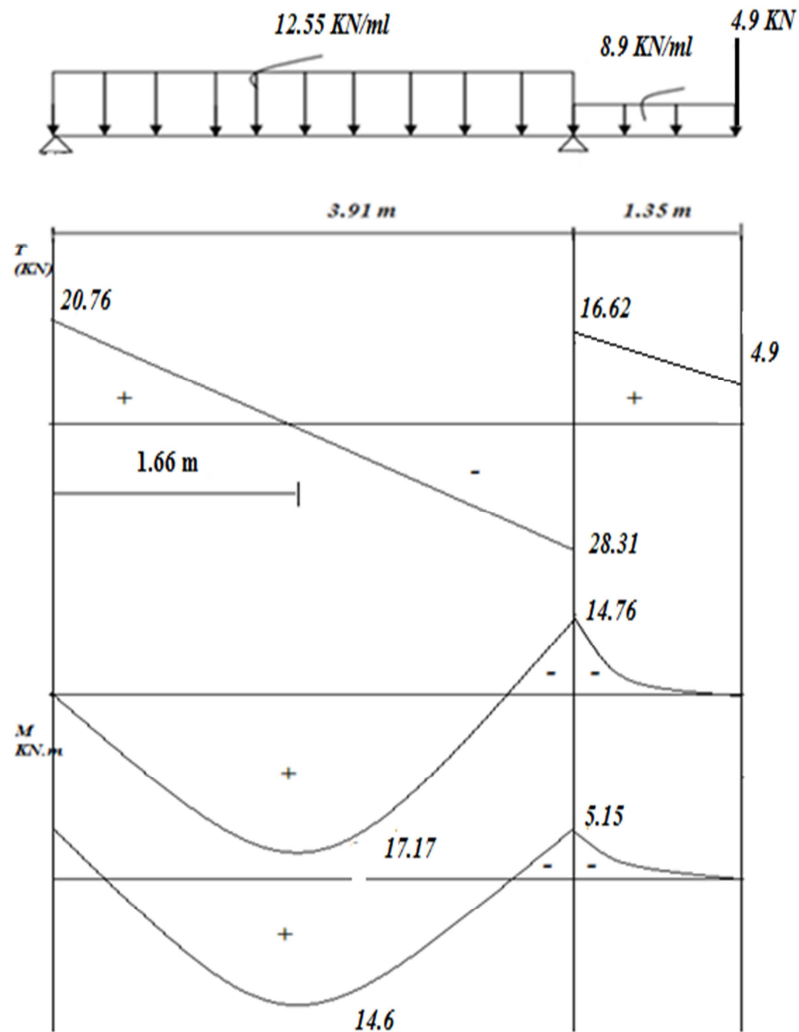


Fig.III.22. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (poutre isostatique) à l'ELS.

c. Vérification de la résistance à la compression du béton (Art .4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier :

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

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ et $\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$.

• **En travée :**

❖ Contrainte dans l'acier :

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ fissuration non préjudiciable.

$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.25$

$\rho_1 = 0,25 \Rightarrow K_1 = 47.50 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$.

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{14.6 \cdot 10^6}{0,920 \times 18 \times 452} = 195.05[\text{MPa}]$.

$$\sigma_{st} = 195.05 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ (MPa)} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{248.84}{47.50} = 5.22 \text{ (MPa)}.$$

$$\sigma_{bc} = 5.22 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho_1 = 0,174 \Rightarrow K_1 = 58.53 \Rightarrow \beta_1 = 0,932$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{5.15 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 314} = 97.76 \text{ (MPa)}.$$

$$\sigma_{st} = 97.76 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \rightarrow \sigma_{bc} = 2.13 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc} = 2.13 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la flèche :

❖ Calcul de la flèche : (Art B6.5.2/BAEL91) :

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \mathbf{h} : \text{Hauteur de la poutre.} \quad \mathbf{L} : \text{Longueur libre de la plus grande travée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \mathbf{f_e} : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \quad \mathbf{A} : \text{Section d'armature en travée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \mathbf{M_t} : \text{Moment max en travée.} \quad \mathbf{M_0} : \text{Moment max isostatique.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{0.2}{391} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0. \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Moudule de déformation différé .

S_{XX} : Moment statique de la section homogène .

B_0 : Surface de la section homogène .

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène , par rapport au centre de gravité .

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_v = 10818,86 \text{ [MPa]} . \quad \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} .$$

$$q_s = 10.53 \text{ KN/ml}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 .$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

$$S_{XX} = \frac{h^2 \cdot b}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$S_{XX} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ (cm}^3\text{)} .$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ (cm}^2\text{)} .$$

$$V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ (cm)} .$$

$$V_2 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ (cm)} .$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [10.26^3 + (9.74)^3] + 15 \times 4.52 [(9.74 - 2)^2] = 70863.62 \text{ (cm}^4\text{)} .$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.55 \times (3910)^4}{10818,86 \times 70863.62 \times 10^4} = 4.98 \text{ (mm)} .$$

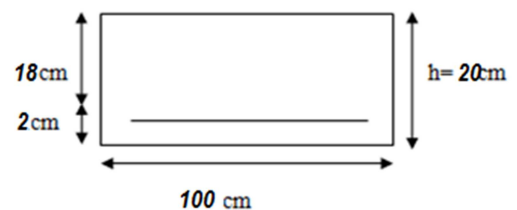
$$\bar{f} = \frac{3910}{500} = 7.92 \text{ (mm)} .$$

$$\Rightarrow f = \frac{5}{348} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée .}$$

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ◆ Appuis : **4 HA 10 = 3.14 cm²/ml** avec un espacement de 30 cm.
- ◆ Travée : **4 HA 12 = 4.52 cm²/ml** avec un espacement de 30 cm.



III.4. Calcul de la poutre palière

Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.00m (entre nu d'appuis).

4.1. Poutre palière de l'étage courant :

1. 1.Pré dimensionnement :

a. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 300\text{cm} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10}$$

Donc : $20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 30\text{ cm}$

b. Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20\text{ cm}$

c. Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

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

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots 30 = 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{30}{20} = 1,5\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$b \times h = (20 \times 30).$$

1.2. Détermination des charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G = 0.20 \times 0.3 \times 0.25 = 1.5\text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur au dessus de la poutre : $G_m = 2.36 (3.06 - 0.3) = 2.90\text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre :

ELU	{	$R_u = 22.23\text{ KN}$
ELS		$R_s = 15.98\text{ KN}$

Combinaison de charges :

$$L'ELU : q_u = 1.35 (G + G_m) + R_u = 1.35 (1.5 + 2.90) + 22.23 = 29.17\text{ KN/ml}$$

$$q_u = 29.17\text{ KN/ml}$$

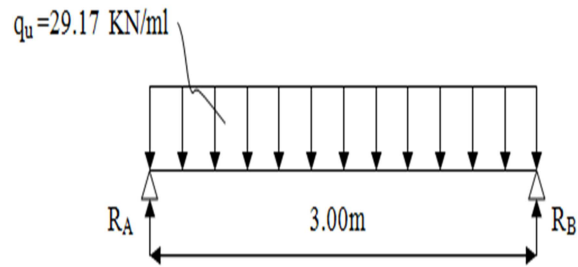


Fig.III.23. Schéma statique de la poutre d'étage courant.

1.3 Calcul des efforts à l'ELU :

- **Moment interne :**

$$M_u = \frac{q_l^2}{8} = \frac{27.17 \times 3^2}{8} = 32.82 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_l}{8} = \frac{27.17 \times 3}{8} = R_A = R_B = \pm 43.755 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 32.82 = -9.846 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 32.82 = 27.897 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

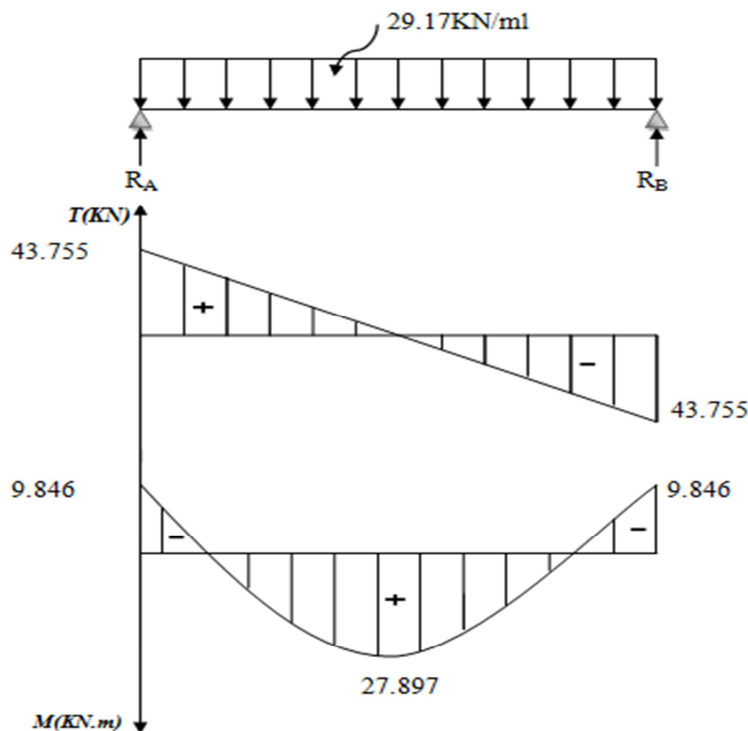


Fig.III.24. Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant.

1.4. Calcul des armatures

❖ Les armatures principales :

• En travée

$$\mu = \frac{M_x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{27.897.10^2}{20.28^2 \cdot 1.42} = 0.126$$

$$\mu = 0.126 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_{st} = \frac{M_x}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{27.897.10^2}{0.932 \times 28 \times 34.8} = 3.07 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39 cm²**

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.846.10^2}{20.28^2 \cdot 1.42} = 0.044$$

$$\mu = 0.044 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{st} = \frac{M_x}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{9.846.10^2}{0.978 \times 28 \times 34.8} = 1.033 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3 HA10 = 2.35 cm²**.

Vérification RPA :

Le pourcentage min des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute section.

$$A_{st_{tot}} = 3HA10 + 3HA12 = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st_{tot}} = 5.75 \text{ cm}^2 > 0.5\% \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1.5. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 30 \times \frac{0.21}{40} = 0.725 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\text{appuis}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.725 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{st}^{\text{travée}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.725 \text{ cm}^2$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 43.753 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{43.755}{20 \times 28}$$

$$\tau_u = 0.078 \text{ KN/cm}^2 = 0.78 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art.A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{43.755 \times 10}{0.9 \times 28 \times 11.304} = 1.536 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.536 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

a) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{40\phi}{4 \times 2.835} = 35.27\phi$$

Pour $\square = 10 \text{ mm} \Rightarrow l_s = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$ on prend $l_s = 36 \text{ cm}$

Pour $\square = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_s = 35.27 \times 1.2 = 42.324 \text{ cm}$ on prend $l_s = 43 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0.4L_s$

$$\begin{cases} L_C = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm} \\ L_C = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm} \end{cases}$$

b) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

• Sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 \times 2.5}{1.5} \times 0.9 \times 28 \times 20 = 336 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 43.755 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Sur l'acier :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{T_{U\max}}{\sigma_{st}} = \frac{43.755}{34.8} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1.2; 0.875; 2\} = 8.75 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm²**. \Rightarrow (1 cadre + 1 étrier^o) $\phi 8$

❖ Espacement des armatures : (BAEL : A.5.1, 21)

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{25.2 ; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad ; \quad \frac{3.39 \times 400}{20 \times 25} = 1.937 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 0.8 \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement

- **Quantité d'armatures minimum :**

$A_t > A_{min} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.003 \cdot S_t = 0.0033 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

1.6. Calcul à L'ELS :

Combinaison de charges :

L'ELS : $q_s = G + R_s = 2.25 + 15.98 + 2.889 = 21.120 \text{ KN/ml}$

$$q_s = 21.120 \text{ KN/ml}$$

a) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{21.120 \times (3.00)^2}{8} = 23.76 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{21.120 \times 3.00}{2} = \pm 31.8 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 23.76 = -7.128 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 23.76 = 20.196 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

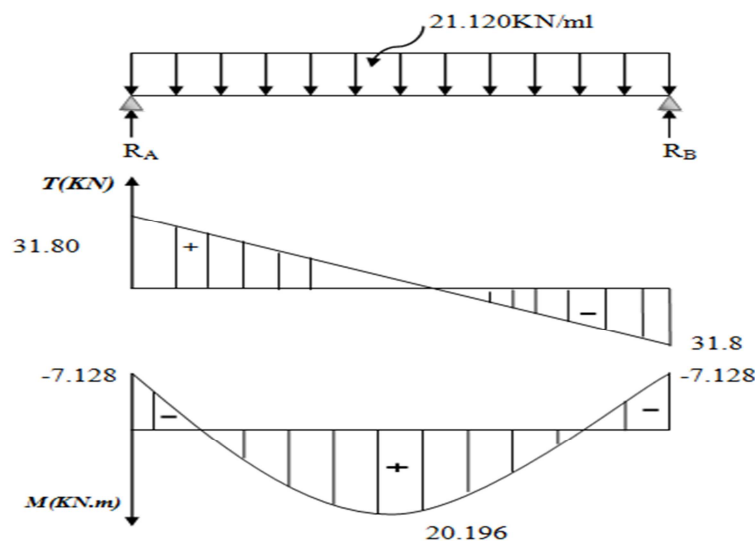


Fig.III.25. Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

1.7 Vérifications à l'ELS :

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

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

b. Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2) :

Il faut vérifier que :

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ fissuration non préjudiciable.
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$

$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ Mpa.}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$.

zone	A _{st} (c m ²)	Ms(KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs .
Appuis	12.56	48.15	0.3349	0.862	40.56	248.1	348	12.63	15	CV
Travée	8.04	16.99	0.404	0.902	36.02	198.4	348	5.5	15	CV

Tableau.III.9.Vérifications des contraintes à l'ELS.

1.8 .Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0,100 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = 0,100 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{20.196}{10 \times 23.76} = 0,085 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39 \times 10^2}{200 \times 280} = 0.006053 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Conclusion On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

4.2-poutre palière du RDC :

2.1. Pré dimensionnement :

a. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 3.00m \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10}$$

Donc : $20cm \leq h_t \leq 30cm$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30cm$

b. Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12cm \leq b \leq 21cm$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20cm$

c. Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

$b \geq 20cm \dots\dots\dots 20 = 20$ condition vérifiée

$h_t \geq 30cm \dots\dots\dots 30 = 30cm$ condition vérifiée

$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots \frac{30}{20} = 1,5cm < 4cm$ condition vérifiée

Donc la poutre palière à pour dimensions :

bxh = (20x30).

2.2.-Détermination des charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.3 \times 0.20 = 1.5 \text{ KN/ml}$.
- Réaction de l'escalier sur la poutre : $\left. \begin{array}{l} \text{ELU} \\ \text{ELS} \end{array} \right\} \begin{array}{l} R_u = 62.38 \text{ KN} \\ R_s = 45.22 \text{ KN} \end{array}$

Combinaison de charges :

L'ELU : $q_u = 1.35 G + R_u = 1.35 \times 1.87 + 62.38 = 69.33 \text{ KN/ml}$

$q_u = 69.33 \text{ KN/ml}$

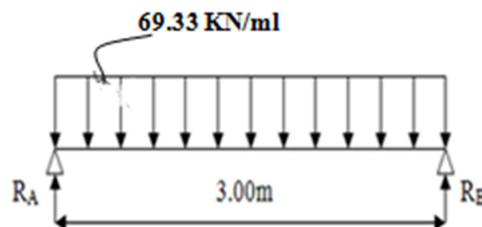


Fig.III.26. Schéma statique de la poutre RDC.

2.3 Calcul des efforts à l'ELU :

- **Moment interne :**

$$M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{69.33 \times 3^2}{8} = 77.99 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{ql}{8} = \frac{69.33 \times 3}{2} = R_A = R_B = \pm 103.99 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 77.99 = -23.39 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 77.99 = 66.29 \text{ KN.m}$

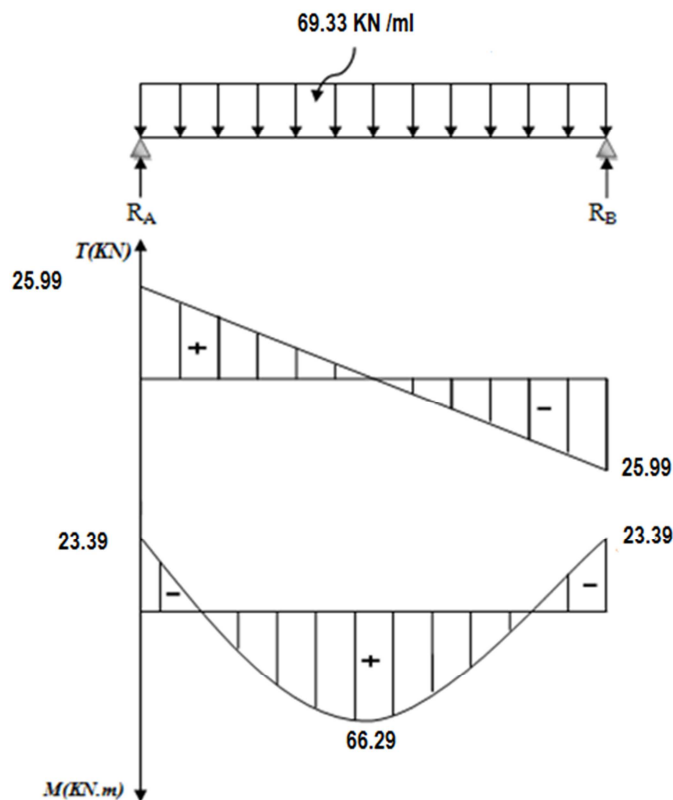


Fig.III.27. Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

2.4. Calcul des armatures :

- ❖ **Armature principale :**

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66.29 \cdot 10^2}{20.28^2 \cdot 1.42} = 0.0595$$

$$\mu = 0.0595 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_x}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{66.29 \cdot 10^2}{0.969 \times 28 \times 34.8} = 5.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA16 = 6.03 cm²**

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{23.39.10^2}{20.28^2 1.42} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_x}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{23.39.10^2}{0.989 \times 28 \times 34.8} = 2.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3 HA12 = 3.39 cm².

Vérification RPA :

Le pourcentage min des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute section.

$$A_{st_{tot}} = 3HA12 + 4HA16 = 11.43 \text{ cm}^2$$

$$0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st_{tot}} = 11.43 \text{ cm}^2 > 0.5\% \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.5. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{0.21}{40} = 0.676 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{appuis} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.676 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{st}^{travée} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.678 \text{ cm}^2$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle: (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{max} = 25.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{103.99}{20 \times 28}$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ KN/cm}^2 = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 1.6 = 20.1 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{103.99 \times 10}{0.9 \times 28 \times 20.1} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

d. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{40 \phi}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi$$

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_s = 35.27 \times 1.2 = 42.38 \text{ cm}$ on prend $l_s = 50 \text{ cm}$

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow l_s = 35.27 \times 1.26 = 56.43 \text{ cm}$ on prend $l_s = 57 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : } L_C = 0.4L_s \\ L_C = 0.4 \times 50 = 20\text{cm} \\ L_C = 0.4 \times 57 = 22.8\text{cm} \end{array} \right.$$

e. L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

- **Sur le béton :**

On doit vérifier que : $T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9 \times 28 \times 20 = 336\text{KN}$$

$$T_U^{\max} = 103.99\text{ KN} < 336\text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{T_{U_{\max}}}{\sigma_{st}} = \frac{103.99}{34.8} = 2.98\text{cm}^2.$$

$$A_a = 3.39\text{cm}^2 > 2.98\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1.6; 0.875; 2\} = 8.75\text{mm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8\text{mm}$

$$\text{Donc on adopte } \mathbf{4HA8 = 2.01\text{cm}^2} \quad \Rightarrow \quad (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}^\circ) \phi 8$$

❖ Espacement des armatures : (BAEL : A.5.1, 21)

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40\text{cm}\} = \min \{25.2 ; 40\text{cm}\} = 25.2\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25\text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\text{MPa} \quad ; \quad \frac{2.01 \times 400}{20 \times 25} = 1.608\text{MPa} \geq 0.4\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2), l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 0.8 \right\} = 7.5\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 7\text{cm}$$

- **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

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

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

❖ Quantité d'armatures minimum :

$A_t > A_{min} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.003 \cdot St = 0.0033 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

4.2.6. Calcul à l'ELS :

Combinaison de charges :

L'ELS : $q_s = G + R_s = 2.25 + 45.22 + 2.889 = 50.36 \text{ KN/ml}$

$q_s = 50.36 \text{ KN/ml}$

c) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{50.36 \times (3.00)^2}{8} = 56.65 \text{ KN.m}$$

d) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{50.36 \times 3.00}{2} = \pm 75.54 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 56.65 = -16.99 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 56.65 = 48.15 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

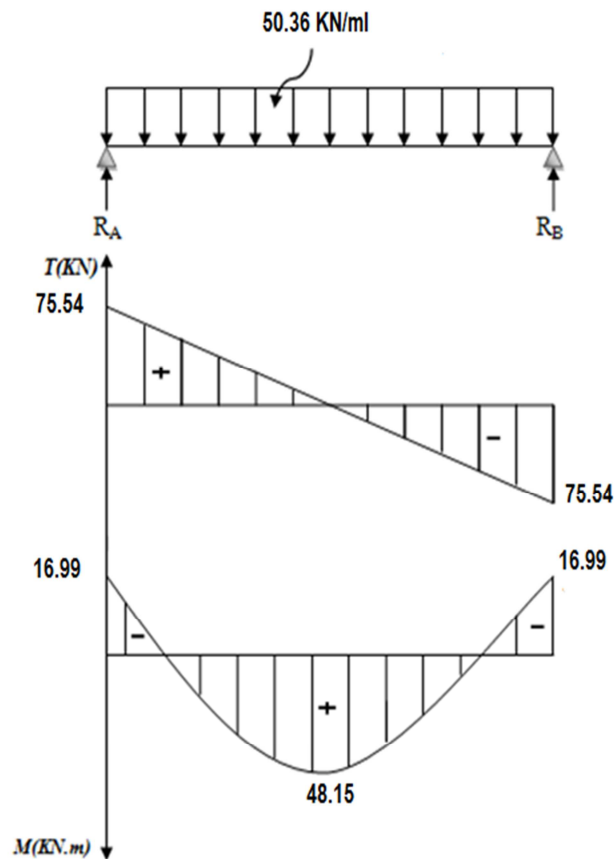


Fig.III.28. Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

2.7 -Vérifications à l’ELS :

a. Etat limite d’ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n’est à effectuer.

b. Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que :

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ fissuration non préjudiciable.
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}.$

$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ Mpa}.$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}.$

zone	A _{st} (c m ²)	Ms(KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	Obs .
Appuis	12.56	48.15	0.3349	0.862	40.56	248.1	348	12.63	15	CV
Travée	8.04	16.99	0.404	0.902	36.02	198.4	348	5.5	15	CV

Tableau.III.10. vérifications des contraintes à l’ELS.

2.8 .Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0,100 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = 0,100 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{66.29}{10 \times 77.99} = 0,0849 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6.03 \times 10^2}{200 \times 280} = 0.0001076 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Conclusion On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

III.5. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral «Q» du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

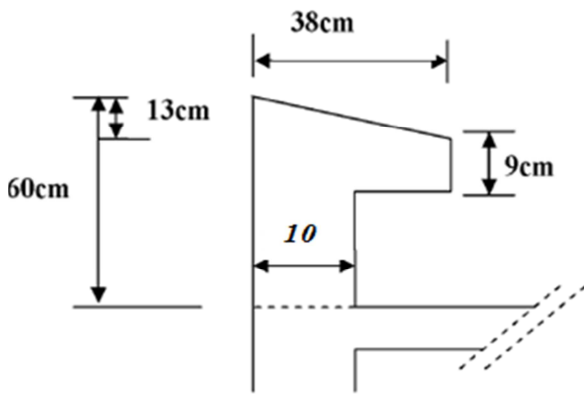


Fig.III.29. Coupe verticale de l'acrotère.

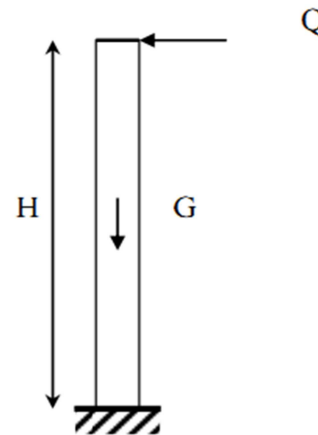


Fig.III.30. Schéma statique de l'acrotère

Schémas statiques de calcul:

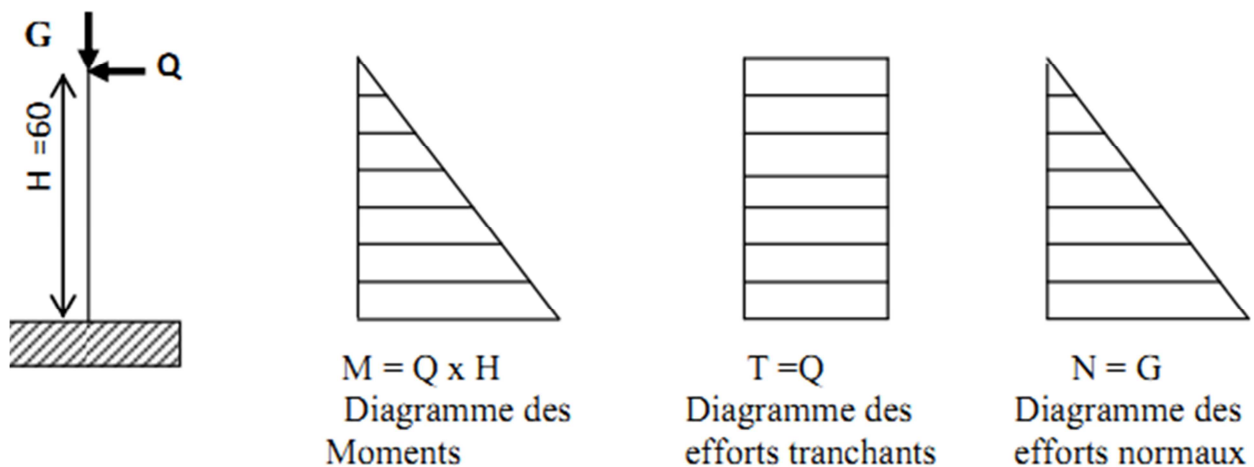


Fig.III.31 : Diagramme des efforts interne.

5.1. Calcul de l'acrotère :

- **Chargement**

$G = S \times \rho$ avec:

$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

$S = [(0.38 \times 0.16) + (0.38 \times 0.09) + (0.38 \times 0.13)/2] \times 25$

$S = 0.1197 \text{ m}^2$

$G = 0.1197 \times 25$

Donc $G = 2.99 \text{ KN/ml}$

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

- **Calcul des sollicitations:**

Effort normal du au poids propre: $N=G \times 1=2.99\text{KN}$

Effort tranchant: $T=Q \times 1=1\text{KN}$

Moment de renversement M du à Q : $M=Q \times H \times 1= 0.60 \text{ KN.m.}$

- **Combinaisons de charges :**

- **E.L.U :**

- Effort normal de compression: $N_u=1,35 \text{ NG}$

$$N_u= 1,35 \times 2.99=4.036 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement : $M_u =1,5 \text{ MR}$

$$M_u = 1,5 \times 0.6=0.9\text{KN.m.}$$

- **E.L.S :**

- Effort normal : $N_s= \text{NG} = 2.99 \text{ KN.}$

- Moment de renversement : $M_s = \text{MR} = 0.6\text{KN.m}$

5.2- Ferrailage :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u , puis passer à une vérification de la section à l'ELS.

$H=10\text{cm}$, $b=100 \text{ cm.}$

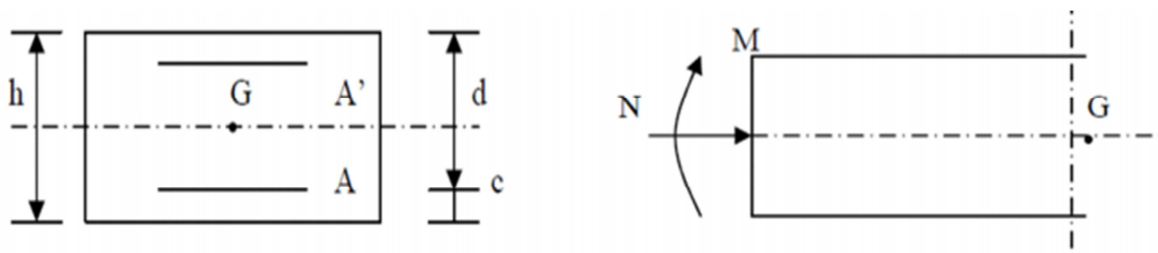


Fig. III.32. Section soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section.

c : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton ($c=2\text{cm}$)

$d = h - c$ hauteur utile.

c et c' : Enrobage.

M_f : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque : le calcul se fera à l'ELU puis nous vérifierons à l'ELS.

5.3. Calcul à l'ELU:

a.1. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{4.036} = 0.22\text{m} = 0.22 \text{ cm.}$$

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

Avec :

M_u : moment dus à un effort de.

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité.

$a = \frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendue.

Donc : $e_u = 22\text{cm} > a = 2\text{ cm}$.

- ❖ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimés (SPC).

a.2. Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u [e_u + (h/2) - c].$$

$$M_f = 24.036 \times [0,22 + (0.1/2) - 0.02] = 1.009 \text{KN.m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.009 \times 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.011 < \mu_l = 0.39$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_u = 0,011 < \mu_l = 0.392 \mu_u = 0,011 \rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

D'après le tableau :

$$\mu = 0,011 \rightarrow \beta = 0.994$$

Conclusion :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A_{sc1} = 0$).

- **Armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \beta = 0.994$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.009 \times 10^5}{0.994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.364 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.364 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée:**

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.364 - \frac{4.036 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.248 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.248 \text{ cm}^2$$

5.4. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99]

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF $A_{st} \geq A_{st \text{ min}}$

$$A_{st \min} = 0.23 f_{t28} \frac{bd(e_s - 0.455d)}{f_e (e_s - 0.185d)} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6$$

$$e_s = \frac{0.6}{2.99} = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06 \times 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 10^2 \times 100 \times 8 \times (20 - 0.445 \times 8)}{400 \times 10^2 \times (20 - 0.185 \times 8)} = 0.853 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 0.853 \text{ cm}^2$$

$A = 0.248 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.853 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on admettra la section minimale comme une section réelle.

Donc : $A = A_{\min} = 0.853 \text{ cm}^2$.

Soit **$A = 4HA 10 = 3,14 \text{ cm}^2$. $St = 20 \text{ cm}$.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 0.785 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement de 25cm

Soit **$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. $St = 25 \text{ cm}$.**

b. Vérification au cisaillement :(Art A .5.1, 1 BAEL91mod99).

On doit avoir :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd}$$

Avec $V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$.

$$\tau = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversale n'est pas nécessaire)

c. Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1, 3 BAEL91 mod99).

Il faut vérifiée :

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ haute adhérence

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U}$$

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

$\sum U_i = n \pi$.

n : Nombre e barres.

$$\Sigma U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,207 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

d. Longueur de scellement droit : (Art .A.1.2.2. BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi_{fe}}{4\tau_{su}} \text{ Tel que } \tau_{su} = 0,6\psi s^2 f_t$$

$$\phi = 8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm} = 28,2 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400

$$l_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A. 6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 32 = 12.8 \text{ cm.}$$

Avec :

l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

e. Vérification des espacements des barres :(Art A.4.5,33/ BAEL91 mod99).

La fissuration est préjudiciable, donc

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

On a adopté un espacement de 20cm donc la condition est vérifiée

5.6-Calcul à l'ELS :

On doit vérifier les conditions suivant :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = 15 [\text{MPa}] .$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{et } \sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} .$$

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 8} = 0.393$$

$$\rho_1 = 0.393 \Rightarrow \beta_1 = 0.918 ; K_1 = 47.50.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^6}{0,918 \times 80 \times 3.14 \times 10^2} = 40.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 40.64 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton:

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

Avec :

$$\alpha_1 = 3(1-\beta)$$

$$\alpha_1 = 3(1-0.918)$$

$$k = \frac{0.246}{15(1-0.246)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 40.64 = 0.853 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.853 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification au séisme (Art A6.2.3 RPA99 mod 2003) :

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule

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

Avec :

A : coefficient de la zone (Tab4-1 RPA 99 mod 2003) Art 4.2.3 RPA99 mod 2003.

A=0.15 (Zone II a, groupe d'usage 2)

C_p : facture de force horizontale égale à 0.3.

W_p : Poids de l'acrotère W_p=2.99 KN/ml.

D'où F_p=4×0.15×0.3×2.99=0.538 KN /ml.

F_p=0,538 KN /ml.

F_p=0.538 KN /ml < Q=1KN/ml ⇒ **Condition vérifiée.**

Conclusion

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures réelles : 4 HA 10= 2.01 cm²/ml St=20cm.

Armature de répartition : 4 HA8=2.01 cm² St=20 cm.

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

Introduction :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

6.1 Pré dimensionnement de la poutre :

- hauteur h_t :

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

Avec :

L_{\max} : c'est la longueur libre entre nus d'appui dans

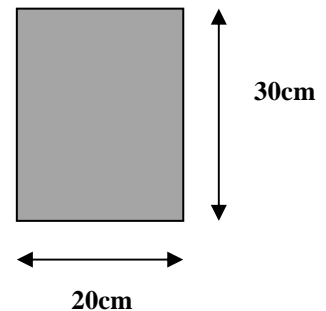
Le sens considéré.

$$\frac{425}{15} = 28.33\text{cm} \leq h_t \leq \frac{425}{10} = 42.5\text{cm}$$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1),

La condition ($h \geq 30\text{cm}$.) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit $h_t=30\text{cm}$



- Largeur b :

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$ On adoptera une largeur $b=20\text{cm}$.

- Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.5.1 :

$h_t = 30\text{cm} \geq 30 \Rightarrow$ Condition est vérifiée.

