

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

Calcul d'une structure en (R+9) à usage multiple à ossature mixte Contreventé par voiles porteurs



Etudié par:

M^{elle} BELKACEM Soumaya

M^r AHDAD DJAMEL

Dirigé par :

M^d BELAIDI

Promotion 2013-2014

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

Calcul d'une structure en (R+9) à usage multiple à ossature mixte Contreventé par voiles porteurs



Etudié par:

M^{elle} BELKACEM Soumaya

M^r AHDAD DJAMEL

Dirigé par :

M^d BELAIDI

Promotion 2013-2014



DEDICACES

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mon très chers frères : Nafaa.

A la mémoire de mes grands parents.

A mes tantes et mes chers oncles.

A mes cousins et à toute ma famille.

A tous mes amis(es) et tous ceux que j'aime.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Djamel.



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes très chers parents qui ont consacré toutes leurs vies
pour mon éducation et mes études.*

A tous mes frères et soeurs

*A qui ma tellement soutenu mon très cher fiancé Farid et
toute sa famille*

A tous mes amis et très particulièrement :

*Dihia, Fafouche, lounes , hocine , meziane, smail et sans
oublier mon binôme Djamel.*

*A tous mes amis de l'université et particulièrement les
étudiants de génie civil.*

soumaya

Sommaire.

Introduction générale -----p1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I-1- Description de l'ouvrage :-----	p2
I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :-----	p2
I-3- Les éléments de l'ouvrage :-----	p2
I-4- Hypothèses de calcul :-----	p3
I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux-----	p4

Chapitre II : prédimensionnement des éléments.

II-1- Prédimensionnement des Planchers: -----	p10
II-2- Prédimensionnement des poutres :-----	p11
II-3- Pré-dimensionnement des poteaux :-----	p12
II-4. Détermination des charges et surcharges :-----	p13
II.5.Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :-----	p16
II.6.Descente de charges :-----	p18
II.7.pré dimensionnement des voiles :-----	p21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 L'acrotère :-----	p23
III.2. Escalier :-----	p38
III.3 .Calcul de la poutre palière:-----	p56
III.4 .Les planchers à corps creux:-----	p67
III.5.Calcul des balcons :-----	p106
III.6.Salle machine :-----	p112

Chapitre IV : Modélisation et vérification au RPA.

IV. 1 Introduction :-----	p121
IV-2- Choix de la méthode de calcul :-----	p121
IV-3- modélisation et introduction des données :-----	p122
IV-4- Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :-----	p126

Chapitre V : Modélisation et vérification au RPA.

V.1 Introduction:-----	p135
------------------------	------

V.2 les efforts internes pour les poteaux:-----p138
V.3 les efforts internes dans les poutres:-----p141
V.4 Les efforts internes dans les voiles :-----p144

Chapitre VI: Ferrailage des éléments :

VI -1 Introduction : -----p145
VI-2 Ferrailage des poteaux : -----p146
VI -3 Ferrailage des poutres: -----p162
VI-4 Ferrailage des voiles : -----p176

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure :

V II-1- Introduction :-----P187
VII-2-Choix du type de fondation :-----P188
VII -3) Calcul de la semelle filante :-----P191
VII -4) Ferrailage de la poutre de rigidité :-----P193
VII -5) Ferrailage de la semelle :-----p197

Conclusion générale -----p201

Introduction générale :

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leurs importances des destructions massives.

Sans parler du dernier séisme du Japon, celui du 21 mai 2003 en régions centrales (Boumerdes, Alger et Tizi – Ouzou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées, due à la négligence et aux constructions anarchiques non surveillées.

Nos calculs seront conformes aux règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifiée 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usages.

L'ingénieur doit définir les qualités des matériaux, les déformations constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais par la rigidité de la structure.

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'une tour à 10 étages, à usage commerciale et habitation, dont la forme en plan est régulière.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- ▶ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- ▶ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

I-1- Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié par un bureau d'étude consiste en étude le calcul d'une tour (R+9) à usage multiple (commercial et habitation). elle est d'importance moyenne (group usage II).cette structure est implanté à ORAN ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage en plan sont :

- Longueur totale : $L=27.70m$
- Largeur totale : $L=19.35m$
- Hauteur totale (sans salle machine) : $H= 30.60m$
- Hauteur du R.D.C : $3,06m$
- Hauteur d'étage : $3,06m$

I-3- Les éléments de l'ouvrage :

I-3-1- L'ossature : la tour a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.)

I-3-2- 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 la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- Fonction d'isolation : les planchers isolés thermiquement et acoustiquement.
Dans notre cas nous avons deux type de planchers, plancher à corps creux et plancher en dalle pleine.

I-3-3- Les escaliers : un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place.

I-3-4- Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

I-3-5- Terrasses : Notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.

I-3-6- La cage d'ascenseur : Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

I-3-7- Le remplissage (maçonnerie) : La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

I-3-8- L'acrotère: Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton.

I-3-9- Les revêtements :

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

I-3-10- Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-3-11- Système de coffrage : On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

I-4- Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I-4-1-Etats limites ultimes (ELU) : Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

- **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I-4-2-Etats limites de service (ELS) : Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

- **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$)
 $n=15$: coefficient d'équivalence.

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1- Le béton : Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il 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**.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
 - Gravions : 800 L
 - Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/m^3
- Eau de gâchage : 150 à 200 L.

1- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 40MPa.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} > 40MPa.$$

2- Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

3- Module de déformation longitudinale: Il existe deux modules de déformation longitudinale :

✓**Module de déformation instantanée :** la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,21})$$

Pour $f_{cj}=25$ MPa on à $E_{ij}=32164,2$ MPa.

✓**Module de déformation différée :** Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

Pour $f_{cj} = 25$ MPa on à $E_{vj} = 10818,80$ MPa.

4- Module de déformation transversale : Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

• Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

- $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

5- Modèles de calcul :

5-1) A l'ELU : pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette figure :

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ϵ_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
 - θ : Coefficient d'application des actions considérées :
 - $\theta=1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.
 - $\theta=0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.
 - $\theta=0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.
- A 28 jours on a $f_{c28}=14,2\text{MPa}$.

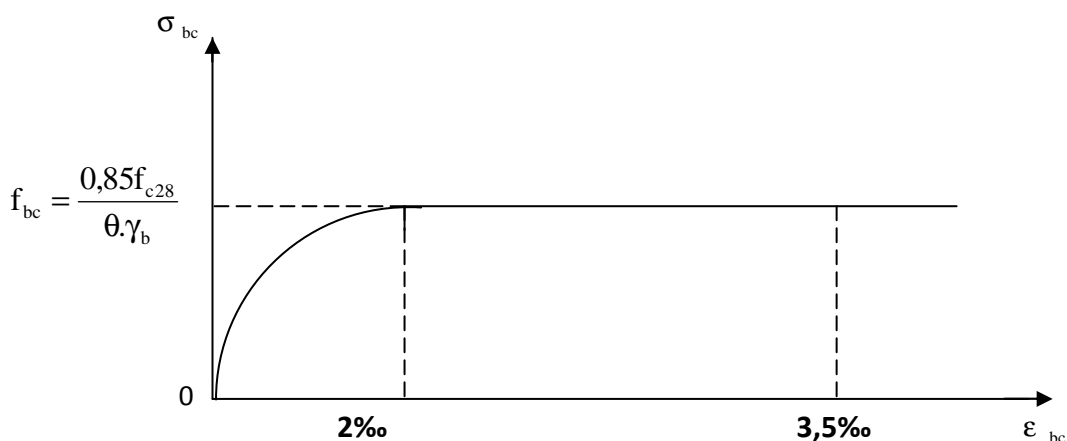


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

5-2) A l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}. \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$

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

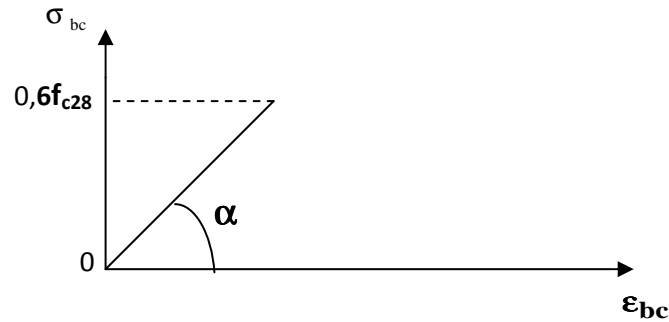


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

6) **Contrainte limite de cisaillement à l'ELS** : La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1,21}).$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile ($0,9h$ position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes :

⇒ Si les armatures sont droites :

$$\hookrightarrow \text{En fissuration non préjudiciable : } \tau_u \leq 0,64 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

$$\hookrightarrow \text{En fissuration préjudiciable et très préjudiciable : } \tau_u \leq 0,51 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

$$\Rightarrow \text{Si les armatures sont inclinées à } 45^\circ : \tau_u \leq 0,90 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

⇒ Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$: il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

◆ **Poids volumique de béton** : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

➤ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé

➤ 2500 daN/m³ s'il est armé.

I-5-2- Acier :

1) - **Généralités :** Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

–Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.

–Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.

–Treillis soudé de type TS520.

2) - **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :** Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s=200000$ MPa. (BAEL 91, art A.2.2,1)

3) - **Coefficient de poisson des aciers :** il est pris égale $\nu=0,3$.

4) - **Contraintes limites :**

■ **Contrainte limite ultime :** $\overline{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

fe : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s=1,15$ en situation courante.

$\gamma_s=1,00$ en situation accidentelle.

■ **Contrainte limite de service :**

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

➤ *Fissuration peu nuisible :*

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limite $\overline{\sigma}_s = fe / \gamma_s$ (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32)

➤ *Fissuration préjudiciable :*

C'est le cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ...etc.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} fe \mid \max(0,5 fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,33})$$

➤ *Fissuration très préjudiciable :*

C'est le cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma}_s = 0,8 \min\left\{\frac{2}{3} fe \mid \max(0,5 fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,34})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1,6$ → pour les HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta=1,3$ → pour les HA de diamètre < 6 mm.

$\eta=1,0$ → pour les RL.

5) **Diagramme contraintes déformations de l'acier** : Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

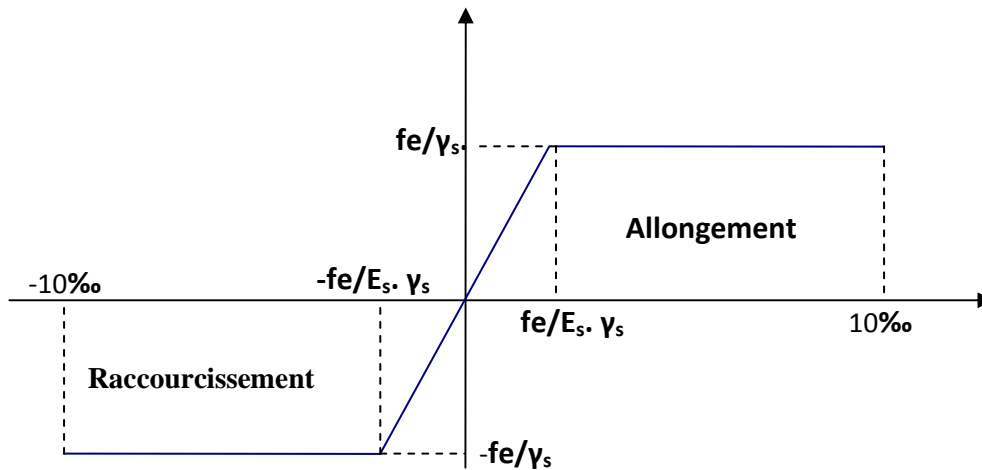


Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation.

