

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+12+S-Sol) à usage multiple
Contreventée par voiles et portiques
Avec l'application ETABS*

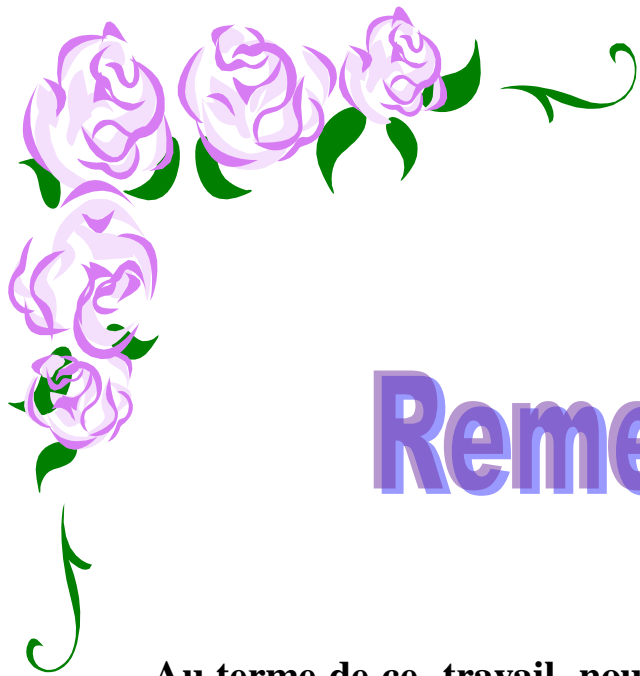


Etudié par: M^{elle} : HASSANI Dyhia

Dirigé par : M^r : ADJRAD.A

M^{elle} : OUKIL Lydia

Promotion
2016/2017



Remerciements

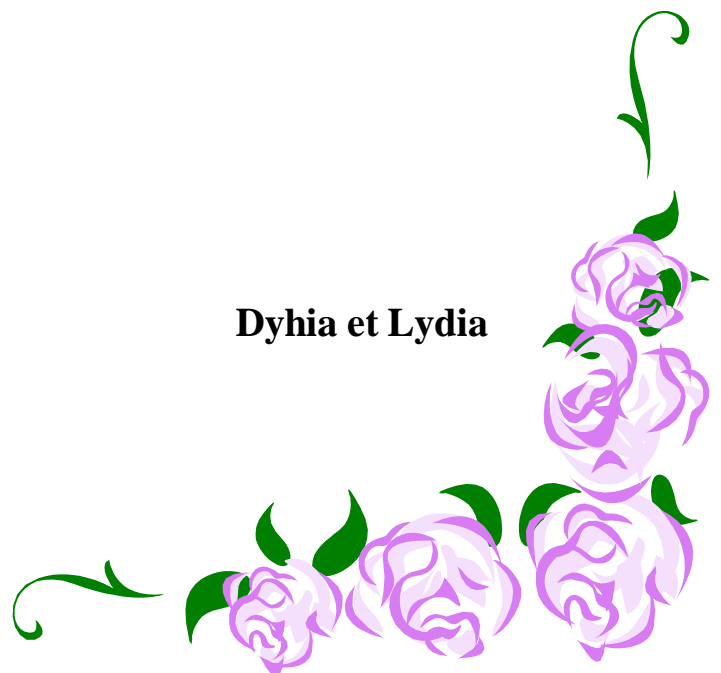
Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous somme également très reconnaissants à notre promoteur Mr : ADJRAD de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire trouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Dyhia et Lydia



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chères sœurs : DJIDJI et SARAH

A mon chère frère : HOCINE

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis.

En fin, je remercie ma chère binôme LYDIA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

LYDIA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mon chère frère : MOHAMED

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis.

En fin, je remercie ma chère binôme DYHIA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

LYDIA

SOMMAIRE

Plan d'architecture

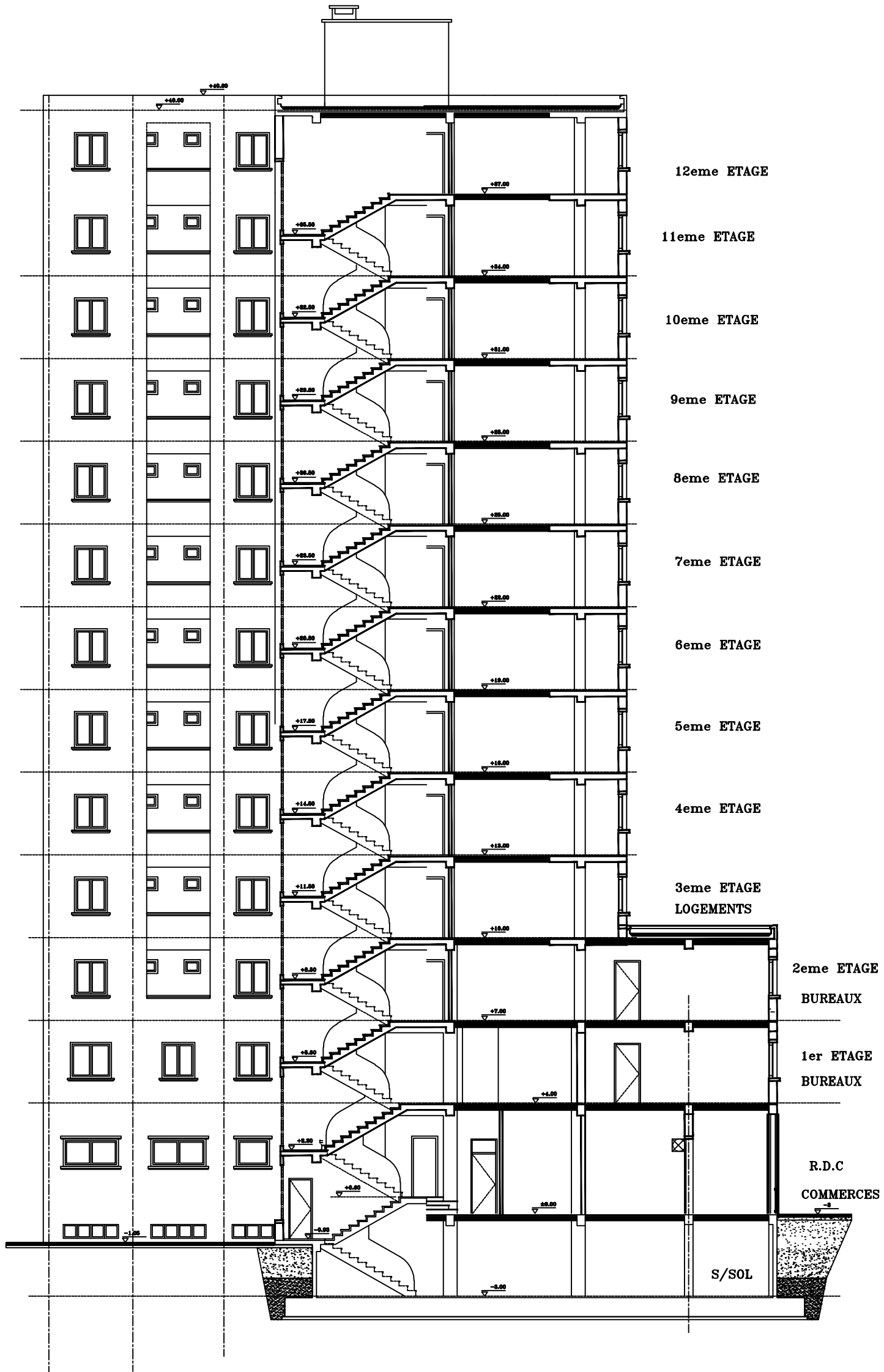
Introduction générales	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments	18
Chapitres III : Calcul des éléments	
III-1- Acrotère	36
III-2- plancher.....	45
III-3- balcon	81
III-4- salle machine.....	87
III-5- escalier	96
III-6- poutre palière	147
Chapitre IV : Etude de contreventement	157
Chapitre V : Modélisation avec ETABS et Vérification des conditions du RPA	176
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
VI-1- Ferrailage des poteaux	186
VI-2- Ferrailage des poutres	198
VI-3- Ferrailage des voiles.....	208
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	226
Chapitre VIII : Etude du mur plaque	251
Conclusion	255
Plan d'exécution	
Bibliographie	



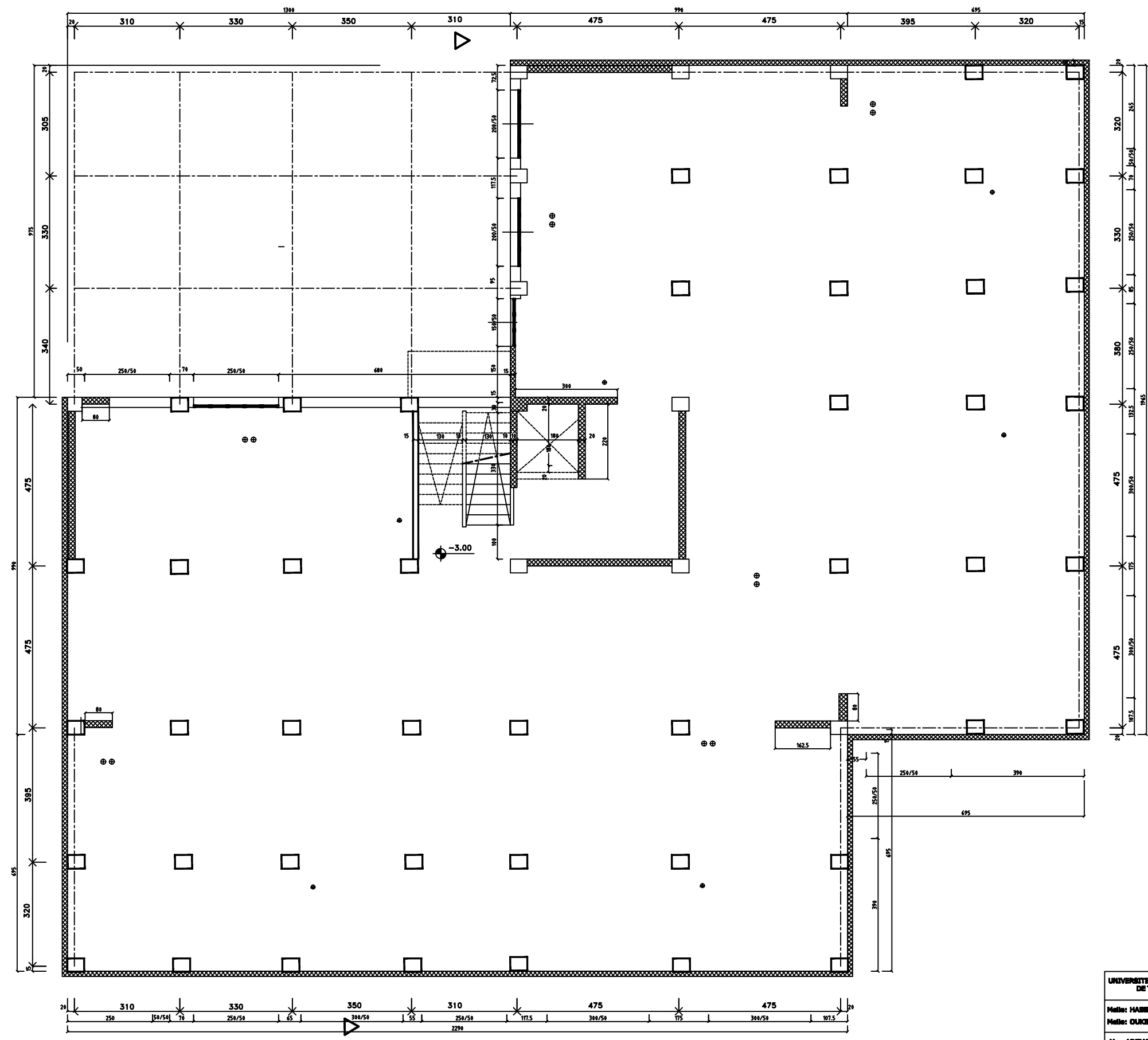
FACADE SUR RUE POSTERIEURE A L'ENTREE D'IMMEUBLE



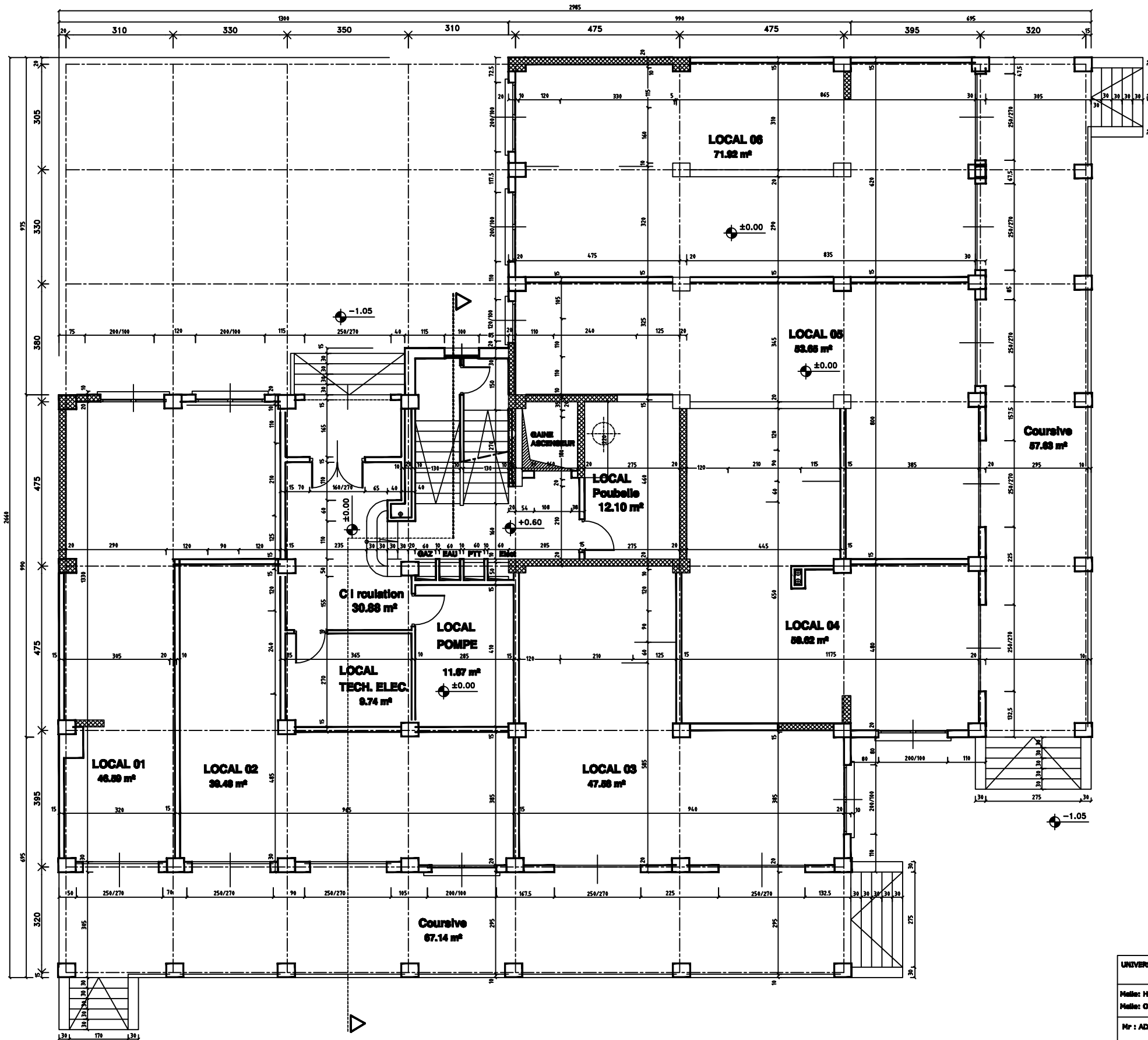
FACADE SUR RUE LATERALE



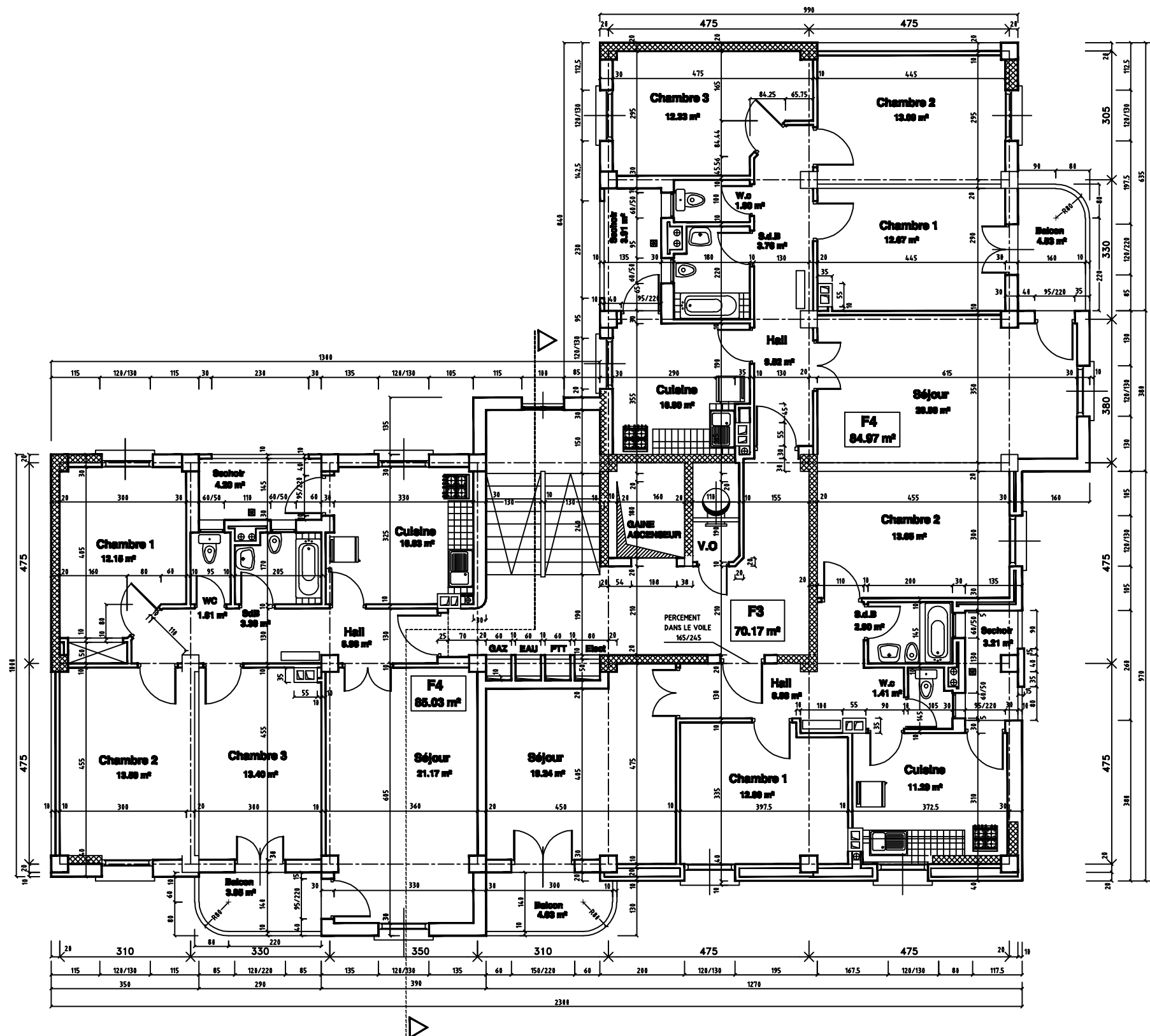
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: Hassani dyhia Melle: Oukil lyhia	Plan de coupe	plan :01	
Mr : Adjrad		2017	



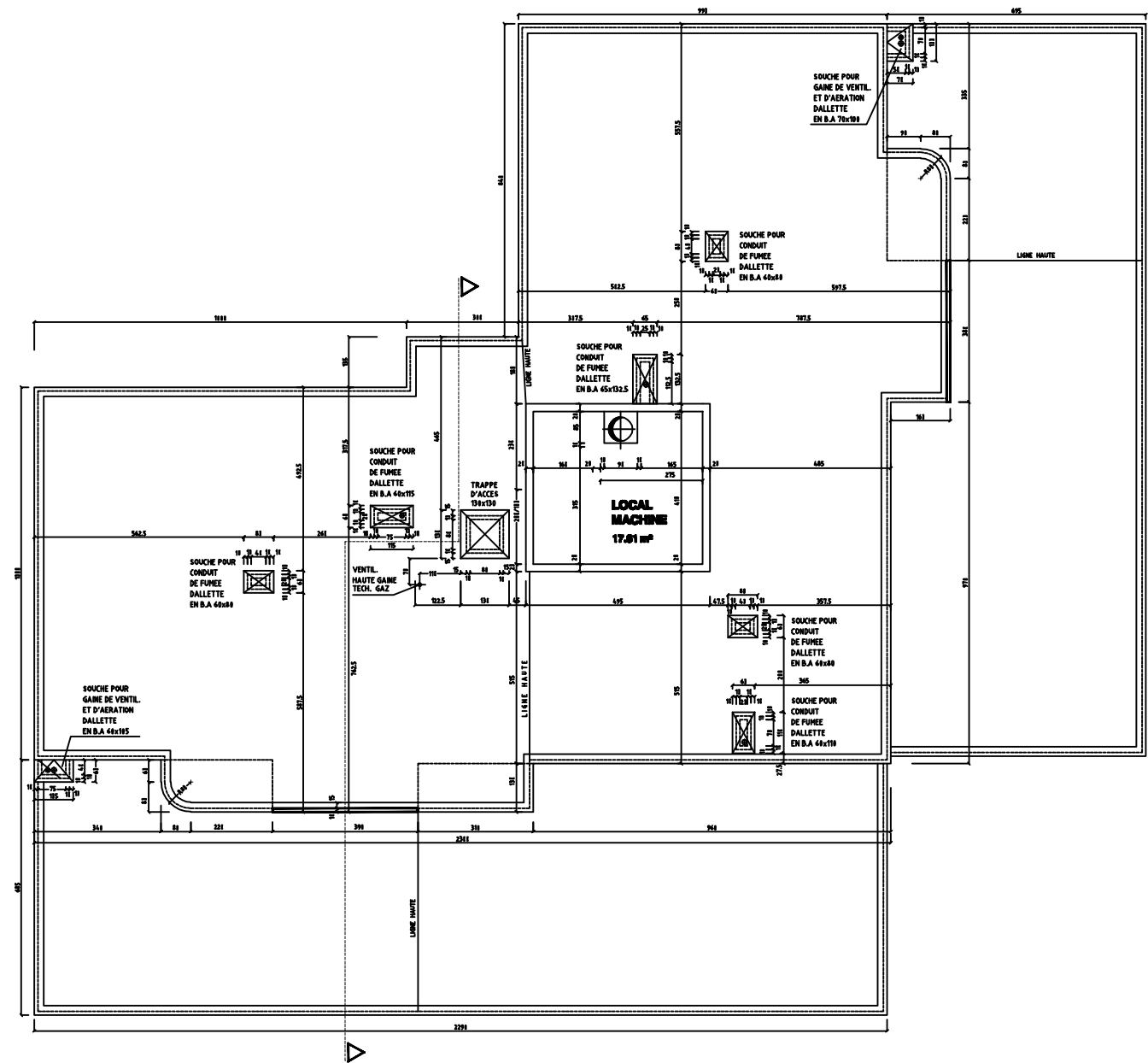
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: HABBANI Dylia Melle: OUKIL Lydia	Plan de sous sol	plan :1
M. : ADRAD		2017



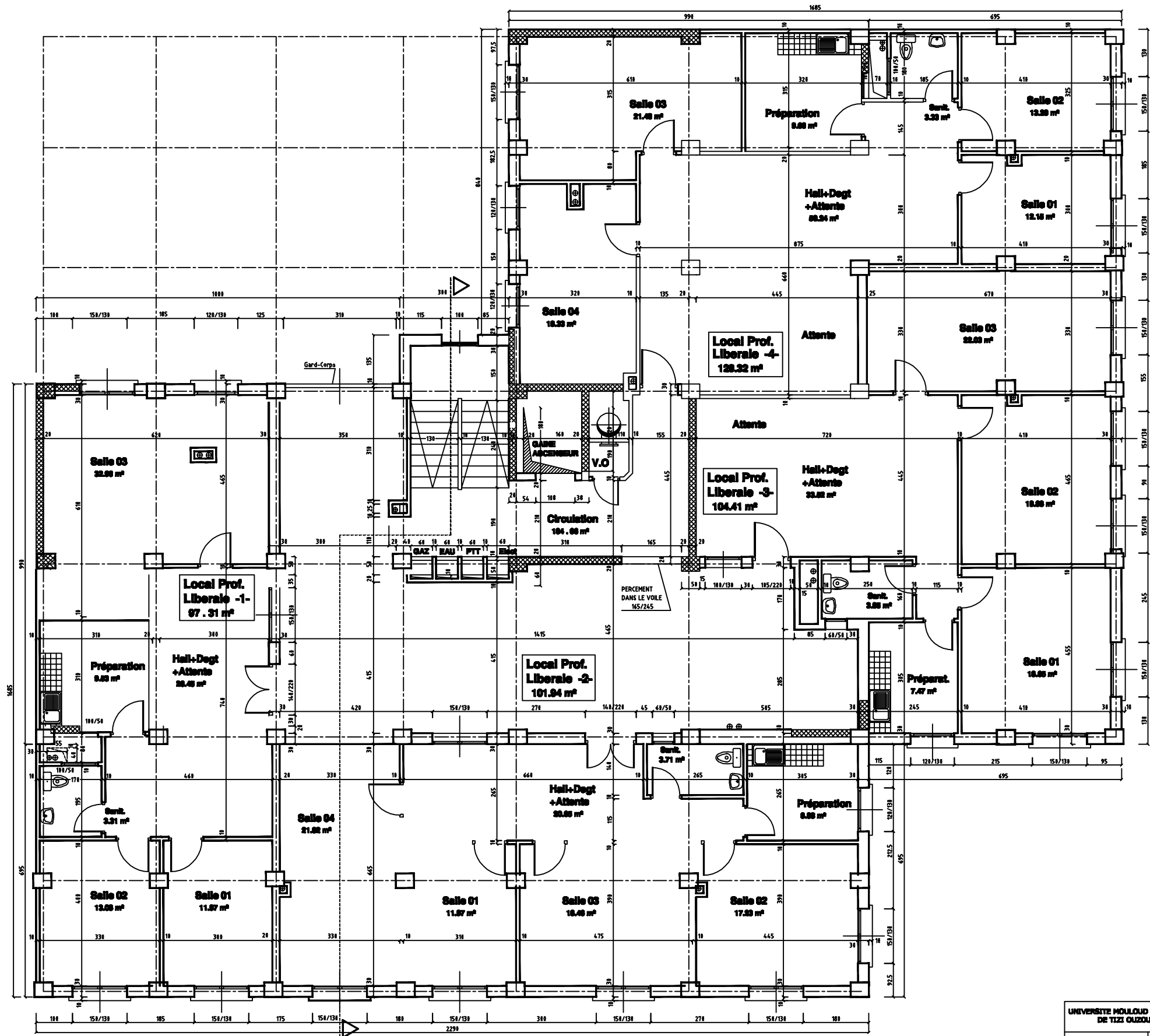
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: HABBANE Dylia Melle: OUKOL Lydia	Plan de RDC
Mr : ADJRAD	plan :2 2017



UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: HASSANI Dylia	Melle: OUKIL Lydia	Plan d'étage courant	plan :4
M: ADJRAD			2017



Plan de terrasse



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: MABANI Dyhia Melle: OUKIL Lydia	plan :3
M: ADJAD	2017
	Plan de 1 et 2 étage

Introduction général

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

I.1. Introduction :

Un Bâtiment est un ouvrage durable composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation et d'une partie hors terre superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages courants. Le rôle d'un bâtiment est d'abriter les individus pour une utilisation déterminée. Ce bâtiment peut-être pour un usage d'habitation (villas, immeubles, ...), industriel (usines, entrepôts,...), commercial (magasins, ...).

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à **usage multiple** (commerces, bureau, habitation), **de groupe d'usage II** (il est de moyenne importance) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Sa structure est de « **R+12+ sous sol** » implantée à **Draria Wilaya d'Alger**, cette région est de sismicité élevée, classer en **zone sismique III** selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Pour le présent projet la contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ et le type de sol est un site ferme « **S2** ».

Cet ouvrage est composé de :

- Rez-de-chaussée(RDC) et un sous sol à usage commercial.
- Deux (02) étages à usage de service.
- Dix (10) étages à usage habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

✓ En élévation:

- Hauteur totale du bâtiment : $h_t = 45\text{m}$.
- Hauteur du sous sol : $h_{S/S} = 3\text{m}$.
- Hauteur de rez-de-chaussée : $h_{\text{RDC}} = 4\text{m}$.
- Hauteur d'étage courant : $h_{\text{EC}} = 3\text{m}$
- Hauteur de l'acrotère : $h_{\text{ACR}} = 1\text{m}$

✓ En plan :

- Rez-de-chaussée, sous sol, 1^{er} étage et 2^{eme} étage
 - Longueur totale: $L = 29.65$.
 - Largeur totale: $l = 26.80\text{m}$.
- De 3^{eme} étage au 12^{eme} étage
 - Longueur totale: $L = 22.50\text{m}$.
 - Largeur totale: $l = 19.65\text{m}$.

I.4. Règlements utilisés et normes de conception :

Afin de garantir la stabilité de cet ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage. L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

I.5. Éléments de l'ouvrage :

I.5.1. Ossature :

L'ossature est composée de portiques (poteaux-poutres) transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

- A. **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- B. **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.5.2. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le rôle essentiel des planchers :

Les planchers jouent le rôle :

- De plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit forme pour l'étage sous adjacent.
- D'élément de stabilité.

Type de planchers :

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux types:

1. **Planchers en corps creux** : Les plancher a corps creux sont constituées de :
 - **Nervure** : appelées poutrelles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de 56cm à 65cm.

- **Un remplissage en corps creux :** appelé aussi hourdis ou entrevous élément préfabriqué en béton de gravillons, en terre cuite ou en polystyrène, mis en place entre les poutrelles d'un plancher .les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton :** est une dalle en béton armée formée d'un quadrillage d'armatures ayant comme but :
 - Limiter le risque de fissuration par retrait.
 - Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.



Figure I.1 : plancher à corps creux.

Pour le présent projet tous les planchers du RDC, sous sol et les 12 étages sont réalisés en dalle en corps creux.

2. Dalle pleine en béton armée :

Plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les consoles.

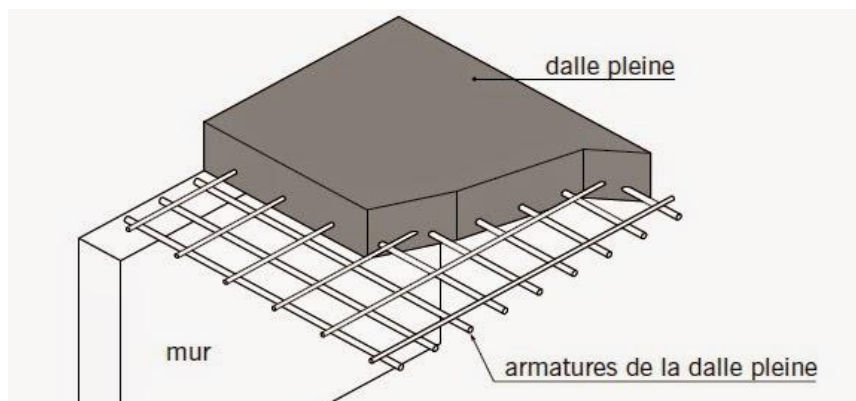


Figure. I.2 : Dalle pleine.

I.5.3. La toiture-terrasse :

Dernier plancher haut d'une habitation faisant office de toiture. La toiture-terrasse est un type particulier de couverture dont l'emploi est peu répandu dans le domaine de la maison individuelle mais, en revanche, fréquent en habitat collectif.

La toiture-terrasse subit des agressions climatiques de toute nature (vent, pluie, gel, chaleur excessive). Elle doit être étanche et assurer une isolation thermique efficace.

Il existe dans cet ouvrage le type suivant de toitures terrasses :

La toiture-terrasse inaccessible:

La toiture-terrasse inaccessible où les seuls accès autorisés sont limités aux travaux d'entretien et de réparation, elle sera réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et Limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.5.4. L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps. Sa hauteur est de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

I.5.5. Balcons :

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

I.5.6. Les escaliers:

Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Ils jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

Le bâtiment comporte une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasses, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

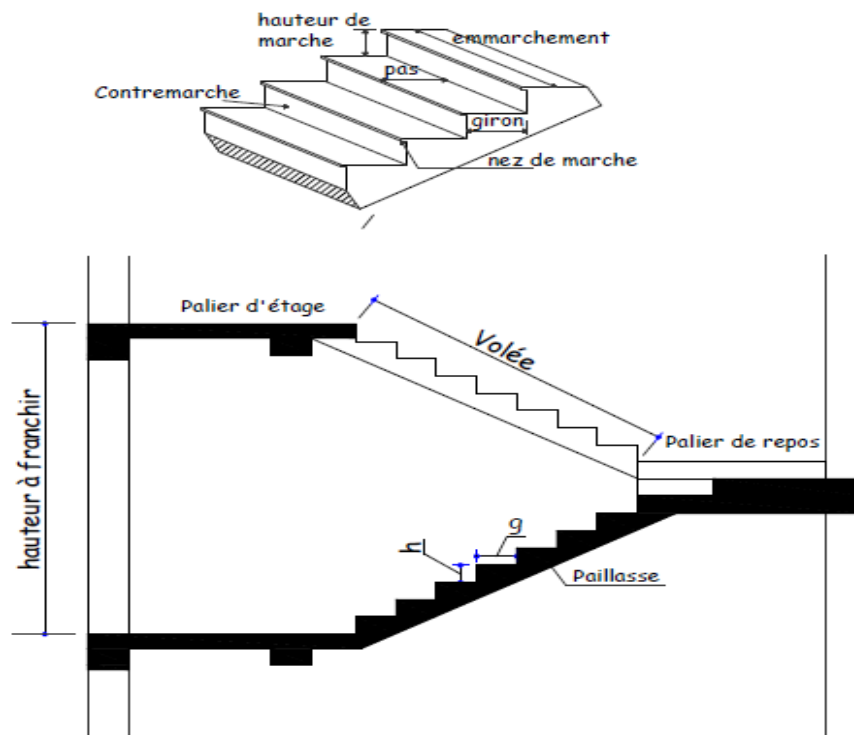


Figure. I. 3 : Caractéristiques d'un escalier droit.

I.5.7. Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place. On doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

I.5.8. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a- Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.

b- Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

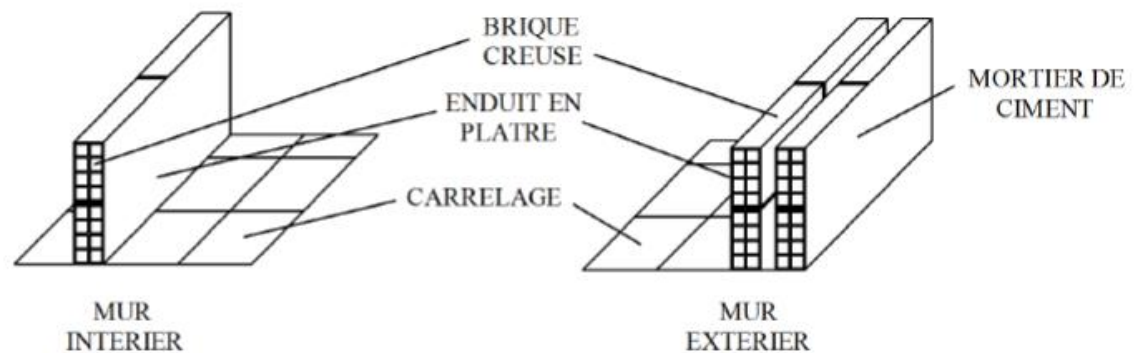


Figure. I.4 : Les murs intérieurs et extérieurs.

I.5.9. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

I.5.10. Système de coffrage :

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

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.



Figure. I.5 : Coffrage en bois et en métallique.

I.5.11. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont :

- La nature du sol d'implantation.
- L'importance de l'ouvrage.

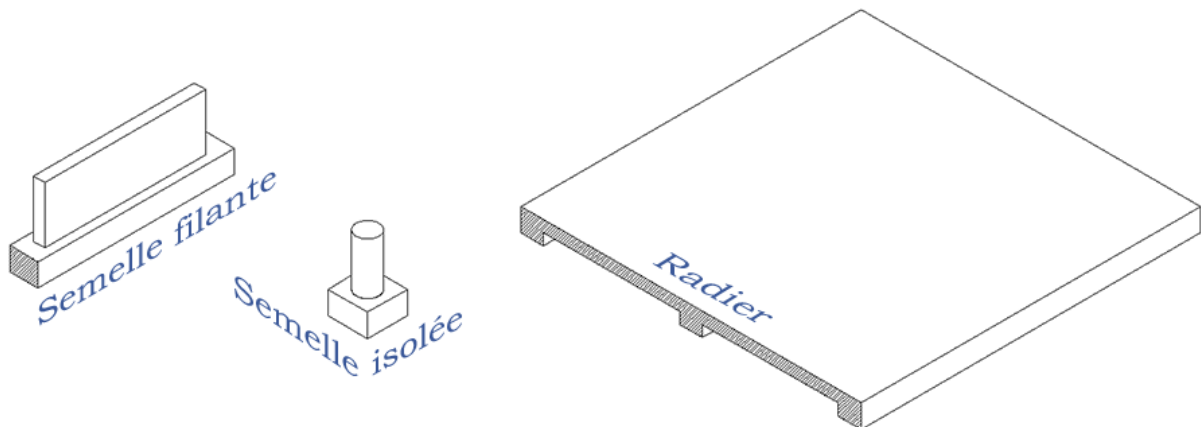


Figure. I.6 : Les fondations.

I.6. Les états limitent :

I.6.1 Définition :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action.

I.6.2 Différentes états limites:

a- Etat limite ultime (ELU) :

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes.

Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture de sections par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement).

Critères de calcul :

- Déformations relatives (ou courbure) limites.
- Calcul de type <rupture >avec lois contraintes - déformations des matériaux.

b- Etat limite de service (ELS) :

Ils sont est liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.

Critères de calcul :

- Contraintes (ou déformations) limites.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence ...).

I.7 Matériaux :

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

I.7.1 béton :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et gravier), d'eau (eau de gâchage) et de faibles quantités d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles. Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction.

Le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 applicable en ALGERIE.

Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante : (a titre d'exemple)

- ✓ 800 L de graviers ($3 \text{ mm} \leq \Phi \leq 25 \text{ mm}$).
- ✓ 400 L de sable ($0 \text{ mm} \leq \Phi \leq 5 \text{ mm}$).
- ✓ 350 Kg de ciment CPJ 325.
- ✓ 175 L d'eau de gâchage.

Pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = 0.5$

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: dosage élevé en eau conduit à un retrait

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: insuffisance d'eau conduit à un défaut de maniabilité et une mauvaise étanchéité.

Remarque : L'eau doit être pure sans acide, le gravier doit être aussi dur et propre, le sable doit être également propre, il ne doit comporter ni terre, ni matières organiques, ni argile.

I.7.1.a. Résistance caractéristiques à la compression:

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée $[f_{c28}]$, elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette

normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous :
(ART A.2.1.11/BAEL91 modifié99)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 j} \quad \text{en [Mpa]} ; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0.95 j} \quad \text{en [Mpa]} ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

- Pour $j \geq 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de Vérifier la résistance des sections.

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{en [Mpa]} \quad (\text{ART A.2.1.11/ BAEL 91 modifie 99})$$

Avec :

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours en Mpa.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours en Mpa.

Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de 20MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on prévoit une résistance de 25 MPa à 28 jours facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

$$\text{D'où : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I.7.1.b. résistance a la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{ART A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm^2

I.7.1.c. La contrainte a la compression :**A. ELU :**

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) et surtout a la perte de résistance (rupture) qui conduise a la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en [Mpa]} \quad (\text{ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99})$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.50 & \text{en situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$
- θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée d'application est supérieure à 24 heures,} \\ \theta = 0.9 & \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,} \\ \theta = 0.85 & \text{si la durée d'application est inférieure à 1 heures.} \end{cases}$$
- t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 18.4 \text{ MPa}$

Diagramme contraintes déformations de calcul du béton : (ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99)

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « parabole rectangle ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et Linéaire, est défini par son module d'élasticité.

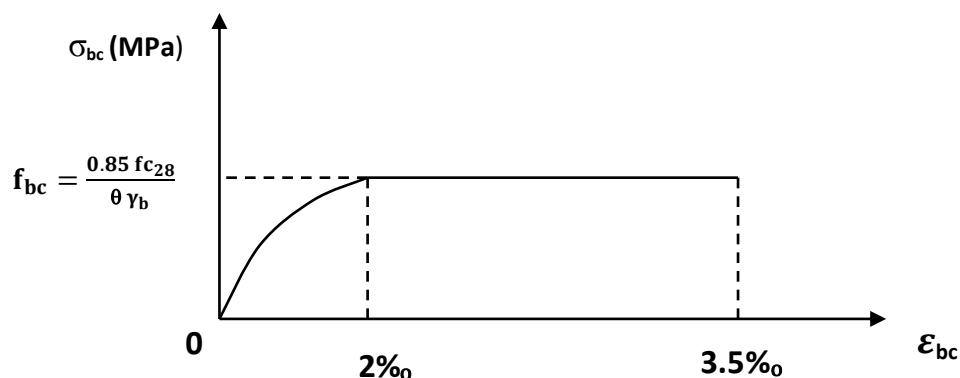


Figure. I.7 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangulaire (état plastique).
- $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$ $\sigma_{bc} = f_{bc}$

B. ELS :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration. Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité. La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{bc} \quad \text{en [Mpa].} \quad (\text{ART.A.4.5.2 / BAEL 91modifié99})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

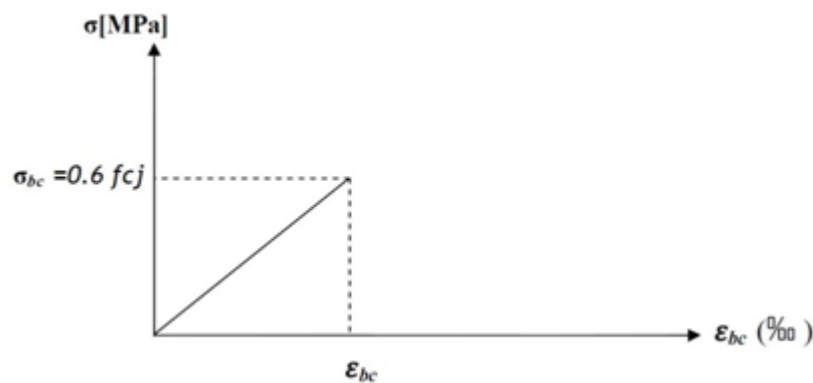
Diagramme de contrainte déformation :

Figure. I.8 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

C. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{ART. A.5.1.211 / BAEL 91modifié 99})$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à ELU.

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

Pour $\gamma_b = 1.5$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable très préjudiciable.

Pour $\gamma_b = 1.15$

$$\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable très préjudiciable.

I.7.1.d. Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules

A. Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

B. Module de déformation différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art. A.2.1, 22/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I.7.1.E Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. (**Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99**)

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

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.7.2 Les aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse chacune et son propre utilité.

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, on trouve les ronds lisses (R.L) et les barres à haute adhérence (H.A).

I.7.2 .a. Les aciers utilisés :

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E400	HA	400	480	14%	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	8%	1.3	1

Tableau I.1: caractéristiques des aciers.

I.7.2 .b. Module de déformation longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art: A.2.2.1/BAEL 91 modifiés 99})$$

I.7.2 .c. Contraintes limites :

A. ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art .A.4. 3. 2/ BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité tel que

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables (S.D).

$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles (S.A).

f_e : limite d'élasticité.

Les résultants de sont résumés dans le tableau suivant :

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
$f_c = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$
$f_c = 520 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 452 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 520 \text{ Mpa}$

Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.

B .ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99.

On distingue trois cas de fissurations :

1) Fissurations peu préjudiciables :

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

2) Fissurations préjudiciables :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, la règle est la suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

3) fissuration très préjudiciables :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA } < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.0 \text{ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses..} \end{array} \right.$$

I.7.2.d Diagrammes des contraintes –déformations de calcul (Art A.2.2, 1/BAEL91 modifié 99) :

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

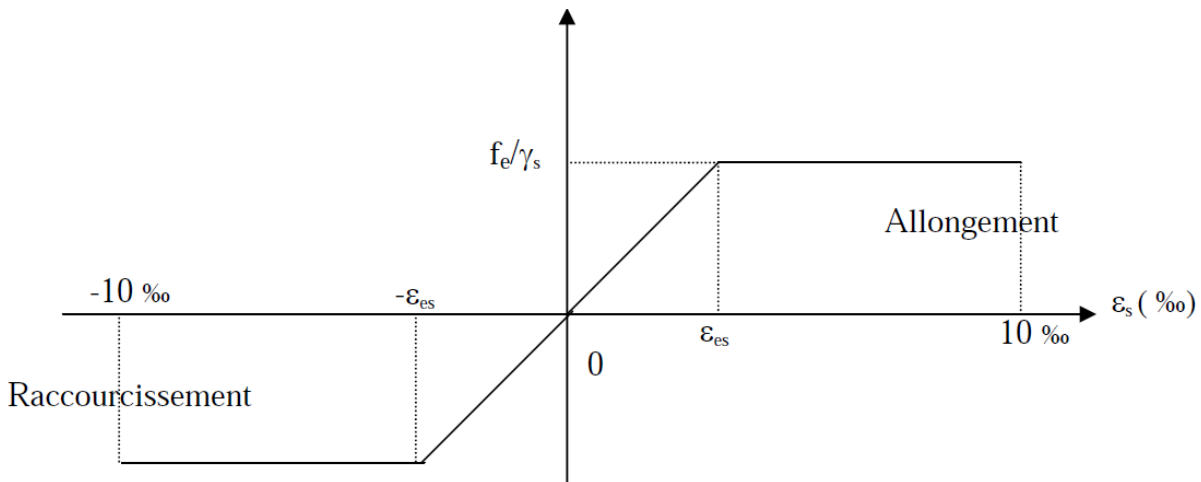


Figure. I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec :

f_e : Limite d'élasticité

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

I.7.2 .e. Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99) :

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

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

I.8. Les Actions :

I.8.1. Définitions :

Ce sont des forces appliquées à une construction :

Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.

Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

I.8.2. Les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

Poids propre de la structure.

Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).

Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).
Les actions variables «Q » :
Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :
Les charges d'exploitations
Les charges climatiques.
Les variations de température.

I.8.3. Les actions accidentelles :

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que:
Charges climatiques exceptionnelles.
Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
Explosion (gaz, bombes,...)
Séisme.

I.9. Conclusion:

A ce niveau on a défini toutes les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respecte les règles de BAEL91 modifié 99, et le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

II.1.Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux de constituant, ce chapitre s'intéresse au pré-dimensionnement.

Le but est de définir les dimensions des différents éléments de la structure tels que plancher (dalle en corps creux, dalle pleine), poutre (secondaire et principal), voile et poteau.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer aussi les différentes charges qui seront appliquées aux éléments de la structure.

Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur le Règlement Parasismique Algérien« **RPA 99/Version 2003** », les règles de «**BAEL 91/modifié 99**», « **CBA 93** » et le «**DTR-B. C.2.2** ».

II.2. Pré-dimensionnement :

II.2.1. Les planchers :

Comme il a été précédemment défini dans le chapitre **I**, le plancher est un ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre, Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Dans cet ouvrage existe deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons et le hall d'ascenseur.

A. Plancher en corps creux :

Il est constitués de corps creux (ou entrevous) qui servent de coffrage perdu posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression (ou hourdis) de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure (voile, mur, poteaux, poutre) et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses tâches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela l'épaisseur de plancher est donné par les formules suivantes : (**Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99**).

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec:

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

h_t : hauteur totale du plancher.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (30x30) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III.

Dans notre cas : $L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$

Ce qui donne : $h_t \geq \frac{445}{22.5} = 19.33 \text{ cm}$

On prend h_t = 20 cm

Conclusion :

Donc on opte pour un plancher à usage commercial et bureautique (20+5) cm et le plancher à usage d'habitation (16+4) cm.

B. Dalle pleine :

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée, dont l'épaisseur de la dalle pleine est moins importante comparée aux autres dimensions.

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

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

Avec : **l** : Largeur du balcon (l = 160 cm).

$$e_p \geq \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

On prend : e_p = 16 cm

II.2.2. Les poutres :

Les poutres en béton sont destinées à la réalisation d'ossatures d'ouvrages ou de bâtiments à un ou plusieurs niveaux.

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place, chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux éléments verticaux (poteaux, voile).

On distingue deux types de poutre :

- les poutres principales qui constituent les éléments porteurs
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**B.A.E.L.91 modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement «**RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\text{❖ } \underline{\text{Hauteur « ht »}} : \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{❖ } \underline{\text{Largeur « b »}} : \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considéré.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

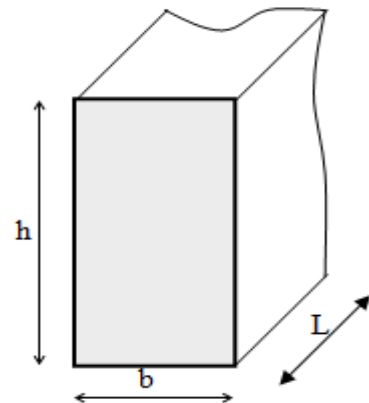


Figure II. 1 : Dimensions de poutre.

En plus, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes de « **RPA 99/ version 2003** (Art 7.5.1) »:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Largeur: } b \geq 20\text{cm} \\ \text{Hauteur: } h \geq 30\text{cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

A. Poutres principales (pp) :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

• Hauteur :

En zone III : Le minimum coffrage des poteaux (30x30) cm².

Sachant que : $L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \\ 29.66 \leq h \leq 44.5 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad h = 40\text{cm}$$

• Largeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 h t h \leq b \leq 0.7 h t \\ 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \\ 14 \leq b \leq 24.5 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad b = 30 \text{ cm}$$

B. Poutres secondaires (ps) :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- **Hauteur :**

En zone III : Le minimum coffrage des poteaux (30x30) cm².

Sachant que : $L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \\ 29.66 \leq h \leq 44.5 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad h = 35 \text{ cm}$$

- **Largeur :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \\ 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \\ 14 \leq b \leq 24.5 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : (30 x 40) cm².
- Poutres secondaires : (30 x 35) cm².

II.2.3. les voiles : (Art 7.7.1 de RPA 99)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux (séisme ou Vent).

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

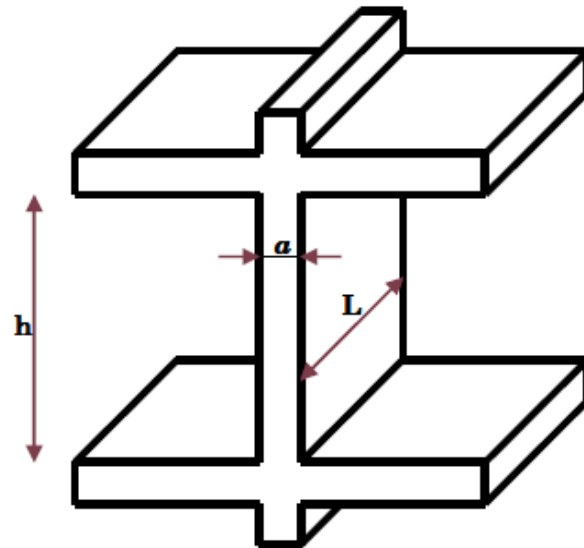


Figure II.2 : Coupe verticale du voile.

L'épaisseur du voile (e): Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, le pré dimensionnement des voiles se fera conformément comme la montre la figure si dessous de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**

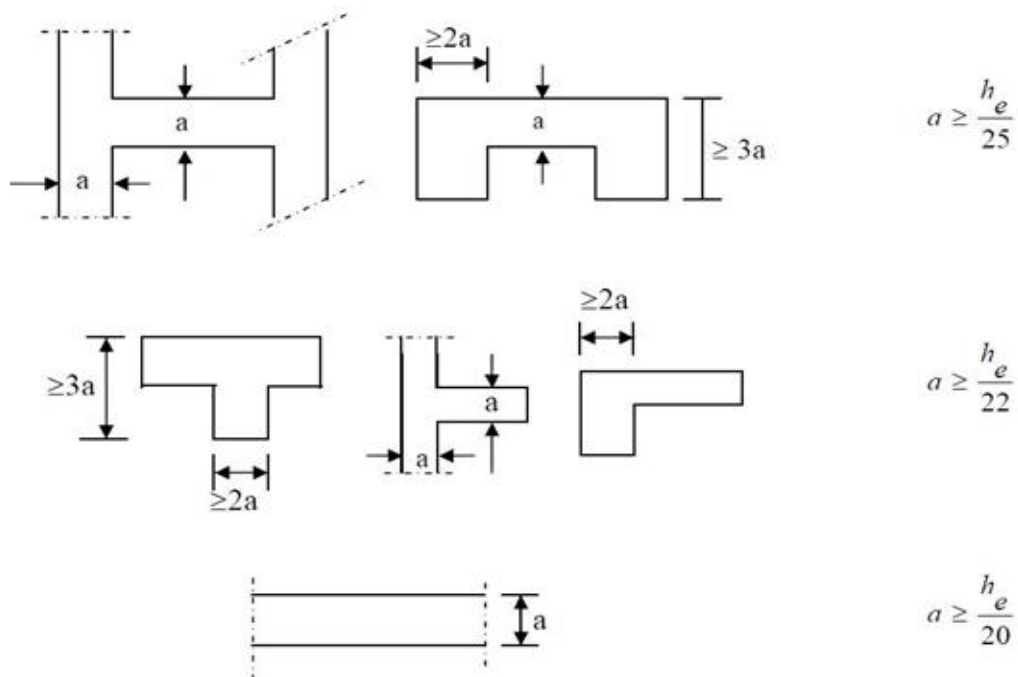


Figure II.3 : Coupe de voile en plan.

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

$$e_p \geq \max \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20}$$

Remarque : Les voiles de la structure seront étudiées suivant :

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

Avec:

$$h_e = h - e_p \quad \text{et} \quad e_p : \text{Hauteur de plancher.}$$

➤ Pour le RDC :

$$h_e = h - e_p = 400 - 20 = 380 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $a=20 \text{ cm}$

➤ Pour les sous-sols et l'étage courant:

$$h_e = h - e_p = 300 - 20 = 280 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{280}{20} = 14 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $a=20 \text{ cm}$

Conclusion:

On prend une épaisseur de 20cm pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure.

Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

$$L_{\min} = 80 \text{ cm} \geq 4 \times 20$$

Avec : L_{\min} : La portée minimale d'un voile.

Conclusion:

$$\begin{array}{ll} A = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} & \longrightarrow \text{condition vérifié.} \\ L_{\min} = 80 \text{ cm} \geq 4a & \longrightarrow \text{condition vérifié.} \end{array}$$

II.2.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est obtenue par les formules suivant :

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

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

f_{c28} : Résistance du béton a 28 jours.

- N_s : Effort normal de compression à la base du poteau, sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

$$N_s = G + Q$$

Avec :

G : charge permanente,
 Q : surcharge d'exploitation,

- S : Section du poteau.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du RPA 99/Version 2003 :

- **Section rectangulaire :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :

b_1 : petit cote de la section des poteaux.
 h_1 : grand cote de la section des poteaux.
 h_e : la hauteur d'étage de poteaux.

II.3. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2**, idem pour les surcharges d'exploitation.

II.3.1. charge permanente :

A. Plancher terrasse inaccessible :

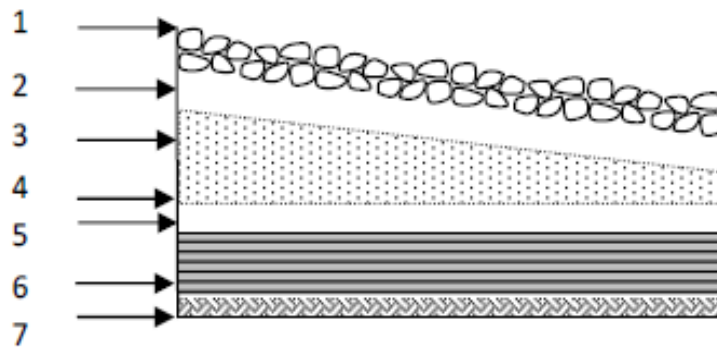


Figure II.4 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).