$b = 20\text{cm} = 20 \Rightarrow$ Condition est vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow$ Condition est vérifiée

6.2. Calcul des charges et surcharges :

- les charges permanentes :

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
poids propre de la poutre	$0,20 \times 0,3 \times 25 = 1,5$
poids du mur (double cloison)	$(3,06 - 0,35) \times 2,36 = 6,3965$
Poids de plancher	$5,15 \times (0,65/2) = 1,673$
	$G = 9,94$

Tableau III.11. Les charges permanentes revenant à la poutre de chaînage.

- la surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,138 \text{ KN/ml}$$

6.3. Combinaison des charges :

ELU:

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

$$q_u = 1,35 \times 9,94 + 1,5 \times 1,138 = 15,13 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 9,94 + 1,138 = 11,08 \text{ KN/ml}$$

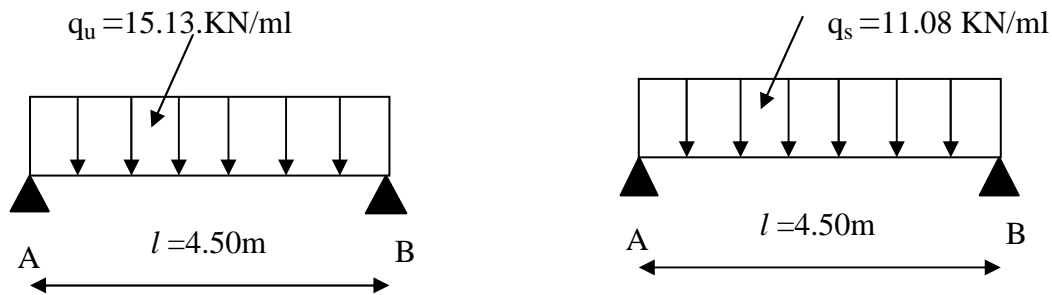


Figure III.33. Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU et l'ELS.

Etude de la poutre :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

Remarque :

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

6.4. Calcul des moments et des efforts tranchants :

- **ELU :**

a) Les moments fléchissant:

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.13 \times 4.50^2}{8} = 38.29 \text{ kN.m}$$

• **Aux appuis :** $M_a = -0,3 \times 38.29 = -11.49 \text{ kN.m}$

• **En travée :** $M_t = 0,85 \times 38.29 = 32.55 \text{ kN.m}$

b) Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.13 \times 4.50}{2} = 34.04 \text{ kN.}$$

- **ELS :**

a) Les moments fléchissant:

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.08 \times 4.50^2}{8} = 28.05 \text{ kN.m}$$

• **Aux appuis :** $M_a = -0,3 \times 28.05 = -8.42 \text{ kN.m}$

• **En travée :** $M_t = 0,85 \times 28.05 = 23.84 \text{ kN.m.}$

b) Les efforts tranchants:

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.08 \times 4.50}{2} = 24.93 \text{ kN}$$

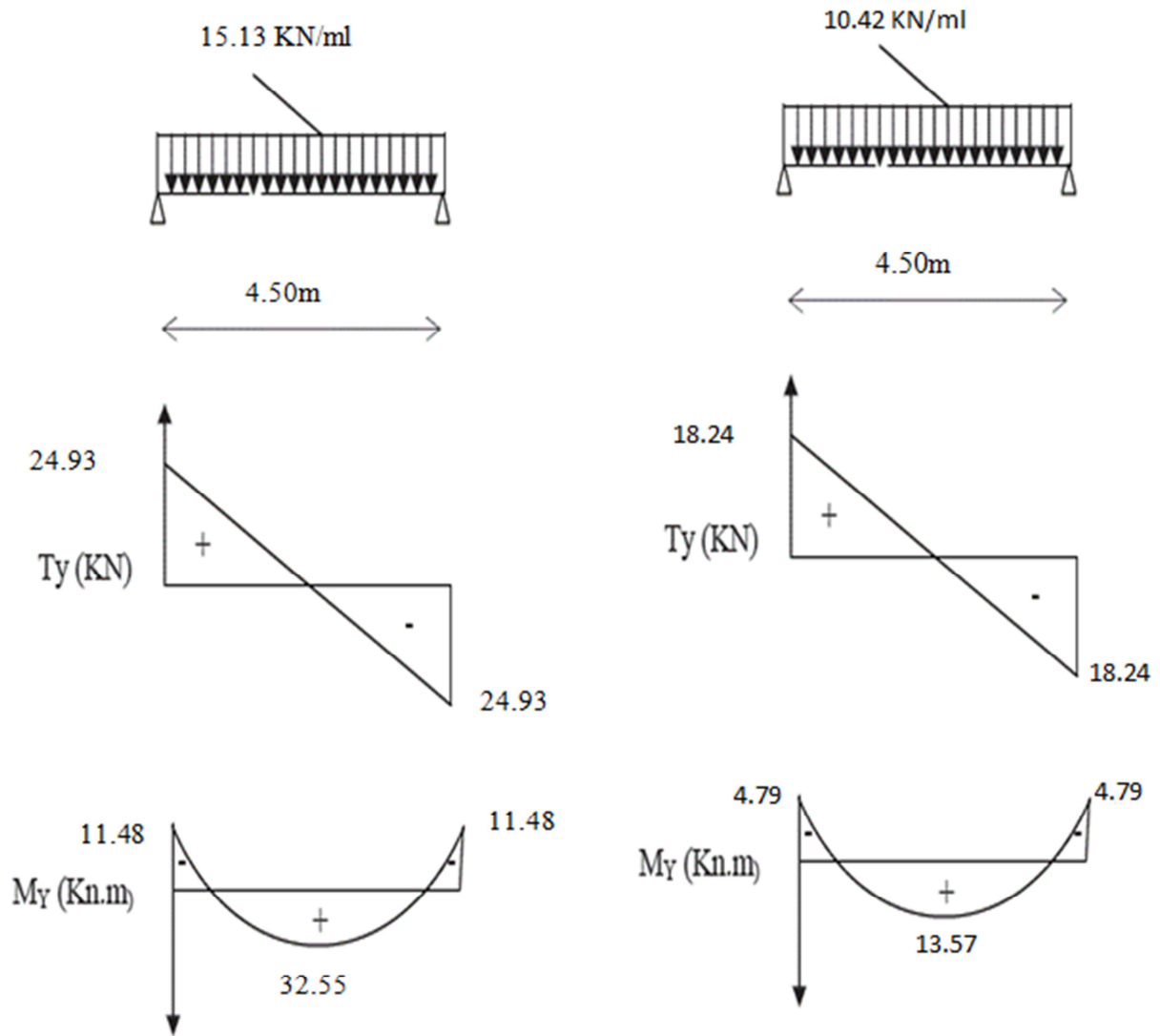


Fig.III.34. Diagramme des efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

6.5. Calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.55 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = 0,116 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32.55 \times 10^2}{0,938 \times 28 \times 34,8} = 3,56 \text{ cm}^2$$

On opte : **3HA14** \Rightarrow **$A_t = 4,62 \text{ cm}^2$** .

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,49 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,49 \times 10^2}{0,979 \times 28 \times 34,8} = 1,20 \text{ cm}^2$$

On opte : **3HA10** $\Rightarrow A_t = 2.35\text{cm}^2$.

6.6. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34.05 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,48\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Sur le béton :

$$T_u \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9 (f_{c28}/\gamma_b) = 420\text{KN} > 34.05\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Sur les armatures inférieures :

$$T_u = 34.05\text{KN}, M_a = -11.49\text{kN.m}, d = 28\text{cm.}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \left[34.05 + \frac{11.49 \times 10^2}{0,9 \times 28} \right] = 2.28\text{cm}^2$$

$$A_a = 2.35\text{cm}^2 \square 1.45\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\sum u_i = n\phi\pi = 3 \times 1 \times 3,14 = 9.42\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{34.05 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94.2} = 1.43\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835\text{MPa.}$$

$$\phi = 1.4\text{cm} \rightarrow l_s = 49.38\text{cm}$$

$$\phi = 1\text{cm} \rightarrow l_s = 35.27\text{cm}$$

Nous adoptons un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 49.38 = 19.75\text{cm}$$

$$L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 35.27 = 14.10\text{cm}$$

e. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 0.85; 1; 2,5 \} = 0.85\text{cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$.

On opte comme armatures transversales : $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (1cadre + 1etrier)

f. Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 35\text{cm}\} = 25.2\text{cm} \text{ soit: } S_t = 20\text{cm}.$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{Mpa} \Rightarrow \frac{2.01 \times 400}{20 \times 20} = 2.01\text{Mpa} > 0,4\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification selon le R.P.A 99 :

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right\} = \min\{7.5; 16.8; 30\} = 7.5\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 7\text{cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = 15\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

6.7. Vérifications à l'ELS :

a. Vérification de la résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15\text{MPa}$$

- Aux travées : $M_t = 23.84\text{kn.m}$; $A_a = 4.62\text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0,66 \rightarrow \beta = 0,881 \rightarrow K_1 = 27.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{23.84 \times 10^6}{0.881 \times 280 \times 462} = 209.18\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{209.18}{27.02} = 7.74\text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

- Aux appuis :

$$: M_a = 8.42\text{kn.m}; A_t = 2.35\text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.335 \rightarrow \beta = 0,910 \rightarrow k_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{8.42 \times 10^6}{0,910 \times 280 \times 235} = 140.62\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{140.62}{40.56} = 3.46\text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

6.8. Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{350} = 0,0857 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,0857 > \frac{23.84}{15 \times 28.05} = 0.053$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.00825 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

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

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- En travée **3 HA14**= 4.62 cm²
- aux appuis **3 HA10**=2.35 cm²

IV. Présentation du logiciel ROBOT et modélisation :

1.1. Description du logiciel :

Le système **Robot** est un progiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

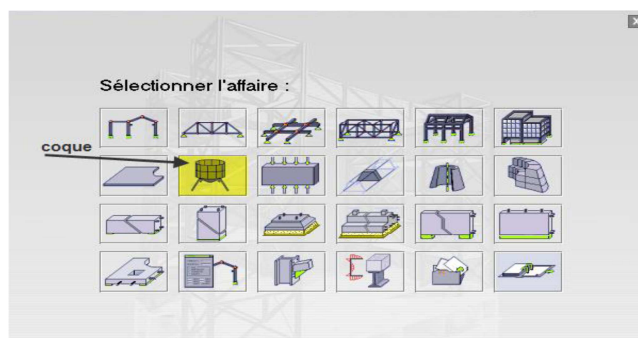
La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.



1.2. Etapes de calcul à suivre dans Robot :

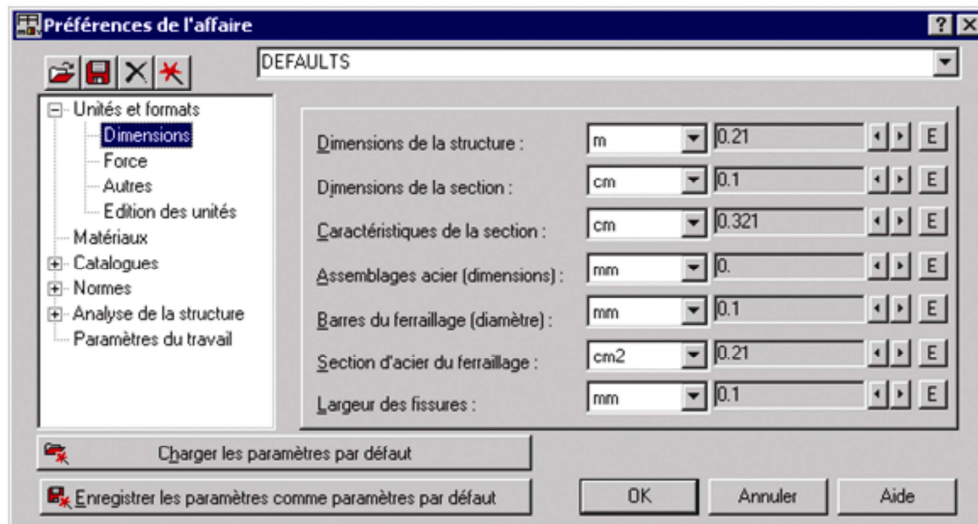
2.1. Choix du type de structure :

Pour notre cas on choisit étude d'une Coque comme montré sur la figure IV.2.



2.2. 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.



-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** : mettez 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 mod.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).

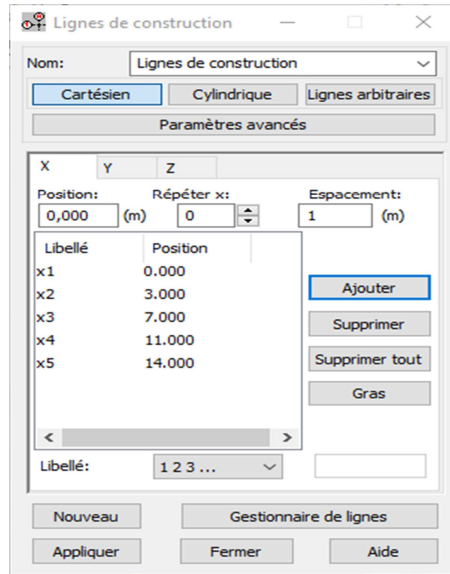
Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

2.3. Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », 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.

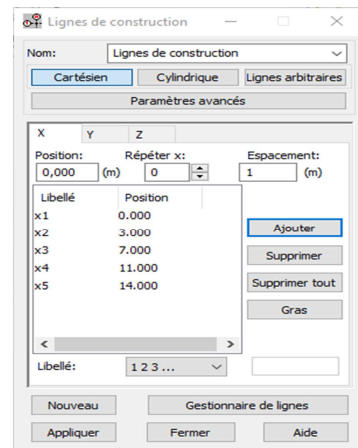
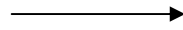
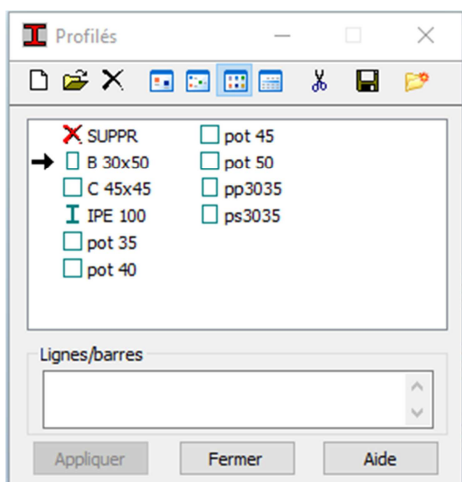


2.4. Profils des barres :


Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :

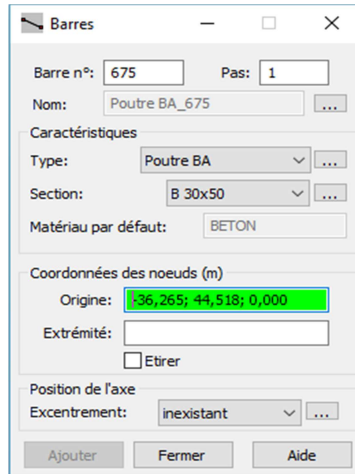


Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

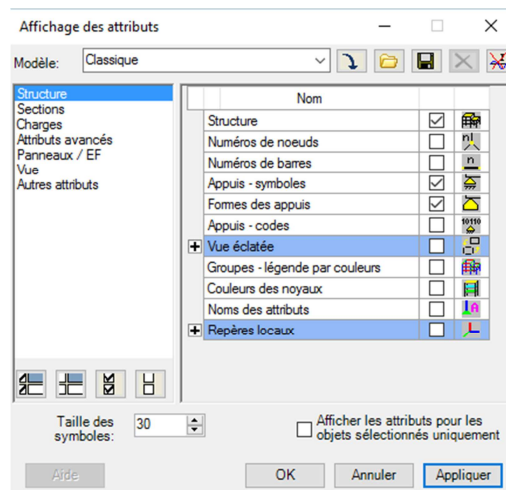
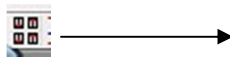


2.5. Création du modèle de la structure :

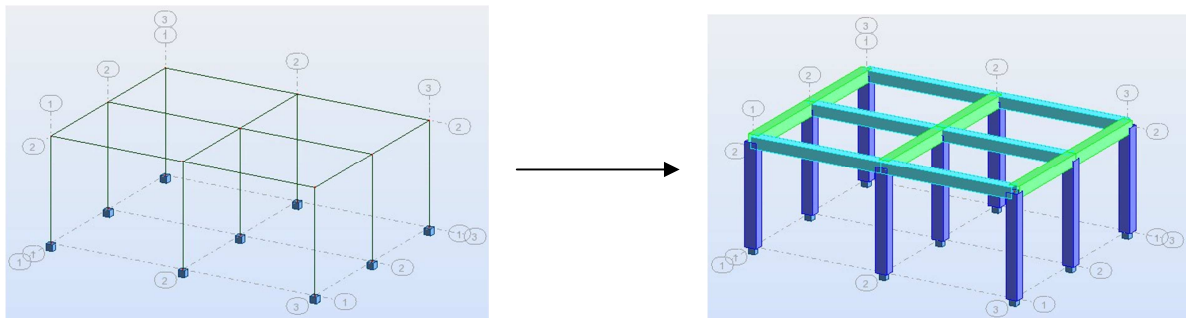
Avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.



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, on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.




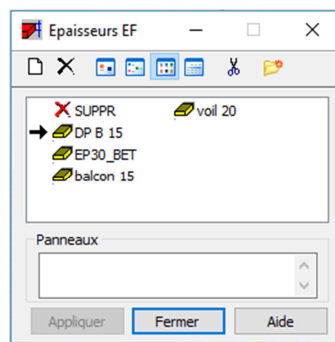
Exemple :




2.6.1- Définition des éléments panneaux:

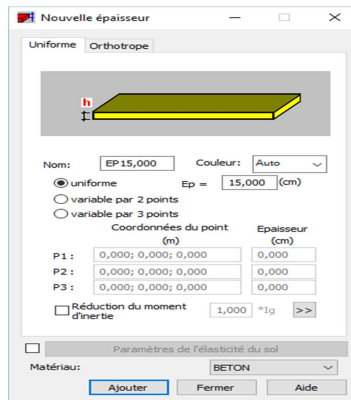
À partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** » puis « **Épaisseur EF** », ou bien en

Cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran. Une boîte de dialogue Apparaît, après un clic sur « **définir nouvelle épaisseur** » et sur l'onglet « **Uniforme** » on Introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

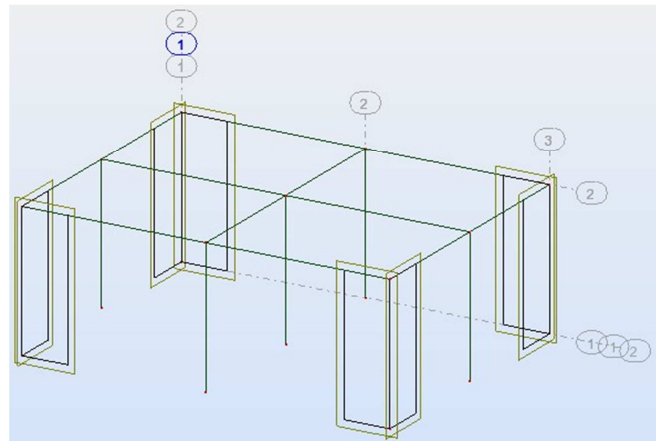
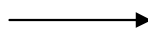
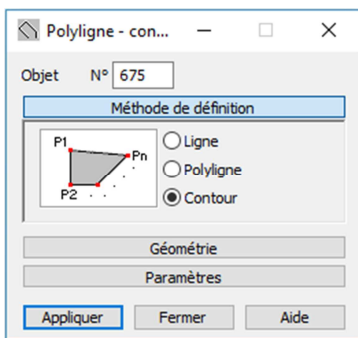


6.2- Définition des voiles de contreventement :

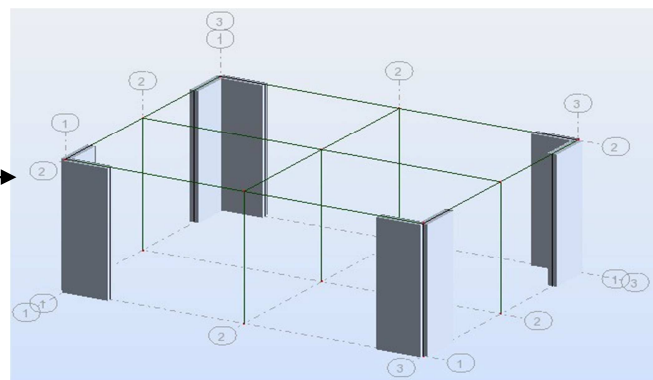
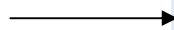
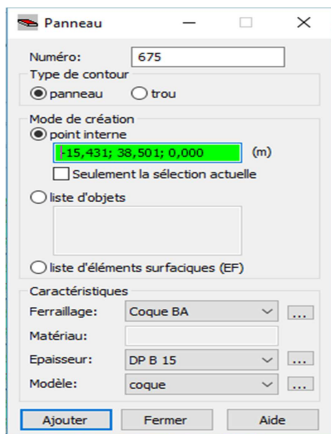
Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « **Définir nouvelle épaisseur** ». On choisit l'onglet « **Uniforme** » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.




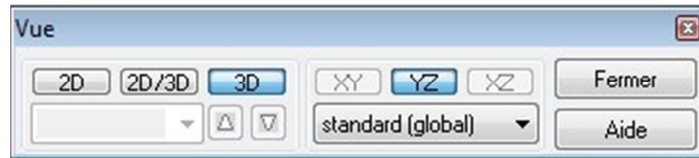
Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Polyligne-contour » et on coche la case contour ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.



Pour modéliser les voiles, on clique sur l'icône « Panneau » de la barre d'outils, coche la case panneau et pose 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.



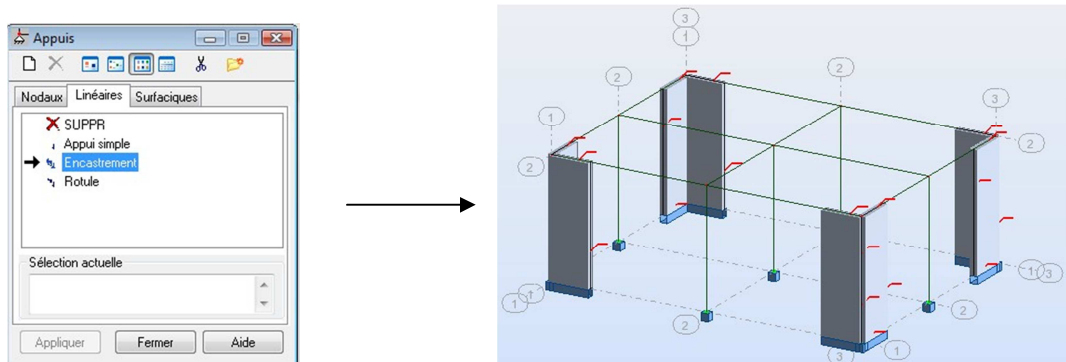
Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.




2.7. 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 encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

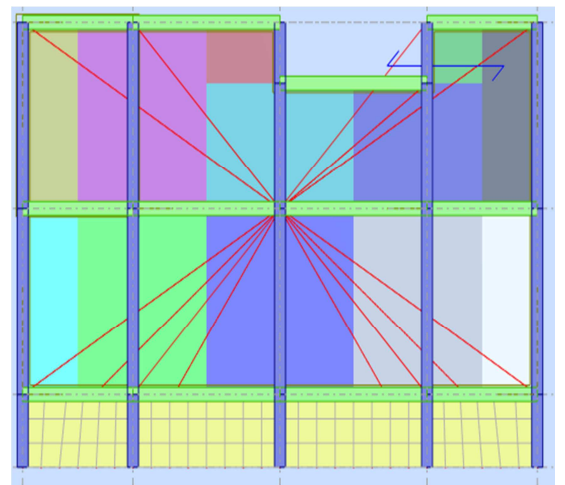
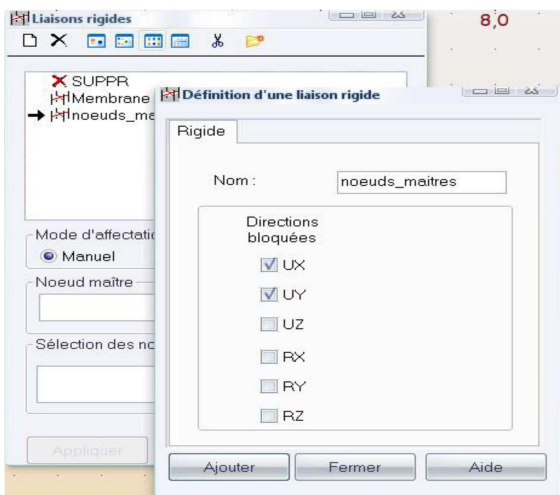


2.8. Le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud Maitre 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 .

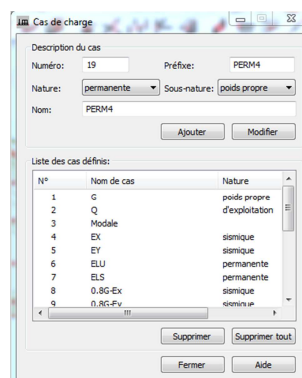
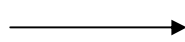
On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.



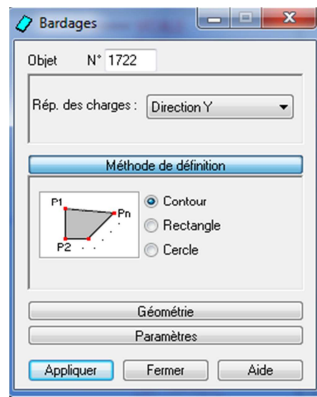
2.9. Définitions des cas de charges :

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** ».

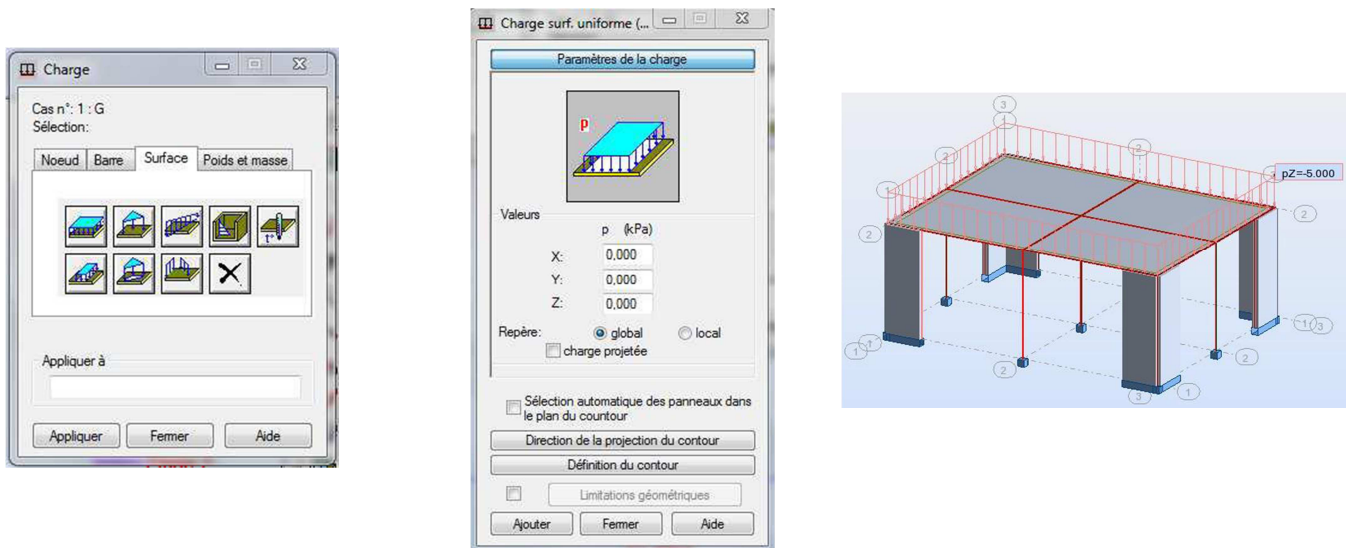


2.10. Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de chargement G (permanente) ou Q (exploitation). Avant d'appliquer ces chargements sur la surface du plancher, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **bardage** » Dans la boîte de dialogue ci-dessous on introduit le nom, la direction des charges (X pour nous) et la méthode de répartition des charges.

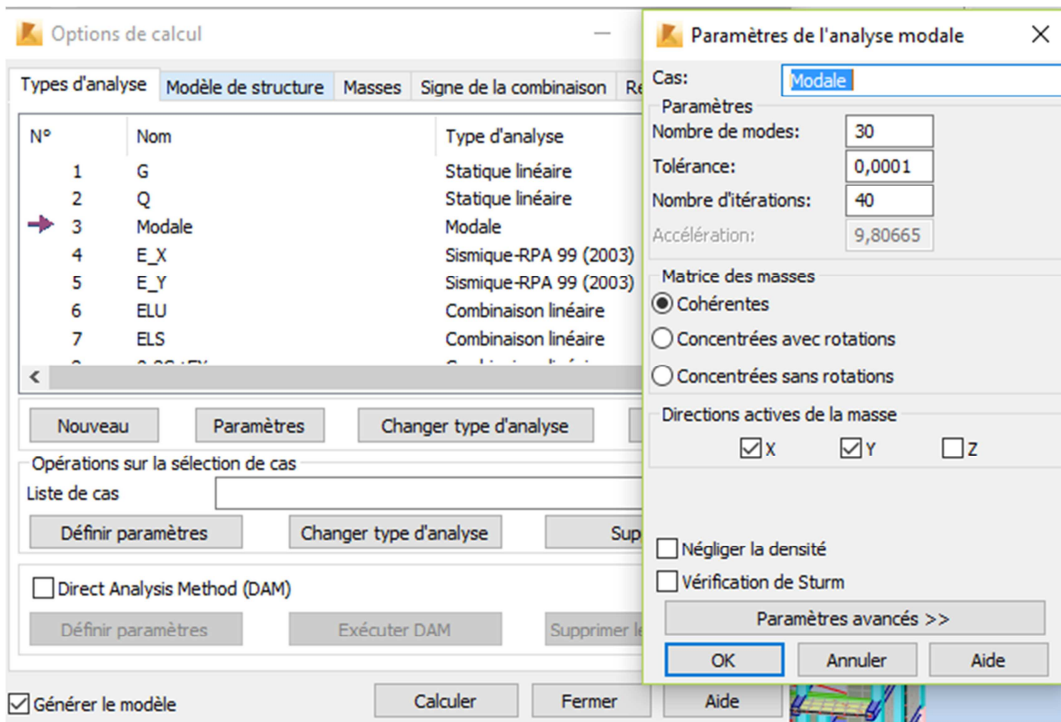


Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit les valeurs de **G** et **Q**

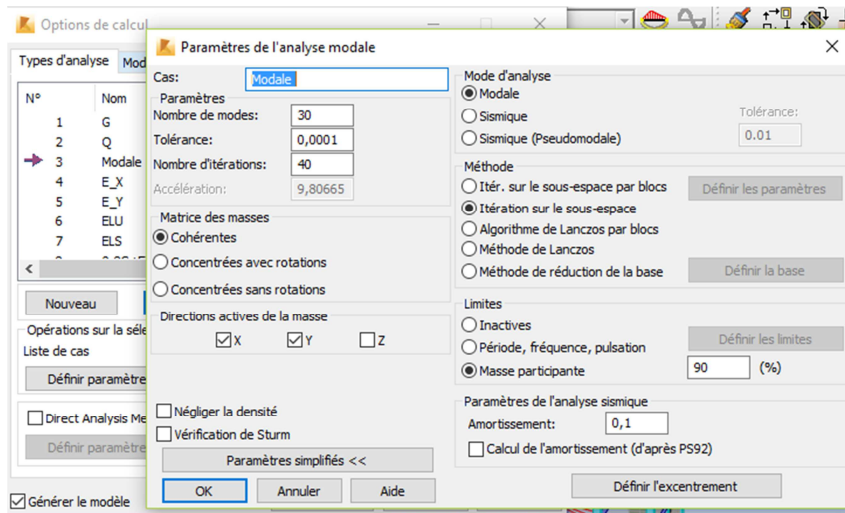


2.11. Définition des options de calculs :(analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **analyse** », « **type d'analyse** » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique) et la masse ou l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA (règlement parasismique algérien99 version 2003) pour l'analyse sismique.

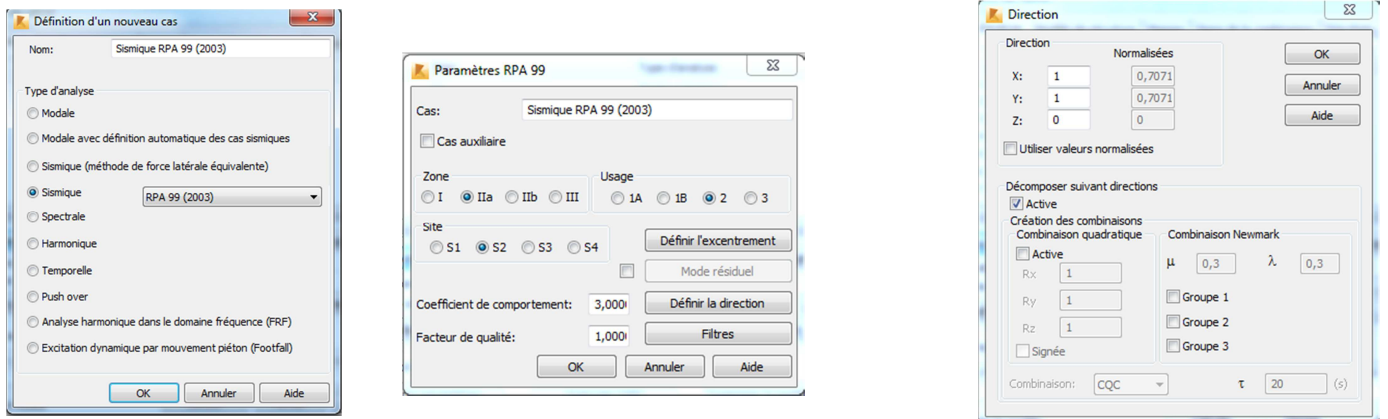


On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.