6) - **Protection des armatures** : (BAEL 91, art A.7.2,4)

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

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

7) - **La réglementation utilisée** : L'étude de l'ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Du RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- Du DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

II.1 Introduction :

Le prédimensionnement permet d'évaluer les dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ces dimensions peuvent changer lors de l'introduction de la charge sismique.

II.2 Pré dimensionnement des éléments :

1. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils s'appuient sur les éléments porteurs tel que : murs porteurs, poteaux, poutre....

Leur fonctions principales est de :

- Isolation thermique et phonique.
- Résistance aux incendies.

Les planchers seront réalisés en :

1.1) Corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la plus petite portée.

La hauteur totale du plancher doit vérifier :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{porté libre maximale dans le sens des poutrelles.} \\ h_t : \text{hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$

L max= 455 cm.

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{455}{22.5} = 20.22 \text{ cm.}$$

On optera pour plancher de (16+4) = 20cm

- Epaisseur du corps creux est de 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm.

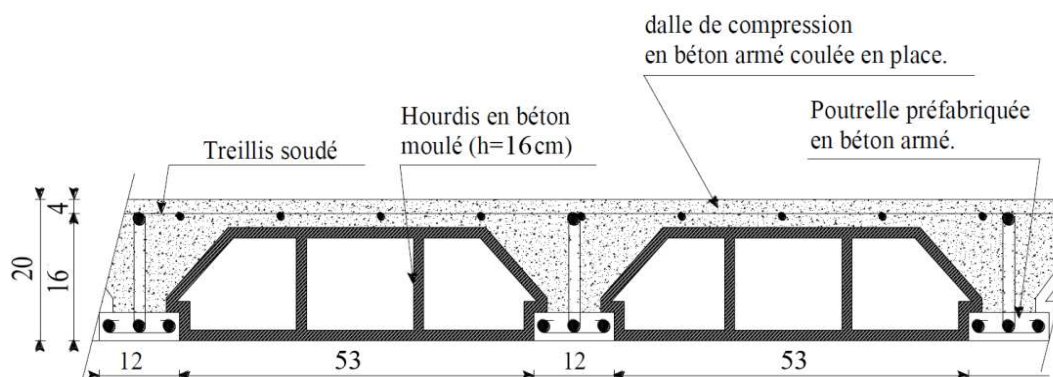


Figure II.1 : schémas d'un plancher courant

1.2) Dalle pleine :

Leur épaisseur est donnée par la loi suivante :

$ep \geq L/10$ avec L : porté du balcon L = 140 cm

$ep = 140/10 = 14\text{cm}$

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

2. Les poutres :

Le dimensionnement des poutres se fait par le BAEL91 modifié 99 (condition de la flèche), il doit être vérifié par la RPA99/03. Il est donné comme suit :

- h : La hauteur de la poutre : $\frac{1}{20} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{15}$
- b : La largeur de la poutre : $0,4h \leq b \leq 0,7h$
- L : La portée libre max entre nus d'appuis.

On distingue :

2.1 Les poutres principales :

Elles sont les poutres porteuses et servent comme appuis aux poutrelles.

On a L : Portée max considérée entre nus d'appuis

L = 455cm.

Hauteur : $h : \frac{455}{20} \leq h \leq \frac{455}{15}$
 $22.75 \leq h \leq 30.33$

Soit $h = 35\text{cm}$.

Largeur : $b : 0,4h \leq b \leq 0,7h$
 $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$
 $14 \leq b \leq 24.5$

Soit $b = 30\text{cm}$.

2.2 Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

On a L = 450 cm

$\frac{450}{20} \leq h \leq \frac{450}{15}$
 $22.5 \leq h \leq 30$

Soit $h = 30\text{cm}$.

$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$

$12 \leq b \leq 21$

Soit $b = 25\text{cm}$.

En résumé :

- Poutres principales : (30 X 35) cm.
- Poutres secondaires : (25 X 30) cm.

II.3 Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003 :

D’après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après : $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$

	<i>Poutres principales</i>	<i>Poutres secondaires</i>	<i>Vérifié (oui/non)</i>
<i>Hauteur (cm)</i>	$35 \geq 30\text{cm}$	$30 \geq 30\text{cm}$	oui
<i>Largeur (cm)</i>	$30 \geq 20\text{cm}$	$25 \geq 20\text{cm}$	oui
<i>Hauteur / Largeur</i>	$1,16 \leq 4$	$1,2 \leq 4$	oui

II.4 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l’ELS en considérant un effort de compression axial «Ns» qui est repris uniquement par la section du béton. La section transversale des poteaux est donnée par :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec : Ns : effort de compression revenant au poteau le plus sollicité.

$$N_s = G + Q$$

- $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton à la compression.

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

S : section transversale du poteau. $S = b \times h$.

NB : L’effort normal «N» sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. On détermine d’abord les charges et les surcharges du bâtiment.

II.4.1 Détermination des charges et surcharge : (DTR B.C. 2.2).

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d’exploitation Q, nous allons nous référer au document technique réglementaire

❖ **Charges permanentes :**

a) **Plancher terrasse inaccessible :**

◆ **Charges permanentes G :**

N°	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseurs(m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Charges (KN/m²)</i>
1	<i>Protection en gravillon roulés</i>	0,05	20	1

2	<i>Etanchéité multicouches</i>	0,02	6	0,12
3	<i>Béton en forme de pente</i>	0,07	22	1,54
4	<i>Isolation thermique au liège</i>	0,04	4	0,16
5	<i>Feuille de polyâne (par vapeur)</i>	/	/	0,02
6	<i>Plancher à corps creux</i>	0,20	14	2,8
7	<i>Enduit plâtre</i>	0,02	10	0,20
				G = 5,84

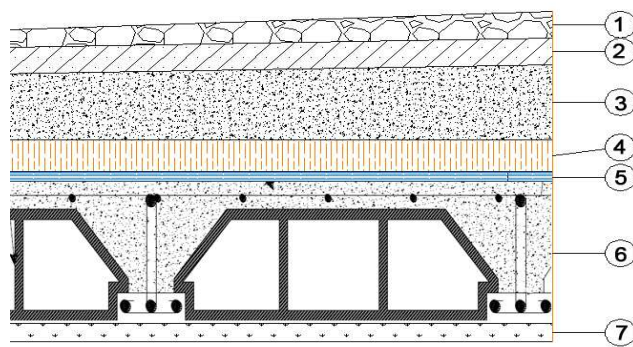


Figure II.2 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

b) Plancher d'étage courant :

◆Charges permanentes **G** :

N°	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Charges (KN/m²)</i>
1	<i>Revêtement en carrelage</i>	0,02	22	0,44
2	<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
3	<i>Lit de sable</i>	0,02	18	0,36
4	<i>Plancher à corps creux</i>	0,20	14	2,8
5	<i>Enduit de plâtre</i>	0,02	10	0,20
6	<i>briques creuses</i>	0,10	9	0,90
7	<i>enduit de plâtre</i>	0,02	10	0,20 × 2
				G= 5.50

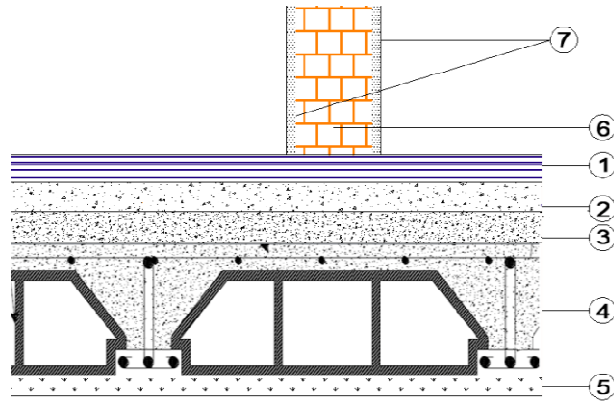


Figure II.3 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

C-Maçonnerie :

➤ Mur extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,15	13	1,95
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G= 3,49

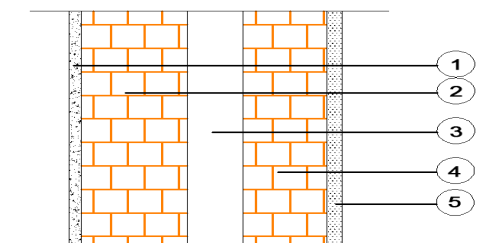


Fig II.4.coupe verticale du mur extérieur

➤ Mur intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02X2	10X2	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 1,30

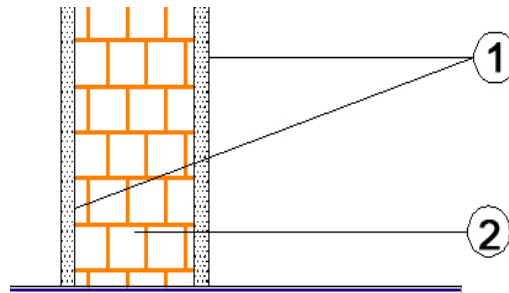


Fig II.5. Coupe verticale du mur intérieure

d- Dalles pleines :

NB : Toutes les dalles pleines de notre structure ont la même charge permanente (balcons, portes à faux et le halle d'ascenseur).

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,15	22	0,44
6	Mur intérieur	0,10	/	1,30
				G = 6,45

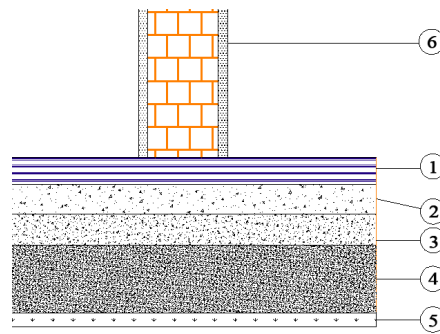


Fig II.6. Coupe verticale du plancher en dalle pleine

II.4.2. Les charges d’exploitations :

Les surcharges d’exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	1.00 KN/m ²
<i>Plancher étage courant à usage d’habitation</i>	1.50 KN/m ²
<i>Balcons</i>	3.50 KN/m ²
<i>Acrotère</i>	1.00 KN/m
<i>Escalier et hall d’ascenseur</i>	2.50 KN/m ²

Tableau II.4: Charge d’exploitation des murs

II.5.Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est D6.