N°	Element	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G total				5.46

Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.

B. Plancher d'étage :

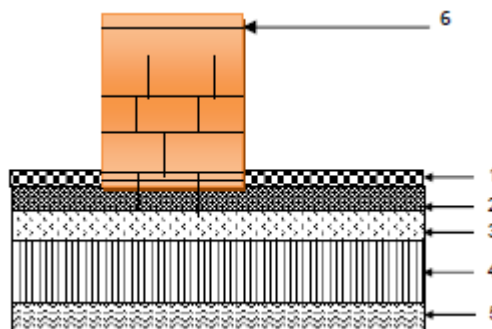


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

❖ Etage à usage commercial et bureautique:

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	dalle en corps creux	0.25	14	3.5
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				5.98

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de l'étage a usage commercial et bureautique.

❖ Etage à usage d'habitation :

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	dalle en corps creux	0.2	14	2.8
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				5.28

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation.

C. Maçonnerie :

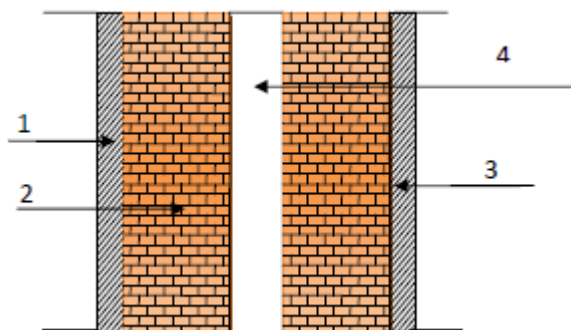
❖ Mur extérieur :

Figure II.6 : Coupe verticale du mur extérieur.

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique[KN/m ³]	G [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse (intérieure et extérieure)	2 x 0.1 = 0.2	9	1.8
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4	L'âme d'air	0.05	0	0
G total				2.36

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

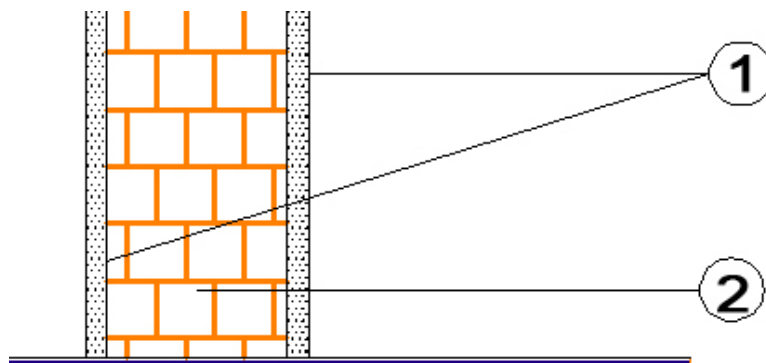
❖ Mur intérieur :

Figure II.7 : Coupe verticale du mur intérieur.

N°	Elément	Épaisseur(m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				1.3

Tableau II.6: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

D. Dalle pleine :❖ Balcon :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton armé	0.16	25	4
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
G total				5.74

Tableau II.7: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon).

❖ Dalle pleine étage terrasse :

N°	Element	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle pleine en béton armé	0.16	25	4
7	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
G total				6.82

Tableau II.8: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse).

II.3.2. charge d'exploitation :

Élément	Surcharges [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC et SS (commercial)	5
Etage 1 et 2(administratif)	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II.9: récapitulatif des surcharges d'exploitations.

II.4. Descente de charge :

II.4.1. Définition de la descente de charge :

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

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

II.4.2. Charges et surcharges revenant au poteau :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau F4 (voir plan).

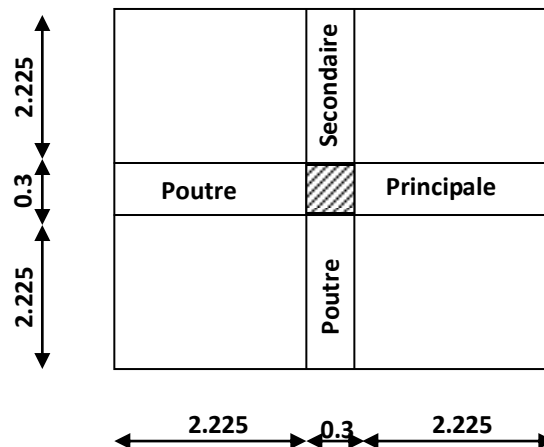


Figure II.8: Surface d'influence du poteau F4.

Surface nette:

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\text{Avec: } S_1 = S_2 = S_3 = S_4$$

$$\text{Donc: } S_n = (2,225 \times 2,225) = 19,80 \text{ m}^2$$

Section brute :

$$S_b = 4,75 \times 4,75 = 22,5 \text{ m}^2$$

II.4.3. Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :

a. Poids du plancher : $P = G \times S$

- Plancher terrasse: $P = G \times S_n$

$$P = 5,46 \times 19,80 = 108,11 \text{ KN}$$

- Plancher d'étage courant: $P = G \times S_n$

Etage à usage commercial et bureautique:

$$P = 5,98 \times 19,80 = 118,40 \text{ KN}$$

Etage à usage d'habitation :

$$P = 5,28 \times 19,80 = 104,54 \text{ KN}$$

b. Poutre :

- Poutres principales:

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times 4.75 = 14.25 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires:

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.75 = 12.47 \text{ KN}$$

D'où le poids totale : $P = P_{pp} + P_{ps}$

$$P = 14.25 + 12.47 = 26.72 \text{ KN}$$

c. Les poteaux:

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA (b1,h1)=30 cm** pour la **zone III**. Pour tous les poteaux des niveaux de cette structure : **b=h=30cm**.

- Poids de poteaux du RDC:

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 4 \times 25 = 9 \text{ KN}$$

- Poids de poteau de S / Sol et étage courant :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3 \times 25 = 6.75 \text{ KN}$$

d. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse:

$$Q_0 = 1 \times 22.56 = 22.56 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$Q_1 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 22.56 = 33.84 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant (1 et 2 étage) :

$$Q_{10} = Q_{11} = 2.5 \times 22.56 = 56.4 \text{ KN}$$

- Plancher RDC et sous sol :

$$Q_{12} = Q_{13} = 5 \times 22.56 = 112.8 \text{ KN}$$

II.4.4. Dégression des surcharges d'exploitations:

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages (de niveaux), où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

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

Donc on peut utiliser la formule préconisée par le (DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation). La loi de dégression est donc définie comme suit :

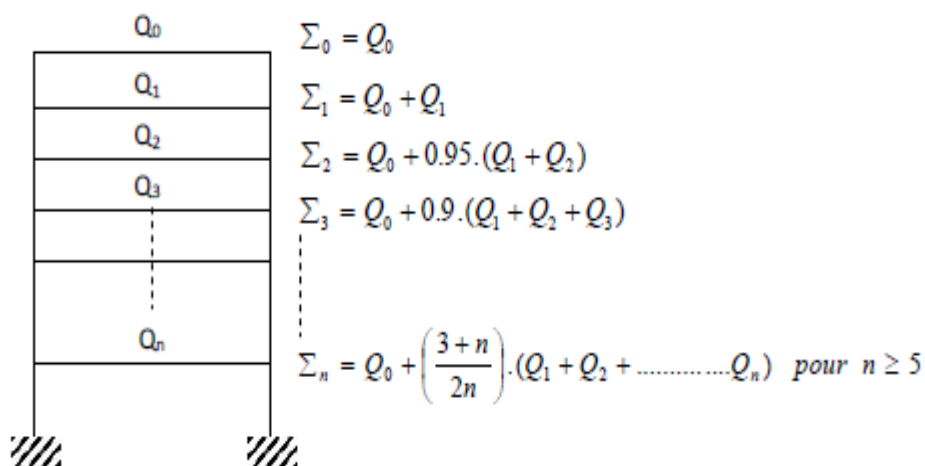


Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges d’exploitation.

Avec :

Q_0 : surcharge d’exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage (i).

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

Q_n : surcharge d’exploitation à l’étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Coefficients de dégression de surcharges :

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
NIVEAUX	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
COEFFICIENTS	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65	0.64	0.63	0.62

Tableau II.10: Coefficients de dégression de surcharges.

Note : Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$.

Les surcharges cumulées :

Niveaux	Opération
12	Q_0
11	$Q_0 + Q_1$
10	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
9	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
8	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
7	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
6	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
5	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
4	$Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
3	$Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
2	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
1	$Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$

RDC	$Q_0+0.63 (Q_1+ Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})$
SS	$Q_0+0.62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13})$

Tableau II.11: Les surcharges cumulées.

Application numérique :

Niveaux	Résultats [kN]
12	22.56
11	$22.56+33.84 =56.4$
10	$22.56+0.95 \times (33.84+33.84)=86.86$
9	$22.56+0.90 \times (3 \times 33.84)=113.93$
8	$22.56+0.85 \times (4 \times 33.84)=137.62$
7	$22.56+0.8 \times (5 \times 33.84)=157.92$
6	$22.56+0.75 \times (6 \times 33.84)=174.84$
5	$22.56+0.71 \times (7 \times 33.84)=190.74$
4	$22.56+0.69 \times (8 \times 33.84)=209.36$
3	$22.56+0.67 \times (9 \times 33.84)=226.62$
2	$22.56+0.65 \times (9 \times 33.84 + 56.4)=257.18$
1	$22.56+0.64 \times (9 \times 33.84 + 2 \times 56.4)=289.67$
RDC	$22.56+0.63 \times (9 \times 33.84 + 2 \times 56.4 + 112.8)=356.56$
SS	$22.56+0.62 \times (9 \times 33.84 + 2 \times 56.4 + 2 \times 112.8)=421.20$

Tableau II.12: Résultats des surcharges cumulées.

Dimensionnement des poteaux :

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)		
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	G _c	Q	Q _c	N _s = G _c +Q _c	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section minimal	Section adoptée
12	108.11	26.72	0	134.83	134.83	22.56	22.56	157.39	104.93	30x30	35x35
11	104.54	26.72	6.75	138.01	272.84	33.84	56.4	329.24	219.49	30x30	35x35
10	104.54	26.72	6.75	138.01	410.85	33.84	86.86	497.71	331.81	30x30	35x35
9	104.54	26.72	6.75	138.01	548.86	33.84	113.93	662.79	441.86	30x30	35x35
8	104.54	26.72	6.75	138.01	686.87	33.84	137.62	824.49	549.66	30x30	40x40
7	104.54	26.72	6.75	138.01	824.88	33.84	157.92	982.8	655.2	30x30	40x40
6	104.54	26.72	6.75	138.01	962.89	33.84	174.84	1137.73	758.49	30x30	40x40
5	104.54	26.72	6.75	138.01	1100.9	33.84	190.75	1291.65	861.1	30x30	40x40
4	104.54	26.72	6.75	138.01	1238.91	33.84	209.36	1448.27	965.51	30x30	45x45
3	104.54	26.72	6.75	138.01	1376.92	33.84	226.62	1603.54	1069.03	30x30	45x45
2	118.40	26.72	6.75	151.87	1528.79	56.4	257.18	1785.97	1190.65	30x30	45x45
1	118.40	26.72	6.75	151.87	1680.66	56.4	289.67	1970.33	1313.55	30x30	45x45
RDC	118.40	26.72	9	154.12	1834.78	112.8	356.56	2191.34	1460.89	30x30	50x50
Sous sol	118.40	26.72	6.75	151.87	1986.65	112.8	421.2	2407.85	1605.23	30x30	50x50

Tableau II.13 : Pré dimensionnement des poteaux.

D'où les sections adoptées sont :

Sous sol, RDC.	→ (50 x 50) cm ²
Niveau : 1, 2, 3 et 4.	→ (45 x 45) cm ²
Niveau : 5, 6, 7 et 8	→ (40 × 40) cm ²
Niveau 9, 10, 11 et 12	→ (35 × 35) cm ²

Note :

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

II.5. VERIFICATION :

II.5.1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **III** doivent satisfaire les conditions suivant :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\text{min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 35 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40	$\text{min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 40 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45x45	$\text{min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 45 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	
50x50 (RDC)	$\text{min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 50 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4$	

50x50 (SS)	min (b, h) ≥ 30 cm	min (b, h)=50 ≥ 30 cm	Condition vérifiée
	min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{300}{20} = 15\text{cm} < 50 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4$	

Tableau II.14 : Vermification aux RPA.

Conclusion : Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

II.5.2. Vérification des poteaux au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

λ : l'élancement des poteaux.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$ car le poteau est encasté à ses deux extrémités d'après le BAEL.91).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

L_0 : longueur libre du poteau.

S : section transversale du poteau (b x h) tel que b=h.

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$) tel que b=h.

Ce qui donne :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7L_0}{b} \quad \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{L_0}{b}$$

$$\longrightarrow \lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$$

- ✓ Poteaux (35x35) : $L_0 = 300 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 20.74 < 50.$
- ✓ Poteaux (40x40) : $L_0 = 300 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 18.15 < 50.$
- ✓ Poteaux (45x45) : $L_0 = 300 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 16.13 < 50.$
- ✓ Poteaux (50x50) (SS) : $L_0 = 300 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 14.52 < 50.$
- ✓ Poteaux (50x50) RDC : $L_0 = 400 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 19.36 < 50.$

Conclusion : La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

II.6. Conclusion :

A ce niveau on a pré-dimensionné tout les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Donc, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- **Plancher à corps creux :**
 - De sous sol au RDC : (20+5) cm
 - De 3^{ème} au 12^{ème} étage : (16+4) cm
- **Dalles pleines :** épaisseur de 16 cm.
- **Poutre :**
 - Poutres principales : (30x40) cm².
 - Poutres secondaires : (30x35) cm².
- **Poteaux :**
 - (50x50) cm² pour le sous sol et le RDC.
 - (45x45) cm² pour le 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages.
 - (40x40) cm² pour le 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages.
 - (35x35) cm² pour le 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étages.
- **Voile :**
 - Épaisseur de 20 cm. longueur minimale égale à 80 cm

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de protection qui se trouve au niveau supérieure de l'ouvrage sur tout le périphérique, il forme une paroi, contre toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est réalisé en béton arme assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1\text{KN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moments de flexion (M) dans la section d'encastrement .

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1m de largeur.

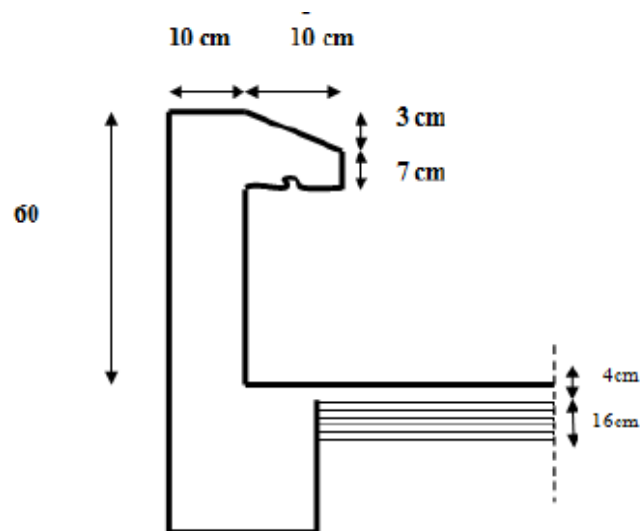


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.1. 1. Détermination des sollicitations :

❖ Le chargement :

- La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G = p \cdot S$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale :

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

❖ Calcul des sollicitations :

- Effort tranchant dû à la poussée latérale T :

$$T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$$

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_Q = Q \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

❖ **Diagramme des efforts :**

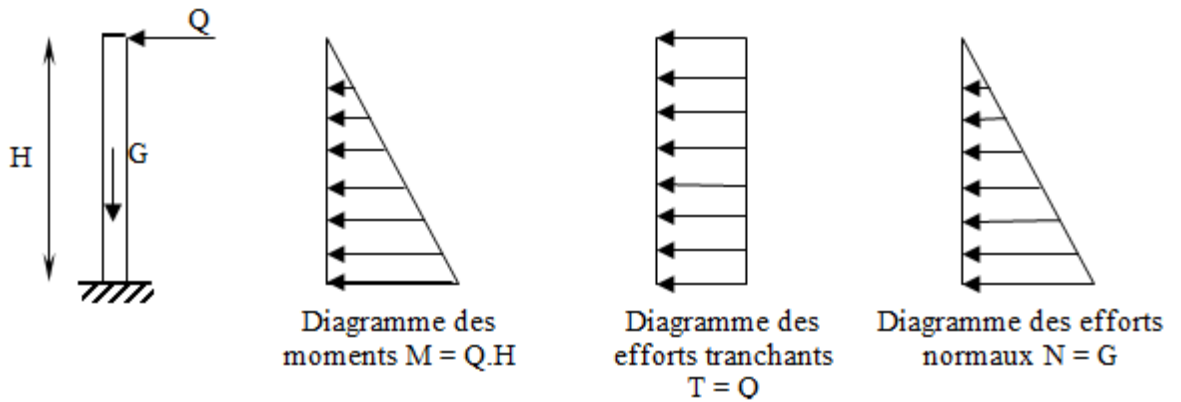


Figure III.1.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.2. Combinaisons de charges :

ELU :

La combinaison de charge est : $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal:

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.31 \text{ KN}$$

- Moment de renversement:

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS :

La combinaison de charge est : $G + Q$

- Effort normal:

$$N_s = N_G + N_Q = 1.71 \text{ KN}$$

- Moment de renversement:

$$M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

III.1.3. Ferrailage :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre.

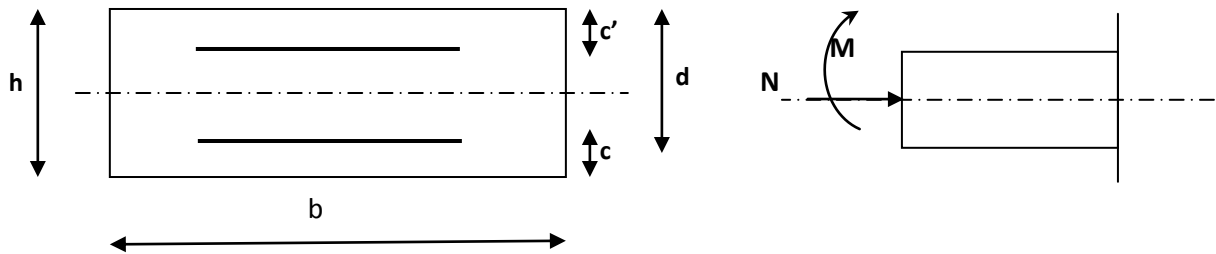


Figure III.1.3: la section d'armature.

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h = 10$ cm).

b : Largeur de la section ($b = 100$ cm).

c et c' : Enrobage ($c = c' = 2$ cm).

d : Hauteur utile ($h - c = 10 - 2 = 8$ cm).

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.1.3.1. Calcul des armatures à l'ELU :

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

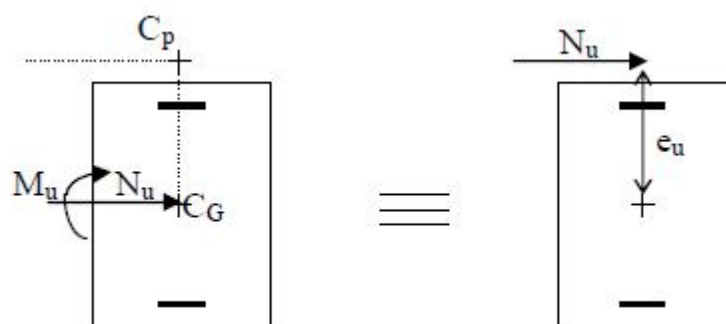


Figure III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$\frac{h}{2} - c > e_u \Rightarrow$ Le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée (**SPC**). La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :****a. Calcul du moment fictif :**

$$M_{fu} = N_u \cdot a$$

Avec :

a : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$a = 0.39 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.42 \text{ m}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot a = 39 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m}$$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0.97 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\mu = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA.}$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
 $A_{sc} = 0$.

Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.0107 \rightarrow \beta = 0.995$

b. Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

c. La section des armatures réelles : (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2. Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91modifié 99) :

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 21}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{N_s}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_t = 17 \text{ cm}$

2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement): (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : V_u : effort tranchant.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 8} \times 10 = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \longrightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99):

On doit vérifier :

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

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

Avec :

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$, n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5}{0.9 \times 8 \times 10} \times 10 = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

4. Espacement des barres :

- Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5. Ancrage des barres (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99) :

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

D'où :

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

III.1.3.3. Vérifications à L'ELS :

Il faut vérifiées les conditions suivantes :

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

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1) la contrainte dans acier :

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.929 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

2) la contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47.89} \times 40.56 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Conclusion :

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

Ferrailage adopté :

- ❖ Armatures principales : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec : S_t = 25 cm
- ❖ Armatures de répartition : 4 HA6 = 1.13 cm² avec : S_t = 17 cm

III.1.3.4 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) :

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

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

$$A = 0.25 \text{ (Zone III, groupe d'usage2).}$$

- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8
Soit : C_p = 0.3
- W_p : Poids propre de l'acrotère
W_p = 1.71KN/mL

D'où :

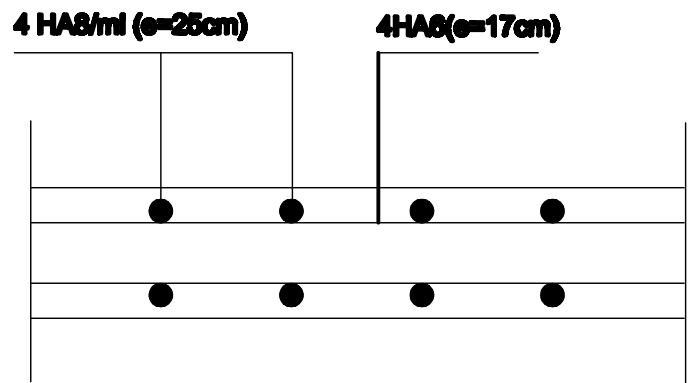
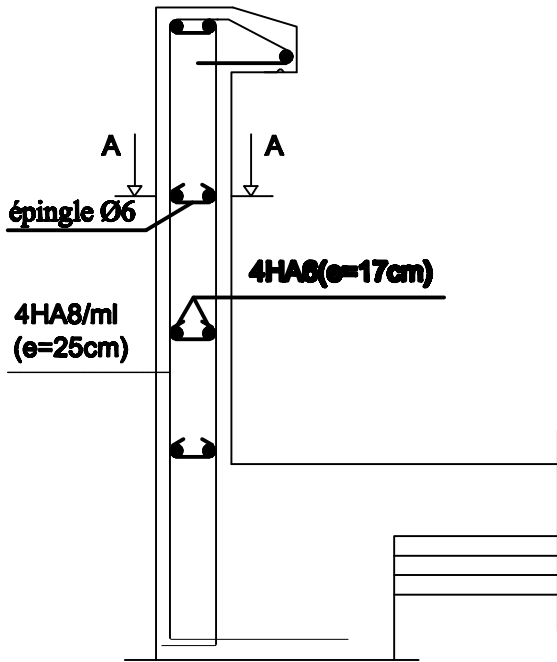
$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.71 = 0.51 \text{ KN /ml}$$

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

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.



Coupe A-A

UNIVERSITÉ HASSAN BOUMEDMEDEN DE TIZI OUIZOU		Faculté de génie de la construction Département de génie-cv	
Prénom NOMPRÉNOM Dujain Prénom COUSIN, Lucien		Plan de Renfortage de Poutre	page 02
N° : 140202			2017

III.2. Plancher en Corps creux :

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.

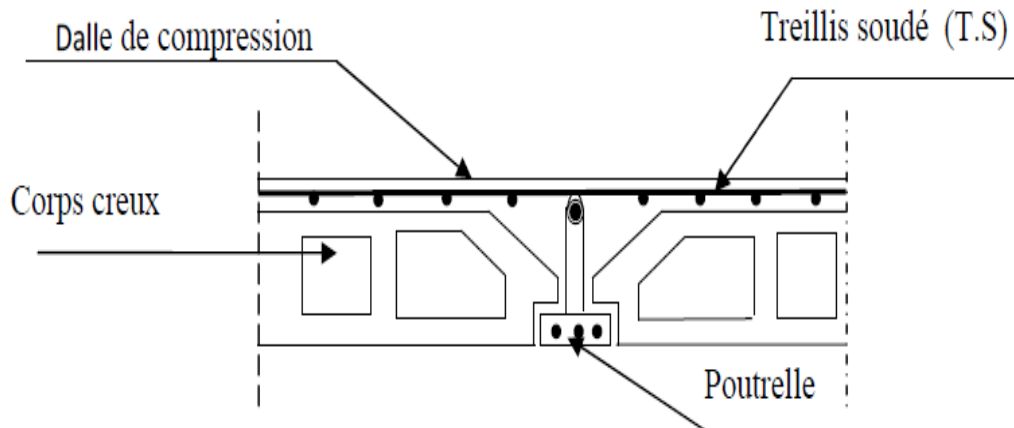


Figure III.2.1 : Coupe verticale sur un plancher en corps.

- Les poutrelles sont des sections en T, distantes de **65 cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

III.2.1 Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place et sera armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520, $\phi \leq 6$**) d'élasticité **$F_e = 520$ MPa** ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifiée 99 (Art : B.6.8, 423).

- **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- **33 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

III.2.1.1. Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} \quad (50 \leq l' \leq 80 \text{ cm})$$

Avec :

l' : la distance entre axes des poutrelles; ($l' = 65 \text{ cm}$).

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

III.2.1.2. Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 .$$

Soit : $A_{//} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$.

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

Finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\phi 5$ et de mailles (200 x 200) mm².

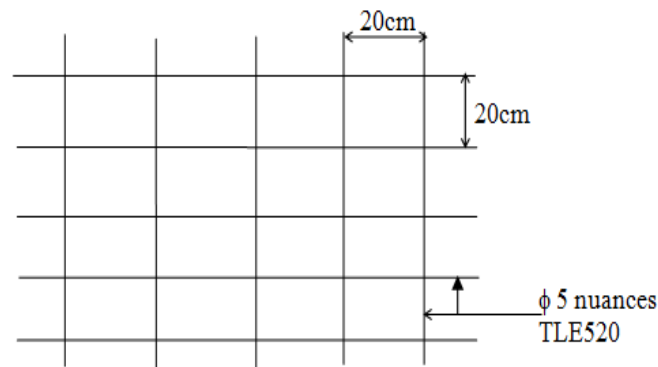


Figure III.2.2 : Treillis soudé de (20x20) cm².

III .2.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives (voisine).

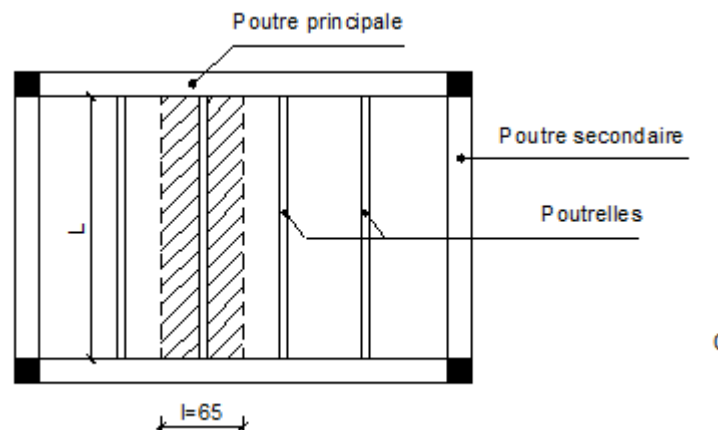


Figure III .2.3 : Vue en plan de plancher a corps creux.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III .2.2.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités celle qui supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

A. les charges et surcharges:

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

Poids total:

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

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

B. Ferraillage à l'ELU :

- ❖ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

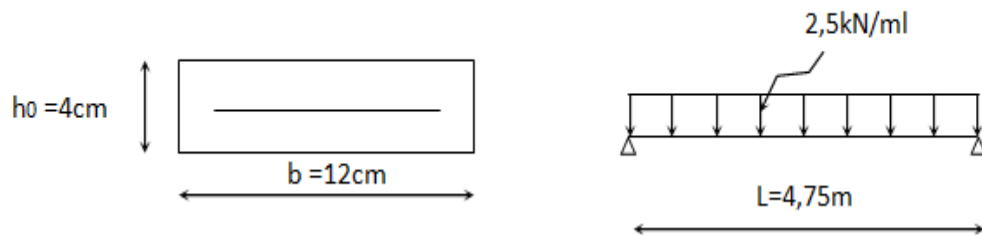


Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle.

Avec : L : longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles.

- ❖ **Le moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.75)^2}{8} = 7.05 \text{ kN.m}$$

- ❖ **L'effort tranchant max :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.75}{2} = 5.95 \text{ kN}$$

- ❖ **Calcul d'armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : b = 12cm.

h = 4cm.

d = h - c = 4 - 2 = 2 cm.

(d : hauteur utile et c : l'enrobage c = 2cm).

Donc : $\mu = 10.34$

$$\mu = 10.34 > \mu_l = 0.392$$



la section est doublement armée(**SDA**).

Remarque :

Sachant que la dimension des poutrelles est de 12x4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression ($A_{sc}=0$) ne soit pas nécessaire.

III .2.2.2. Apres coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Remarque :

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher du RDC à usage commercial et au plancher d'étage courant à usage d'habitation.

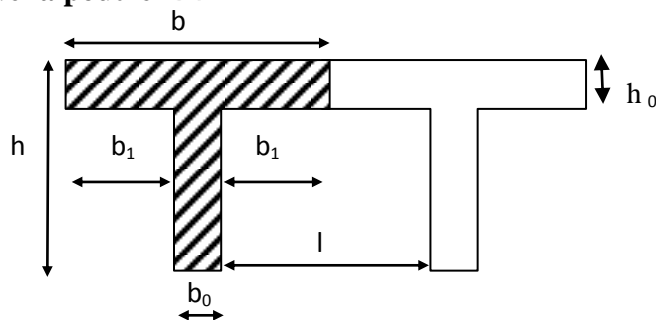
1. Dimensionnement de la poutrelle :

Figure III.2.5 : Dimensions de la poutrelle.

Avec :

h : hauteur de la poutrelle (**20+5 plancher a usage commercial, 16+4 plancher a usage d'habitation**).

h₀ : hauteur de la dalle de compression (**h₀ = 5 cm pour le plancher a usage commercial, h₀ = 4 cm pour le plancher a usage d'habitation**).

b₀ : largeur de la nervure (**b₀ = 12 cm**).

l₀: Distance entre axe des poutrelles (**l₀ = 65 – 12 = 53cm**).

l : portée libre entre nus. (**l=475 cm**).

b₁ : largeur de l'ourdis `a prendre en compte de chaque cote de la nervure est limitée `a la plus faible des valeurs ci-après :

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{l_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{475}{2} = 158.33 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \text{Min} (26.5, 47.5, 158.33) = 26.5 \text{ cm}$$

Donc : $b_1=26.5 \text{ cm}$.

b : largeur de la table de compression.

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

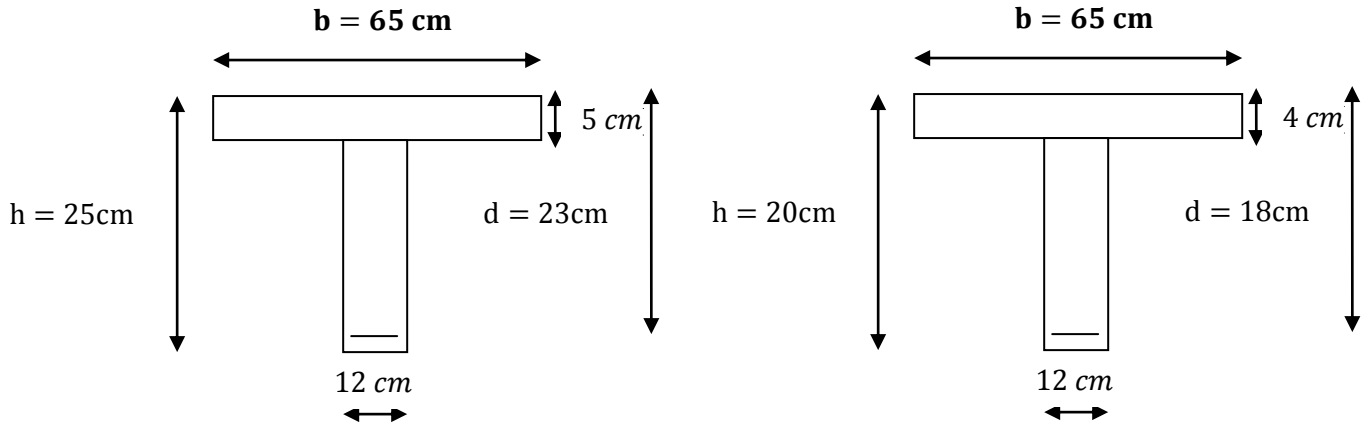


Figure III.2.6: Coupe transversale de la poutrelle.

1. Evaluation des charges:

❖ Charges permanentes :

- Plancher RDC et sous-sol (usage commercial) :

$$G = 5.98 \times 0.65 = 3.89 \text{ KN/ml}$$

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$G = 5.28 \times 0.65 = 3.43 \text{ KN/ml.}$$

❖ Charges d'exploitation :

- Plancher RDC et sous-sol (usage commercial) :

$$Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml.}$$

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml.}$$

2. Combinaison d'actions :

Plancher RDC et sous-sol (usage commercial):

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.13 \text{ KN /ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 7.14 \text{ KN/ml.}$

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.1 \text{ KN /ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 4.41 \text{ KN/ml.}$

3. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ❖ La méthode forfaitaire.
- ❖ La méthode des trois moments.
- ❖ La méthode de Caquot.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}.$$

- Plancher RDC et sous-sol (usage commercial) :

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

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.98 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{11.96 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq 11.96 \text{ KN/m}^2 . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

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

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.28 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{10.56 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.56 \text{ KN/m}^2 . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Condition vérifiée.

- 3) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.20}{3.95} = 0.81$$

$$\frac{3.95}{4.75} = 0.8$$

$$\frac{4.75}{4.75} = 1$$

$$\frac{4.75}{3.80} = 1.25$$

$$\frac{3.80}{3.30} = 1.15$$

$$\frac{3.3}{3.05} = 1.08$$

Condition vérifiée.

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Condition vérifiée.

Conclusion :

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

4. Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charge que la travée considérée.

5. Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée l que la travée considérée est soumise au mêmes charges.

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

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3 M_0 : pour les appuis de rive semi encastés.

Effort tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec :

- l : Longueur de la travée considérée.
- $\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.
- M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

6. Application de la méthode :

❖ Plancher à usage commercial :

Dans se cas le plancher est composé de quatre différentes poutrelles :

- Poutrelle 1 a cinq travées.
- Poutrelle 2 a sept travées.
- Poutrelle 3 a quatre travées.

a. Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5+5.98} = 0.46 \quad \text{avec : } 0 < \alpha = 0.46 < \frac{2}{3}$$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$
0.46	1.14	0.57	0.67

Tableau III.2.1: Rapport de charges.

b. Calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants) :

A L'ELU :

❖ Poutrelle 1 :

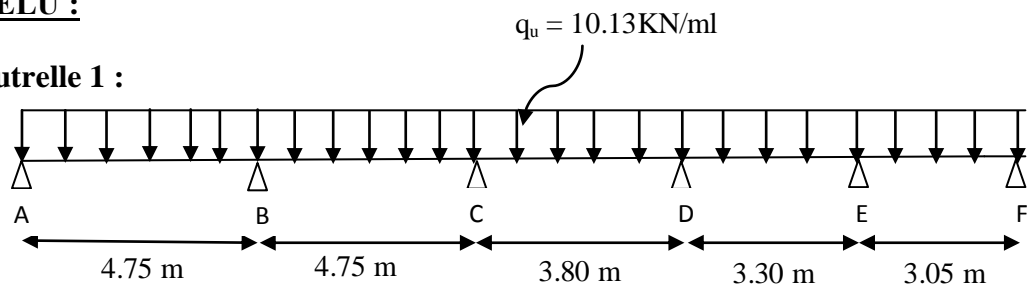


Figure III.2.7: Schéma statique de la poutrelle 1.

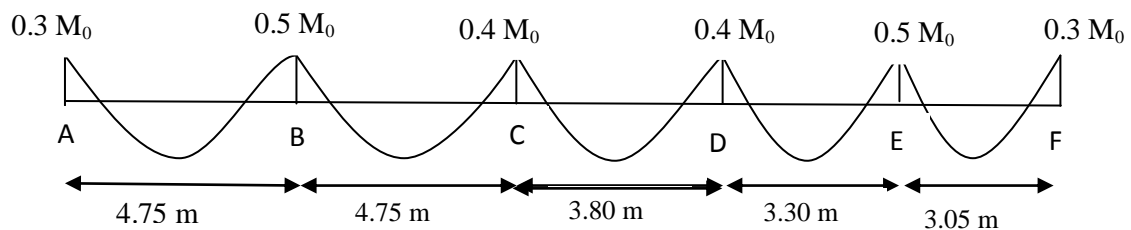


Figure III.2.8: l'évaluation des moments dans les différents appuis.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	M_0 (kN.m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	28.57	8.57	14.29	21.14	22.85	-25.26
BC	28.57	14.29	11.43	19.71	24.66	-23.46
CD	18.28	11.43	7.31	11.47	20.33	-18.29
DE	13.79	7.31	6.90	8.62	16.84	-16.59
EF	11.78	6.90	3.53	8.21	16.55	-14.34

Tableau III.2.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

▪ Diagramme des efforts internes :

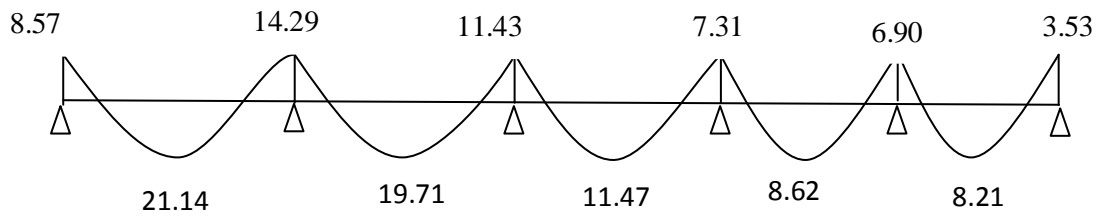


Figure III.2.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1.

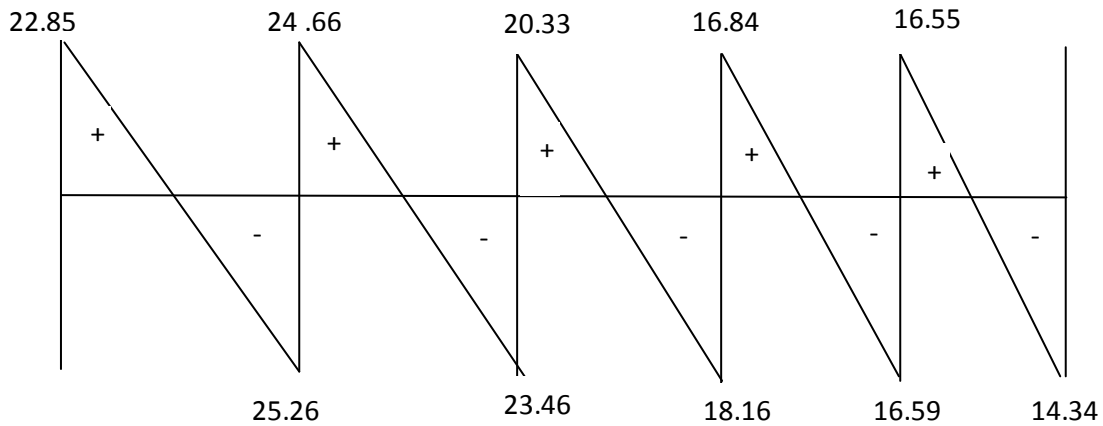


Figure III.2.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle 2 :

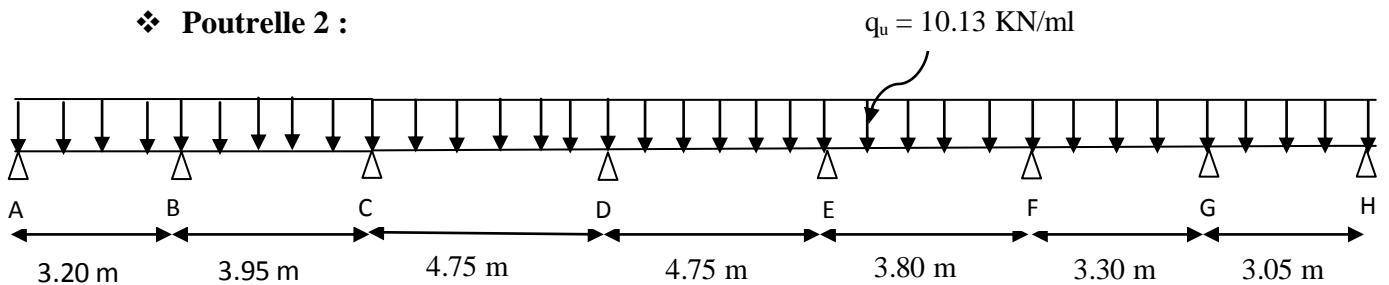


Figure III.2.11: Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	M_0 (kN.m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	12.97	3.89	9.88	8.69	14.34	-18.08
BC	19.75	9.88	11.43	11.86	19.61	-20.4
CD	28.57	11.43	11.43	21.14	24.06	-24.06
DE	28.57	11.43	11.43	21.14	24.06	-24.06
EF	18.28	11.43	7.31	11.47	20.33	-18.16
FG	13.79	7.31	6.90	8.62	16.84	-16.59
GH	11.78	6.90	3.53	8.21	16.55	-14.34

Tableau III.2.3: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

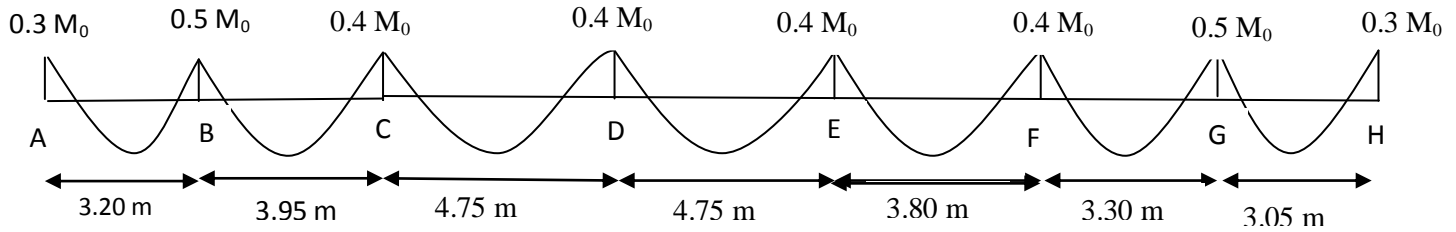


Figure III.2.12 : L'évaluation des moments dans les différents appuis.

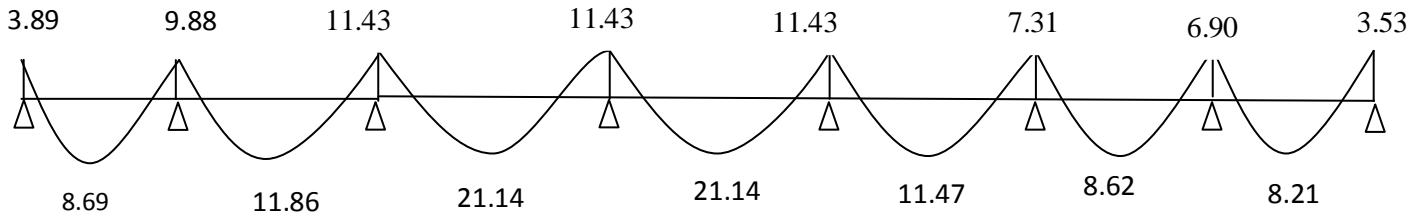


Figure III.2.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 2.

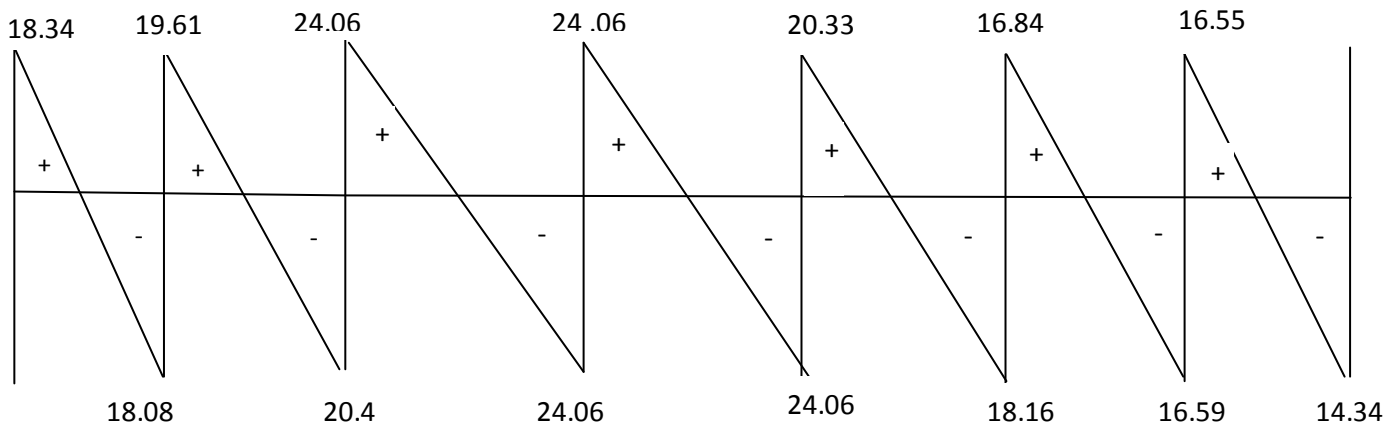


Figure III.2.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

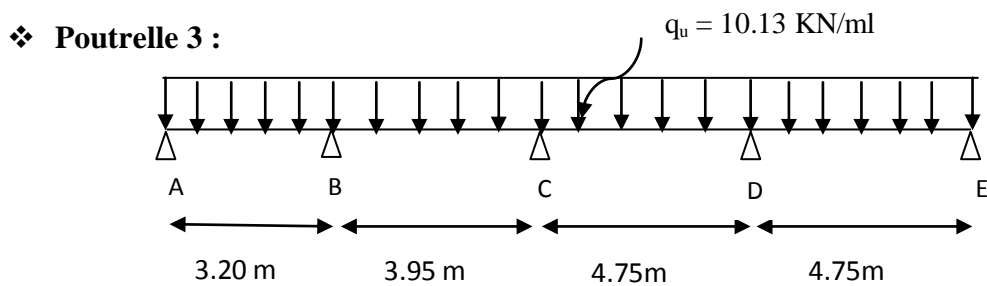


Figure III.2.15: Schéma statique de la poutrelle 3.

Travée	M_0 (kN.m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	12.97	3.89	9.88	8.69	14.34	-18.08
BC	19.75	9.88	11.43	11.86	19.61	-20.4
CD	28.57	11.43	14.29	19.71	23.46	-24.66
DE	28.57	14.29	8.57	21.14	25.26	-22.85

Tableau III.2.4: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 3.

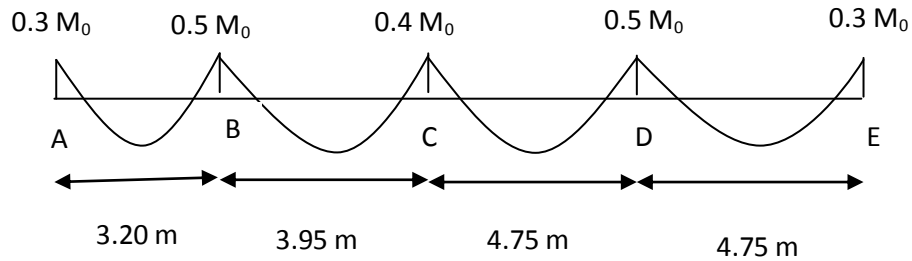


Figure III.2.16 : L'évaluation des moments dans les différents appuis.

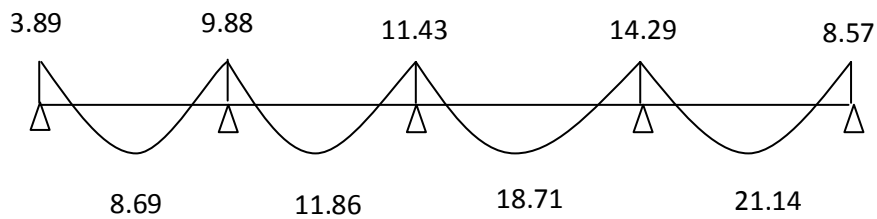


Figure III.2.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 3.

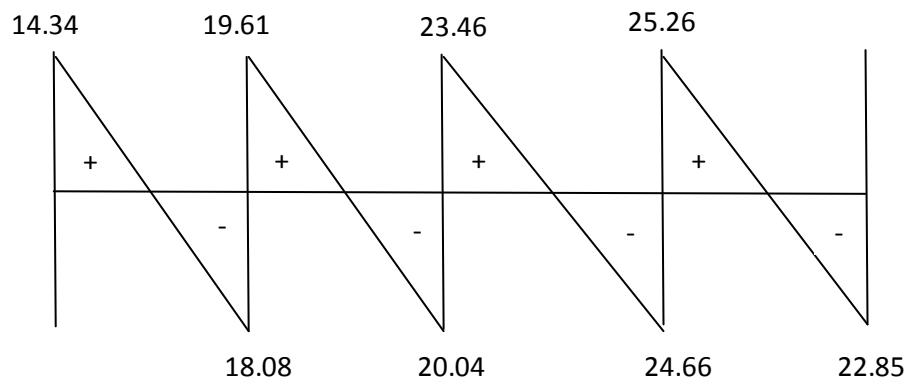


Figure III.2.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 3.

A L'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge q_u . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par q_s et de diviser par q_u pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{7.14}{10.13} = 0.7$$

❖ **Poutrelle1:**

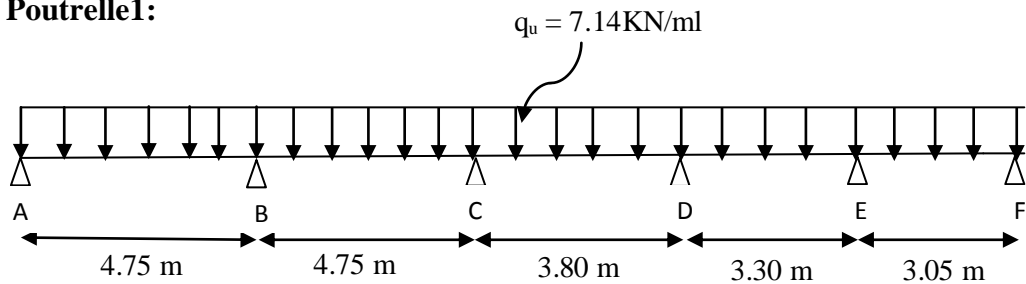


Figure III.2.19: Schéma statique de la poutrelle 1.

Travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	6	10	14.78	16	-17.68
BC	10	8	13.80	17.26	-16.42
CD	8	5.12	8.03	14.23	-12.80
DE	5.12	4.83	6.03	11.79	-11.61
EF	4.83	2.47	5.75	11.59	-10.04

Tableau III.2.5: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

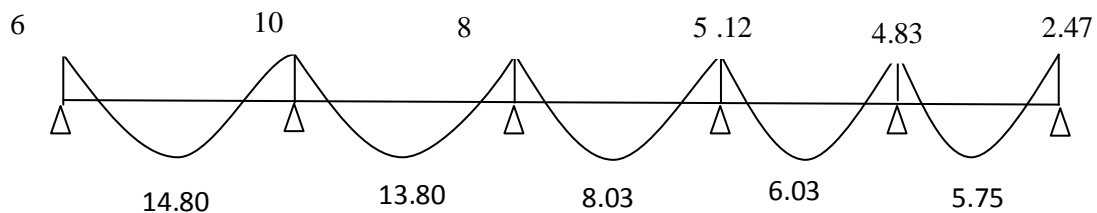


Figure III.2.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 1.

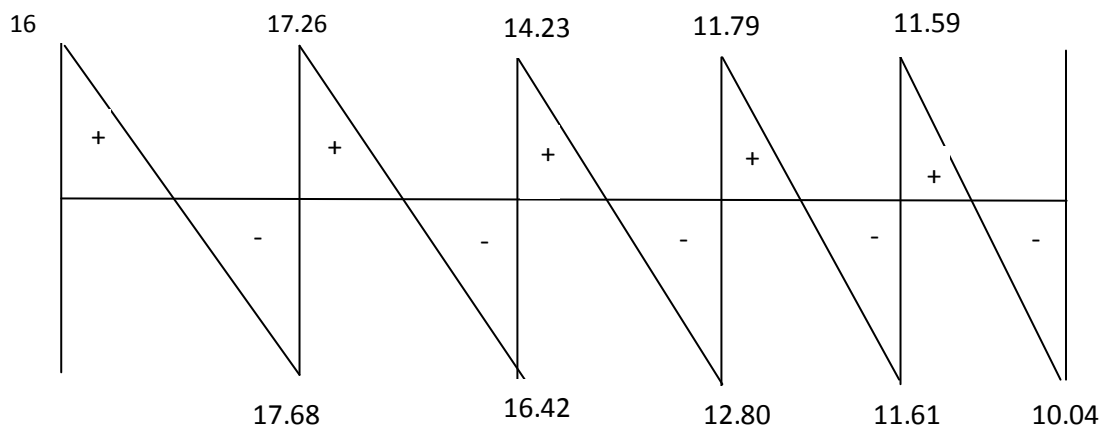


Figure III.2.21: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle 2 :

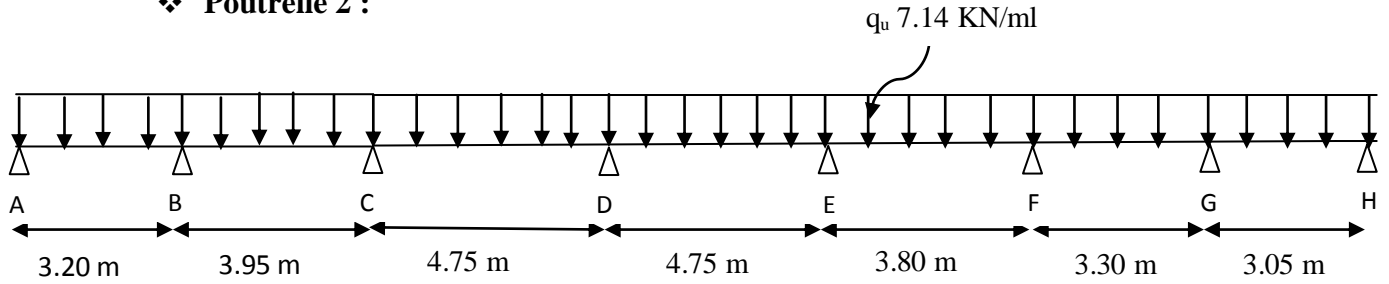


Figure III.2.22: Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	2.72	6.92	6.08	10.04	-12.66
BC	6.92	8	8.30	13.73	-14.28
CD	8	8	14.78	16.84	-16.84
DE	8	8	14.78	16.84	-16.84
EF	8	5.12	8.03	14.23	-12.71
FG	5.12	4.83	6.03	11.79	-11.61
GH	4.83	2.47	5.75	11.59	-10

Tableau III.2.6: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.