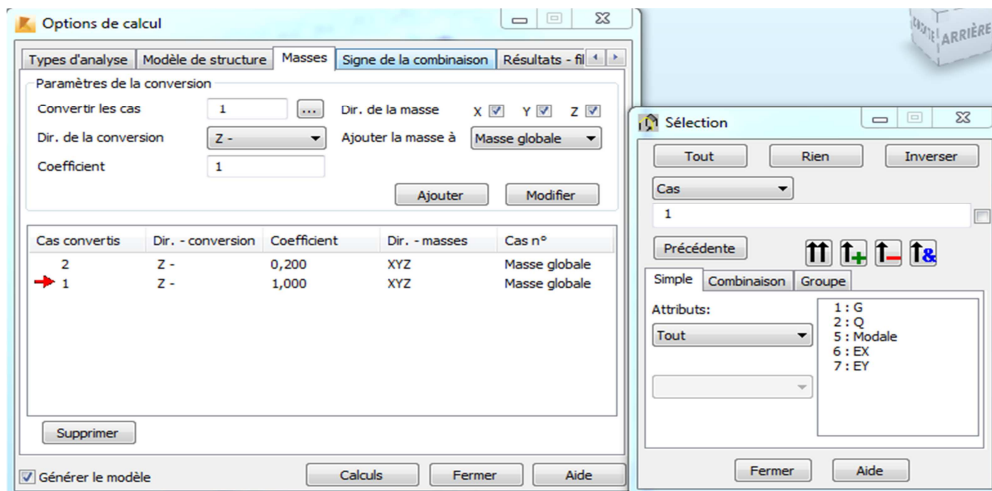
On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».



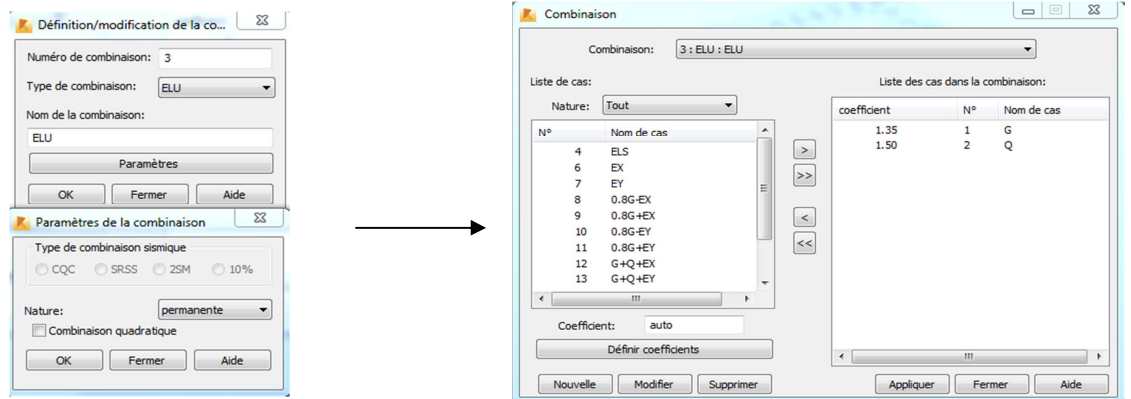
Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, 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.



2.12. Les combinaisons d'actions :

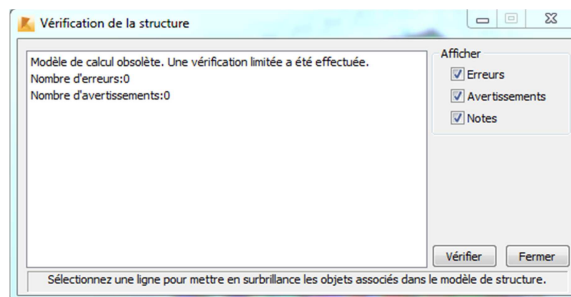
Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .



Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

2.1. 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.

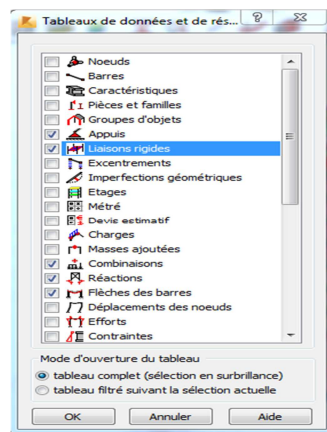


Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

2.2. Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus dans le prochain chapitre.



Conclusion :

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT et l'exploitation des résultats sera faite dans les chapitres qui suivent.

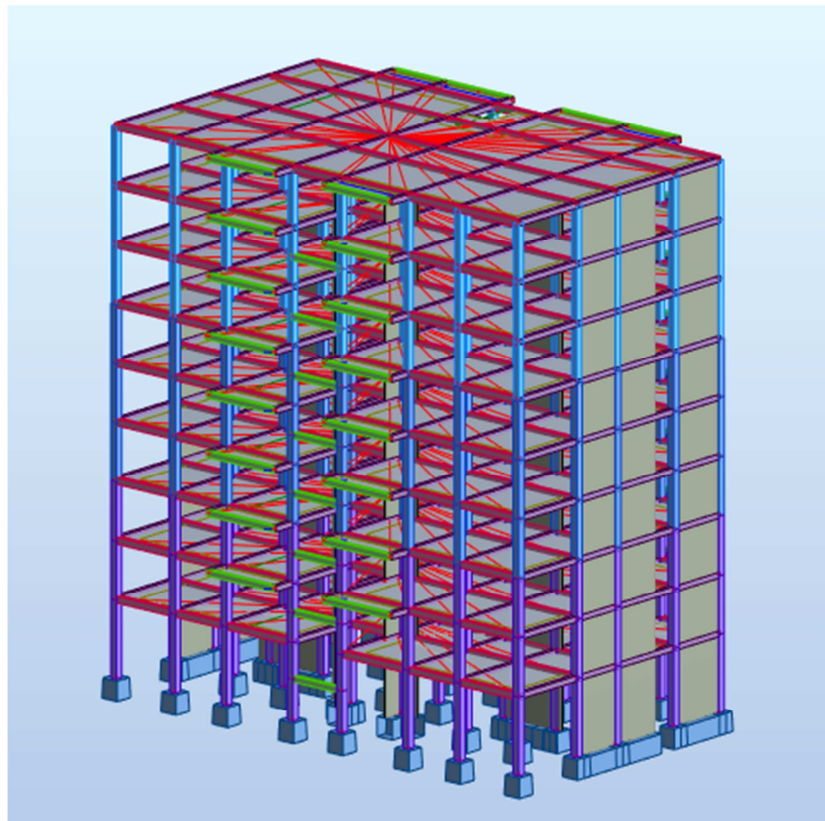


Fig. IV.1 : Vue en 3D de la structure.

VERIFICATION DES EXIGENCES DE RPA

INTRODUCTION

Après avoir suivi les étapes de modélisation sur notre structure, on vise dans ce chapitre l'exploitation des résultats données par le logiciel ROBOT.

IV.2 LES DIFFERENTES VERIFICATIONS DE RPA :

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer le degré de protection acceptable. On doit vérifier certaines exigences telles que :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
8. Spécification pour les poteaux.

1. Vérification de la période empirique T

1.1. Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (28,56)^{3/4} = 0,62 \text{ s}$$

1.2. Calcul de la période empirique majorée

$$T_{maj} = T + 30\% T = 1,3 T_1 = 0,81 \text{ s}$$

1.3. Détermination de la période par le logiciel ROBOT :

Après avoir effectué l'analyse sur ROBOT, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Résultat → Avancé → Mode propre.

Un tableau affiche Les résultats comme suit :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
3/ 1	1,29	0,78
3/ 2	1,29	0,77
3/ 3	1,67	0,60
3/ 4	5,22	0,19
3/ 5	5,30	0,19
3/ 6	6,94	0,14
3/ 7	11,10	0,09
3/ 8	11,74	0,09
3/ 9	15,28	0,07

Tableau V.1 .Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,623$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,81$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,780$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

→La période est vérifiée

2. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Résultat → Etage → Valeur

Un tableau affiche Les résultats comme suit :

Cas/Etage	Nom	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Etage 1	0,001	0,468
1/ 2	Etage 2	0,002	0,418
1/ 3	Etage 3	0,024	0,482
1/ 4	Etage 4	0,002	0,415
1/ 5	Etage 5	0,002	0,431
1/ 6	Etage 6	0,002	0,431
1/ 7	Etage 7	0,002	0,427
1/ 8	Etage 8	0,000	0,426
1/ 9	Etage 9	0,000	0,381

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité

❖ Comparaison des résultats :

• Sens longitudinal

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 27.35 = 1,37 \text{ m} > 0,001 \text{ m}$ condition vérifiée

• Sens transversal

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 15.50 = 0,775 \text{ m} > 0,468 \text{ m}$ condition vérifiée

❖ Justification de la régularité en plan :

$e_x = 0,325 \text{ m} < 15\%L_x = 4,10 \text{ m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$e_y = 0,782 \text{ m} < 15\%L_y = 2,33 \text{ m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

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 .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
3/ 1	1,29	0,78	67,92	0,43	0,0
3/ 2	1,29	0,77	68,35	68,71	0,0
3/ 3	1,67	0,60	69,17	68,71	0,0
3/ 4	5,22	0,19	88,66	68,72	0,0
3/ 5	5,30	0,19	88,67	87,34	0,0
3/ 6	6,94	0,14	88,67	87,34	0,0
3/ 7	11,10	0,09	94,07	87,34	0,0
3/ 8	11,74	0,09	94,07	93,40	0,0
3/ 9	15,28	0,07	94,08	93,40	0,0

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans les 3 derniers modes (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

4. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

- **Les efforts horizontaux :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison **Ex** :

Résultat → Etage → **Effort réduit**

Une fenêtre affiche les efforts repris par les poteaux et les voiles et leur sommes.

$$F_{Tot} = Fx_{\text{poteaux}} + Fx_{\text{voiles}}$$

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	13,675 7,759 2,	3086,735	494,232	2592,503
4/ 2	13,673 7,766 6,	2983,881	432,342	2551,539
4/ 3	13,651 7,693 9,	2812,126	545,758	2266,368
4/ 4	13,673 7,761 12	2603,927	511,337	2092,591
4/ 5	13,673 7,745 15	2354,633	555,620	1799,013
4/ 6	13,673 7,745 18	2061,497	594,524	1466,972
4/ 7	13,673 7,750 21	1717,224	427,123	1290,101
4/ 8	13,675 7,752 24	1302,043	424,465	877,579
4/ 9	13,675 7,683 27	752,191	427,275	324,917

- Puis on choisit la combinaison **Ey** :

Résultat → Etage → **Effort réduit**

Une fenêtre affiche les efforts repris par les poteaux et les voiles et leur sommes.

$$F_{Tot} = Fy_{\text{poteaux}} + Fy_{\text{voiles}}$$

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FY [kN]
5/ 1	13,675 7,759 2,	557,819	2525,726	3083,545
5/ 2	13,673 7,766 6,	410,006	2577,215	2987,221
5/ 3	13,651 7,693 9,	496,051	2325,864	2821,914
5/ 4	13,673 7,761 12	454,120	2166,041	2620,161
5/ 5	13,673 7,745 15	468,572	1903,587	2372,159
5/ 6	13,673 7,745 18	488,138	1586,589	2074,727
5/ 7	13,673 7,750 21	353,634	1370,875	1724,508
5/ 8	13,675 7,752 24	342,658	966,153	1308,811
5/ 9	13,675 7,683 27	357,309	406,508	763,818

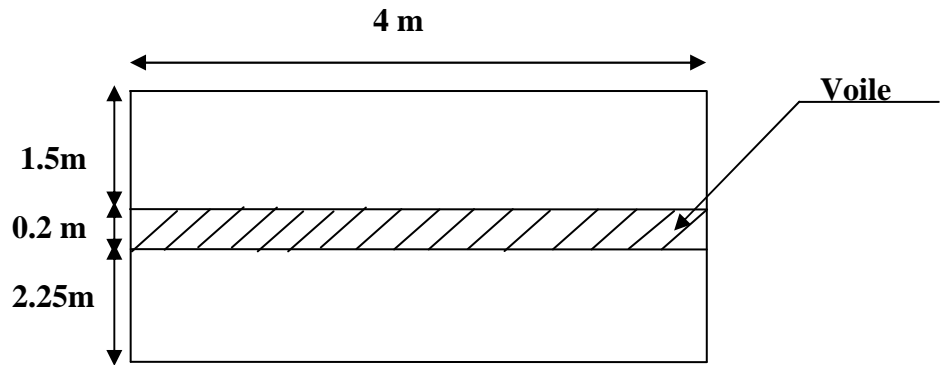
- **Les efforts verticaux :**

❖ **Le calcul des efforts verticaux se fait par la méthode de descente des charges.**

En déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

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

- Surface d'influence :



Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S_n = (2.25 \times 4 + 1.5 \times 4) - (0.2 \times 4)$$

$$S = 14.2 \text{ m}^2$$

❖ Calcul des Poids propre des éléments :

Poids revenant à chaque plancher :

- Poids du plancher terrasse inaccessible : $P = G_t \times S_n$
- Plancher étage courant : $P = G_{ec} \times S_n$
- Poutres :

Poutres principale :

$$G_{pp} = b \times h \times L_{voil} \times \rho$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = b \times h \times L_{voil} \times \rho$$

- voile

Etage courant :

$$G_{pot} = e_p \times H \times L \times \rho$$

❖ surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_t = 1 \times S_n$
- Plancher étage courant : $Q_c = 1.5 \times S_n$
- Plancher étage à usage de service : $Q_s = 2.5 \times S_n$

a. les voiles longitudinaux

❖ $VL_1=VL_2=1.20\text{ m}$

niveaux	Charges permanentes (KN)		Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G+Q$ (KN)
	G_{totale} (KN)	$G_{cumulée}$ (KN)	Q_{totale} (KN)	$Q_{cumulée}$ (KN)	
8	45.51	45.51	4.26	4.26	49.77
7	43.04	88.55	6.39	10.65	99.2
6	43.04	131.6	6.39	17.04	148.64
5	43.04	174.64	6.39	23.43	197.98
4	43.04	217.68	6.39	29.82	247.5
3	43.04	260.72	6.39	36.21	283.8
2	43.04	303.76	6.39	42.6	346.36
1	43.04	346.8	6.39	48.99	395.8
RDC	49.04	395.84	10.65	59.64	439.48

❖ $VL_{11}=VL_{12}=4\text{ m}$

niveaux	Charges permanentes (KN)		Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G+Q$ (KN)
	G_{totale} (KN)	$G_{cumulée}$ (KN)	Q_{totale} (KN)	$Q_{cumulée}$ (KN)	
8	151.72	151.72	14.20	14.2	165.92
7	153.13	304.28	21.30	35.7	339.98
6	153.13	455.98	21.30	57.2	513.18
5	153.13	607.11	21.30	78.7	685.61
4	15.13	758.24	21.30	100.2	860.24
3	153.13	909.37	21.30	121.7	101.07
2	153.13	1060.5	21.30	143.2	1203.7
1	153.13	1211.63	21.30	164.7	1376.33
RDC	162.48	1374.11	35.50	180.2	1502.3

b. les voiles transversaux

❖ $VL_5=VL_6=VL_7=VL_8=3\text{ m}$

❖ $VL_9=VL_{10}=3.5\text{ m}$

❖ $VL_3=VL_4=1.20\text{ m}$

niveaux	Charges d'exploitation (KN)					
	VL=1.2 m		VL=3 m		VL=3.5 m	
	G _{totale} (KN)	G _{cumulée} (KN)	G _{totale} (KN)	G _{cumulée} (KN)	Q _{totale} (KN)	Q _{cumulée} (KN)
8	20.73	20.73	51.83	51.83	60.36	60.36
7	20.73	41.46	51.83	103.66	60.36	120.72
6	20.73	62.19	51.83	154.98	60.36	181.08
5	20.73	82.92	51.83	206.21	60.36	241.44
4	20.73	103.65	51.83	238.04	60.36	301.80
3	20.73	124.38	51.83	309.87	60.36	362.16
2	20.73	145.11	51.83	361.7	60.36	422.52
1	20.73	165.81	15.83	413.53	60.36	482.8
RDC	26.73	192.57	65.75	996.47	77.96	559.75

❖ somme totale des efforts verticaux

$$\sum VL=8359.61$$

❖ Récapitulatif des résultats :

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	F _{Tot} [kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	3086.735	100	2592.503	83.98
Sens Ey	3083.545	100	2525.726	81.9
ELS	42191.817	100	8359.61	19.81

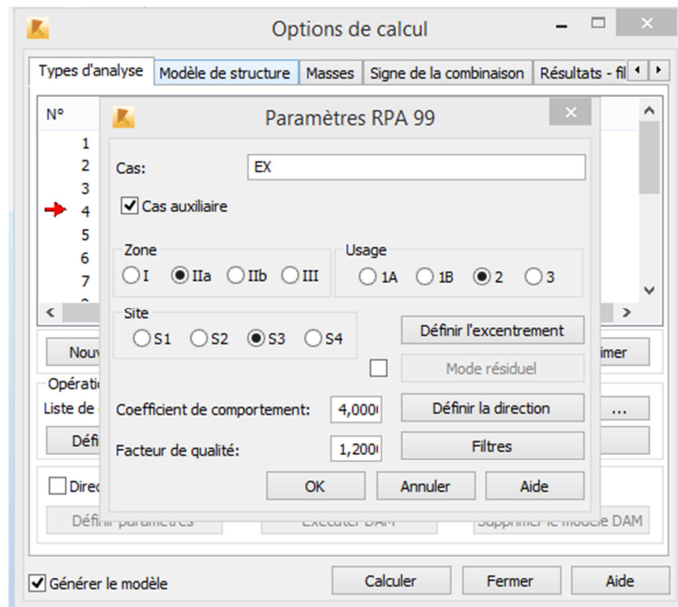
Tableau V.4. : Justification du système de contreventement.

Conclusion :

On constate que :

- Les Forces reprises par les voiles $\leq 20\%$ → charges verticales
- Les forces reprises par les portiques $\geq 20\%$ → charges verticales
- Les forces reprises par les voiles $\geq 20\%$ → charges horizontales

D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4b : portiques contreventés par des voiles (R=4) ce qui nous a amène à changer le spectre dans Ex et Ey et l'introduire dans ROBOT, puis refaire l'analyse.



5. Vérification de l’effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues 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.

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

-Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage 2
 - Zone sismique IIa
- } $\longrightarrow A = 0,15$ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement (\square) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{etabs}=0,78s < 3s$ donc : $D=2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$

➤ le facteur de correction d’amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5. Valeur de ξ selon RPA.

Dans notre cas : $\xi=10\%$.

D'où $\eta = 0,76 > 0,7$condition vérifiée

Alors : $D=2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 0,78)^{2/3} = 1,41$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel

ROBOT par le logiciel ROBOT donné par le logiciel

ROBOT $W_t = 36804,238$ kN

❖ Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,41
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	36804,238

$$V = \frac{0,15 \times 1,41 \times 1,20}{4} (36804,238) = 2668.83 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 0.8 V_{RPA} = 2135.066 \text{ KN}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ROBOT :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Résultat → Réaction,

On décent le curseur vers le bas et on tire les valeurs de l'effort tranchant sous les combinaisons d'actions **Ex** et **Ey**.

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 3112,623 \text{ KN.}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 3120,618 \text{ KN.}$$

❖ **Comparaison des résultats**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente. Il est rappelé que : $0,8V_{RPA} = 2135.066 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{ dyn}} = 3112.623 \text{ KN} \geq 80\% V_{RPA} = 2135.066 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$V_{y\text{ dyn}} = 3120.618 \text{ KN} \geq 80\% V_{RPA} = 2135.066 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6. Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% 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 « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (RPA 99 formule 4-19) ou } U_k = R U_{ek}$$

U_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

U_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

U_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta U_y = U_{yi} - U_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta U_y = U_{yi} - U_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l'étage considéré.

- **Dans le sens longitudinal :**

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	4 - EX	
Mode CQC		
Somme totale	3112,623	1309,556
Somme réactions	3086,728	6,146
Somme efforts	3086,735	6,140
Vérification	6173,463	12,286
Précision	2,34092e-01	5,45770e-02
Cas	5 - EY	
Mode CQC		
Somme totale	112,873	3120,618
Somme réactions	6,143	3083,561
Somme efforts	6,142	3083,545
Vérification	12,284	6167,106
Précision	2,34092e-01	5,45770e-02

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Résultat** → **Etage** → **Déplacement**, choisir la combinaison **Ex**, Un tableau s'affichera, et on tire les déplacement suivant U_x .

Cas/Etage	U_x [cm]
4/ 1	0,411
4/ 2	0,968
4/ 3	1,668
4/ 4	2,480
4/ 5	3,360
4/ 6	4,272
4/ 7	5,201
4/ 8	6,117
4/ 9	7,004

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison **Ex** par **Ey**.

Cas/Etage	U_y [cm]
5/ 1	0,374
5/ 2	0,927
5/ 3	1,636
5/ 4	2,459
5/ 5	3,352
5/ 6	4,274
5/ 7	5,203
5/ 8	6,113
5/ 9	6,994

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Etage	U_x [m]	U_y [m]	ΔU_x	ΔU_y	1%He (m)	conclusion
RDC	0,411	0,374	0.411	0.374	4.08	Cv
1	0,968	0,927	0.557	0.553	3.06	Cv
2	1,668	1,636	0.700	0.709	3.06	Cv
3	2,480	2,459	0.812	0.823	3.06	Cv
4	3,360	3,352	0.880	0.893	3.06	Cv
5	4,272	4,274	0.912	0.922	3.06	Cv
6	5,201	5,203	0.929	0.929	3.06	Cv
7	6,117	6,113	0.916	0.910	3.06	Cv
8	7,004	6,994	0.887	0.881	3.06	Cv

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta \leq 0,1$$

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». **Résultat** → valeur → masse (x 10² KN).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ». **Résultat** → Effort → Effort réduit (sous **Ex** et **Ey**).

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	H_k	P_k	Sens x-x (sous Ex)			Sens y-y (sous Ey)		
			Δ_k	V_k	Θ	Δ_k	V_k	Θ
1	4.08	6193.14	0.411	3086.571	0.002	0.374	3073.719	0.0018
2	3.06	6021.87	0.557	2983.81	0.0036	0.553	2977.462	0.0036
3	3.06	5970.57	0.700	2812.126	0.0048	0.709	2812.585	0.0049
4	3.06	5787.30	0.812	2603.927	0.0058	0.823	2611.641	0.0059
5	3.06	5773.90	0.880	2354.633	0.0071	0.893	2364.979	0.0071
6	3.06	5773.90	0.912	2061.497	0.0083	0.922	2068.582	0.0084
7	3.06	5574.89	0.929	1717.224	0.0098	0.929	1719.734	0.0098
8	3.06	5573.83	0.916	1302.043	0.0128	0.910	1305.778	0.013
9	3.06	5846.60	0.887	752.191	0.0225	0.881	762.722	0.022

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

8. Spécification pour les poteaux :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

B_c : Section du poteau

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 1185.27 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1185,27 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0,29 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 819.459 \text{ .KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{819.459 \cdot 10^3}{350 \cdot 350 \cdot 25} = 0,26 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 30x30 :**

$$N_d = 404.029 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{404.029 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 25} = 0,17 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

V.1. Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow & ELU \\
 G + Q & \longrightarrow & ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & RPA99 révisé 2003
 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	Fe (Mpa)	f _{C28} (Mpa)	γ _b	γ _s	θ	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	1	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	0.85	18.48	400

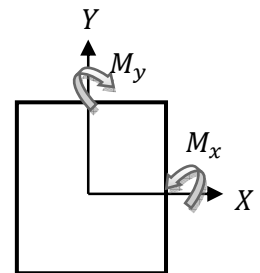
Tableau VI.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

➤ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : moment du poteau dans le sens transversal



1.1. Recommandation du RPA 2003

a. Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1).

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø (zone II)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm (zone III)**.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm en zone I et II**

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (**zone II**)

poteaux (40 x 40): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

poteaux (35 x 35): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

poteaux (30x30): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

➤ **Zone courante :**

$$\text{poteaux (40 x 40): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 x 35): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (30 x 30): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$$

➤ **Zone de recouvrement :**

$$\text{poteaux (40 x 40): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 x 35): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (30 x 30): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$$

b. Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2)

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.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [Mpa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

c. La quantité d'armatures transversales minimale :

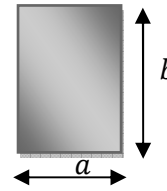
$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

d. Calcul d'élancement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Ø minimum.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$



Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

1.2. Calcul du ferrailage à L'ELU :

a. Les armatures longitudinales :

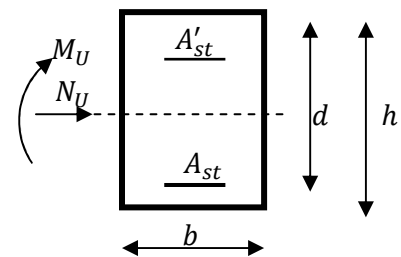
❖ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:**

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- ↪ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↪ Section entièrement comprimée (SEC).
- ↪ Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

- **Section partiellement comprimée : (SPC)**



La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

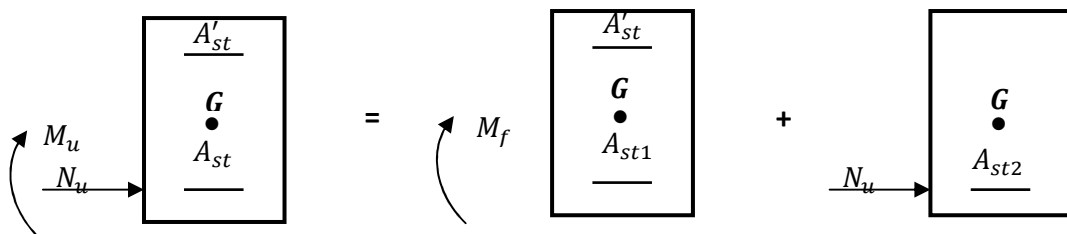


Fig. VI.1 : Schéma de calcul en flexion composée.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée} \implies \text{(SSA)}$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

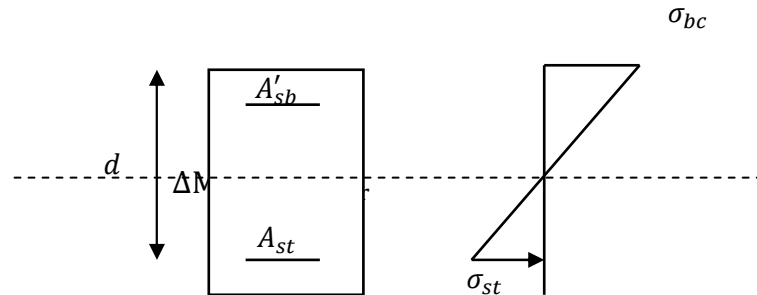
D’ou la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l’effort est négatif.

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e})$

- Si : $\mu > \mu_1 = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_1 bd^2 f_{bc}$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d’armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- **Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l’une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

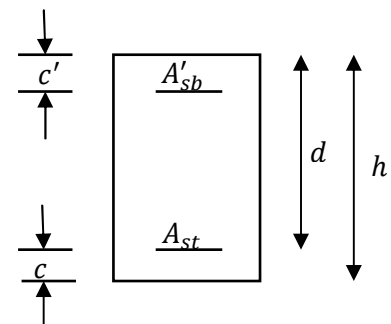
1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

- Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d’armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

- Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ Les sections d’armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h) bh f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

- Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l’état limite de stabilité de forme et la section d’armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

1.3. Ferraillage des poteaux :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

a. Situation durable (ELU)

Zones	Type de sollicitation				$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone 1 (40x40)	N max	1649.687	M cor	3.682	0	0	SEC
	N min	186.867	M cor	18.324	0	0	SEC
	N cor	896.525	M max	38.048	0	0	SEC
Zone 2 (35x35)	N max	1121.526	M cor	16.556	0	0	SEC
	N min	88.183	M cor	18.784	0	0.4	SEC
	N cor	457.159	M max	43.899	0	0	SEC
Zone 3 (30x30)	N max	548.872	M cor	22.628	0	0	SEC
	N min	6.270	M cor	1.706	0	0.08	SPC
	N cor	115.662	M max	44.646	0	2.92	SPC

Tableau VI.2 : Calcul des sections d'armatures ELU.

b. Situation accidentelles (0,8G+E)

Zones	Type de sollicitation				$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone 1 (40x40)	N max	1149.038	M cor	41.577	0	0	SEC
	N min	136.467	M cor	18.059	0	0	SEC
	N cor	602.823	M max	9.441	0	0	SEC
Zone 2 (35x35)	N max	579.702	M cor	23.782	0	0	SEC
	N min	56.264	M cor	1.194	0	0	SEC
	N cor	165.504	M max	9.249	0	0	SEC
Zone 3 (30x30)	N max	271.537	M cor	18.085	0	0	SEC
	N min	5.628	M cor	0.540	0	0	SEC
	N cor	44.953	M max	14.662	0	0.78	SPC

c. Situation accidentelles (G+Q+E)

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (40x40)	N max	1230.446	M cor	42.323	0	0	SEC
	N min	171.965	M cor	22.692	0	0	SEC
	N cor	345.667	M max	16.783	0	0	SEC
Zone 2 (35x35)	N max	819.459	M cor	29.268	0	0	SEC
	N min	74.610	M cor	3.684	0	0	SEC
	N cor	204.466	M max	17.577	0	0	SEC
Zone 3 (30x30)	N max	404.029	M cor	26.976	0	0	SEC
	N min	71.010	M cor	0.194	0	0	SEC
	N cor	59.417	M max	23.835	0	1.48	SPC

Tableau VI.4 : Calcul des sections d'armatures ELU.

NB :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(40x40)	12.8	4HA16+4HA14	14.19
(35x35)	9.8	4HA14+4HA12	12.56
(30x30)	7.2	8HA12	9.05

Tableau VI.5 : Choix des armatures longitudinales

1.4. Vérification à l'ELU

a. L'espacement des armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- En zone nodale :

$$St \leq \min \{10\varnothing_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \times 1.2; 15\text{cm}\} = 12 \text{ cm.}$$

$$St = 8 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$St \leq 15 \times \varnothing_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

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

b. L'élançement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$l_0=4.08 \text{ cm pour le RDC} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$l_0=3.06 \text{ cm pour étages courants} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

c. Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad l_f = 0.7 h_e \text{ Selon le RPA :}$$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3% bst

Si $\lambda_g \geq 3$: 0.8% bst

Si $3 \leq \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans notre cas on a $\lambda_g \geq 5$ At min=0,3% bst

		(40x40) cm ²	(35x35) cm ²	(30x30) cm ²
Vu (KN)		36.537	17.937	18.618
λg		7.14	6.11	7.13
ρa		2.5	2.5	2.5
A _{min} (cm ²)	Zone nodale	1.2	1.05	0.9
	Zone courante	1.8	1.57	1.35
A _{t RPA} ^{calculée} (cm ²)	Zone nodale	0.57	0.32	0.38
	Zone courante	0.86	0.48	0.58
A _{adoptée} (cm ²)		2.01		
choix		V HA8		

Tableau VI.6: Quantité d'armature.

d. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II : $L_r = 40\Phi$

- Ø16 $L_r = 40 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$ $L_r = 64 \text{ cm}$
- Ø14 $L_r = 40 \times 1.4 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 56 \text{ cm}$
- Ø12 $L_r = 40 \times 1.2 = 56 \text{ cm}$ $L_r = 48 \text{ cm}$

e. Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence

Pour les HA 16: $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 56.54 \text{ cm}$

Pour les HA 14 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 49.48 \text{ cm}$

Pour les HA 12: $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 42.40 \text{ cm}$

f. Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ Et $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$

✓ **Poteaux (40.40)**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{36.537 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.24 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,24 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

✓ **Poteaux (35x35):**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.937 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,16 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,16 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

✓ **Poteaux 45x45:**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.618 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,23 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,23 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifié

g. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm

Au niveau des poutres $h' = 2xh$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

h: Hauteur de la poutre.

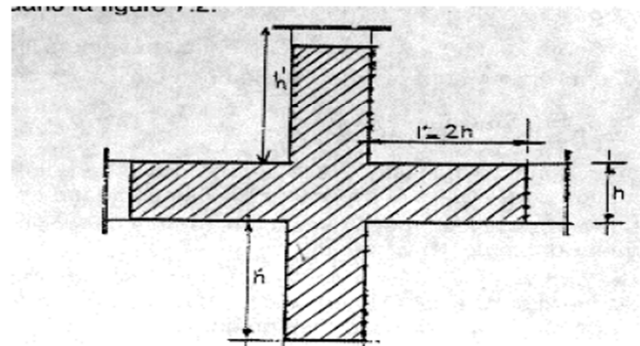
b₁; h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nœuds des poutres.

$$h_e = 306 - 35 = 271 / 6 = 45,16$$

$$h' = \text{max} (45.16 ; 40 ; 40 ; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$



h' = Max (h_e/6; b₁; h₁; 60
FIG. 7.2 : zone nodale

Fig. VI.2:zone nodale des poteaux (RPA7.2

1.5. Vérification à L'ELS :

a. V.1.5.1-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23b.d.f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185d} \right]$$

					e_s	$A_{s\text{min}}$	$A_{\text{adopté}}$	OBS
Zone1	N_{max}	1196.809	M_{cor}	2.671	0.00167	4.78	14.19	vérifiée
	N_{min}	137.304	M_{cor}	13.299	0,0968	6.88		
	N_{cor}	650.986	M_{max}	27.423	0,0421	8.47		
Zone2	N_{max}	814.242	M_{cor}	11.843	0,00145	4.23	12.56	vérifiée
	N_{min}	64.968	M_{cor}	13.633	0,0209	0.53		
	N_{cor}	332.604	M_{max}	31.813	0,0956	2.78		
Zone3	N_{max}	389.863	M_{cor}	14.882	0,0373	5.96	9.05	vérifiée
	N_{min}	4.580	M_{cor}	1.238	0,2700	0.67		
	N_{cor}	84.648	M_{max}	32.448	0,3830	0.81		

Tableau VI.7: Sections minimums des armatures.