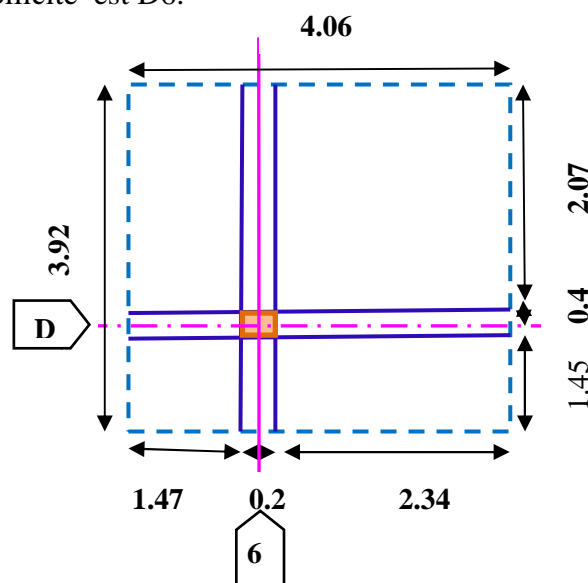


Fig II.7. Surface d’influence du poteau

a. Surface d'influence :

Surface nette :

$$S_n = (1.45 \times 1.47) + (1.45 \times 2.07) + (1.47 \times 2.34) + (2.07 \times 2.34)$$

$$S_n = 2.13 + 3.39 + 4.85 + 3.06$$

$$S_n = 13.43 \text{ m}^2$$

Surface brute :

$$S_b = 3.92 \times 4.06$$

$$S_b = 15.91 \text{ m}^2$$

b. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G_t \times S_n$.

- Plancher terrasse :

$$P_{terrasse} = 5.84 \times 13.43 = 78.43 \text{ KN.}$$

Plancher étage courant :

$$P_{ec} = 5.50 \times 13.43 = 73.8 \text{ KN.}$$

c. Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutres principales :

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.06 = 10.65 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P = (0.25 \times 0.30) \times 25 \times 3.92 = 07.35 \text{ KN.}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$P = 10.65 + 07.35$$

Ce qui donne : $P_{total} = 18 \text{ KN.}$

d. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 13.43 = 13.43 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = 1.50 \times 13.43 = 20.14 \text{ KN}$

e. Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir (25x25) cm²

Poids du poteau du RDC et étages courants :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 2.66 \times 25 = 4.16 \text{ KN}$$

II.6.Descente de charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire «DTR B.C. 2.2 : charges permanentes et charges d’exploitation» qui recommande « d’appliquer une dégression de la charge d’exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

On procède comme suit :

$Q_0 = Q_{PT} = 13.43 \text{ KN}$

$Q_1 = Q_2 = \dots\dots\dots = Q_{10} = Q_{PC} = 20.14 \text{ KN.}$

Sous les étages inférieurs à 5 : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

- Sous la terrasse : $Q_0 = 13.43\text{KN}$
- Sous le 9ème étage : $Q_0 + Q_1 = 33.57 \text{ KN}$
- Sous le 8ème étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 51.69\text{KN}$
- Sous le 7ème étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 67.8 \text{ KN}$
- Sous le 6ème étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 81.9 \text{ KN}$
- Sous le 5ème étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 94 \text{ KN}$
- Sous le 4ème étage : $Q_0 + 0.750(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 104.06 \text{ KN}$
- Sous le 3ème étage : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 114.08 \text{ KN}$
- Sous le 2ème étage : $Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 124.28\text{KN}$
- Sous le 1ème étage : $Q_0 + 0.667(Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 134.33 \text{ KN}$
- Sous le RDC : $Q_0 + 0.65 (Q_1+Q_2 +Q_3 +Q_4 +Q_5+Q_6 +Q_7 +Q_8 +Q_9+Q_{10}) = 144.34 \text{ K}$

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d’exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Sections (cm ²)	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc	Q	Qc	N _s = G _c +Q _c	$\frac{S}{\geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}}$	Section adoptée
09	67.45	18.00	4.16	89.11	89.11	13.43	13.43	102.54	68.36	25x25
08	63.52	18.00	4.16	85.18	183.29	20.14	33.57	216.86	144.57	25x25
07	63.52	18.00	4.16	85.18	268.47	20.14	53.71	322.18	214.78	25x25
06	63.52	18.00	4.16	85.18	353.65	20.14	73.85	427.5	285	25x25
05	63.52	18.00	4.16	85.18	438.83	20.14	93.99	532.82	355.2	25x25
04	63.52	18.00	4.16	85.18	524.01	20.14	114.13	638.14	425.42	30x30
03	63.52	18.00	4.16	85.18	609.19	20.14	134.27	743.46	495.64	30x30
02	63.52	18.00	4.16	85.18	694.37	20.14	154.41	848.78	565.85	30x30
01	63.52	18.00	4.16	85.18	779.55	20.14	174.55	954.1	636.06	35x35
RDC	63.52	18.00	4.16	85.18	864.73	20.14	194.69	1059.42	706.28	35x35

Tableau II.5 : Pré dimensionnement des poteaux.

NB : 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.6.1.Vérification :

1. Vérification relative au coffrage :

La vérification de la section du poteau :(RPA99/version 2003 Art7.4.1
En Zone IIa nous impose :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(25 \times 25) = 25 \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 25 \geq h_e/20$Condition vérifiée.
Avec h_e : la hauteur libre du poteau.
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$
Poteaux de RDC, et étage courants: $1/4 < b / h = 35/35 = 1 < 4$.Condition vérifié

2. Vérification au flambement :

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

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 les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I: Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que $b=h$.

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b=h$.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\Leftrightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

► Poteaux (35 x 35), pour le RDC et l'étage 1 :

$$L_0 = 2.71 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.71}{0.35} = 18.73 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

► Poteaux (30 x 30), pour les étages 2, 3 et 4 :

$$L_0 = 2.71 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.71}{0.30} = 21.086 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

► Poteaux (25 x 25), pour les étages 5, 6, 7, 8 et 9 :

$$L_0 = 2.71 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.71}{0.25} = 26.23 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Pour les poteaux du vide sanitaire (35X35) :

$$L_0 = 1.20 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{1.20}{0.35} = 8.29 < 50$$

- Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

Conclusion :

Les valeurs de sections des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003 et aux conditions de stabilité de forme.

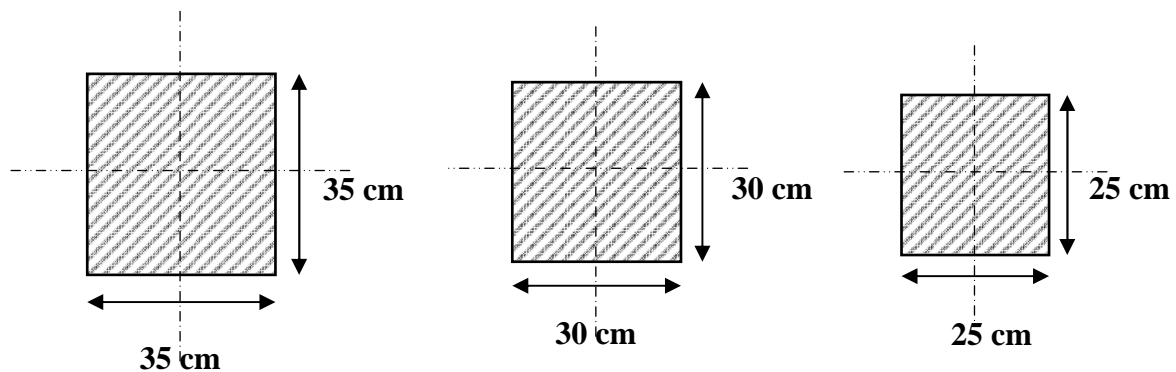


Fig II.8. Coupes transversales des différentes sections de poteaux.

II.7.pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d’une part à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur prédimensionnement se fera conformément à l’article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L’épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure II-3.

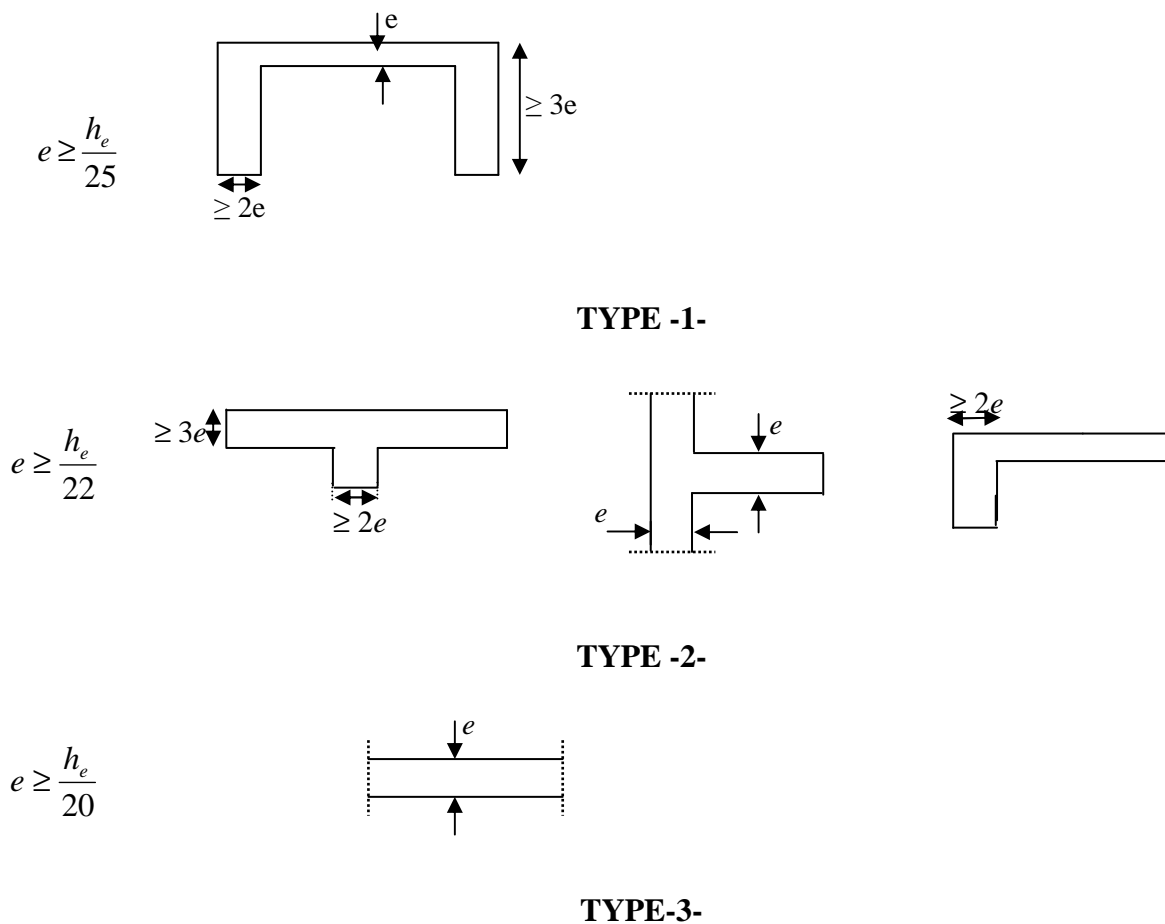


Figure II. 3: coupe verticale des différents voiles.

L’épaisseur des voiles est donnée par les formules suivante :

h_e : hauteur libre de l’étage.