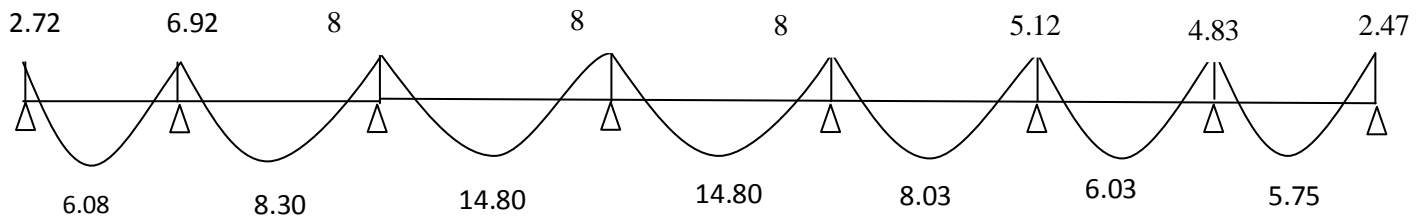


Figure III.2.23: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 2.

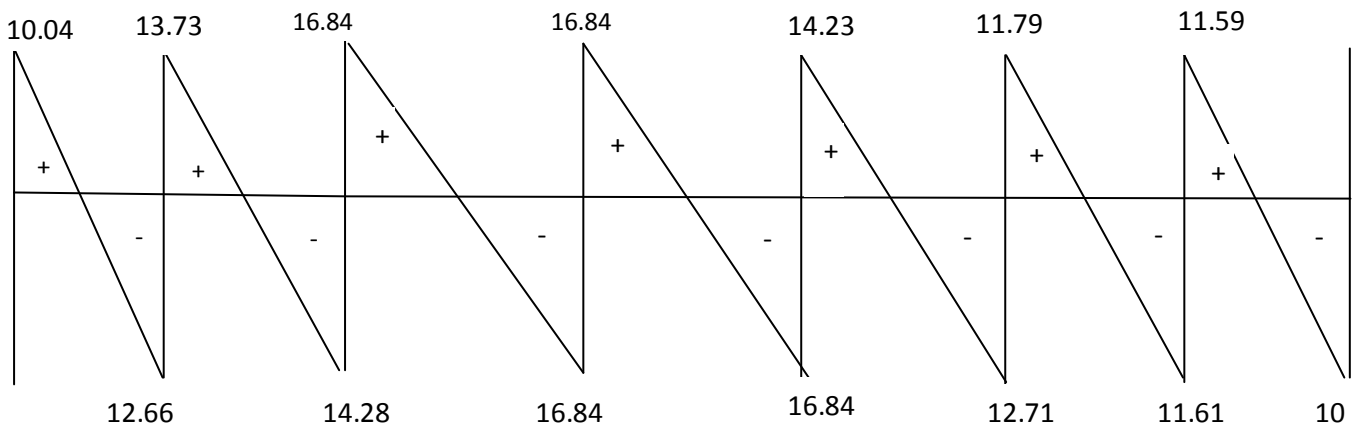


Figure III.2.24: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.

❖ Poutrelle 3 :

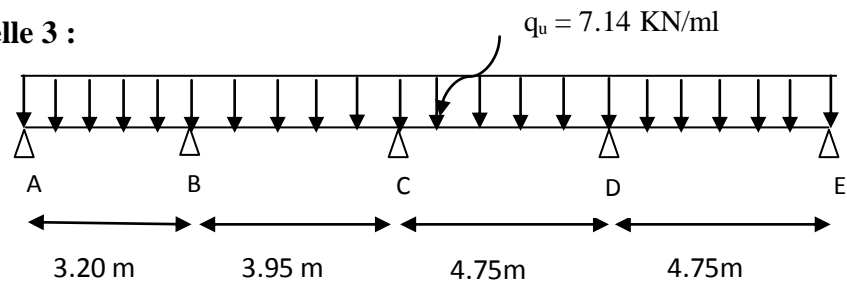


Figure III.2.25: Schéma statique de la poutrelle 3.

Travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	2.72	6.92	6.08	10.04	-12.66
BC	6.92	8	8.30	13.73	-14.28
CD	8	10	13.80	16.42	-17.26
DE	10	6	14.78	17.68	-16

Tableau III.2.7: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 4.

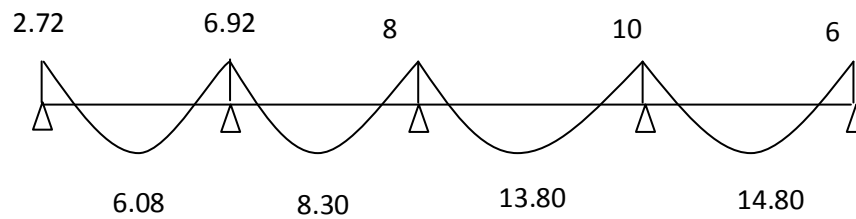


Figure III.2.26: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 3.

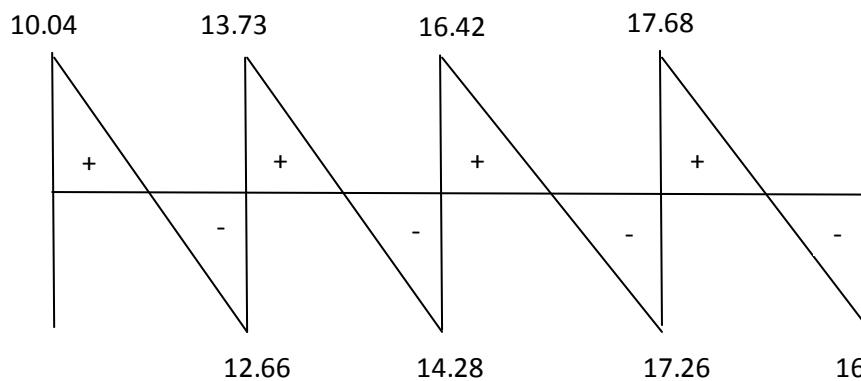


Figure III.2.26: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 3.

c. Calcul des armatures à ELU :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{\max}^t = 21.14 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{\max}^a = 14.29 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T \acute{e} dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm}$$

1. Armature longitudinal :

❖ En travée :

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 21.14 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.05 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 71.53 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{\max}^t < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc elle sera comprimée la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

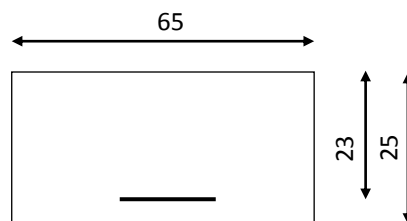


Figure III.2.27: section rectangulaire de (25x 65) cm².

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{21.14 \times 10^3}{65 \times 23^2 \times 14.2} = 0.043$$

Donc : $\mu = 0.043 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc $As' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.043 \rightarrow \beta = 0.978$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{21.14 \times 10^3}{0.978 \times 23 \times 348} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis : $M_{\max}^a = 14.29 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{14.29 \times 10^3}{12 \times 23^2 \times 14.2} = 0.158$$

Donc : $\mu = 0.158 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc $As' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.158 \rightarrow \beta = 0.914$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14.29 \times 10^3}{0.914 \times 23 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Conclusion :

- En travée : $3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

2. Armature transversal :

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

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

- \emptyset_t : diamètre des armatures transversal.
- \emptyset_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{25}{35}; 1.4; \frac{12}{10} \right\} = \min\{0.71; 1.4; 1.2\} = 0.71 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset_t = 0.6 \text{ cm}$

Donc : $A_t = 2x \emptyset_t = 0.57 \text{ cm}^2$

3. Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{0.9 \times 18; 40\text{cm}\} = \min\{16.2; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifiée 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} > 0.4 \text{ MPa}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$1.27 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$, avec un espacement constant de $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

d. Vérification a l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

❖ En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 23 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 23 \times 2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.33 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant ($T_{\max} = 25.26 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{25.26 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

a : Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 23 \times 12 \times 10^{-1} = 165.6 \text{ KN}$$

$$\text{❖ Appui intermédiaire : } T_{\max} = 24.66 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 24.66 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{❖ Appui de rive : } T_{\max} = 25.26 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 25.26 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inferieures (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_c} < A$$

$$\text{❖ Appui intermédiaire : } M_{\max} = 14.29 \text{ KN.m et } T_{\max} = 24.66 \text{ KN}$$

$$\left(24.66 - \frac{14.29}{0.9 \times 0.23} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.27 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

$$\text{❖ Appui de rive : } M_{\max} = 8.57 \text{ KN.m et } T_{\max} = 25.26 \text{ KN}$$

$$\left(25.26 - \frac{8.57}{0.9 \times 0.23} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.46 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.19 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{25.26}{0.9 \times 23 \times 13.19} \times 10 = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

6. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23..BAEL91/modifiée 99):

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

D'où :

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL 91 [Art. A.6.1]** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

e. Vérification a l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

2. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/ modifiée 99) :

Contrainte dans le béton :

❖ En travée :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec : $M_s = 14.78 \text{ KN. m}$
 $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$
 $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{65 \times 23} = 0.309$
 $\rho_1 = 0.309 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 42.47$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{14.78 \times 10^3}{0.913 \times 23 \times 4.62} = 152.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{42.47} \times 152.34 = 3.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ En appuis :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 10 \text{ KN. m}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 23} = 0.818$$

$$\rho_1 = 0.818 \rightarrow \beta_1 = 0.871 \rightarrow K_1 = 23.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10 \times 10^3}{0.871 \times 23 \times 2.26} = 220.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{23.76} \times 220.87 = 9.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (h = 2 cm)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (l=4.45)
- **M_t** : moment max en travée.
- **M₀** : moment max de la travée isostatique.
- **A_t** : section des armatures.
- **b₀** : largeur de la nervure.
- **d** : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{25}{445} = 0.056 < \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 1^{ème} condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

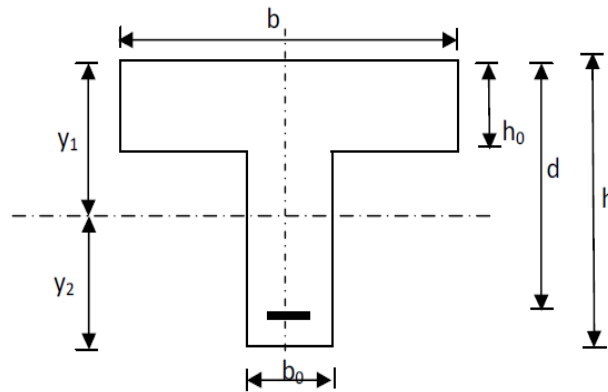


Figure III .2.28: Schéma statique de calcul.

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

- S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

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

$$S_{xx} = 12 \times \frac{25}{2} \times 25 + (65 - 12) \times \frac{5}{2} \times 5 + 15 \times 4.62 \times 23 = 6006.4 \text{ cm}^3$$

- B_0 : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(25 - 5) + 65 \times 5 + 15 \times 4.62 = 634.3 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{6006.4}{634.3} = 9.47 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 25 - 9.47 = 15.53 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (9.47^3 + 15.53^3)}{3} + (65 - 12) \times 5 \left(\frac{5^2}{12} + \left(9.47 - \frac{5}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 4.62 (15.53 - 2)^2$$

$$I_0 = 44492.43 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 23} = 0.017 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.977$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.017} = 0.95$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 152.34 + 2.1} = 0.67$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 44492.43}{1 + (0.67 \times 0.95)} = 30080.90$$

$$f = \frac{M_{tAB} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{14.78 \times (4.45)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 30080.90} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f = 0.88 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0.9 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Plancher à usage d'habitation :**

Dans se cas le plancher est composé de deux poutrelles :

- Poutrelle 1 a cinq travées.
- Poutrelle 2 a deux travées.

a. Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{1.5+5.28} = 0.22 \quad \text{Avec :} \quad 0 < \alpha = 0.22 < \frac{2}{3}$$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.22	1.07	0.53	0.63

Tableau III.2.8: Rapport de charges.

b. Calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants) :

A L'ELU :

❖ **Poutrelle 1 :**

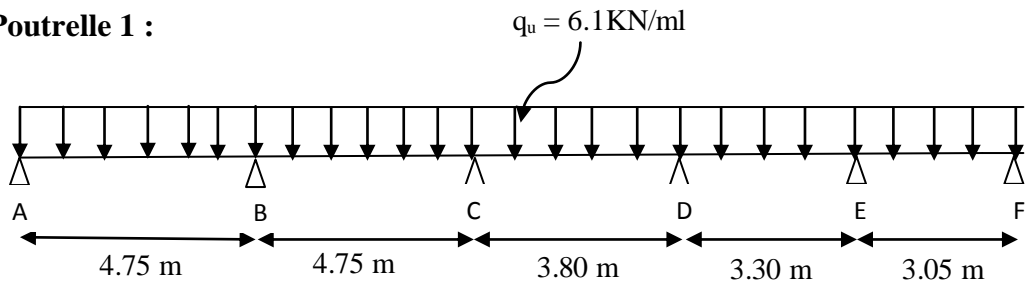


Figure III.2.29: Schéma statique de la poutrelle 1.

Travée	M_0 (KN.m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	17.20	5.16	8.6	11.35	13.77	-15.21
BC	17.20	8.6	6.88	10.49	14.85	-14.13
CD	11.01	6.88	4.4	6.03	12.24	-10.94
DE	8.30	4.4	4.15	4.52	10.87	-9.27
EF	7.09	4.15	2.13	4.47	9.96	-8.64

Tableau III.1.9 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

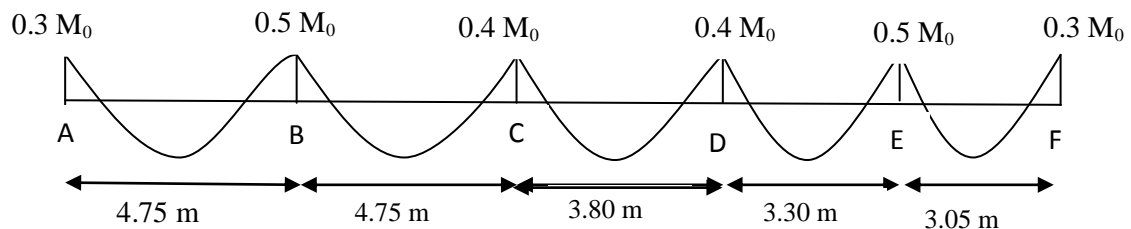


Figure III.2.30 : L'évaluation des moments dans les différents appuis.

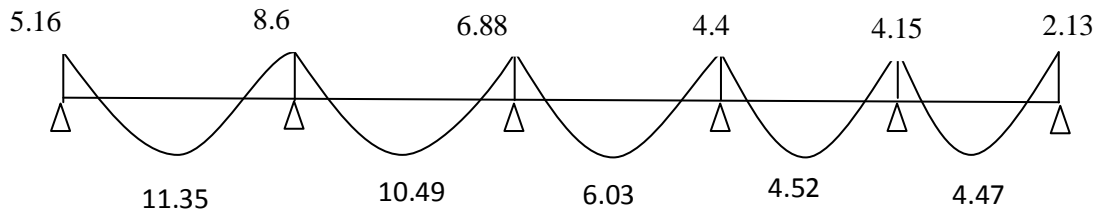


Figure III.2.31: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1.

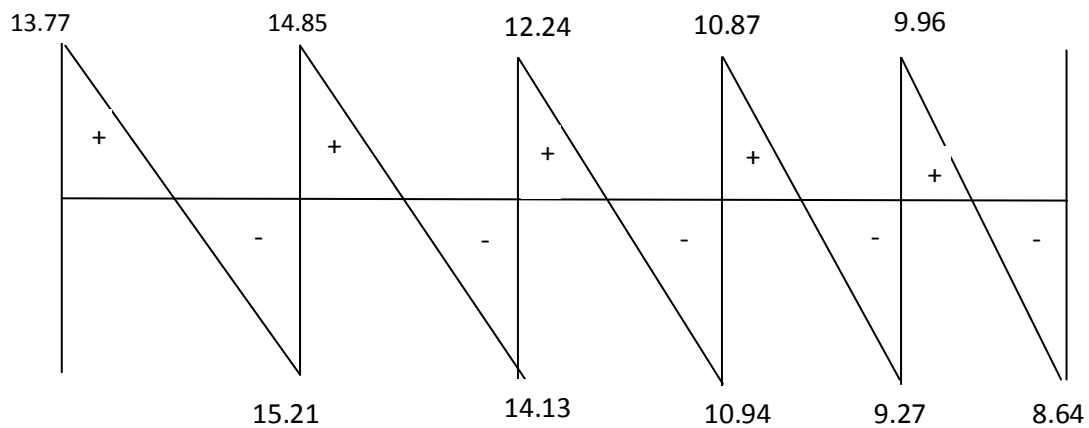


Figure III.2.32: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle 2 :

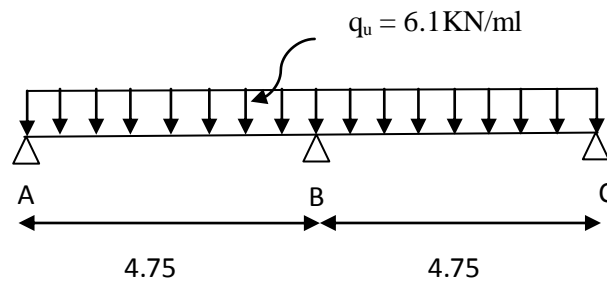


Figure III.2.33: Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	M_0 (kN.m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	17.20	5.16	10.32	10.84	13.4	-15.58
BC	17.20	10.32	5.16	10.84	15.58	-13.4

Tableau III.2.10 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

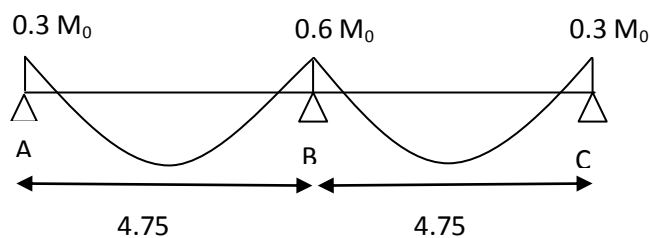


Figure III.2.34 : L'évaluation des moments dans les différents appuis.

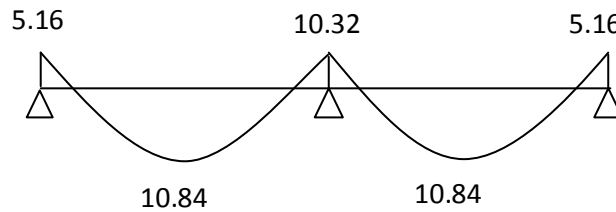


Figure III.2.35: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 2.

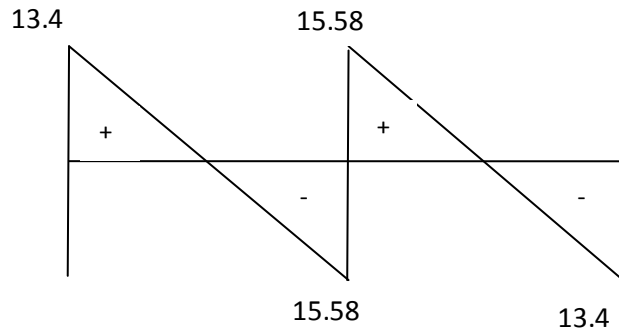


Figure III.2.36: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

A L'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge q_u . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par q_s et de diviser par q_u pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est -a- dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.41}{6.1} = 0.72$$

❖ **Poutrelle1:**

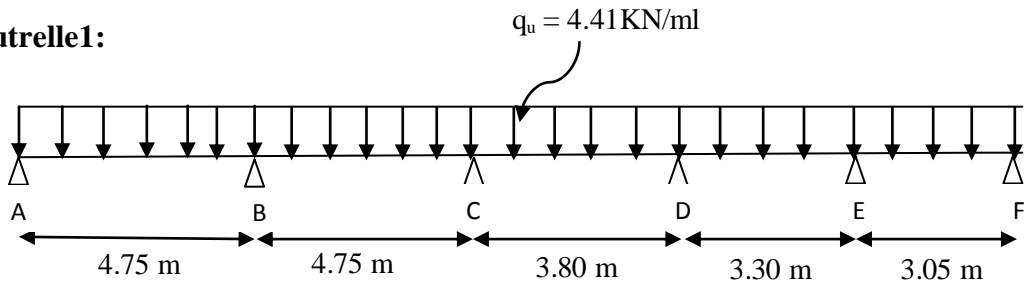


Figure III.2.37: Schéma statique de la poutrelle 1.

Travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	3.71	6.19	8.17	9.91	-10.95
BC	6.19	4.95	7.55	10.69	-10.17
CD	4.95	3.17	4.34	8.81	-7.88
DE	3.17	2.99	3.25	7.83	-6.67
EF	2.99	1.53	3.22	7.17	-6.22

Tableau III.2.11: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

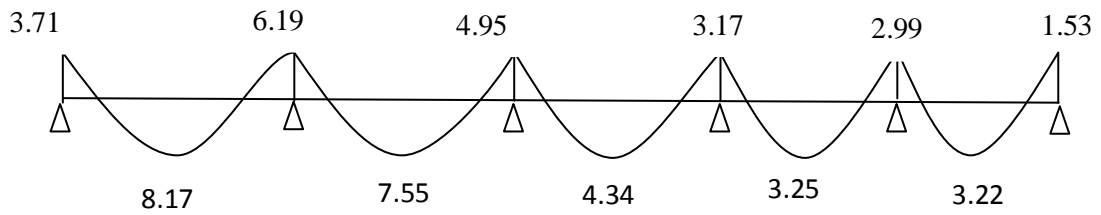


Figure III.2.38: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 1.

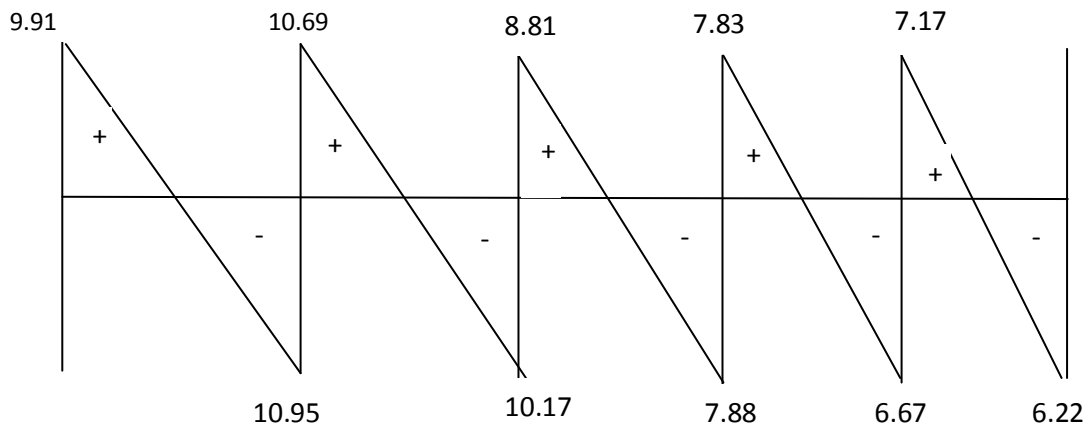


Figure III.2.39: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle 2 :

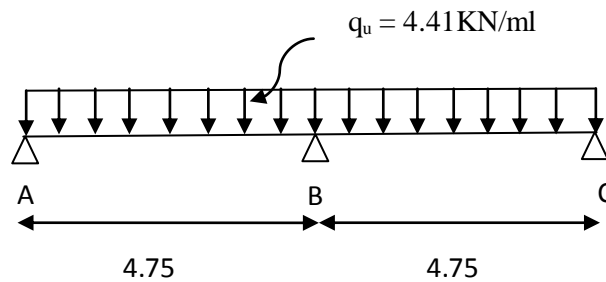


Figure III.2.40: Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	3.71	7.43	7.8	9.65	-11.22
BC	7.43	3.71	7.8	11.22	-9.65

Tableau III.2.12: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.

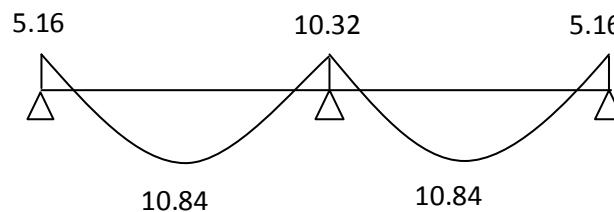


Figure III.2.41: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 2.

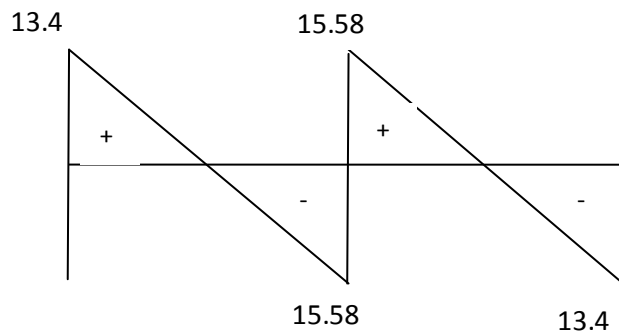


Figure III.2.42: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

c. Calcul des armatures à ELU :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{\max}^t = 11.35 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{\max}^a = 10.32 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T \acute{e} dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm}.$$

1. Armature longitudinal :

❖ En travée :

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 11.35 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{\max}^t = 11.35 < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc elle sera comprimée la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

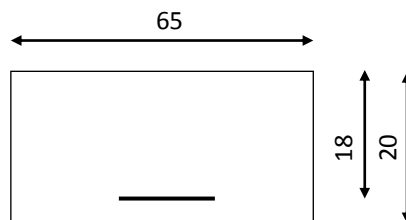


Figure III.2.43: section rectangulaire de (20x 65) cm².

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{11.35 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.038$$

Donc : $\mu = 0.038 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc $A_s' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{11.35 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis : $M_{\max}^a = 10.32 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{10.32 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.186$$

Donc : $\mu = 0.186 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc $A_s' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu_b = 0.186 \Rightarrow \beta = 0.896$

$$A_a = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{10.32 \times 10^3}{0.896 \times 18 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Conclusion :

- En travée : $3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.
- Aux appuis : $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

2. Armature transversal :

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

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.4; \frac{12}{10} \right\} = \min \{0.5; 1.4; 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset_t = 0.6 \text{ cm}$

Donc : $A_t = 2 \times \emptyset_t = 0.57 \text{ cm}^2$

3. Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{0.9 \times 18 ; 40\text{cm}\} = \min\{16.2 ; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifiée 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$1.27 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$, avec un espacement constant de $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

d. Vérification à l'ELU :**1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

❖ **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\text{Avec : } T_{\max} = 15.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.58 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec : a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

❖ Appui intermédiaire : $T_{\max} = 15.58 \text{ KN}$

$$T_{\max} = 15.58 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Appui de rive : $T_{\max} = 13.77 \text{ KN}$

$$T_{\max} = 13.77 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inferieures (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

❖ Appui intermédiaire : $M_{\max} = 10.32 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 15.58 \text{ KN}$

$$\left(15.58 - \frac{10.32}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.38 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

condition verifiée.

❖ Appui de rive : $M_{\max} = 5.16 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 13.77 \text{ KN}$

$$\left(13.77 - \frac{5.16}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.52 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

condition verifiée.

5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres
 $\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.19 \text{ cm}$, n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{15.58}{0.9 \times 18 \times 13.19} \times 10 = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

6. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23..BAEL91/modifiée 99):

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 [Art. A.6.1]** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

e. Vérification a l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

2. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99) :

❖ En travée :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 8.17 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{65 \times 18} = 0.395$$

$$\rho_1 = 0.395 \rightarrow \beta_1 = 0.903 \rightarrow K_1 = 36.55$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.17 \times 10^3}{0.903 \times 18 \times 4.62} = 108.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{36.55} \times 108.80 = 2.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ En appuis :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 7.43 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05$$

$$\rho_1 = 1.05 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K_1 = 20.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7.43 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 212.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{20.21} \times 212.87 = 10.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (h = 20 cm)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (l = 4.45)
- **M_t** : moment max en travée.
- **M₀** : moment max de la travée isostatique.
- **A_t** : section des armatures.
- **b₀** : largeur de la nervure.
- **d** : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{445} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 1^{ème} condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

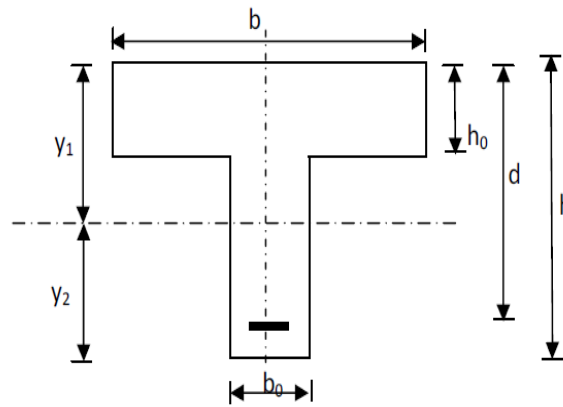


Figure III.2.44 : Schéma statique de calcul.

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

- S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

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

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20}{2} \times 20 + (65 - 12) \times \frac{4}{2} \times 4 + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^3$$

- B_0 : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 4.62 = 521.3 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.81^3 + 12.19^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left(\frac{4^2}{12} + \left(7.81 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 27161.72 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.974$$

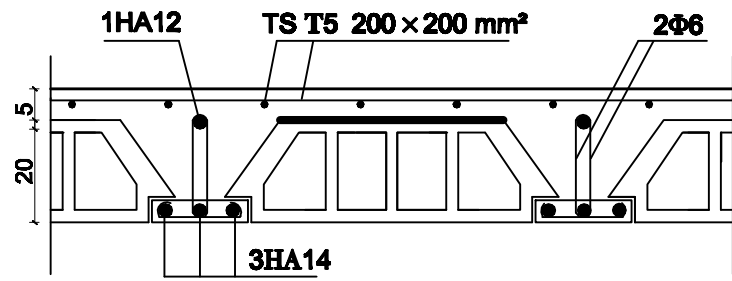
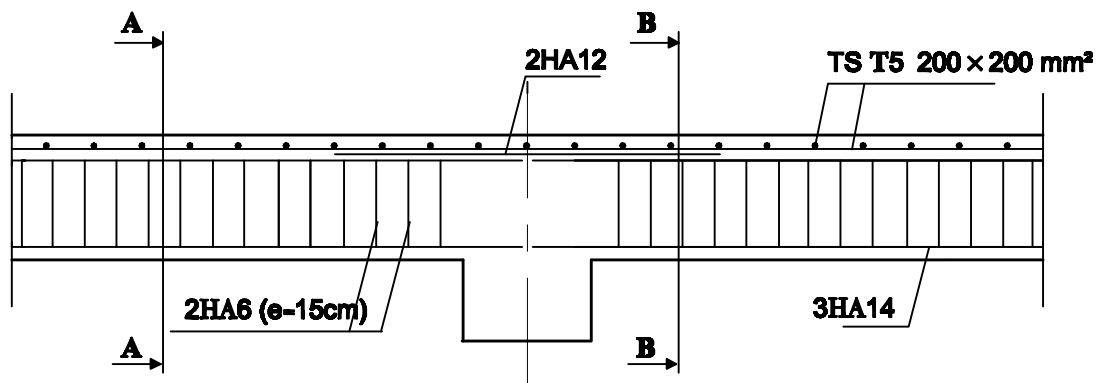
- $\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.022} = 0.75$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.022 \times 108.80 + 2.1} = 0.68$$

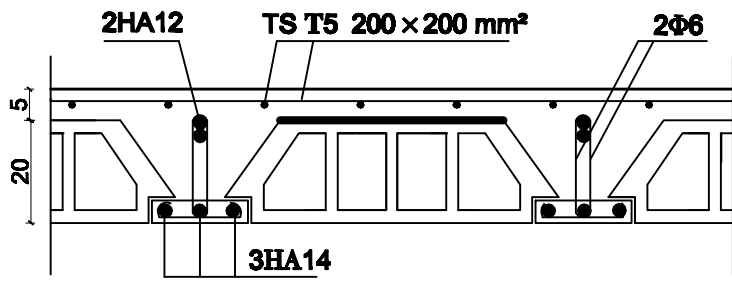
$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 27161.72}{1 + (0.75 \times 0.68)} = 19786.68 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.17 \times (4.45)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 19786.68} = 0.75 \text{ cm}$$

$$f = 0.75 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0.9 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

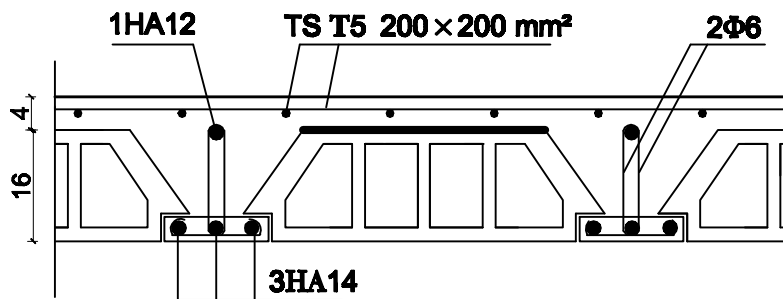
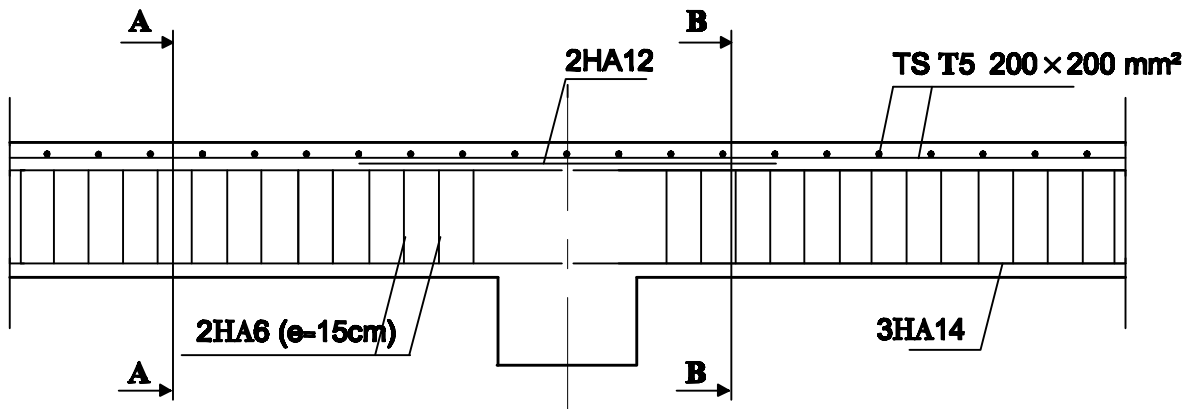


coupeA-A

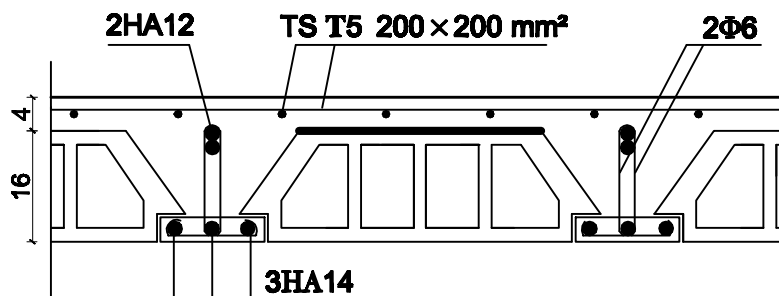


coupeB-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Melle: HABBANE Dyhia		Plan de ferrillage des plancher a usage commercial et bureautique	plan n°6
Melle: OUKEL Lydie			2017
Mr : ADIRAD			



coupeA-A



coupeB-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Nelle: HABIBI Dylis		Plan de ferrillage des plancher à usage d'habitation	plan 107
Nelle: OUKI Lydia			2017
Mr : ADIRAD			

III.3. BALCON :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur sous les sollicitations suivantes :

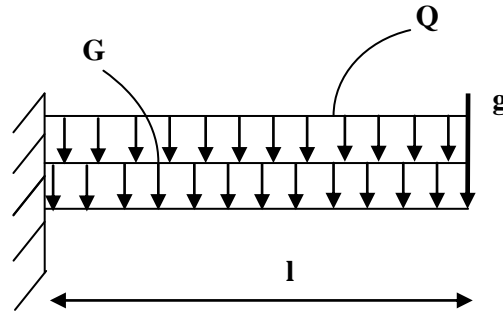


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

Avec :

- **G** : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- **Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- **g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.3.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est :

$$e_p = 16 \text{ cm} \quad (\text{Déterminer dans le chapitre II})$$

III.3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

➤ **Charge permanente :**

$$G = 5.74 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad (\text{déterminer dans le chapitre II})$$

➤ **Charge concentrée :**

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02 x 2	18	0.72
G total				1.62

Tableau III.3.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$\text{D'après le DTR : } Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

III.3.3. Combinaisons de charges :**A'ELU :**➤ **Dalle:**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = (1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 3.5) \times 1m = 13\text{KN/ml}$$

➤ **Garde corps:**

$$g_u = (1.35 g) \times 1m = (1.35 \times 1.62) \times 1m = 2.19 \text{ KN/ml}$$

A'ELS :➤ **Dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1m = (5.74 + 3.5) \times 1m = 9.24 \text{ KN/ml}$$

➤ **Garde corps :**

$$g_s = g \times 1m = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III.3.4. Calcul des efforts internes :**A'ELU :**• **moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{13 \times (1.6)^2}{2} + 2.19 \times 1.6 = 20.14 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$V_u = 13 \times 1.6 + 2.19 = 23 \text{ KN}$$

A'ELS :• **moments fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{9.24 \times (1.6)^2}{2} + 1.62 \times 1.6 = 14.42 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_s \cdot l + g_s$$

$$V_s = 9.24 \times 1.6 + 1.62 = 16.4 \text{ KN}$$

III.3.5. Calcul a l'ELU:**❖ Ferrailage :**

Il consiste a l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple .La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

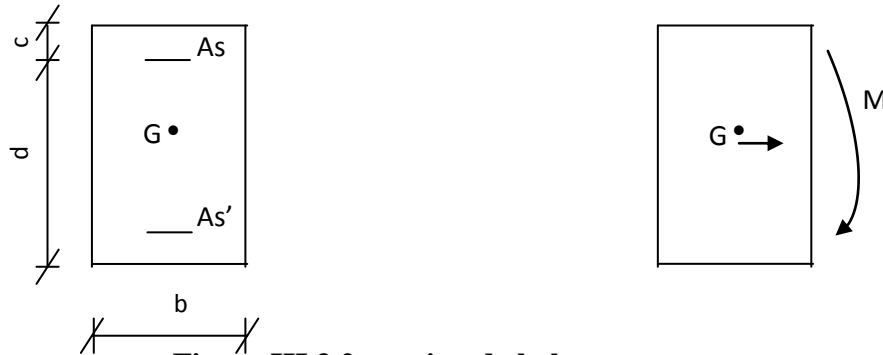


Figure III.3.2: section de balcon.

Avec :

- h :** Epaisseur de la section (h=16 cm).
- b :** Largeur de la section (b=100 cm).
- c :** Enrobage (c = c'=2 cm).
- d :** Hauteur utile (h - c = 16 - 2 = 14 cm).

a. Armature principal :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{20.14 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.0723$$

$\mu = 0.0723 < \mu_1 0.392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.0723 \rightarrow \beta = 0.963$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{20.14 \times 10^3}{0.963 \times 14 \times 348} = 4.29 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

b. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification :****a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 14 \times 2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.69 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):

(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{23}{100 \times 13} \times 10 = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Verification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 1.2 = 15.07 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{ nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{23}{0.9 \times 14 \times 15.07} \times 10 = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification de l'espacement (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

- Pour les armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = \min(48 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 16 ; 45\text{cm}) = \min(64 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III.3.6. Vérification à l'E.L.S :**a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 14.42 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 14} = 0.323$$

$$\rho_1 = 0.323 \rightarrow \beta_1 = 0.911 \rightarrow K_1 = 47.18$$

$$\sigma_{st} = \frac{14.42 \times 10^3}{0.911 \times 14 \times 4.52} = 250.14 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{1}{41.18} \times 250.14 = 6.07 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 6.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

c. **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{16}{160} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{160} = 0.1 > \frac{14.42}{10 \times 14.42} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{4.52}{100 \times 14} = 0.0030 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

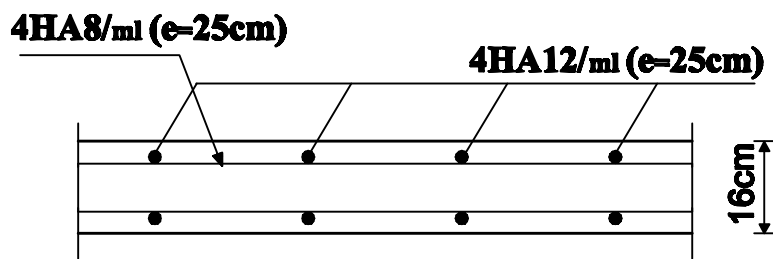
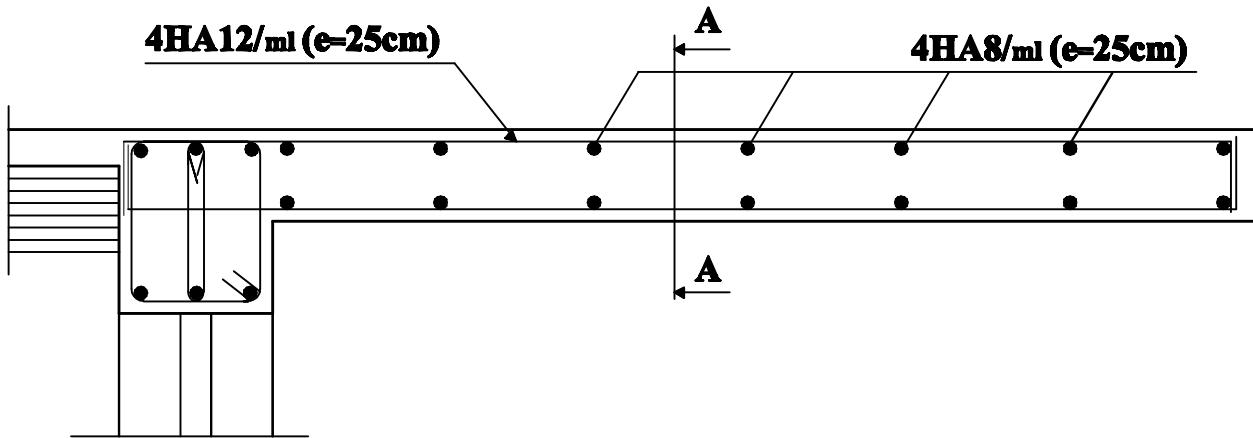
Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

❖ **Armatures principales : 4HA12 avec $S_t=25 \text{ cm}$.**

❖ **Armatures secondaires : 4HA8 avec $S_t=25 \text{ cm}$.**



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUA MAHOMEDI DE TIZI OUZOU		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Maitre: HABBANE Dylis Maitre: GUNEL Lylla		Plan de ferrillage de béton	plan n°01
Mr: ABBAD			2017

III.4.Salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

III.4.2. Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $1.60 \times 1.80 = 2.88 \text{m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1.2 \times 1.5 = 1.80 \text{m}^2$.
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : 9t ($P=90 \text{KN}$).

III.4.3.Calcul de la dalle pleine :

a) Epaisseur de la dalle :

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

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{160}{30} \Rightarrow h_0 \geq 5.33 \text{ cm}$$

h_0 : Épaisseur d'une dalle pleine.

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12\text{cm}$

Donc : on adopte une hauteur $h_0 = 15\text{cm}$.

• Calcul a l'ELU :

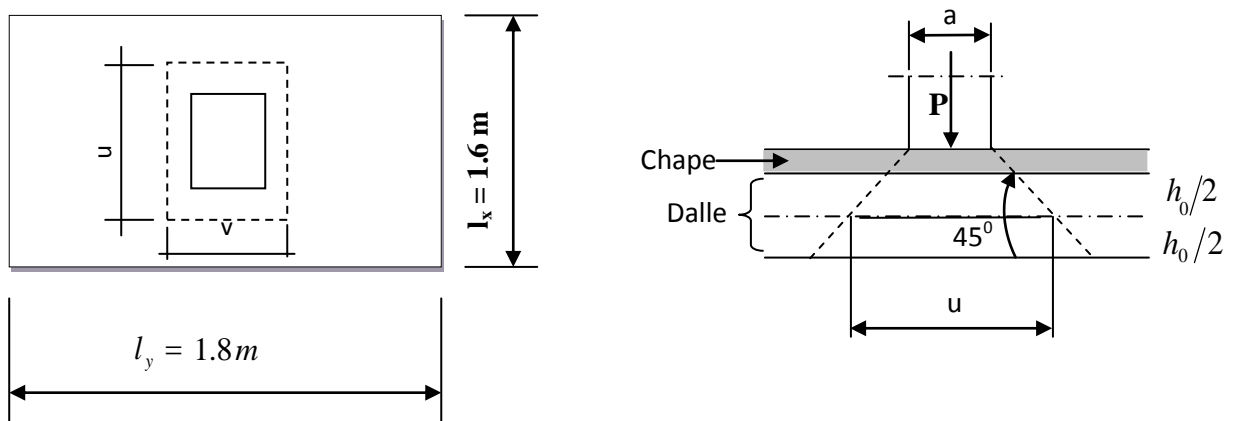


Figure III.4.1 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

avec :

$$h_0 = 15\text{cm}$$

e : revêtement de la dalle (e = 5cm).

$$U_0 = 120\text{cm} ; V_0 = 150\text{cm}$$

$$\text{D'où : } U = 120 + 2 \times 5 + 15 = 145\text{cm}$$

$$V = 150 + 2 \times 5 + 15 = 175\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.88 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.45}{1.60} = 0.9 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.75}{1.80} = 0.972$$

A partir des abaques de PIGEAUD, et après interpolation : $M_1 = 0.048$, $M_2 = 0.035$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.048 = 5.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.035 = 4.253 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.88 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0478 \quad ; \quad \mu_y = 0.740 \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

Poids propre de la dalle :

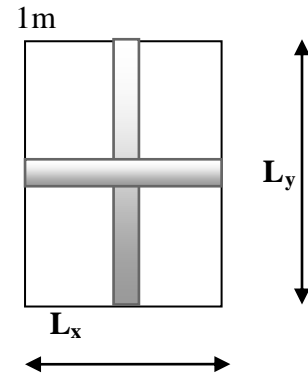
$$G = (0.15 \times 25 + 22 \times 0.05) \times 1\text{m} = 4.85 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0478 \times 8.0475 \times 1.60^2 = 0.984 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.984 \times 0.740 = 0.728 \text{ KN.m} \end{cases}$$



d) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.832 + 0.984 = 6.816 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.253 + 0.728 = 4.981 \text{ KN.m}$$

e) Détermination des moments dans les deux sens L_x et L_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } L_x : \\ \checkmark \text{ aux appuis : } M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 6.816 = -2.04 \text{ KN.m} \\ \checkmark \text{ en travée : } M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 6.816 = 5.80 \text{ KN.m} \\ \\ \text{Sens } L_y : \\ \checkmark \text{ aux appuis : } M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 4.981 = -1.5 \text{ KN.m} \\ \checkmark \text{ en travée : } M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 4.981 = 4.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.4.4. Ferrailage de la dalle :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

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

a) Dans le sens de la petite portée (x-x) :

• En travée :

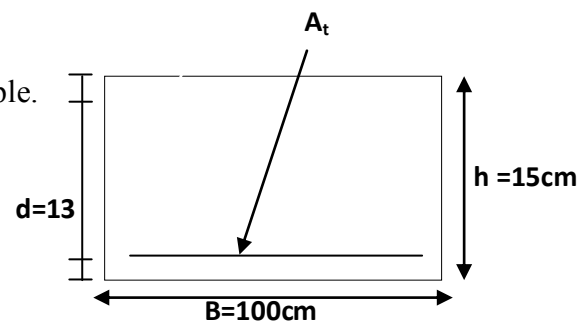
$$M_u = 0.85 \times 6.816 = 5.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{5.8 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$

$$A_{st} = \frac{5.8 \times 10^2}{0.988 \times 13 \times 34.8} = 1.29 \text{ cm}^2$$



Soit : $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

- Aux appuis :

$$M_{u,x} = -0.3 \times 6.816 = -2.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.4 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.0085$$

$\mu = 0.0085 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. $\mu = 0.0085 \longrightarrow \beta = 0.996$

$$A_{st} = \frac{2.04 \times 10^2}{0.996 \times 13 \times 34.8} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

b) Dans le sens de la grande portée : y-y

- En travée :

$$M_{u,y} = 0.85 \times 4.981 = 4.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4.23 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.018$$

$\mu = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. : $\mu = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$

$$A_{st} = \frac{4.23 \times 10^2}{0.991 \times 13 \times 34.8} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

- Aux appuis :

$$M_{u,y} = -0.3 \times 4.981 = -1.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.5 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.0062$$

$\mu = 0.0062 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.0062 \longrightarrow \beta = 0.997$

$$A_{st} = \frac{1.5 \times 10^2}{0.997 \times 13 \times 34.8} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

III.4.5. Vérification à L'ELU :**a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99) :**

- **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

ω_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{\min} : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.88}{2} \times 100 \times 15 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1.3 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 = 0.0008 \quad \Rightarrow \quad A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{ty} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Diamètre maximale des barres :

$$\text{On doit vérifier que } \phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :

θ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\theta = 10 \text{ mm} < \theta_{\max} = 15 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

c) Espacement des barres :

- **Armatures suivant xx :**

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures suivant yy :**

$$S_{t\max} = 20 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99) :

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u < Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.45 + 1.75) = 6.4 \text{ m.}$$

$$Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 6.4 \times 0.15 \frac{2510^3}{1.5} = 720 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN} < Q = 720 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

• Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \quad \text{avec } p = 1.35 G = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.45 + 1.75} = 26.13 \text{ KN}$$

• Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

$$T_u = \frac{121.50}{3 \times 1.75} = 23.14 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } T_{u\max} = 26.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{26.13 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.201 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Calcul à l'ELS :**

a) **Moments engendrés par le système de levage :**

à l'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.048$; $M_2 = 0.035$

$$\begin{cases} M_{x1} = 90(0.048 + 0.2 \times 0.035) = 4.95 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 90(0.2 \times 0.048 + 0.035) = 4.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0549 \quad ; \quad \mu_y = 0.818 \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

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

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0549 \times 5.85 \times 1.6^2 = 0.822 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.818 \times 0.822 = 0.672 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) **Superposition des moments :**

$$M_x = 4.95 + 0.822 = 5.772 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4.01 + 0.672 = 4.682 \text{ KN.}$$

e) **Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastresments :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } L_x : \\ \quad \checkmark \text{ aux appuis : } M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 5.772 = -1.732 \text{ KN. M} \\ \quad \checkmark \text{ en travée : } M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 5.772 = 4.906 \text{ KN. M} \\ \\ \text{Sens } L_y : \\ \quad \checkmark \text{ aux appuis : } M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 4.682 = -1.404 \text{ KN. M} \\ \quad \checkmark \text{ en travée : } M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 4.682 = 3.979 \text{ KN. M} \end{array} \right.$$

III.4.6. Vérification à l'ELS :

a) **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

a) Sens x-x :

- En travée :

$$M_s = 4.906 \text{ KN.m} ; A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.30$$

$$\rho_1 = 0.30 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 42.47$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.906 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 105.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{42.47} \times 105.17 = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- Aux appuis :

$$M_s = -1.732 \text{ KN.m} ; A_u = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.19$$

$$\rho_1 = 0.19 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.732 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 57.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 57.14 = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

b) Sens y-y :

- En travée :

$$M_s = 3.979 \text{ KN.m} ; A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.3$$

$$\rho_1 = 0.30 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 42.47$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.979 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 85.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{42.47} \times 85.30 = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- Aux appuis :

$$M_s = -1.404 \text{ KN.m} ; A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.19$$

$$\rho_1 = 0.19 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.404 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 46.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 46.32 = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Conclusion :

Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

En travée : 5HA10/ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$.

En appui : 5HA8/ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$.

Sens y-y :

En travée : 5HA10/ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$.

En appui : 5HA8/ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$.

III.5. Calcul d'escaliers :

III.5.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III.5.2. Terminologie :

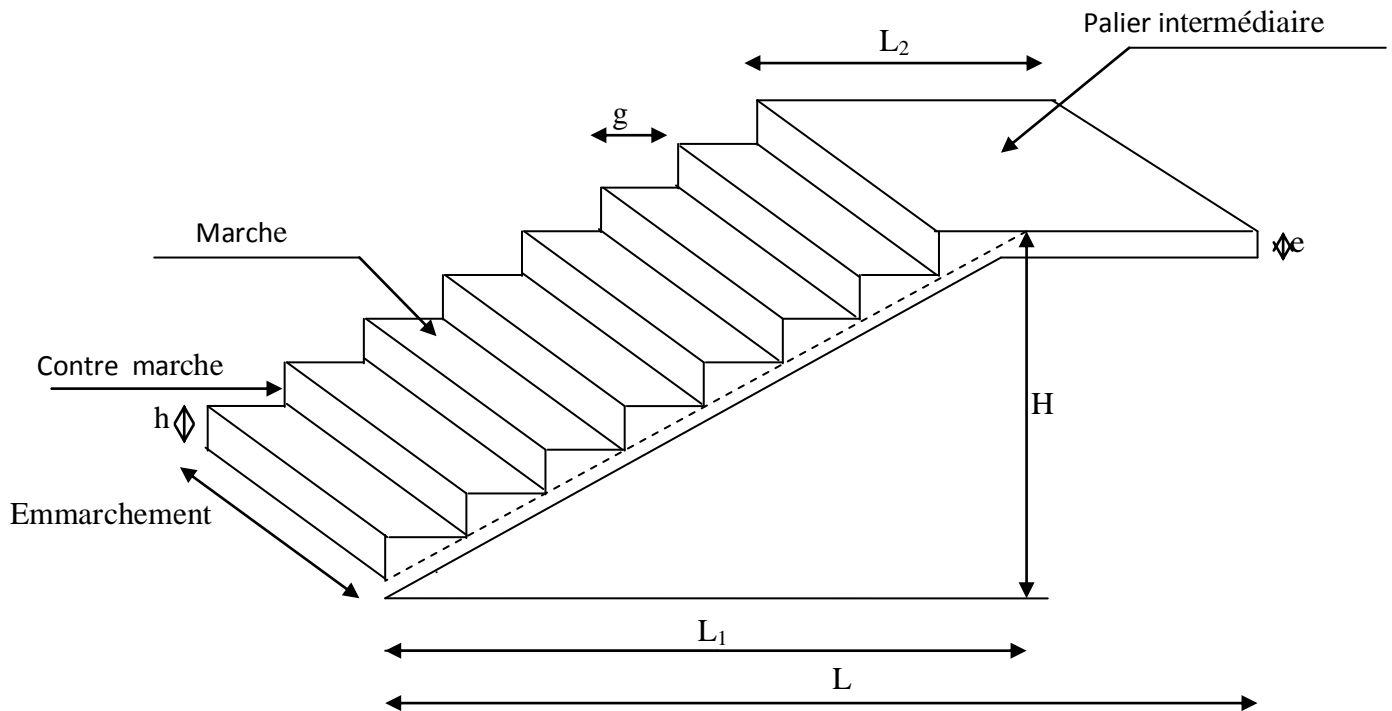


Figure III.5.1: schéma de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III.5.3. Calcul des escaliers :**III.5.3.A. Calcul de l'escalier de l'étage courant :**

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III.5.3.A.1. Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

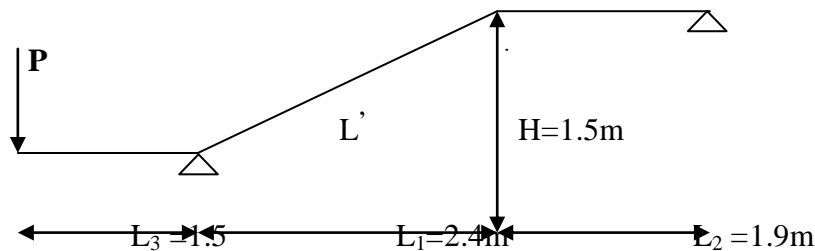


Figure III.5.2 : Schéma statique d'escalier étage courant

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

A. Calcul du nombre de contre marches :

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

Soit : $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{150}{17} = 9$$

$n = 9$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{150}{9} = 17 \text{ cm}$$

D. Calcul de la hauteur du giron :

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}$$

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

E. Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a : $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

F. Epaisseur de la paille et du palier :

L'épaisseur de la paille et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paille projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paille projetée.

L_2 : longueur du palier.