Remarque :

D'après les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}}$

b. Etat limite d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c. Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

❖ Pour le béton :

Section (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN)	$A_s = A'_s$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Zone1	1196.68	2,671	4.78	4.58	4,16	15	Vérifiée
Zone2	814.242	11.843	4.23	3,86	2.06	15	Vérifiée
Zone3	398.863	14.882	5.96	1,83	1.93	15	Vérifiée

Tableau VI.8: Vérification des contraintes dans le

❖ Pour les aciers

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	σ̄ _s (MPA)	OBS
Zone1	1196.68	2,671	4.78	64.8	52.8	348	Vérifiée
Zone2	814.242	11.843	4.23	37.4	27.7	348	Vérifiée
Zone3	398.863	14.882	5.96	26.8	15.16	348	Vérifiée

Tableau VI.9: Vérification des contraintes dans l'acier.

VI.2. Ferrailage des poutres :

Introduction :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums.

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les combinaisons suivantes:

1.35G+1.5Q à l'ELU

G+Q à l'ELS

G+Q±E RPA 99 version 2003

0.8G±E RPA 99 version 2003

2.1. Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :

a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min}=0.005 \times 25 \times 35 = 4.38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min}=0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{\max}=0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\max}=0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

- **En zone de recouvrement :**

Poutres principales : $A_{\max}=0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\max}=0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement et de **40Φ** en zone **II**.

b. Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right)$$

En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

Avec :

Φ: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexes E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

2.2. Ferrailages des poutres à l'ELU :

a. Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

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

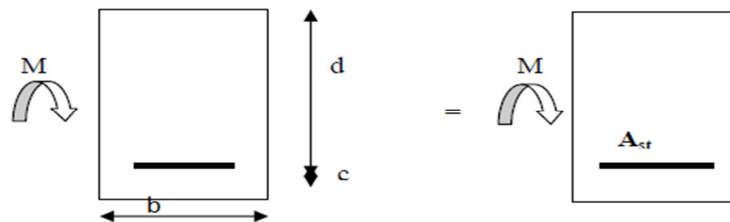


Fig. VI.3 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SSA.

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{s1} = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives

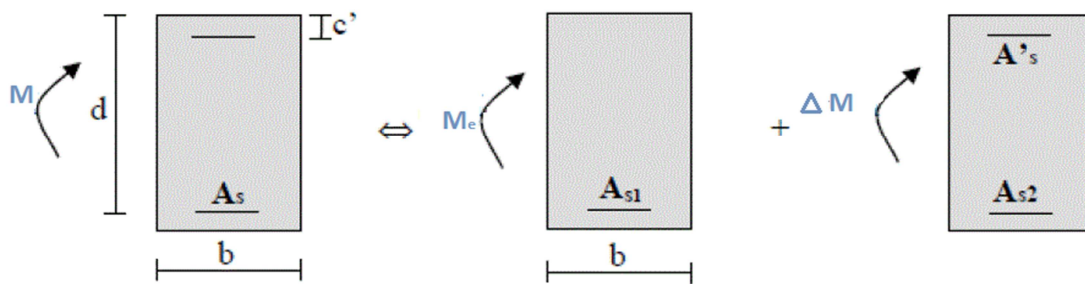


Fig. VI.4. Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA.

As : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A's: La section supérieur la plus comprimée

2.3. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

a. Ferrailage des poutres principales :

- Aux appuis:

Niveau	Comb	M_t (KN. m)	μ	obs.	β	A_{st} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	$A_{adopté}$ (cm^2)
RDC au 2 ^{ème} étage	COU	-74.989	0.206	SSA	0.883	7.63	4.38	3HA 14 + 3HA 16 (Chapeau) +	8.01
	ACC	-114.972	0.244	SSA	0.858	10.46			
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	COU	-70.018	0.193	SSA	0.891	7.06	4.38	3HA 14 + 3HA 12 (Chapeau)	8.01
	ACC	-98.047	0.166	SSA	0.908	7.99			
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	COU	-72.327	0.199	SSA	0.887	7.32	4.38	3HA 14 + 3HA 12 (Chapeau)	10.64
	ACC	-94.178	0.199	SSA	0.936	7.86			

Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.

• En travée:

Niveau	Comb	M_t (KN. m)	μ	obs.	β	A_{st} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	A_{adop} (cm^2)
RDC au 2 ^{ème} étage	COU	41.070	0.113	SSA	0.939	3.93	4.38	3HA 14	4.62
	ACC	29.447	0.062	SSA	0.968	2.38			4.62
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	COU	36.781	0.101	SSA	0.946	3.50	4.38	3HA 14	4.62
	ACC	26.570	0.056	SSA	0.971	2.14			4.62
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	COU	41.937	0.115	SSA	0.938	4.01	4.38	3HA14	4.62
	ACC	29.677	0.063	SSA	0.967	2.40			4.62

Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres principales en travées.

b. Ferrailage des poutres secondaire :

• Aux appuis :

Niveau	Comb	M_t (KN. m)	μ	obs.	β	A_{st} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	A_{adop}
RDC au 2 ^{ème} étage	COU	-18.224	0.058	SSA	0.970	1.81	2.30	3.75	3HA 14	4.62
	ACC	-26.409	0.065	SSA	0.966	2.30				
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	COU	-29.472	0.094	SSA	0.951	2.99	3.30	3.75	3HA 14	4.62
	ACC	-37.392	0.092	SSA	0.952	3.30				
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	COU	34.961	0.111	SSA	0.940	3.59	3.59	3.75	3HA 14	4.62
	ACC	40.774	0.100	SSA	0.942	3.64				

Tableau VI.12 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

• Aux travées:

Niveau	Comb	M _t (KN. m)	μ	obs.	β	A _{st} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{adop}
RDC au 2 ^{ème} étage	COU	15.416	0.049	SSA	0.974	1.51	1.51	3.75	3HA 14	4.62
	ACC	9.630	0.023	SSA	0.988	0.82				
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	COU	23.655	0.075	SSA	0.960	2.38	2.38	3.75	3HA 14	4.62
	ACC	16.809	0.041	SSA	0.979	1.44				
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	COU	28.369	0.091	SSA	0.952	2.88	2.88	3.75	3HA 14	4.62
	ACC	20.169	0.049	SSA	0.974	1.74				

Tableau VI.13 : Ferrailage des poutres principales en travées.

2.4. Vérification a l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

a. Condition de non fragilité : (BEAL 91 ;Art 4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} ;$$

• Poutres principales (25x35) cm²

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966\text{cm}^2$$

• Poutre secondaire (25x30) cm²

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81\text{cm}^2$$

$$\begin{array}{l}
 \text{D'où : pp} \longrightarrow A_s=10.46 > 0.996 \text{ cm}^2 \\
 \text{Ps} \longrightarrow A_s=4.62 > 0.81 \text{ cm}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{D'où : pp} \\ \text{Ps} \end{array}} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Justification sous sollicitation d'effort tranchant:(BAEL91.Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette

Justification est conduite à partir de la contrainte tangente «τ_u», prise conventionnellement égale à

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b.d}$$

T_{max}^u : Effort tranchant max à l'ELU

➤ Poutres principale : $\tau_u = \frac{103.003 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.287\text{MPa}$

➤ Poutre secondaire : $\tau_u = \frac{48.889 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.724\text{MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}^u}{b.d} \leq \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : 1.287 MPa ≤ 3.33 MPa.....condition vérifiée
- Poutres secondaires : 0.724MPa ≤ 3.33 MPa.....condition vérifiée

c. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ **Poutres principales :** $T_u = 103.003 \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ KN}$

❖ **Poutres secondaires :** $T_u = 48.889 \text{ kN} \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$

- **Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$.

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0.9d})$

❖ **Poutres principales :** $103.003 - \frac{74.989}{\frac{0.9 \times 0.32}{34.961}} = -157.37 < 0$

❖ **Poutres secondaires :** $48.889 - \frac{34.961}{0.9 \times 0.27} = -94.904 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.6.1. 3)

$$\tau_e \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa. } \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{\max}}{0.9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Périmètre minimal circonscrit a la section droite des barres.

- **Poutres principales :**

3HA14+3HA16 → $\Sigma U_i = n. \pi. \varphi = 41.45 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{103.003 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32 \times 0.4145} = 0.86 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

- **Poutres secondaires :**

3HA14+3HA14 → $\Sigma U_i = n. \pi. \varphi = 26.37 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{48.889 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27 \times 0.2637} = 0.76 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

e. Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.21) :

$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \times \tau_{su}}$ avec $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$

- Pour les $\varphi 14$: $L_s = 49.38 \text{ cm}$ $L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour les $\varphi 16$: $L_s = 56.44 \text{ cm}$ $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4L_s$ » pour barre à haute adhérence.

- Pour les $\varphi 14$: $L_s = 19.75\text{cm}$ $L_s = 20\text{cm}$
- Pour les $\varphi 16$: $L_s = 22.58\text{cm}$ $L_s = 25\text{cm}$

f. Calcul des armatures transversales :

❖ Espacement max des armatures transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

• Poutres principale

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.6; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t = \min(8.75; 19.2; 30\text{cm}) = 8\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 8\text{cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\frac{h}{4} = 17.5\text{cm}$$

En prend: $S_{t \max} = 15\text{cm}$

• Poutres secondaire

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.4; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t = \min(7.5; 16.8; 30\text{cm}) = 7.5\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 7\text{cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\frac{h}{2} = 15\text{cm}$$

En prend: $S_{t \max} = 15\text{cm}$

❖ Le diamètre des armatures selon le BAEL91 :(Art A.7.2.2) :

• Poutres principale

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(10\text{mm}; 16\text{mm}; 25\text{mm}).$$

Soit : $\varphi_t = 8\text{mm}$

✓ Selon le RPA version 2003 : Art 7.2.2

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2$$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

• Poutres secondaire

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(8.5\text{mm}; 14\text{mm}; 25\text{mm}).$$

Soit : $\varphi_t = 8\text{mm}$

✓ Selon le RPA version 2003 : Art 7.2.2

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

g. Délimitation de la zone nodale :

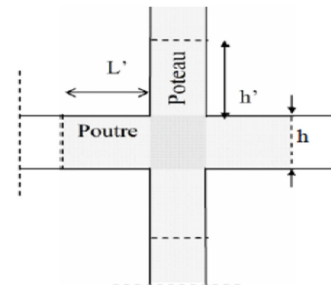
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{ cm}$$

h : Hauteur des poutres.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



• **Les poutres :**

L' = 2x35 = 70cm poutres principales (25x35).

L' = 2x30 = 60cm poutres secondaires (25x30).

Fig.VI.5 : Délimitation de la zone nodale des poutres.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

2.4. Vérification à l'ELS:

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- ✓ Etat limite de résistance du béton à la compression.
- ✓ Etat limite de déformation :

a. Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

k₁ et β₁ Sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Ms (KN.m)	As ELU	ρ ₁	β ₁	k	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc} Mpa	obs
RDC au 2 ^{ème} étage	53.720	8.01	1.001	0.860	20.71	243.69	11.76	15	CV
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	50.716					230.07	11.10		
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	42.055					190.78	9.21		

Tableau VI.14 : vérification des contraintes Poutres principales aux appuis.

Niveau	Ms KN.m	As ELU	ρ_1	β_1	k	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	obs
RDC au 2 ^{ème} étage	29.420	4.62	0.577	0.887	29.25 29.25 29.25	224.35	7.67	15	CV
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	26.627					321.14	10.67		
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	26.271					200.33	6.85		

Tableau VI.15 : vérification des contraintes Poutres principales en travées.

Niveau	Ms (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	k	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	obs
RDC au 2 ^{ème} étage	13.249	4.62	0.984	0.879	26.32	125.50 0	4.84	15	CV
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	21.335					194.57 0	7.39		
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	20.940					190.97 0	7.25		

Tableau VI.16 : vérification des contraintes Poutres secondaires aux appuis.

Niveau	Ms (KN.m)	As (ELU)	ρ_1	β_1	k	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	obs
RDC au 2 ^{ème} étage	11.378	4.62	0.684	0.879	26.32	103.77	3.94	15	CV
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	17.088					155.84	5.92		
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	16.480					150.33	5.71		

Tableau VI.17 : vérification des contraintes Poutres secondaires en travées.

2.5. Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

❖ Calcul de la flèche :

• Poutres principales:

Dans notre cas la flèche est donnée par ROBOT \Rightarrow **f = 0.516cm**

$$f = 0.516\text{cm} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.86\text{cm}.$$

• Poutres secondaires :

Dans notre cas la flèche est donnée par ROBOT \Rightarrow **f = 0.775cm**

$$f = 0.775\text{cm} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.90\text{cm}$$

Conclusion:

La flèche est vérifiée.

VI.3. Ferrailage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et Horizontales. 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'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux Séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

La méthode utilisée est la méthode classique (Exposé de laméthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferrailage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone1: niveaux: RDC ; 1; 2.
- Zone2: niveaux: 3; 4; 5.
- Zone3: niveaux:6 ;7 ;8.

3.1. Exposé de la méthode :

a. calcul de l'excentricité : $e = \frac{m}{N}$

b. déterminer le diagramme des constraints

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I}y$$

Avec : Ω : section du béton

I: moment d'inertie du trumeau

Y : bras de levier; $Y=L/2$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

a. calcul de la hauteur utile(d):

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des Armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculée au niveau des extrémités du voile.Trois

casse présentent:

1-faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.

2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone;

Alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.

3-en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone

$$\text{tendue } l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

Remarque:

au cours de nos calculs, nous avons constaté que le centre de pression de toutes nos sections se trouve en dehors du segment limité par les armatures, ce qui donne des sections partiellement comprimées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

b. Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$$M = m - N(d - \frac{L}{2})$$

c. ferrailage du voile:

❖ Armatures verticales:

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

γ_b : 1.15 situation accidentelle ; $\theta = 0.85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

$\mu b < \mu l \Rightarrow$ SSA;

$\mu b > \mu l \Rightarrow$ SDA

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec A_V : section des armatures tendue du voile

Remarque:

Le reste des armatures verticales occupant la zone courante du trumeau sera déterminé par les conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

❖ Armatures horizontales

- **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

- $A_H > 0,15\% \times B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

d. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile AV et $A_h \geq 0,15\% B$

-Zone courante : AV et $A_h \geq 0,10\% B$

e. 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 révisé 2003** :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f. Armature 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 $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Espacement (**Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003**)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

g. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

h. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = l, l \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

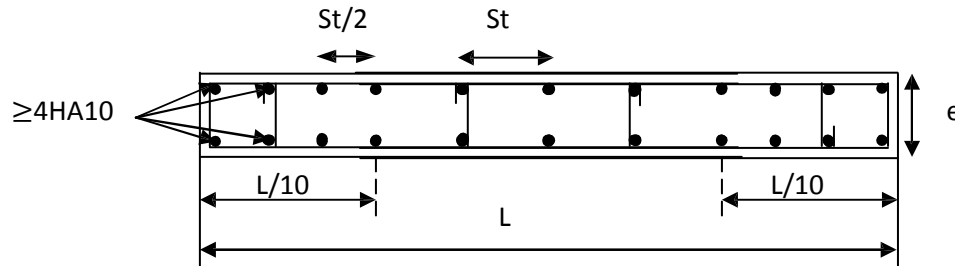


Fig: VI.6-Schéma d'une coupe horizontale d'un voile.

3.2. Vérification à l'ELU

a. Exigences de RPA 99 (version 2003)

- **Zone tendue :**

- section de la zone tendue : $b \times l_t$
- ferrailage de la zone tendue : A_t

On doit vérifier que : $0.2\% b l_t < A_t$

- **Globalement dans le voile :**

Section totale du béton : $S_b = b \times L$

Section totale des armatures : S_a

On doit vérifier que : $\frac{S_a}{S_b} \% \geq 0.15\%$

- **Zone courante :**

La longueur de la zone courante est donnée comme suit : $L_{courante} = L - 2 \frac{L}{10} = 8 \frac{L}{10}$.

- Section brute du béton : $S_c = 8 b L / 10$
- Section d'armature dans cette zone courante : A_{stc}

On doit vérifier que : $\frac{A_{stc}}{S_c} = \frac{10 A_{stc}}{8 b l} > 0.10 \%$

3.3. Vérification à l'ELS

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le **RPA99(Art 7.7.2 /RPA)** :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad V = 1,4 \times V_u$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le **BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)**.

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

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

3.4. Exemple de calcul : (bloc gauche zone I voile VL_{x5})

$N = -1200.74 \text{ KN}$; $M = 990.02 \text{ KN.m}$ (cas accedentel)

a. calcul de l'excentricité :

$$\bullet e = \frac{m}{N} = \frac{990.02}{1200.74} = 0.82 \text{ m}$$

$$(l/2 - 2c) = 3.00/2 - 2 \times 0.03 = 1.4 \text{ m}$$

$$\bullet NU(d - c) - Mf \geq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times bh^2 \times f_{bc}$$

$$1200.74 (288 - 5) - 66700.12 = 273109.3 \text{ KN.cm}$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{5}{300}) 20 \times 300^2 \times 1.42 = 826866.00 \text{ KN.cm.}$$

$273109.3 \text{ KN.cm} < 826866.00 \text{ KN.cm}$. Donc \Rightarrow **SPC**.

b. déterminer le diagramme des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

$$\Omega = b \times L = 0.20 \times 1.20 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bl^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.2^3}{12} = 0.0288 \text{ m}^4$$

$$Y = L/2 = 1.2/2 = 0.6 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1200.74}{0.6} + \frac{990.02}{0.45} \times 0.6 \times 10^{-3} = 1.30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3179.094}{0.6} - \frac{2707.411}{0.45} \times 0.6 \times 10^{-3} = -5.301 \text{ Mpa.}$$

c. calcul de la longueur de la zone tendue :

$$l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{1.30}{1.30 + 5.301} \times 3 = 0.59 \text{ m}$$

d. calcul de la hauteur utile(d):

Longueur de la zone d'extrémité : $L/10 = 3.00/10 = 30 \text{ cm}$

e. Espacement :

en zone courante $D \leq \min \{1.5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante

Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet)

$d = L - 5 - D/2 = 3.00 - 5 - 10/2 = 2.80 \text{ m}$

f. Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$$M = M - N \left(d - \frac{L}{2} \right) = 999.002 - 1200.74 \left(2.88 - \frac{3.00}{2} \right) = 667.0012 \text{ KN.cm}$$

$$M = 667.0012 \text{ KN.m.}$$

3.5. Ferrailage du voile:

a. Armatures verticales:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66700.12}{20 \times 288^2 \times 21.74} = 0.018 < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \text{avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2403 \Rightarrow \beta = 0.903.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_V = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s} = \frac{66700.12}{0.903 \times 288 \times 40} + \frac{1200.74}{100 \times 40} = 6.44 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14 = 9.24 cm²**

Exigences de RPA 99 (version 2003)

- **Zone tendue :** $0.2\% b \cdot l_t < A_t$

- section de la zone tendue : $b \times l_t = 20 \times 62 = 124 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.2\% b l_t = 0.002 \times 124 = 2.5 \text{ cm}^2$.

Ferrailage de la zone tendue : $A_t = 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 13.16 \text{ cm}^2$

$$0.2\% b l_t = 2.5 \text{ cm}^2 < A_t = 13.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Globalement dans le voile :** $\frac{S_a}{S_b} \% \geq 0.15\%$

Section totale du béton : $S_b = b \times L = 0.2 \times 3 = 0.6 \text{ m}^2$

Section totale des armatures : $S_a = 2 \times 6\text{HA}14 + 2 \times 12\text{HA}12 = 45.60 \text{ cm}^2$

$$\frac{S_a}{S_b} \% = \frac{45.60}{6000} \times 100 = 0.76\% \geq 0.15\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Zone courante** : $\frac{Ast_c}{S_c} = \frac{10Ast_c}{8bl} > 0.10\%$

La longueur de la zone courante : $L_{\text{courante}} = L - 2L/10 = 8 \times 3/10 = 2.4 \text{ m}$

- Section brute du béton : $8bL/10 = 8 \times 20 \times 300 / 10 = 4800 \text{ cm}^2$

- Section d'armature dans cette zone courante : $A_c = 2 \times 12\text{HA}12 = 27.12 \text{ cm}^2$.

$$\frac{10A_c}{8bl} = \frac{10 \times 27.12}{4800} = 5.65\% > 0.10\% \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Armatures horizontales

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0, 15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(45.6)}{4} ; \frac{0.15 \times 300 \times 20}{100} \right]$$

$$A_h \geq 11.4 \text{ cm}^2$$

Enadapte: 12HA12 (e=15cm) = 13.56 cm²

c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

d. Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \text{ avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 1205.947}{40} = 4.64 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6.78 cm²

3.6. Vérification des contraintes à L'ELU

• BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1205.947}{20 \times 288} = 2.092 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• RPA 2003

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1205.947}{20 \times 288} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.93 \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.7. Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{-889.4}{20 \times 300 + 15 \times 40.08} = -1.34 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.34 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Sections d'armatures des voiles :

- Tableau VI.18. ferrailage des voiles longitudinaux (VL1 ; VL2 ; VL3 et VL4=1.20 m).

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2
	b (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,24	0,24	0,24
	I	0,03	0,03	0,03
	L/10	0,12	0,12	0,12
Solllicitation de calcul	T(KN)	702,325	498,74	279,85
	T'=1.4*T(KN)	983,255	698,236	391,79
	N(KN)	-785,325	-568,32	-302,852
	M(KN.m)	568,32	450,3	250,32
	e(m)	0,72	0,79	0,83
	OBS	SPC	SPC	SPC
	σ_{\max} (kN/m ²)	8567,8125	7013,25	3953,1167
	σ_{\min} (kN/m ²)	-15112,1875	-11749,25	-6476,883
	Lt(m)	0,43	0,45	0,45
	d(m)	1,17	1,17	1,17
	Mt(KN.m)	120,68475	126,3576	77,69436
	armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)	3,32	3,15
A _v /zone c (cm ²)		1,44	1,44	1,44
A _v /adopté zone c (cm ²)		7,90	7,90	7,90
choix A _v /zone c		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
A ₂ (lt-l/10) (cm ²)		3,16	3,16	3,16
A _{total} de voile (cm ²)		14,53	14,19	11,93
A _{total} tendu (cm ²)		6,48	6,31	5,17
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)	1,7	1,8	1,8
	A _{voile} (minimal cm ²)	3,6	3,6	3,6
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	9,24	6,78	3,16
	A'v2 adopté (cm ²)	3,84	3,64	3,56
	Choix A'v1	4HA12	4HA12	4HA10
	choix A'v2	4HA10	4HA10	4HA10
	Esp st (cm)	A'v1 8	8	8
	A'v2 15	15	15	

Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	3,6	3,5	3,0	
	AH adopté (cm2)	7,9	7,9	7,9	
	choix de la section	10HA10	10HA10	10HA10	
	Esp st (cm)	15	15	15	
Arma de couture	A _{vj} (cm2)	2,70	1,92	1,08	
	A _{vj} adopté (cm2)	3,16	2,35	1,58	
	choix	4HA10	3HA10	2HA10	
	1/4*A _{vj}	0,68	0,48	0,4	
Véification des contraintes	5 Mpa	τ _b	4,20	2,98	1,67
	2,26 Mpa	τ _u	0,73	0,52	0,29
	15Mpa	σ _{bc}	-2,67	-2,04	-1,12

• Tableau VII.19. ferrailage des voiles transversaux VL5 ; VL6 ; VL7 et VL8=3.00 m.

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3
	b (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	I	0,45	0,45	0,45
	L/10	0,3	0,3	0,3
Solllicitation de calcul	T(KN)	1205,947	1000,465	588,921
	T'=1.4*T(KN)	1688,3258	1400,651	824,4894
	N(KN)	-1200,74	-920,703	-468,28
	M(KN.m)	990,02	864,1	337,821
	e(m)	0,82	0,94	0,72
	OBS	SPC	SPC	SPC
	σ _{max} (kN/m ²)	1298,833333	1345,8283	345,60333
	σ _{min} (kN/m ²)	-5301,3	-4414,838	-1906,537
	Lt(m)	0,59	0,70	0,46
	d(m)	2,88	2,88	2,88
	Mt(KN.m)	667,0012	406,47014	308,4054
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)	6,44	4,12	2,82
	A _v /zone c cm ²)	3,60	3,60	3,60
	A _v /adopté zone c cm ²)	27.12	27.12	18.96
	choix A _v /zone c	2x12HA12	2x12HA12	2x12HA10
	A2(lt-l/10) (cm ²)	2,26	3,39	0,00
	A _{total} de voile (cm2)	45.60	35.35	24.61
	A _{total} tendu(cm ²)	13,16	7,51	2,82
armatures	A _{tendu} (minimal cm ²)	2,4	2,8	1,8

minimales	$A_{voile}(\text{minimal cm}^2)$	9	9	9	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm^2)	9,24	6,78	4,74	
	$(A'v2 + 1/4 * Avj)(\text{cm}^2)$	3,92	4,35	0,00	
	Choix	$A'v1$	6HA14	6HA12	6HA10
	choix	$A'v2$	2HA12	2HA12	/
	Esp st (cm)	$A'v1$	10	10	10
		$A'v2$	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm^2)	10,3	4,9	3,4	
	AH adopté (cm^2)	13,56	11,06	7,9	
	choix de la section	12HA12	14HA10	10HA10	
	Esp st (cm)	15	15	13	
Arma de couture	Avj (cm^2)	4,64	3,85	2,27	
	Avj adopté (cm^2)	6,78	3,95	2,37	
	choix	6HA12	5HA10	3HA10	
	$1/4 * Avj$	1,66	0,96	0,57	
Véfication des contraintes	5 Mpa	τ_b	2,93	2,43	1,43
	3,26 Mpa	τ_u	2,09	1,05	0,62
	15Mpa	σ_{bc}	-1,19	-0,96	-0,63

- Tableau VII.20. ferrailage des voiles transversaux VL9 et VL10=3.50 m.

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5
	b (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,7	0,7	0,7
	I	0,71	0,71	0,71
	L/10	0,35	0,35	0,35
Sollicitation de calcul	T(KN)	1275,947	1004,465	638,921
	$T' = 1.4 * T$ (KN)	1786,3258	1406,251	894,4894
	N(KN)	-1230,2	-950,3	-568,288
	M(KN.m)	1000,3	862,99	347,921
	e(m)	0,81	0,91	0,78
	OBS	SPC	SPC	SPC
	σ_{max} (kN/m^2)	692,2857143	755,87347	40,211429
	σ_{min} (kN/m^2)	-4207,14286	-3471,016	-1663,891
	Lt(m)	0,49	0,63	0,08
	d(m)	3,355	3,355	3,355
	Mt(KN.m)	974,171	662,2415	564,18124
armatures verticales	$A_{v1}/(L/10)$ (cm^2)	8,51	5,00	4,24
	$A_v/\text{zone c}$ (cm^2)	4,20	4,20	4,20

	A _v /adopté zone c (cm ²)		14,69	14,69	14,69
	choix	A _v /zone c	2x13HA12	2x13HA12	2x13HA12
	A ₂ (lt-l/10) (cm ²)		4,52	3,39	0,00
	A _{total} de voile (cm ²)		31,70	24,70	23,18
	A _{total} tendu(cm ²)		13,03	8,39	4,24
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)		2,0	2,5	0,33
	A _{voile} (minimal cm ²)		10,5	10,5	10,5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		9,24	6,78	6,78
	A'v2 adopté (cm ²)		5,75	4,36	0,62
	Choix	A'v1	6HA14	6HA12	6HA12
	choix	A'v2	4HA12	6HA12	/
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
		A'v2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		7,9	6,2	5,8
	AH adopté (cm ²)		15,82	13,56	12,64
	choix de la section		14HA12	12HA12	16HA10
	Esp st (cm)		15	15	15
Arma de couture	A _{vj} (cm ²)		4,91	3,87	2,46
	A _{vj} adopté (cm ²)		5,56	4,52	2,46
	1/4*A _{vj}		1,23	0,97	0,62
	choix		5HA12	4HA12	4HA10
Véfication des contraintes	5 Mpa	τ _b	2,66	2,10	1,33
	2,26 Mpa	τ _u	1,33	1,05	0,67
	15Mpa	σ _{bc}	-1,32	-0,84	-0,67

- Tableau VII.21.ferrailage des voiles longitudinaux VL11 et VL12 =4.00 m.

	Zone	I	II	III
de Caractéristique s géométriques	L (m)	4	4	4
	b (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,8	0,8	0,8
	I	1,07	1,07	1,07
	L/10	0,4	0,4	0,4
Sollicitation calcul	T(KN)	1200,123	992,65	632,54
	T'=1.4*T(KN)	1680,1722	1389,71	885,556
	N(KN)	-1303,52	-950,55	-569,32
	M(KN.m)	1000,3	870,98	456,987
	e(m)	1.30	1.09	1.24
	OBS	SPC	SPC	SPC

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant un rôle de transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas d'un radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé 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 de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

1- 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 isolées ;
- ✓ Les semelles continues sous mur ;
- ✓ Les semelles continues sous poteaux ;
- ✓ Les radiers.

2- 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 ;

VII.1. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **1.6 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 2m.

VII.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;
- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

VII.3. Dimensionnement :

3.1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1185,27 \text{ kN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 160 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1185,27}{160}} = 2.72 \text{ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

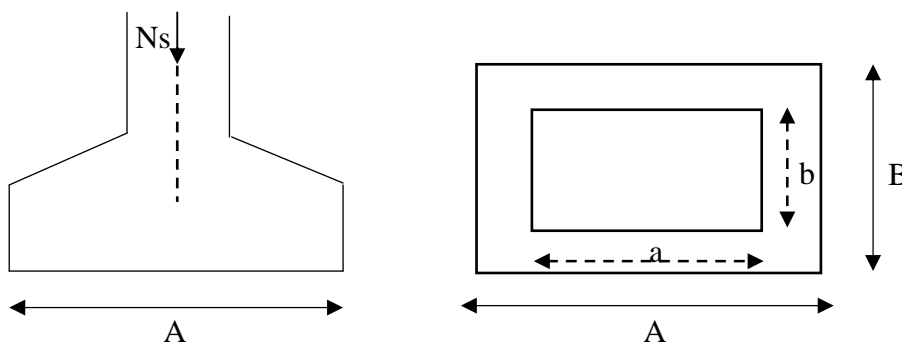


Fig. VII-1 : Semelle isolée.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

3.2. Semelles filantes :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 160 \text{ kN/m}^2 = 0,16 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	N _s	L(m)	B	S(m ²)=B × L
V1	1061.20	4.5	1.47	6.61
V2	964.16	1.2	4.71	5.56
V3	823.9	1.2	4.29	5.15
V4	2004.94	4.5	2.78	12.51
V5	896.45	1.2	4.66	5.59
V6	930.68	1.2	4.63	5.65
Somme				41.07

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voile	N _s	L(m)	B	S(m ²)=B × L
V ₁	1284.05	3	2.68	8.04
V ₂	1805	3	3.76	11.28
V ₃	1200.85	3	2.50	7.5
V ₄	935.40	1.20	4.87	5.84
V ₅	1121.21	3	2.33	6.99
V ₆	981.90	3	2.04	6.12
V ₇	1632.04	3	3.40	10.2
V ₈	920.30	1.20	4.79	5.74
Somme				61.71

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 41.07 + 61.71 = 102.78 \text{ m}^2.$$

b. Dimensionnement des Semelles filantes sous poteaux :

❖ **Hypothèses de calcul :**

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 le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

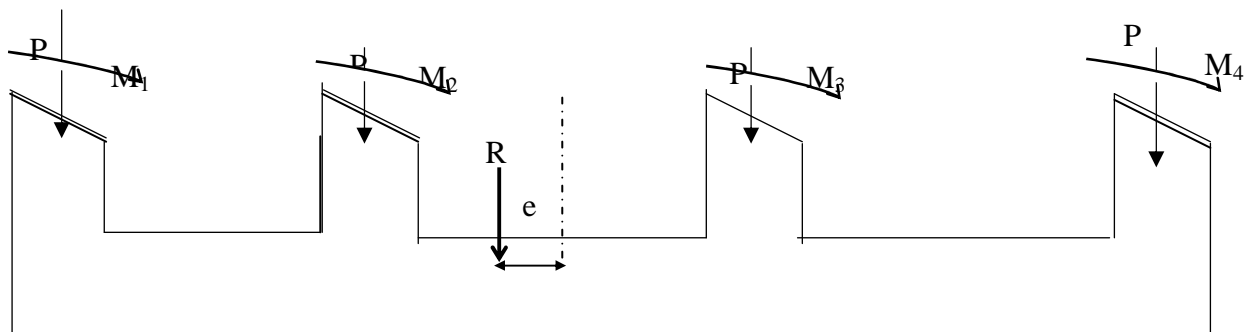


Figure VII.2: Semelles filante sous poteaux.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Application :

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (kN)	e _i (m)	N _s x e _i (kN.m)	M _i (kN.m)
A4	1102.69	7.75	8545.84	2.235
B4	1161.34	4.25	4935.69	7.038
C4	848.79	-0.25	212.19	12.98
D4	929.87	-3.25	3022.07	-0.85
E4	1181.15	-7.75	9153.91	2.96
	$R = \sum N_i = 5223.845$		$\Sigma = 1093.36$	$\Sigma = 24.363$

Tableau VII.3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux.

a. Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

On a :

$$R = \Sigma N_i = 5223.845 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1093.36 + 24.363}{5223.845} = 0.21 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{15.5}{6} = 2.58 \text{ m}$$

→ Nous avons une répartition trapézoïdale.

→

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5223.845}{15.50} \left(1 - \frac{6 \times (0.21)}{15.50}\right) = 309.62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{5223.845}{15.50} \left(1 + \frac{6 \times (0.21)}{15.50} \right) = 364.42 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\left(\frac{l}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{5223.845}{15.50} \left(1 + \frac{3 \times (0.21)}{15.50} \right) = 350.72 \text{ KN/m}^2$$

b. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{\left(\frac{l}{4}\right)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{350.72}{160} = 2.192 \text{ m} \quad B = 2.2 \text{ m}$$

$$\text{On aura : } S_s = B \times L = 2.2 \times 15.50 = 34.1 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times S_s$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 8 \times 34.1 = 272.8$$

$$S_v = 41.07 + 61.71 = 102.78 \text{ m}^2$$

-La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v = 272.8 + 102.78 = 375.58 \text{ m}^2$

-La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 28.56 \times 15.50 = 442.68 \text{ m}^2$

c. Calcul du rapport :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{375.58}{442.68} = 0.848 = 84.8\%$$

La surface des semelles représente plus que 50% de la surface totale.