$h_e = 306 - 25 = 281 \text{ cm.}$

Pour le type -1- : $e \geq \frac{he}{25} = \frac{281}{25} = 11.24 \text{ cm}$

Pour le type -2- : $e \geq \frac{he}{22} = \frac{281}{22} = 12.77 \text{ cm}$

Pour le type -3- : $e \geq \frac{he}{20} = \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$

➤ **Vérification des exigences du RPA :**

2- L'ouvrage sera implanté à ORAN, zone de moyenne sismicité (IIa).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

On choisit une épaisseur du voile constante pour toute la structure :

a = 20 cm.

$e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

RPA99 version 2003(Art 7.7.1)

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L \min \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

Conclusion :

Après avoir fait ces calculs, on a opté pour le prédimensionnement suivant :

- Plancher à corp creux : (16+4) cm.
- Poutres principales : (30x35) cm².
- Poutres secondaires : (25x30) cm².
- Poteaux : (35x35) cm² pour le VS, RDC, le 1^{er} étage.
(30x30) cm² pour le 2^{ème}, le 3^{er} et le 4^{ème} étage.
(25x25) cm² pour le 5^{ème}, le 6^{ème}, le 7^{ème}, le 8^{ème} et 9^{ème} étage.
- Voiles : épaisseur de 20 cm.
- Dalles planes : épaisseur de 15 cm.

III.1 Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- ▶ L'acrotère.
- ▶ Les escaliers et la poutre palière.
- ▶ Les planchers à corps creux et dalles pleines.
- ▶ Les balcons et porte à faux.
- ▶ La salle machine.

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Pour notre cas nous avons deux types d'acrotères

III.2.1 L'acrotère de type 1 :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminer en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

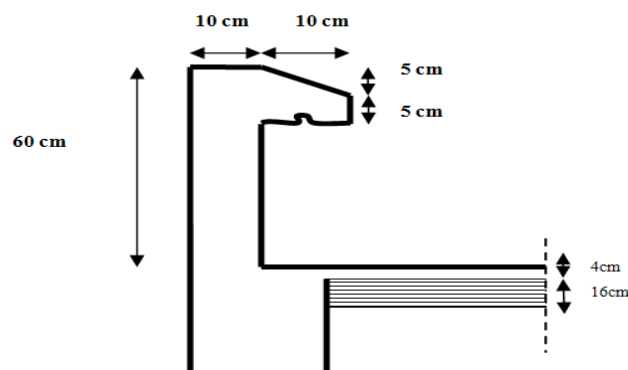


Figure (III.2.1) : Coupe verticale de l'acrotère.

a) Chargement :

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui engendre un effort normal (N_G), accompagné d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à ($Q=1\text{kN/ml}$), qui est due à la main courante, cette dernière provoque un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2] \times 25$

$G = 1.69 \text{ KN/ml}$

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

b) Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N = G \times 1\text{m} = 1.69 \text{ KN}$.

L'effort tranchant : $T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1\text{m} = 0.6 \text{ KN.m}$ avec : $H = 0.6\text{m}$.

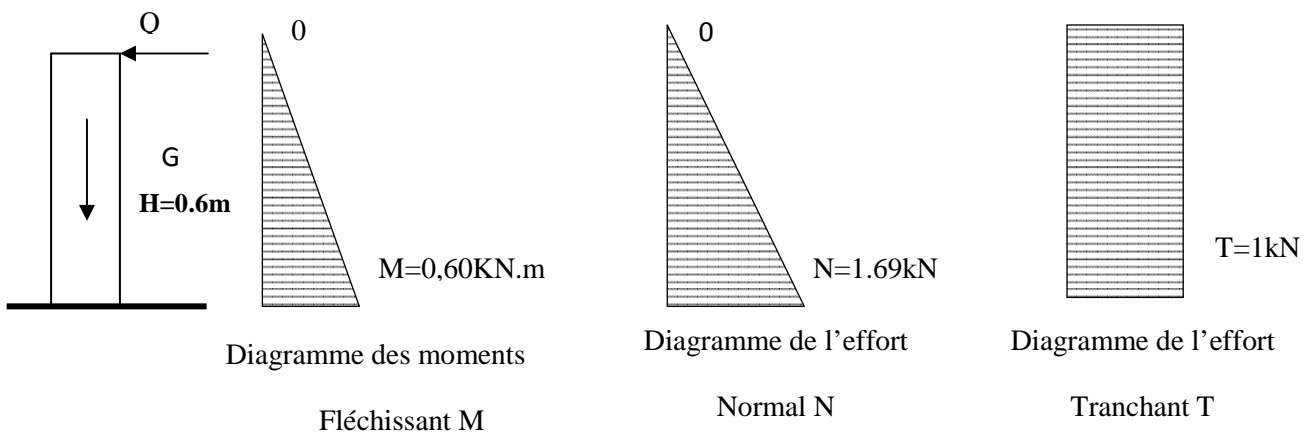


Fig. (III.1.2) Diagramme des efforts internes

Combinaison des charges :

ELU : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$N_U = 1.35.N = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN}$

$M_U = 1.5.M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

$T_U = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

ELS : La combinaison est : G +Q

$$N_S = 1.69 \text{ KN}$$

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

c) Ferrailage de l'acrotère :

- Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

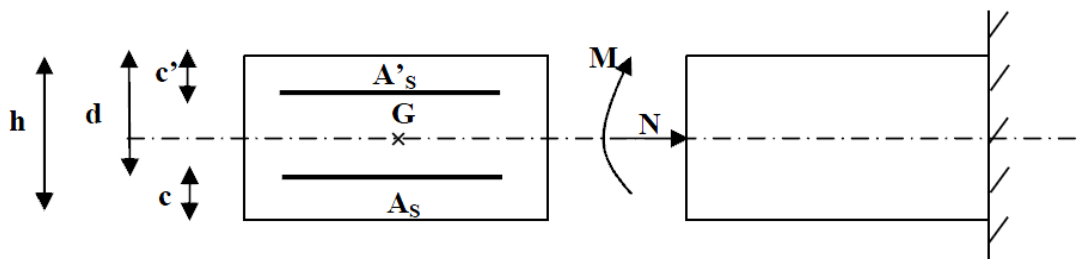


Fig (III.1.4.1) Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$h=10 \text{ cm} ; \quad c=3 \text{ cm} ; \quad d = 7 \text{ cm}.$$

- Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.28} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

$$e_u = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures.
- N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.
- alors l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f .

- **Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.28 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.94 \text{ KNm}$$

Moment réduit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.94 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0135$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.0135 \Rightarrow \beta = 0.993$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.94 \times 10^4}{0.993 \times 70 \times 348} = 0.4 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_t = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.4 - \frac{2.28}{34.8} = 0.334 \text{ cm}^2.$$

Soit: 4 HA6 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

$$\text{donc : } A_t = 1.13 \text{ cm}^2$$

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{s\text{adop}}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ ml}.$$

4HA6 /ml = 1.13 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$.

d) Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL99 /Art A.4.2.1)

par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_S et N_S)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.7 \times 10^2}{1.96} = 35.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{35.5 - 0.445 \times 7}{35.5 - 0.185 \times 7} \right)$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_t = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement** : (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28}, 4 \text{ [MPa]} \right\} \text{ avec } (\gamma_b = 1.5 \text{ et } V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN})$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25, 4 \right\} = \min \{2.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification d'adhérence des barres**: (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 75.4} = 0.316 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa } (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 0.316 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit** : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)**

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = (3 \times 10,33\text{cm}) = 30\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t = \min(4h, 45\text{cm}) = (4 \times 10,45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

e) vérification à l'ELS:

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ BAEL 91 : Art A.4.5.32

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ BAEL 91 : A.4.5.2

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

σ_{st} : Contrainte dans l'acier tendu.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite dans l'acier tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 7} = 0.161$$

$$\rho = 0.161 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.934, k_1 = 60.76 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.934 \times 1.13 \times 7} = 81.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 81.21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81.21}{60.76} = 1.34 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99 version 2003/Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure à l'action de la main courante Q .

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. $A = 0.15$ (Groupe 2; zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

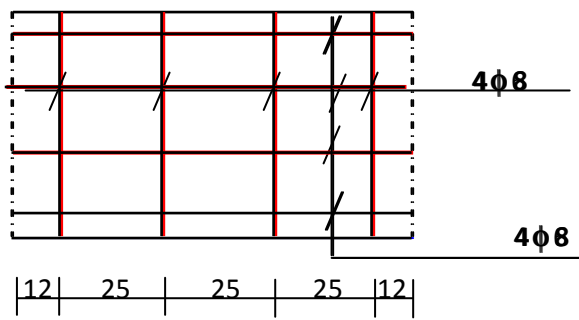
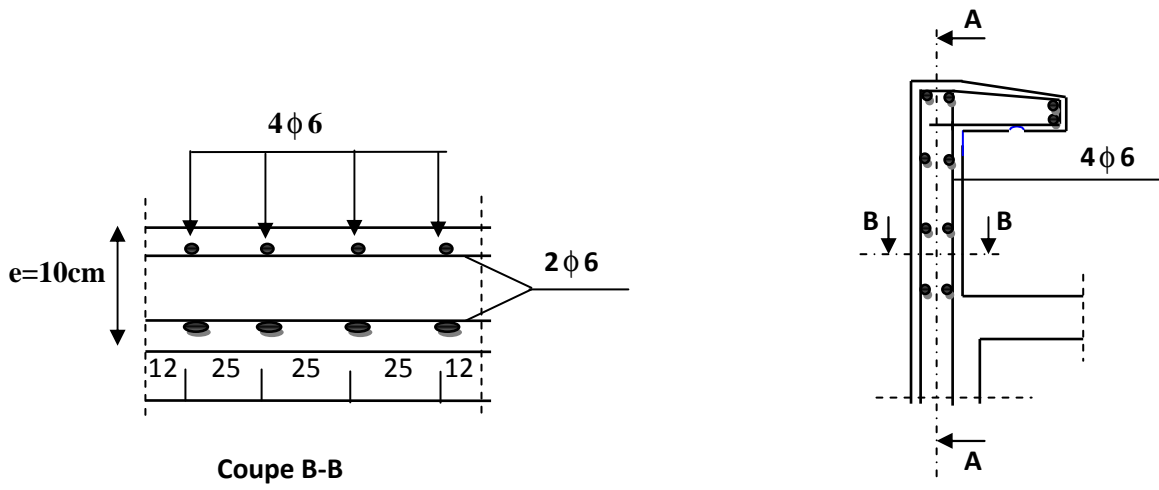
$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1.69\text{KN/ml}$

Alors: $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.69 = 0.81 \text{ KN/ml} < Q = 1\text{KN/ml}$

$F_p < Q \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.