- **Application :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 280 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 2.80 + 1.9 = 4.7 \text{ m} = 470 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \frac{470}{30} \leq e_p \leq \frac{470}{20} \Rightarrow 15.67 \leq e_p \leq 23.50$$

On opte pour: $e_p = 18 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.3.A.2. Détermination des charges et surcharges :

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

A. Les charges permanentes :

- Le poids des revêtements :

N°	Élément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit ciment	0.015	18	0.27
5	Poids propre du garde corps	/	/	0.2
G total				1.85

Tableau III.5.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

- Le palier:

N°	Élément	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.5
2	poids des revêtements			1.85
G total				6.35

Tableau III.5.2 : Charges permanentes revenant au palier.

- La paillasse (Le volée) :

N°	Élément	G[KN/m ²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0.18 / \cos 29.55^\circ = 5.17$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
3	poids des revêtements	1.85
G total = 9.14		

Tableau III.5.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

- La charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3 - 0.18) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.65 \text{ KN}$$

B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III.5.3.A.3. Combinaison des charges :

- ELU: $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ Palier : $q_u = (1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.32 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ Volée : $q_u = (1.35 \times 9.14 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.09 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ Mur extérieure : $P = 1.35 \times 6.65 = 8.97 \text{ KN}$.
- ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ Palier : $q_s = (6.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.85 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ Volée : $q_s = (9.14 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.64 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ Mur extérieure : $P = 6.65 \text{ KN}$.

III.5.3.A.4. Calculs à l'ELU :

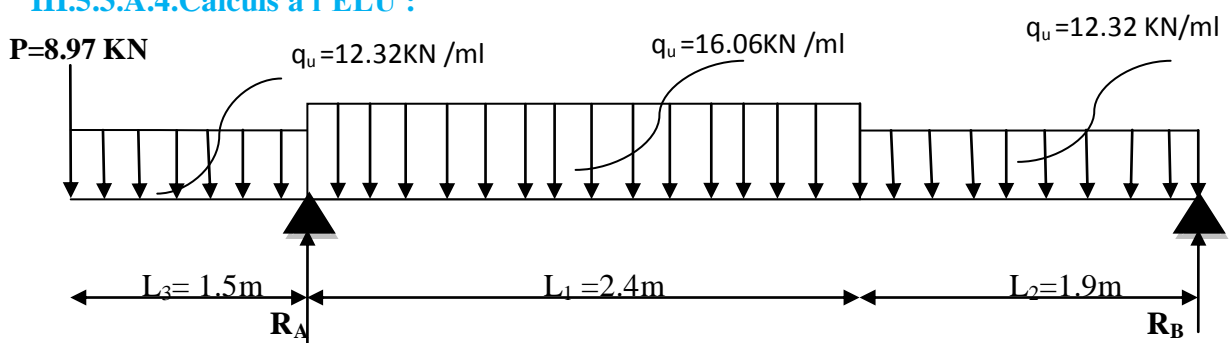


Figure III.5.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

• Calcul des efforts internes :

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 8.97 + 12.32 \times 1.5 + 16.09 \times 2.4 + 12.32 \times 1.9$$

$$R_A + R_B = 89.474$$

$$\sum M/A=0 \implies -4.3 R_B - (8.97 \times 1.5) - (12.32 \times 1.5 \times 0.75) + (16.09 \times 2.4 \times 1.2) + (12.32 \times 1.9 \times 3.35) = 0$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} R_A = 66.81 \text{ KN} \\ R_B = 22.66 \text{ KN} \end{cases}$$

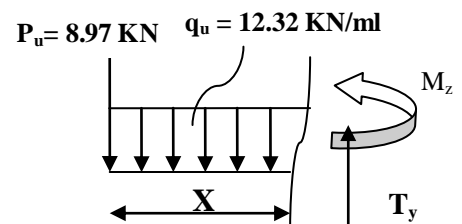
• Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

✓ Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T_y = 12.32 x + 8.97$$

$$M_z = \frac{(-12.32 x^2)}{2} - 8.97 x$$

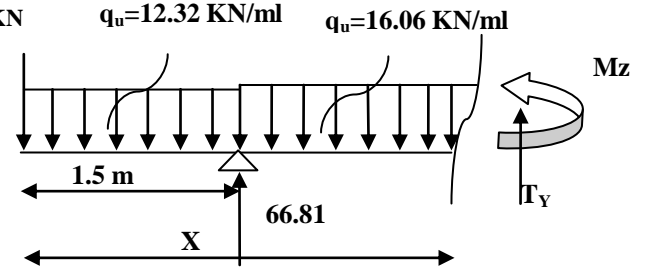
$$M_z = -6.16 x^2 - 8.97 x$$



✓ **Tronçon :** $1,5 \leq x \leq 3,9$

$$T_y = 8.97 + (12.32 \times 1.5) - 66.81 + 16.09(x - 1.5) = 0$$

$$T_y = 16.09 x - 63,5$$



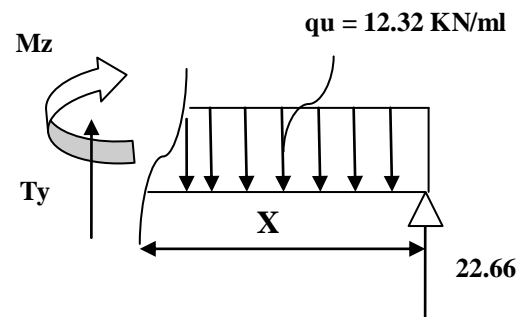
$$M_z = -8.97 x - 18.48(x - 0.75) + 66.81(x - 1.5) - \frac{16.09(x - 1.5)^2}{2}$$

$$M_z = -8.045x^2 + 63.57x - 104.46$$

✓ **Tronçon :** $0 \leq x \leq 1,9$ m

$$T_y = +12.32x - 22.66$$

$$M_z = -6.16x^2 + 22.66x$$



D'où:

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	$12.32 x + 8.97$	$-6.16 x^2 - 8.97x$	0	8.97	0
			1.5	27.45	-27.32
$1.5 \leq x \leq 3.9$	$16.09 x - 63.5$	$-8.045x^2 + 63.57x - 104.46$	1.5	-39.36	-27.32
			3.9	-0.749	20.82
$0 \leq x \leq 1.9$	$+12.32x - 22.66$	$-6.16x^2 + 22.66x$	0	-2266	0
			1.9	0.749	20.82

Tableau III.5.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.9$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow +12.32x - 22.66 = 0 \Rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 20.84 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis B (M_a)	$(-0.3) \times 20.84$	-6.25
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 20.84$	17.71

Tableau III.5.5: Les moments corrigés à l'ELU.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 17.71 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -6.25 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -27.32 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 27.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELU:

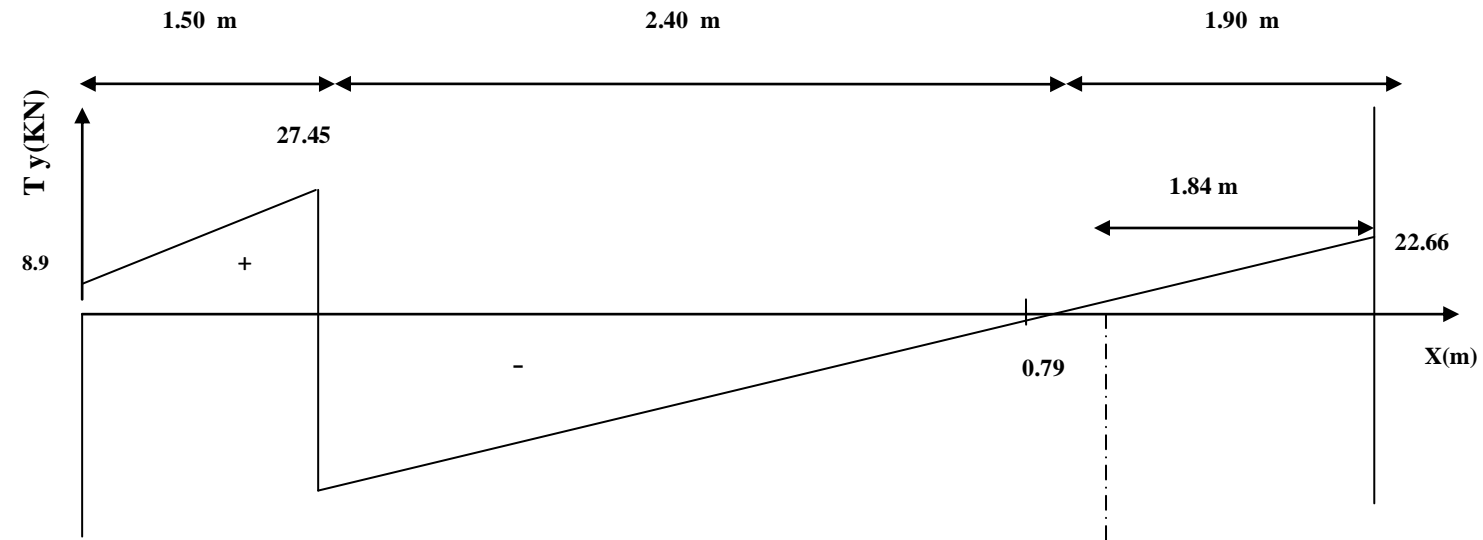


Diagramme des Efforts tranchants

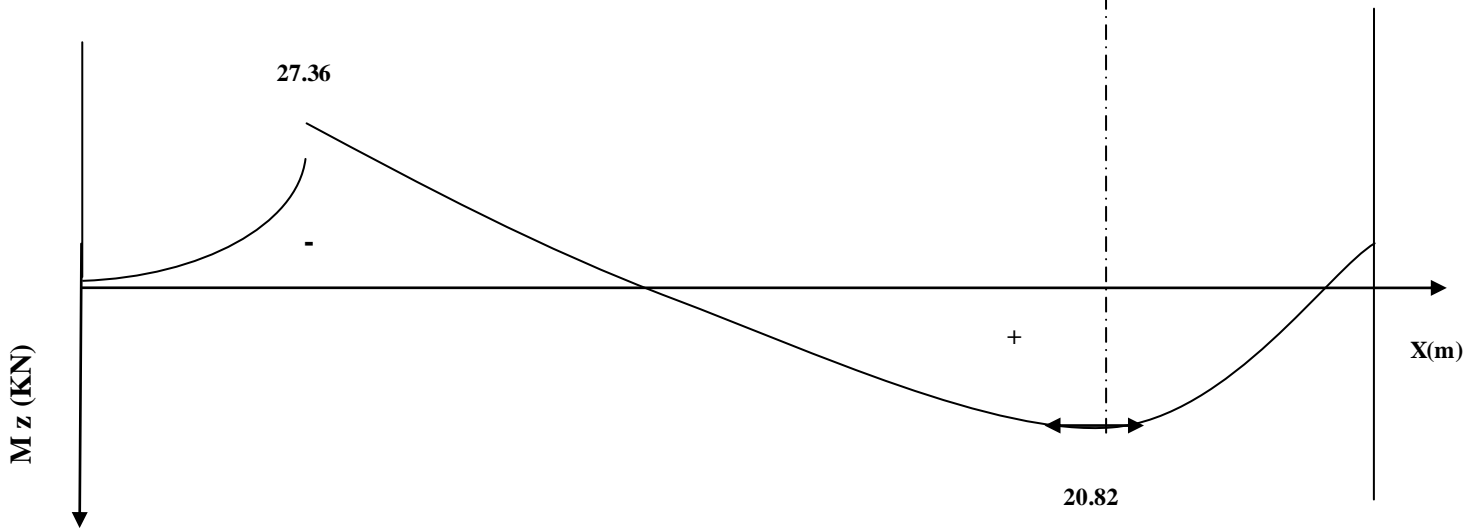


Diagramme des moments fléchissant

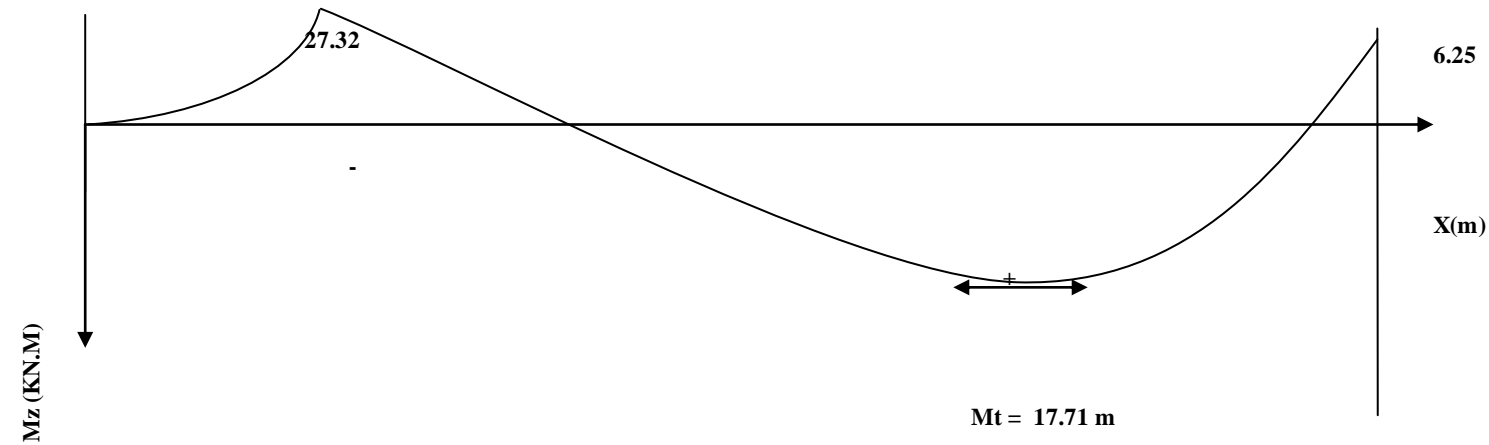


Diagramme des moments corrigés à L'ELU

III.5.3.A.5 Ferrailage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 18 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 16 \text{ cm}.$$

✓ **Armatures aux appuis :**

Appui B :

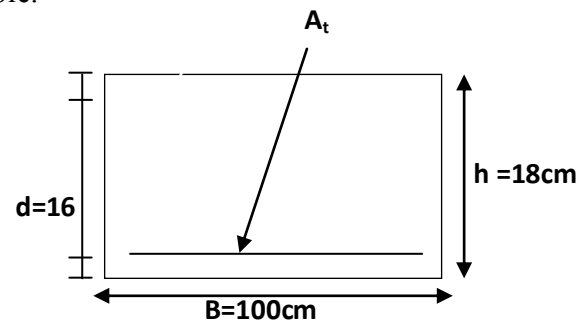
• **Armatures principales:**

$$M_B = - 6.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{6.25 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.017$$

$$\mu_b = 0.017 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$



Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.017 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{6.25 \times 10^2}{0.991 \times 16 \times 34.8} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

Appui A:

• **Armatures principales :**

$$M_A = - 27.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{27.32 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.075$$

$$\mu_b = 0.075 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.075 \longrightarrow \beta = 0.960$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{27.32 \times 10^2}{0.960 \times 16 \times 34.8} = 5.11 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

• Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm² , avec un espacement S_t = 25 cm

En travée :

• Armatures principales :

$$M_t = 17.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{17.71 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.048$$

$\mu_b = 0.048 < \mu_1 = 0.392$ — La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.048 \longrightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{17.71 \times 10^2}{0.975 \times 16 \times 34.8} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

• Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III.5.3.A.6. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

➤ Aux appuis :

$$A_B = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_A = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres :

➤ **Armatures principales :**

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures répartitions :**

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 39.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.36 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.246 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.246 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ **Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 39.36 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 39.36 \text{ KN} \leq 960 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -27.32 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 39.36 \text{ KN}$$

$$\left(39.36 + \frac{-27.32}{0.9 \times 0.16}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -4.32 \text{ cm}^2 < A_a = 7.70 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEI 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Appui A : 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 14 = 219.8 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{39.36 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 219.8} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Appui B: 5 HA 10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{39.36 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Travée: 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{39.36 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

D'où : $L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm}$.

Soit : $L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Appui A:

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.4 = 19.71 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 20 \text{ cm}$

Appui B:

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14.08 \text{ cm}$$

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

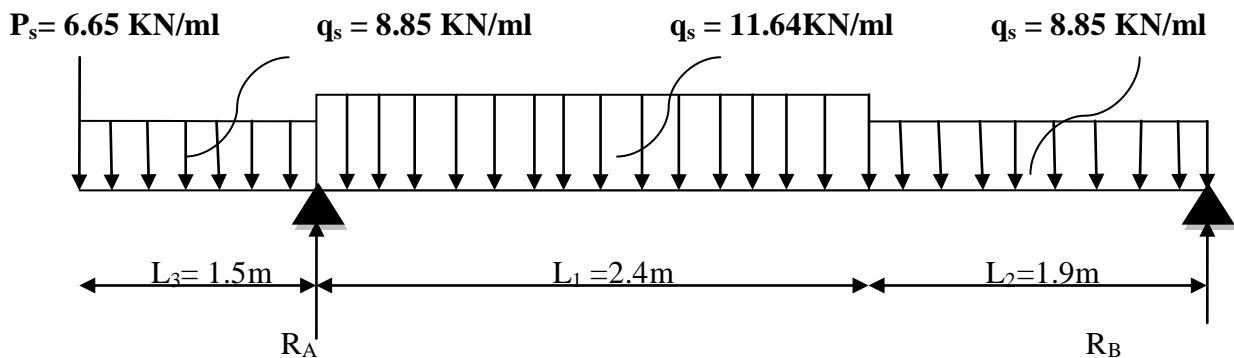
III.5.3.A.Calculs à l'ELS :

Figure III.5.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- Calcul des efforts internes :

- ✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 6.65 + 8.85 \times 1.5 + 11.65 \times 2.4 + 8.85 \times 1.9$$

$$R_A + R_B = 89.474$$

$$\sum M/A=0 \implies -4.3 R_B - (8.97 \times 1.5) - (12.32 \times 1.5 \times 0.75) + (16.09 \times 2.4 \times 1.2) + (12.32 \times 1.9 \times 3.35) = 0$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} R_A = 66.81 \text{ KN} \\ R_B = 22.66 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	$8.85x + 6.65$	$-4.425x^2 - 6.65x$	0	6.65	0
			1.5	19.93	-19.03
$1.5 \leq x \leq 3.9$	$11.64x - 45.95$	$-5.82x^2 + 45.95x - 75.76$	1.5	-28.49	-19.03
			3.9	-0.555	14.92
$0 \leq x \leq 1.9$	$+8.85x - 16.26$	$-4.425x^2 + 16.26x$	0	-16.26	0
			1.9	0.555	14.92

Tableau III.5.6 : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $0 \leq x \leq 1,9$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow +8.85x - 16.26 = 0 \Rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

Donc :

$$M_z^{\max} = 14.94 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis B (M_a)	$(-0.3) \times 14.94$	-4.48
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 14.94$	12.70

Tableau III.2.7. Les moments corrigés à l'ELS.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 12.70 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -4.48 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -19.93 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 19.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELS:

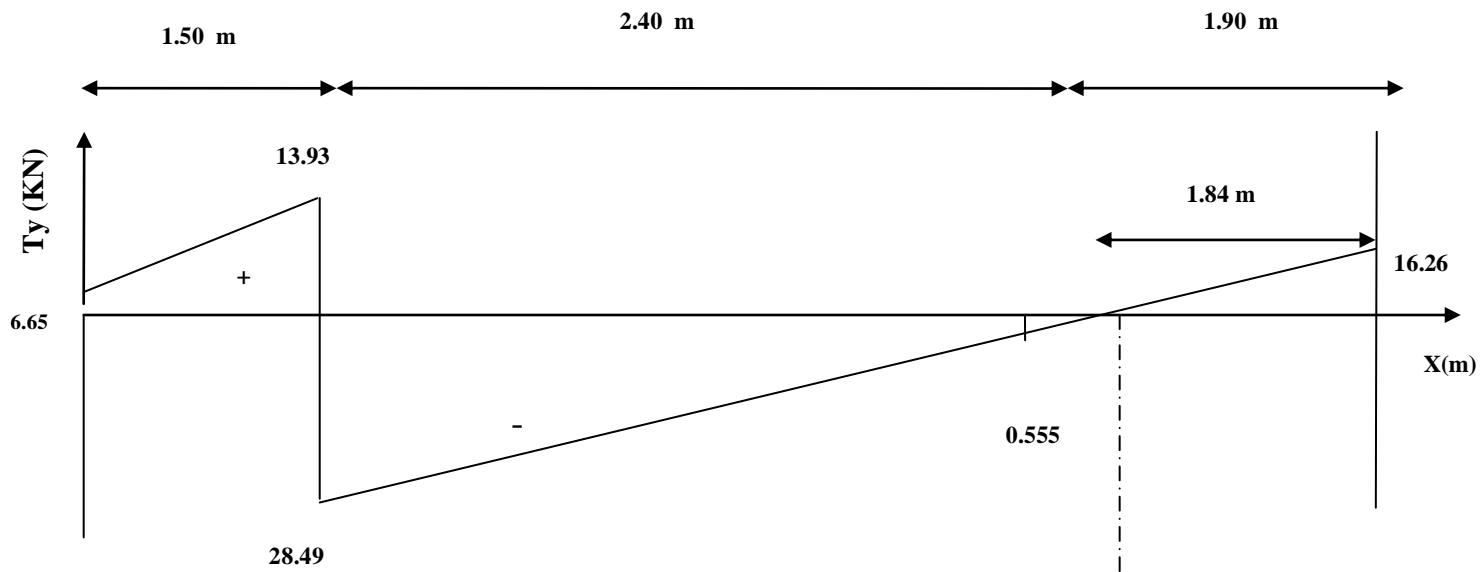


Diagramme des Efforts tranchants

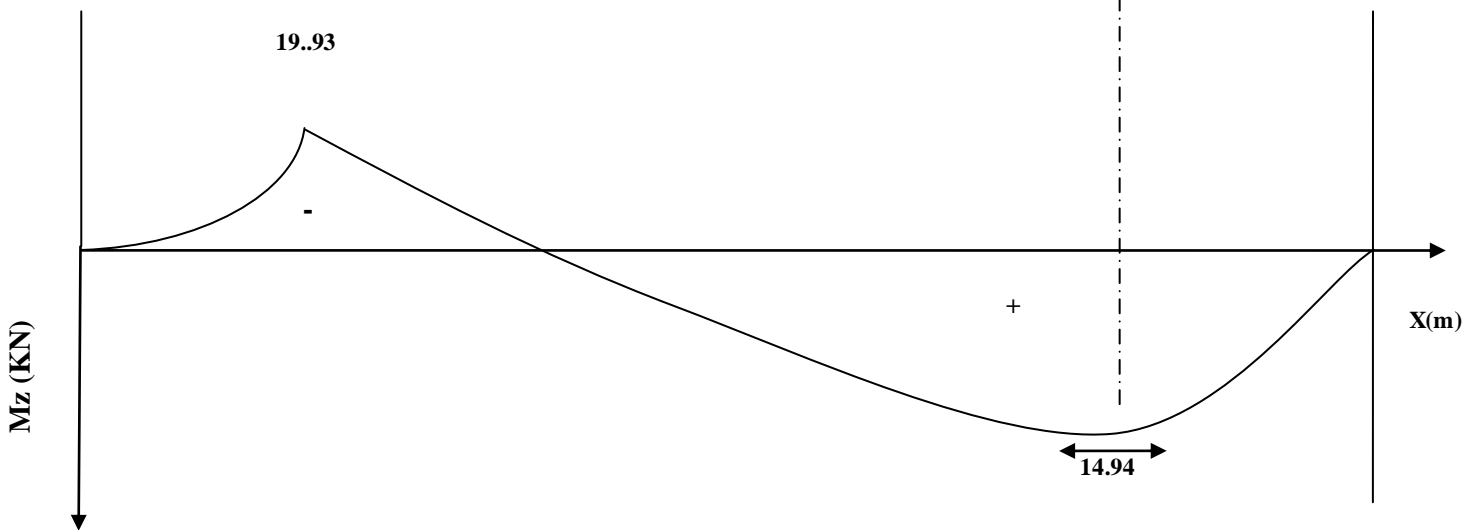
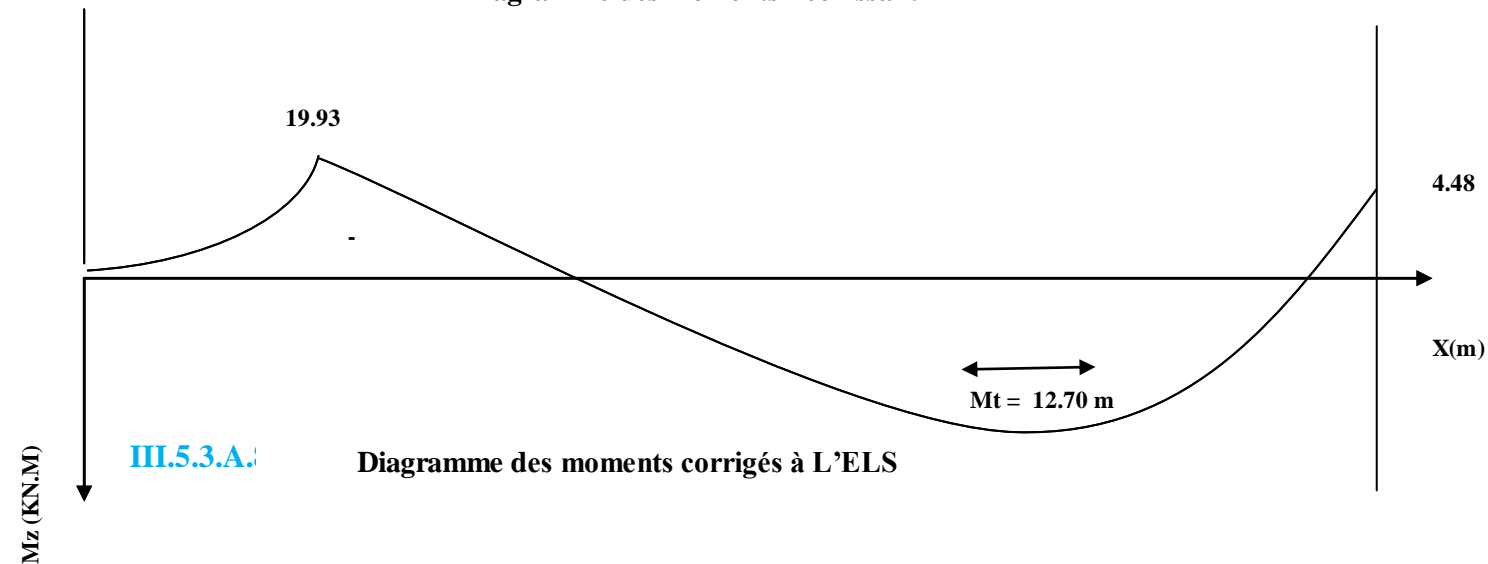


Diagramme des moments fléchissant



III.5.3.A.1

Diagramme des moments corrigés à L'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Appui A:

Avec :

$$M_s = -19.93 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 16} = 0.48$$

$$\rho_1 = 0.48 \rightarrow \beta_1 = 0.895 \rightarrow K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{19.93 \times 10^3}{0.895 \times 16 \times 7.70} = 180.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32.62} \times 180.74 = 5.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Appui B:

Avec :

$$M_s = -4.48 \text{ m}$$

$$A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.48 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.93} = 77.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48.29} \times 77.36 = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En travée:

Avec :

$$M_s = 12.70 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho_1 = 0.353 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.70 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 154.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \times 154.72 = 3.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

C. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Les règles (Art.B.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 :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{18}{4.3} = 0.0418 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{b. } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

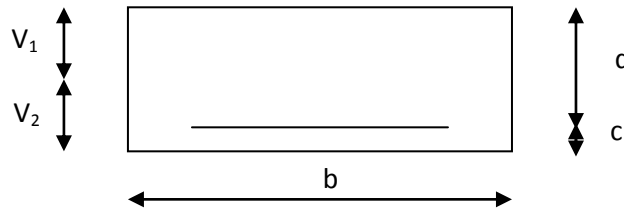


Figure III.5.7 : la section de la paille .

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 16 = 17284,80 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 18) + (15 \times 5,65) = 1867,80 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17284,80}{1867,80} = 9,25 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9,25 = 8,75 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9,25^3 + 8,75^3) + 15 \times 5,65 \times (8,75 - 2)^2$$

$$I_0 = 51801,64 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 16} = 0,00283$$

- $\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0,00283} = 3$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4,52 \times 100}{100 \times 16} = 0,283 \Rightarrow \beta = 0,916$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.7 \times 10^3}{0.916 \times 16 \times 5.65} = 191.72 \text{ Mpa}$$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00283 \times 191.72 + 2.1} = 0.14$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 51801.64}{1 + (0.42 \times 0.14)} = 53817.34 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{12.7 \times (4.3)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 53817.34} = 0.40 \text{ cm}$$

$$f = 0.40 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrailé comme suit :

Aux Appuis:

➤ Appui A:

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

➤ Appui B:

Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

En travée :

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

III.5.3.B. Calcul de l'escalier RDC:

Le RDC comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III.5.3.B.1 Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

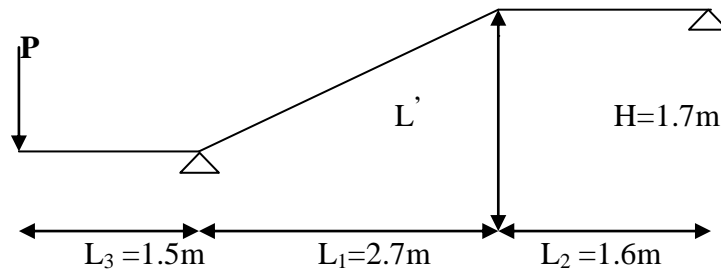


Figure III.5.8: Schéma statique d'escalier RDC.

A. Calcul du nombre de contre marches :

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

Soit : $h = 17\text{ cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

$n = 10$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches.}$$

C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

D. Calcul de la hauteur du giron :

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

E. Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a : $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées .

F. Épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

• **Application :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{270}{\cos(29.55)} = 310 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 3.1 + 1.6 = 4.7 \text{ m} = 470 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'où : $\frac{470}{30} \leq e_p \leq \frac{470}{20} \Rightarrow 15.67 \leq e_p \leq 23.50$

On opte pour: $e_p = 18 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.3.B.2. Détermination des charges et surcharges :

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. Les charges permanentes :

On a opté les mêmes charges permanentes pour le palier et le volée par ce que ils ont le même épaisseur $e_p = 18 \text{ cm}$.

• **La charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3.4 - 0.18) \times 2.36 \times 1\text{m} = 7.6 \text{ KN}$$

B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III.5.3.B.3. Combinaison des charges :

ELU: $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$

✓ **Palier :** $q_u = (1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.32 \text{ KN} / \text{ml}$.

✓ **Volée :** $q_u = (1.35 \times 9.14 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.09 \text{ KN} / \text{ml}$.

✓ **Mur extérieure :** $P = 1.35 \times 7.6 = 10.26 \text{ KN}$.

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

- ✓ Palier : $q_s = (6.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.85 \text{ KN / ml}$.
- ✓ Volée : $q_s = (9.14 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.64 \text{ KN / ml}$.
- ✓ Mur extérieure : $P = 7.6 \text{ KN}$.

III.5.3.B.4.Calculs à l'ELU :

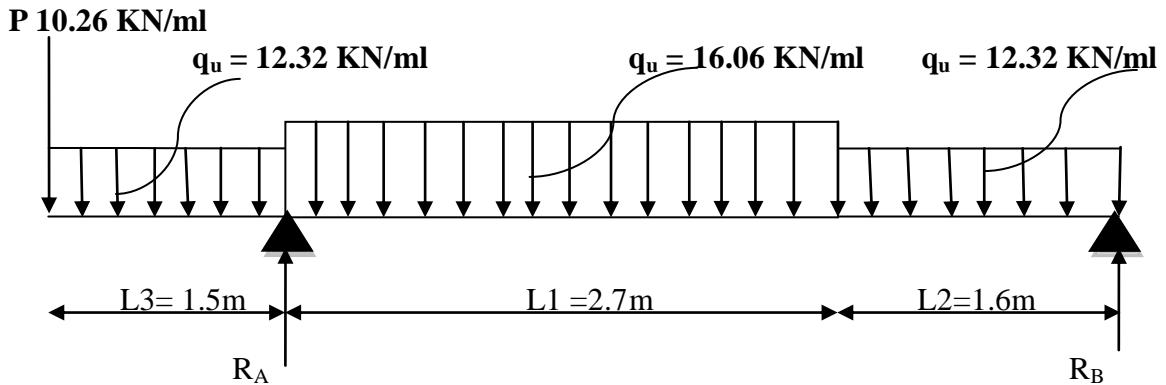


Figure III.5.9 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

• Calcul des efforts internes :

✓ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 10.26 + 12.32 \times 1.5 + 16.09 \times 2.7 + 12.32 \times 1.6$$

$$R_A + R_B = 91.895$$

$$\sum M/A=0 \implies - 4.3 R_B - (10.26 \times 1.5) - (12.32 \times 1.5 \times 0.75) + (16.09 \times 2.7 \times 1.35) + (12.32 \times 1.6 \times 3.5) = 0$$

D'où:
$$\begin{cases} R_A = 69.02 \text{ KN} \\ R_B = 22.88 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.5	12.32 x + 10.26	-6.16 x ² - 10.26x	0	10.26	0
			1.5	28.74	-29.25
1.5 ≤ x ≤ 4.2	16.09 x - 64.41	-8.045x ² + 64.41x - 107.77	1.5	-40.28	-29.25
			4.2	3.17	20.84
0 ≤ x ≤ 1.6	+12.32x - 22.88	-6.16x ² + 22.88x	0	22.88	0
			1.6	3.17	20.84

Tableau III.5.7 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $1.5 \leq x \leq 4.2$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow 16.09x - 64.41 = 0 \Rightarrow x = 4 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 21.15 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

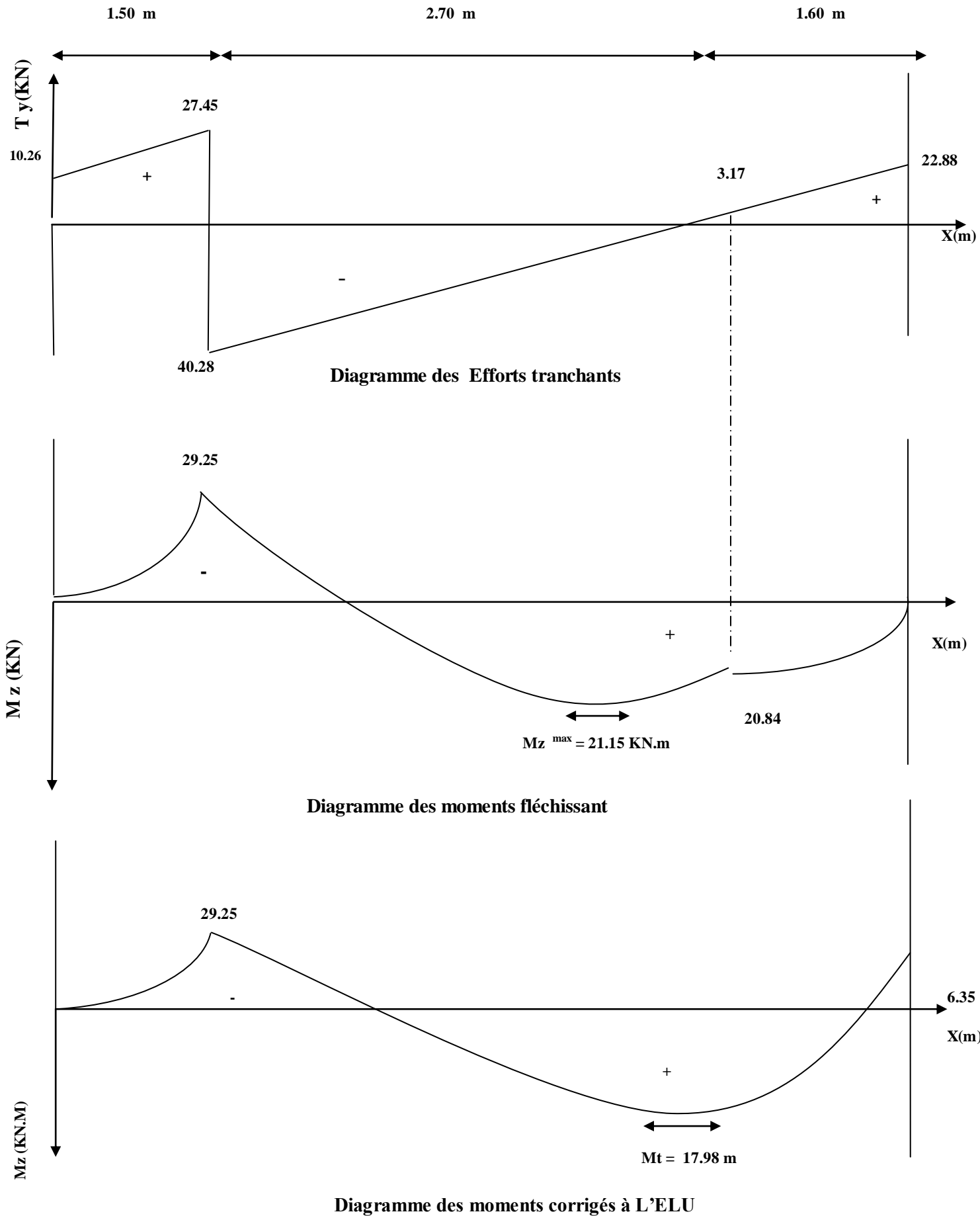
	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis B (M_a)	$(-0.3) \times 21.15$	-6.35
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 21.15$	17.98

Tableau III.2.8: Les moments corrigés à l'ELU.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 17.98 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -6.35 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -29.25 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 29.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELU:



III.5.3.B.5. Ferrailage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 18 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 16 \text{ cm}.$$

✓ **Armatures aux appuis :**

Appui B :

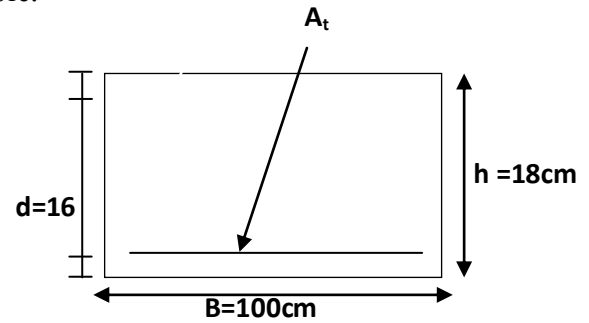
• **Armatures principales:**

$$M_B = - 6.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{6.35 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.017$$

$\mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.



Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.017 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{6.25 \times 10^2}{0.991 \times 16 \times 34.8} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.93 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui A:

• **Armatures principales :**

$$M_A = - 29.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{29.25 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.080$$

$\mu_b = 0.080 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.080 \longrightarrow \beta = 0.958$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{29.25 \times 10^2}{0.960 \times 16 \times 34.8} = 5.48 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

• Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm² , avec un espacement S_t = 25 cm

En travée :

• Armatures principales :

$$M_t = 17.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{17.98 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.050$$

$\mu_b = 0.080 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.050 \longrightarrow \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{17.98 \times 10^2}{0.974 \times 16 \times 34.8} = 3.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

• Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

III.5.3.B.6. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$.

➤ Aux appuis :

$$AB = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$AA = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ En travées :

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b. Espacement des barres :➤ **Armatures principales :**

$$S_{\text{tmax}} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 \text{ h}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures répartitions :**

$$S_{\text{tmax}} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 \text{ h}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 40.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{40.28 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.251 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.251 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :➤ **Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que :} \quad T_{\text{max}} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{max} : Effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 40.28 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\text{max}} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = 40.28 \leq 960 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$\text{On doit vérifier que :} \quad \left(T_{\text{max}} + \frac{M_{\text{max}}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$M_a = -29.25 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 40.28 \text{ KN}$$

$$\left(40.28 + \frac{-29.25}{0.9 \times 0.16} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -4.68 \text{ cm}^2 < A_a = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEI 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

Appui A : 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 14 = 219.8 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{39.36 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 219.8} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Appui B : 5 HA 10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{39.36 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

$$\text{La longueur de scellement doit être : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle sera ancrée les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Appui A :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.4 = 19.71 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_a = 20 \text{ cm}$$

Appui B:

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14.08 \text{ cm}$$

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

III.5.3.B.7.Calculs à l'ELS :

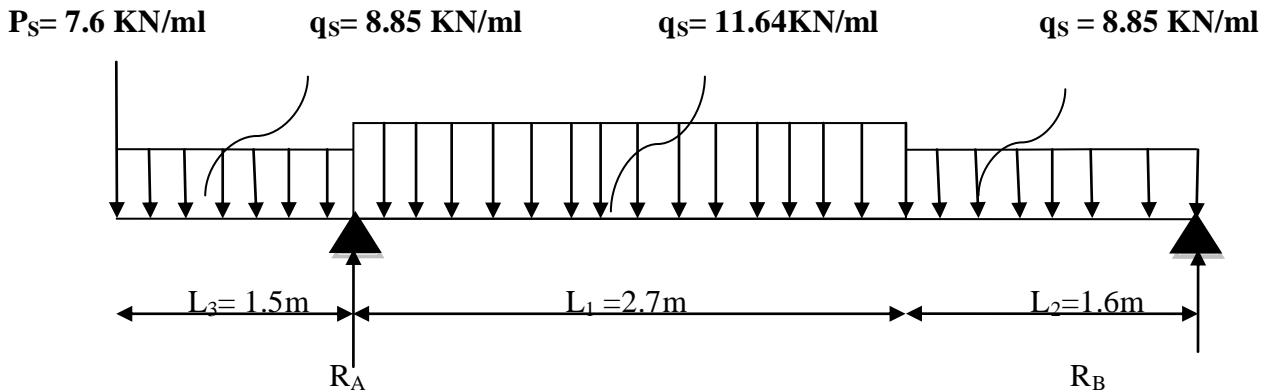


Figure III.5.11: Schéma statique d'escalier à l'ELS.

• Calcul des efforts internes :

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 7.6 + 8.85 \times 1.5 + 11.64 \times 2.7 + 8.85 \times 1.6$$

$$R_A + R_B = 66.463$$

$$\sum M/A=0 \implies -4.3 R_B - (7.6 \times 1.5) - (8.85 \times 1.5 \times 0.75) + (11.64 \times 2.7 \times 1.35) + (8.85 \times 1.6 \times 3.5) = 0$$

D'où :

$$\begin{cases} R_A = 50.03 \text{ KN} \\ R_B = 16.43 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.5	8.85 x + 7.6	-4.425 x ² - 7.6x	0	7.6	0
			1.5	20.88	-21.36
1.5 ≤ x ≤ 4.2	11.64 x - 46.61	-5.82x ² + 46.61x - 78.18	1.5	-29.15	-21.36
			4.2	2.27	14.96
0 ≤ x ≤ 1.6	+8.85x - 16.43	-4.425x ² + 16.43x	0	16.43	0
			1.6	2.27	14.96

Tableau III.5.9 : Les efforts internes à l'ELS

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $1.5 \leq x \leq 4.2$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow 11.64x - 46.61 = 0 \Rightarrow x = 4 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 15.14 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

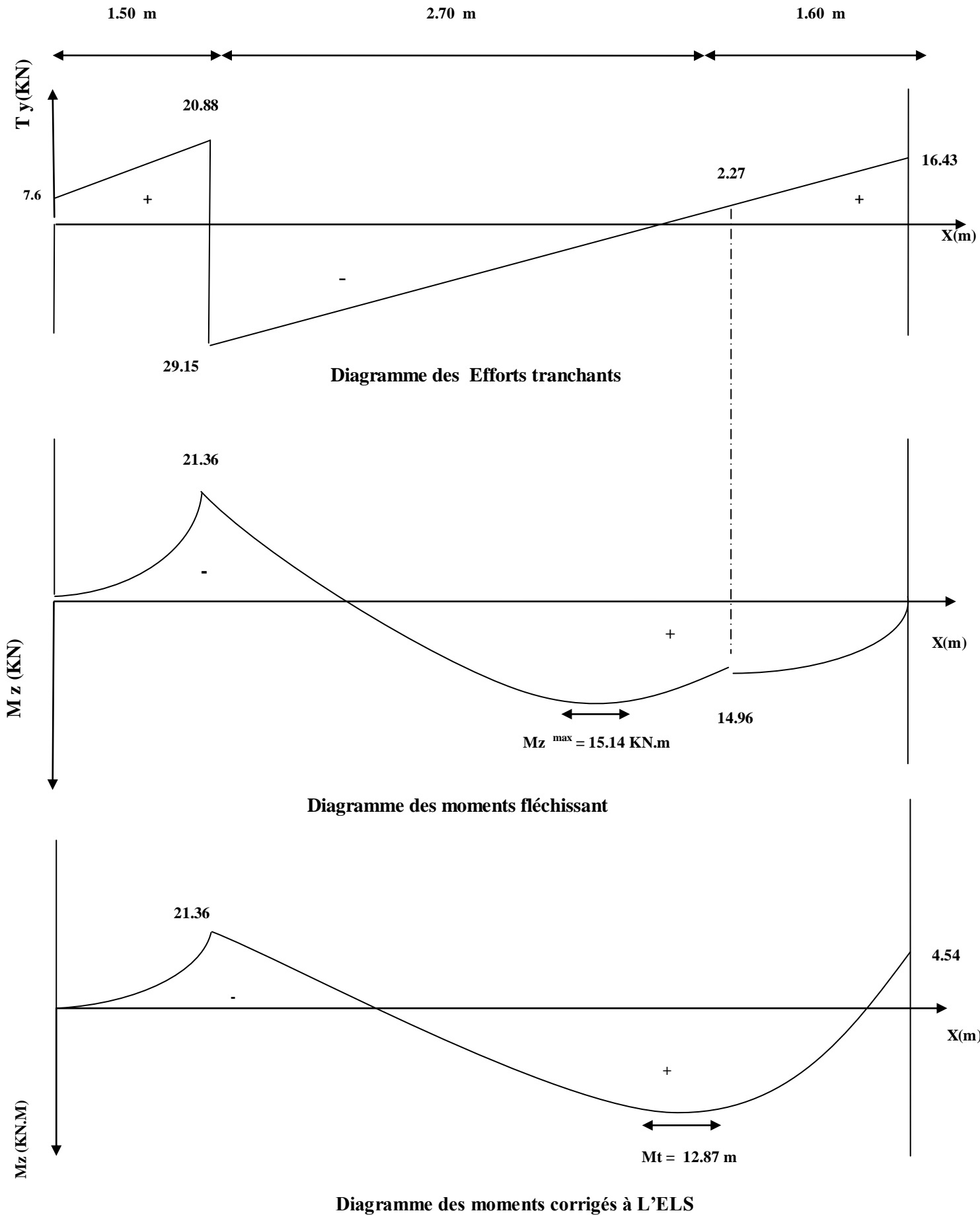
	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis B(M_a)	$(-0.3) \times 15.14$	-4.54
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 15.14$	12.87

Tableau III.5.10: Les moments corrigées à l'ELS.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 12.87 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -4.54 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -21.36 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 21.36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELS:



III.5.3.B.8. Vérifications à l'ELS :**a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Appui A:

Avec :

$$M_s = -21.36 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 16} = 0.48$$

$$\rho_1 = 0.48 \rightarrow \beta_1 = 0.895 \rightarrow K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{21.36 \times 10^3}{0.895 \times 16 \times 7.70} = 193.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32.62} \times 193.72 = 5.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Appui B:

Avec :

$$M_s = -4.54 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.54 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.93} = 78.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48.29} \times 78.39 = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En travée:

Avec :

$$M_s = 12.87 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.354$$

$$\rho_1 = 0.354 \rightarrow \beta_1 = 0.907 \rightarrow K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.87 \times 10^3}{0.907 \times 16 \times 5.65} = 156.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{38.76} \times 156.96 = 4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

c. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Les règles (Art.B.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 :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{4.3} = 0.0418 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ condition non vérifiée.

b. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

c. $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

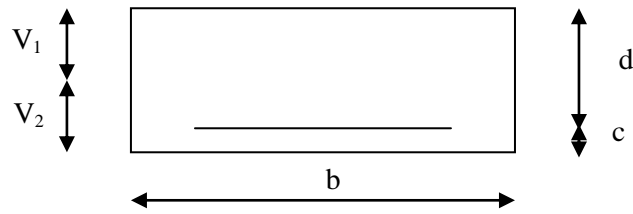


Figure III.5.7 : la section de la paillasse.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15A_t = (100 \times 18) + (15 \times 5.56) = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17556}{1884.75} = 9.31 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.31^3 + 8.69^3) + 15 \times 5.56 \times (8.69 - 2)^2$$

$$I_0 = 525266.05 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.0035} = 2.4$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65 \times 100}{100 \times 16} = 0.35 \Rightarrow \beta = 0.908$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.87 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 156.792 \text{ Mpa}$$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0035 \times 156.792 + 2.1} = 0.14$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 52566.05}{1 + (0.42 \times 0.14)} = 43280.43 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{12.87 \times (4.3)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 43280.43} = 0.50 \text{ cm}$$

$$f = 0.50 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier du Rez de chaussée sera ferrillée comme suit :

Aux Appuis:**Appui A:**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement $st= 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st= 25 \text{ cm}$.

Appui B:

Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement $st= 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st= 25 \text{ cm}$.

En travée

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $st= 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st= 25 \text{ cm}$.

III.5.3.C. Calcul de l'escalier Sous- sol :

Le Sous –sol comporte une seule volée, donc le calcul se fera comme le calcul précédent.

III.5.3.C.1 Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

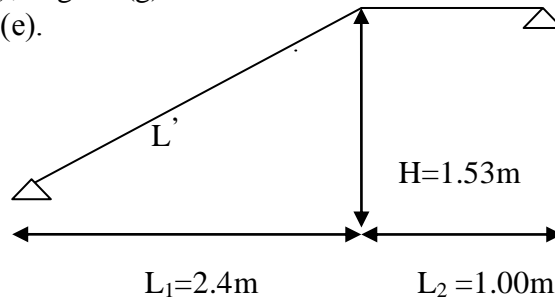


Figure III.5.13 : Schéma statique d'escalier Sous – sol.

A. Calcul du nombre de contre marches :

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

Soit : $h=17\text{cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$n = 9$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{135}{9} = 17 \text{ cm}$$

D. Calcul de la hauteur du giron :

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

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

E. Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a : $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

F. Épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

- **Application :**

$$\begin{cases} \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 280 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 2.8 + 1 = 3.8 \text{ m} = 380 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'ou : } \frac{380}{30} \leq e_p \leq \frac{380}{20} \Rightarrow 12.67 \leq e_p \leq 19$$

On opte pour: $e_p = 15 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.3.C.2 Détermination des charges et surcharges :

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

A. Les charges permanentes :

- **Le poids des revêtements :**

N°	Élément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit ciment	0.015	18	0.27
5	Poids propre du garde corps	/	/	0.2
G total				1.85

Tableau III.5.11 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

- Le palier:

N°	Elément	Épaisseur(m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
2	poids des revêtements			1.85
G total				5.60

Tableau III.5.12 : Charges permanentes revenant au palier.

- La paillasse (Le volée) :

N°	Elément	G(KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0.15 / \cos 29.55^\circ = 4.31$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
3	poids des revêtements	1.85
G total = 8.29		

Tableau III.5.13 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III.5.3.C.3. Combinaison des charges :

- ELU: $qu = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.
- ✓ Palier : $qu = (1.35 \times 5.60 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.31 \text{ KN} / \text{ml}$.
- ✓ Volée : $qu = (1.35 \times 8.29 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.94 \text{ KN} / \text{ml}$.
- ELS: $qs = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.
- ✓ Palier : $qs = (5.60 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.10 \text{ KN} / \text{ml}$.
- ✓ Volée : $qs = (8.29 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.79 \text{ KN} / \text{ml}$.