Conclusion :

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.4. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

4.1. Pré dimensionnement du Radier :

❖ Sous voile :

- La condition minimale d'épaisseur :

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

- **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 56.25 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs (**L_{max} = 4,50m**) ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h=80 cm**

- ❖ **Sous poteaux :**

- **La dalle** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit: **h_d=30 cm**

- **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

Soit: **h_n=80 cm**

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 56 \text{ cm} \quad \text{On prend } \mathbf{b_n=50 \text{ cm}}$$

4.2. Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40MPa** pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (pour une bande de **1m**) égal a **I =bh³/12**.

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,9 \text{ m}$$

$h=100\text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$Hauteur de la dalle.

$b_n= 50\text{cm}$Largeur de la nervure.

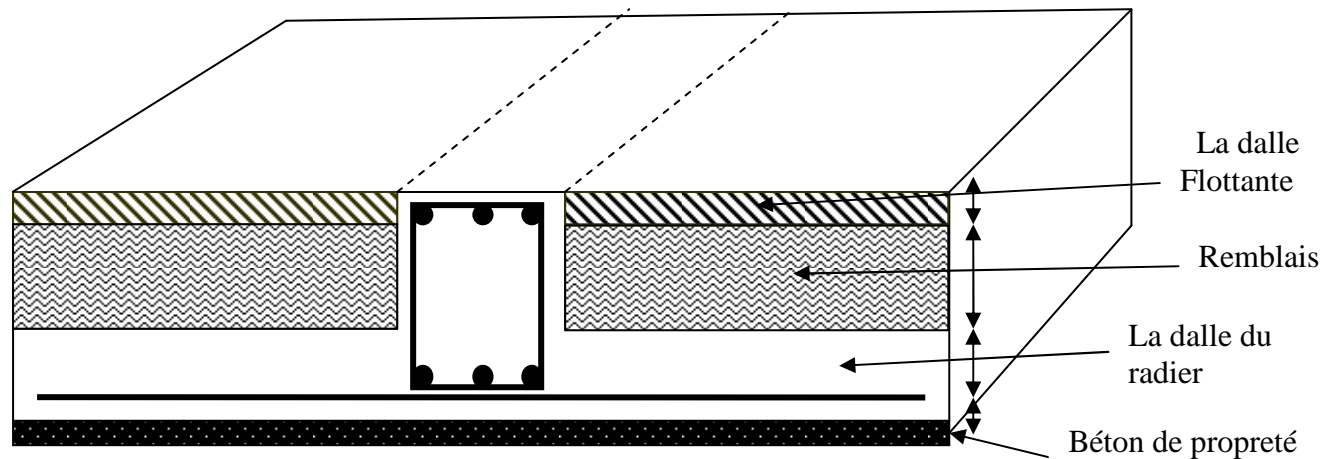


Figure VII.3 : La coupe verticale d'un radier générale.

4.3. Détermination des sollicitations de calcul :

• **Poids de la structure :**

Charges permanentes $G = 35443.912\text{KN}$ d'après ROBOT

Charges d'exploitation $Q = 6801.631\text{ KN}$

• **Combinaisons d'actions :**

à l'ELU: $N_u = 1,35 G + 1,5Q$

$N_u = 1,35 \times 35443.91 + 1,5 \times 6801.631 = 58051.727\text{ KN}$

à l'ELS: $N_s = G+Q$

$N_s = 35443.91 + 6801.631 = 42245.543\text{ KN}$

.5. Détermination de la surface nécessaire du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{58051.727}{1,33 \times 160} = 272.79\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{42245.543}{160} = 264.03\text{m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 442.68\text{m}^2 \geq S_{\text{rad}} = \max (272.79; 264.03) \text{ m}^2 = 272.79\text{m}^2$$

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

- Nous ajoutons au radier un débord de 50cm dans les quatre sens.
Donc on aura une surface totale de radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{deb} = ((15.5+27.56)0,5 \times 2) = 43.06 \text{ cm}^2$$

$$S_{rad} = 442.68 + 43.06 = 485.74 \text{ cm}^2$$

4.6. Détermination des efforts à la base du radier :**❖ Charges permanentes :**

Poids du bâtiment $G_{bat} = 35443.912 \text{ kN}$

• poids du radier :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord

- Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 485.74 \times 0,30 \times 25 = 3643.05 \text{ kN}$$

- Poids des nervures :

$$P_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_2 = 0,5 \times (0.8 - 0,30) \times 15.50 \times 8 \times 25 = 775 \text{ kN}$$

- Poids du remblai :

$$P_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = (0.5 \times 15.50 \times 8) = 62 \text{ m}^2$$

$$P_3 = (485.74 - 62) \times (0.8 - 0,30) \times 17 = 3601.79 \text{ kN}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_4 = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_4 = 485.74 \times 0.12 \times 25 = 1457.22 \text{ kN}$$

D'où :

$$G_{rad} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$G_{rad} = 3643.05 + 775 + 3601.79 + 1457.22$$

$$G_{rad} = 9477.06 \text{ KN}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du bâtiment $Q_{bat} = 6801.631 \text{ kN}$

- Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 485.74 \times 5 = 2351.2 \text{ kN}$

❖ **Poids total de la structure :**

➤ $G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 9477.06 + 35443.912 = 44920.972 \text{ kN}$

➤ $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 9801.63 + 2351.2 = 12152.83 \text{ kN}$

❖ **Combinaisons d'action :**

à l'ELU : $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$
 $= 78872.557.52 \text{ kN}$

à l'ELS : $N_s = G + Q$
 $= 57073.8 \text{ kN}$

4.7. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

a. Centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.78m \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.75m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum_1^n \left(I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2 \right) \quad \text{et} \quad I_{yy} = \sum_1^n \left(I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2 \right)$$

$$I_{xx} = \frac{27.56 \times 15.50^3}{12} = 8552.49m^4$$

$$I_{yy} = \frac{15.50 \times 27.56^3}{12} = 27038.84m^4$$

4.8. Vérification :

• Vérification de contrainte de cisaillement :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

Avec :

$b = 100\text{cm}$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$V_u^{\text{max}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{radier}}} = \frac{73059.52 \times 1 \times 4.50}{2 \times 485.74} = 338.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{338.42 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 300} = 1.25 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 49790.131 + 2607.16 \times 0.8 = 52397,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 39703.55 + 2104.42 \times 0.8 = 41807,97 \text{ kN.m}$$

❖ **ELU :**

Sens longitudinal (X-X) :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{78872.557}{485.74} + \frac{52397,29}{27038.84} \times 13.78 = 189.08 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{78872.557}{485.74} - \frac{52397,29}{27038.84} \times 13.78 = 162.38 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 189.08 + 162.38}{4} = 182.405 \text{ kN} / m^2 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 160 = 212.8 \text{ kN} / m^2$$

⇒ **Condition vérifiée.**

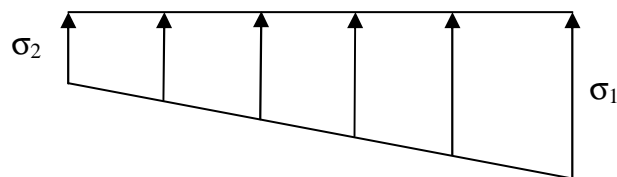


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes.

Sens transversal (Y-Y) :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{78872.557}{485.74} + \frac{41807.97}{8552.49} \times 7.75 = 200.26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{78872.557}{485.74} - \frac{41807.97}{8552.49} \times 7.75 = 124.49 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 200.26 + 124.49}{4} = 181.32 \text{ kN/m}^2 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 160 = 212.8 \text{ kN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

❖ **ELS :**

Sens longitudinal (X-X) :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{57073.8}{485.74} + \frac{52397.29}{27038.84} \times 13.78 = 144.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{57073.8}{485.74} - \frac{52397.29}{27038.84} \times 13.78 = 117.49 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 144.2 + 117.49}{4} = 137.52 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 160 \text{ kN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

Sens transversal (Y-Y) :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{57073.8}{485.74} + \frac{41807.97}{8552.49} \times 7.75 = 155.38 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{57073.8}{485.74} - \frac{41807.97}{8552.49} \times 7.75 = 117.49 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 155.38 + 117.49}{4} = 145.907 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 160 \text{ kN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

Remarque :

Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'y a pas risque de renversement du radier.

• **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

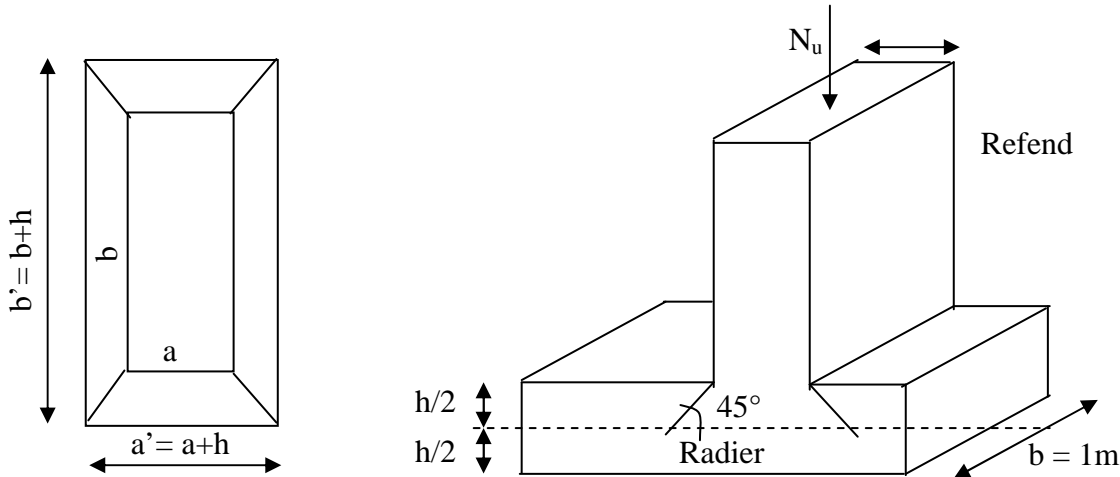


Fig.VII.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,8) = 4,8m$$

$$N_u = 1181,15 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 4,8 \times 0,8 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 5520,00 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

4.9. Ferrailage du radier :

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

a. Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés nous distinguons deux cas :

• 1^{er} Cas :

Si : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

• 2^{eme} Cas :

Si : $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

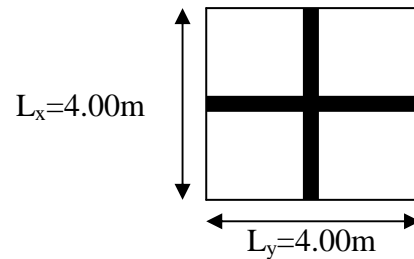
Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

b. Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.00 \text{ m} ; L_y = 4.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.00} = 1.00$$

$0,4 < \rho \leq 1 \iff$ La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m^{\max} la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(182.405; 181.32) = 182.405 \text{ kN/m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(137.52; 145.907) = 145.907 \text{ kN/m}^2$$

L'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (182.405 - \frac{9477.06}{485.74}) \times 1 \text{ m} = 162.89 \text{ kN/ml}$$

L'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (145.907 - \frac{9477.06}{485.75}) \times 1 \text{ m} = 126.39 \text{ kN/ml}$$

c. Calcul a' L'ELU :

$$q_u = 162.89 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

• Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0368 \times 162.98 \times (4.00^2) = 95.96 \text{ kN}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 1 \times 95.96 = 95.96 \text{ kN}$$

Vu que $M_{ox} = M_{oy}$, on adoptera le même ferrailage dans les deux sens.

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$

- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

d. Ferrailage du radier :

- Calcul des moments :

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 \times 95,96 = 81,566 \text{ KN.m}$$

$$M_{ai} = 0,5 M_o = 0,5 \times 95,96 = 47,98 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

- $M_a = 56,62 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ar}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47,87 \times 10^2}{100 \times 27^2 \times 1,42} = 0,046 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47,87 \times 10^2}{0,976 \times 27 \times 34,8} = 5,22 \text{ cm}^2$$

Soit : $6 \text{ HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$; Sens de la petite portée.

- En travée :

- $M_t = 81,566 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{81,566 \times 10^2}{100 \times 27^2 \times 1,42} = 0,078 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{81,566 \times 10^2}{0,959 \times 27 \times 34,8} = 9,052 \text{ cm}^2$$

Soit : $7 \text{ HA}14 = 10,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$; Sens de la petite portée

e. Calcul a LELS :

- Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$q_s = 126,39 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{ox} , M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0368 \times 126,39 \times 4^2 = 74,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 1 \times 74,41 = 74,41 \text{ kN.m}$$

$$M_i = 0,85 M_o = 0,85 \times 74,41 = 63,25 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ai} = 0,5 M_o = 0,5 \times 74,41 = 37,21 \text{ KN.m.}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Xx et yy	travée	81.566	63.25	1.29	0.032	0.0406	0.395	CV
	appuis	47.98	37.21	1.29	0.054	0.0694	0.395	CV

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes dans le béton

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : $\omega_0 = 0,0008$ pour HA Fe E400 et $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,00$

Sens x - x :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 1}{2} = 2,4 \text{ cm}^2 / ml$$

Sens y - y :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / ml$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_i = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_r = 9,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $A_t = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$

VII.5. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

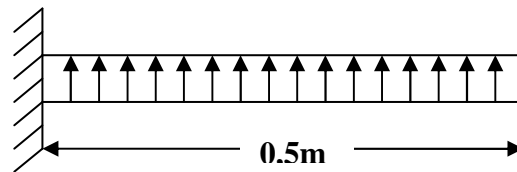


Figure VII.6 : schéma statique de débord

5.1. Sollicitations de calcul :

à L'ELU : $q_u = 162.98 \text{ kN/ml}$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{162.98 \times 0,5^2}{2} = -20.37 \text{ KN.m}$$

a L'ELS : $q_s = 126.39 \text{ KN/ml}$

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{126.39 \times 0,5^2}{2} = -15.79 \text{ KN.m}$$

a. Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.37 \times 10^2}{100 \times 27^2 \times 1.42} = 0,019 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20.37 \times 10^2}{0,990 \times 27 \times 34.8} = 2.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_u = 3 \text{ HA}12 / \text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 30 \text{ cm}$.

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec : $S_t = 30 \text{ cm}$.

c. Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2) :

Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.39}{27 \times 100} = 0.1255 \Rightarrow \beta_1 = 0.901 \Rightarrow K_1 =$$

$$\sigma_s = \frac{15.79}{0.901 \times 27 \times 3.39} = 19.15 \text{ KN/cm}^2 = 191.5 \text{ Mpa.}$$

d. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$
 Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.6. Ferrailage de la nervure :

La nervure a pour but d'éliminer le risque de soulèvement du radier, les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaire et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituants des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdale, dans ce cas le calcul devient classique.

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, encastés dans ces deux extrémités, de dimension :

$h = 80 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$

6.1. Cas des chargements :

a. Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $l_m = l \times (0.5 - \frac{\rho^2}{6})$

Effort tranchant : $l_t = l \times (0.5 - \frac{\rho^2}{4})$

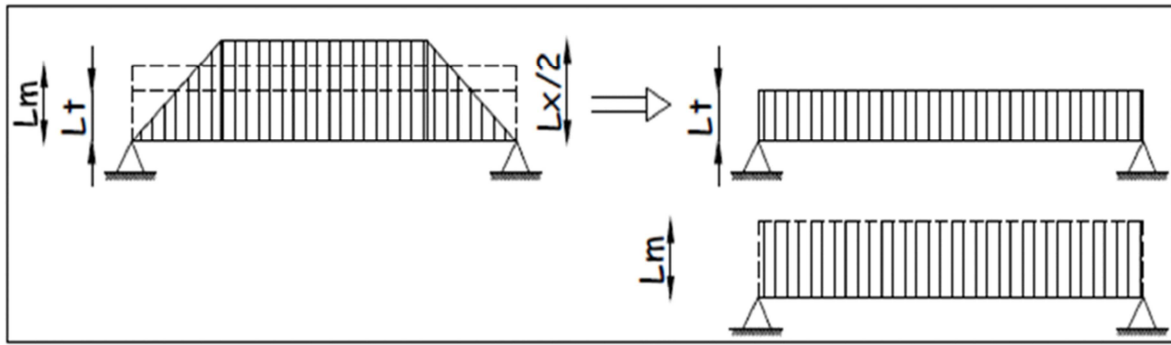


Fig.VII.7.schéma simplifié du chargement trapézoïdal

b. Chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

c. Les charges simplifiées :

- **Moment fléchissant :**

$$q'_{um} = q_u \times l_m$$

$$q'_{sm} = q_s \times l_m$$

- **Effort tranchants :**

$$q'_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q'_{st} = q_s \times l_t$$

d. Détermination des charges :

$$q = \left(\sigma_m \cdot \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

- ELU :

$$q_u = \left(182.405 \cdot \frac{9477.06}{485.74} - \frac{775}{62} \right) = 150.39 \text{ KN/m}^2$$

- ELS:

$$q_s = \left(145.907 \cdot \frac{9477.06}{485.74} - \frac{775}{62} \right) = 138.89 \text{ KN/m}^2$$

6.2. Détermination des efforts et calcul des armatures:

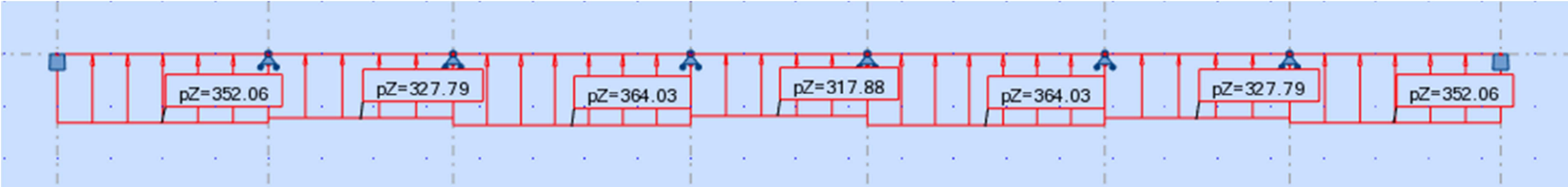
Pour le calcul des ces nervures, on opte pour la nervure a plus sollicité dans les deux sens.

Pour tous les panneaux $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale pour les panneaux $\rho=1 \Rightarrow$ le chargement est sous forme triangulaire.

a. Sens longitudinal : (nervure c)

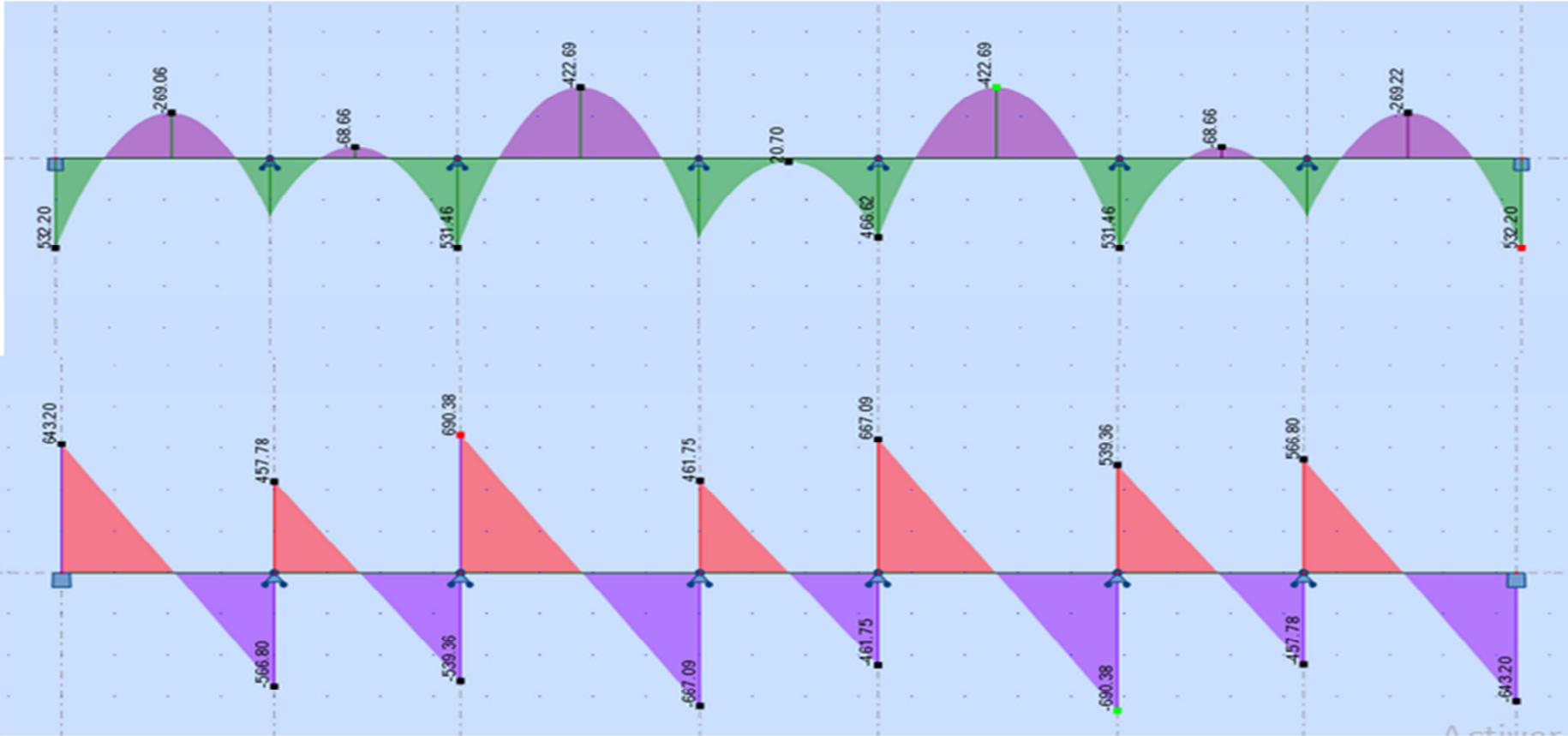
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										q'_{um}	$\Sigma q'_{um}$	q'_{sm}	$\Sigma q'_{sm}$	q'_{ut}	$\Sigma q'_{ut}$	q'_{st}	$\Sigma q'_{st}$
1—2	1	3.5	4	0.875	trapezoidal	1,303	1,080	150.39	138.89	196,02	352,06	181,03	325,14	162,43	302,50	150,01	279,37
	2	2.5	3.5	0.714	trapezoidal	1,037	0,931	150.39	138.89	156,04		144,11		140,07		129,36	
2—3	1	3	4.00	0.750	trapezoidal	1,218	1,078	150.39	138.89	183,28	327,79	169,27	302,73	162,139	284,90	149,74	263,12
	2	2.5	3	0.833	trapezoidal	0,960	0,816	150.39	138.89	144,50		133,45		122,76		113,37	
3—4	1	4	4	1	Triangulaire	1.332	1.00	150.39	138.89	200,52	364,03	185,18	336,19	150,39	301,66	138,89	278,59
	2	2.5	4.00	0.625	trapezoidal	1,087	1,005	150.39	138.89	163,51		151,00 7		151,27		139,70	
4—5	1	2.8 5	4	0.712	trapezoidal	1,184	1,063	150.39	138.89	178,09	317,88	164,47	293,58	159,98	275,67	147,75	254,59
	2	2.5	2.85	0.877	trapezoidal	0,929	0,769	150.39	138.89	139,79		129,10		115,69		106,84	
5—6	1	4.0	4	1	Triangulaire	1.332	1	150.39	138.89	200,52	364,03	185,18	336,19	150,39	301,66	138,89	278,59
	2	2.5	4	0.625	trapezoidal	1,087	1,005	150.39	138.89	163,51		151,00 7		151,27		139,70	
6—7	1	3.0	4	0.750	trapezoidal	1,218	1,078	150.39	138.89	183,28	327,79	169,27	302,73	162,13	284,90	149,74	263,12
	2	2.5	3	0.833	trapezoidal	0,960	0,816	150.39	138.89	144,50		133,45 7		122,77		113,38	
7--8	1	3.5	4	0.875	trapezoidal	1,303	1,080	150.39	138.89	196,01	352,06	181,027	325,14	162,43	302,50	150,012 1	279,37
	2	2.5	3.5	0.714	trapezoidal	1,037	0,931	150.39	138.89	156,04		144,11		140,07		129,36	

Tableau VII.5.Charges revenant à la nervure la plus sollicitée sens X-X



• ELU

Fig.VII.8.Schéma statique de la nervure ELU sens X-X



- ELS

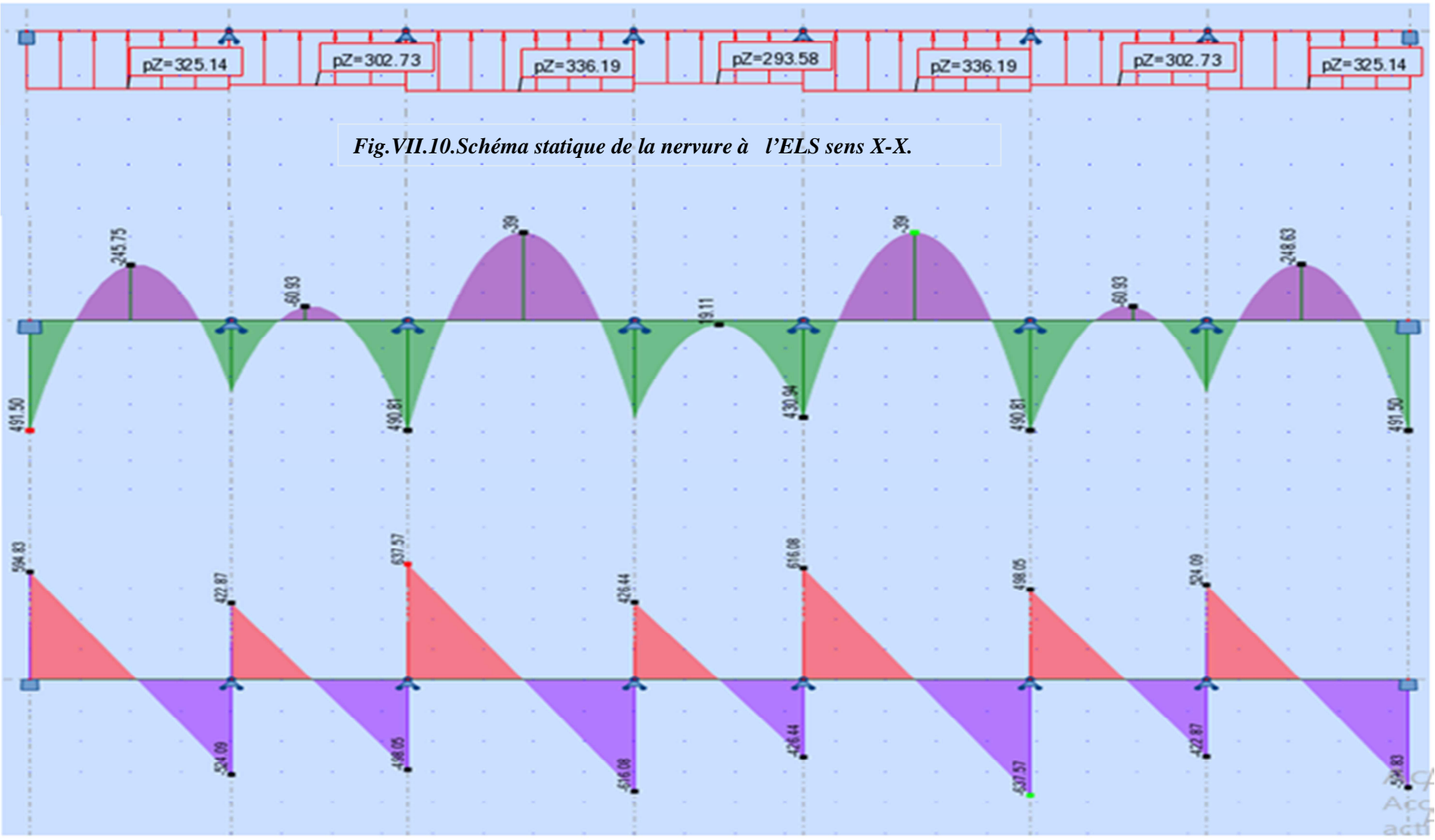


Fig.VII.10.Schéma statique de la nervure à l'ELS sens X-X.

Fig.VII.11.Diagramme des moments et Efforts tranchants à l'ELS sens X-X.

b. Sens transversal : (nervure 5) :

travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										q'_{um}	$\Sigma q'_{um}$	q'_{sm}	$\Sigma q'$	q'_{ut}	$\Sigma q'_{ut}$	q'_{st}	$\Sigma q'_{st}$
A-B	1	2.8 5	4	0.7125	trapezoidal	1,183	1,063	150,39	138,89	178,04 12	378,56	164,427	349,61	159,909	310,30	147,68 1	286,58
	2	4	4	1	Triangulaire	1,13	1	150,39	138,89	200,52		185,187		150,39		138,89	
B-C	1	2.5	2.85	0.8772	trapezoidal	0,92	0,76	150,39	138,89	139,77	303,27	129,082	280,09	115,661	266,93	106,81 68	246,52
	2	2.5	4	0.625	trapezoidal	1,08	1,00	150,39	138,89	163,51		151,007		151,271		139,70 38	
C-D	1	2.8 5	4	0.7125	trapezoidal	1,18	1,06	150,39	138,89	178,04 12	378,56	164,427	349,61	159,909	310,30	147,68 1	286,57
	2	4	4	1	Triangulaire	1,33	1	150,39	138,89	200,52		185,187		150,39		138,89	
D-E	1	2.8 5	3	0.95	trapezoidal	0,99	0,78	150,39	138,89	149,83 54	333,12	138,378	307,65	117,6	279,74	108,60 76	258,35
	2	3	4	0.75	trapezoidal	1,21	1,07	150,39	138,89	183,28 78		169,272		162,139		149,74 08	

Tableau.VII.6. Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée sens Y-Y

- ELU :

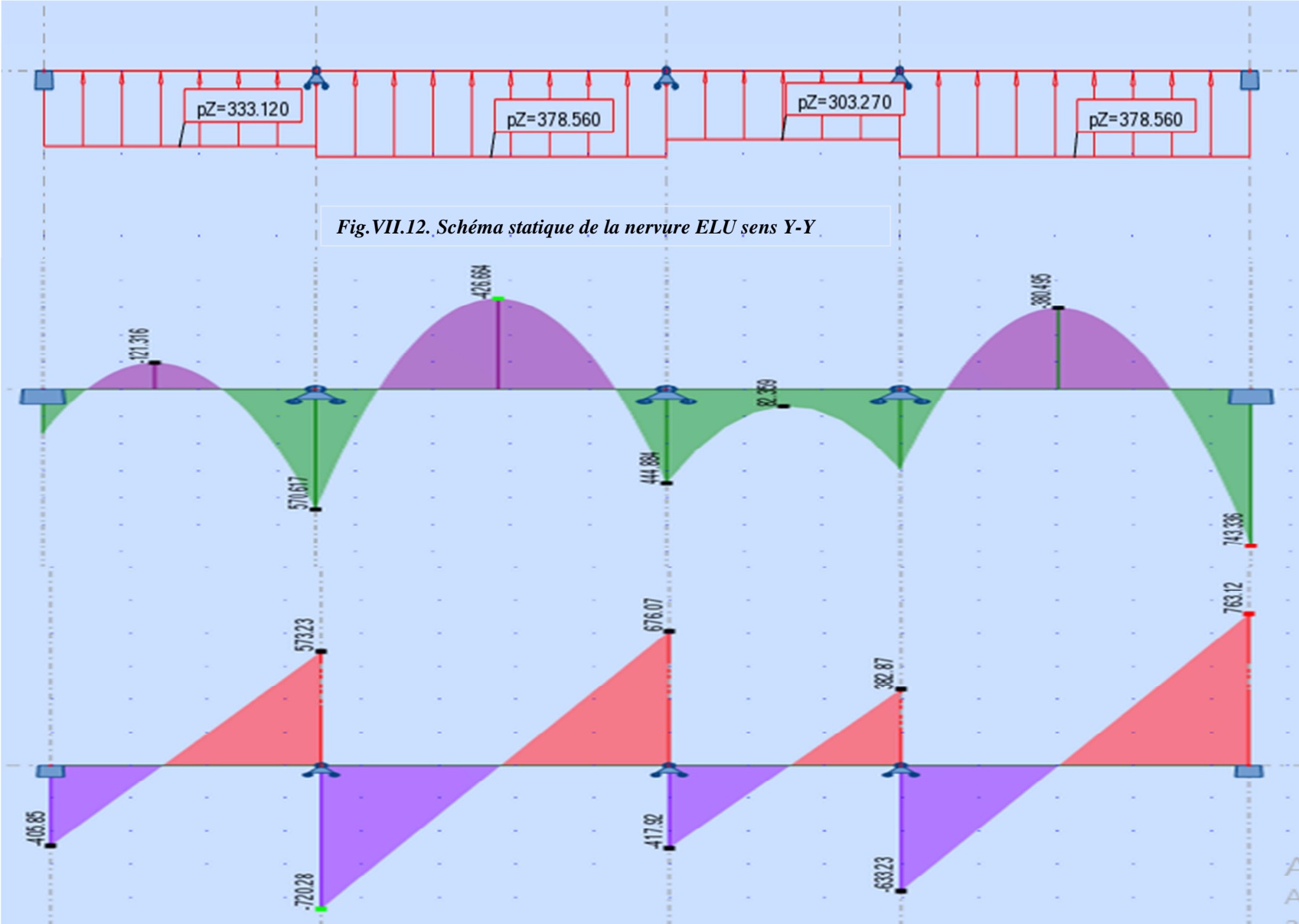


Fig.VII.12. Schéma statique de la nervure ELU sens Y-Y.

Fig.VII.13. Diagramme des moments et Efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y.