Le ferrailage de l'acrotère

III.2.2 L'acrotère de type 2 :

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

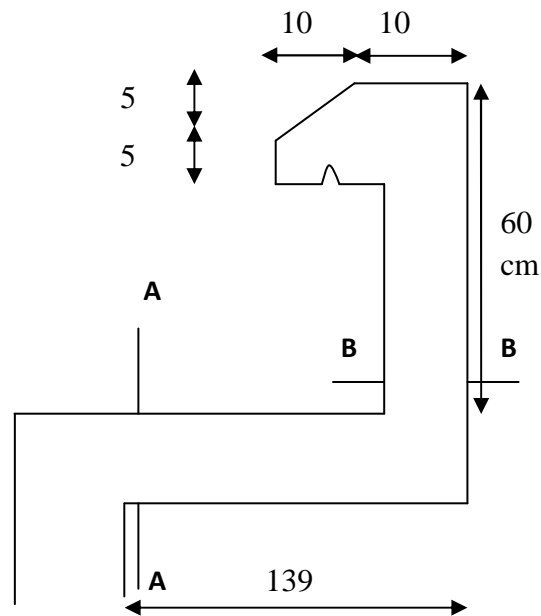
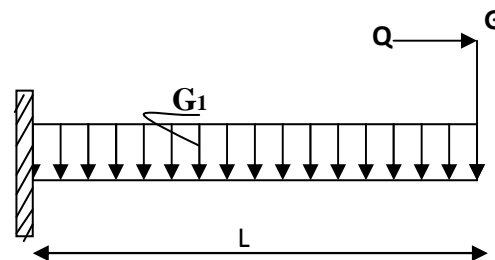


Fig III.2.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

a) Schémas statique :



b) Epaisseur de la dalle (la console):

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{139}{10} = 13.9 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm}$

c) Chargement :

Poids propre de garde aux corps : $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2] \times 25$

$$G = 1.69 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de la dalle : $G_1 = [(1.39 \times 0.15)] \times 25 = 5.21 \text{ KN/ml}$

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

Combinaison des charges :

❖ à l'ELU :

La dalle : $Q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 1) \times 1\text{m} = 8,53 \text{ KN/m}$.

Le garde corps : $G_u = 1,35 G_1 \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,69 \times 1\text{m} = 2,28 \text{ KN}$

La main courante : $q_{u1} = 1,5 \times Q \times 1\text{m} = 1,5 \text{ KN}$.

Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N_u = q_{u1} = 1,5 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $V_u = G_u + Q_u \times L = 2,28 + 8,53 \times 1,39 = 14,14 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = \frac{Q_u l^2}{2} + G_u \times L + Q \times H = \frac{8,53 \times 1,39^2}{2} + 2,28 \times 1,39 + 1 \times 0,6$

$$M_u = 12,01 \text{ KNm}$$

avec : $H=0,6\text{m}$: hauteur de garde aux corps.

❖ à l'ELS :

La dalle : $Q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5,21 + 1) \times 1\text{m} = 6,21 \text{ KN/m}$.

Le garde corps : $G_s = G_1 \times 1\text{m} = 1,69 \times 1\text{m} = 1,69 \text{ KN}$

La main courante : $q_{s1} = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$.

Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N_s = q_{s1} = 1 \text{ KN}$

Le moment fléchissant : $M_s = \frac{Q_s l^2}{2} + G_s \times L + q_s \cdot H = \frac{6,21 \times 1,39^2}{2} + 1,69 \times 1,39 + 1 \times 0,6$

$$M_s = 8,95 \text{ KNm}$$

d) Ferrailage de la console:

- **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

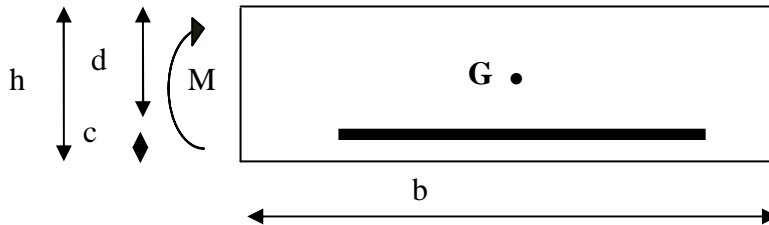


Fig : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$d = 12 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$.

- **Position de centre de pression :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{12.01}{1.5} = 8.01 \text{ m} = 80.1 \text{ cm}$$

$$e_u = 80 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 4.5 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures. N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis on se ramène à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif:**

$$M_f = Nu \left(e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.5 \left(8.01 + \left(\frac{0.15}{2} - 0.03 \right) \right) = 12.08 \text{ KNm}$$

- **Moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.08 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.059$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \implies$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.059 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.975$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.08 \times 10^6}{0.975 \times 120 \times 348} = 312 \text{ mm}^2 = 3.12 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{St} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 3.12 - \frac{1.5 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

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

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$.

• **Condition de non fragilité : (BAEL99 /Art A.4.2.1)**

par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_S et N_S).

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{8.95}{1} = 8.95 \text{ m} = 89.5 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{89.5 - 0.445 \times 12}{89.5 - 0.185 \times 12} \right)$$

$$A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons des fissurations préjudiciables :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28}, 4 [\text{MPa}] \right\} \text{ avec } (\gamma_b = 1.5 \text{ et } V_u = 1.5Q)$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{14.14 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25, 4 [\text{MPa}] \right\} = \min \{2.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Vérification d'adhérence des barres: (BAEL99/ ArtA 6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} \text{ avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14140}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.04 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ ($\psi_s = 1.5$: Barres de haute adhérence).

$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

c) Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}}$$

Tel que : $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

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

On prend : $l_s = 35 \text{ cm}$.

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 28 \text{ cm.}$$

III.1.5 vérification à l'ELS:

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ **BAEL 91 : Art A.4.5.32**

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ **BAEL 91 : A.4.5.2**

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

σ_{st} : Contrainte dans l'acier tendu.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite dans l'acier tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.470$$

$$\rho = 0.470 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.896, k_1 = 33.08 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{8.95 \times 10^3}{0.896 \times 5.65 \times 12} = 147.49 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 147.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{147.49}{33.08} = 4.46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 15 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 139 cm.

• $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{139} = 0.108 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \longrightarrow 0.108 > 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{139} = 0.108 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{8.95}{10 \times 8.95} = 0.1 \end{array} \right\} \longrightarrow 0.108 > 0.1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \longrightarrow 0.0049 \leq 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

NB :

Pour l'acrotère de type 2 on adoptera le même ferrailage que celui adopté en page 32.

III.3 Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est semi encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.35 m (entre nu d'appuis), et sa section est de (b×h).

III.3.1 Prédimensionnement :

✓ **Hauteur :**

$$\frac{1}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{15} \quad L : \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis}$$

h_t : hauteur de la poutre.

$$0.05\text{cm} \leq h_t \leq 33.50\text{cm}.$$

Donc on fixe sa hauteur à 30cm.

✓ **La largeur**

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend $b = 20 \text{ cm}$

La poutre palière est un élément secondaire alors elle se calcul au séisme alors on opté pour la section suivante : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

✓ **Les charges revenant à la poutre**

- son poids : $G = 25 \times 0.20 \times 0.3 = 1.50 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 33.50 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 18.77 \text{ KN/ml}$.
- **Combinaison à considérer**

E LU :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}.$$

$$q_u = 1,35 \times (1.50) + 33.50 = 35.52 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul du ferrailage (ELU):

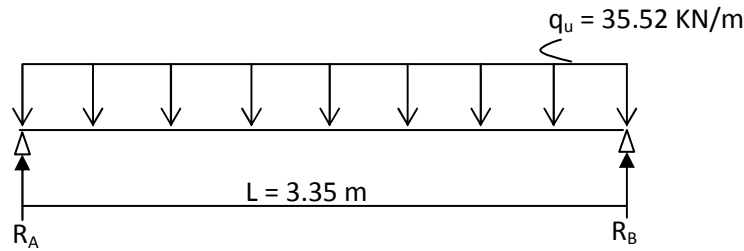


Schéma statique

✓ **Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{35.52 \times 3.35}{2} = 59.50 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{35.52 \times 3.35^2}{8} = 49.82 \text{ KN.m.}$$

✓ **Correction des moments :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 49.82 = -14.94 \text{ KN.m.}$$

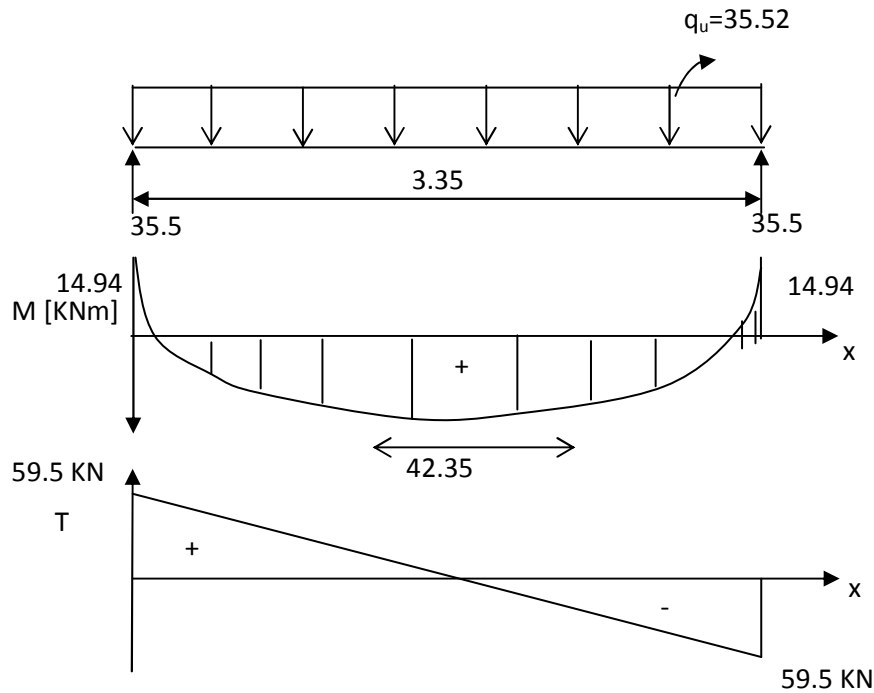
- **En travée**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 49.82 = 42.35 \text{ KN.m.}$$

✓ **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 59.50 \text{ KN.}$$

Les diagrammes des moments et efforts tranchants :



d. Calcul des armatures :

1. Armatures principales (longitudinal)

✓ En travée :

$$M_u = 42.35 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42.35 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,7} = 0,008 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{42.35 \times 10^3}{0,996 \times 27 \times 348} = 4,52 \text{ cm}^2$$

On apte pour : 3HA14 = 4.62 cm²

✓ Aux appuis :

$$M_u = - 14.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{14.94 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,7} = 0,055 < \mu_e = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_a = 0,055 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \beta = 0,971$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.94 \times 10^3}{0.971 \times 27 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA10 ($A = 2.36 \text{ cm}^2$).

Vérification :

a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.652 \text{ cm}^2$$

- en travée A_t :

$$4.62 \text{ cm}^2 > 0.652 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- aux appuis A_a :

$$2.36 \text{ cm}^2 > 0.652 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{59.50 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 94.2} = 2.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.60 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

a. Encreage des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.60 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement droit (BAEL 91 Art A-6-1-2-3)

$$l_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.31 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

❖ **influence sur le béton**

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{b.a} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267.a.b.f_{c28}$$

a : désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 243 \times 200 \times 25 = 324405 \text{ N}$$

$$V_u^{ma} = 59.50 \text{ KN} < 324.405 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}.$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(59.50 \times 10^3 - \frac{14.94 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right) = -5.70 \text{ mm}^2$$

$2.36 \text{ cm}^2 > 0.057 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

f. Armatures transversales (support du cours Béton Armé I TEC185).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}.$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}) \cdot b \cdot S_t}{0,8 \cdot f_e}.$$

Avec :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

g. Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} [MPa]$$

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

$$V_u = V_u^{\max} = 59,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{59,50 \times 10^3}{200 \times 270} = 1,10 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

$$A_t \geq \frac{(1,10 - 0,3 \times 1 \times 2,1) 20 \times 7}{0,8 \times 400} = 0,205 \text{ cm}^2.$$

NB :

La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcul l'espacement qui lui correspond.