III.5.3.C.4. Calculs à l'ELU :

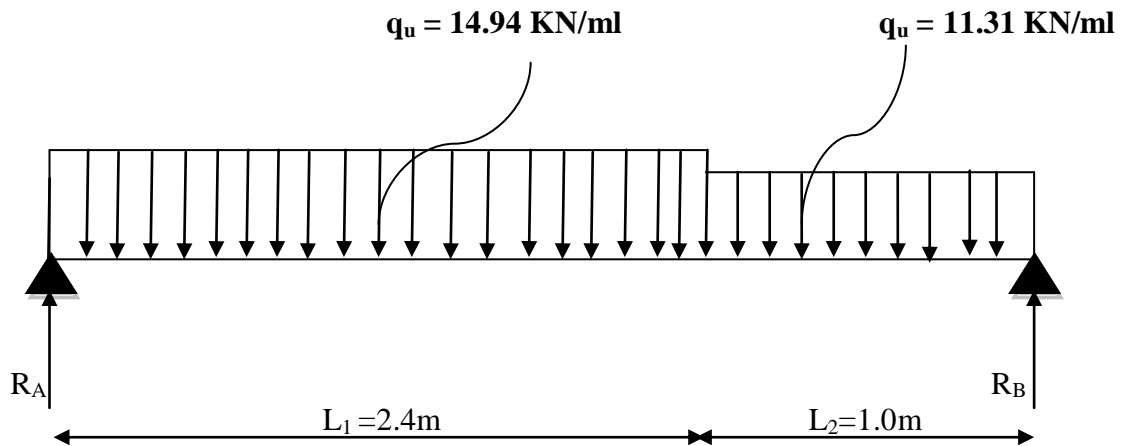


Figure III.5.14 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

- Calcul des efforts internes :

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 14.94 \times 2.4 + 11.31 \times 1$$

$$R_A + R_B = 47.166$$

$$\sum M/A=0 \implies -3.4 R_B + (14.94 \times 2.4 \times 1.2) + (11.31 \times 1 \times 2.9) = 0$$

D'où :

$$\begin{cases} R_A = 24.86 \text{ KN} \\ R_B = 22.30 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.4	14.94 x - 24.86	-7.47 x ² + 24.86x	0	-24.86	0
			2.4	11	16.65
0 ≤ x ≤ 1	-11.31x + 22.30	-5.655x ² + 22.30x	0	22.30	0
			1	11	16.65

Tableau III.5.14 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

Tronçon : 0 ≤ x ≤ 2.4m

$$T_y = 0 \implies 14.94x - 24.86 = 0 \implies x = 1.66 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 20.68 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastrements.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis A et B (M_a)	$(-0.3) \times 20.68$	-6.204
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 20.68$	17.58

Tableau III.5.15: Les moments corrigés à l'ELU.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 17.58 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -6.204 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -6.204 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Diagramme des sollicitations à L'ELU:

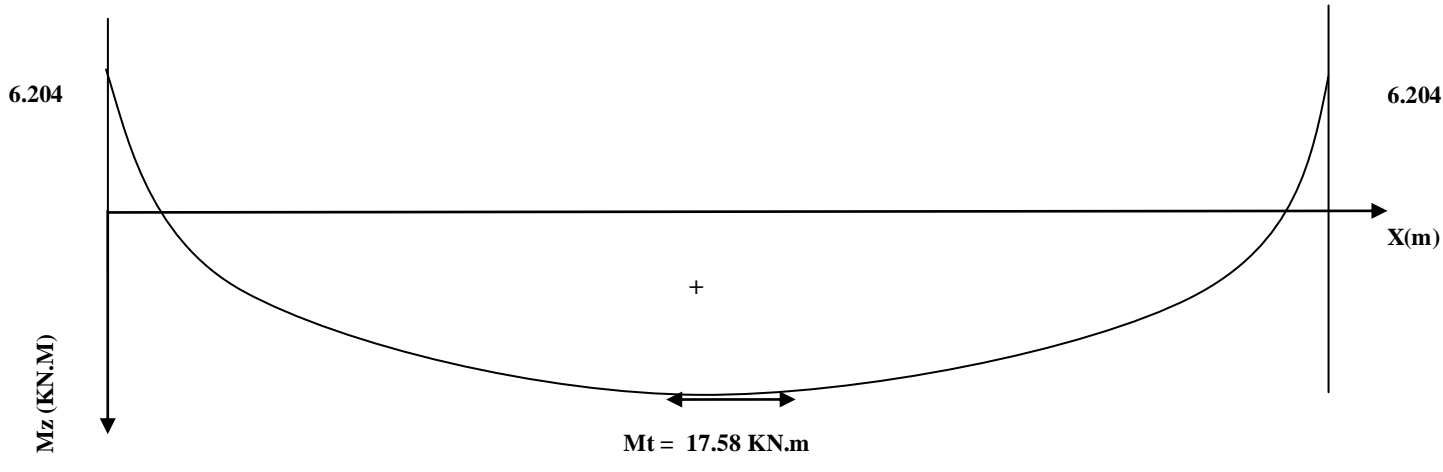
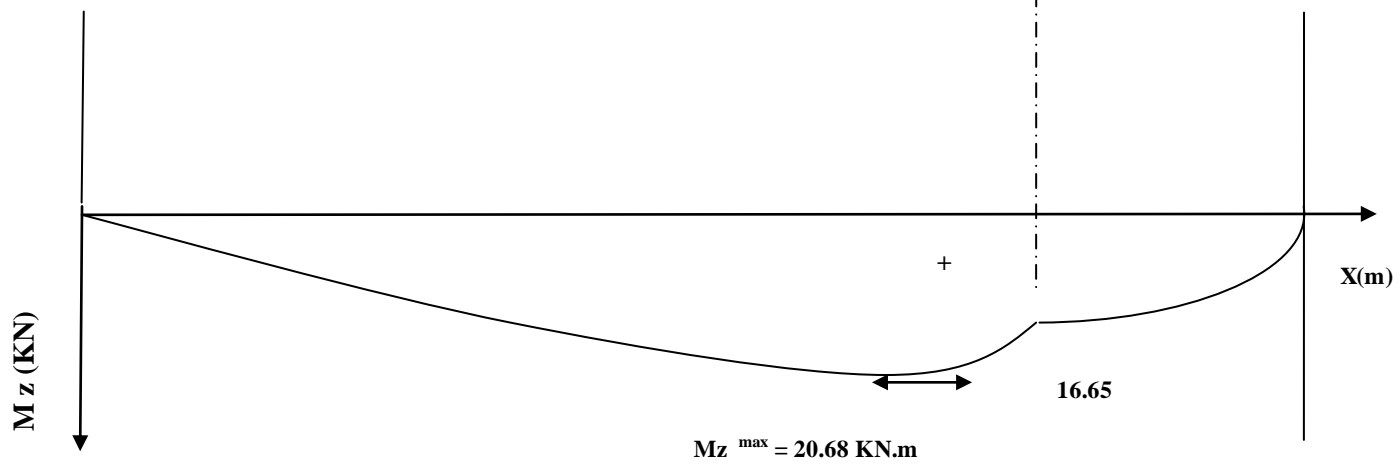
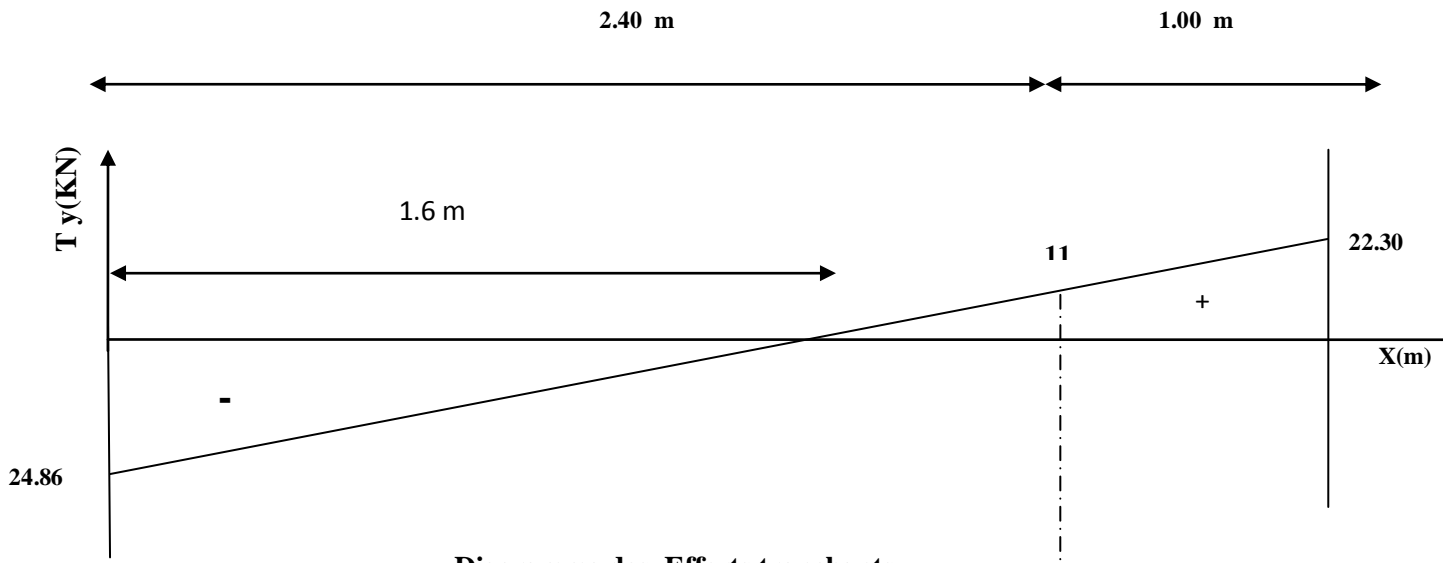


Diagramme des moments corrigés à L'ELU

III.5.3.C.5. Ferrailage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

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

✓ **Armatures aux appuis :**

Aux Appuis:

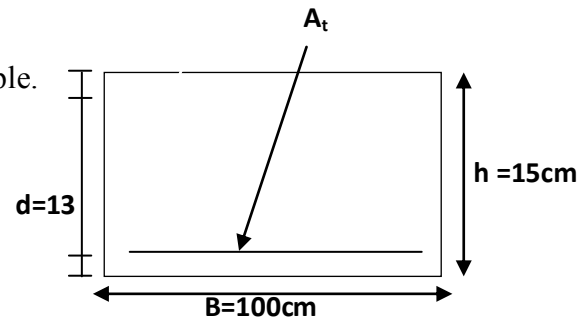
• **Armatures principales:**

$$M_a = - 6.204 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{6.204 \cdot 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.026$$

$$\mu_b = 0.026 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$



Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{6.204 \times 10^2}{0.987 \times 13 \times 34.8} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

En travée :

• **Armatures principales :**

$$M_t = 17.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{17.58 \cdot 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.073$$

$$\mu_b = 0.080 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.073 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{17.58 \times 10^2}{0.962 \times 13 \times 34.8} = 4.04 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8/ml = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III.5.3.C.6. Vérification à l'ELU :

- a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Avec :

- f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 × 25 = 2.1 MPa.
- f_e = 400 MPa.

- Aux appuis :

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- b. Espacement des barres :

- Armatures principales :

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures répartitions :

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 24.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.86 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.191 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :
$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

- T_{\max} : effort tranchant.
 $T_{\max} = 24.86 \text{ KN}$
- a : longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 24.86 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :
$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

- $M_a = -6.204 \text{ KN.m}$
- $T_{\max} = 24.86 \text{ KN}$

$$\left(40.86 + \frac{-29.25}{0.9 \times 0.13} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -6.01 \text{ cm}^2 < A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Aux Appuis : 4 HA 10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 10 = 125.6 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{24.86 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

D'où : $L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm}$.

Soit : $L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Aux Appuis:

$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14.08 \text{ cm}$

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

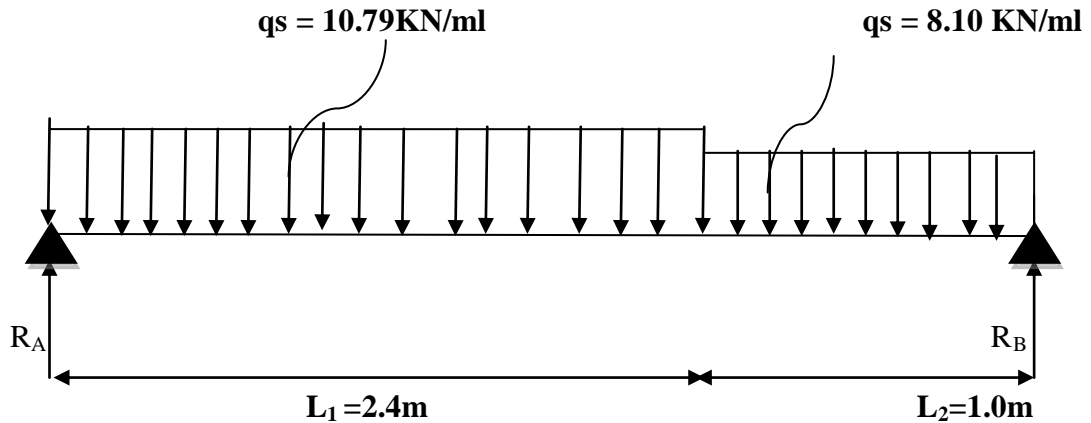
III.5.3.C.7. Calculs à l'ELS :

Figure III.2.16 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- Calcul des efforts internes :

- ✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 10.79 \times 2.4 + 8.1 \times 1$$

$$R_A + R_B = 33.996$$

$$\sum M/A=0 \implies 3.4 R_B + (10.79 \times 2.4 \times 1.2) + (8.1 \times 1 \times 2.9) = 0$$

D'où :

$$\begin{cases} R_A = 17.95 \text{ KN} \\ R_B = 16.05 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$10.95x - 17.95$	$-7.47x^2 + 24.86x$	0	-17.95	0
			2.4	7.95	12
$0 \leq x \leq 1$	$-8.1x + 16.05$	$-5.655x^2 + 22.30x$	0	16.05	0
			1	7.95	12

Tableau III.5.16 : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$

$$T_y = 0 \Rightarrow 10.79x - 17.95 = 0 \Rightarrow x = 1.66 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 14.93 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis A et B (M_a)	$(-0.3) \times 14.93$	-4.48
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 14.93$	12.69

Tableau III.2.17: Les moments corrigés à l'ELS.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 12.69 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -4.48 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -4.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Diagramme des sollicitations à L'ELS:

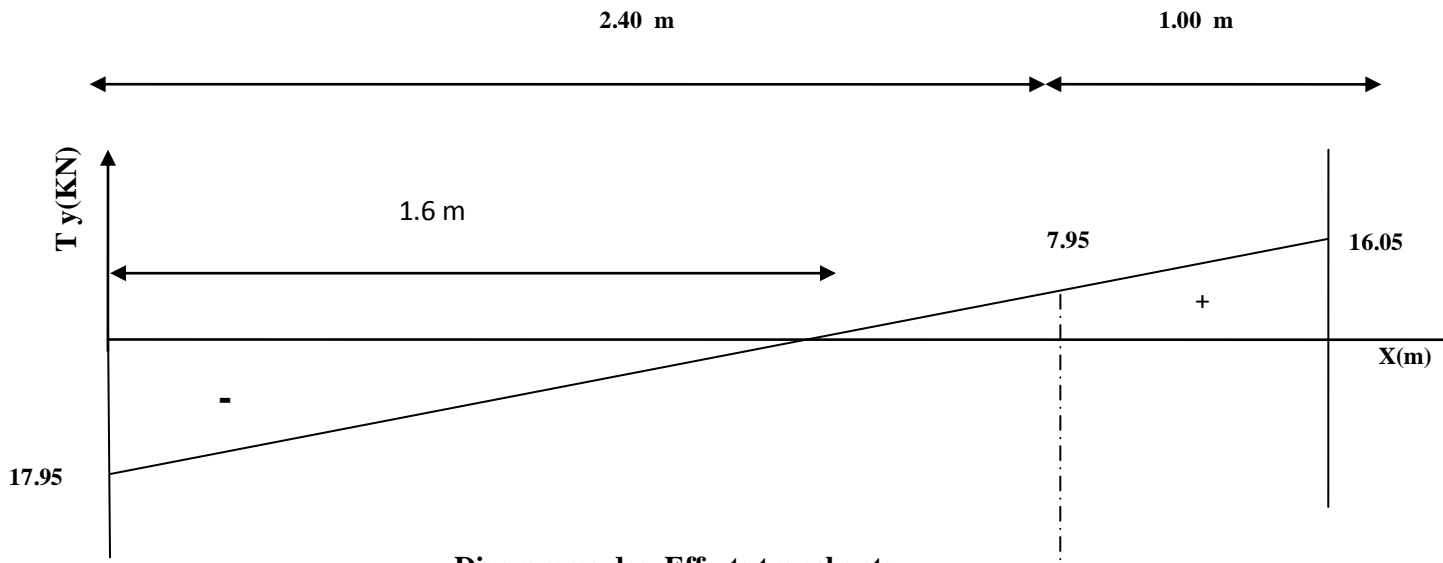


Diagramme des Efforts tranchants

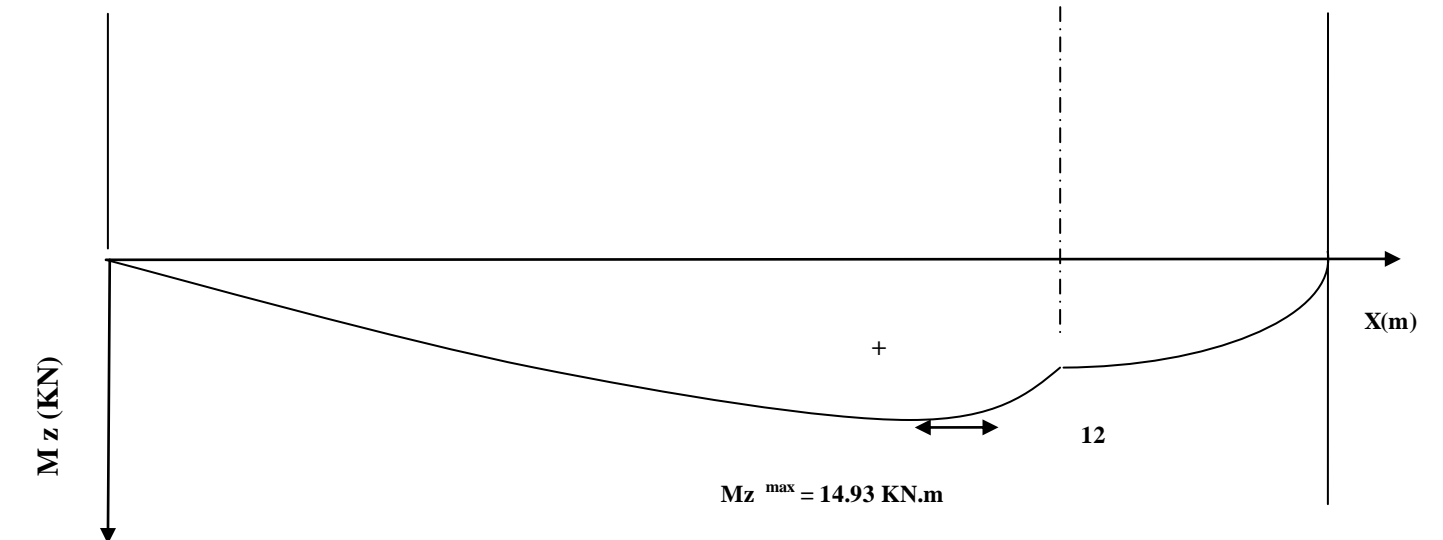


Diagramme des moments fléchissant

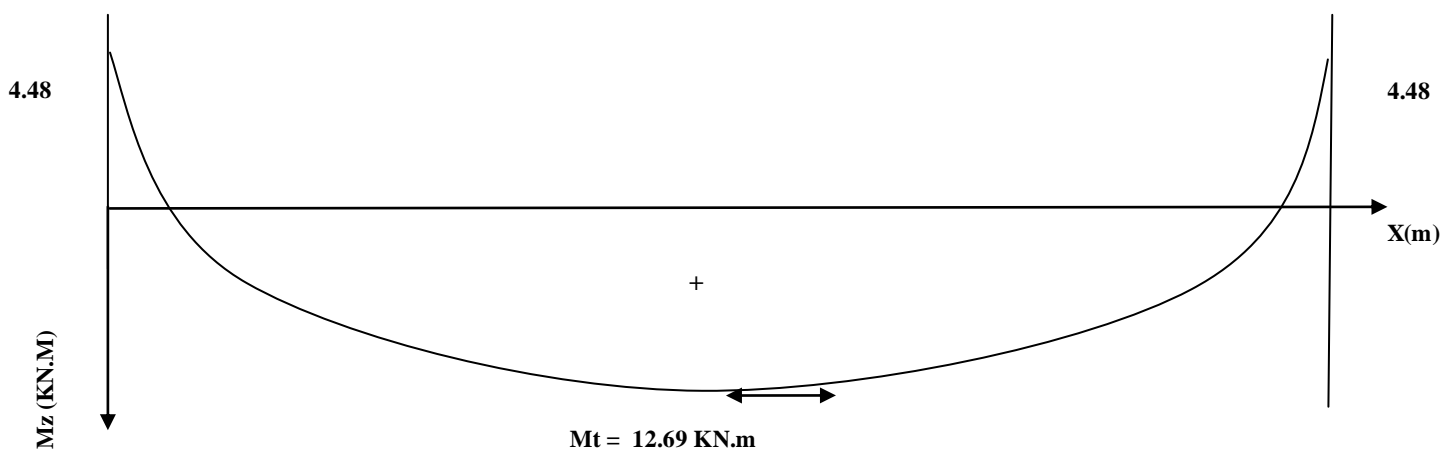


Diagramme des moments corrigés à L'ELS

III.5.3.C.7. Vérifications à l'ELS :**a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Aux appuis:

Avec :

$$M_s = -4.48 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho_1 = 0.24 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.48 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 119.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48.29} \times 119.16 = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

En travée:

Avec :

$$M_s = 12.69 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.44$$

$$\rho_1 = 0.44 \rightarrow \beta_1 = 0.899 \rightarrow K_1 = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.69 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 192.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{34.50} \times 192.18 = 5.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

a. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Les règles (Art.B.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 :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{340} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{b. } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{c. } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

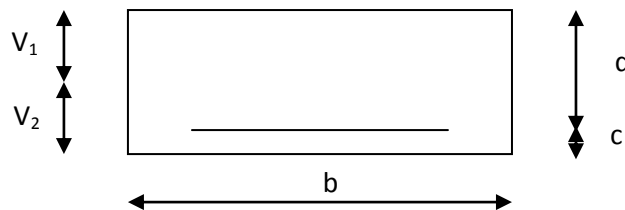


Figure III.5.7 : la section de la paille

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.56) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.8 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.8 = 7.2 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.8^3 + 7.2^3) + 15 \times 5.56 \times (7.2 - 2)^2$$

$$I_0 = 30551.64 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.0043} = 1.95$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65 \times 100}{100 \times 16} = 0.43 \Rightarrow \beta = 0.899$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.69 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 192.18 \text{ Mpa}$$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0043 \times 192.18 + 2.1} = 0.32$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 30551.6}{1 + (1.95 \times 0.32)} = 20693.81 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{12.69 \times (3.4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 20693.81} = 0.65 \text{ cm}$$

$$f = 0.65 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toute vérification, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

✓ **Aux Appuis:**

Armatures principales: 4HA10/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.
Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25\text{ cm}$.

✓ **En travée :**

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $st= 20\text{ cm}$.
Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25\text{ cm}$.

III.6. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.6.1 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 :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 310 - 30 = 280 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10}$$

$$18.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 28 \text{ cm}$$

Selon le RPA : $h_t \geq 30 \text{ cm}$ → on opte pour $h_t = 40 \text{ cm}$

B. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

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

D'où : $16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$.

Selon le RPA : $b \geq 20 \text{ cm}$ → on opte pour $b = 30 \text{ cm}$

C. Vérification relative aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $40 \geq 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $40/30 = 1.33 < 4$ → condition vérifiée.

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

III.6.2.détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre :
 $G=25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :
 $Q= 2.5 \text{ KN /ml}$
- L'effort tranchant à l'appui A :
ELU : $T_u= R_a = 69.02 \text{ kN/ml}$
ELS : $T_s= R_a = 50.03 \text{ kN/ml}$

III.6.3 Combinaison de charges:

- ELU : $q_u=1.35G+T_u = (1.35 \times 3) + 69.02=73.07 \text{ kN/ml}$
- ELS : $q_s=G+T_s = 3+50.03=53.3 \text{ kN/ml}$

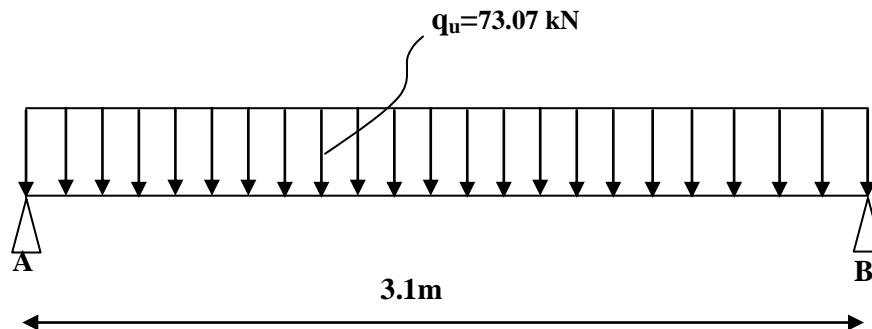
III.6.4.Calcul des efforts internes à L'ELU :

Figure III.6.1: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

- Réaction d'appuis :
 $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{73.07 \times 3.10}{2} = 113.26 \text{ KN}$
- Moment isostatique :
 $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{73.07 \times 3.10^2}{8} = 87.78 \text{ KN}$
- Moment corrigé :
En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 87.78 = 74.61 \text{ kN.m}$
Aux appuis : $M_a = - 0.3 M_0 = - 0.3 \times 87.78 = - 26.33 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant:
 $T_{\max} = 113.26 \text{ KN}$

- Diagramme des efforts interne :

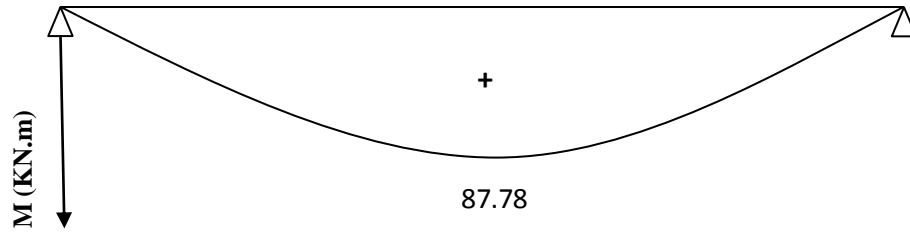


Figure III.6.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

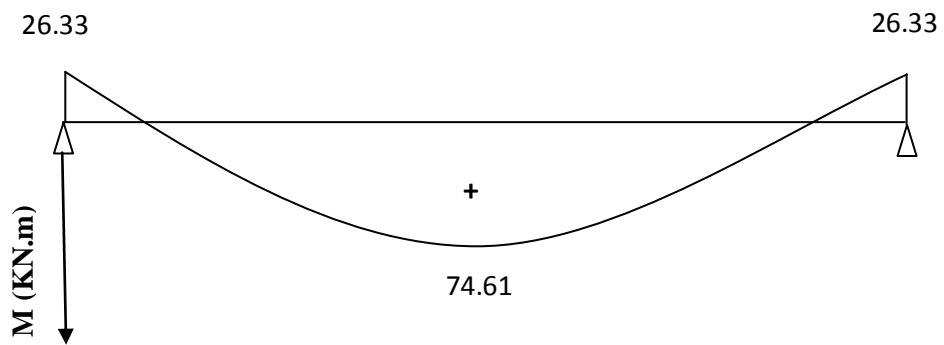


Figure III.6.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

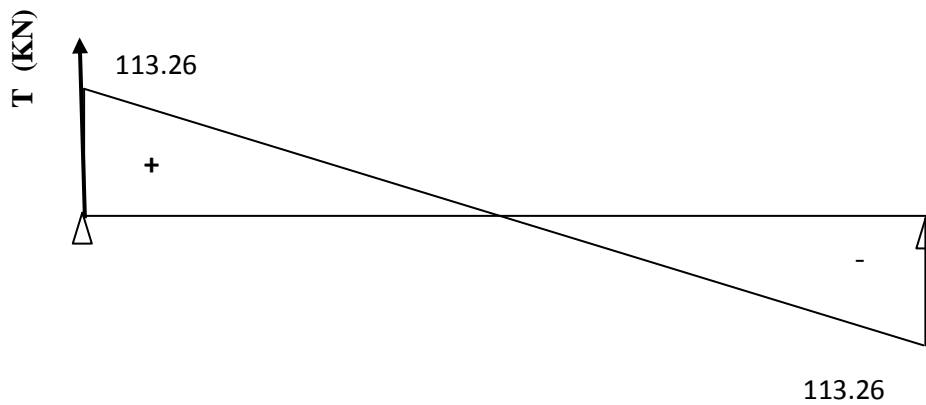


Figure III.6.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

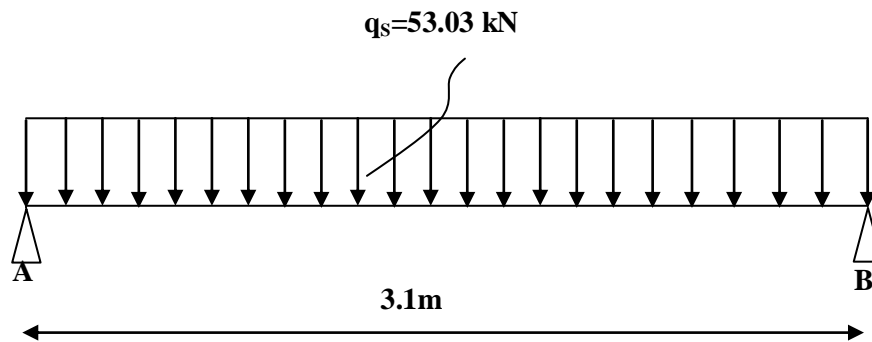
III.6.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

Figure III.6.5 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{53.03 \times 3.10}{2} = 82.20 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{53.03 \times 3.10^2}{8} = 63.70 \text{ KN}$$

- Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 63.70 = 54.15 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_u = - 0.3 M_0 = - 0.3 \times 63.70 = - 19.11 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant:

$$T_{\max} = 82.20 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne :

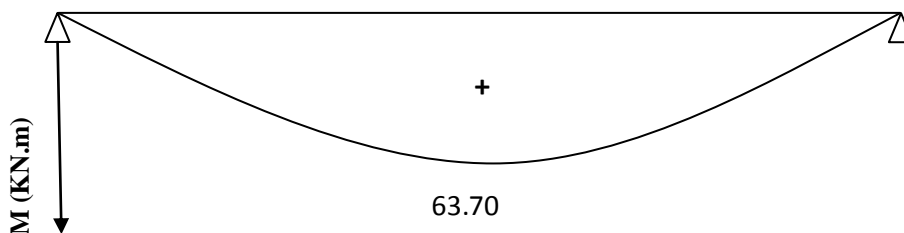


Figure III.6.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

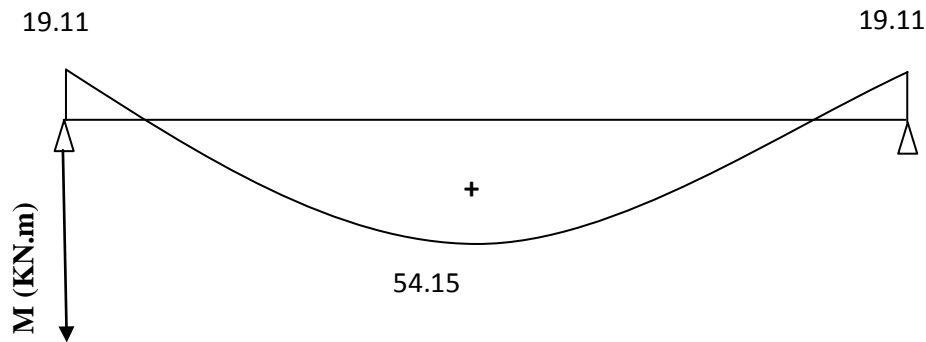


Figure III.6.7: Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

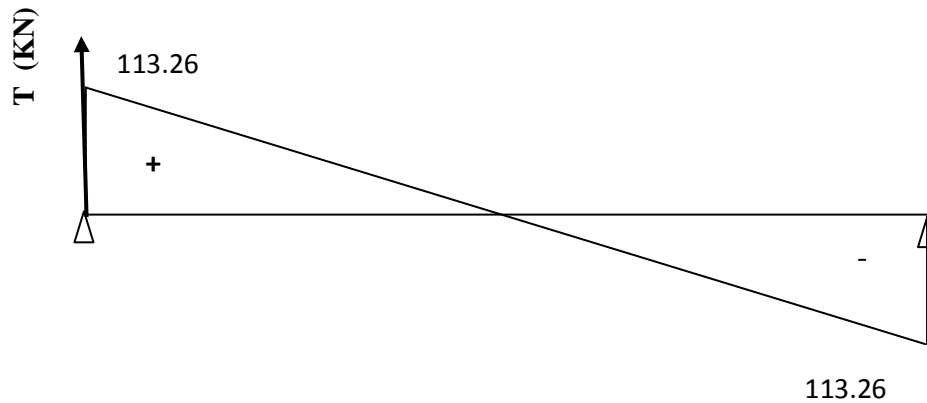


Figure III.6.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.6.6. ferrailage à ELU:

a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 74.61 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{74.61 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.122$$

$\mu = 0.112 < \mu_l 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.112 \rightarrow \beta = 0.935$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{74.61 \times 10^3}{0.935 \times 38 \times 348} = 6.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

b. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_a = 26.33 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{26.33 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.042$$

$\mu = 0.042 < \mu_l 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant: $\mu = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{26.33 \times 10^3}{0.979 \times 38 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.3.1.7. vérification à ELU:**a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :
(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 1133.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1133.26 \times 10}{30 \times 38} = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec : **a**: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 38 \times 30 \times 10^{-1} = 684 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 113.26 \text{ KN} \leq 684 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les armatures :**

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{V_s}{f_e} < A$$

Avec : $M_a = 26.33 \text{ KN.m}$, $T_{\max} = 113.26 \text{ KN}$

$$\left(113.26 - \frac{26.33}{0.9 \times 38} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 3.23 \text{ cm}^2 < A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3/BAEL 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{113.26}{0.9 \times 38 \times 17.58} \times 10 = 1.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e. Calcul des armatures transversal :

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

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- \varnothing_t : diamètre des armatures transversal.
- \varnothing_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right\} = \min \{1.14; 1.4; 3\} = 1.14 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

En prend un cadre et un étrier de HA8

f. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

❖ **Zone nodal :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{10; 16.8; 30 \text{ cm}\} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.6.8. vérification à ELS:**a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

❖ **En travée :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 54.15 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.16}{30 \times 38} = 0.540$$

$$\rho_1 = 0.540 \rightarrow \beta_1 = 0.890 \rightarrow K_1 = 30.45$$

$$\sigma_{st} = \frac{54.15 \times 10^3}{0.890 \times 38 \times 6.16} = 259.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{30.45} \times 259.92 = 8.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ Aux appuis :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 19.11 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 38} = 0.297$$

$$\rho_1 = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.914 \rightarrow K_1 = 43.14$$

$$\sigma_{st} = \frac{19.11 \times 10^3}{0.914 \times 38 \times 3.39} = 162.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{43.14} \times 162.30 = 3.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (h = 40 cm)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (l = 280 cm)
- **M_t** : moment max en travée. (M_t = 54.15)
- **M₀** : moment max de la travée isostatique. (M₀ = 63.70 KN)
- **A_t** : section des armatures. (A_t = 6.16 cm²)
- **b** : largeur de la nervure. B = 30 cm
- **d** : hauteur utile de la section droite. (d = h - c = 40 - 2 = 38 cm)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{40}{280} = 0.143 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{40}{280} = 0.143 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{54.15}{10 \times 63.70} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} = \frac{6.16}{30 \times 38} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

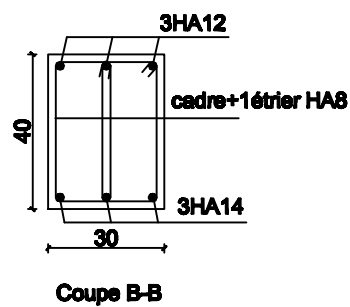
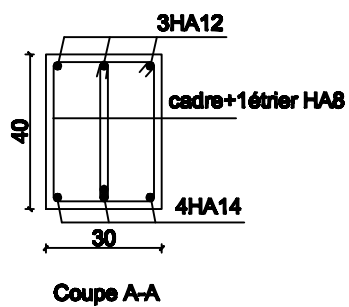
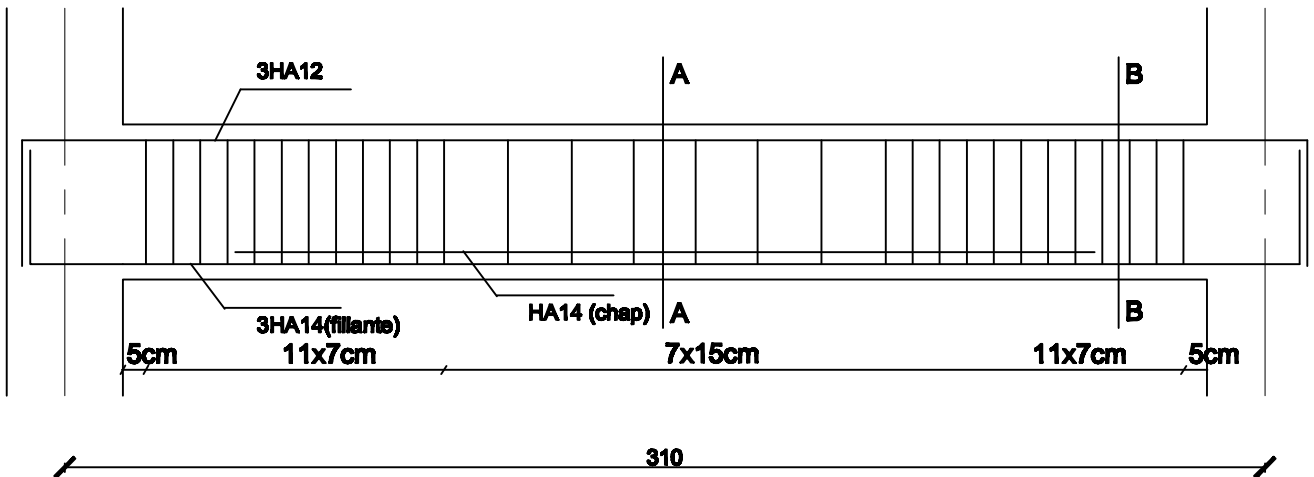
Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 4HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .



UNIVERSITE MOHAMED ELBAHRE DE TUNIS		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Maitre: HANENE Dhibi Maitre: OLIVIER Lythe		Plan de ferrillage de la poutre poutre	page 123
N° : ABRVAD			2017

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre l'étude consiste la détermination des éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisant sous l'action des charges horizontales (vent et séisme).

Il est indispensables de compare l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaitre la répartition des sollicitations entre les refends et les portiques.

IV.2. Caractéristiques géométriques de refends:

Inerties des refends pleins :

- Les refends longitudinaux :

$$I_x = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y \ (e \ll L) \longrightarrow I_x = 0$$

- Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y \ll I_x \ (e \ll L) \longrightarrow I_y = 0$$

transversal.

Avec:

L: longueur de voile.

e: épaisseur de voile.

Inerties de refend avec ouverture :

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60 \times 2mc \times \Psi_0}{11 \times I_0 \times \alpha^2} + 1}$$

Avec :

- I_e : équivalente d'un refend avec une file d'ouvertures.
- $a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} + \frac{1}{30n^2} + \frac{1}{30n^3}$ si $n < 11$ niveaux.
 $a_n = 1$ si $n \geq 11$ niveaux.
- $\Psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{(2-\alpha^2) \operatorname{sh} \alpha}{\alpha^3 \operatorname{ch} \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \operatorname{ch} \alpha}$

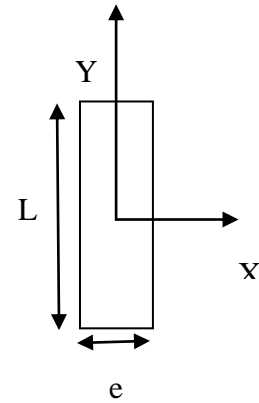


Figure IV.1 : Refend longitudinal.

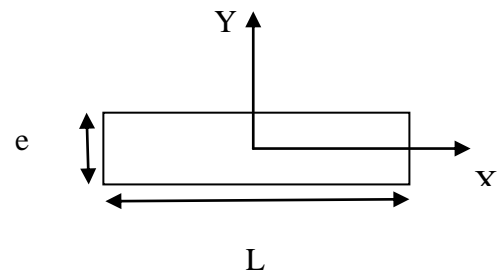


Figure IV.2 : Refend

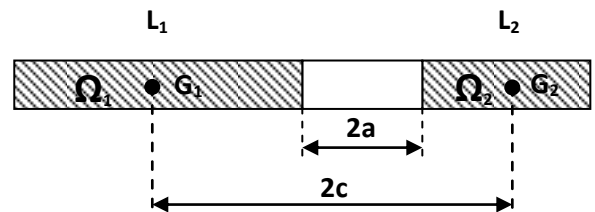


Figure IV.3 : refend avec ouverture.

- α : Degré de monolithisme. $\alpha = W \times Z$ avec : Z : Hauteur de bâtiment.

- $W^2 = \frac{3 \cdot E' \cdot i \cdot L \cdot c}{E \cdot I_0 \cdot m \cdot h \cdot a^3}$

- I : moment d'inertie du refend. $I = I_1 + I_2 + 2mc$

- I_1 et I_2 : moment d'inertie de trumeau 1 et 2.

$$I_1 = \frac{e L_1^3}{12} \quad \text{et} \quad I_2 = \frac{e L_2^3}{12}$$

- $I_0 = I_1 + I_2$

- i : inertie du linteau. $i = \frac{e B^3}{12}$

- m : moment statique de chaque'un des éléments de refend par rapport au CDG de l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

- L : longueur de refend.
- L_1 et L_2 : longueur de trumeaux 1 et 2.
- Ω_1 et Ω_2 : aire des trumeaux 1 et 2.
- $2C$: distance entre les CDG des deux éléments de refend.
- $2a$: portée de l'ouverture.
- h : hauteur d'un étage.
- E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.
- E' : module d'élasticité du matériau constituant le linteau (généralement $E = E'$).

Calcul des inerties équivalentes des refends avec ouvertures :

Donné :

$$L = 4.75 \text{ m} , L_1 = 2.35 \text{ m} , L_2 = 0.75 \text{ m} , 2a = 1.65 \text{ m} , 2c = 3.2 \text{ m}$$

$$\Omega_1 = 0.2 \times 2.35 = 0.47 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0.2 \times 0.75 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$I_1 = \frac{0.2 \times 2.35^3}{12} = 0.22 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0.2 \times 0.75^3}{12} = 7.10^{-3} \text{ m}^4$$

$$m = \frac{3.2}{\frac{1}{0.47} + \frac{1}{0.15}} = 0.36 \text{ m}^3$$

$$I_0 = 0.22 + 7.10^{-3} = 0.227 \text{ m}^4$$

$$I = 0.22 + 7.10^{-3} + 3.2 \times 0.36 = 1.38 \text{ m}^4$$

$$i = \frac{0.2 \times 0.6^3}{12} = 3.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W^2 = \frac{3 \times 0.0036 \times 1.38 \times 1.6}{0.227 \times 0.36 \times 3 \times 0.825^3} = 0.17 \quad \longrightarrow \quad W = 0.41$$

$$\alpha = 0.41 \times 45 = 18.45$$

$$\Psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{(2-18.45^2)}{18.45^3} \times \frac{\text{sh } 18.45}{\text{ch } 18.45} - \frac{2}{18.45^2 \times \text{ch } 18.45} = 0.61$$

$$I_e = \frac{1.38}{\frac{60 \times 3.2 \times 0.36 \times 0.61}{11 \times 0.227 \times 18.45^2} + 1} = 1.31 \text{ m}^4$$

Les inerties des voiles sont données dans les tableaux ci-dessous:

Sens longitudinal :

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m ⁴)
RDC et sous sol	VL ₁	4.75	0.2	1.79
	VL ₂	4.75	0.2	1.31
	VL ₃	3	0.2	0.45
	VL ₄	1.625	0.2	0.07
	VL ₅	0.80	0.2	0.009
	VL ₆	0.80	0.2	0.009
SOMME				3.638

Tableau IV.1: Les inerties des refends dans le sens longitudinal pour le RDC et le sous sol.

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m ⁴)
De 12 au 3 ^{ème} Niveaux	VL ₁	4.75	0.2	1.79
	VL ₂	4.75	0.2	1.79
	VL ₃	3	0.2	0.45
	VL ₄	1.625	0.2	0.07
	VL ₅	0.80	0.2	0.009
	VL ₆	0.80	0.2	0.009
SOMME				4.118

Tableau IV.2: Les inerties des refends dans le sens longitudinal de 12 au 1^{er} niveau.

Sens transversal :

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m ⁴)
De 12 au sous sol	VT ₁	4.75	0.2	1.79
	VT ₂	4.75	0.2	1.79
	VT ₃	2.20	0.2	0.18
	VT ₄	2.20	0.2	0.18
	VT ₅	0.80	0.2	0.009
	VT ₆	0.80	0.2	0.009
	VT ₉	1.50	0.2	0.06
SOMME				4.018

Tableau IV.3: Les inerties des refends dans le sens transversal.

Inertie moyen du refend dans le sens horizontal : $I_{\text{moy}} = 4.049\text{m}^4$

Inertie moyen du refend dans le sens transversal : $I_{\text{moy}} = 4.018\text{m}^4$

IV.3. Inertie fictive des portiques :

Inertie fictive des portiques est évaluée, en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque de chaque plancher sous l'effet d'une force horizontale égale à 1 tonne, ensuite en compare les déplacements aux flèches que produira un refends sous l'effet de même système de forces horizontales (1tonne pour chaque niveau) et pour une inertie égale à l'unité ($I=1\text{m}^4$).

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{\text{en}} = \frac{F_n}{D_n} \quad \text{avec :} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « i ».

F_n : Flèche du refond au niveau « i ».

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

IV.3.1. Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des

« Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à

(1 tonne), est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :

f_i : flèche de refend choisit au niveau « i ».

S_i : Surface du trapèze.

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2}$$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

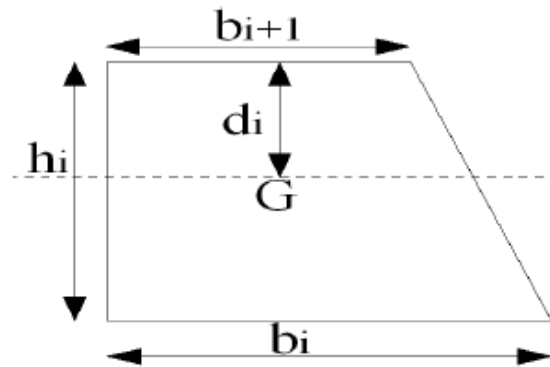


Figure IV.4 : La notation adopte pour calculer la surface de trapèze.

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments :

Niveau	h (m)	b_i (m)	B_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$
12	3	3	0	4.5	2	9
11	3	9	3	18	1.75	31.5
10	3	18	9	40.5	1.67	67.64
9	3	30	18	72	1.63	117.36
8	3	45	30	112.5	1.6	180
7	3	63	45	162	1.58	255.96
6	3	84	63	220.5	1.57	346.19
5	3	108	84	288	1.56	449.28
4	3	135	108	364.5	1.56	568.62
3	3	165	135	450	1.55	697.5
2	3	198	165	544.5	1.55	843.98
1	3	234	198	648	1.54	997.92
RDC	4	285	234	1038	2.04	2148.66
Sous sol	3	328	285	919.5	1.54	1416.03

Tableau IV.4. : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Nous aurons :

$$f_{ss} = \frac{919.5 \times 1.54}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{919.5 \times 4.54 + 1038 \times 2.07}{EI}$$

$$f_1 = \frac{919.5 \times 8.54 + 1038 \times 6.07 + 848 \times 1.54}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{ss} = \frac{1416.03}{EI} \quad f_{RDC} = \frac{6323.19}{EI} \quad f_1 = \frac{15151.11}{EI} \quad f_2 = \frac{23811.59}{EI} \quad f_3 = \frac{33953.64}{EI}$$

$$f_4 = \frac{45322.26}{EI} \quad f_5 = \frac{57571.44}{EI} \quad f_6 = \frac{70495.13}{EI} \quad f_7 = \frac{839887.88}{EI} \quad f_8 = \frac{97892.88}{EI}$$

$$f_9 = \frac{112072.74}{EI} \quad f_{10} = \frac{126418.88}{EI} \quad f_{11} = \frac{140850.38}{EI} \quad f_{12} = \frac{155313.38}{EI}$$

IV.3.2. Calcul des déplacements des portiques :

La rotation d'étage est donnée :

- Niveau étage courant :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

- Niveau RDC :

Poteau encastré a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Poteau articulé a la base :

$$E\theta_1 = \frac{2 M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h_n$

T_n : effort tranchant de niveau « n ».

K_{tn} : raideur des poutres. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par :

$$\Delta_n = \Psi_n \cdot h$$

Avec :

$$E \Psi_n = \frac{M_n}{12 \Sigma K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Sens longitudinal :

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\Theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
12	8F - 8G	3	8.34	3.64	3	0	343.75	987.38	2962.13	238303.97	155313.38	0.66	15.16
	7E - 7G	3	12.51	7.27	3	0	171.88	543.67	1631	127718.28		1.21	
	6E - 6G	3	12.51	7.27	3	0	171.88	543.67	1631	127718.28		1.21	
	5A-5G	3	29.18	29.41	3	0	42.49	170.68	512.03	37247.79		4.17	
	4A - 4E	3	20.84	22.14	3	0	56.46	232.87	698.61	50359.96		3.08	
	4F - 4G	3	8.34	3.64	3	0	343.75	987.38	2962.13	238303.97		0.65	
	3A - 3G	3	29.18	29.41	3	0	42.50	170.68	512.04	37204.42		4.17	
11	8F - 8G	3	8.34	3.64	6	3	1031.25	1974.75	5924.25	235341.84	140850.38	0.60	13.94
	7E - 7G	3	12.51	7.27	6	3	515.63	1087.33	3262	126087.28		1.12	
	6E - 6G	3	12.51	7.27	6	3	515.63	1087.33	3262	126087.28		1.12	
	5A-5G	3	29.18	29.41	6	3	127.49	341.35	1024.06	36735.76		3.84	
	4A - 4E	3	20.84	22.14	6	3	169.38	465.74	1397.22	49661.34		2.84	
	4F - 4G	3	8.34	3.64	6	3	1031.25	1974.75	5924.25	235341.84		0.60	
	3A - 3G	3	29.18	29.41	6	3	127.49	341.35	1024.06	36735.76		3.84	
10	8F - 8G	3	8.34	3.64	9	6	1718.75	2962.13	8886.38	229417.59	126418.88	0.55	12.86
	7E - 7G	3	12.51	7.27	9	6	859.38	1631	4893	122825.28		0.93	
	6E - 6G	3	12.51	7.27	9	6	859.38	1631	4893	122825.28		0.93	
	5A-5G	3	29.18	29.41	9	6	212.49	512.03	1536.09	35711.69		3.54	
	4A - 4E	3	20.84	22.14	9	6	282.30	698.61	2095.84	48264.12		2.62	
	4F - 4G	3	8.34	3.64	9	6	1718.75	2962.13	8886.38	229417.59		0.55	
	3A - 3G	3	29.18	29.41	9	6	212.49	512.03	1536.09	35711.69		3.54	
9	8F - 8G	3	8.34	3.64	12	9	2406.25	3931.92	11795.77	220531.22	112072.74	0.51	11.90
	7E - 7G	3	12.51	7.27	12	9	1203.13	2165.88	6497.63	117932.28		0.95	
	6E - 6G	3	12.51	7.27	12	9	1203.13	2165.88	6497.63	117932.28		0.95	
	5A-5G	3	29.18	29.41	12	9	297.49	679.67	2039.02	34175.59		3.28	
	4A - 4E	3	20.84	22.14	12	9	395.22	927.07	2781.22	46168.28		2.43	
	4F - 4G	3	8.34	3.64	12	9	2406.25	3931.92	11795.77	220531.22		0.51	

	3A - 3G	3	29.18	29.41	12	9	297.49	679.67	2039.02	34175.59		3.28	
8	8F - 8G	3	14.22	3.68	15	12	3058.59	4277.34	12832.03	208735.45	97892.68	0.47	11.04
	7E - 7G	3	21.33	7.36	15	12	1529.29	2285.16	6855.47	111434.65		0.87	
	6E - 6G	3	21.33	7.36	15	12	1529.29	2285.16	6855.47	111434.65		0.87	
	5A-5G	3	49.78	29.89	15	12	376.42	669.36	2008.09	32136,58		3.05	
	4A - 4E	3	35.56	22.53	15	12	499.33	906.37	2719.11	43387.06		2.26	
	4F - 4G	3	14.22	3.68	15	12	3058.59	4277.34	12832.03	208735.45		0.47	
	3A - 3G	3	49.78	29.89	15	12	376.42	669.36	2008.09	32136.58		3.05	
7	8F - 8G	3	14.22	3.68	18	15	3738.28	5132.81	15398.44	195903.42	83987.88	0.43	10.10
	7E - 7G	3	21.33	7.36	18	15	1869.14	2742.19	8226.56	104579.18		0.8	
	6E - 6G	3	21.33	7.36	18	15	1869.14	2742.19	8226.56	104579.18		0.8	
	5A-5G	3	49.78	29.89	18	15	460,07	803.23	2409.70	30128.49		2.79	
	4A - 4E	3	35.56	22.53	18	15	610.297	1087.64	3262.93	40667.96		2.07	
	4F - 4G	3	14.22	3.68	18	15	3738.28	5132.81	15398.44	195903.42		0.43	
	3A - 3G	3	49.78	29.89	18	15	460.07	803.23	2409.70	30128.49		2.79	
6	8F - 8G	3	14.22	3.68	21	18	4417.97	5988.28	17964.84	180504.98	70495.13	0.39	9.22
	7E - 7G	3	21.33	7.36	21	18	2208.98	3199.22	9597.66	96352.62		0.73	
	6E - 6G	3	21.33	7.36	21	18	2208.98	3199.22	9597.66	96352.62		0.73	
	5A-5G	3	49.78	29.89	21	18	543.72	937.11	2811.32	27718.79		2.54	
	4A - 4E	3	35.56	22.53	21	18	721.25	1268.92	3806.75	37405.02		1.88	
	4F - 4G	3	14.22	3.68	21	18	4417.97	5988.28	17964.84	180504.98		0.39	
	3A - 3G	3	49.78	29.89	21	18	543.72	937.11	2811.32	27718.79		2.55	
5	8F - 8G	3	14.22	3.68	24	21	5097.66	6810.55	20431.64	162540.14	57571.44	0.35	8.37
	7E - 7G	3	21.33	7.36	24	21	2548.83	3639.65	10918.94	86754.96		0.66	
	6E - 6G	3	21.33	7.36	24	21	2548.83	3639.65	10918.94	86754.96		0.66	
	5A-5G	3	49.78	29.89	24	21	627.37	1065.24	3195.72	24907.46		2.31	
	4A - 4E	3	35.56	22.53	24	21	832.21	1441.86	4325.59	33598.28		1.71	
	4F - 4G	3	14.22	3.68	24	21	5097.66	6810.55	20431.64	162540.14		0.35	
	3A - 3G	3	49.78	29.89	24	21	627.37	1065.23	3195.72	24907.46		2.31	
	8F - 8G	3	22.78	3.72	27	24	5710.94	7034.53	21103.59	142108.49	45322.26	0.32	
	7E - 7G	3	34.17	7.44	27	24	2855.47	3681.87	11045.62	75836.02		0.60	

4	6E - 6G	3	34.17	7.44	27	24	2855.47	3681.87	11045.62	75836.02	33953.64	0.60	7.56
	5A-5G	3	79.73	30.38	27	24	699.54	1022.87	3068.62	21711.75		2.09	
	4A - 4E	3	56.95	22.93	27	24	926.52	1376.08	4128.23	29272.69		1.55	
	4F - 4G	3	22.78	3.72	27	24	5710.94	7034.53	21103.59	142108.49		0.32	
	3A - 3G	3	79.73	30.38	27	24	699.54	1022.87	3068.62	21711.75		2.09	
3	8F - 8G	3	22.78	3.72	30	27	6382.81	7816.14	23448.43	121004.91	33953.64	0.28	6.60
	7E - 7G	3	34.17	7.44	30	27	3191.41	4090.97	12272.91	64790.39		0.52	
	6E - 6G	3	34.17	7.44	30	27	3191.41	4090.97	12272.91	64790.39		0.52	
	5A-5G	3	79.73	30.38	30	27	781.83	1136.52	3409.57	18643.13		1.82	
	4A - 4E	3	56.95	22.93	30	27	1035.52	1528.98	4586.93	25144.46		1.35	
	4F - 4G	3	22.78	3.72	30	27	6382.81	7816.14	23448.43	121004.91		0.28	
2	3A - 3G	3	79.73	30.38	30	27	781.83	1136.52	3409.57	18643.13	13811.59	1.82	5.13
	8F - 8G	3	22.78	3.72	33	30	10530.61	12239.20	36717.61	133058.98		0.10	
	7E - 7G	3	34.17	7.44	33	30	5265.31	6320.79	18962.37	70883.68		0.19	
	6E - 6G	3	34.17	7.44	33	30	5265.31	6320.79	18962.37	70883.68		0.19	
	5A-5G	3	79.73	30.38	33	30	5265.31	6320.79	18962.37	70883.68		0.19	
	4A - 4E	3	56.95	22.93	33	30	1656.80	2138.07	6414.22	25056.97		0.55	
	4F - 4G	3	22.78	3.72	33	30	2417.50	3136.19	9408.56	36819.83		0.38	
	3A - 3G	3	79.73	30.38	33	30	10530.61	12239.20	36717.61	133058.98		0.10	
	8G - 8I	3	34.17	10.39	33	30	1656.80	2138.07	6414.22	25056.97		0.55	
	7G - 7I	3	34.17	10.39	33	30	3771.43	4755.78	14267.33	55043.74		0.25	
	6G - 6I	3	34.17	10.39	33	30	3771.43	4755.78	14267.33	55043.74		0.25	
	5G - 5I	3	34.17	10.39	33	30	3771.43	4755.78	14267.33	55043.74		0.25	
	4G - 4I	3	34.17	10.39	33	30	3771.43	4755.78	14267.33	55043.74		0.25	
	3G - 3I	3	34.17	10.39	33	30	3771.43	4755.78	14267.33	55043.74		0.25	
	2A - 2G	3	79.73	30.38	33	30	3771.43	4755.78	14267.33	55043.74		0.25	
	1A - 1G	3	79.73	30.38	33	30	3771.43	4755.78	14267.33	55043.74		0.25	
	8F - 8G	3	22.78	3.72	36	33	11533.53	13444.18	40332.54	96341.37		0.16	
	7E - 7G	3	34.17	7.44	36	33	5766.76	6941.57	20824.71	51921.31		0.29	
	6E - 6G	3	34.17	7.44	36	33	5766.76	6941.57	20824.71	51921.31		0.29	
	5A-5G	3	79.73	30.38	36	33	5766.76	6941.57	20824.71	51921.31		0.29	