- ELS :

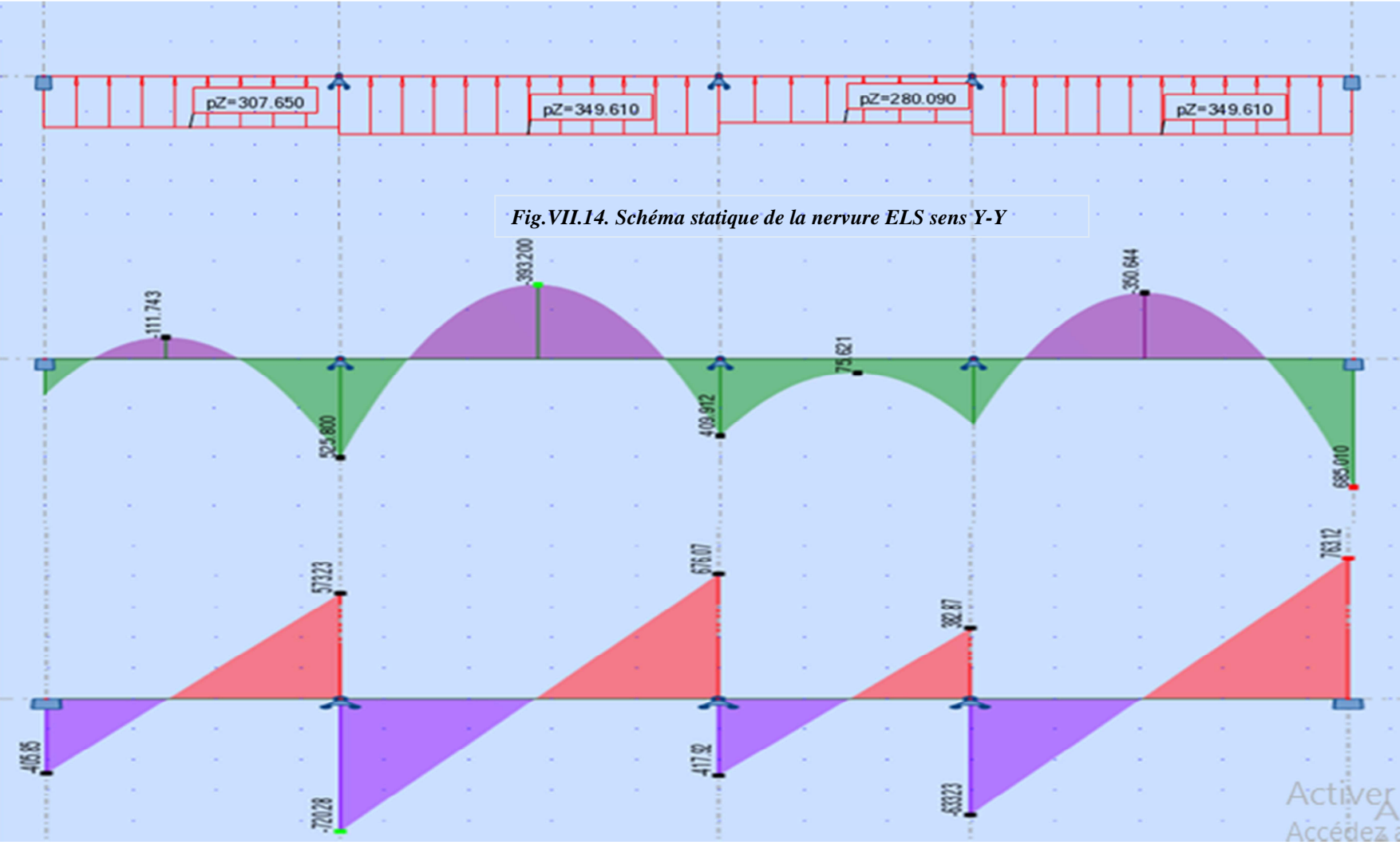


Fig.VII.15. Diagramme des moments et Efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y

Le ferrailage se fera avec les moments M_{\max} aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Effort interne max	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_t (KN.m)	-422.69	390.36	-426.664	-393.2
M_a (KN.m)	532.20	491.5	743.336	685.01
T (KN).	690.38	637.57	763.12	704.75

Tableau.VII.7. les efforts internes des nervures.

6.3. Calcul des armatures à ELU :

a. Sens longitudinal X-X :

$$M_t^{\max} = -422.69 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 532.20 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

$$M_a = 532.20 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{532.20 \times 10^2}{50 \times 75^2 \times 14.2} = 0,134 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,134 \rightarrow \beta = 0,928$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{532.20 \times 10^2}{0,928 \times 75 \times 34.8} = 21.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 + 4\text{Chap}20 = 25.12 \text{ cm}^2.$$

• En travée :

$$M_t = -422.69 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{422.69 \times 10^2}{50 \times 75^2 \times 14.2} = 0,106 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,106 \rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{422.69 \times 10^2}{0,944 \times 75 \times 34.8} = 17.156 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 + 4\text{Chap}16 = 20.60 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X-X	Appuis	532.20	491.50	1.08	0.133	0.1805	0.29	Vérifiée
	Travée	422.69	390.36	1.08	0.106	0.1404	0.29	Vérifiée

Tableau VII.8 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

b. Sens transversale Y-Y :

$$M_t^{\max} = -426.664 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 743.336 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a = 743.336 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{743.336 \times 10^2}{50 \times 75^2 \times 14.2} = 0,186 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,186 \rightarrow \beta = 0.896$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{743.336 \times 10^2}{0,896 \times 75 \times 34.8} = 31.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA20+ (4chap20+4chap16) = } 33.16 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **En travée :**

$$M_t = -426.664 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{426.604 \times 10^2}{50 \times 75^2 \times 14.2} = 0,107 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,107 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{426.604 \times 10^2}{0,943 \times 75 \times 34.8} = 17.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA20+4Chap16 = } 20.60 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y-Y	Appuis	426.664	393.20	1.085	0.186	0.2594	0.29	Vérifiée
	Travée	743.336	685.01	1.085	0.106	0.1404	0.29	Vérifiée

Tableau VII.9 : Vérifications à l'ELS dans le sens transversal.

		M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{adop} (Cm ²)
Sens (x-x)	Appui	422.69	0.106	0.944	17.156	4.53	4HA20 +4chap16	20.60
	Travée	532.20	0.134	0.928	21.97		4HA20+4chap 20	25.12
Sens (y-y)	Appui	743.336	0.186	0.896	31.78	4.53	4HA20+ 4chap20+ 4chap16	33.16
	Travée	426.664	0.107	0.943	17.32		4HA20 +4chap16	20.60

Tableau.VII.10. de ferrailage adopté pour la nervure.

6.4. Vérification à l'ELU :

a. Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{20 ; 24\} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } S_t = 30 \text{ cm.}$$

b. Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 0,003 \times 30 \times 50 = 4.50 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{800}{35} ; \frac{500}{10} ; 20 \right\} = \min \{22.85 \text{ mm} ; 50 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}\} = 10 \text{ mm}$$

Soit : $\square = 10 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 6 \text{ HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$ (2 cadre et un étrier) $> A_{\min} = 4.50 \text{ cm}^2$.

c. Condition de non fragilité (BAEL.91.art :A.4.2)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 75 \times 2,1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

d. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$T_{u \max} = 690.38 \text{ KN}$ dans le sens longitudinal

$T_{u \max} = 763.12 \text{ KN}$ dans le sens transversal

Sens X - X: $\tau_u = \frac{690.38 \times 10^3}{500 \times 750} = 1.84 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Sens Y - Y: $\tau_u = \frac{763.12 \times 10^3}{500 \times 750} = 2.034 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

6.5. Vérifications à l'ELS :

- Dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$

- Dans les aciers: fissuration préjudiciable.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,6 \} = 201,6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$.

Se ns	zone	A _{st} (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} Mpa	σ̄ _{st} Mpa	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa	Obs.
X-X	Appuis	22.24	491.50	0.593	0.46	17.47	198.20	201.6	11.35	15	CV
	Travée	17.66	390.36	0.470	0.857	19.89	114.31	201.6	5.75	15	CV
Y-Y	Appuis	33.16	393.20	0.884	0.827	14.01	178.84	201.6	12.77	15	CV
	travée	17.66	685.01	0.470	0.857	19.89	200.89	201.6	10.10	15	CV

Tableau VII.10.Des vérifications des contraintes.

Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Calcul des ouvrages en béton armé suivant le BAEL.83 (Pierre CHARON).
- Résistance des matériaux (S.P. TIMOCHENKO).
- Le béton armé aux états limites (M. BELAZOUGUI).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

CONCLUSION

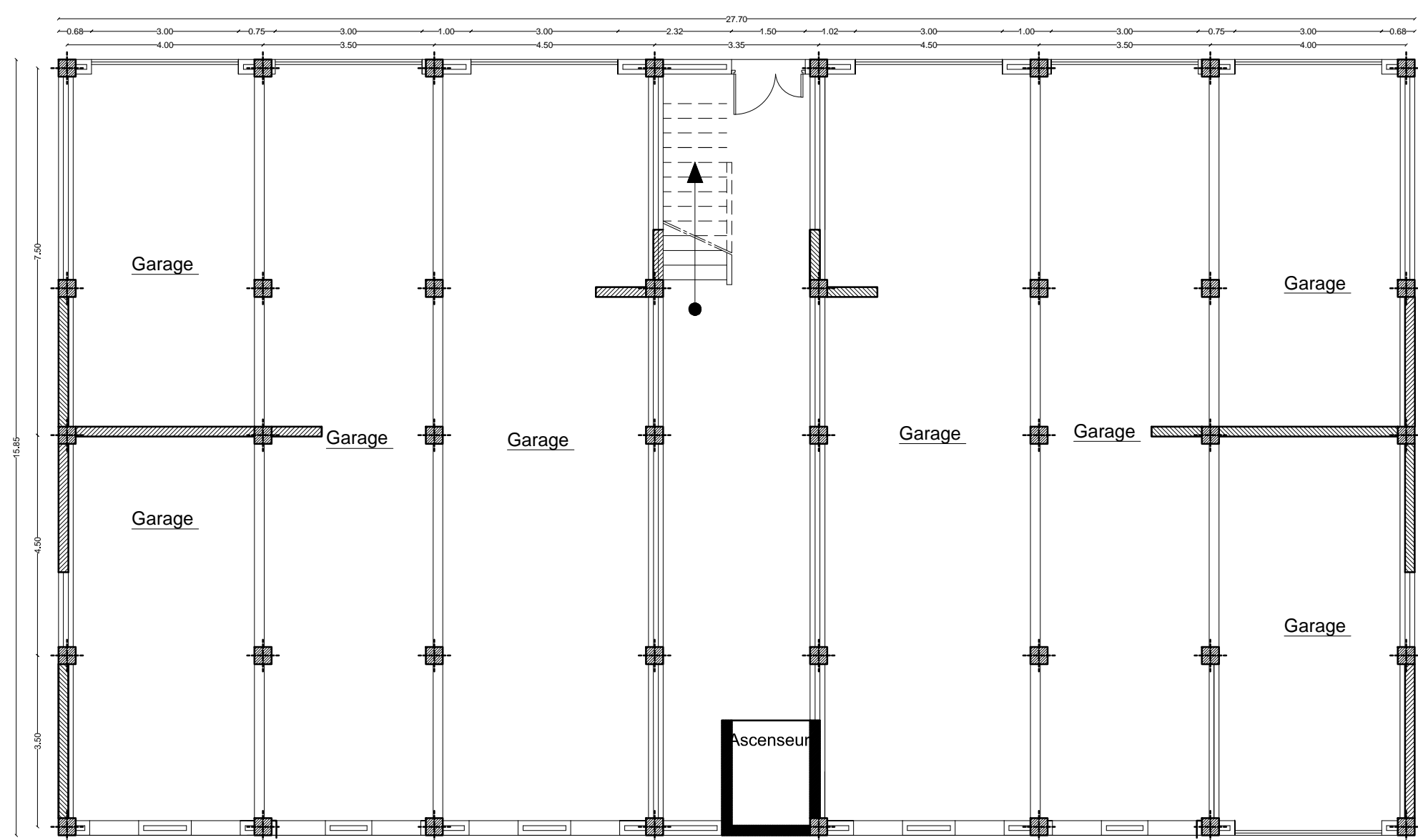
A travers la connaissance des différentes étapes de calcul nécessaire à l'étude des bâtiments à ossature mixte, le présent travail nous a utilement permis de mettre en application les concepts théoriques et les enseignements pratiques acquis durant notre formation en Génie Civil (Spécialité Construction Civile et Industrielle).

Par ailleurs, ce travail nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlements Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Réglementaires ainsi que leur application. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de chose très pratique telles que l'utilisation de quelque logiciels (ROBOT, AUOTOCAD, SOCOTEC.....)

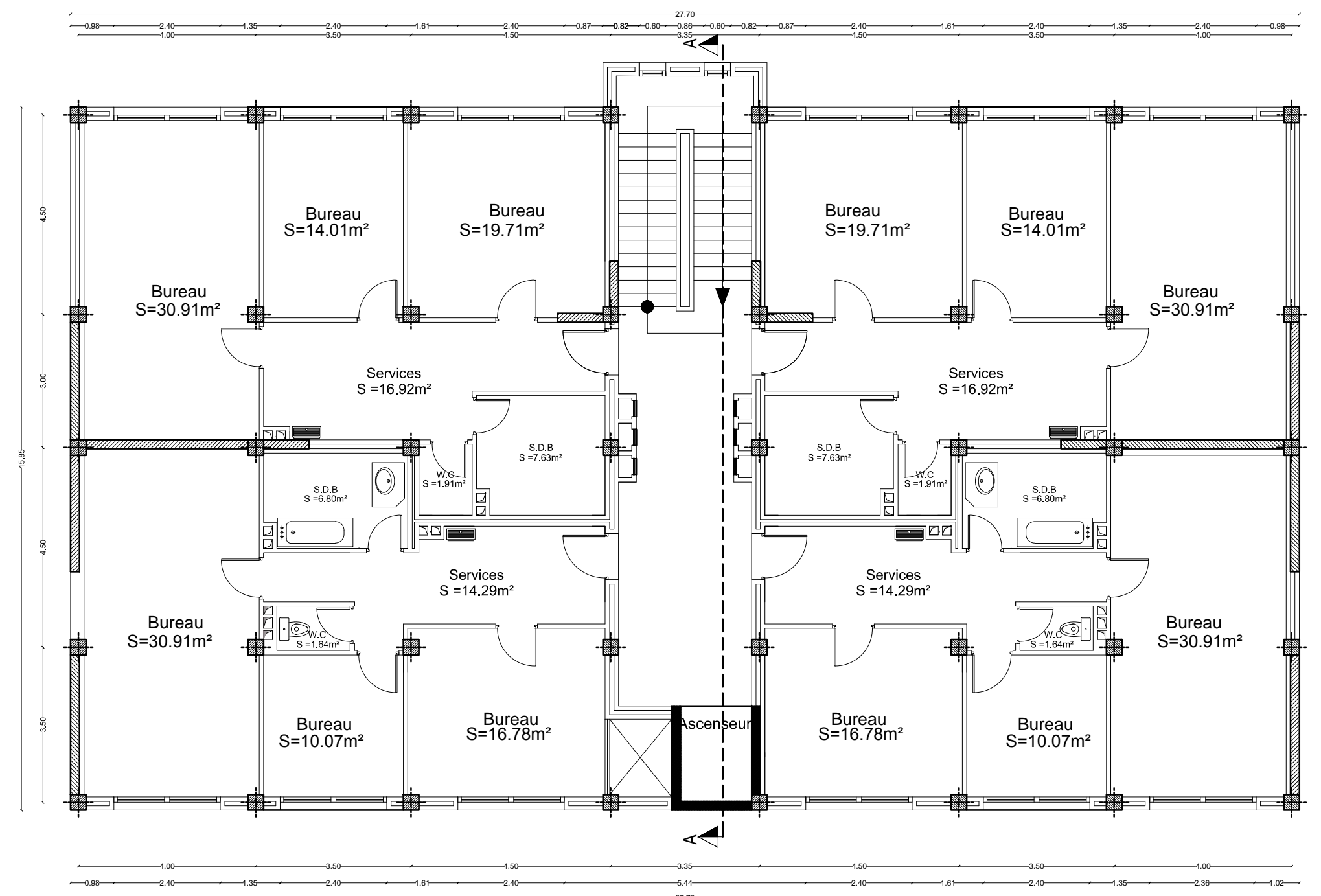
Aussi on a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas ce baser uniquement sur le calcule théorique mais aussi sur la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance*
- La durabilité*
- L'économie*

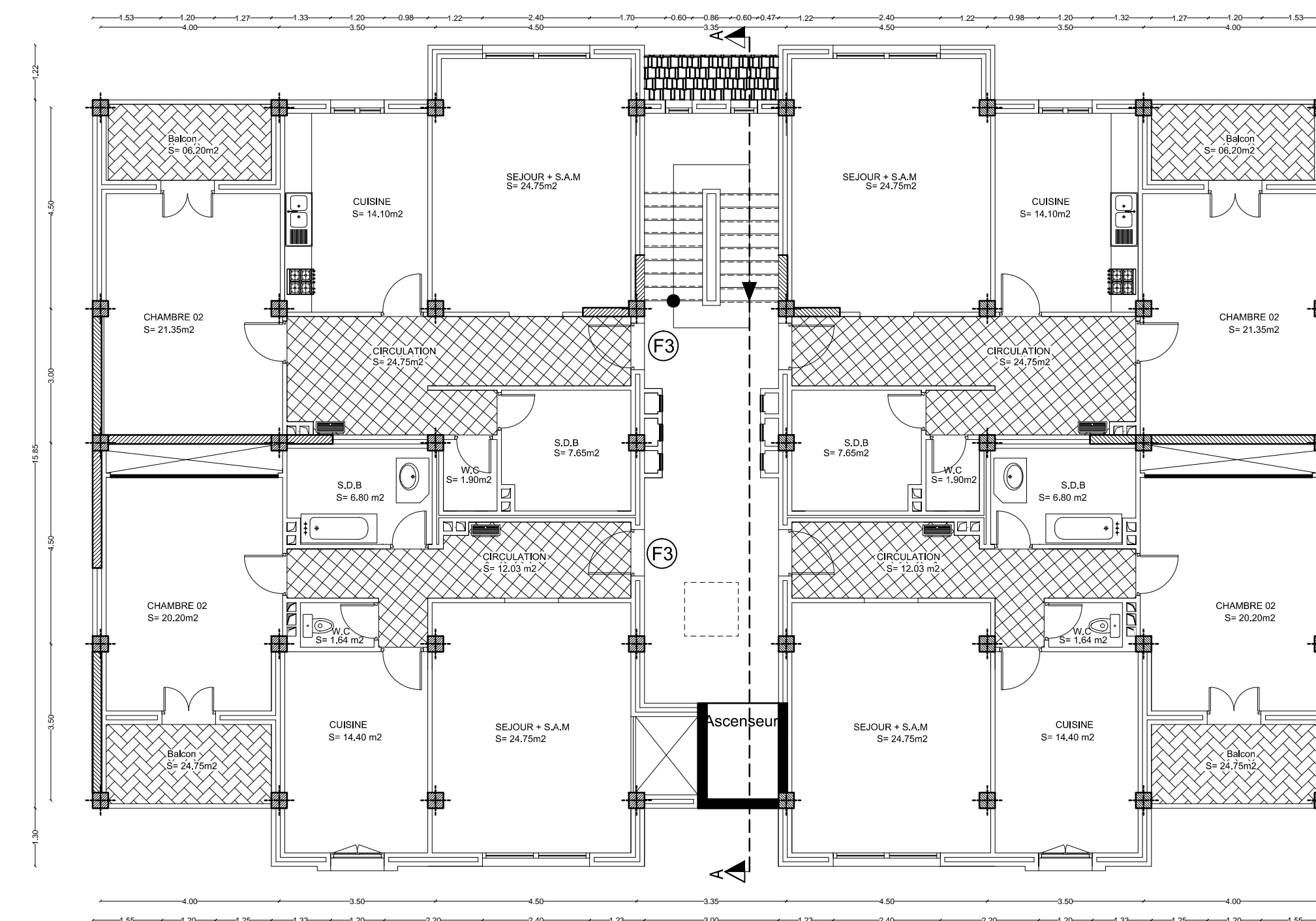
En fin, on espère que ce modeste travail va être un grand apport pour les prochaines promotions, car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.



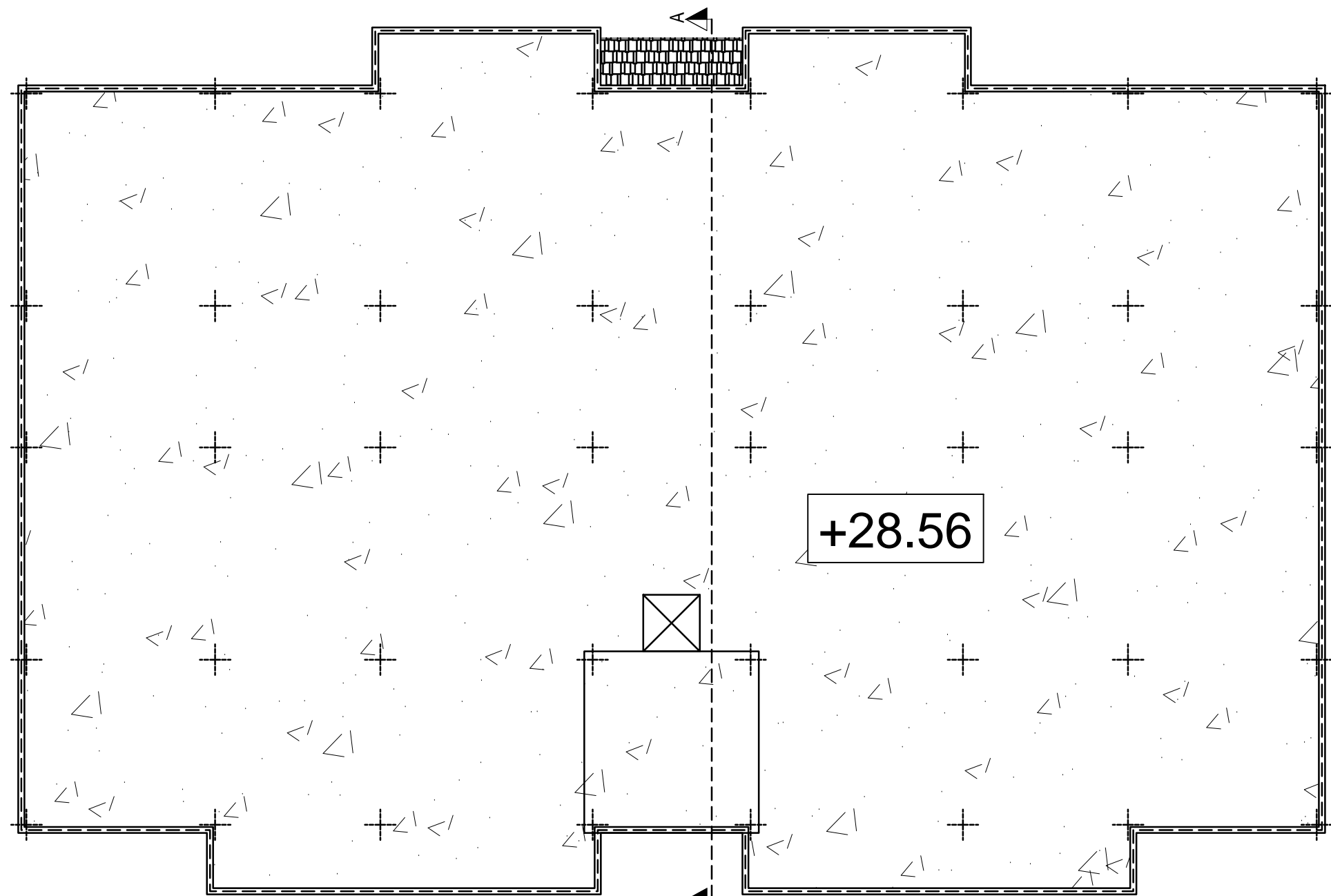
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



Plan d'Etage de service



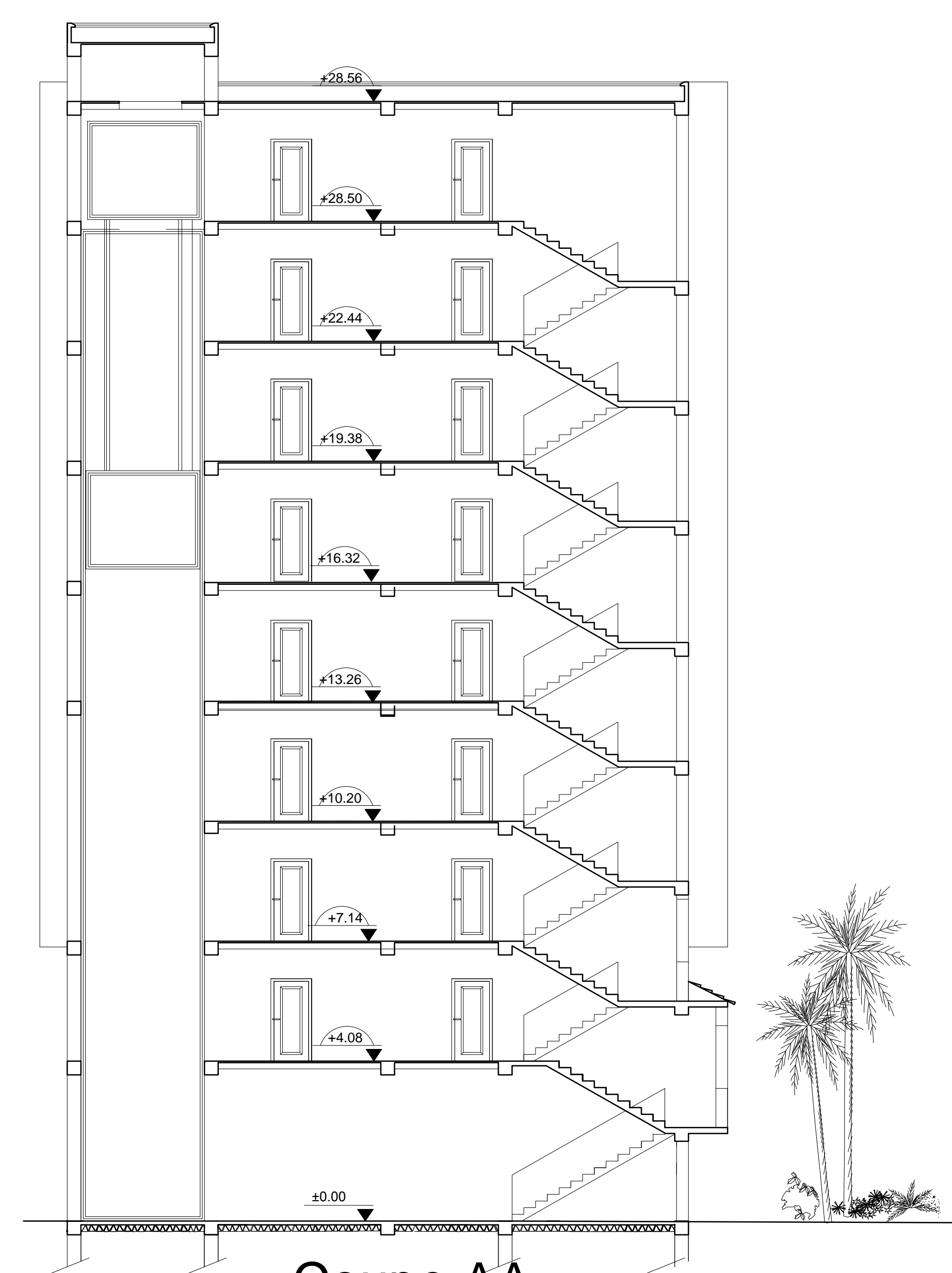
PLAN DE L'ETAGE COURANT



Plan de La Toiture



Façade Principale



Coupe AA

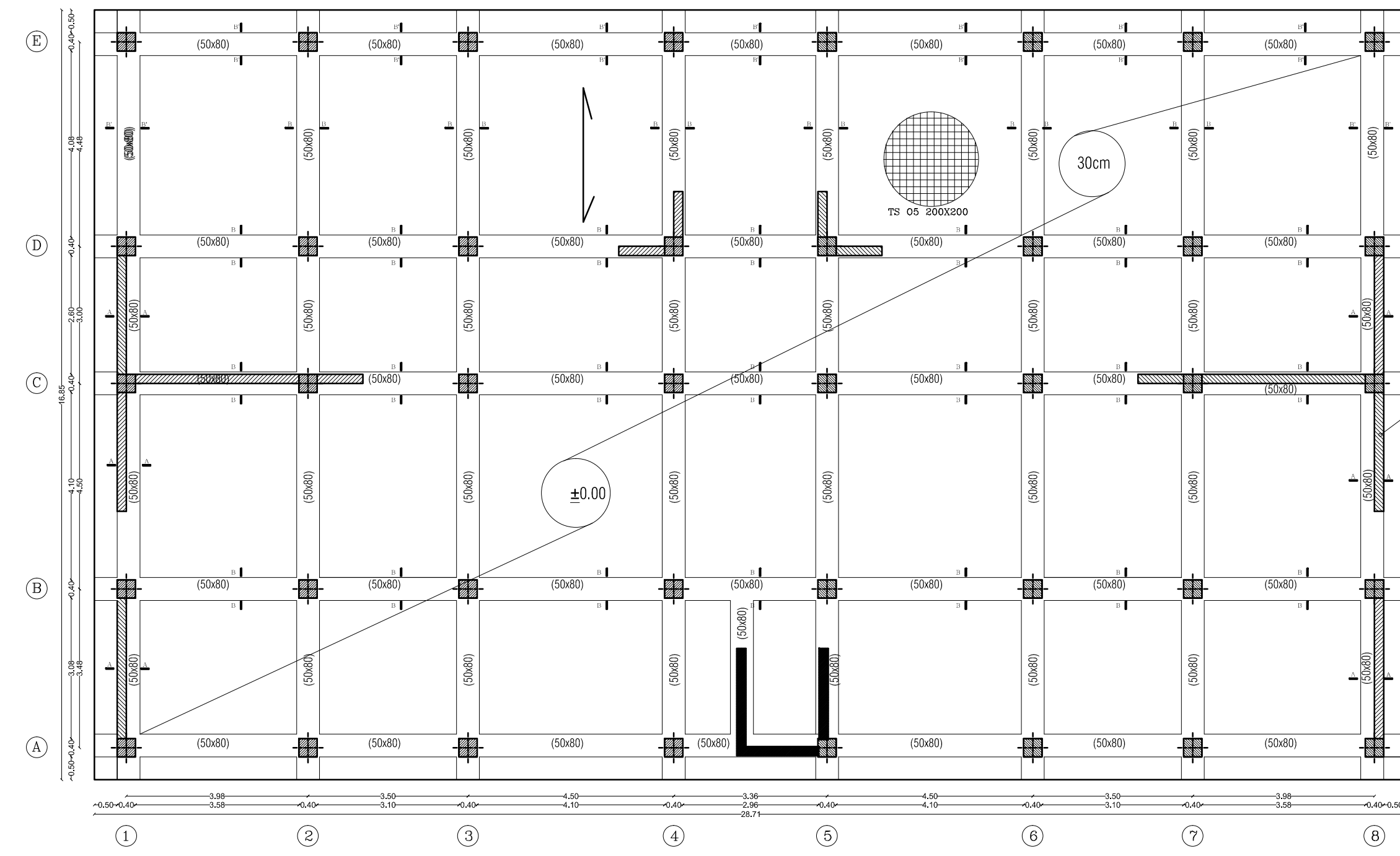
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE CIVIL