On suppose un cadre et une épingle de Ø8

h. Calcul de l'espacement entre cadre :

❖ **La répartition des cadres le long de la poutre :**

Méthode forfaitaire de Caquot :

Cette méthode est applicable sur des poutres de section constante et soumises à des charges uniformément réparties.

On prendra l'espacement dans la série de Caquot suivante : 7; 8; 9; 10; 13; 16; 20; 25; 35 (cm) dans la demi portée de la poutre.

On choisit la section $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Condition de l'espacement à ELU de résistance :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f'_{tj}}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} f'_{tj}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 201}{250(1,46 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 684,25 \text{ mm} \longrightarrow S_t = 68 \text{ cm}$$

Condition de construction corète :

$$S_{tmin} = \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 270 ; 40 \text{ cm})$$

Avec: $S_{tmin} = 40 \text{ cm}$.

La condition de section et d'espacement minimal :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b}$$

$$S_t \leq \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 20} = 100,5 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \min (C_{ELU R, C.C.C.} \cdot C_{ESP min})$$

$$S_{tmin} = 40 \text{ cm}.$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2)**.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35} ; 12 ; \frac{200}{10} \right\}$$

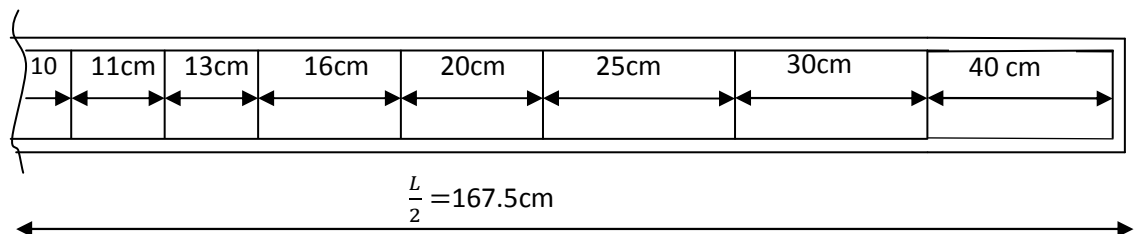
Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre...

$$\phi_t \leq \min\{8.57; 12; 20\} = 8.57 \text{ mm.} \quad \longrightarrow \text{HA8} \leq 8.57 \text{ mm Condition vérifiée.}$$

$$n = \frac{L}{2} = 1.6 \text{ on prend } n = 1$$

la répartition des cadres sur la demi parti de la poutre palière :



III.3.2. Calcul à L'ELS :

a) La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}$$

$$= 1.50 + 18.77 = 20.27 \text{ KN/ml.}$$

b) Réaction

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{20.27 \times 3.35}{2} = 33.95 \text{ KN.}$$

c) Les efforts internes :

Effort tranchant :

$$T_A = - T_B = R_A = 33.95 \text{ KN. /ml.}$$

Moment isostatique :

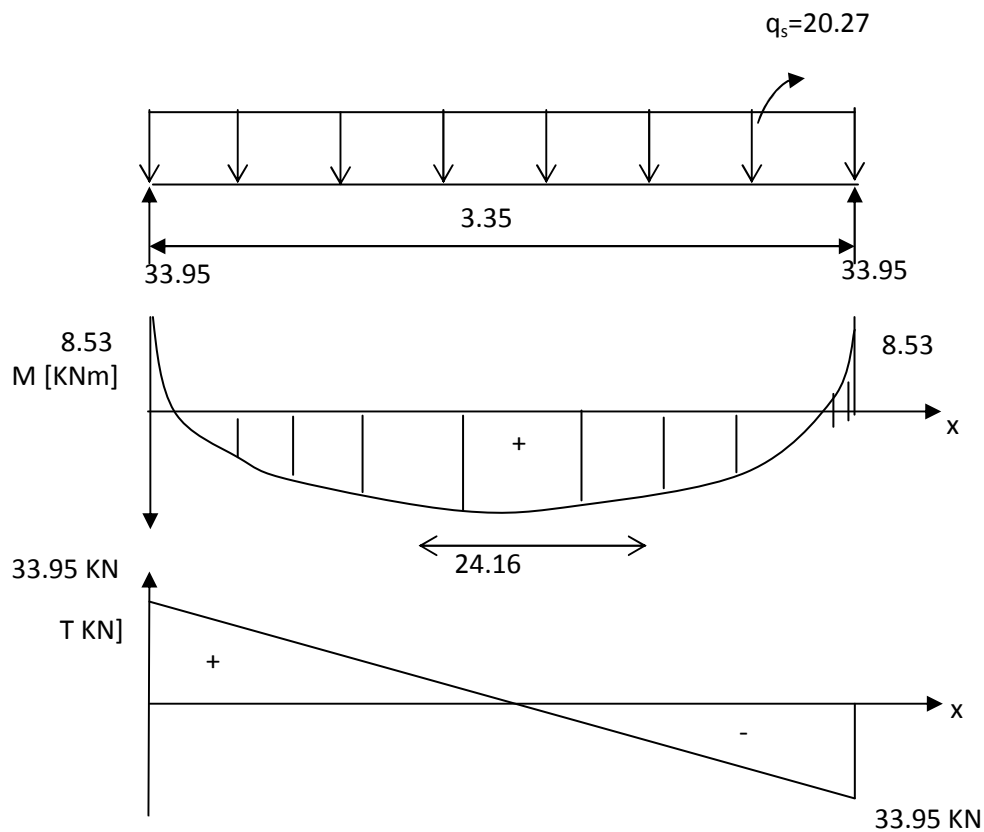
$$M_{os} = M_{0s} = M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{20.27 \times 3.35^2}{8} = 28.43 \text{ KN.m}$$

❖ **aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times M_{os} = -0,3 \times 28.43 = -8.53 \text{ KN.m}$$

❖ **en travée :**

$$M_t = 0,85 M_{os} = 0,85 \times 28.43 = 24.16 \text{ KN.m}$$



III.3.3 Vérification à l'ELS :

a) **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

II -5-1- le calcul des armatures :

La fissuration étant peu nuisible.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

Le calcul le moment limite de service M_{Is} équilibré par le béton seul (sans armatures comprimées) :

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} = 0.392$$

$$M_{Is} = 0.5 b d^2 \overline{\alpha} \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3}\right) = 0.5 \times 20 \times 27^2 \times 15 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{Is} = 37.264 \text{ Kn.m}$$

$M_{Is} > M_s = 8.53 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

Aux appuis :

$$u_1 = \frac{M_s}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}} = \frac{8.53 \times 1000}{20 \times 2 \times 348} = 0.00168$$

$$\mu_1 = 0,00168 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,180 \\ \alpha_1 = 0.207 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{20 \times 27 \times 0.180}{100} = 0.972 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.972 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 0.972 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 2.36 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent.

En travée :

$$M_{Is} = 0.5 b d^2 \overline{\alpha} \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3}\right) = 0.5 \times 20 \times 27^2 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{Is} = 37.264 \text{ Kn.m}$$

$M_{Is} > M_s = 24.16 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

$$u_1 = \frac{M_{st}}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}} = \frac{24.16 \cdot 1000}{20 \times 2 \times 348} = 0.0047$$

$$\mu_1 = 0,0047 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,530 \\ \alpha_1 = 0.327 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{20 \times 27 \times 0.530}{100} = 2.862 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.862 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 2.862 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 4.62 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent.

b) État limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

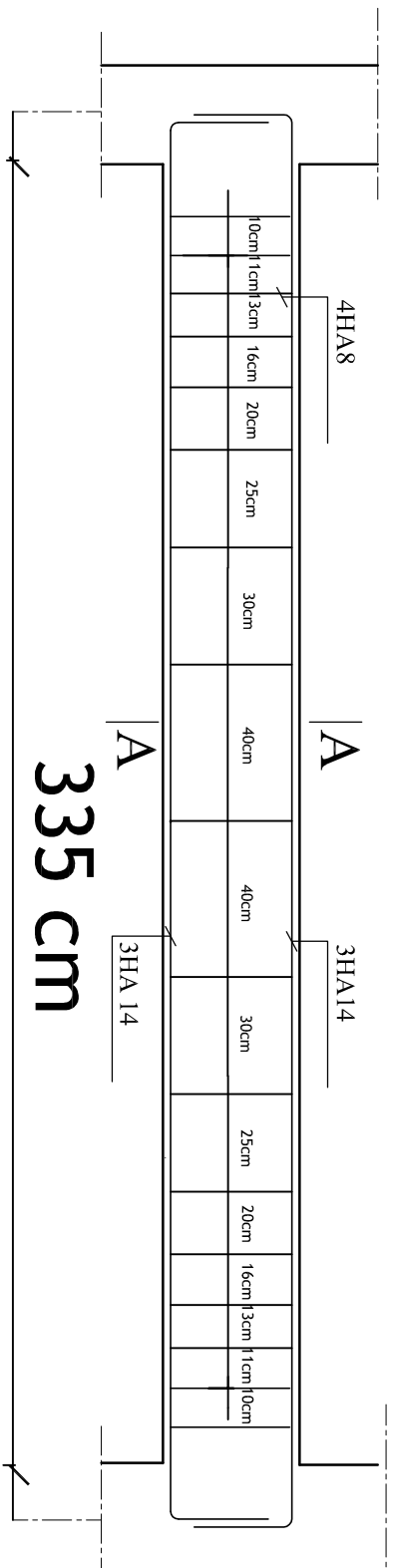
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 30 cm.
 - $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms_t}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 335 cm.
 - $\frac{A}{b \times d} \geq \frac{A}{f_e}$ A : section des armatures tendues.
- . Ms_t : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{335} = 0.089 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \quad 0.089 > 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{335} = 0.089 \\ \frac{Ms_t}{10 M_0} = \frac{24.16}{10 \times 28.43} = 0.084 \end{array} \right\} \quad 0.089 > 0.084 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

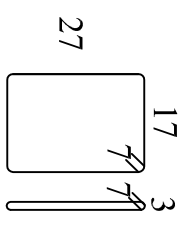
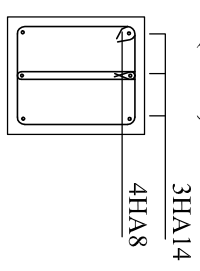
$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{20 \times 27} = 0.0085 \\ \frac{4.62}{f_e} = \frac{4.62}{400} = 0.0115 \end{array} \right\} \quad 0.0085 \leq 0.0115 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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



335 cm

COUPE A-A
(20x30)



Cad HA8
Ep HA8

FERRAILLAGE POUTRE PALIERE

III-3 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre.