1	4A - 4E	3	56.95	22.93	36	33	1814.59	2343.23	7029.70	18642.75	15151.11	0.81	7.59
	4F - 4G	3	22.78	3.72	36	33	2647.74	3434.55	10303.64	27411.27		0.55	
	3A - 3G	3	79.73	30.38	36	33	11533.53	13444.18	40332.54	96341.37		0.16	
	8G - 8I	3	34.17	10.39	36	33	1814.59	2343.23	7029.70	18642.75		0.81	
	7G - 7I	3	34.17	10.39	36	33	4130.61	5210.02	15630.06	40776.41		0.37	
	6G - 6I	3	34.17	10.39	36	33	4130.61	5210.02	15630.06	40776.41		0.37	
	5G - 5I	3	34.17	10.39	36	33	4130.61	5210.02	15630.06	40776.41		0.37	
	4G - 4I	3	34.17	10.39	36	33	4130.61	5210.02	15630.06	40776.41		0.37	
	3G - 3I	3	34.17	10.39	36	33	4130.61	5210.02	15630.06	40776.41		0.37	
	2A - 2G	3	79.73	30.38	36	33	4130.61	5210.02	15630.06	40776.41		0.37	
1A - 1G	3	79.73	30.38	36	33	4130.61	5210.02	15630.06	40776.41	0.37			
RDC	8F - 8G	4	26.04	3.76	40	36	12721.09	10833.49	43333.98	56008.83	6323.19	0.11	5.14
	7E - 7G	4	39.06	7.53	40	36	6360.54	5876.20	23504.81	31096.61		0.20	
	6E - 6G	4	39.06	7.53	40	36	6360.54	5876.20	23504.81	31096.61		0.20	
	5A-5G	4	91.15	30.88	40	36	6360.54	5876.20	23504.81	31096.61		0.20	
	4A - 4E	4	65.10	23.36	40	36	1993.96	2121.71	8486.85	11613.05		0.54	
	4F - 4G	4	26.04	3.76	40	36	2904.48	3119.48	12477.92	17107.63		0.37	
	3A - 3G	4	91.15	30.88	40	36	12721.09	10833.49	43333.98	56008.83		0.11	
	8G - 8I	4	39.06	10.56	40	36	1993.96	2121.71	8486.85	11613.05		0.54	
	7G - 7I	4	39.06	10.56	40	36	4533.59	4634.68	18538.71	25146.35		0.25	
	6G - 6I	4	39.06	10.56	40	36	4533.59	4634.68	18538.71	25146.35		0.25	
	5G - 5I	4	39.06	10.56	40	36	4533.59	4634.68	18538.71	25146.35		0.25	
	4G - 4I	4	39.06	10.56	40	36	4533.59	4634.68	18538.71	25146.35		0.25	
	3G - 3I	4	39.06	10.56	40	36	4533.59	4634.68	18538.71	25146.35		0.25	
	2A - 2G	4	91.15	30.88	40	36	4533.59	4634.68	18538.71	25146.35		0.25	
1A - 1G	4	91.15	30.88	40	36	4533.59	4634.68	18538.71	25146.35	0.25			
	8F - 8G	3	34.72	3.76	43	40	6385.89	4224.95	12674.85	12674.85	0.11		
	7E - 7G	3	52.08	7.53	43	40	3685.19	2530.59	7591.79	7591.79	0.18		
	6E - 6G	3	52.08	7.53	43	40	3685.19	2530.59	7591.79	7591.79	0.18		
	5A-5G	3	121.53	30.88	43	40	3685.19	2530.59	7591.79	7591.79	0.18		
	4A - 4E	3	86.81	23.36	43	40	1396.13	1042.07	3126.19	3126.19	0.45		

Sous sol	4F - 4G	3	34.72	3.76	43	40	2054.47	1543.24	4629.71	4629.71	1416.03	0.31	5.35
	3A - 3G	3	121.53	30.88	43	40	6385.89	4224.95	12674.85	12674.85		0.11	
	8G - 8I	3	52.08	10.56	43	40	1396.13	1042.07	3126.19	3126.19		0.45	
	7G - 7I	3	52.08	10.56	43	40	3029.09	2202.55	6607.64	6607.64		0.21	
	6G - 6I	3	52.08	10.56	43	40	3029.09	2202.55	6607.64	6607.64		0.21	
	5G - 5I	3	52.08	10.56	43	40	3029.09	2202.55	6607.64	6607.64		0.21	
	4G - 4I	3	52.08	10.56	43	40	3029.09	2202.55	6607.64	6607.64		0.21	
	3G - 3I	3	52.08	10.56	43	40	3029.09	2202.55	6607.64	6607.64		0.21	
	2A - 2G	3	121.53	30.88	43	40	3029.09	2202.55	6607.64	6607.64		0.21	
1A - 1G	3	121.53	30.88	43	40	3029.09	2202.55	6607.64	6607.64	0.21			

Sens transversal :

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
12	4A - 3A	3	8.34	2.44	3	0	513.12	1326.11	3978.34	328884.28	155313.38	0.47	10.45
	5B - 3B	3	12.51	4.87	3	0	256.56	713.04	2139.11	173623.394		0.89	
	5C - 3C	3	12.51	4.87	3	0	256.56	713.05	2139.11	173623.39		0.89	
	5D - 3D	3	12.51	4.87	3	0	256.56	713.04	2139.11	173623.39		0.89	
	8E - 3E	3	25.01	15.37	3	0	81.31	262.58	787.73	61032.62		2.54	
	8F - 5F	3	16.67	10.50	3	0	119.03	388	1164	89754.09		1.73	
	4F - 3F	3	8.34	2.44	3	0	513.12	1326.11	3978.34	328884.28		0.47	
	8G - 3G	3	25.01	15.37	3	0	81.31	262.58	787.73	61032.62		2.54	
11	4A - 3A	3	8.34	2.44	6	3	1539.36	2652.23	7956.68	324905.94	140850.38	0.43	9.60
	5B - 3B	3	12.51	4.87	6	3	769.68	1426.07	4278.22	171484.29		0.82	
	5C - 3C	3	12.51	4.87	6	3	769.68	1426.07	4278.22	171484.29		0.82	
	5D - 3D	3	12.51	4.87	6	3	769.68	1426.07	4278.22	171484.29		0.82	
	8E - 3E	3	25.01	15.37	6	3	243.93	525.15	1575.46	60244.89		2.34	
	8F - 5F	3	16.67	10.50	6	3	357.09	776.01	2328.02	88590.08		1.59	
	4F - 3F	3	8.34	2.44	6	3	1539.36	2652.23	7956.68	324905.94		0.43	

	8G - 3G	3	25.01	15.37	6	3	243.93	525.15	1575.46	60244.89		2.34	
10	4A - 3A	3	8.34	2.44	9	6	2565.59	3978.34	11935.03	316949.26	126418.88	0.39	8.84
	5B - 3B	3	12.51	4.87	9	6	1282.79	2139.11	6417.33	167206.07		0.76	
	5C - 3C	3	12.51	4.87	9	6	1282.79	2139.11	6417.33	167206.07		0.76	
	5D - 3D	3	12.51	4.87	9	6	1282.79	2139.11	6417.33	167206.07		0.76	
	8E - 3E	3	25.01	15.37	9	6	406.54	787.73	2363.18	58669.43		2.15	
	8F - 5F	3	16.67	10.50	9	6	595.16	1164.01	3492.02	86262.06		1.47	
	4F - 3F	3	8.34	2.44	9	6	2565.59	3978.34	11935.03	316949.26		0.39	
	8G - 3G	3	25.01	15.37	9	6	406.54	787.73	2363.18	58669.43		2.15	
9	4A - 3A	3	8.34	2.44	12	9	3591.84	5278.22	15834.65	305014.23	112072.74	0.37	8.16
	5B - 3B	3	12.51	4.87	12	9	1795.92	2839.04	8517.08	160788.74		0.69	
	5C - 3C	3	12.51	4.87	12	9	1795.92	2839.03	8517.08	160788.74		0.69	
	5D - 3D	3	12.51	4.87	12	9	1795.92	2839,03	8517.08	160788.74		0.69	
	8E - 3E	3	25.01	15.37	12	9	569.16	1044.88	3134.63	56306.25		1.99	
	8F - 5F	3	16.67	10.50	12	9	833.23	1543.21	4629.62	82770.04		1.35	
	4F - 3F	3	8.34	2.44	12	9	3591.84	5278.22	15834.65	305014.23		0.37	
	8G - 3G	3	25.01	15.37	12	9	569.16	1044.88	3134.63	56306.25		1.99	
8	4A - 3A	3	14.22	2.46	15	12	4565.59	5951.79	17855.38	289179.58	97892.88	0.34	7.54
	5B - 3B	3	21.33	4.93	15	12	2282.79	3122.38	9367.14	152271.67		0.64	
	5C - 3C	3	21.33	4.93	15	12	2282.79	3122.38	9367.14	152271.67		0.64	
	5D - 3D	3	21.33	4.93	15	12	2282.79	3122,38	9367.14	152271.67		0.64	
	8E - 3E	3	42.67	15.61	15	12	720.92	1093.99	3281.99	53171.62		1.84	
	8F - 5F	3	28.44	10.68	15	12	1053.68	1610.21	4830.64	78140.42		1.25	
	4F - 3F	3	14.22	2.46	15	12	4565.59	5951.79	17855.38	289179.58		0.34	
	8G - 3G	3	42.67	15.61	15	12	720.92	1093.99	3281.99	53171.62		1.84	
7	4A - 3A	3	14.22	2.46	18	15	5580.17	7142.15	21426.45	271324.19	83987.88	0.31	6.89
	5B - 3B	3	21.33	4.93	18	15	2790.09	3746.86	11240.57	142904.52		0.59	
	5C - 3C	3	21.33	4.93	18	15	2790.09	3746.86	11240.57	142904.52		0.59	
	5D - 3D	3	21.33	4.93	18	15	2790.09	3746.86	11240.57	142904.52		0.59	
	8E - 3E	3	42.67	15.61	18	15	881.13	1312.79	3938.38	49889.64		1.68	
	8F - 5F	3	28.44	10.68	18	15	1287.84	1932.26	5796.77	73309.78		1.15	

	4F - 3F	3	14.22	2.46	18	15	5580.17	7142.15	21426.45	271324.19		0.31	
	8G - 3G	3	42.67	15.61	18	15	881.13	1312.79	3938.38	49889.64		1.68	
6	4A - 3A	3	14.22	2.46	21	18	6594.75	8332.51	24997.53	249897.75	70495.13	0.28	6.28
	5B - 3B	3	21.33	4.93	21	18	3297.38	4371.33	13113.99	131663.95		0.54	
	5C - 3C	3	21.33	4.93	21	18	3297.38	4371.33	13113.99	131663.95		0.54	
	5D - 3D	3	21.33	4.93	21	18	3297.38	4371.33	13113.99	131663.95		0.54	
	8E - 3E	3	42.67	15.61	21	18	1041.33	1531.59	4594.78	45951.25		1.54	
	8F - 5F	3	28.44	10.68	21	18	1521.99	2254.29	6762.89	67513.01		1.04	
	4F - 3F	3	14.22	2.46	21	18	6594.75	8332.51	24997.53	249897.75		0.28	
	8G - 3G	3	42.67	15.61	21	18	1041.33	1531.59	4594.78	45951.25		1.54	
5	4A - 3A	3	14.22	2.46	24	21	7609.33	9473.31	28419.92	224900.22	57671.44	0.26	5.70
	5B - 3B	3	21.33	4.93	24	21	3804.66	4971.03	14913.08	118549.95		0.49	
	5C - 3C	3	21.33	4.93	24	21	3804.66	4971.03	14913.08	118549.95		0.49	
	5D - 3D	3	21.33	4.93	24	21	3804.66	4971.03	14913.08	118549.95		0.49	
	8E - 3E	3	42.67	15.61	24	21	1201.54	1740.13	5220.39	41356.47		1.39	
	8F - 5F	3	28.44	10.68	24	21	1756.14	2559.71	7679.12	60750.11		0.95	
	4F - 3F	3	14.22	2.46	24	21	7609.33	9473.31	28419.92	224900.22		0.26	
	8G - 3G	3	42.67	15.61	24	21	1201.54	1740.13	5220.39	41356.47		1.39	
4	4A - 3A	3	22.78	2.49	27	24	8524.78	10013.89	30041.68	196480.30	45322.26	0.23	5.13
	5B - 3B	3	34.17	4.98	27	24	4262.39	5171.56	15514.67	103636.87		0.44	
	5C - 3C	3	34.17	4.98	27	24	4262.39	5171.56	15514.67	103636.87		0.44	
	5D - 3D	3	34.17	4.98	27	24	4262.39	5171.56	15514.67	103636.87		0.44	
	8E - 3E	3	68.34	15.84	27	24	1341.22	1749.33	5248	36136.09		1.25	
	8F - 5F	3	45.56	10.85	27	24	1957.02	2565.97	7697.91	53070.98		0.85	
	4F - 3F	3	22.78	2.49	27	24	8524.78	10013.89	30041.68	196480.30		0.23	
	8G - 3G	3	68.34	15.84	27	24	1341.22	1749.33	5248	36136.09		1.25	
3	4A - 3A	3	22.78	2.49	30	27	9527.69	11126.55	33379.65	166438.62	33953.64	0.20	4.51
	5B - 3B	3	34.17	4.98	30	27	4763.85	5746.17	17238.52	88122.20		0.39	
	5C - 3C	3	34.17	4.98	30	27	4763.85	5746.17	17238.52	88122.20		0.39	
	5D - 3D	3	34.17	4.98	30	27	4763.85	5746.17	17238.52	88122.20		0.39	
	8E - 3E	3	68.34	15.84	30	27	1499.01	1943.70	5831.11	30888.09		1.09	

	8F - 5F	3	45.56	10.85	30	27	2187.26	2851.08	8553.24	45373.07		0.75	
	4F - 3F	3	22.78	2.49	30	27	9527.69	11126.55	33379.64	166438.62		0.20	
	8G - 3G	3	68.34	15.84	30	27	1499.01	1943.70	5831.11	30888.09		1.09	
2	4A - 3A	3	22.78	2.49	33	30	10542.17	12251.37	36754.11	519782.15	23811.59	0.05	9.67
	5B - 3B	3	34.17	4.98	33	30	10542.17	12251.37	36754.11	519782.15		0.05	
	5C - 3C	3	34.17	4.98	33	30	5271.08	6398.16	19194.48	71074.46		0.34	
	5D - 3D	3	34.17	4.98	33	30	5271.08	6398.16	19194.48	71074.46		0.34	
	8E - 3E	3	68.34	15.84	33	30	1636.53	2116.86	6350.58	24745.70		0.96	
	8F - 5F	3	45.56	10.85	33	30	2373.42	3088.85	9266.55	36193.11		0.66	
	4F - 3F	3	22.78	2.49	33	30	10542.17	12251.37	36754.11	519782.15		0.05	
	8G - 3G	3	68.34	15.84	33	30	1636.53	2116.86	6350.58	24745.70		0.96	
	3A - 1A	3	34.17	6.96	33	30	3782.42	4767.33	14301.99	38338		0.62	
	3B - 1B	3	34.17	6.96	33	30	3782.42	4767.33	14301.99	38338		0.62	
	3C - 1C	3	34.17	6.96	33	30	3782.42	4767.33	14301.99	38338		0.62	
	3D - 1D	3	34.17	6.96	33	30	3782.42	4767.33	14301.99	38338		0.62	
	3E - 1E	3	34.17	6.96	33	30	3782.42	4767.33	14301.99	38338		0.62	
	3F - 1F	3	34.17	6.96	33	30	3782.42	4767.33	14301.99	38338		0.62	
	3G - 1G	3	34.17	6.96	33	30	3782.42	4767.33	14301.99	38338		0.62	
	8H - 3H	3	68.34	15.84	33	30	1636.53	2116.86	6350.58	24745.70		0.96	
	8I - 3I	3	68.34	15.84	33	30	1636.53	2116.86	6350.58	24745.70		0.96	
1	4A - 3A	3	22.78	2.49	36	33	11546.18	13373.10	40119.30	483028.04	15151.11	0.03	8.92
	5B - 3B	3	34.17	4.98	36	33	11546.18	13373.10	40119.30	483028.04		0.03	
	5C - 3C	3	34.17	4.98	36	33	5915.64	6977.32	20931.96	51879.98		0.29	
	5D - 3D	3	34.17	4.98	36	33	5915.64	6977.32	20931.96	51879.98		0.29	
	8E - 3E	3	68.34	15.84	36	33	1792.39	2307.14	6921.42	18395.12		0.82	
	8F - 5F	3	45.56	10.85	36	33	2599.46	3364.36	10093.08	26926.56		0.56	
	4F - 3F	3	22.78	2.49	36	33	11546.18	13373.10	40119.30	483028.04		0.03	
	8G - 3G	3	68.34	15.84	36	33	1792.39	2307.14	6921.42	18395.12		0.82	
	3A - 1A	3	34.17	6.96	36	33	4142.65	5191.97	15575.91	24036.01		0.63	
	3B - 1B	3	34.17	6.96	36	33	4142.65	5191.97	15575.91	24036.01		0.63	
	3C - 1C	3	34.17	6.96	36	33	4142.65	5191.97	15575.91	24036.01		0.63	

	3D - 1D	3	34.17	6.96	36	33	4142.65	5191.97	15575.91	24036.01		0.63	
	3E - 1E	3	34.17	6.96	36	33	4142.65	5191.97	15575.91	24036.01		0.63	
	3F - 1F	3	34.17	6.96	36	33	4142.65	5191.97	15575.91	24036.01		0.63	
	3G - 1G	3	34.17	6.96	36	33	4142.65	5191.97	15575.91	24036.01		0.63	
	8H - 3H	3	68.34	15.84	36	33	1792.39	2307.14	6921.42	18395.12		0.82	
	8I - 3I	3	68.34	15.84	36	33	1792.39	2307.14	6921.42	18395.12		0.82	
RDC	4A - 3A	4	26.04	2.52	40	36	12566.14	10757.43	430229.72	442908.74	6323.19	0.01	7.75
	5B - 3B	4	39.06	5.04	40	36	12566.14	10757.43	430229.72	442908.74		0.01	
	5C - 3C	4	39.06	5.04	40	36	6283.07	5838.38	23353.52	30948.02		0.2	
	5D - 3D	4	39.06	5.04	40	36	6283.07	5838.38	23353.52	114473.70		0.20	
	8E - 3E	4	78.13	16.09	40	36	1943.93	2091.08	8364.32	16833.48		0.55	
	8F - 5F	4	52.08	11.04	40	36	2812.31	3060.57	12242.28	442908.74		0.38	
	4F - 3F	4	26.04	2.52	40	36	12566.14	10757.43	430229.72	11473.70		0.01	
	8G - 3G	4	78.13	16.09	40	36	1943.93	2091.08	8364.32	8460.10		0.38	
	3A - 1A	4	39.06	7.08	40	36	4485.36	4612.88	1845.52	8460.10		0.75	
	3B - 1B	4	39.06	7.08	40	36	4485.36	4612.88	1845.52	8460.10		0.75	
	3C - 1C	4	39.06	7.08	40	36	4485.36	4612.88	1845.52	8460.10		0.75	
	3D - 1D	4	39.06	7.08	40	36	4485.36	4612.88	1845.52	8460.10		0.75	
	3E - 1E	4	39.06	7.08	40	36	4485.36	4612.88	1845.52	8460.10		0.75	
	3F - 1F	4	39.06	7.08	40	36	4485.36	4612.88	1845.52	8460.10		0.75	
	3G - 1G	4	39.06	7.08	40	36	4485.36	4612.88	1845.52	8460.10		0.75	
8H - 3H	4	78.13	16.09	40	36	1943.93	2091.08	8364.32	11473.70	0.38			
8I - 3I	4	78.13	16.09	40	36	1943.93	2091.08	8364.32	11473.70	0.38			
Sous sol	4A - 3A	3	34.72	2.52	43	40	6388.55	4226.34	12679.02	12679.02	1416.03	0.11	4.33
	5B - 3B	3	52.08	5.04	43	40	6388.55	4226.34	12679.02	12679.02		0.11	
	5C - 3C	3	52.08	5.04	43	40	3686.92	2531.50	7594.50	7594.50		0.19	
	5D - 3D	3	52.08	5.04	43	40	3686.92	2531.50	7594.50	7594.50		0.19	
	8E - 3E	3	104.17	16.09	43	40	1384.95	1036.46	3109.38	3109.38		0.46	
	8F - 5F	3	69.44	11.04	43	40	2028.74	1530.40	4591.20	4591.20		0.31	
	4F - 3F	3	34.72	2.52	43	40	6388.55	4226.34	12679.02	12679.02		0.11	
	8G - 3G	3	104.17	16.09	43	40	1384.95	1036.46	3109.38	3109.38		0.46	

	3A - 1A	3	52.08	7.08	43	40	3033.63	2204.86	6614.58	6614.58		0.21	
	3B - 1B	3	52.08	7.08	43	40	3033.63	2204.86	6614.58	6614.58		0.21	
	3C - 1C	3	52.08	7.08	43	40	3033.63	2204.86	6614.58	6614.58		0.21	
	3D - 1D	3	52.08	7.08	43	40	3033.63	2204.86	6614.58	6614.58		0.21	
	3E - 1E	3	52.08	7.08	43	40	3033.63	2204.86	6614.58	6614.58		0.21	
	3F - 1F	3	52.08	7.08	43	40	3033.63	2204.86	6614.58	6614.58		0.21	
	3G - 1G	3	52.08	7.08	43	40	3033.63	2204.86	6614.58	6614.58		0.21	
	8H - 3H	3	104.17	16.09	43	40	1384.95	1036.46	3109.38	3109.38		0.46	
	8I - 3I	3	104.17	16.09	43	40	1384.95	1036.46	3109.38	3109.38		0.46	

Résumé :

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	$I_{\text{moy voile}}$	$I_{\text{moy portique}}$	I_{total}	Voile %	Portique %
longitudinal	4.049	9.75	13.799	29.34	70.66
Transversal	4.018	6.81	10.828	37.10	62.89

Conclusion :

En comparant les résultats, on voit dans les deux sens l'inertie des portiques est plus grandes que celles des voiles.

D'où le contreventement est assure conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «**système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques** », les recommandations suivantes :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
2. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
3. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

V.1.Modélisation :**V.1.1 Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

V.1.2. Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- > La modélisation de tous types de structure.
- > La prise en compte des propriétés des matériaux.
- > Le calcul des éléments.
- > L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- > La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- > Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.1.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle;
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
4. Définition des charges statiques (G, Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003
qui dépend de :

- Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone sismique : III	}	A= 0.25
Groupe d'usage : 2		

-Coefficient de comportement **R = 5** (contreventement mixte)

- Coefficient d'amortissement **ξ : 10%**

- SITE : 2 (ferme)

- Le facteur de qualité

6. Définition de la charge sismique E ;
7. Chargement des éléments ;
8. Introduction des combinaisons d'actions ;

Combinaisons aux états limites:

ELU: $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelle du RPA

GQE: $G+Q+E$

08GE: $0.8G+E$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

V.2. Vérification des conditions du RPA :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2.1. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.2. La méthode modale spectrale :

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

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).

Mode	Période	U _X	U _Y	U _Z	SumU _X	SumU _Y	SumU _Z
1	1.133441	2.932	54.1393	0	2.932	54.1393	0
2	1.066458	53.5504	2.8201	0	56.4824	56.9594	0
3	0.897353	0.8567	0.0287	0	57.3391	56.9881	0
4	0.323735	13.4911	5.5105	0	70.8302	62.4986	0
5	0.313936	6.3188	16.0278	0	77.149	78.5264	0
6	0.239249	1.3108	1.2997	0	78.4598	79.8262	0
7	0.176817	6.003	1.7663	0	84.4628	81.5925	0
8	0.159106	1.8997	3.6062	0	86.3625	85.1987	0
9	0.143374	0.0124	1.273	0	86.3749	86.4717	0
10	0.137888	0.8057	1.8044	0	87.1807	88.2761	0
11	0.136578	0.2121	0.0161	0	87.3928	88.2921	0
12	0.11068	0.1189	0.5959	0	87.5116	88.888	0
13	0.0997	3.9443	0.9057	0	91.4559	89.7937	0
14	0.084005	0.2993	3.0493	0	91.7553	92.843	0

Tableau V.1 : participation massique.

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode **13 (91.4559 ≥ 90%)**.

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode **14 (92.8430 ≥ 90%)**.

Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Story	$\delta_x(m)$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	$\delta_y (m)$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% h(m)	condition
SALLE	0.0402	0.0035	0.0447	0.0044	0.03	CV
TERASSE	0.0367	0.0028	0.0403	0.0032	0.03	CV
ETG 11	0.0339	0.0027	0.0371	0.0034	0.03	CV
ETG 10	0.0312	0.003	0.0337	0.0034	0.03	CV
ETG 9	0.0282	0.003	0.0303	0.0034	0.03	CV
ETG 8	0.0252	0.0032	0.0269	0.0035	0.03	CV
ETG 7	0.022	0.0032	0.0234	0.0035	0.03	CV
ETG 6	0.0188	0.0032	0.0199	0.0034	0.03	CV
ETG 5	0.0156	0.0032	0.0165	0.0034	0.03	CV
ETG 4	0.0124	0.003	0.0131	0.0031	0.03	CV
ETG 3	0.0094	0.0024	0.0100	0.0026	0.03	CV
ETG 2	0.007	0.0024	0.0074	0.0025	0.03	CV
ETG 1	0.0046	0.0021	0.0049	0.0022	0.03	CV
RDC	0.0025	0.0018	0.0027	0.002	0.04	CV
SOUS SOL	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007	0.03	CV

Tableau V.2 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : **f** : la flèche admissible.
h_t : la hauteur totale du bâtiment.

➤ **Suivant Ex :**

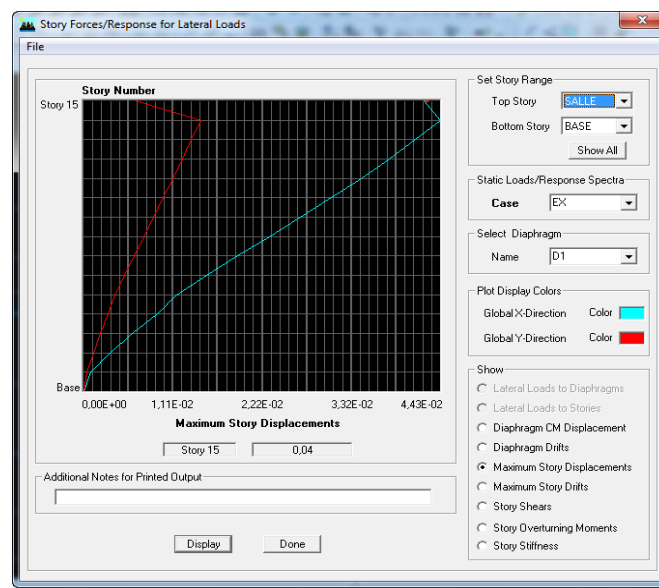


Figure V.1 : Déplacement maximal dans le sens (xx).

$$\delta_{Max} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{43}{500} = 0.086 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Suivant E_Y :

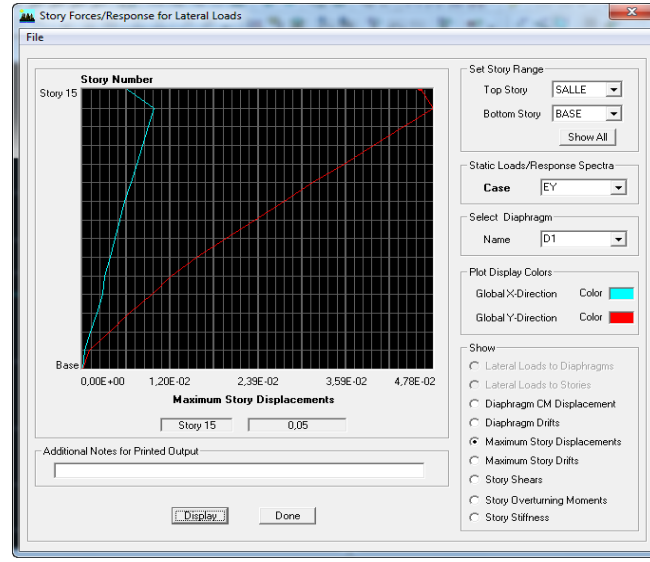


Figure V.2 : Déplacement maximal dans le sens (yy).

$$\delta_{Max} = 0.05 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{43}{500} = 0.086 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'excentricité : D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7)

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Sens x-x :

Story	Diaphragm	X _{CM}	X _{CR}	X _{CM} -X _{CR}	5% L _x	condition
SOUS SOL	DA1	12.643	11.728	0.915	1.48	CV
RDC	DA2	12.653	11.64	1.013	1.48	CV
ETG 1	DA3	12.637	11.913	0.724	1.48	CV
ETG 2	DA4	12.745	12.177	0.568	1.48	CV
ETG 3	DA5	13.097	12.349	0.748	1.48	CV
ETG 4	DA6	13.104	12.493	0.611	1.48	CV
ETG 5	DA7	13.111	12.631	0.48	1.48	CV
ETG 6	DA8	13.111	12.769	0.342	1.48	CV
ETG 7	DA9	13.111	12.905	0.206	1.48	CV
ETG 8	DA10	13.118	13.035	0.083	1.48	CV
ETG 9	DA11	13.124	13.152	0.028	1.48	CV
ETG 10	DA12	13.124	13.256	0.132	1.48	CV
ETG 11	DA13	13.129	13.342	0.213	1.48	CV
TERASSE	DA14	13.13	13.396	0.266	1.48	CV
SALLE	DA15	15.375	15.233	0.142	1.48	CV

Tableau V.3 : vérification de l'excentricité suivant x-x.

Sens y-y :

Story	Diaphragm	Y _{CM}	Y _{CR}	Y _{CM} -Y _{CR}	5% L _y	condition
SOUS SOL	DA1	15.436	16.586	1.150	1.34	CV
RDC	DA2	15.430	16.484	1.054	1.34	CV
ETG 1	DA3	15.447	16.339	0.892	1.34	CV
ETG 2	DA4	15.353	16.186	0.833	1.34	CV
ETG 3	DA5	15.157	16.151	0.994	1.34	CV
ETG 4	DA6	15.153	16.114	0.961	1.34	CV
ETG 5	DA7	15.149	16.057	0.908	1.34	CV
ETG 6	DA8	15.149	15.976	0.827	1.34	CV
ETG 7	DA9	15.149	15.883	0.734	1.34	CV
ETG 8	DA10	15.146	15.788	0.642	1.34	CV
ETG 9	DA11	15.142	15.704	0.562	1.34	CV
ETG 10	DA12	15.142	15.626	0.484	1.34	CV
ETG 11	DA13	15.138	15.559	0.421	1.34	CV
TERASSE	DA14	15.047	15.516	0.469	1.34	CV
SALLE	DA15	14.275	14.374	0.099	1.34	CV

Tableau V.4 : vérification de l'excentricité suivant y-y.

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec :

Calcul du facteur de qualité « Q » :Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

Critère q	Observé	P _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0.5
2. redondance en plan.	NON	0.5
3. régularité en plan.	NON	0.5
4. régularité en élévation.	NON	0.5
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1.2		

Tableau V.5 : facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y).

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2.5 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ s}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2. RPA99/ version 2003).

$$\text{D'ou : } \xi = 10 \% \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76 \geq 0.7$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4} ; \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \right)$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, RPA/ tableau 4.6).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

sens x-x : $L_x = 29.65 \text{ m}$

$$T = 0.05 \times 43^{3/4} = 0.83 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 43}{\sqrt{29.65}} = 0.72 \text{ s}$$

$$T = \min (0.83 ; 0.72) = 0.72 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.4}{0.72}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.26$$

Sens y-y : $L_y = 26.80\text{m}$

$$T = 0.05 \times 43^{3/4} = 0.83 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 43}{\sqrt{26.80}} = 0.75 \text{ s}$$

$$T = \min(0.87 ; 0.75) = 0.75 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.4}{0.75}\right)^2 = 1.23$$

	Sens x-x :	Sens y-y :
A	0.25	0.25
R	5	5
Q	1.2	1.2
D	1.26	1.23
W	62743.71 KN	62743.71 KN

Calcul de l'effort tranchant a la base :

Sens	V _{calculé} (KN)	0.8 x V _{calculé}	V _{ETABS}	condition
x-x	4743.42	3794.74	3811.24	CV
y-y	4630.48	3704.38	3769.80	CV

Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Sens x-x :

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (m)	θ_{kx}
SALLE	235.33	3	0.0035	60.43	0.0045
TERASSE	3683.6	3	0.0028	580.84	0.0059
ETG11	6931.57	3	0.0027	1021.87	0.0061
ETG 10	10179.55	3	0.003	1373.33	0.0074
ETG 9	13427.52	3	0.003	1658.49	0.0081
ETG 8	16759.87	3	0.0032	1895.99	0.0094
ETG 7	20092.22	3	0.0032	2101.1	0.0102
ETG 6	23424.57	3	0.0032	2286.35	0.0109
ETG 5	26756.92	3	0.0032	2461.58	0.0116
ETG 4	30184.9	3	0.003	2629.48	0.0115
ETG 3	33612.87	3	0.0024	2784.17	0.0096
ETG 2	40488.87	3	0.0024	3082.03	0.0151
ETG 1	47364.86	3	0.0021	3357.27	0.0098
RDC	55321.67	4	0.0018	3613.94	0.0069
SOUS SOL	62743.71	3	0.0007	3811.25	0.0038

Tableau V.7: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Sens y-y :

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{ky} (m)	V_{ky} (m)	θ_{ky}
SALLE	235.33	3	0.0044	72.91	0.0047
TERASSE	3683.6	3	0.0032	598.05	0.0066
ETG 11	6931.57	3	0.0034	1034.88	0.0076
ETG 10	10179.55	3	0.0034	1371.87	0.0084
ETG 9	13427.52	3	0.0034	1637.29	0.0092
ETG 8	16759.87	3	0.0035	1856.39	0.0105
ETG 7	20092.22	3	0.0035	2046.57	0.0115
ETG 6	23424.57	3	0.0034	2218.55	0.0120
ETG 5	26756.92	3	0.0034	2383.32	0.0127
ETG 4	30184.9	3	0.0031	2546.31	0.0122
ETG 3	33612.87	3	0.0026	2703.4	0.0108
ETG 2	40488.87	3	0.0025	3013.37	0.0112
ETG 1	47364.86	3	0.0022	3299.75	0.0105
RDC	55321.67	4	0.002	3567.46	0.0078
SOUS SOL	62743.71	3	0.0007	3769.8	0.0039

Tableau V.8: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

**Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003
Article 7.4.3.1) :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de (50x 50) :

$$N_d = 1727.11 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1727.11 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.28 \leq 0.3$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

VI.1. Ferraillage des poteaux :

VI.1.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extrait à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

• Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1.35G+1.5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
- 0.8G±E → RPA99 révisée 2003.

VI.1.2.Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

- 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 **$50\Phi_L$** (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone III**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.9%** de la section du béton (**0.9% bh**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	0.9% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poteaux (50x50)	22.5	100	150
Poteaux (45x45)	18.225	81	121.5
Poteaux (40x40)	14.4	64	96
Poteaux (35x35)	11.025	49	73.5

Tableau VI.1.1 : la section minimal et maximal d'armature.

VI.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

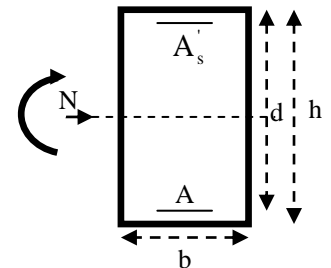
$$N_u (d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas :**

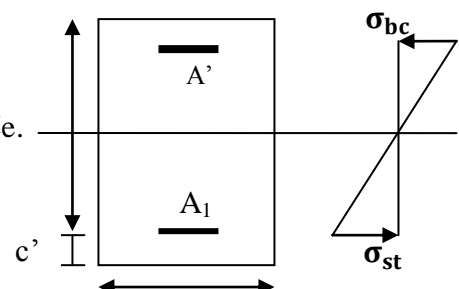
Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$
 $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$



La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

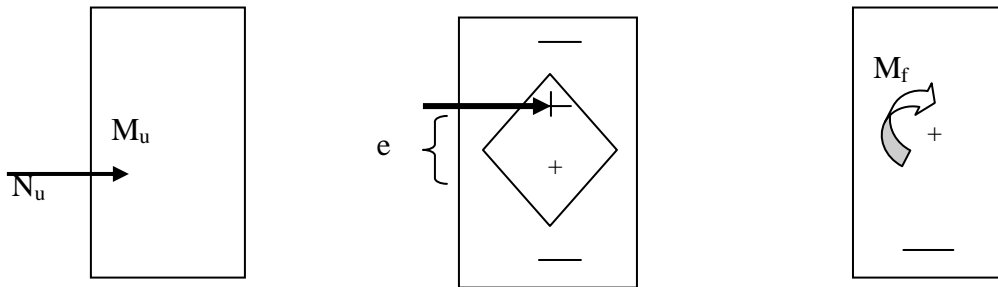
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81\frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter



➤ **1er cas :**

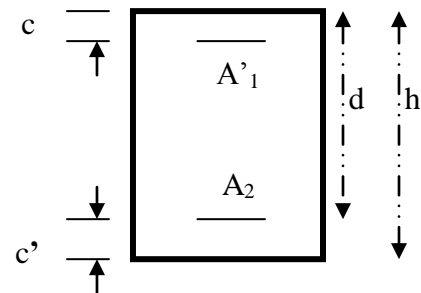
Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$



➤ **2eme cas :**

Si $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est simplement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

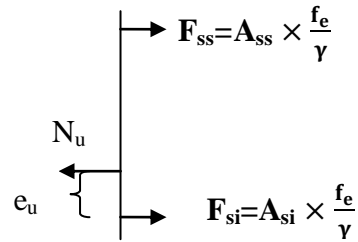
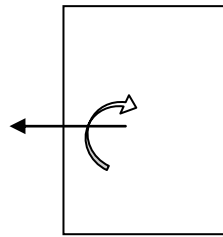
avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Calcul du ferraillage des poteaux:

Sens xx :

niveau	poteau	N	M	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
RDC et Sous Sol	50x50	N _{min} =-1727.11	M _{cor} =9.759	SPC	0	0	22.5	12HA16	24.13
		N _{max} =-3333.61	M _{cor} =-64.667	SEC	0	0			
		N _{cor} =1331.61	M _{max} =95.197	SPC	0	0			
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45x45	N _{min} =-871.8	M _{cor} =8.993	SPC	0	0	18.225	12HA16	24.13
		N _{max} =-2357.35	M _{cor} =0.598	SEC	0	0			
		N _{cor} =-532.6	M _{max} =88.567	SPC	0	0			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	N _{min} =254.97	M _{cor} =6.769	SPC	0	0	14.4	12HA14	18.47
		N _{max} =-1449.45	M _{cor} =-5.657	SEC	0	0			
		N _{cor} =-375.02	M _{max} =139.243	SPC	0	5.58			
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}	35x35	N _{min} =105.81	M _{cor} =10.942	SPC	0	0	11.025	12HA14	18.47
		N _{max} =-714.88	M _{cor} =-5.926	SEC	0	0			
		N _{cor} =-25.72	M _{max} =85.372	SPC	0	6.04			

Tableau VI.1.2 : ferraillage des poteaux dans le sens (x-x).

Sens yy :

Niveau	poteau	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC et Sous Sol	50x50	N _{min} =1727.11	M _{cor} =4.434	SPC	0	0	22.5	12HA16	24.13
		N _{max} =-3333.61	M _{cor} =-22.247	SEC	0	0			
		N _{cor} =-171.51	M _{max} =79.827	SPC	0	2.08			
1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45x45	N _{min} =871.8	M _{cor} =1.348	SPC	0	0	18.225	12HA16	24.13
		N _{max} =-2357.35	M _{cor} =0.26	SEC	0	0			
		N _{cor} =-668.89	M _{max} =140.23	SPC	0	0.88			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	N _{min} =-254.97	M _{cor} =1.933	SPC	0	0	14.4	12HA14	18.47
		N _{max} =-1449.45	M _{cor} =-3.027	SEC	0	0			
		N _{cor} =-121.4	M _{max} =35.789	SPC	0	0.85			
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}	35x35	N _{min} =-105.81	M _{cor} =36.18	SPC	0	1.47	11.025	12HA14	18.47
		N _{max} =-714.88	M _{cor} =-3.363	SEC	0	0			
		N _{cor} =-13.475	M _{max} =112.349	SPC	0	0			

Tableau VI.1.3 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).**VI.1.4. Vérifications à l'ELU :****Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.
Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :

❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \mathbf{21\text{cm}} \quad \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{\min} \right\} = \min \left\{ \frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.4 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{17.5; 17.5; 14\} = 14 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone nodal :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

 b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère. λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

 l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ Poteaux (50 x 50)

✓ Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.76}{0.5} = 3.9 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.4\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.004 \times 8 \times 50 = 1.6 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.004 \times 10 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

✓ RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.76}{0.50} = 5.32 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 50 = 1.2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ Poteaux (45 x45) :

✓ Etage 1et2 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.76}{0.45} = 4.33 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 8 \times 45 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 10 \times 45 = 1.98 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

✓ Etage 3 et 4 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.80}{0.45} = 4.4 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \longrightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 8 \times 45 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 10 \times 45 = 1.98 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ Poteaux (40 x40) :✓ Etage 5, 6, 7 et 8 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.80}{0.4} = 4.95 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \longrightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.5\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.005 \times 8 \times 40 = 1.6 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.005 \times 10 \times 40 = 2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ Poteaux (35 x35) :✓ Etage 9,10 ,11 et 12 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.80}{0.35} = 5.66 > 5$$

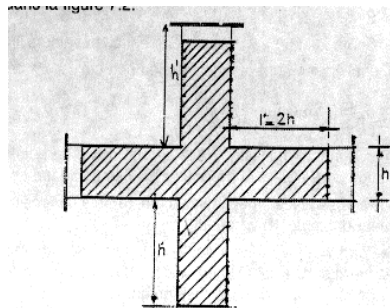
- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.84 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	H	h'
Poteaux (50 x 50)	4	$h' = \text{Max} \left(\frac{400-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60.83 \text{ cm}$
	3	$h' = \text{Max} \left(\frac{300-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (45 x 45)	3	$h' = \text{Max} \left(\frac{300-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (40x 40)	3	$h' = \text{Max} \left(\frac{300-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (35x 35)	3	$h' = \text{Max} \left(\frac{300-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.1.4 : détermination de la zone nodal.

La longueur minimale des recouvrements est de:Pour la zone III : $L_r = 50\Phi$ $\Phi 16 \longrightarrow L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$ $\Phi 14 \longrightarrow L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
50x50	4	50	48	115.64	5.32	0.075	0.48	1.875	CV
	3	50	48	115.64	3.9	0.04	0.48	1	CV
45x45	3	45	43	119.88	4.33	0.04	0.62	1	CV
	3	45	43	119.88	4.4	0.04	0.62	1	CV
40x40	3	40	38	121.69	4.95	0.04	0.8	1	CV
35x35	3	35	33	98.76	5.66	0.075	0.88	1.875	CV

Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI.1.5. Vérifications à l'ELS :**A. Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

$$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_C : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{cases}$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_s \\ p = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcule : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{s} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Sens x-x :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et Sous Sol	$N_{\min} = -145.79$	$M_{\text{cor}} = -2.965$	0.65	0.42	9.56	6.4	15	348	CV
	$N_{\max} = -2212.27$	$M_{\text{cor}} = -0.008$	8.07	8.07	121.1	121.1	15	348	CV
	$N_{\text{cor}} = -1001$	$M_{\max} = 15.265$	4.24	3.06	62.9	46.7	15	348	CV
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	$N_{\min} = -35.55$	$M_{\text{cor}} = -3.144$	0.32	0	4.54	0.17	15	348	CV
	$N_{\max} = -1711.83$	$M_{\text{cor}} = 0.435$	7.58	7.53	113.6	113	15	348	CV
	$N_{\text{cor}} = -772.57$	$M_{\max} = 22.842$	4.57	2.25	67	35.3	15	348	CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	$N_{\min} = -118.56$	$M_{\text{cor}} = 0.144$	0.67	0.65	10.1	9.82	15	348	CV
	$N_{\max} = -1054.53$	$M_{\text{cor}} = -4.056$	6.21	5.61	92.6	84.6	15	348	CV
	$N_{\text{cor}} = -529.42$	$M_{\max} = 26.98$	4.94	0.99	71.2	17.8	15	348	CV
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}	$N_{\min} = 25.92$	$M_{\text{cor}} = -0.467$	0.23	0.14	3.4	2.12	15	348	CV
	$N_{\max} = -520.47$	$M_{\text{cor}} = 4.244$	4.13	3.25	61.2	49.6	15	348	CV
	$N_{\text{cor}} = -110.3$	$M_{\max} = 30.382$	4.86	0	63.1	-89.1	15	348	CV

Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS (sens x-x).

Sens y-y :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et Sous Sol	$N_{min}=-145.79$	$M_{cor}=-7.66$	0.83	0.24	12.1	3.9	15	348	CV
	$N_{max}=-2212.27$	$M_{cor}=-0.447$	8.09	8.05	121.3	120.8	15	348	CV
	$N_{cor}=-379.15$	$M_{max}=40.597$	2.96	0	42.5	0	15	348	CV
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	$N_{min}=-35.55$	$M_{cor}=-10.929$	0.87	0	11.7	-15.4	15	348	CV
	$N_{max}=-1711.83$	$M_{cor}=0.212$	7.56	7.54	113.5	113.2	15	348	CV
	$N_{cor}=-932.7$	$M_{max}=37.414$	6.02	2.22	87.7	35.8	15	348	CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	$N_{min}=-118.56$	$M_{cor}=1.385$	1.16	0.96	17.2	14.5	15	348	CV
	$N_{max}=-1054.53$	$M_{cor}=-2.167$	6.07	5.75	90.8	86.5	15	348	CV
	$N_{cor}=-503.63$	$M_{max}=45.986$	6.23	0	88.2	-4.39	15	348	CV
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}	$N_{min}=25.92$	$M_{cor}=1.831$	0.37	0	5.27	0.24	15	348	CV
	$N_{max}=-520.47$	$M_{cor}=-2.412$	3.94	3.4	60.8	52.1	15	348	CV
	$N_{cor}=-115.85$	$M_{max}=44.662$	6.98	0	88.6	-159.5	15	348	CV

Tableau VI.1.7 : vérifications à l'ELS (sens y-y).

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC et Sous Sol	$N_{min}=-145.79$	$M_{cor}=-2.965$	0.02	8.26	24.13	CV
	$N_{max}=-2212.27$	$M_{cor}=-0.008$	$3.6 \cdot 10^{-6}$	7.05		CV
	$N_{cor}=-1001$	$M_{max}=15.265$	0.015	7.89		CV
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	$N_{min}=-35.55$	$M_{cor}=-3.144$	0.88	2	22.24	CV
	$N_{max}=-1711.83$	$M_{cor}=0.435$	$2.5 \cdot 10^{-4}$	5.69		CV
	$N_{cor}=-772.57$	$M_{max}=22.842$	0.03	7.71		CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	$N_{min}=-118.56$	$M_{cor}=0.144$	0.0012	4.51	18.47	CV
	$N_{max}=-1054.53$	$M_{cor}=-4.056$	0.0038	4.61		CV
	$N_{cor}=-529.42$	$M_{max}=26.98$	0.05	10.94		CV
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}	$N_{min}=25.92$	$M_{cor}=-0.467$	0.018	4.23	12.32	CV
	$N_{max}=-520.47$	$M_{cor}=4.244$	0.008	3.69		CV
	$N_{cor}=-110.3$	$M_{max}=30.382$	0.28	0.84		CV

Tableau VI.1.8 : vérifications Condition de nom fragilité (sens x-x).

Sens y-y :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC et Sous Sol	$N_{min}=-145.79$	$M_{cor}=-7.66$	0.05	12.40	24.13	CV
	$N_{max}= -2212.27$	$M_{cor}=-0.447$	$2.2 \cdot 10^{-4}$	7.06		CV
	$N_{cor}=-379.15$	$M_{max}=40.597$	0.11	-14.9		CV
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	$N_{min}=-35.55$	$M_{cor}=-10.929$	0.31	1.18	22.24	CV
	$N_{max}= -1711.83$	$M_{cor}=0.212$	$1.24 \cdot 10^{-4}$	5.69		CV
	$N_{cor}=-932.7$	$M_{max}=37.414$	0.04	9.07		CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	$N_{min}=-118.56$	$M_{cor}=1.385$	0.007	4.76	18.47	CV
	$N_{max}= -1054.53$	$M_{cor}=2.167$	0.002	4.54		CV
	$N_{cor}=-503.63$	$M_{max}=45.986$	0.091	-7.09		CV
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}	$N_{min}=25.92$	$M_{cor}=1.831$	0.071	-10.86	12.32	CV
	$N_{max}= -520.47$	$M_{cor}=2.412$	0.004	3.53		CV
	$N_{cor}=-115.85$	$M_{max}=44.662$	0.39	1.03		CV

Tableau VI.1.9 : vérifications Condition de nom fragilité (sens y-y).

VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

$$1.35G + 1.5Q : \text{à l'ELU.}$$

$$G + Q : \text{à l'ELS.}$$

$$G + Q \pm E : \text{RPA99 révisé 2003.}$$

$$0.8G \pm E : \text{RPA99 révisé 2003.}$$

VI.2.1. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales: (R.P.A Art.7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% \, b \, h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% \, b \, h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \, b \, h \text{ en zone de recouvrement.}$$

	0.5% b h	4% b h	6% b h
Poutres principales	6	48	72
Poutres secondaires	5.25	42	63

Tableau VI.2.1 : la section minimal et maximal d'armature.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI.2.2. Etapes de calcul de ferrailage :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravés et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$
 $\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

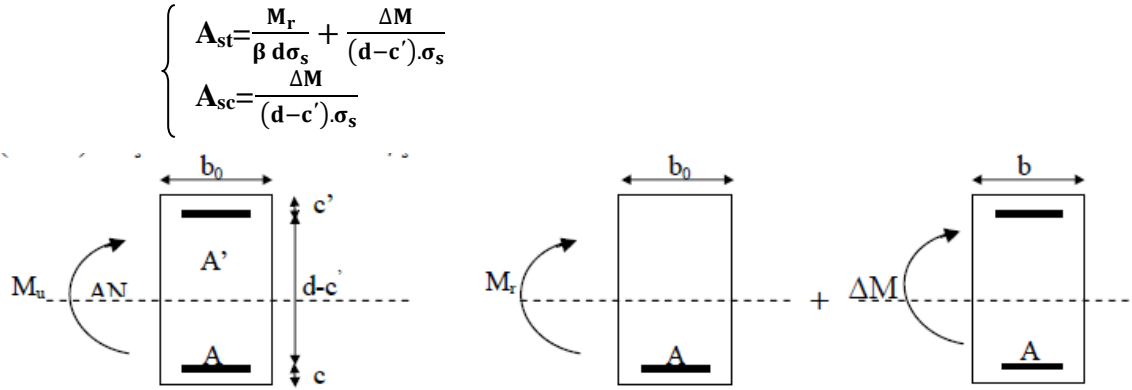


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

VI.2.3. Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferraillage.

Poutre principal :

En travée :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
S.sol	73.624	0.120	SSA	0.936	5.17	6	3HA14+3HA14	9.24
RDC	93.634	0.099	SSA	0.948	6.50		3HA14+3HA14	9.24
1	109.777	0.116	SSA	0.938	7.70		3HA14+3HA14	9.24
2	125.48	0.133	SSA	0.928	8.89		3HA14+3HA14	9.24
3	137.795	0.146	SSA	0.921	9.85		3HA14+3HA16	10.65
4	141.482	0.150	SSA	0.918	10.14		3HA14+3HA16	10.65
5	143.648	0.152	SSA	0.917	10.31		3HA14+3HA16	10.65
6	143.588	0.152	SSA	0.917	10.31		3HA14+3HA16	10.65
7	141.012	0.150	SSA	0.918	10.10		3HA14+3HA16	10.65
8	135.842	0.144	SSA	0.922	9.70		3HA14+3HA16	10.65
9	128.48	0.136	SSA	0.926	9.12		3HA14+3HA14	9.24
10	121.952	0.130	SSA	0.930	8.62		3HA14+3HA14	9.24
11	115.845	0.123	SSA	0.934	8.16	3HA14+3HA14	9.24	
12	96.223	0.102	SSA	0.946	6.69	3HA14+3HA14	9.24	

Tableau VI.2.2 : Ferraillage des poutres principal en travée.

En appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
S.sol	106.289	0.172	SSA	0.904	7.73	6	3HA16+2HA20	12.31
RDC	117.429	0.125	SSA	0.933	8.28		3HA16+2HA20	12.31
1	138.977	0.148	SSA	0.920	9.94		3HA16+2HA20	12.31
2	157.576	0.167	SSA	0.908	11.42		3HA16+2HA20	12.31
3	171.153	0.182	SSA	0.899	12.53		3HA16+3HA20	15.45
4	174.96	0.186	SSA	0.896	12.84		3HA16+3HA20	15.45
5	179.553	0.190	SSA	0.893	13.22		3HA16+3HA20	15.45
6	183.211	0.194	SSA	0.891	13.53		3HA16+3HA20	15.45
7	183.968	0.195	SSA	0.890	13.59		3HA16+3HA20	15.45
8	179.062	0.190	SSA	0.894	13.18		3HA16+3HA20	15.45
9	172.408	0.183	SSA	0.898	12.63		3HA16+3HA20	15.45
10	168.735	0.179	SSA	0.901	12.33		3HA16+3HA20	15.45
11	165.654	0.176	SSA	0.903	12.07	3HA16+3HA20	15.45	
12	145.654	0.155	SSA	0.916	10.47	3HA16+3HA20	15.45	

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des poutres principal en appuis.

Poutre secondaire :

En travée :

niveau	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
S.sol	36.239	0.051	SSA	0.974	2.83	5.25	3HA14+3HA14	9.24
RDC	61.154	0.086	SSA	0.955	4.85		3HA14+3HA14	9.24
1	75.425	0.106	SSA	0.944	6.05		3HA14+3HA14	9.24
2	89.557	0.126	SSA	0.932	7.28		3HA14+3HA14	9.24
3	102.98	0.145	SSA	0.921	8.47		3HA14+3HA16	10.65
4	106.197	0.150	SSA	0.919	8.76		3HA14+3HA16	10.65
5	108.638	0.153	SSA	0.917	8.98		3HA14+3HA16	10.65
6	113.219	0.159	SSA	0.913	9.40		3HA14+3HA16	10.65
7	116.134	0.164	SSA	0.910	9.67		3HA14+3HA16	10.65
8	108.449	0.153	SSA	0.917	9.96		3HA14+3HA16	10.65
9	100.544	0.142	SSA	0.923	8.25		3HA14+3HA14	9.24
10	100.475	0.142	SSA	0.923	8.24		3HA14+3HA14	9.24
11	101.857	0.143	SSA	0.922	8.37	3HA14+3HA14	9.24	
12	79.544	0.112	SSA	0.940	6.41	3HA14+3HA14	9.24	

Tableau VI.2.4 : Ferraillage des poutres secondaire en travée.

En appuis :

niveau	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
S.sol	48.834	0.105	SSA	0.944	3.92	5.25	3HA16+3HA14	10.65
RDC	84.302	0.118	SSA	0.937	6.82		3HA16+3HA14	10.65
1	102.199	0.144	SSA	0.922	8.40		3HA16+3HA14	10.65
2	120.924	0.170	SSA	0.906	10.11		3HA16+3HA14	10.65
3	137.386	0.193	SSA	0.892	11.67		3HA16+3HA20	15.45
4	145.993	0.206	SSA	0.884	12.52		3HA16+3HA20	15.45
5	151.373	0.213	SSA	0.879	13.05		3HA16+3HA20	15.45
6	157.102	0.221	SSA	0.873	13.63		3HA16+3HA20	15.45
7	160.322	0.226	SSA	0.870	13.96		3HA16+3HA20	15.45
8	157.074	0.221	SSA	0.873	13.62		3HA16+3HA20	15.45
9	151.403	0.213	SSA	0.879	13.05		3HA16+3HA20	15.45
10	149.491	0.211	SSA	0.880	12.86		3HA16+3HA20	15.45
11	147.981	0.208	SSA	0.882	12.71	3HA16+3HA20	15.45	
12	129.914	0.182	SSA	0.898	10.96	3HA16+3HA20	15.45	

Tableau VI.2.5 : Ferraillage des poutres secondaire en appuis.

VI. 2.4. Vérifications à L'ELU :

a. Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales : $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée.

- Poutres secondaire : $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée.

b. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

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

➤ $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$ Avec : T_{max} : effort tranchant.

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles.

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$

- Poutre principales : $\frac{170.93 \times 10}{30 \times 38} = 1.49 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\frac{72.79 \times 10}{30 \times 33} = 0.74 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$$

- Poutre principales : $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 38 \times 30 \times 10^{-1} = 648 \text{KN}$
Condition vérifiée.
- Poutre secondaire : $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 30 \times 10^{-1} = 594 \text{KN}$
Condition vérifiée.

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_s > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{y_s}{f_c}$$

- Poutre principales : $\left(170.93 - \frac{114.081}{0.9 \times 0.38} \right) = -162.64 < 0$
- Poutre secondaires : $\left(72.79 - \frac{82.13}{0.9 \times 0.33} \right) = -203.74 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/BAEL 91 modifiées99) :

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutre principales : $\sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 2 = 33.91$

$$\tau_u = \frac{170.93}{0.9 \times 38 \times 33.91} \times 10 = 1. \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 2 = 33.91$

$$\tau_u = \frac{72.79}{0.9 \times 33 \times 33.91} \times 10 = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

f. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

- Pour $\phi 20$: $L_s = 70.42 \text{ cm}$ soit : $L_s = 75 \text{ cm}$
- Pour $\phi 16$: $L_s = 56.4 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 49.34 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "L_c" est au moins égale à 0.4L_s.