TITRE: PLAND'ARCHITECTURE

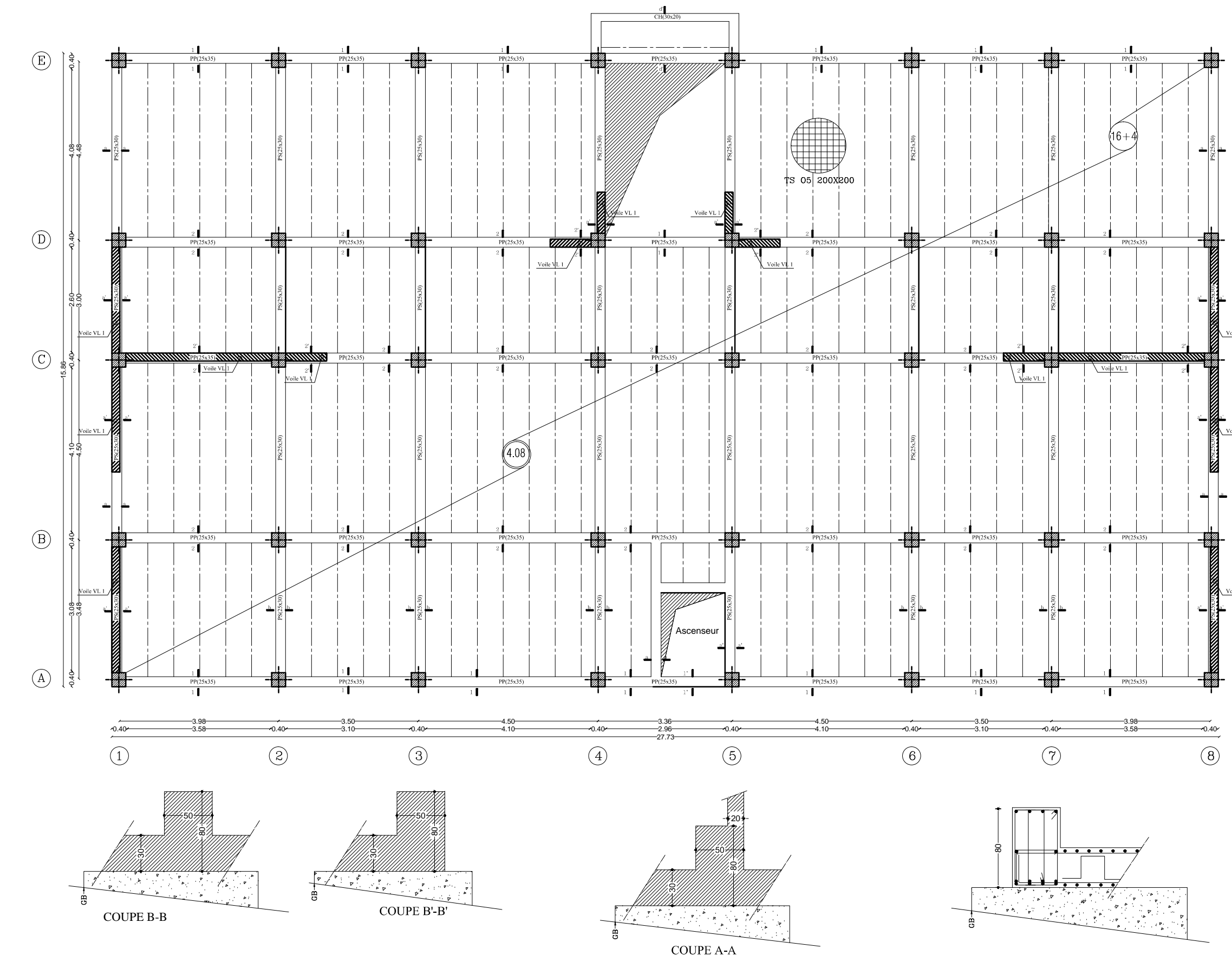
ETUDIE PAR :
KHADIR DJEDJIGA
DALI OMAR LYDIA

DIRIGE PAR : Mme IDRES
PROMOTION 2017-2018

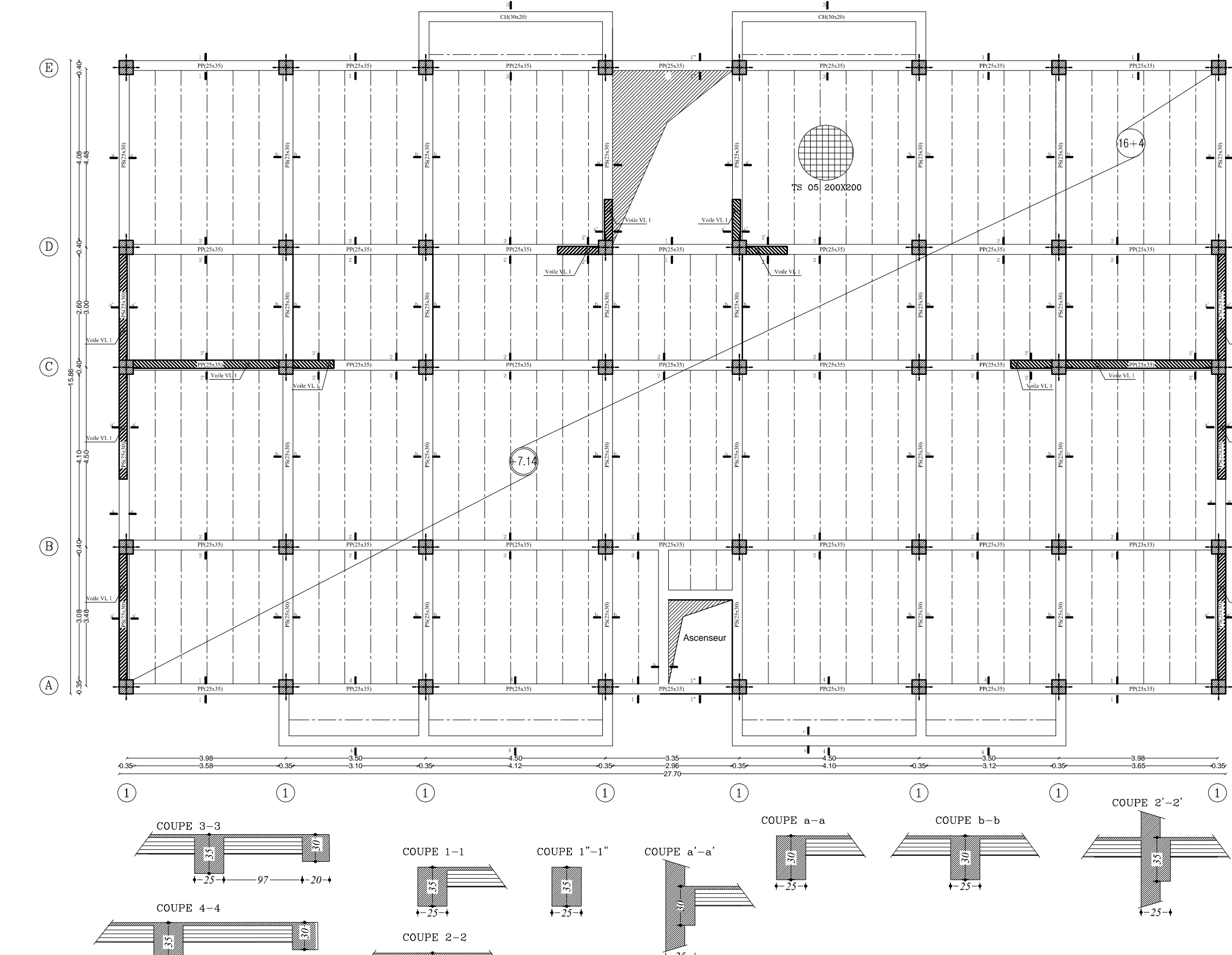
PLAN DE FONDATION



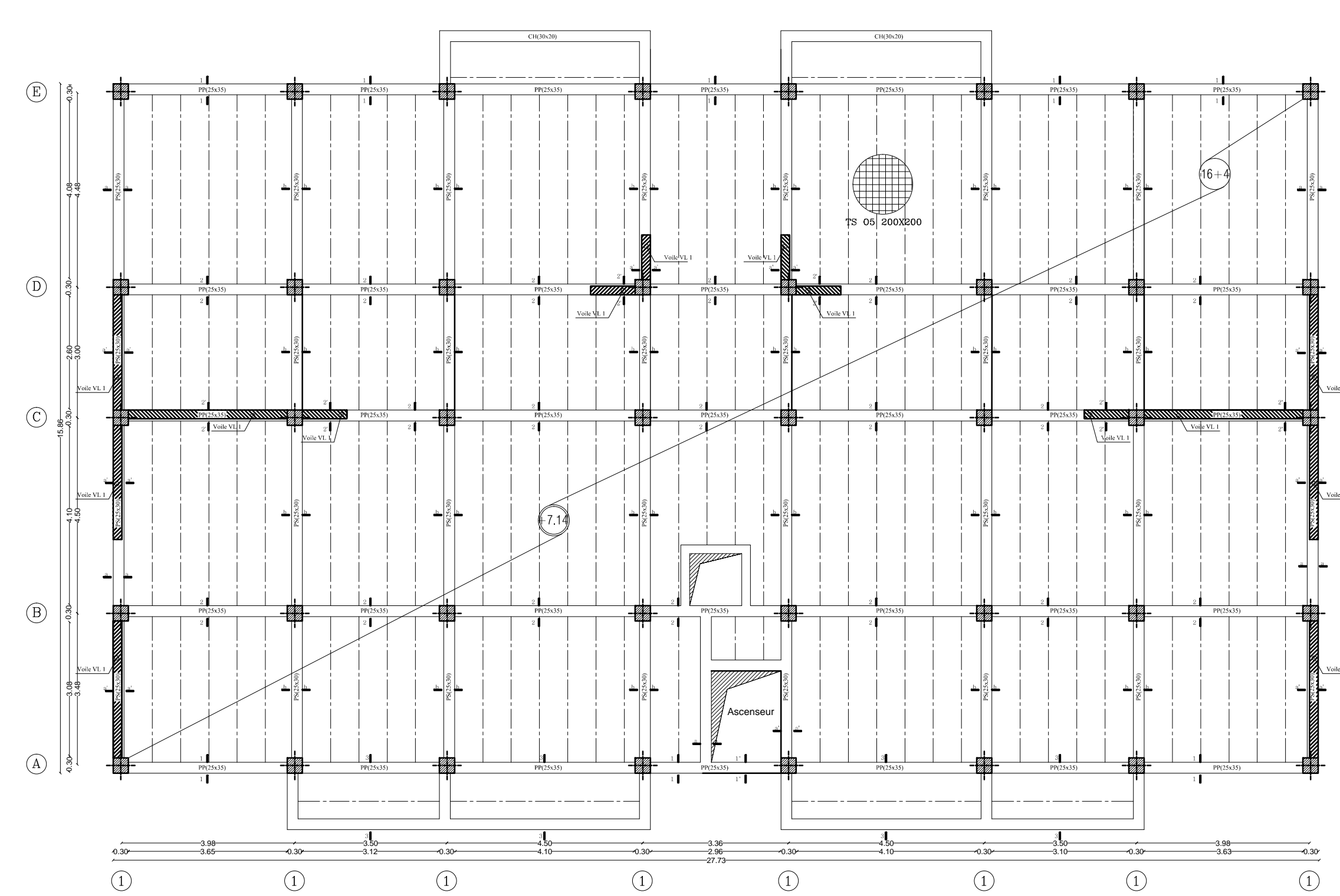
PLAN DE COFFRAGE REZ DE CHUSSEE



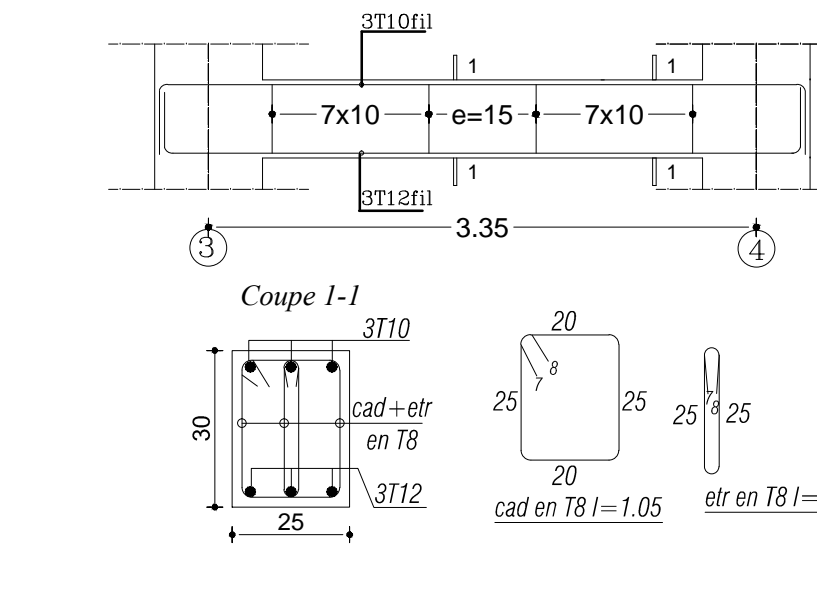
PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT



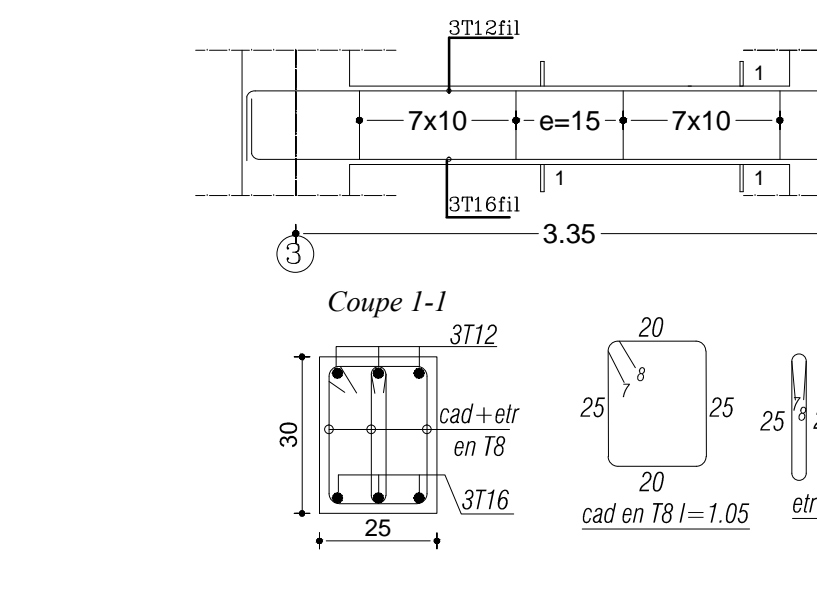
PLAN DE COFFRAGE TOITURE



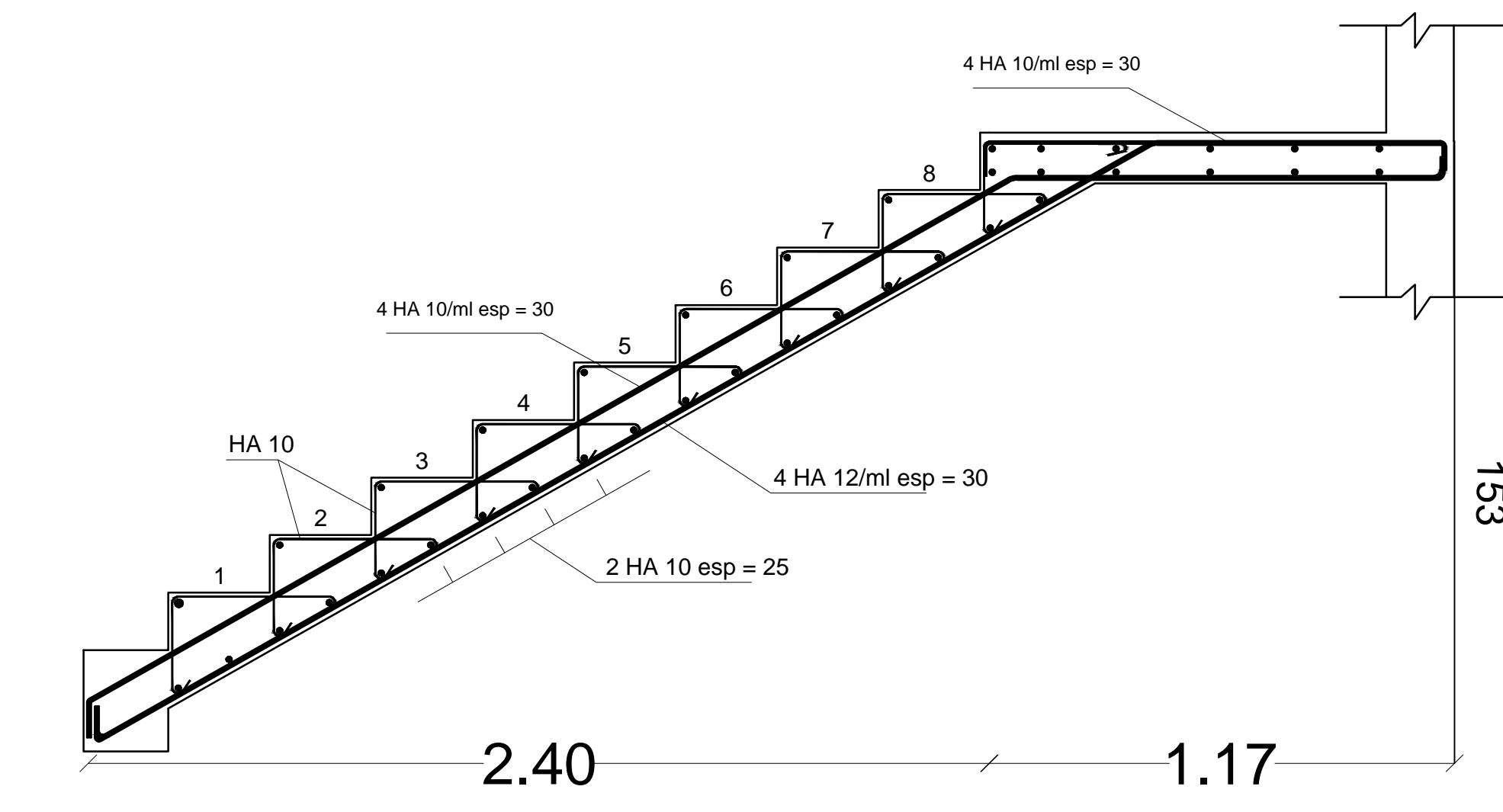
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE (ETAGE COURANT)



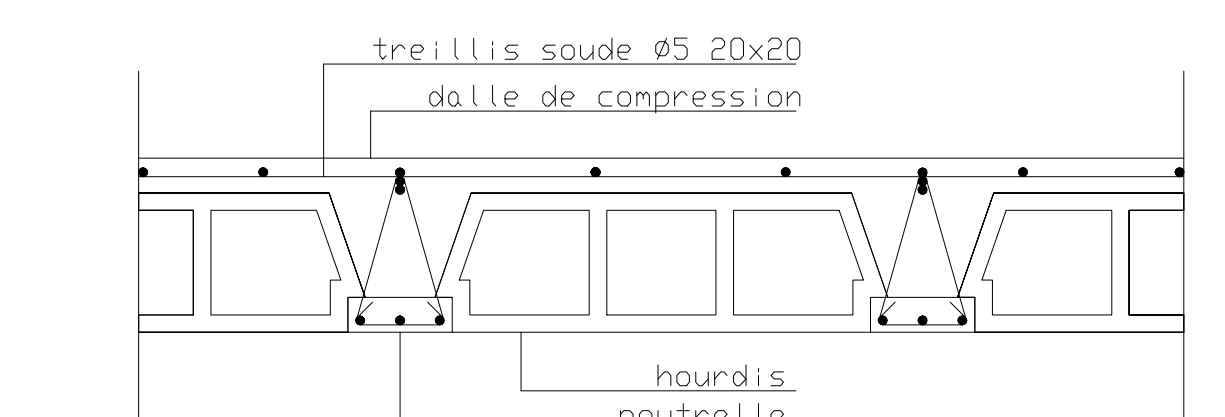
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE (RDC)



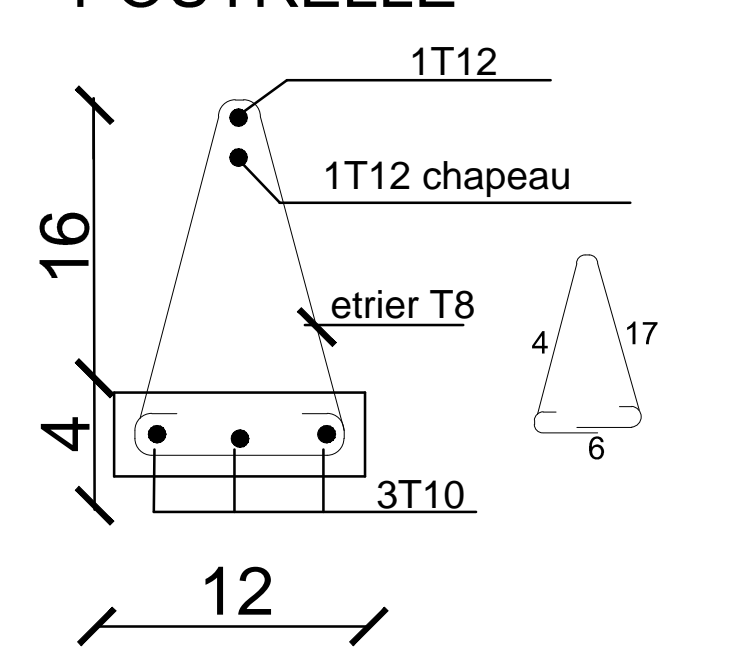
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS



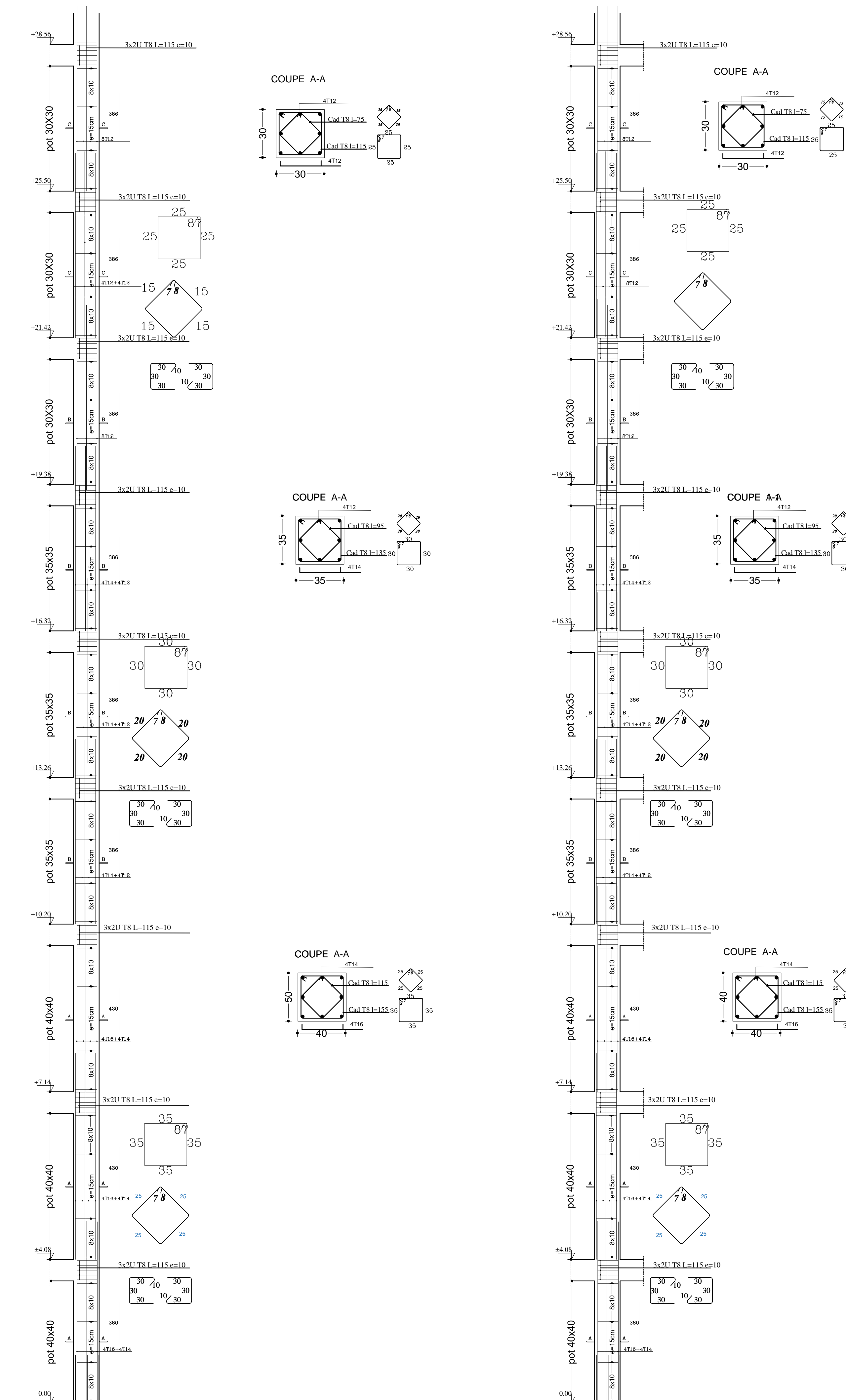
DETAIL PLANCHER



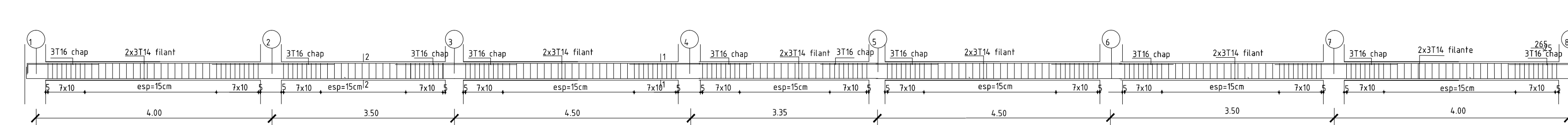
COUPE TYPE POUTRELLE



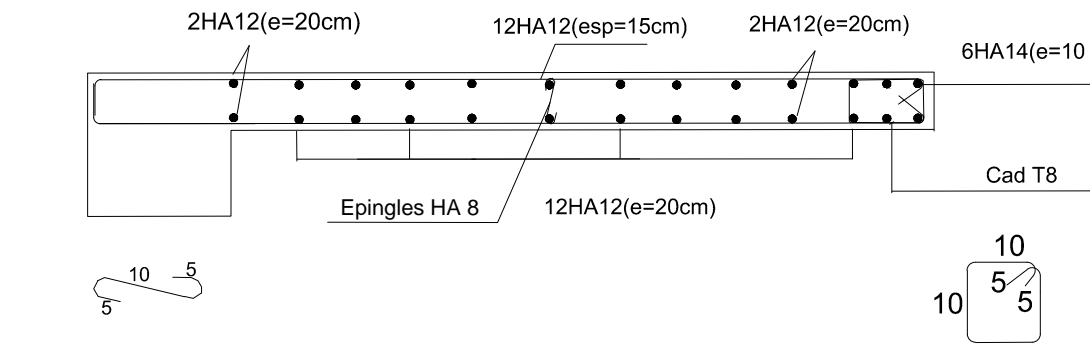
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX



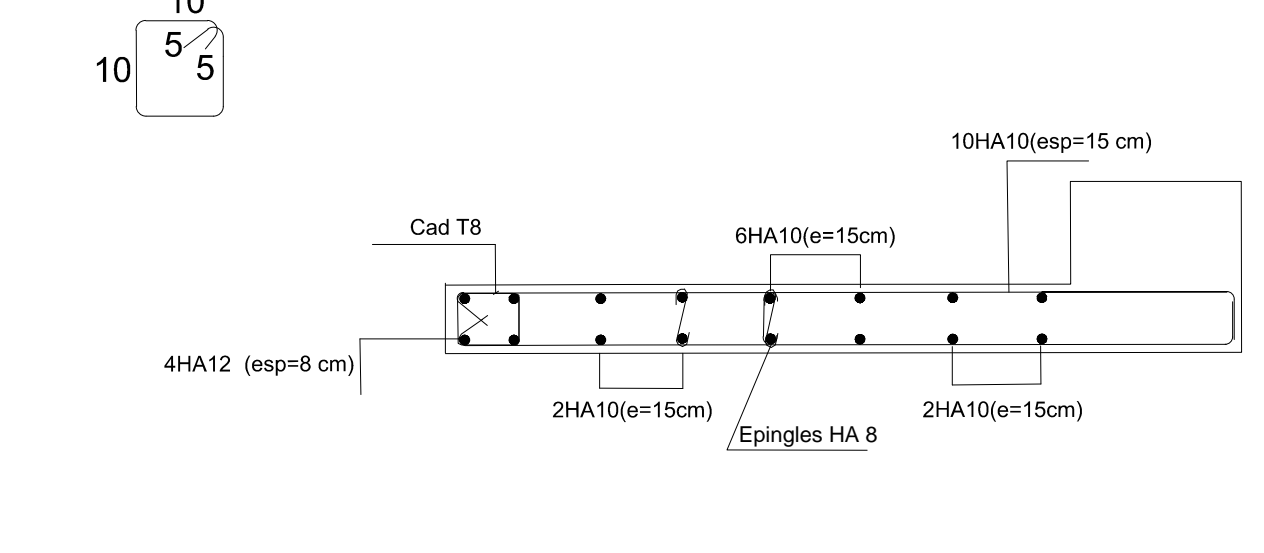
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (25x35) zone I



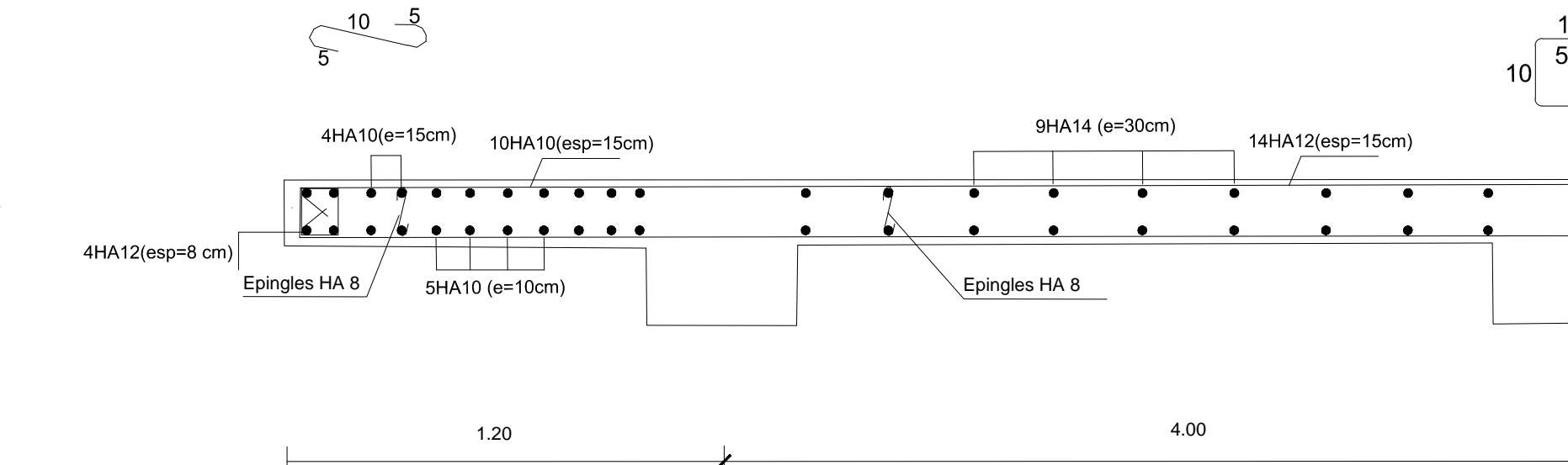
Voile transversal VLE5 VLE6 VLE7 & VLE8 : Zone I L=3 m



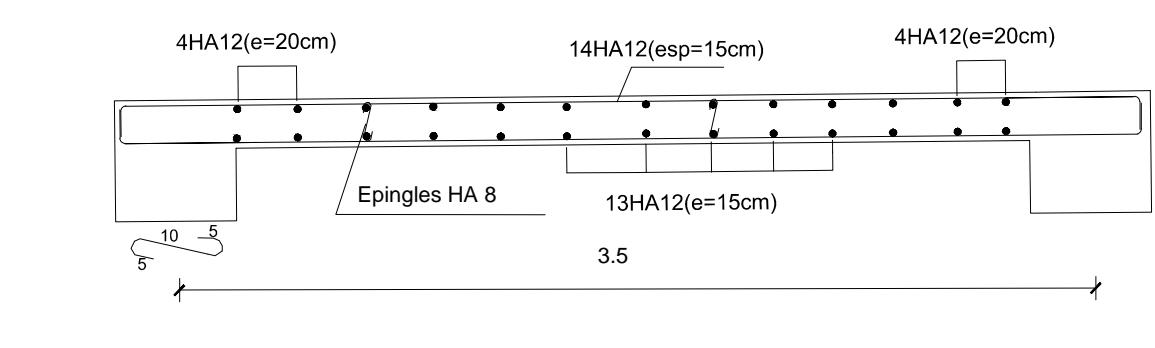
Voiles VLE1 VLE2 VLE3 & VLE4 : Zone I L = 1.2m



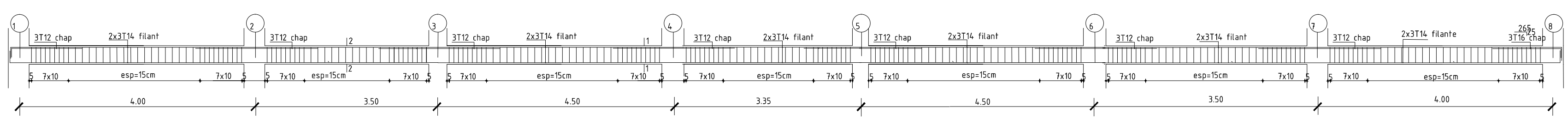
Voile longitudinale VLE11 & VLE12 : Zone I



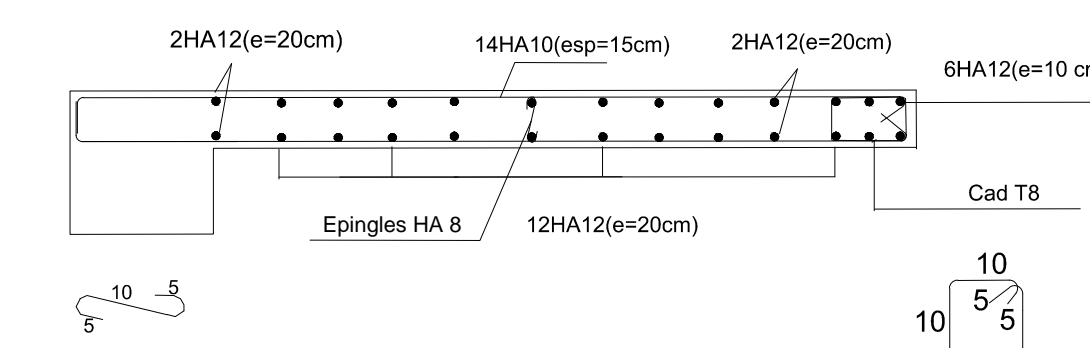
Voile transversale VLE9 & VLE10 : Zone I : L = 3.5m



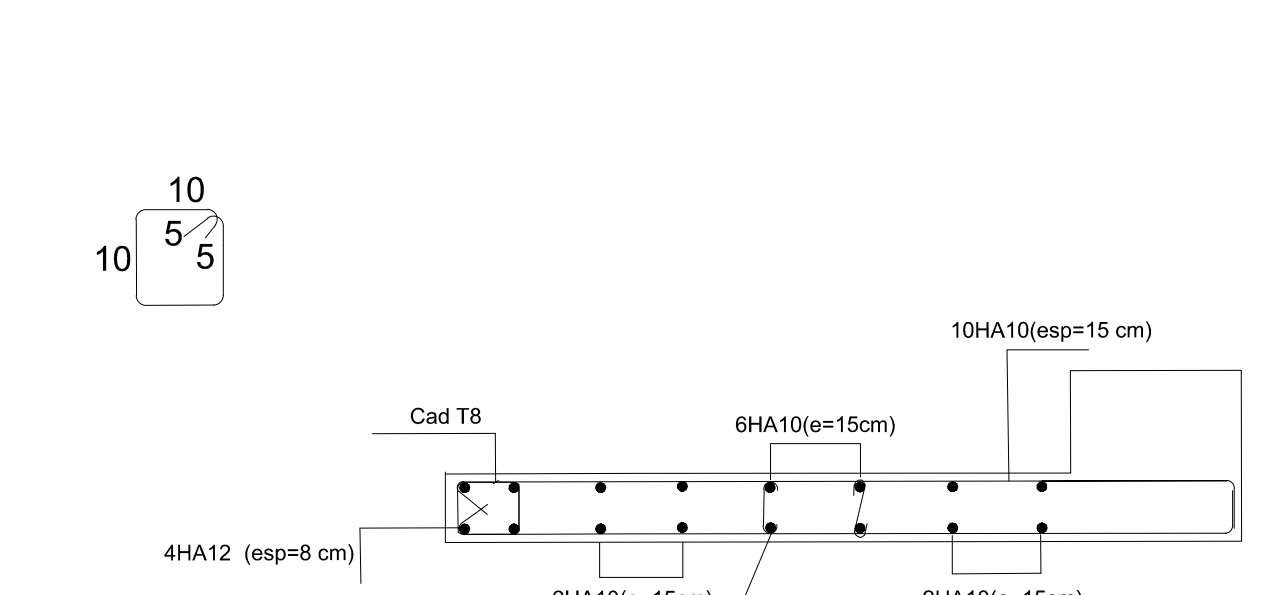
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (25x35) zone II & III