- La marche notée « $m = n - 1$ » est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée « n » est la partie verticale entre deux marches consécutives sa hauteur « h » est la différence de niveau entre deux marches successive.
- Le giron « g » est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est « l_1 ».
- La paillasse d'épaisseur « ep » est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'embranchement « E » représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée est le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier ; généralement située à **65 cm** du collet si $E \geq 1$ m.
- La montée « H » représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

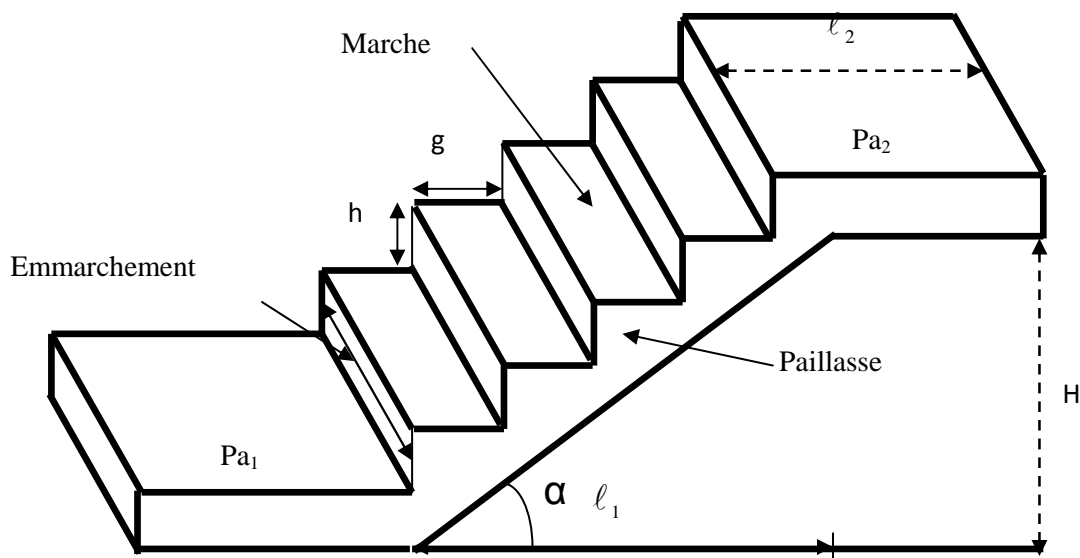


Fig. Terminologie de l'escalier

III.3.1 - Pré dimensionnement :

Pour dimensionner les marches et les contres marches on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

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

On prend en compte ce qui suit :

- Hauteur de marche : 17 cm
- Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.
- Nombre de marches : $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches
- le giron : $g = \frac{l_1}{m} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Prédimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L': \text{Longueur en plan de la volée}$$

L_0 : longueur des paliers et de la paillasse

La longueur de la paillasse est : $L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$

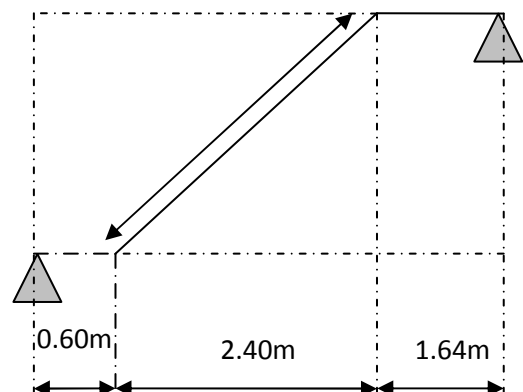
$$\text{tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,5^\circ$$

$$L = L_1 + L_P + L_3 = 0,60 + \frac{240}{\cos 32,5} + 1,64 = 508\text{cm}$$

$$\frac{508}{30} \leq ep \leq \frac{508}{20}$$

$$17 \text{ cm.} \leq ep \leq 25,4 \text{ cm.}$$

On adopte pour $e = 20[\text{cm}]$.



III.3.2 Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

a)-Charges et surcharges :

✓ Le palier :

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Palier	25	0.20	05.0
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
Σ				G _T =6.27

✓ La volée :

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Marches	25	0.18/2	2.125
05	Paillasse	25	0.20	05.0
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
Σ				G _T =8.85

b) Surcharges d'exploitation :

selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

c) Combinaison de charges :

✓ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

Le palier : $q_{u1} (\text{vol } 1) = (1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 2.5) = 12.21 \text{ KN} / \text{m}$.

La volée : $q_{u2} = (1.35 \times 8.85 + 1.5 \times 2.5) = 15.70 \text{ KN} / \text{m}$.

✓ **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_{s1} = (8.85 + 2.5) = 11.35 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s3} = (6.27 + 2.5) = 8.77 \text{ KN / m}$

II -2- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

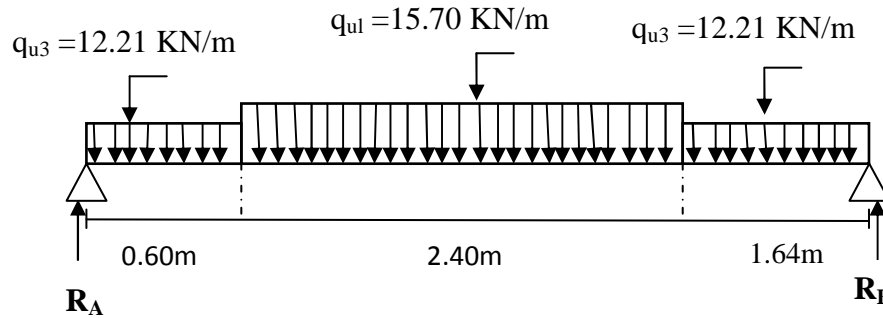


Schéma statique

Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 0.60q_{u3} + 2.40q_{u1} + 1.64q_{u3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 0.60 \times 12.21 + 2.40 \times 15.70 + 1.64 \times 12.21 = 65.03 \text{ KN / ml}.$$

$$R_A + R_B = 65.03 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 0.60 \times \frac{0.60}{2} + q_{u1} \times 2.40 \times \left(0.60 + \frac{2.40}{2} \right) + q_{u3} \times 1.64 \times (0.6 + 2.40 + 0.82)$$

$$R_B \times 4.64 = 12.21 \times 0.60 \times 0.30 + 15.70 \times 2.40 (0.60 + 1.20) + 12.21 (0.6 + 2.40 + 0.82)$$

$$R_B = \frac{146.5}{4.64} = 31.50 \text{ KN}.$$

$$R_A = 65.03 - 31.50 = 33.50 \text{ KN}$$

$$R_A = 33.50 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 0.60m$

$$T(x) = R_A - q_{u3}x$$

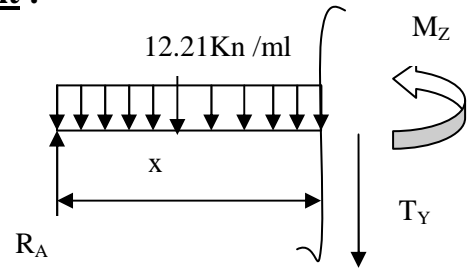
$$T(x) = 33.50 - 12.21 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 33.50 \text{KN} \\ T(x=0.6) = 33.50 - 12.21 \times 0.60 = 26.17 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 33.50x - \frac{12.21}{2} x^2$$

$$M(x) = 33.50 x - 6.10 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0.60 \text{ m} \quad , \quad M(x=0.60) = 17.90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

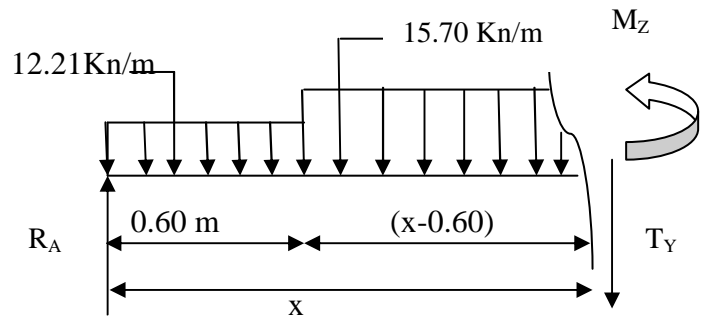


2^{ieme} tronçon : $0.60m \leq x \leq 3.00m$

$$T(x) = R_A - q_{u3}(0.60) - q_{u1}(x-0.60)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = 33.50 - 12.21 \times 0.60 - 15.70(x - 0.60) \\ T(x) = 33.50 - 15.70x \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0.60 \quad , \quad T(x) = 26.14 \text{ KN} \\ x = 3.00 \text{ m} \quad , \quad T(x) = -11.54 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_Y = 0$ et $M_Z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow 35.56 - 15.70x = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{35.56}{15.70} = 2.26 \text{m} \quad \Rightarrow \quad x = 2.26 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \times 0.60 \times (x - 0.30) - q_{u1} \left(\frac{(x - 0.60)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = -7.85(x-0.60)^2 + 26.18x + 2.2$$

$$M(x) = 17.90 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 35.52 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$.

$$T(x) = -R_B + q_{u3} \cdot x.$$

$$T(x) = -31.50 + 12.21 x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T_Y = -31.50 \text{ KN}$$

$$T(x=1.64) = -11.47 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 32.08x - \frac{12.17}{2} x^2$$

$$M(x) = 31.50 x - 6.10 x^2.$$

$$x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

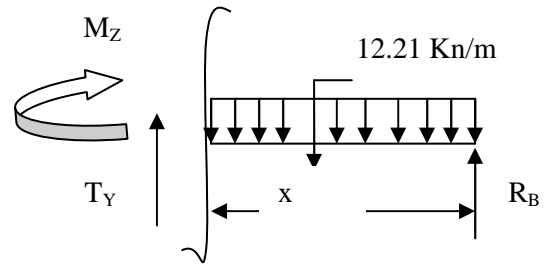
$$x=1.64 \text{ m}, \quad M(x=1.64) = 35.25 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment max :

On a : pour $x = 2.26 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.26) = 33.50(2.26) - 12.21 \times 0.60(2.26 - 0.6) - 15.70 \left(\frac{(2.26 - 0.60)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.26) = 41.90 \text{ KN.m}$$