- Pour $\phi 20$: $L_s = 30 \text{ cm}$
- Pour $\phi 16$: $L_s = 24 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 20 \text{ cm}$

g. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = (1.14; 3; 1.4) = 1.14 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

$$S_t = (0.9 d; 40 \text{ cm})$$

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 38; 40 \text{ cm}) = (34.2; 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm}$
Soit $S_t = 25 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $S_t = (0.9 \times 33; 40 \text{ cm}) = (34.2; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$
Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

Zone nodal : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (10; 16.8; 30) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (8.75; 16.8; 30) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principale :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principale : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

- Poutre principale : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VI. 2.5. Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Poutre principal :**En Travée :**

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sous sol	52.055	9.24	0.811	0.871	23.82	170.16	7.14	15	CV
RDC	52.666	9.24	0.811	0.871	23.82	172.16	7.22	15	CV
1	42.102	9.24	0.811	0.871	23.82	137.63	5.77	15	CV
2	42.367	9.24	0.811	0.871	23.82	138.49	5.81	15	CV
3	35.508	10.65	0.934	0.864	21.80	101.55	4.66	15	CV
4	35.781	10.65	0.934	0.864	21.80	102.31	4.69	15	CV
5	36.574	10.65	0.934	0.864	21.80	104.58	4.79	15	CV
6	36.53	10.65	0.934	0.864	21.80	104.45	4.79	15	CV
7	38.372	10.65	0.934	0.864	21.80	109.72	5.03	15	CV
8	38.074	10.65	0.934	0.864	21.80	108.86	4.99	15	CV
9	38.045	9.24	0.811	0.871	23.82	124.41	5.22	15	CV
10	39.724	9.24	0.811	0.871	23.82	129.89	5.45	15	CV
11	43.641	9.24	0.811	0.871	23.82	142.69	5.99	15	CV
12	39.6	9.24	0.811	0.871	23.82	129.48	5.43	15	CV

Tableau VI.2.6 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PP.**En appuis :**

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sous sol	75.19	12.31	1.068	0.857	20.02	189.49	9.46	15	CV
RDC	79.023	12.31	1.068	0.857	20.02	199.15	9.94	15	CV
1	68.2	12.31	1.068	0.857	20.02	171.88	8.58	15	CV
2	69.184	12.31	1.068	0.857	20.02	174.36	8.70	15	CV
3	59.701	15.45	1.339	0.845	17.33	121.79	7.02	15	CV
4	61.116	15.45	1.339	0.845	17.33	124.67	7.19	15	CV
5	64.75	15.45	1.339	0.845	17.33	132.09	7.62	15	CV
6	68.693	15.45	1.339	0.845	17.33	140.13	8.08	15	CV
7	73.697	15.45	1.339	0.845	17.33	150.34	8.67	15	CV
8	73.479	15.45	1.339	0.845	17.33	149.89	8.64	15	CV
9	74.627	15.45	1.339	0.845	17.33	152.24	8.78	15	CV
10	77.785	15.45	1.339	0.845	17.33	158.68	9.15	15	CV
11	82.708	15.45	1.339	0.845	17.33	168.72	9.73	15	CV
12	70.279	15.45	1.339	0.845	17.33	143.37	8.27	15	CV

Tableau VI.2.7 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP.

Poutre secondaire :**En Travée :**

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sous sol	9.52	9.24	0.933	0.864	21.81	197.54	9.05	15	CV
RDC	9.977	9.24	0.933	0.864	21.81	199.86	9.16	15	CV
1	16.562	9.24	0.933	0.864	21.81	159.77	7.32	15	CV
2	21.515	9.24	0.933	0.864	21.81	160.77	7.36	15	CV
3	26.324	10.65	1.076	0.856	19.93	87.50	4.39	15	CV
4	28.928	10.65	1.076	0.856	19.93	96.25	4.83	15	CV
5	32.077	10.65	1.076	0.856	19.93	106.62	5.34	15	CV
6	36.081	10.65	1.076	0.856	19.93	121.29	6.08	15	CV
7	38.37	10.65	1.076	0.856	19.93	127.41	6.39	15	CV
8	39.65	10.65	1.076	0.856	19.93	126.42	6.34	15	CV
9	40.107	9.24	0.933	0.864	21.81	152.24	6.98	15	CV
10	42.875	9.24	0.933	0.864	21.81	162.74	7.46	15	CV
11	46.017	9.24	0.933	0.864	21.81	174.67	8.01	15	CV
12	35.296	9.24	0.933	0.864	21.81	133.98	6.14	15	CV

Tableau VI.2.8 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS.**En appuis :**

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sous sol	15.919	10.65	1.076	0.856	19.93	216.81	10.87	15	CV
RDC	21.206	10.65	1.076	0.856	19.93	227.86	11.42	15	CV
1	24.523	10.65	1.076	0.856	19.93	196.65	9.86	15	CV
2	29.077	10.65	1.076	0.856	19.93	199.49	10.00	15	CV
3	32.933	15.45	1.541	0.837	15.79	122.90	7.78	15	CV
4	36.967	15.45	1.541	0.837	15.79	125.81	7.96	15	CV
5	41.962	15.45	1.541	0.837	15.79	133.30	8.43	15	CV
6	46.746	15.45	1.541	0.837	15.79	141.41	8.95	15	CV
7	50.774	15.45	1.541	0.837	15.79	151.72	9.60	15	CV
8	52.734	15.45	1.541	0.837	15.79	151.27	9.57	15	CV
9	54.726	15.45	1.541	0.837	15.79	153.63	9.72	15	CV
10	57.257	15.45	1.541	0.837	15.79	160.13	10.13	15	CV
11	59.388	15.45	1.541	0.837	15.79	170.27	10.77	15	CV
12	52.284	15.45	1.541	0.837	15.79	144.68	9.15	15	CV

Tableau VI.2.9 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PS.

c. 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.

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

f : La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

$$f = 0.095 \text{ cm} < \bar{f} = 0.95 \text{ cm}$$

vérifiée.

Condition

- Poutre principal :

$$f = 0.069 \text{ cm} < \bar{f} = 0.95 \text{ cm}$$

vérifiée.

Condition

VI.3 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :	1.35G+1.5Q G+Q
Selon le RPA version 2003 :	G+Q±E 0.8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : Sous-sol et RDC.
- ✓ **Zone II** : 1^{ER}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage.
- ✓ **Zone III** : 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage.
- ✓ **Zone IV** : 9^{eme}, 10^{eme}, 11^{eme} et 12^{eme} étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul:

1. Armature vertical :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

- Largeur de a zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

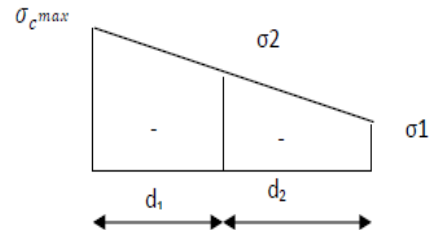


Figure VI.3.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **e** : épaisseur du voile.
 σ_s : contrainte de l'acier.
B: Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

b. Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

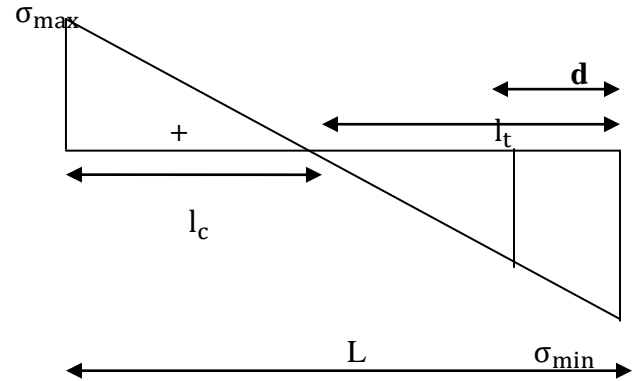


Figure VI.3.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

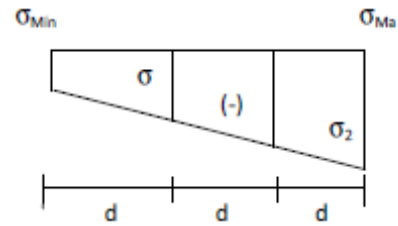


Figure VI.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

3. Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armature de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. 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.

6. Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

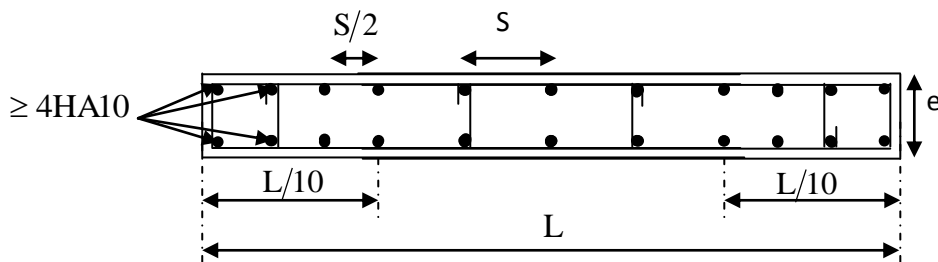


Figure VI.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b: Épaisseur du voile.

d: hauteur utile : $d = 0.9h$.

h: Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

VI.3.2 Calculer de ferraillage :

	Zone	I	II	III	IV	
	L (m)	4,75	4,75	4,75	4,75	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,95	0,95	0,95	0,95	
Sollicitation de calcul	T(kN)	1011,63	877,10	519,21	497,73	
	N _S (kN)	3704,86	3096,30	2067,59	1042,05	
	σ _{max} (kN/m ²)	10174,87	7715,58	5164,19	5783,09	
	σ _{min} (kN/m ²)	-6179,21	-4372,190	-2178,22	-4428,63	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _c	2,96	3,03	3,15	2,69	
	L _t	1,79	1,72	1,60	2,06	
	d ₁	0,90	0,86	0,80	1,03	
	d ₂ = L _t - d ₁	0,90	0,86	0,80	1,03	
	σ ₁	3089,61	2186,09	1089,11	2214,32	
	N ₁	831,75	563,39	230,21	684,22	
	N ₂	277,25	187,80	76,74	228,07	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	20,79	14,08	5,76	17,11	
	A _{v2} /bande (cm ²)	6,93	4,69	1,92	5,70	
	A _{vi} (cm ²)	38,95	33,77	19,99	19,16	
	A' _{v1} /bande (cm ²)	30,53	22,53	10,75	21,90	
	A' _{v2} /bande (cm ²)	16,67	13,14	6,92	10,49	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	9,42	9,02	7,40	10,81	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	30,77	22,61	22,61	22,61	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	18,09	13,56	13,56	13,56	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA12	2x10HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x 6HA14	2x6 HA12	2x5HA12	2x5HA12
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7	10
		Bande 2	15	15	15	20
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	14,25	14,25	14,25	14,25	
	A _H adopté (cm ²)	15,83	15,83	15,83	15,83	
	choix de la section		14HA12	14HA12	14HA12	14HA12
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	τ _b = 5 MPa	τ _b	1,66	1,44	0,85	0,82
	τ _u = 3,26 MPa	τ _u	1,18	1,03	0,61	0,58
	σ _{bc} = 15 MPa	σ _{bc}	3,72	3,147	2,10	1,06

Tableau VI.1 : ferraillage de voile VL1.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		3,00	3,00	3,00	3,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,6	0,6	0,6	0,6
Sollicitation de calcul	T (kN)		567,18	570,15	465,47	339,33
	N _S (kN)		2359,18	1927,11	1273,88	636,61
	σ_{\max} (kN/m ²)		10626,34	7669,51	5207,73	4096,94
	σ_{\min} (kN/m ²)		-5179,94	-3537,79	-2464,05	-3077,93
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		2,02	2,05	2,04	1,71
	L _t		0,98	0,95	0,96	1,29
	d ₁		0,49	0,47	0,48	0,64
	d ₂ = L _t - d ₁		0,49	0,47	0,48	0,64
	σ_1		2589,97	1768,89	1232,03	1538,97
	N ₁		381,95	251,27	178,07	297,09
	N ₂		127,32	83,76	59,36	99,03
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		9,55	6,28	4,45
A _{v2} /bande (cm ²)		3,18	2,09	1,48	2,48	
A _{vj} (cm ²)		21,84	21,95	17,92	13,06	
A' _{v1} /bande		15,01	11,77	8,93	10,69	
A' _{v2} /bande		8,64	7,58	5,96	5,74	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		5,16	4,97	5,06	6,76
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		15,83	15,83	11,3	11,3
	A' _{v2} adopté (cm ²)		9,04	9,04	6,28	6,28
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x7 HA12	2x7 HA12	2x5 HA12	2x5 HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x4 HA12	2x4 HA12	2x4 HA10	2x4 HA10
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	10	13
	Bande 2	14	14	14	17	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		9,00	9,00	9,00	9,00
	A _H adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,47	1,48	1,21	0,88
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1,05	1,06	0,86	0,63
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	3,78	3,11	2,07	1,03

Tableau VI.2 : ferrailage de voile VL2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		1,625	1,625	1,625	1,625
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,325	0,325	0,325	0,325
Sollicitation de calcul	T (kN)		247,58	200,23	152,51	126,60
	N _S (kN)		1211,58	980,15	632,74	337,20
	σ_{\max} (kN/m ²)		8539,59	5648,64	5183,46	4627,70
	σ_{\min} (kN/m ²)		-4134,67	-2890,66	-1581,36	-1593,51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		1,09	1,07	1,25	1,21
	L _t		0,53	0,55	0,38	0,42
	d ₁		0,53	0,55	0,38	0,42
	d ₂ = L _t - d ₁		/	/	/	/
	σ_1		/	/	/	/
	N ₁		219,19	159,01	60,07	66,33
	N ₂		/	/	/	/
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		5,48	3,98	1,50
A _{v2} /bande (cm ²)		/	/	/	/	
A _{vj} (cm ²)		9,53	7,71	5,87	4,87	
A' _{v1} /bande		7,86	5,90	2,97	2,88	
A' _{v2} /bande		2,38	1,93	1,47	1,22	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		5,57	5,78	3,99	4,37
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		9,04	6,78	4,52	4,52
	A' _{v2} adopté (cm ²)		/	/	/	/
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA12	2x3HA12	2x2HA12	2x2HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	/	/	/	/
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	13	13	20
		Bande 2	/	/	/	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		4,88	4,88	4,88	4,88
	A _H adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,19	0,96	0,73	0,61
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,85	0,69	0,52	0,43
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	3,58	2,93	1,91	1,02

Tableau V.3 : ferrailage de voile VL3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		0,80	0,80	0,80	0,80
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,16	0,16	0,16	0,16
Sollicitation de calcul	T (kN)		123,40	145,71	141,49	136,68
	N _S (kN)		1957,86	1565,88	1012,79	529,10
	σ_{\max} (kN/m ²)		12577,64	9221,96	5183,46	4722,93
	σ_{\min} (kN/m ²)		7489,11	4881,81	3007,84	4716,41
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		0,50	0,52	0,51	0,40
	L _t		0,30	0,28	0,29	0,40
	d ₁		0,30	0,28	0,29	0,40
	d ₂ = L _t - d ₁		/	/	/	/
	σ_1		/	/	/	/
	N ₁		223,60	135,18	88,36	188,53
	N ₂		/	/	/	/
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		5,59	3,38	2,21
A _{v2} /bande (cm ²)		/	/	/	/	
A _{vi} (cm ²)		4,75	5,61	5,45	5,26	
A' _{v1} /bande		6,75	4,78	3,57	6,03	
A' _{v2} /bande		/	/	/	/	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,13	2,91	3,08	4,20
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		6,78	6,78	4,71	4,71
	A' _{v2} adopté (cm ²)		/	/	/	/
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA12	2x3 HA12	3x2 HA10	3x2 HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	/	/	/	/
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	15
	Bande 2	/	/	/	/	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		2,40	2,40	2,40	2,40
	A _H adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,20	1,42	1,38	1,33
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,86	1,01	0,98	0,95
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	11,28	9,20	6,06	3,17

Tableau VI.4 : ferraillage de voile VL4.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		4,75	4,75	4,75	4,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,95	0,95	0,95	0,95
Sollicitation de calcul	T (kN)		2606,61	2123,72	1501,55	917,99
	N _S (kN)		9730,17	8360,40	5644,29	3096,30
	σ_{\max} (kN/m ²)		14438,23	12241,04	9027,27	8576,03
	σ_{\min} (kN/m ²)		-7440,16	-5624,32	-5461,22	-6816,78
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		3,13	3,25	2,96	2,65
	L _t		1,62	1,50	1,79	2,10
	d ₁		0,81	0,75	0,90	1,05
	d ₂ = L _t - d ₁		0,81	0,75	0,90	1,05
	σ_1		3720,08	2812,16	2730,61	3408,39
	N ₁		901,37	630,79	733,35	1075,46
	N ₂		300,46	210,26	244,45	358,49
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		22,53	15,77	18,33
A _{v2} /bande (cm ²)		7,51	5,26	6,11	8,96	
A _{vi} (cm ²)		100,35	81,76	57,81	35,34	
A' _{v1} /bande		47,62	36,21	32,79	35,72	
A' _{v2} /bande		32,60	25,70	20,56	17,80	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		13,91	13,91	13,91	13,91
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		48,23	39,69	39,69	39,69
	A' _{v2} adopté (cm ²)		44,21	28,13	21,54	18,46
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x12HA16	2x10HA16	2x10HA16	2x10HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x9HA16	2x7HA16	2x7HA14	2x6HA14
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	7	10
		Bande 2	10	10	13	20
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		14,25	14,25	14,25	14,25
	A _H adopté (cm ²)		15,83	15,83	15,83	15,83
	choix de la section		14HA12	14HA12	14HA12	14HA12
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	4,27	3,48	2,46	1,50
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	3,05	2,48	1,76	1,07
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	9,52	8,28	5,59	3,07

Tableau VI.5 : ferrailage de voile VT1.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		2,20	2,20	2,20	2,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,44	0,44	0,44	0,44
Sollicitation de calcul	T(kN)		657,79	570,15	62,41	154,36
	N _S (kN)		2466,00	2201,60	1583,31	835,46
	σ_{\max} (kN/m ²)		11028,96	6214,76	4261,24	3152,17
	σ_{\min} (kN/m ²)		-5798,96	-1964,66	-1358,51	-1503,17
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		1,44	1,67	1,67	1,49
	L _t		0,76	0,53	0,53	0,71
	d ₁		0,38	0,26	0,27	0,36
	d ₂ = L _t - d ₁		0,38	0,26	0,27	0,36
	σ_1		2899,48	982,33	679,26	751,59
	N ₁		329,73	77,86	54,19	80,08
	N ₂		109,91	25,95	18,06	26,69
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		8,24	1,95	1,35	2,00
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,75	0,65	0,45	0,67
	A _{vi} (cm ²)		25,32	21,95	2,40	5,94
	A' _{v1} /bande		14,57	7,43	1,96	3,49
	A' _{v2} /bande		9,08	6,14	1,05	2,15
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,98	2,77	2,79	3,73
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		15,83	7,85	6,28	6,28
	A' _{v2} adopté (cm ²)		11,3	6,28	4,71	4,71
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x7HA12	2x5HA10	2x4HA10	2x4HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA12	2x4HA10	2x3HA10	2x3HA10
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5	10
		Bande 2	8	8	8	12
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		6,60	6,60	6,60	6,60
	A _H adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement S _t (cm)		22	22	22	22
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	2,33	2,02	0,22	0,55
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1,66	1,44	0,16	0,39
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	5,32	4,87	3,52	1,86

Tableau VI.6: ferrailage de voile VT2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		0,80	0,80	0,80	0,80
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,16	0,16	0,16	0,16
Sollicitation de calcul	T(kN)		61,460	58,700	59,200	50,060
	N _S (kN)		1429,87	1137,56	716,34	357,81
	σ_{\max} (kN/m ²)		7284,72	6224,44	5682,46	5682,46
	σ_{\min} (kN/m ²)		-1164,20	-1086,52	-1446,02	-3262,00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		0,59	0,68	0,64	0,58
	L _t		0,11	0,12	0,16	0,22
	d ₁		0,11	0,12	0,16	0,22
	d ₂ = L _t - d ₁		/	/	/	/
	σ_1		/	/	/	/
	N ₁		12,83	12,92	23,47	95,17
	N ₂		/	/	/	/
	armatures verticales	A _{v1} / bande (cm ²)		0,35	0,32	0,59
A _{v2} / bande (cm ²)		/	/	/	/	
A _{vi} (cm ²)		2,37	2,26	2,28	1,93	
A' _{v1} / bande		0,91	0,89	1,16	2,86	
A' _{v2} / bande		0,59	0,56	0,57	0,48	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		1,16	1,25	1,70	3,06
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)		4,52	4,52	4,52	4,52
	A _{v2} adopté (cm ²)		/	/	/	/
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	/	/	/	/
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	10	15
		Bande 2	/	/	/	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		2,40	2,40	2,40	2,40
	A _H adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement S _t (cm)		22	22	22	22
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,60	0,57	0,58	0,49
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,43	0,41	0,41	0,35
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	8,57	6,82	4,3	2,15

Tableau VI.7: ferrailage de voile VT3.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		1,50	1,50	1,50	1,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,3	0,3	0,3	0,3
Sollicitation de calcul	T(kN)		255,04	170,33	165,51	144,42
	N _S (kN)		796,92	682,20	443,37	235,77
	σ_{\max} (kN/m ²)		12137,70	7793,67	5257,19	4570,30
	σ_{\min} (kN/m ²)		-7253,75	-4441,06	-3587,60	-2737,73
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		0,94	0,96	0,89	0,94
	L _t		0,56	0,54	0,61	0,56
	d ₁		0,56	0,54	0,61	0,56
	d ₂ = L _t - d ₁		/	/	/	/
	σ_1		/	/	/	/
	N ₁		407,01	241,81	218,28	153,84
	N ₂		/	/	/	/
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		10,18	6,05	5,46	3,85
	A _{v2} /bande (cm ²)		/	/	/	/
	A _{vj} (cm ²)		9,82	6,56	6,37	5,56
	A' _{v1} /bande		12,03	7,68	7,05	5,24
	A' _{v2} /bande		/	/	/	/
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		5,89	5,72	6,39	5,90
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		12,31	9,04	9,04	6,78
	A' _{v2} adopté (cm ²)		/	/	/	/
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA14	2x4 HA12	2x4 HA12	2x3HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	/	/	/	/
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	15	18
	Bande 2	/	/	/	/	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		4,50	4,50	4,50	4,50
	A _H adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement st(cm)		22	22	22	22
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,32	0,88	0,86	0,75
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,95	0,63	0,61	0,54
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	2,47	2,18	1,41	0,76

Tableau VI.8: ferrailage de voile VT4.

Voile avec ouverture :

Caractéristiques géométriques	Zone		II	III	IV
	L (m)		2,35	2,35	2,35
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,47	0,47	0,47
Sollicitation de calcul	T(kN)		615,360	495,730	354,790
	N _{ser} (kN)		2667,15	1742,15	903,59
	σ_{\max} (kN/m ²)		8202,180	6793,670	6192,360
	σ_{\min} (kN/m ²)		-3804,570	-3296,480	-4680,760
	L _c		1,61	1,58	1,34
	L _t		0,74	0,77	1,01
	d _{adopté}		0,37	0,38	0,51
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0,37	0,38	0,51
	σ_1		1902,285	1648,240	2340,380
	N ₁		212,48	189,82	355,15
	N ₂		70,83	63,27	118,38
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		5,31	4,75
A _{v2} /bande (cm ²)		1,77	1,58	2,96	
A _{vi} (cm ²)		23,69	19,09	13,66	
A' _{v1} /bande		11,23	9,52	12,29	
A' _{v2} /bande		7,69	6,35	6,37	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,91	4,03	5,31
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		9,04	6,78	6,78
	A' _{v2} adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	S _t		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	10
	Bande 2	10	10	15	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		7,05	7,05	7,05
	A _H adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement st (cm)		22	22	22
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	2,037	1,641	1,174
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1,455	1,172	0,839
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	5,460	3,567	1,850

Tableau VI.9: ferrailage de trumeau 1.

Caractéristiques géométriques	Zone		II	III	IV
	L (m)		0,75	0,75	0,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,15	0,15	0,15
Sollicitation de calcul	T (kN)		190,18	170,90	118,20
	N _s (kN)		752,36	470,36	262,12
	σ_{\max} (kN/m ²)		16514,10	8636,30	4779,16
	σ_{\min} (kN/m ²)		-5244,87	-3495,78	-2739,42
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c		0,57	0,53	0,48
	L _t		0,18	0,22	0,27
	d ₁		0,18	0,22	0,27
	d ₂ = L _t - d ₁		/	/	/
	σ_1		/	/	/
	N ₁		94,82	75,55	74,86
	N ₂		/	/	/
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		2,37	1,89	1,87
	A _{v2} /bande (cm ²)		/	/	/
	A _{vj} (cm ²)		7,32	6,58	4,55
	A' _{v1} /bande		4,20	3,53	3,01
	A' _{v2} /bande		/	/	/
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		1,90	2,27	2,87
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		4,52	4,52	4,52
	A' _{v2} adopté (cm ²)		/	/	/
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	/	/	/
	S _t		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	15	20
		Bande 2	/	/	/
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		2,25	2,25	2,25
	A _H adopté (cm ²)		8,64	8,64	8,64
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement St (cm)		22	22	22
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,97	1,77	1,23
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1,41	1,27	0,88
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	4,80	3,00	1,67

Tableau VI.10: ferrailage de trumeau 2.

VI.3.3 Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

1. Etapes de calcul :

On utilise la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 version 2003, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures (calculées) aux maximales données par les règles BAEL 91. L'application se fera suivant les étapes suivantes :

- **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

- **Ferrailage des linteaux :**

Premier cas : $\tau_b \leq 0.06$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, il faudrait disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

Aciers longitudinaux : Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1.4T_u$).

Aciers transversaux :

1^{er} cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

\bar{V} : effort tranchant majorée

l : portée du linteau.

2^{ème} cas : linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$\text{Avec : } V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \cdot T_u \text{ et } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_s \cdot f_e \cdot z$$

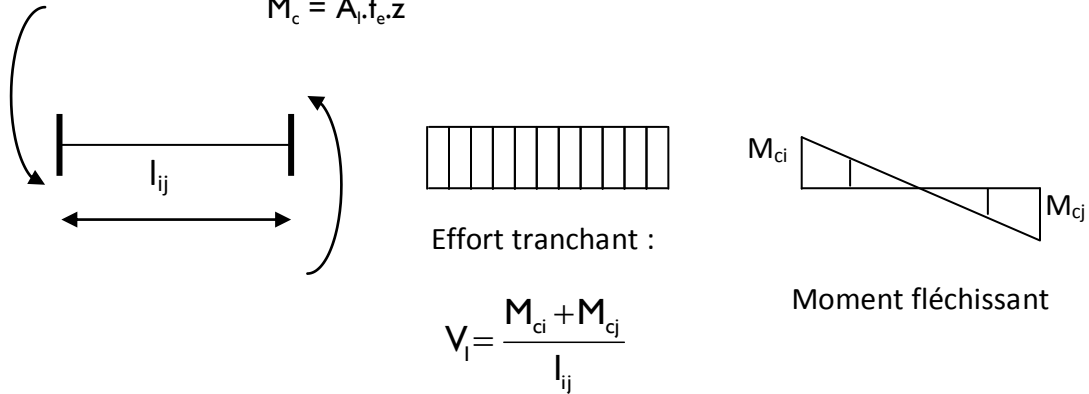


Figure VI.3.4: Efforts internes dans le linteau.

Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

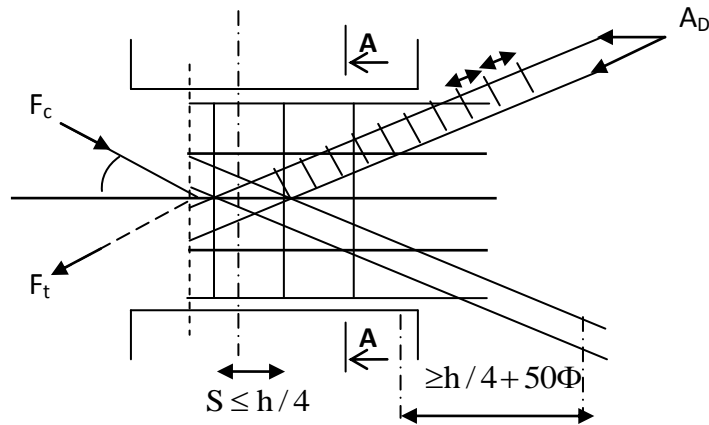
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l}$$

$$V = T_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$



Coupe A-A

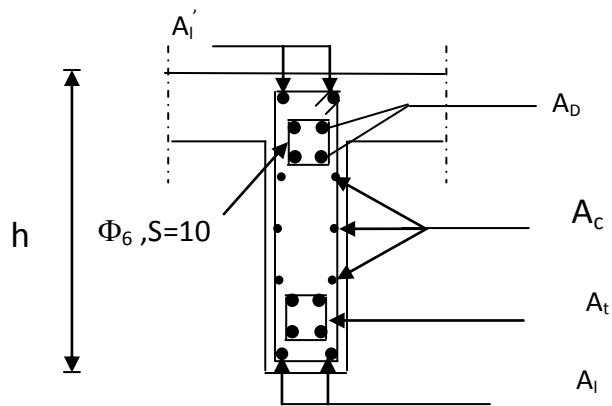


Figure VI.3.5 : Schéma ferraillage du linteau.

Ferraillage minimal :

- Armatures longitudinales :

$$A_l, A'_l = 0.15\% bh$$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% b S_t \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% b S_t \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

- Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.20\% bh$$

- Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% bh \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

Les armatures longitudinales selon BAEL :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Zone	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.6	0.6	0.6
	L	1.65	1.65	1.65
	e (m) (m)	0.2	0.2	0.2
Contraintes de cisaillement	V (KN)	333,56	328.95	226.71
	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	4.2	3.045	2.94
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1.5	1.5	1.5
	τ_b (MPa)	4.2	3.045	2.94
	A_l, A_l' (cm ²)	1.8	1.8	1.8
	Choix des barres	2HA12	2HA12	2HA12
	A_l, A_l' adoptée (cm ²)	2.26	2.26	2.26
	A_t (cm ²)	0.9	0.9	0.9
	Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8
	A_t adoptée (cm ²)	1	1	1
	S_t (cm)	15	15	15
	A_D (cm ²)	12.01	11,75	8.10
	Choix des barres	6HA16	6HA16	6HA14
	A_D adoptée (cm ²)	12.06	12.06	9.24
	A_C (cm ²)	2.4	2.4	2.4
	Choix des barres	6HA10	6HA10	6HA10
	A_C adoptée (cm ²)	4.71	4.71	4.71
Longueur d'ancrage (cm)	95	95	85	

Tableau VI.11: ferrailage des linteaux.

VII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), 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 extérieurs.

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés 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.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- L'économie
- La capacité portante du sol
- L'importance de la supère structure

- Le tassement du sol

Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{Ser} = 2212.27 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2212.27}{200}} = 3.33 \text{ MPa}$$

fondation

$$\Rightarrow A = B = 4\text{m}$$

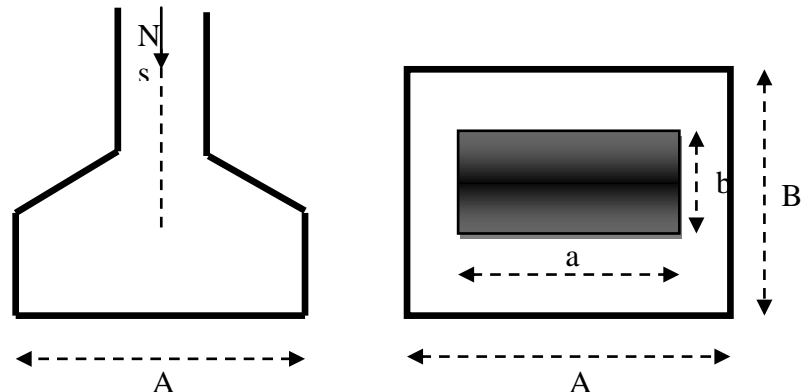


Figure VII.1 : dimensionnement d'une

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	3704.86	5.75	3.22	37.06
VL2	2359.18	3.00	3.93	11.79
VL3	1211.58	1.625	3.72	6.06
VL4	1957.86	0.80	12.24	19.58
				$\Sigma=74.49$

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VT1	9730.17	5.75	8.46	97.3
VT2	2466	2.20	5.60	24.66
VT3	1429.87	0.80	8.94	14.3
VT4	796.92	1.50	2.65	3.98
				$\Sigma=140.24$

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 74.49 + 140.24 = 214.73 \text{ m}^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C24	708	7.125	-14.825	-10496.1
C25	1916.3	-2.169	-11.725	-22468.62
C26	2221.27	-0.447	-8.425	-18714.2
C27	1730.35	1.519	-4.925	-8521.79
C28	909.5	-3.484	-1.825	-1659.84
C29	1022.42	-9.036	2.925	2290.58
C30	1941.54	-2.346	7.675	14901.32
C31	970.45	-0.323	11.625	1128.48
C32	501.124	-0.233	14.825	7430.88
$\Sigma=11921.07$		$\Sigma= -9.394$		$\Sigma= -25256.47$

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-25256.47 + (-9.394)}{11921.07} = 2.12 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a : $e = -2.12 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{29.65}{6} = 14.94 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{11921.07}{29.65} \times \left(1 - \frac{6 \times (-2.12)}{29.65} \right) = 574.95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{11921.07}{29.65} \times \left(1 + \frac{6 \times (-2.12)}{29.65} \right) = 229.17 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{11921.07}{29.65} \times \left(1 + \frac{3 \times (-2.12)}{29.65} \right) = 313.60 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{313.60}{200} = 1.57 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 2 \text{ m}$.

On aura : $S = 2 \times 29.65 = 59.30 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (2 \times 22.5) \times 2 + (2 \times 29.65) \times 3 + (2 \times 16.65) \times 3 = 367.8 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 367.8 + 214.73 = 582.53 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 611.55 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{582.53}{611.55} \times 100 = 92.25\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

Les semelles 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. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VII.4. 1. Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.75\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.97 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{475}{8} \leq h \leq \frac{475}{5} \Rightarrow 59.38 \leq h \leq 95 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 100\text{cm}$

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad , \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{4.75}{20} = 23.75 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 45 \text{ cm}$$

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm} \quad \text{et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 55 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$$h_n = 100\text{cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 45 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 55 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

VII.4.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : $G = 59597.23 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 15732.38 \text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 59597.23 + 1.5 \times 15732.38 = 104054.83 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 59597.23 + 15732.38 = 75329.61 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$\sigma_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{104054.83}{1.33 \times 200} = 391.18 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{75329.61}{200} = 376.65 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{nec}}^{\text{ELU}} , s_{\text{nec}}^{\text{ELU}}) = 391.18 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 611.55 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 391.18 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On remarque 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 :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 75 \text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = 112.90 \times 0.75 = 84.675 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 611.55 + 84.675 = 696.225 \text{ m}^2$

VII.4. 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G = 59597.23 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} h_d \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 696.225 \times 0.45 \times 25 = 7832.53 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.55 \times (1 - 0.55) \times 370.20 = 2799.64 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.55 \times 370.20 = 203.61 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (696.225 - 203.61) \times 0.55 \times 17 = 4605.95 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 696.225 \times 0.15 \times 25 = 2610.84 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 7832.53 + 2799.64 + 4605.95 + 2610.84 = 17848.96 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations :Surcharge de bâtiment : $Q = 15732.38 \text{ KN}$ Surcharge du radier : $Q = 5 \times 15732.38 = 19213.50 \text{ KN}$ **c) Poids total de la structure :**

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 59597.23 + 17848.96 = 77446.19 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 15732.38 + 3481.125 = 19213.50 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :**APELU :**

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 77446.19 + 1.5 \times 19213.50 = 133372.60 \text{ KN}$$

APELS :

$$N_S = G + Q = 77446.19 + 19213.50 = 96659.69 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } N_u = 133372.60 \text{ KN}$$

$$N_s = 96659.69 \text{ KN}$$

VII.4.4. Vérifications:**a) Vérification à la contrainte de cisaillement :**Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0.9h_d = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{s_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{133372.60 \times 1}{696.225} \times \frac{4.75}{2} = 454.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{454.97 \times 10^3}{1000 \times 405}$$

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

b) 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 :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

 $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ; $T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ; h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

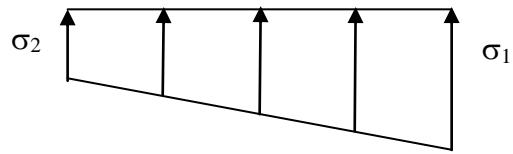


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13.15 \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 16.44$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 23489.03 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 63352.95 \text{ m}^4$$

➤ Sens longitudinal :

$$M_X = 92468.344 + 3811.25 \times 1 = 96279.594 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{133372.60}{696.225} + \frac{96279.594}{63352.95} \times 13.15 = 211.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{133372.60}{696.225} - \frac{96279.594}{63352.95} \times 13.15 = 171.58 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 211.55 + 171.58}{4} = 201.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 201.55 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{96659.69}{696.225} + \frac{93351.106}{63352.95} \times 13.15 = 158.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{96659.69}{696.225} - \frac{93351.106}{63352.95} \times 13.15 = 119.46 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 158.21 + 119.46}{4} = 148.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 148.52 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

$$M_Y = 92468.344 + 3811.25 \times 1 = 96279.594 \text{ KN.m}$$

A'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{133372.60}{696.225} + \frac{96279.594}{23489.03} \times 16.44 = 258.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{133372.60}{696.225} - \frac{96279.594}{23489.03} \times 16.44 = 124.18 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 258.95 + 124.18}{4} = 225.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 225.26 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{96659.69}{696.225} + \frac{96279.594}{23489.03} \times 16.44 = 206.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{96659.69}{696.225} - \frac{96279.594}{23489.03} \times 16.44 = 119.46 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 206.22 + 119.46}{4} = 172.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 172.53 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.4. Ferrailage du radier :

1) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99); on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

Identification du panneau le plus sollicité :

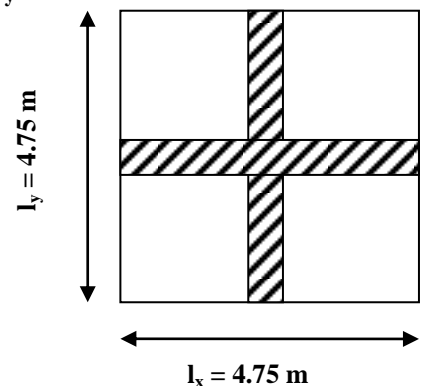
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x=4.75\text{m}$ et $l_y=4.75\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.75}{4.75} = 1$$

$0.4 \leq \rho = 1 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(201.55; 225.26) = 225.26 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(148.52; 172.53) = 172.53 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(225.26 - \frac{1788.96}{696.225} \right) \times 1 \text{ m} = 199.62 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(172.89 - \frac{1788.96}{696.225} \right) \times 1 \text{ m} = 146.89 \text{ KN/ml}$$

Calcul a L'ELU :**Calcul des sollicitations:**

$$\text{On a : } \rho = 1 \quad \text{et } \nu = 0$$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Moments fléchissant :**Suivant (x-x) :**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0368 \times 1999.62 \times 4.75^2 = 165.74 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 1 \times 165.74 = 165.74 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 165.74 = 124.305 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 165.74 = 124.305 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 165.74 = -82.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 165.74 = -82.87 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : **b = 100 cm ; h = 45 cm**

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	82.87	0.0330	0.983	SSA	5.76	6HA14 = 9.24	16
	Travée	124.30	0.049	0.974	SSA	8.73	6HA16 = 12.06	16
yy	Appuis	82.87	0.0330	0.983	SSA	5.76	6HA14 = 9.24	16
	travée	124.30	0.049	0.974	SSA	8.73	6HA16 = 12.06	16

Tableau VII.4 : Ferraillage du radier.

VII.4.5. Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 1}{2} \times 100 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	9.24	3.6	Condition vérifiée
	Travée	12.06		Condition vérifiée
yy	Appuis	9.24		Condition vérifiée
	travée	12.06		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 45; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 199.62 \times 4.75 \times 4.75 = 4503.93 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4503.93}{3 \times 4.75} = 316.06 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{4503.93}{2 \times 4.75 + 4.75} = 316.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{316.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.42} = 0.75 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

On a : $\rho = 1$ et $v = 0.2$

$$\text{A l'ELS:} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0442 \times 146.87 \times 4.75^2 = 146.88 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 1 \times 146.88 = 146.88 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 146.88 = 110.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 146.88 = 110.16 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 146.88 = -73.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 146.88 = -73.44 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	9.24	73.44	0.220	0.924	50.79	204.80	348	4.03	15	Cv
	Travée	12.06	110.16	0.287	0.916	44.52	309.88	348	6.96	15	Cv
Y _y	Appuis	9.24	73.44	0.220	0.924	50.79	204.80	348	4.03	15	Cv
	travée	12.06	110.16	0.287	0.916	44.52	45.98	348	6.96	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.5.Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 199.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-199.62 \times 0.75^2}{2} = -56.14 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 146.89 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-146.89 \times 0.75^2}{2} = -41.31 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : b = 1 m; d = 42 cm

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{56.14 \cdot 10^2}{100 \times 42^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.022 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{56.14 \cdot 10^2}{0.989 \times 42 \times 34.8} = 3.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

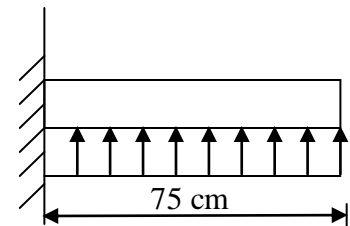


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 42 \times 2.1}{400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.07 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.56}{4} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 42} = 0.134$$

$$\rho_1 = 0.134 \rightarrow \beta_1 = 0.939 \rightarrow \alpha_1 = 0.183$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.183}{15(1-0.183)} = 0.015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{41.31 \times 10^{-3}}{0.939 \times 0.42 \times 5.65 \times 10^{-4}} = 185.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.0015 \times 185.39 = 2.78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{st} = 185.39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII.6.Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

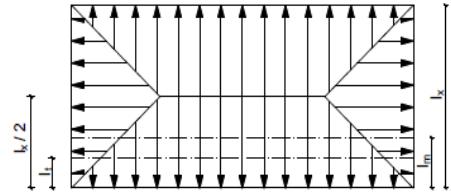


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.

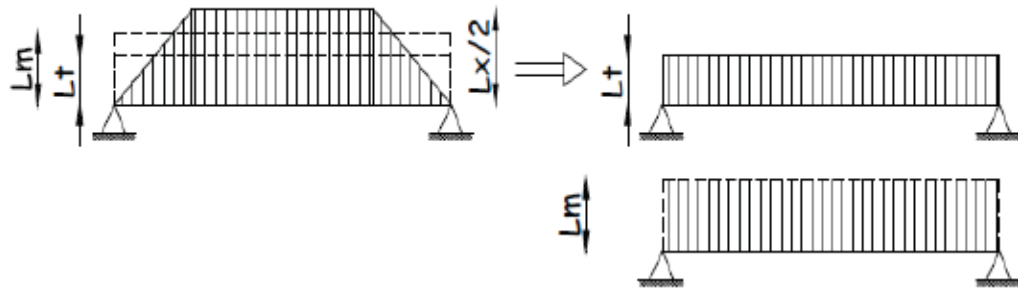
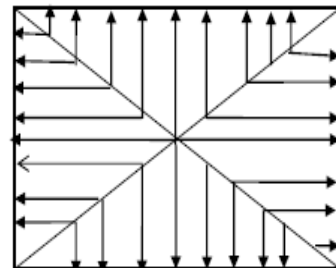


Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$



Figures VII.5 : Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(225.26 - \frac{1784.96}{696.225} - \frac{2799.64}{203.61} \right) \times 1 \text{ ml} = 185.87 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(172.53 - \frac{1784.96}{696.225} - \frac{2799.64}{203.61} \right) \times 1 \text{ ml} = 133.14 \text{ KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale : Nervure (file 4)

travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.1	4.75	0.7	triangulaire	1.032	0.775	185.87	133.14	191.87	383.75	137.44	274.88	144.05	288.1	103.2	206.37
	2	3.1	4.75	0.7	triangulaire	1.032	0.775	185.87	133.14	191.87		137.44		144.05		103.2	
B - C	1	3.3	4.75	0.7	triangulaire	1.099	0.825	185.87	133.14	204.25	408.51	146.308	292.62	153.34	306.69	109.8	219.68
	2	3.3	4.75	0.7	triangulaire	1.099	0.825	185.87	133.14	204.25		146.308		153.34		109.8	
C - D	1	3.5	4.75	0.7	triangulaire	1.166	0.875	185.87	133.14	216.63	433.26	155.175	310.35	162.64	325.27	116.5	233
	2	3.5	4.75	0.7	triangulaire	1.166	0.875	185.87	133.14	216.63		155.175		162.64		116.5	
D - E	1	3.1	4.75	0.7	triangulaire	1.032	0.775	185.87	133.14	191.87	383.75	137.44	274.88	144.05	288.1	103.2	206.37
	2	3.1	4.75	0.7	triangulaire	1.032	0.775	185.87	133.14	191.87		137.44		144.05		103.2	
E - F	1	4.75	4.75	1	triangulaire	1.582	1.188	185.87	133.14	294	588	210.594	421.19	220.72	441.44	158.1	316.21
	2	4.75	4.75	1	triangulaire	1.582	1.188	185.87	133.14	294		210.594		220.72		158.1	
F - G	1	4.75	4.75	1	triangulaire	1.582	1.188	185.87	133.14	294	588	210.594	421.19	220.72	441.44	158.1	316.21
	2	4.75	4.75	1	triangulaire	1.582	1.188	185.87	133.14	294		210.594		220.72		158.1	
G - H	1	3.95	4.75	0.8	triangulaire	1.315	0.988	185.87	133.14	244.48	488.97	175.126	350.25	183.55	367.09	131.5	262.95
	2	3.95	4.75	0.8	triangulaire	1.315	0.988	185.87	133.14	244.48		175.126		183.55		131.5	
H - G	1	3.2	4.75	0.7	triangulaire	1.066	0.8	185.87	133.14	198.06	396.13	141.874	283.75	148.7	297.39	106.5	213.02
	2	3.2	4.75	0.7	triangulaire	1.066	0.8	185.87	133.14	198.06		141.874		148.7		106.5	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal: Nervure (fileF)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ	charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	3.05	4.75	0.64	triangulaire	1.02	0.8	185.87	133.14	188.78	377.56	135.22	270.45	141.73	283.45	101.52	203.04
	2	3.05	4.75	0.64	triangulaire	1.02	0.8	185.87	133.14	188.78		135.22		141.73		101.52	
2-3	1	3.3	4.75	0.69	triangulaire	1.1	0.8	185.87	133.14	204.25	408.51	146.31	292.62	153.34	306.69	109.84	219.68
	2	3.3	4.75	0.69	triangulaire	1.1	0.8	185.87	133.14	204.25		146.31		153.34		109.84	
3-4	1	3.8	4.75	0.8	triangulaire	1.27	1	185.87	133.14	235.2	470.4	168.48	336.95	176.58	353.15	126.48	252.97
	2	3.8	4.75	0.8	triangulaire	1.27	1	185.87	133.14	235.2		168.48		176.58		126.48	
4-5	1	4.75	4.75	1	triangulaire	1.58	1.2	185.87	133.14	294	588	210.59	421.19	220.72	441.44	158.1	316.21
	2	4.75	4.75	1	triangulaire	1.58	1.2	185.87	133.14	294		210.59		220.72		158.1	
5-6	1	4.75	4.75	1	triangulaire	1.58	1.2	185.87	133.14	294	588	210.59	421.19	220.72	441.44	158.1	316.21
	2	4.75	4.75	1	triangulaire	1.58	1.2	185.87	133.14	294		210.59		220.72		158.1	
6-7	1	3.95	4.75	0.83	triangulaire	1.32	1	185.87	133.14	244.48	488.97	175.13	350.25	183.55	367.09	131.48	262.95
	2	3.95	4.75	0.83	triangulaire	1.32	1	185.87	133.14	244.48		175.13		183.55		131.48	
7-8	1	3.2	4.75	0.67	triangulaire	1.07	0.8	185.87	133.14	198.06	396.13	141.87	283.75	148.7	297.39	106.51	213.02
	2	3.2	4.75	0.67	triangulaire	1.07	0.8	185.87	133.14	198.06		141.87		148.7		106.51	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

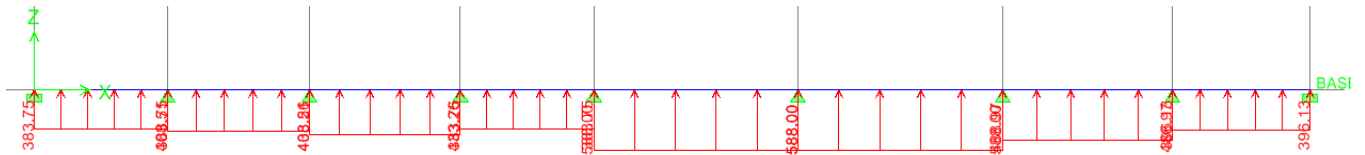


Figure VII.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

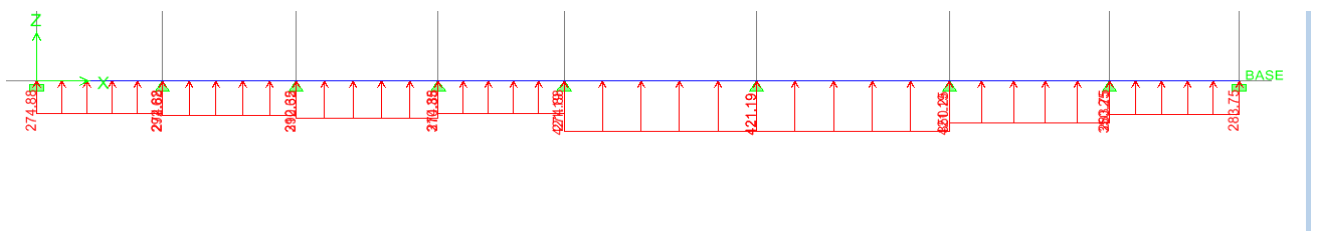


Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

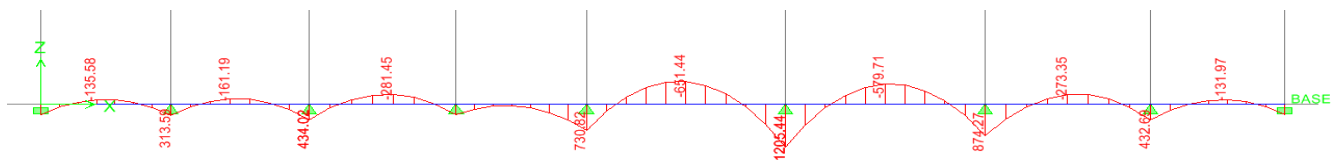


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

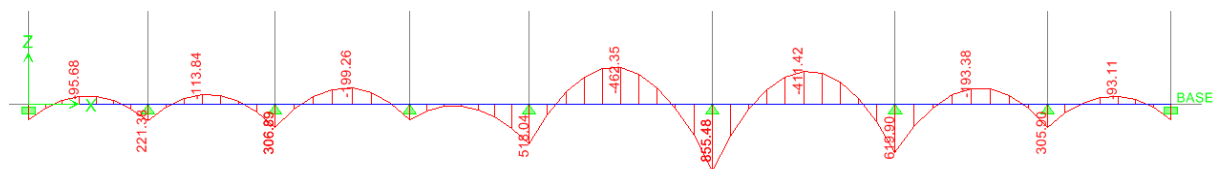


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

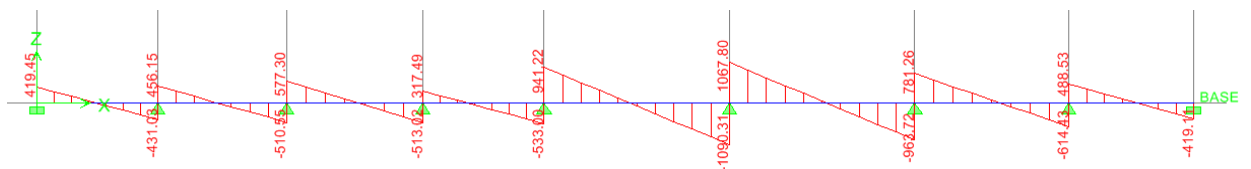


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Sens transversal :

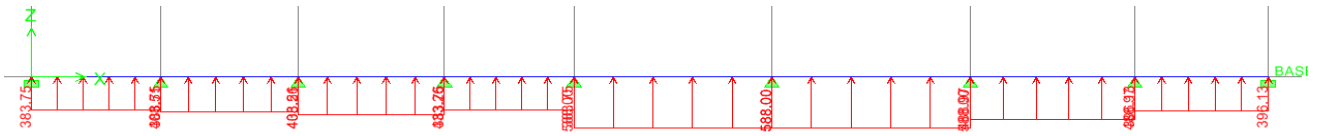


Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

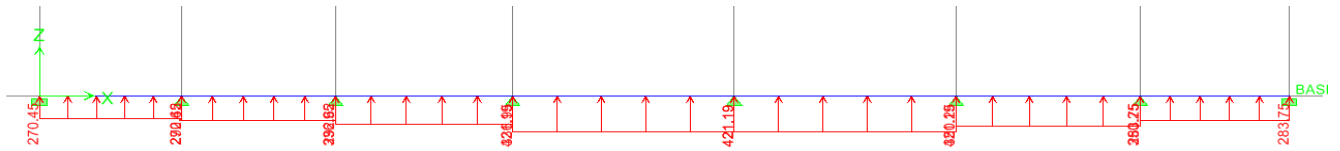


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure EIS (sens transversal).