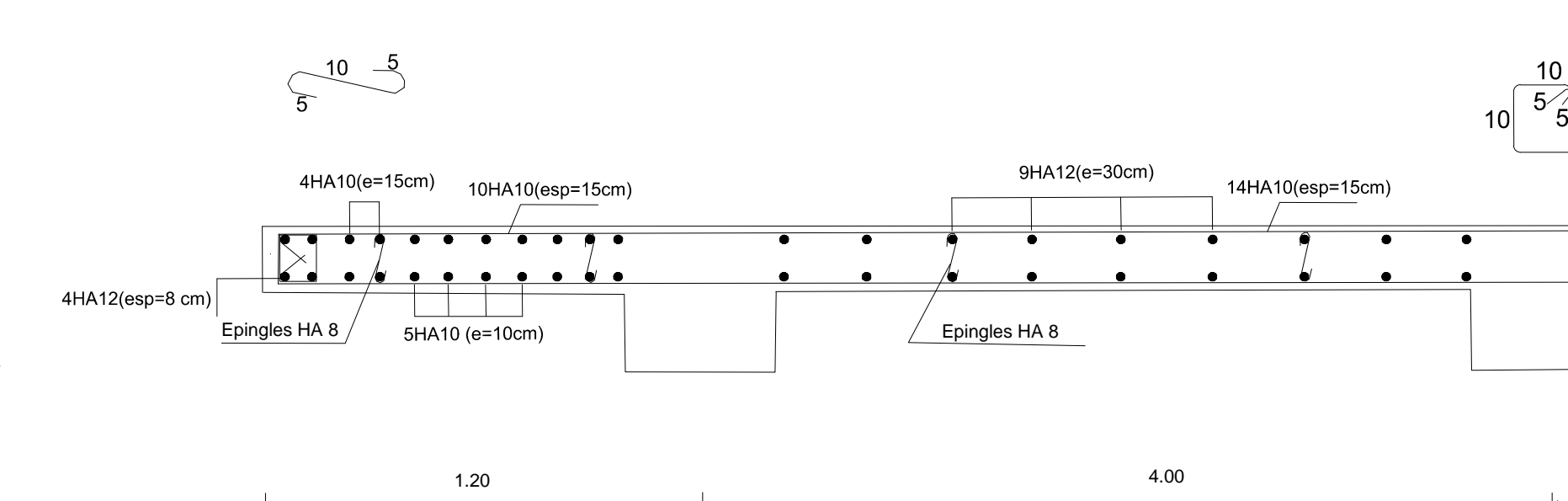
Voile transversal : Zone II L=3 m



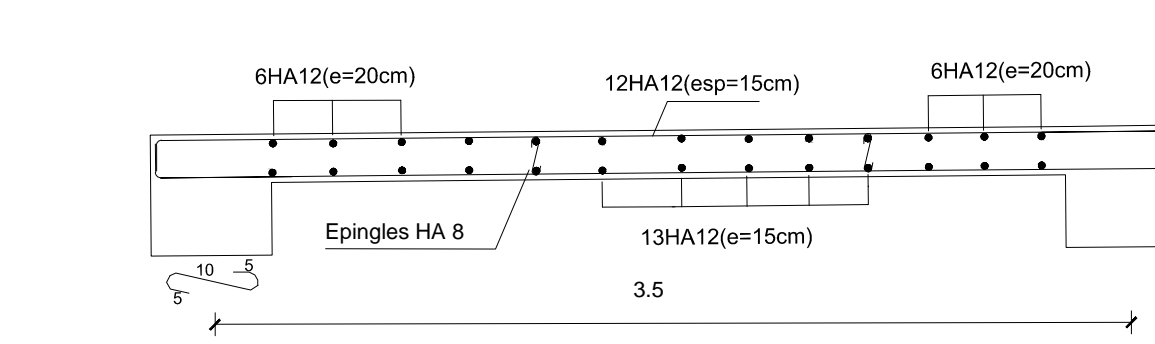
Voiles VLE1 VLE2 VLE3 & VLE4 : Zone II : L=1.2m



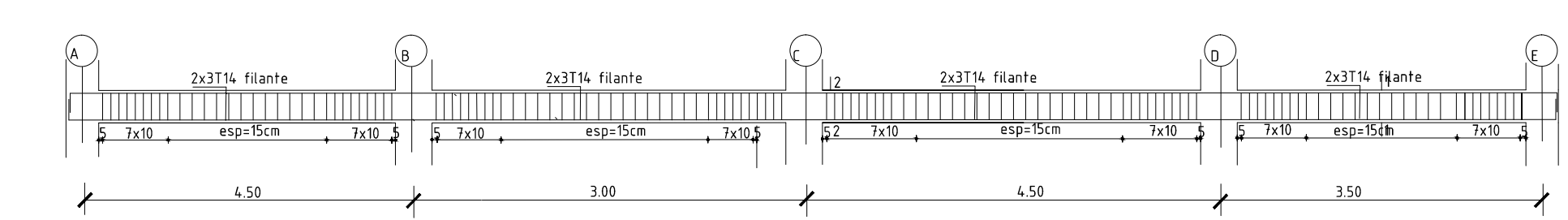
Voile longitudinale VLE11 & VLE12 : Zone II



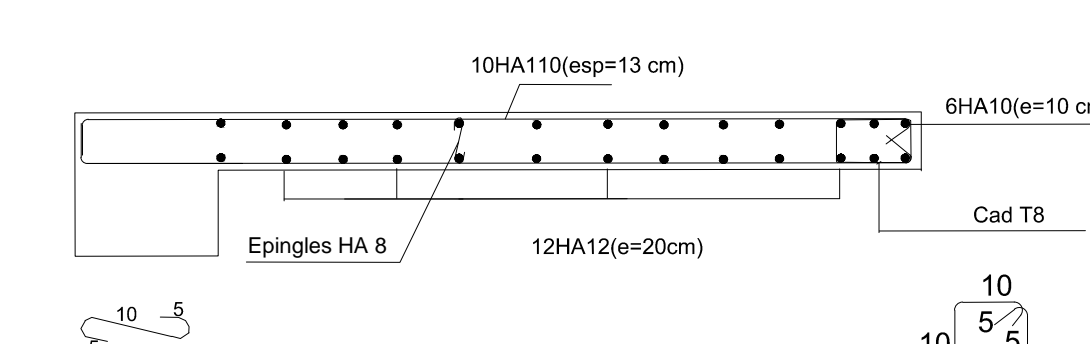
Voile transversale VLE9 & VLE10 : Zone II : L = 3.5m



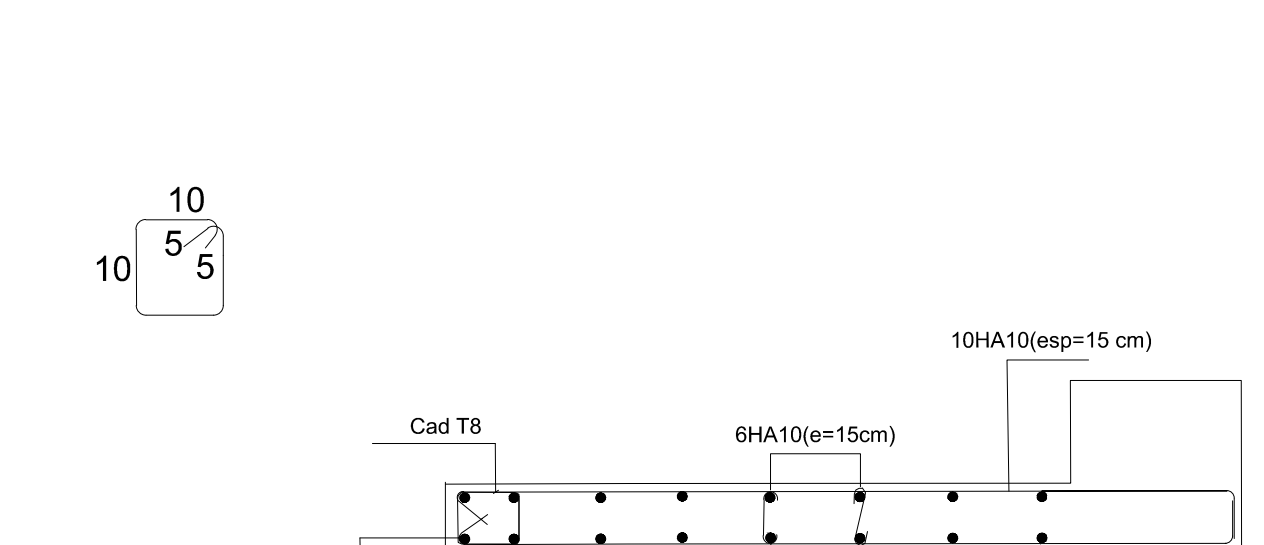
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25x30) zones I II & III



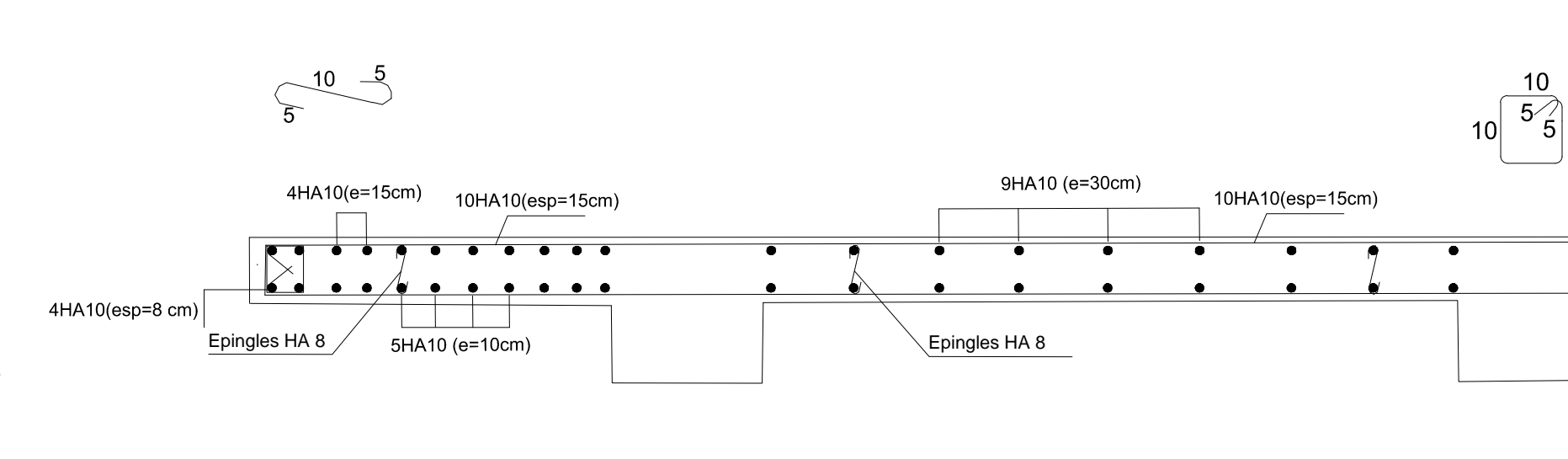
Voile transversal : Zone III L=3 m



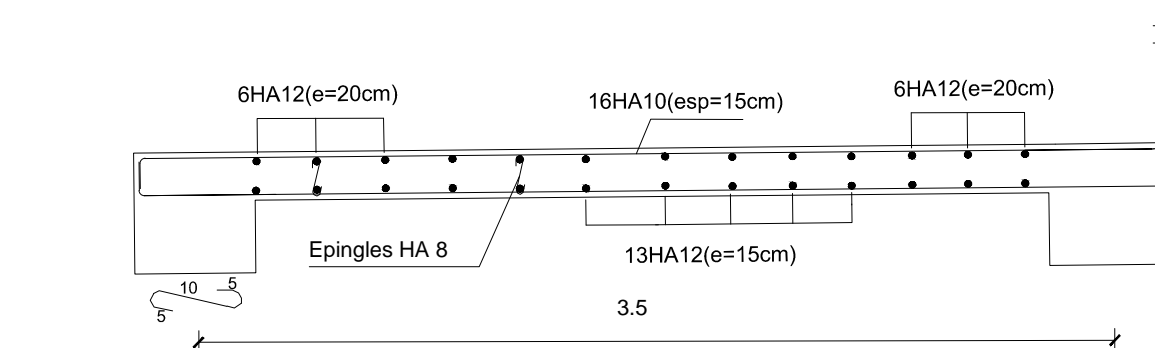
Voiles VLE1 VLE2 VLE3 & VLE4 : Zone III L=1.2m



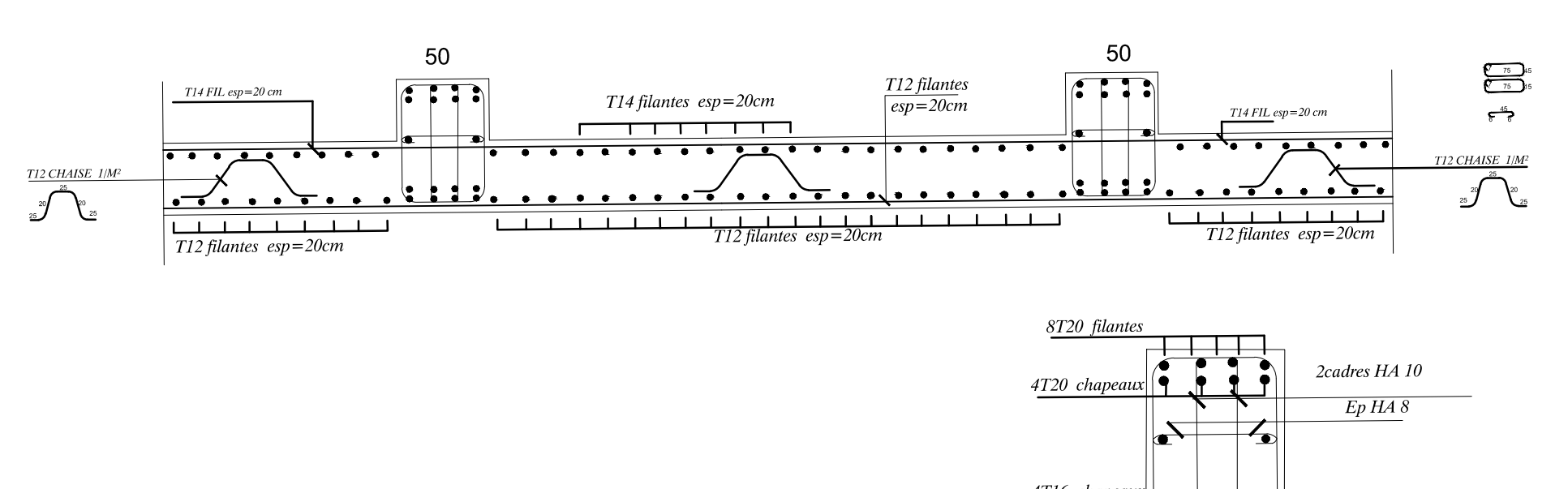
Voile longitudinale VLE11 & VLE12 : Zone III



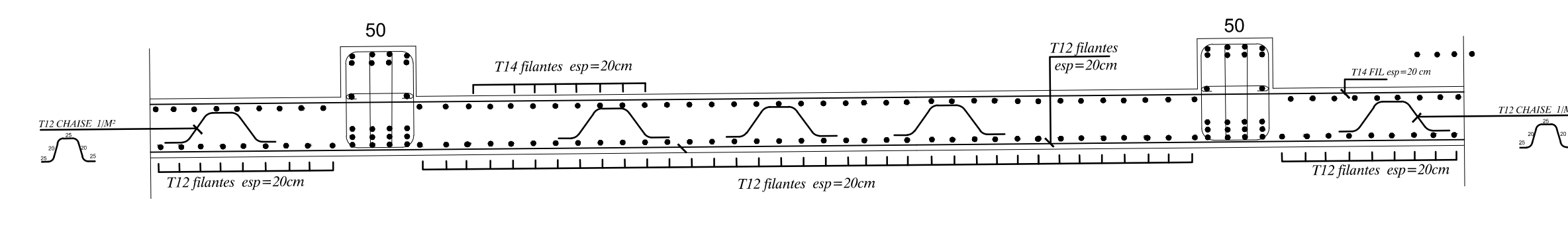
Voile transversale VLE9 & VLE10 : Zone III : L = 3.5m



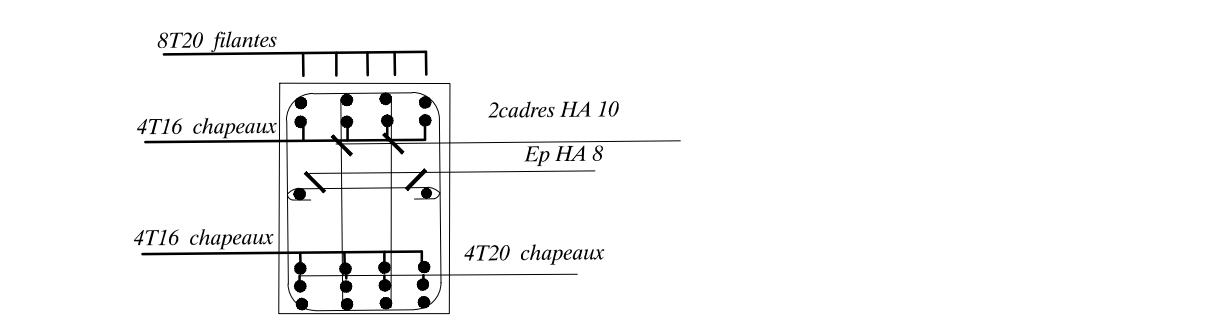
FERRAILLAGE DE RADIER (SENS X-X)



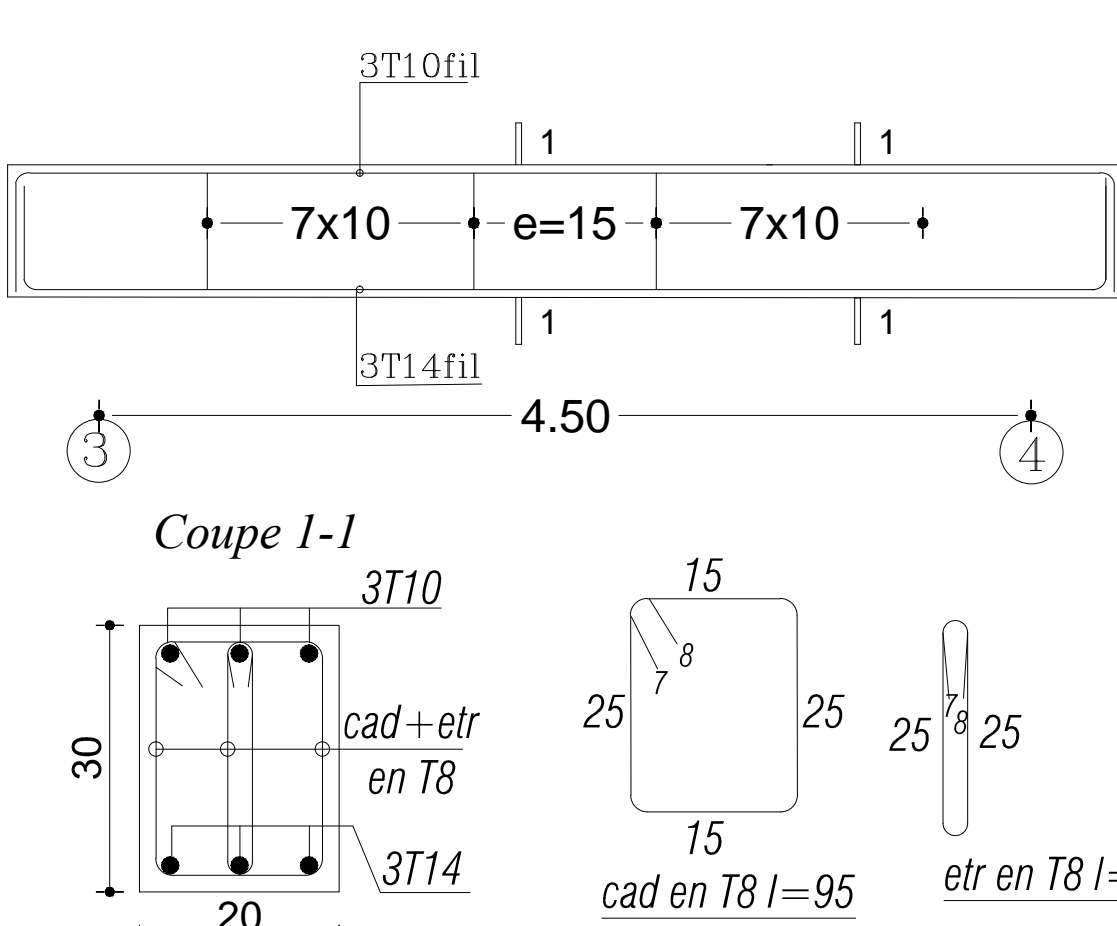
FERRAILLAGE DE RADIER SENS (Y-Y)



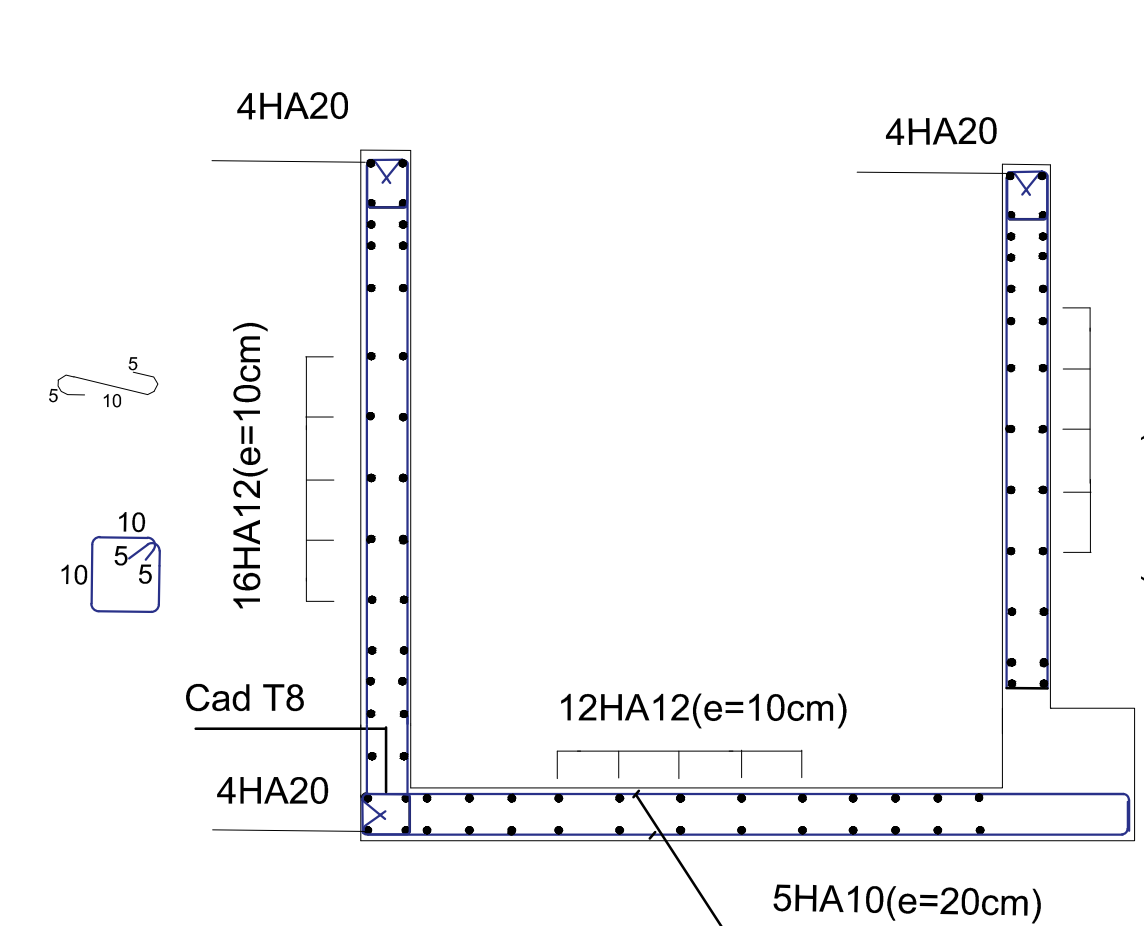
*VUE SUR PLAN COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE RADIER GENERAL *



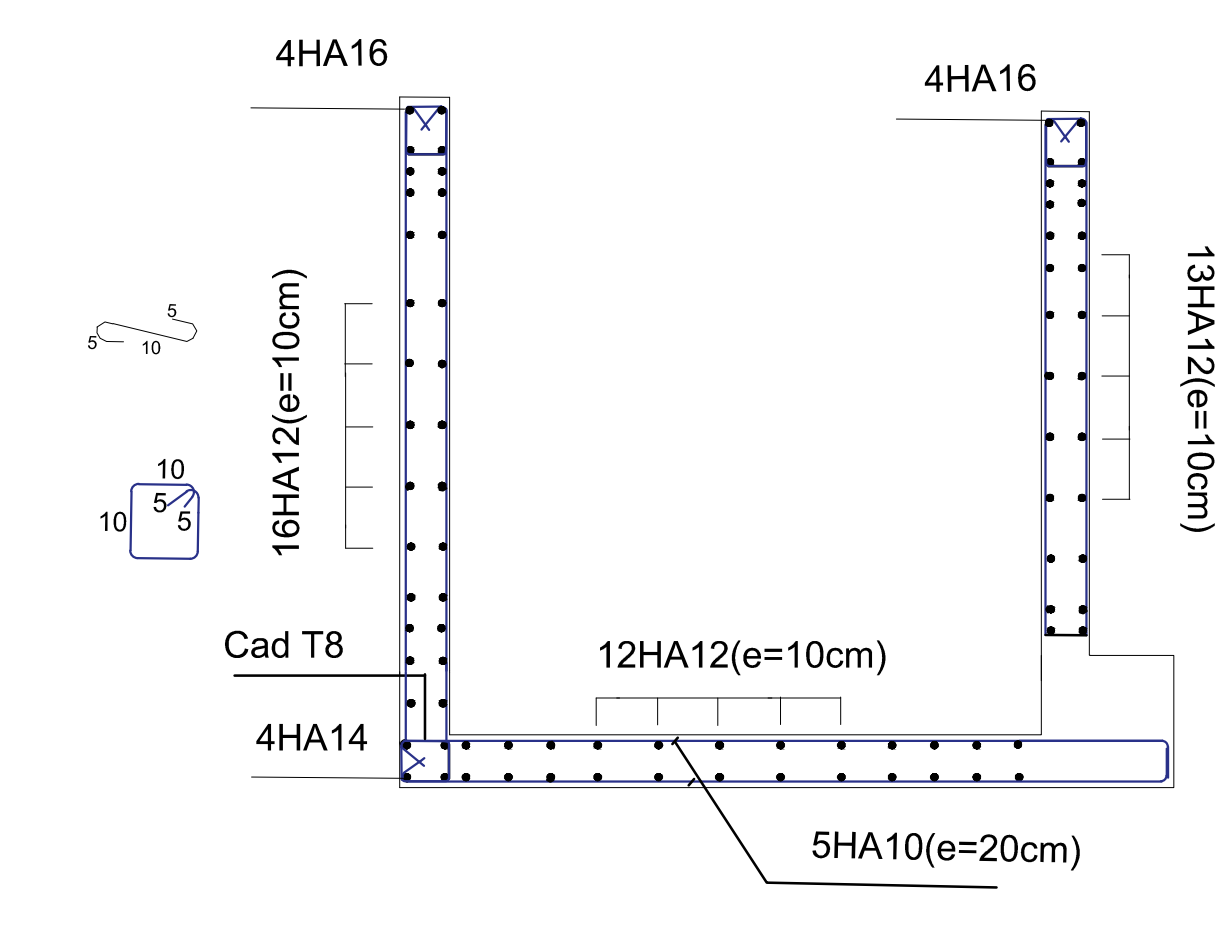
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRE de chaînage.



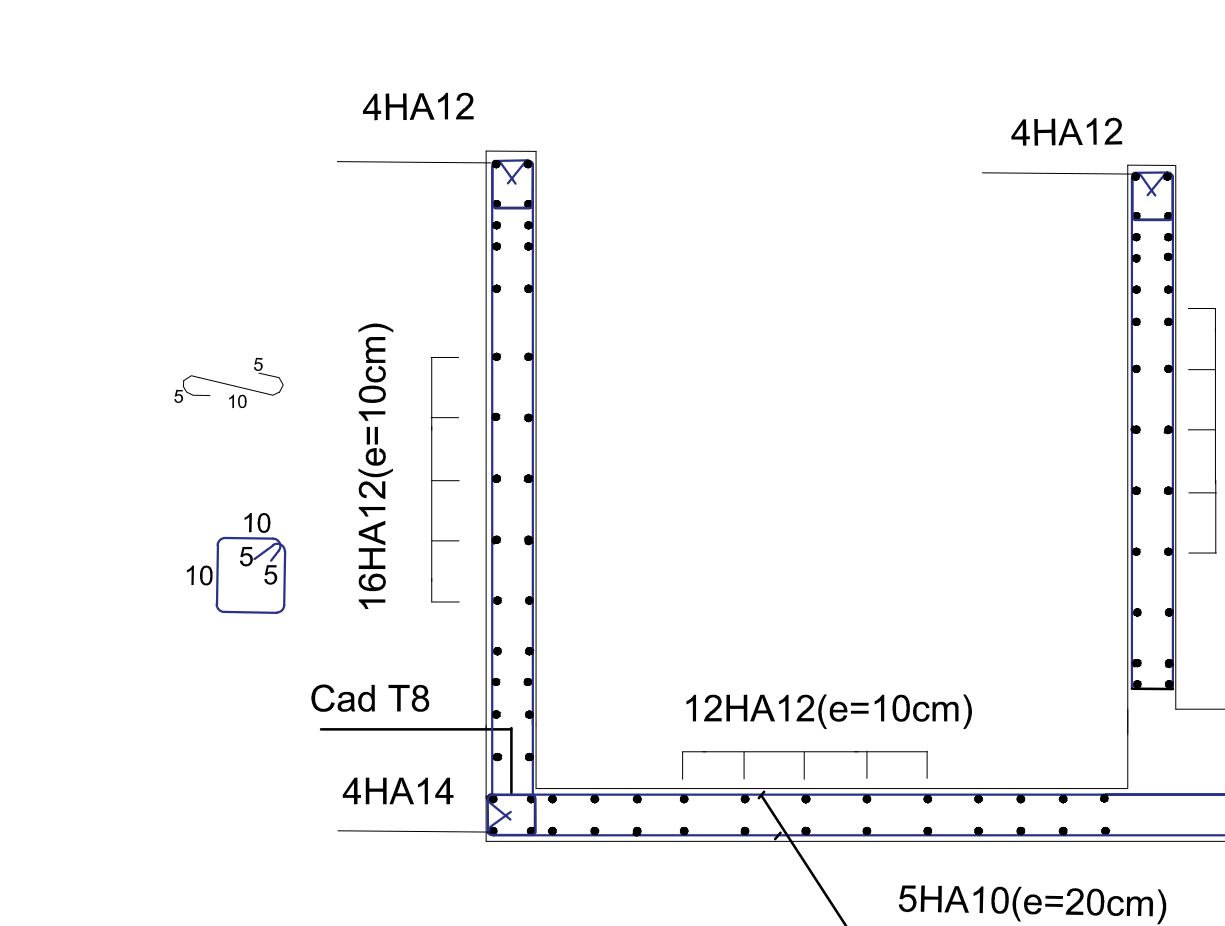
Voile d'ascenseur VLE13 VLE14 VLE15 : Zone 1 : L = 2 X 1.6 X 2 m



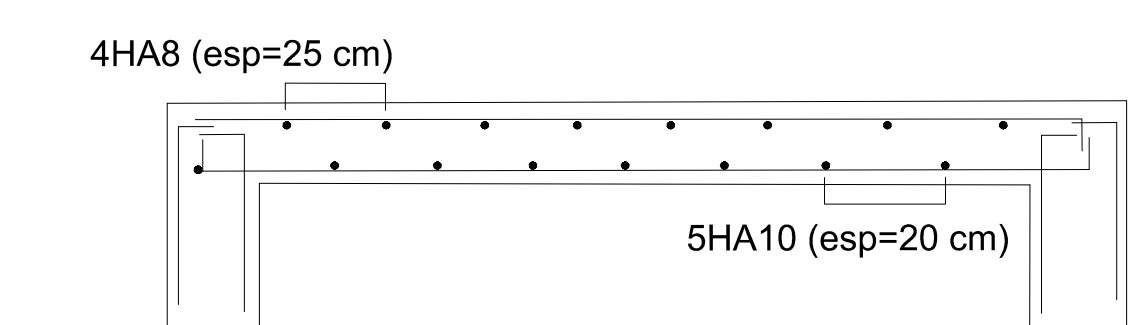
Zone 2 : L = 2 X 1.6 X 2 m



Zone 3 : L = 2 X 1.6 X 2 m



Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x



Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y