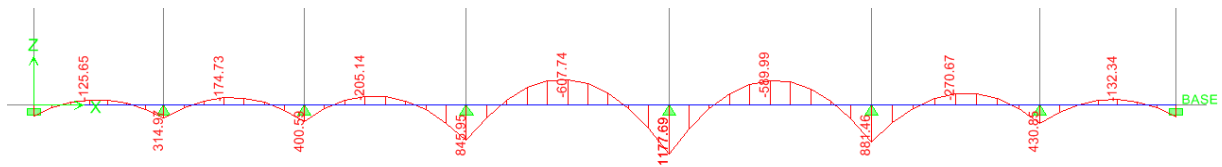


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

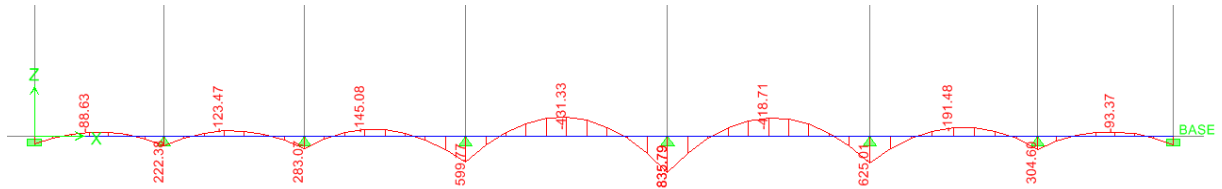


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

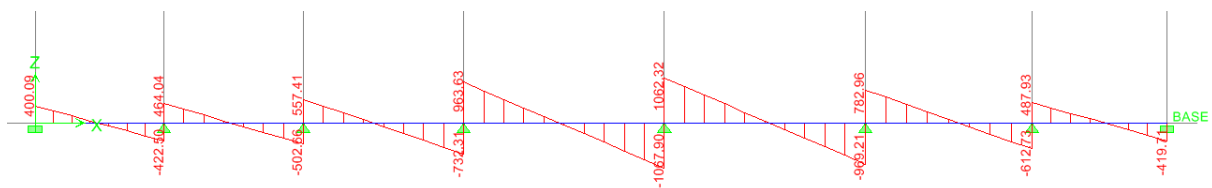


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	1205.44	855.48	1177.69	835.79
M_{tmax} (KN.m)	651.44	462.35	607.74	431.33
T_{max} (KN)	1090.31	771.18	1067.90	755.35

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : $b=55$ cm $d=95$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	1205.44	0.171	0.906	SSA	40.17	5HA16 filante + 10HA20 = 41.47
	Travée	651.44	0.092	0.952	SSA	20.65	5HA16 filante + 5HA20 = 25.76
yy	Appuis	1177.69	0.167	0.909	SSA	39.12	5HA16 filante + 10HA20 = 41.47
	travée	607.74	0.086	0.955	SSA	19.21	5HA16 filante + 5HA20 = 25.76

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t=4HA8=2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 41.47 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens longitudinale : } T_u^{\max} = 1090.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1090.31}{55 \times 95} = 2.08 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens transversal: } T_u^{\max} = 1067.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1067.90}{55 \times 95} = 2.04 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	41.47	855.48	0.794	0.872	24.06	249.02	348	10.35	15	Cv
	Travée	25.76	462.35	0.493	0.894	32.17	211.33	348	6.56	15	Cv
yy	Appuis	41.47	835.79	0.794	0.872	24.06	243.28	348	10.11	15	Cv
	travée	25.76	431.33	0.493	0.894	32.17	197.15	348	6.13	15	Cv

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

VIII.1. Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VIII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 3.00 \text{ m}$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

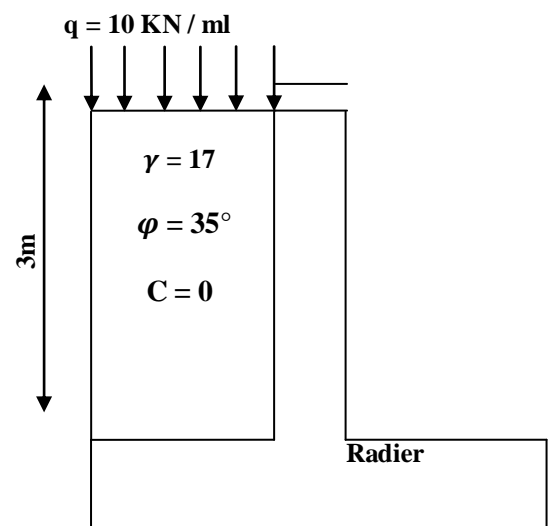
$$h = 3\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 3 + 1.5 \times 10) = 43.60 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (\gamma h + q)$$

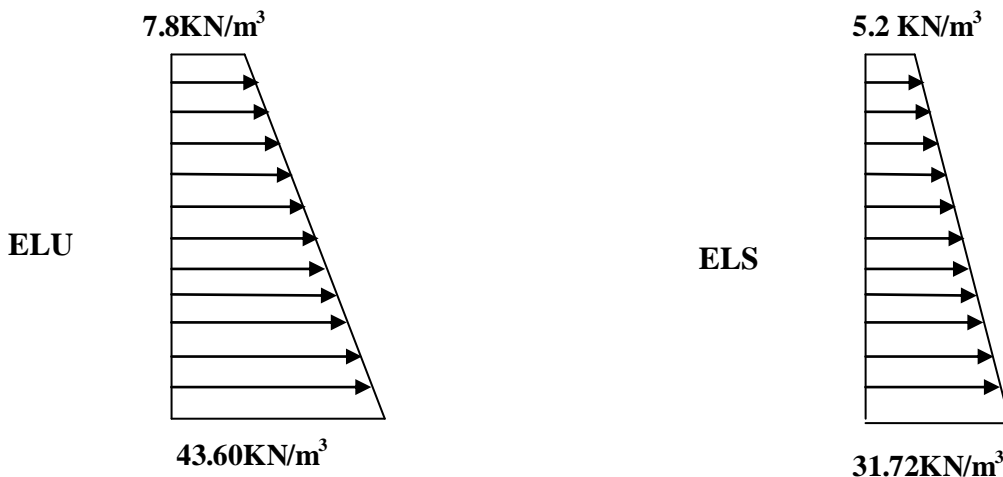
$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 3 + 10) = 31.72 \text{ KN/m}^2$$



FigureVII.1 : Schéma statique du Mur plaque

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes :

ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 43.60 + 7.8}{4} \times 1\text{m} = 34.65 \text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 31.72 + 5.2}{4} \times 1\text{m} = 25.09 \text{KN/ml}$$

VIII.3. Ferrailage du mur plaque :

Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrees de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement

partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

Identification de panneau : $L_x = 3 \text{ m}$ et $l_y = 4.75 \text{ m}$

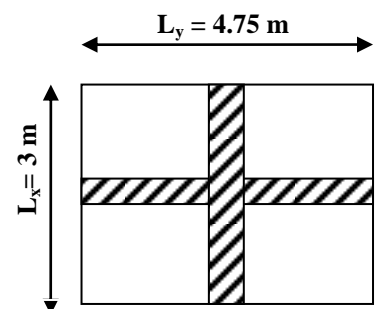
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4.75} = 0.63 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.60 \rightarrow \mu_x = 0.0772 \text{ et } \mu_y = 0.343$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0772 \times 34.62 \times 3^2 = 24.07 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.343 \times 24.07 = 8.62 \text{KN.m}$$



Correction des moments :Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 24.07 = -12.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24.07 = 18.05 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 8.26 = -4.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 8.26 = 6.19 \text{ KN.m}$$

Ferrailage du mur plaque :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)	e (cm)
xx	Appuis	12.04	0.026	0.987	SSA	1.94	2	6HA12 = 6.78	16	20
	Travée	18.05	0.040	0.980	SSA	2.94	2	6HA12 = 6.78	16	20
yy	Appuis	4.13	0.009	0.995	SSA	0.66	2	6HA10 = 4.71	16	20
	travée	6.19	0.013	0.993	SSA	0.99	2	6HA10 = 4.71	16	20

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque.

VIII.4. Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

VIII.5. Vérification à l'ELS :Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.60 \rightarrow \mu_x = 0.0825 \text{ et } \mu_y = 0.508$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0825 \times 25.09 \times 3^2 = 18.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.508 \times 18.63 = 9.50 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 18.63 = -9.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 18.63 = 13.97 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 9.50 = -4.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 9.50 = 7.13 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	6.79	9.31	0.377	0.905	37.63	84.17	201.63	2.24	15	Cv
	Travée	6.79	13.97	0.377	0.905	37.63	126.30	201.63	3.36	15	Cv
yy	Appuis	4.71	4.75	0.262	0.918	45.98	61.03	201.63	1.33	15	Cv
	travée	4.71	7.13	0.262	0.918	45.98	91.62	201.63	1.99	15	Cv

Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Sens x-x :

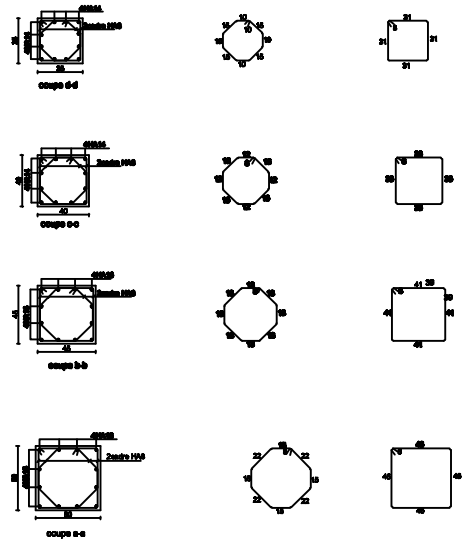
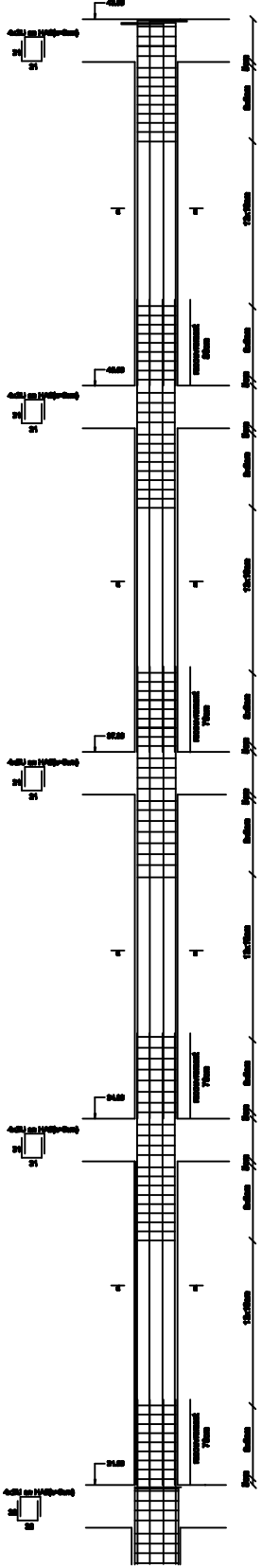
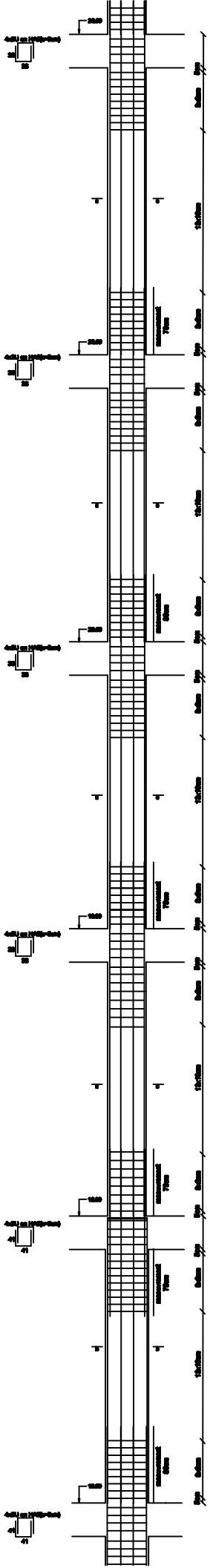
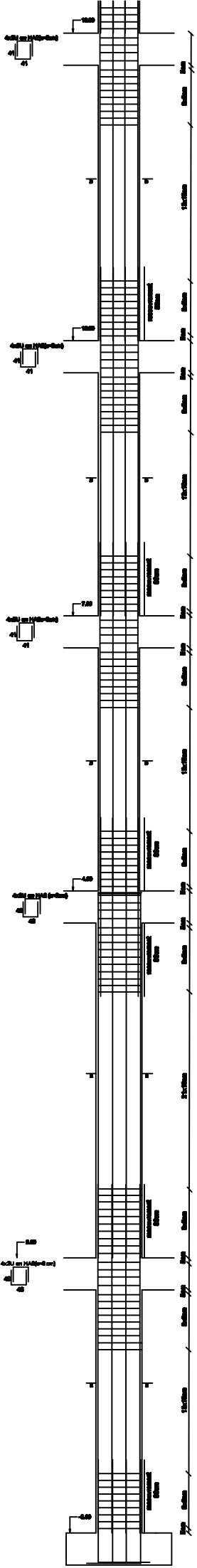
En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **16 cm**.

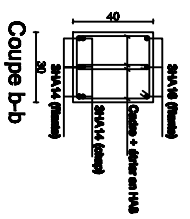
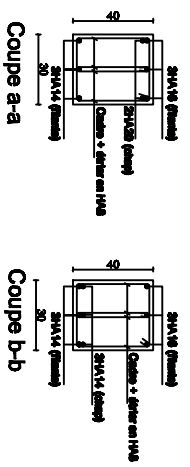
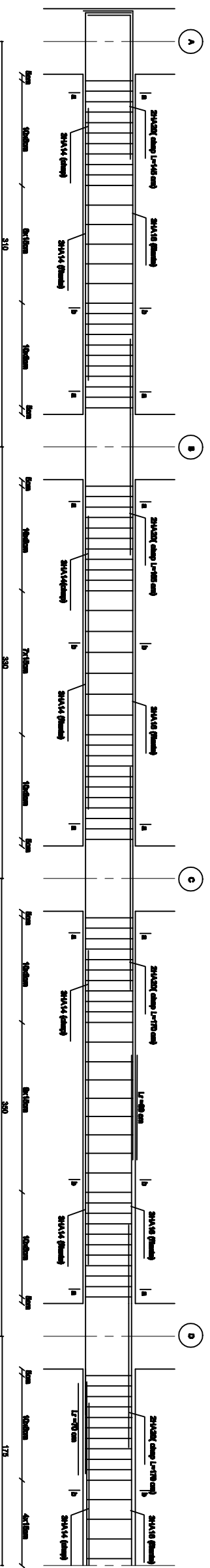
Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **16 cm**.

Sens y-y :

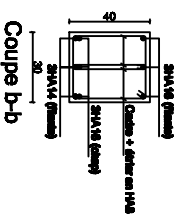
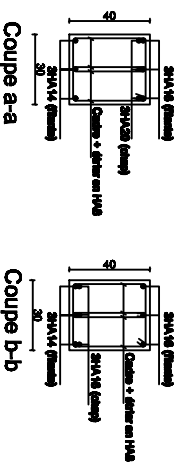
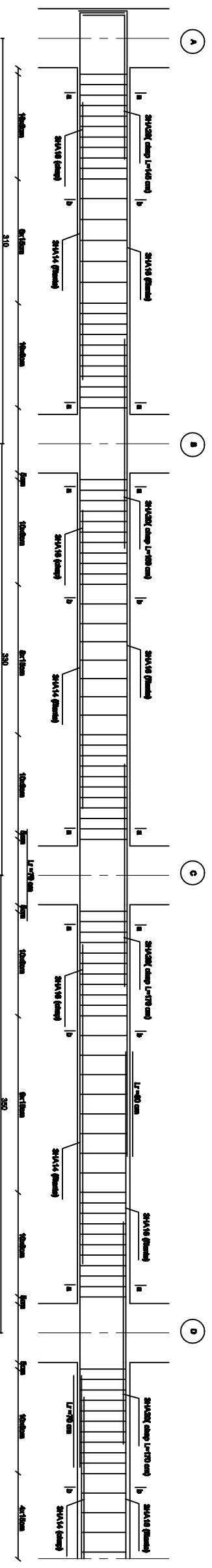
En travée : **6HA10/ml** avec un espacement de **16 cm**.

Aux appuis : **6HA10/ml** avec un espacement de **16 cm**.

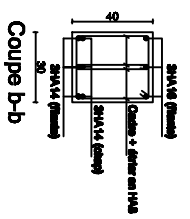
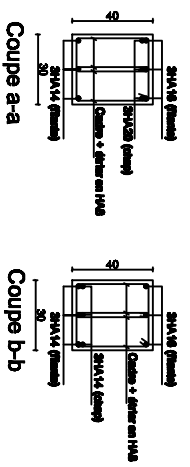
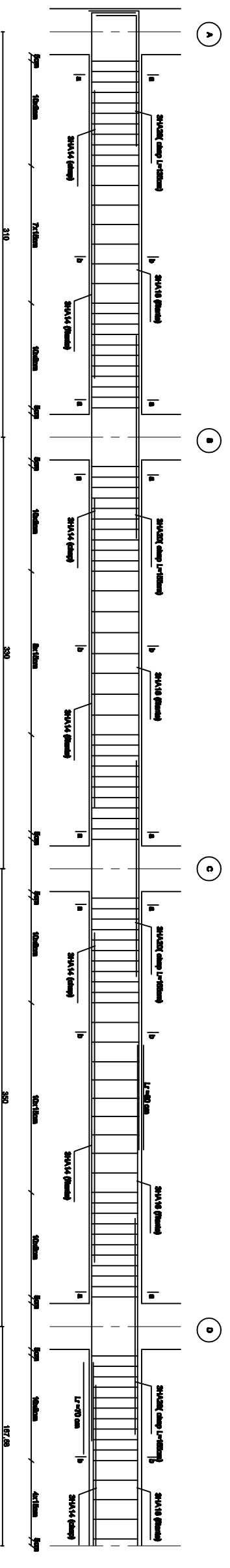




Ferrillage des PP (SS ,RDC,1et 2 étage)



Ferrillage des PP (3,4,5,6,7et8)

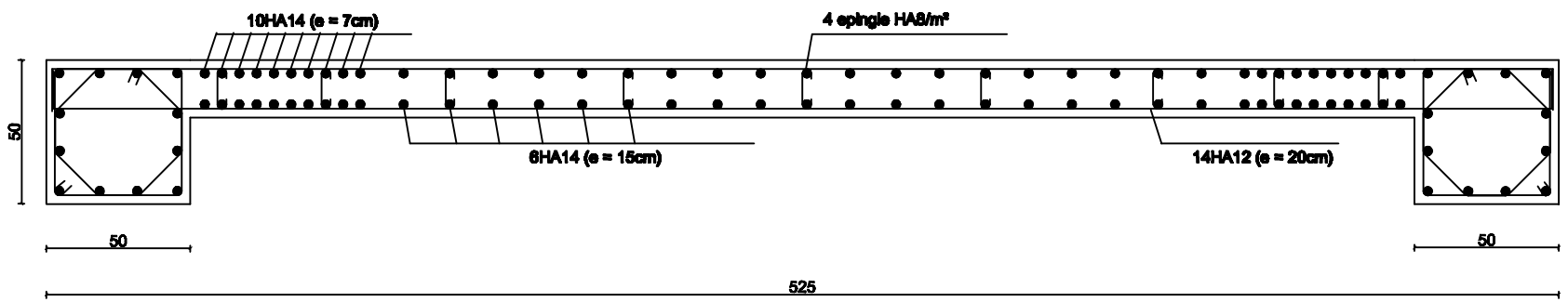


Ferrillage des PP (9,10,11et12)

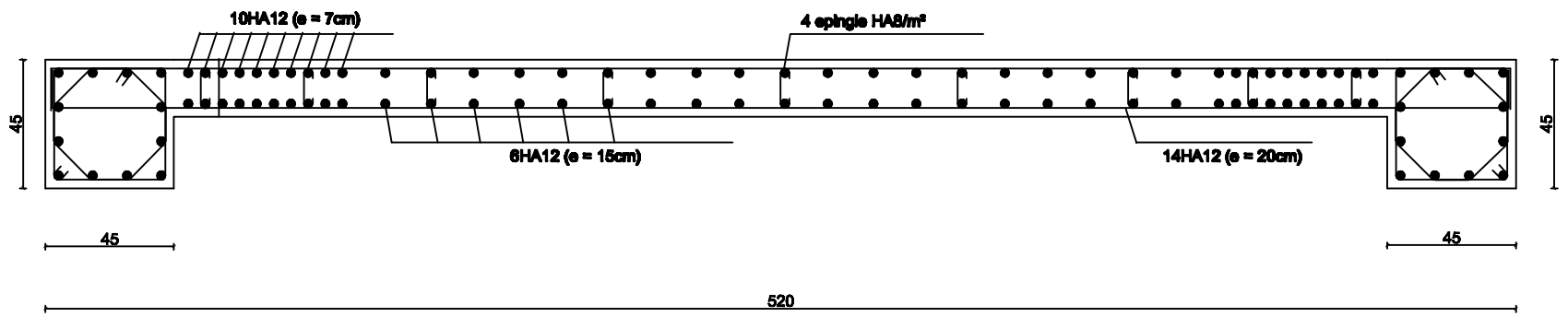
PROJET	REVISION
DATE	DATE
DESIGNER	CHECKER
APPROVED	DATE

VL1

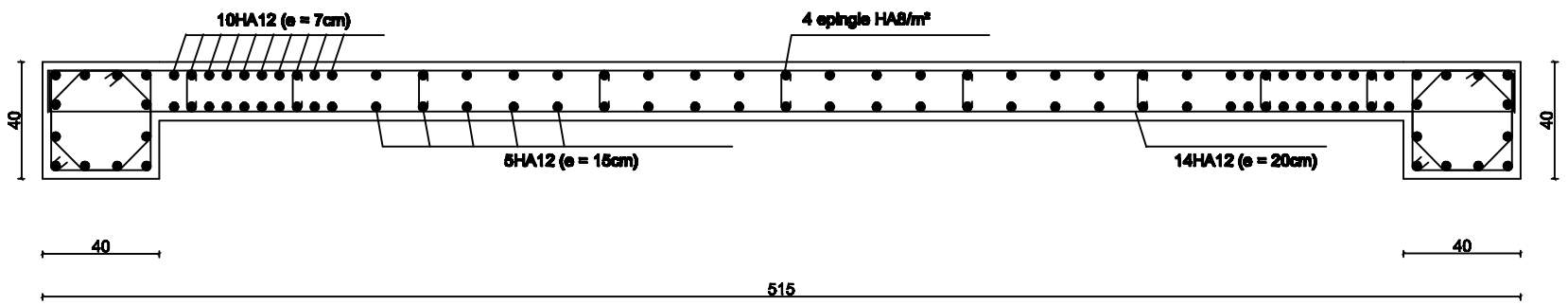
ZONE I



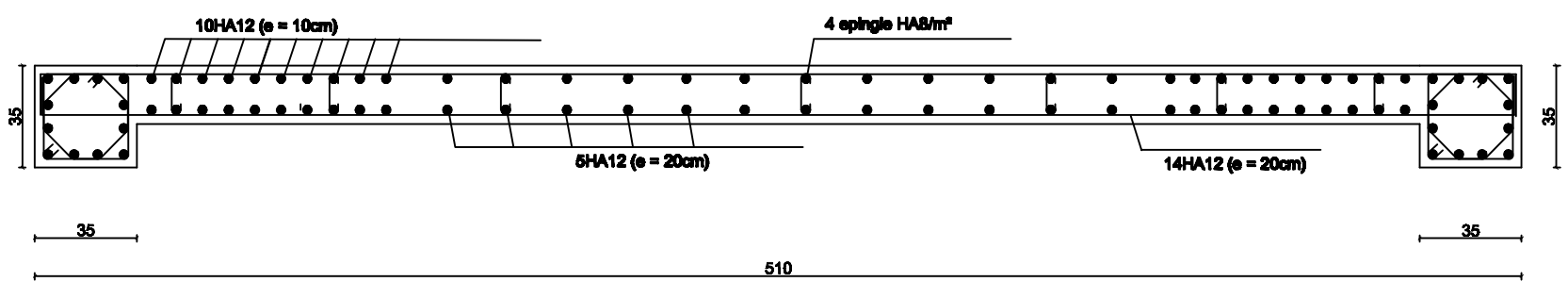
ZONE II



ZONE III



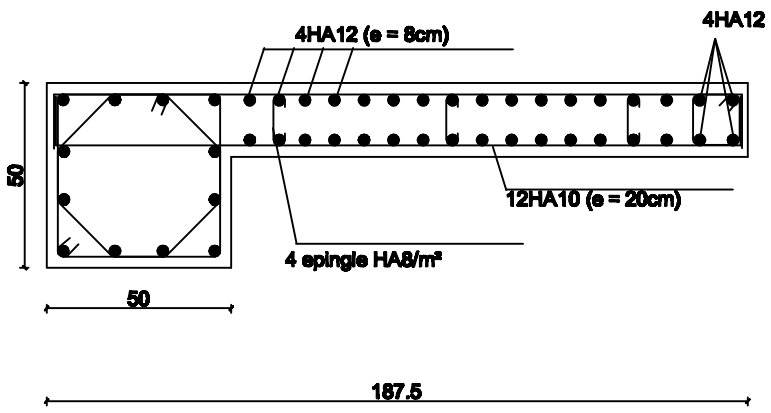
ZONE IV



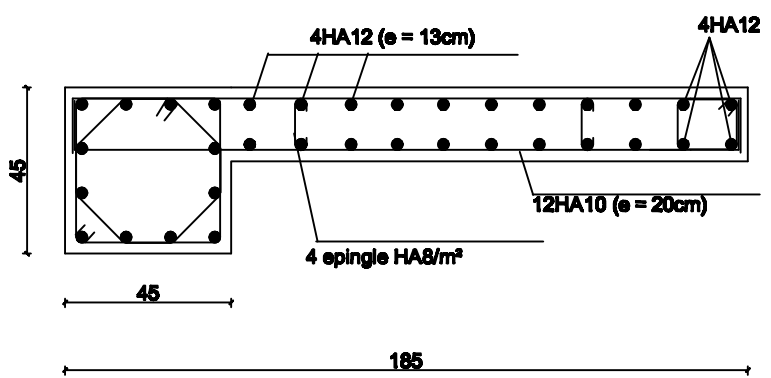
UNIVERSITAT POLITEHNICA DE BUCURESTI		Facultatea de Inginerie	
SISTEMUL DE INCALZIRE		Departamentul de Inginerie	
Proiectant: [Nume]		Titlu: [Titlu]	
Data: [Data]		Scara: [Scara]	
Nr. proiect: [Nr.]		Data: [Data]	

VL3

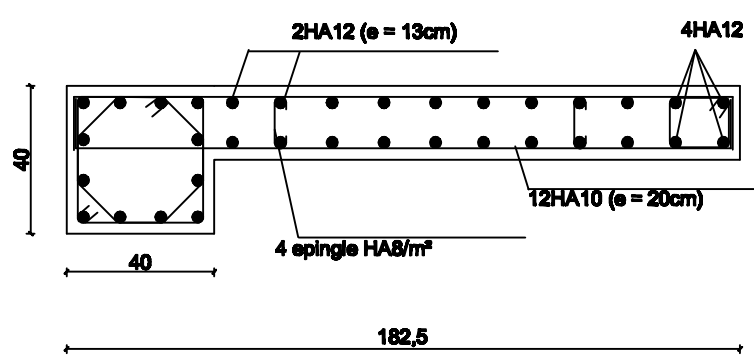
ZONE I



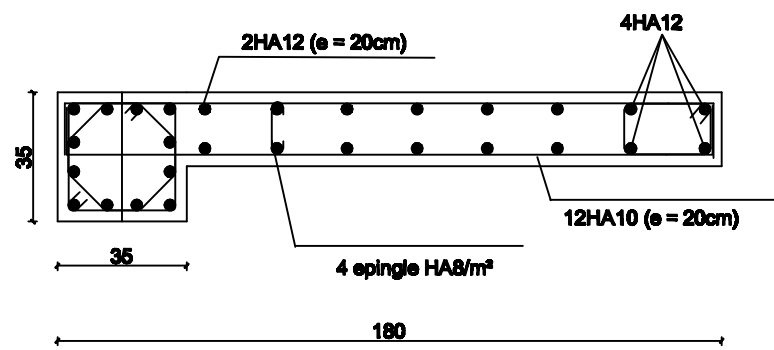
ZONE II



ZONE III

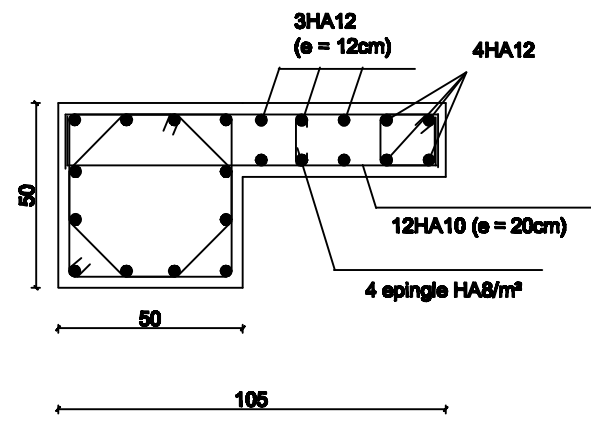


ZONE IV

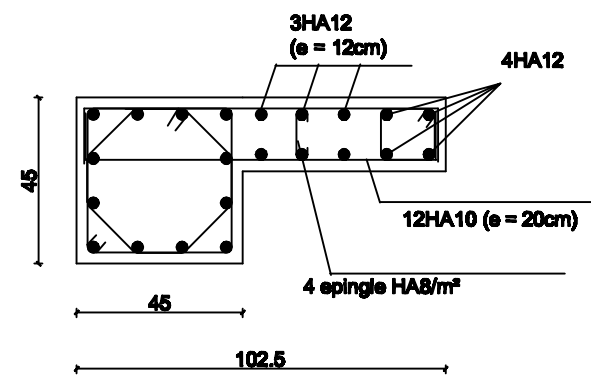


VL4

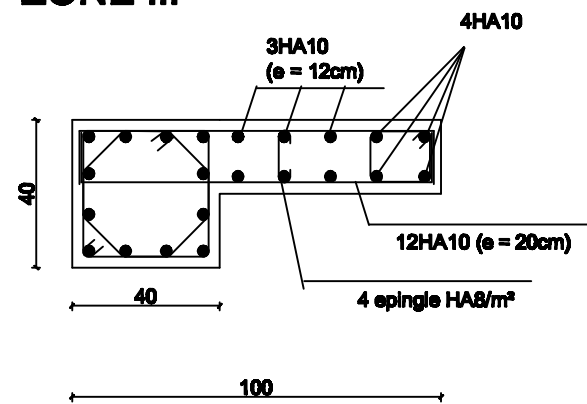
ZONE I



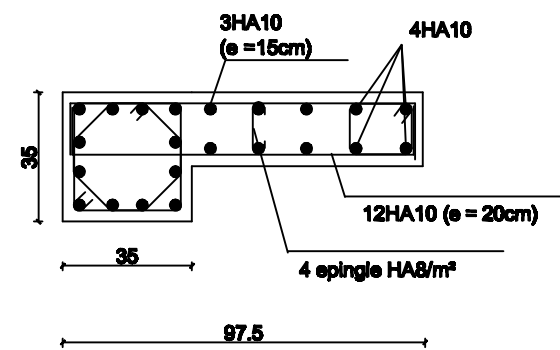
ZONE II



ZONE III

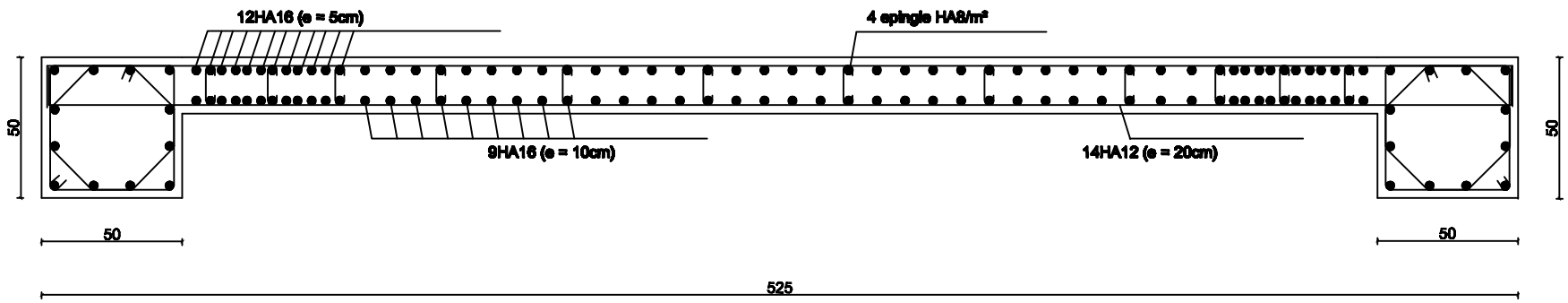


ZONE IV

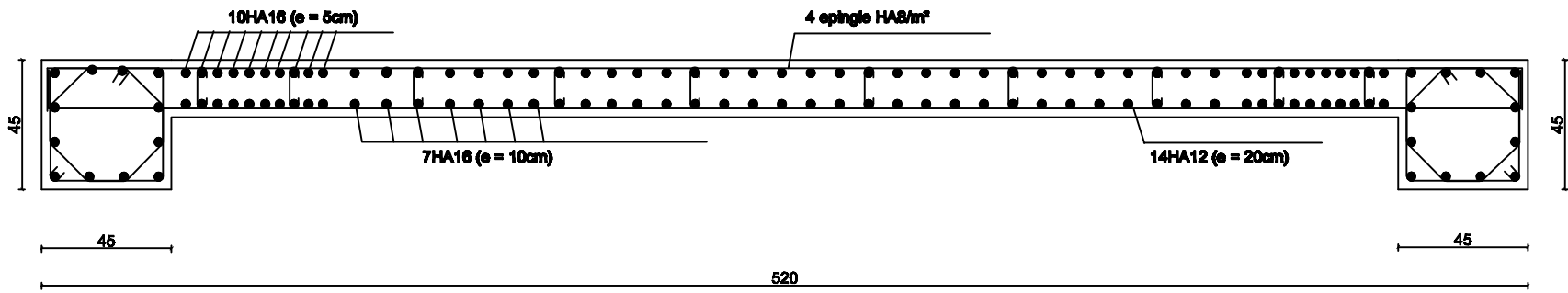


VT1

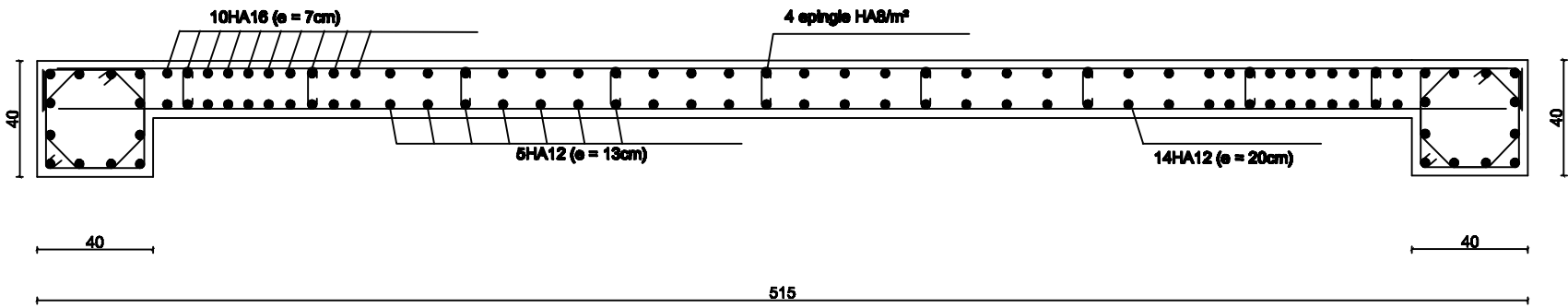
ZONE I



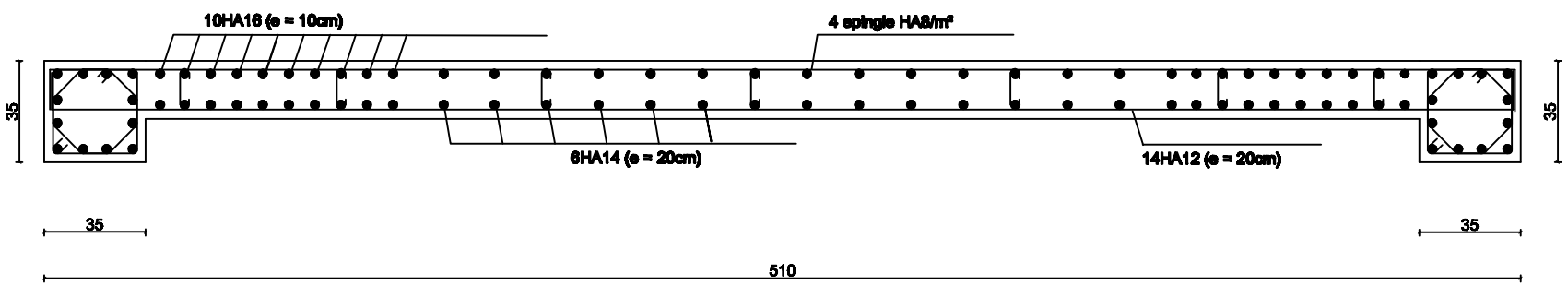
ZONE II



ZONE III

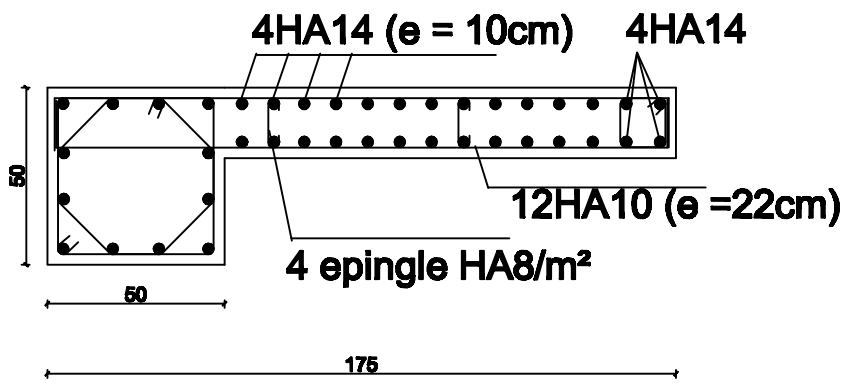


ZONE IV

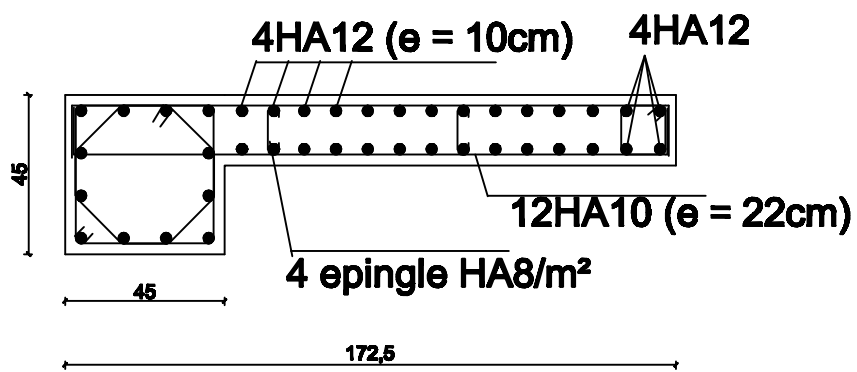


VT4

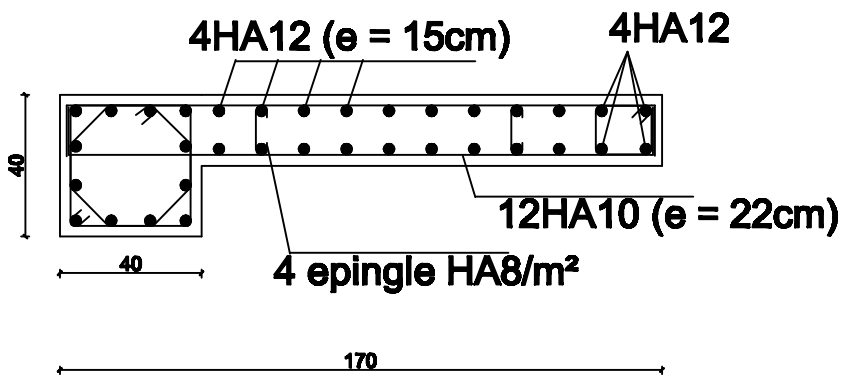
ZONE I



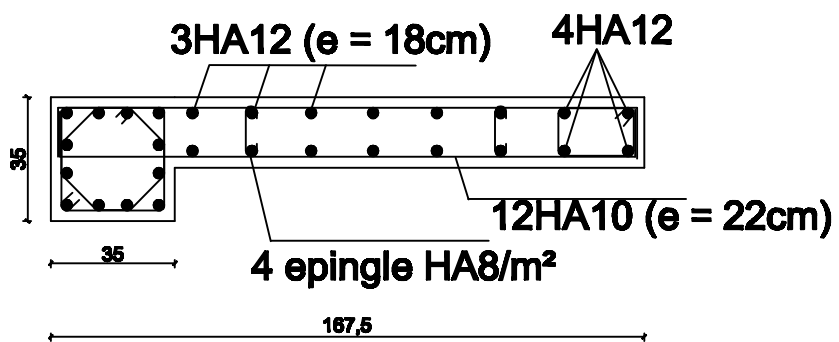
ZONE II



ZONE III

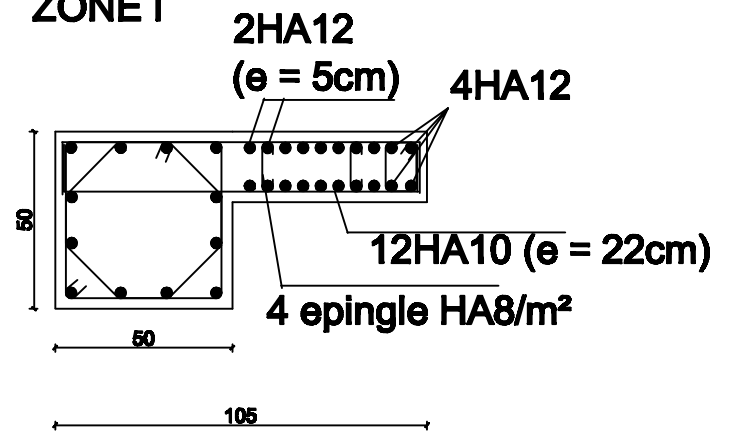


ZONE IV

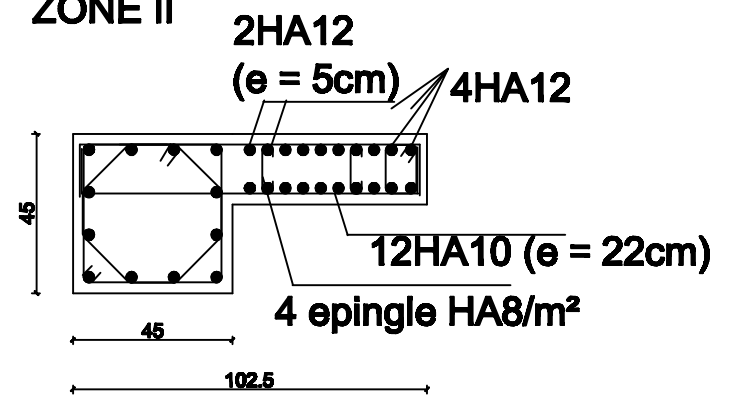


VT3

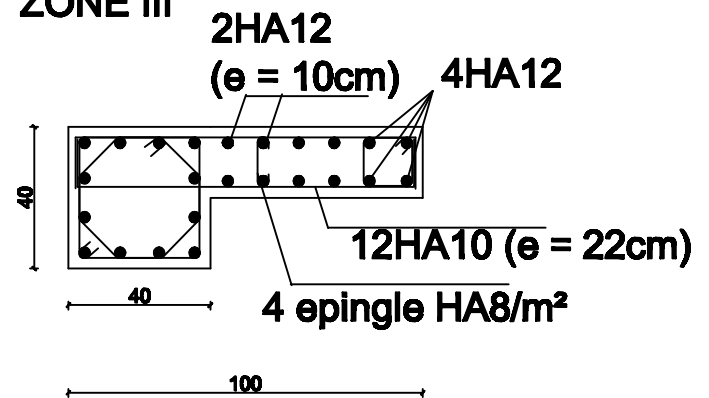
ZONE I



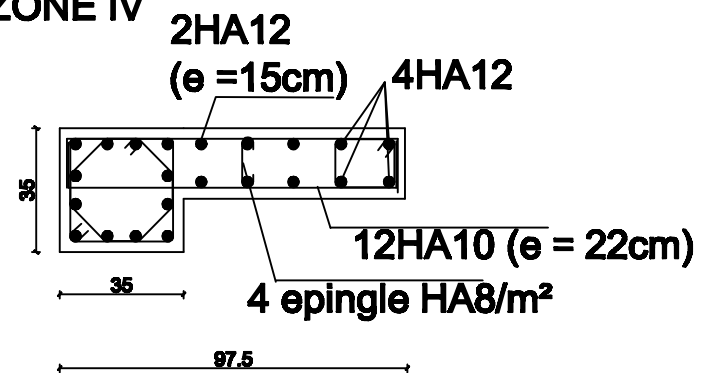
ZONE II



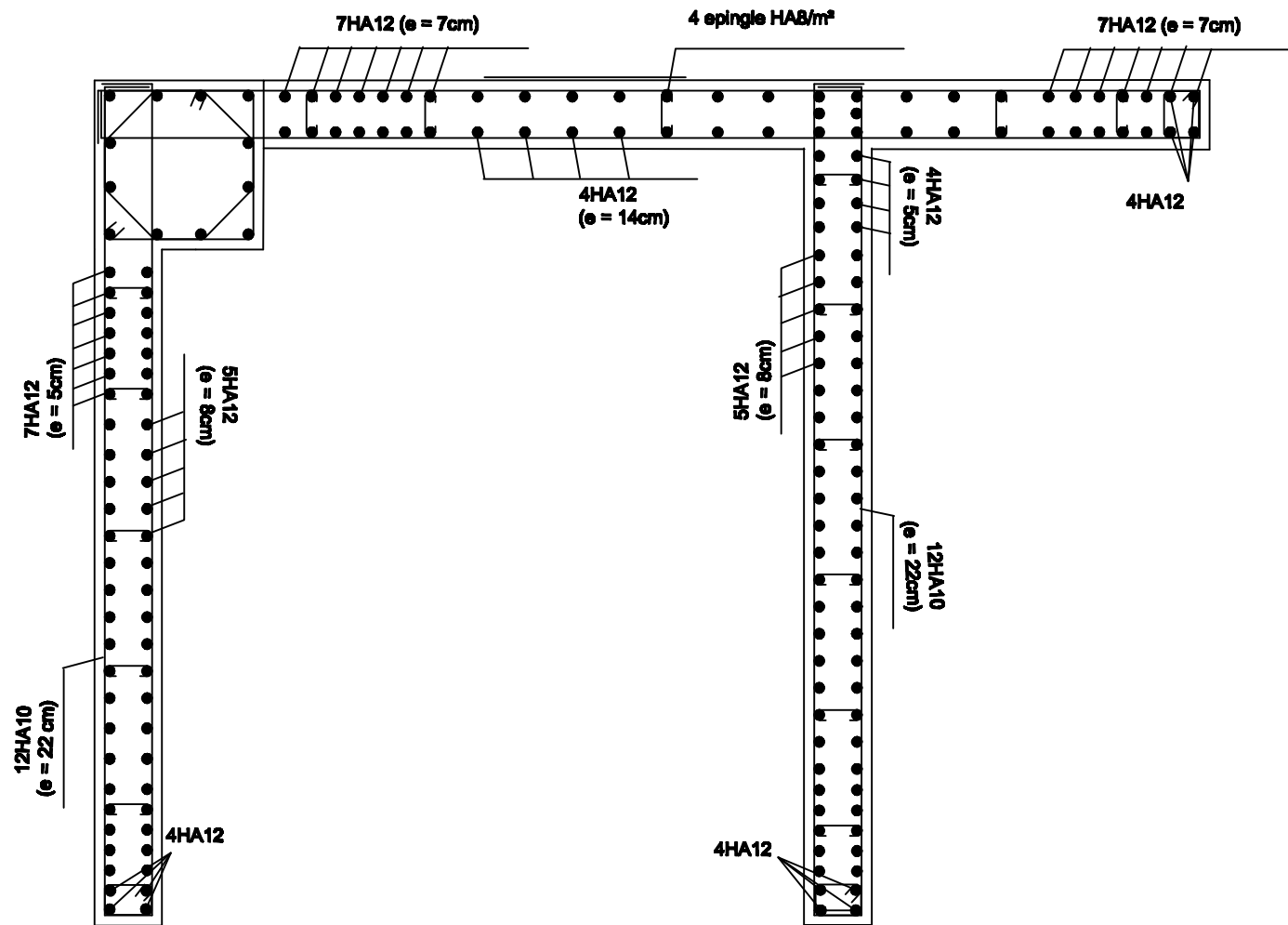
ZONE III



ZONE IV



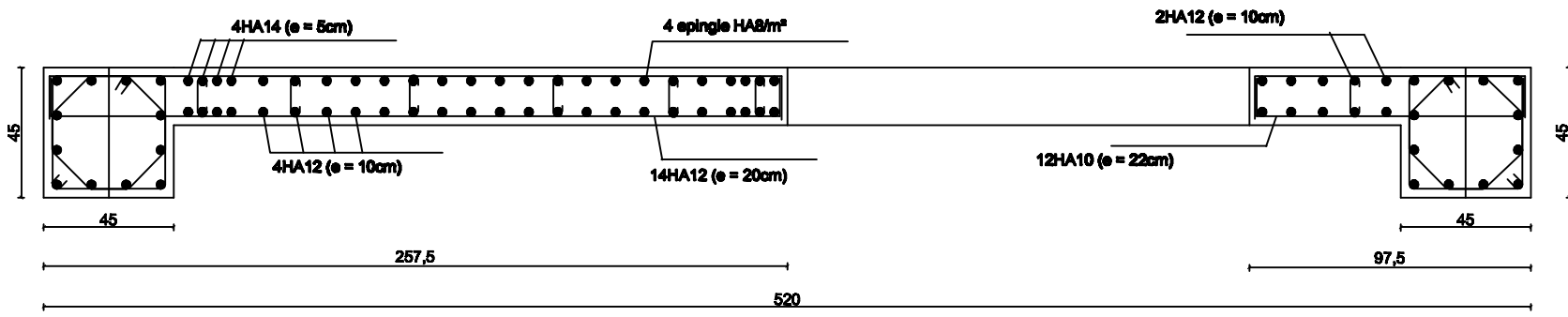
voile salle machine



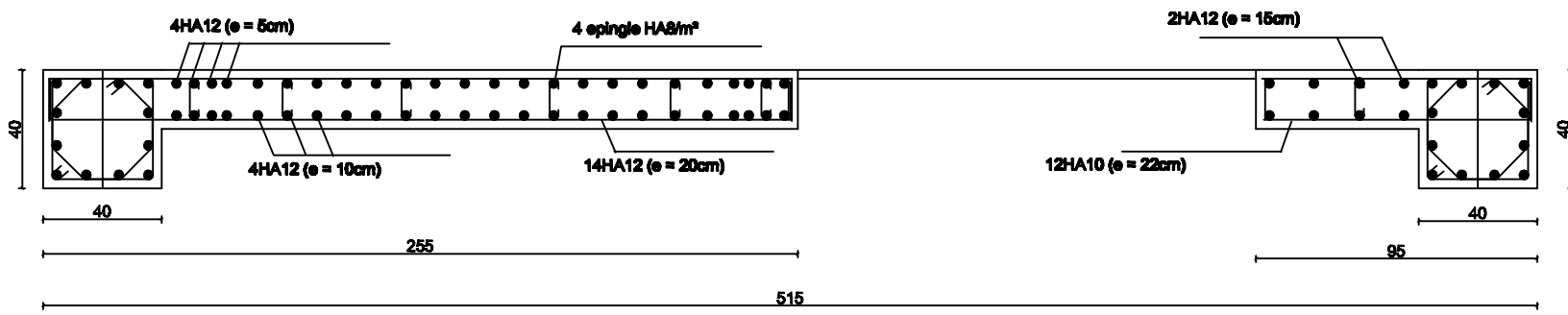
UNIVERSITE MOHAMED ELBAHRE DE TIZI OUSOU	Faculté de génie de la construction Département de génie civil
Noms: HADJINE Djihad Noms: OUEL Lydie	plan 17
N° : ADRND	Plan de renforcement des voiles (salle machine)
	2017

VO

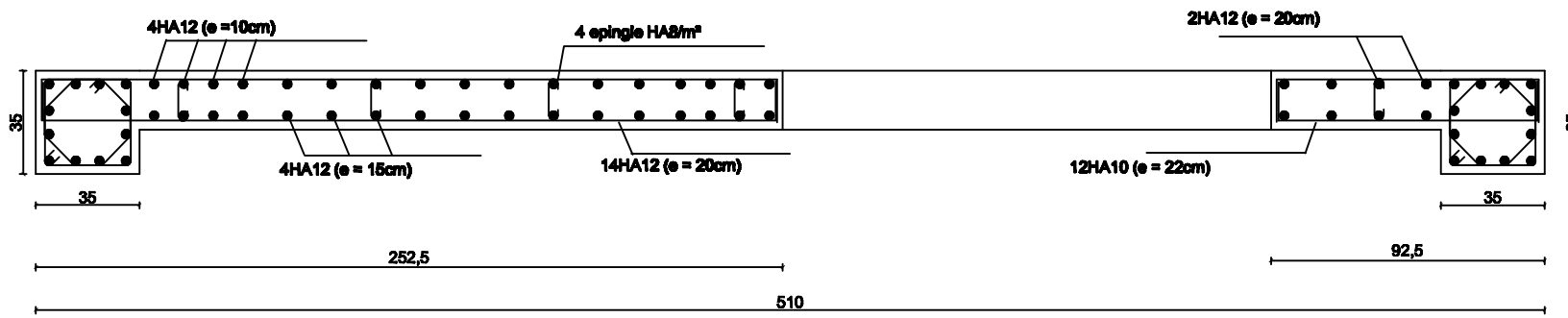
ZONE II



ZONE III



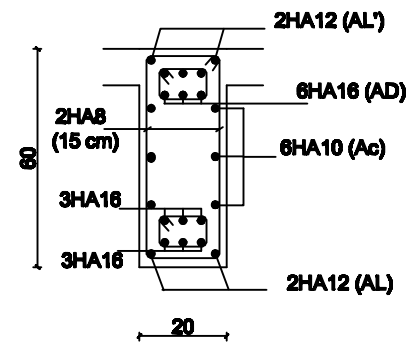
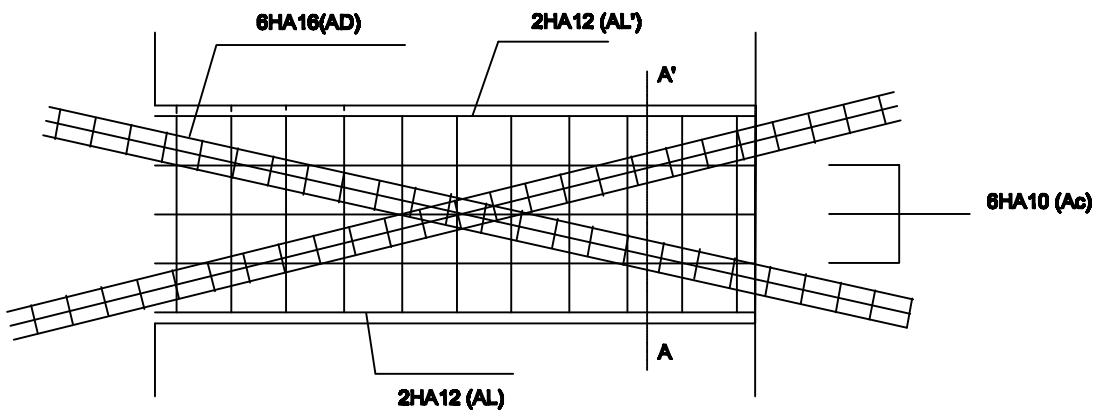
ZONE IV



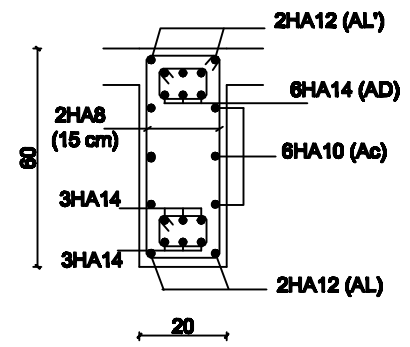
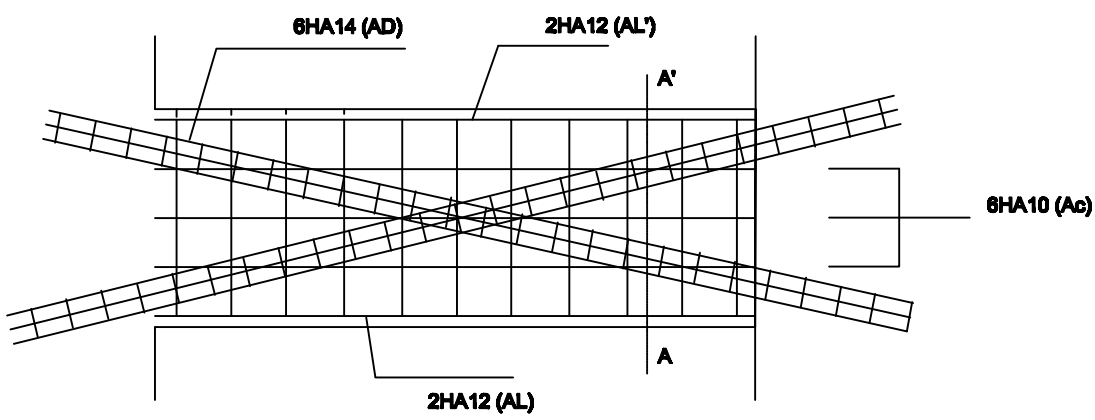
UNIVERSITATEA POLITEHNICA DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI		Facultatea de Ingineria Construcțiilor Departamentul de Proiectare	
Numele proiectantului: Numele clientului:		Plan de Armătură de Construcție Structurală	Plan 02
Nr. / Anul:			2027

LINTEAU

Zone II et III



Zone VI



Ferrailage des linteaux