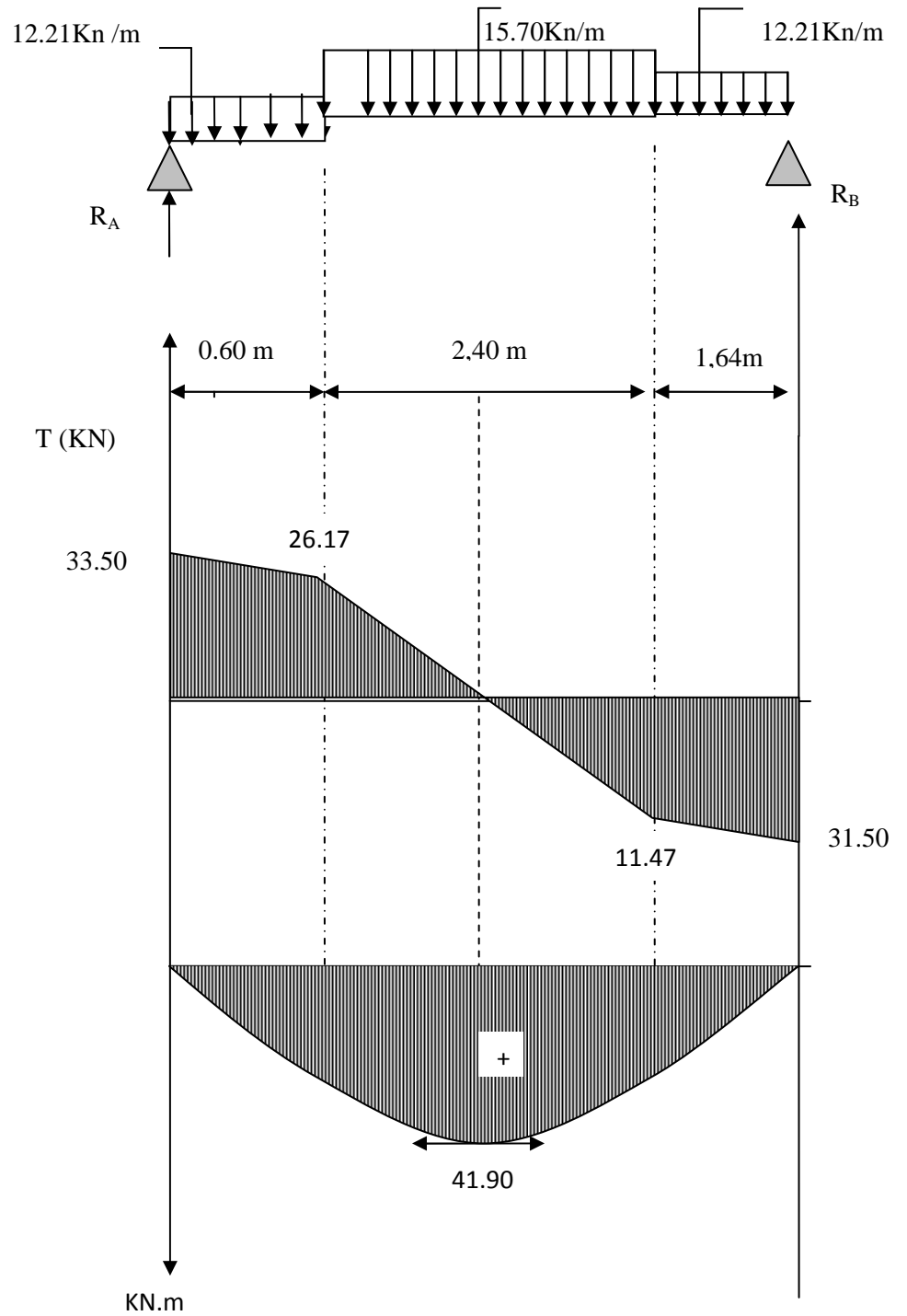


DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (41.90) = - 12.57 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (41.90) = 35.61 \text{ KN.m}$

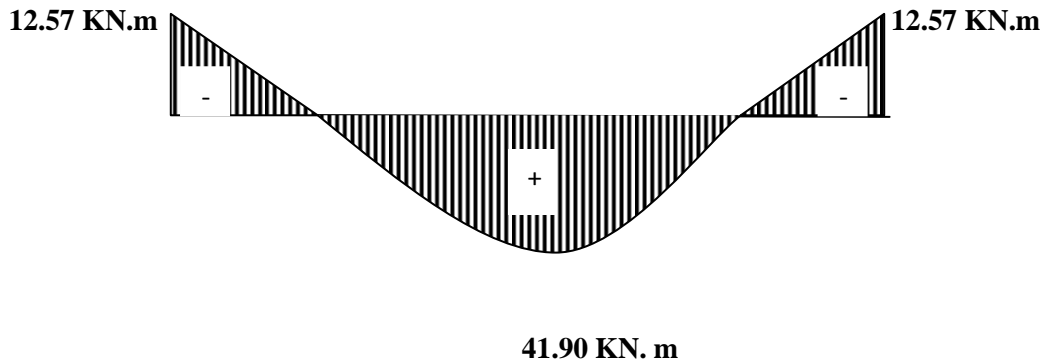


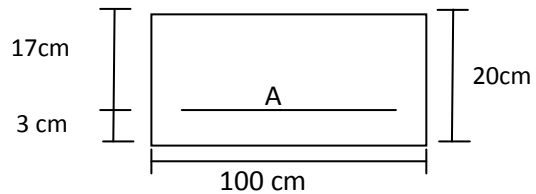
Fig. Diagramme des moments fléchissant(ELU)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

II -3- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm}$



✓ **Aux appuis :**

$M_u = - 12.57 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.57 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.030$$

$\mu_b = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.985$

$$A_{al} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.57 \times 10^3}{0.985 \times 17 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 2.51 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

○ **Armatures de répartition :**

$$A_{rl} = \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.61 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.086 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.086 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{35.61 \cdot 10^3}{0.995 \times 17 \times 348} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5HA 14 = 7.69 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

○ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : $4AH12 = 4.52 \text{ cm}^2$; Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

II -3- Vérification :

II -3-1- Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II -3-2- Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

○ Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20, 33\text{cm}\}.$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

○ **Armatures de répartition :**

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20, 45\text{cm}\}.$$

Sur appuis : $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

II -3-3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 33.50KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}.$

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{33.50}{0.9 \times 17 \times 21.98} = 0.098 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.098 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des armatures :**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.102 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)**

$$L_s = \frac{\varnothing_{\text{travée}} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 L_s**

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$$

❖ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{35.61 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.209 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.209 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**
(BAEL 91 Art A.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 170 = 153 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 153 \times 1000 \times 25 = 1021275 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 35.61 \text{ KN} < 1021.275 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{f_e}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(35.61 \times 10^3 - \frac{12.57 \times 10^3 \times 10^3}{153} \right)$$

$$A_a \geq -133.82 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > -133.82 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

II -4- Calcul à l'ELS :

II -4-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:

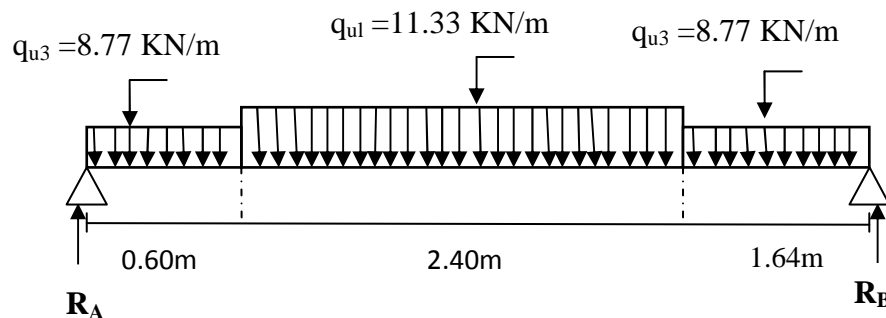


Schéma statique

Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 0.60q_{s3} + 2.40q_{s1} + 1.64q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 0.60 \times 8.77 + 2.40 \times 11.33 + 1.64 \times 8.77 = 46.75 \text{ KN / ml}$$

$$R_A + R_B = 46.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{s3} \times 0.60 \times \frac{0.60}{2} + q_{s1} \times 2.40 \times \left(1.20 + \frac{2.24}{2} \right) + q_{s3} \times 1.20 \times (0.6 + 2.24 + 1.2).$$

$$R_B \times 4.65 = 1.50 + 73.41 + 54.94$$

$$R_B = \frac{129.85}{4.64} = 27.98 \text{ KN.}$$

$$R_A = 46.75 - 27.98 = 18.77 \text{ KN.}$$

$$R_A = 18.77 \text{ KN.}$$

II -4-2- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 0.60 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{s3} \cdot x.$$

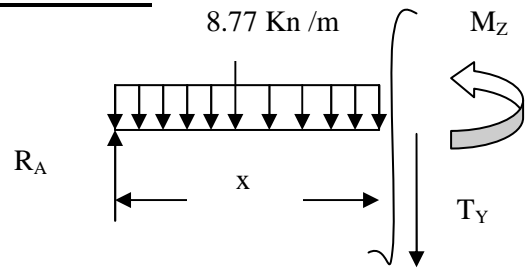
$$T(x) = 18.77 - 8.77 x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 18.77 \text{ KN} \\ T(x=0.60) = 13.50 \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 18.77x - \frac{8.77}{2} x^2$$

$$M(x) = 18.77 x - 4.38 x^2.$$

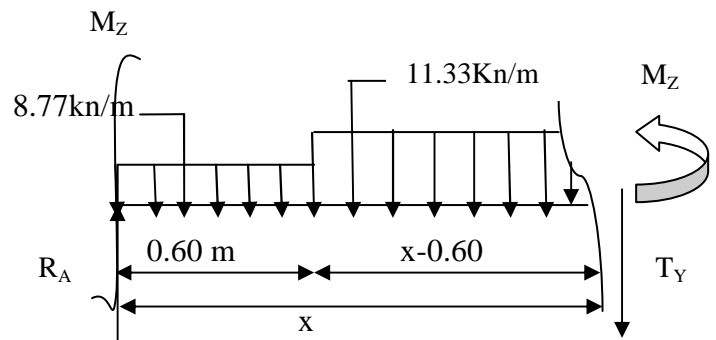
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=0.60 \text{ m}, & M(x=0.60) = 09.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ 2^{ieme} tronçon : $0.60 \leq x \leq 3.00 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{s3} (0.60) - q_{s1} (x-0.60)$$

$$\begin{cases} T(x=0.60) = 20.3 - 11.33 \times 0.60 = 13.50 \text{ KN} . \\ T(x=3) = 20.3 - 8.77 \times 3 - 11.33(3 - 0.60) = -13.60 \text{ KN} . \end{cases}$$



II -4-3- Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_Y = 0$ et $M_Z = \max$:

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s3} \times 1.20 - (x-1.20) q_{s1} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 20.3 - 11.33 x = 0$$

$$X = \frac{20.3}{11.33} = 1.79 \text{ m}$$

$$x = 1.769 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \times 1.20 \times (x - 0.6) - q_{s1} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 18.77x - 8.77 \times 0.60(x - 0.3) - 11.33 \left(\frac{(x - 0.60)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 1.5 + 13.50x - 5.66(x - 0.60)^2$$

$$\begin{cases} M(x = 0.60) = 9.68 \text{ KN.m} \\ M(x = 3) = 9.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **3^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.64$.

$$T(x) = -R_B + q_{s3}x.$$

$$T(x) = -27.98 + 8.77x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -27.98 \text{ KN} \\ T(x=1.64) = -13.60 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 24.7x - \frac{8.74}{2}x^2$$

$$M(x) = 27.98x - 4.38x^2.$$

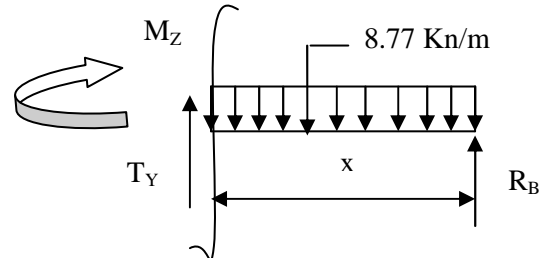
$$\begin{cases} x = 0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.64 \text{ m}, & M(x=1.64) = 38.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

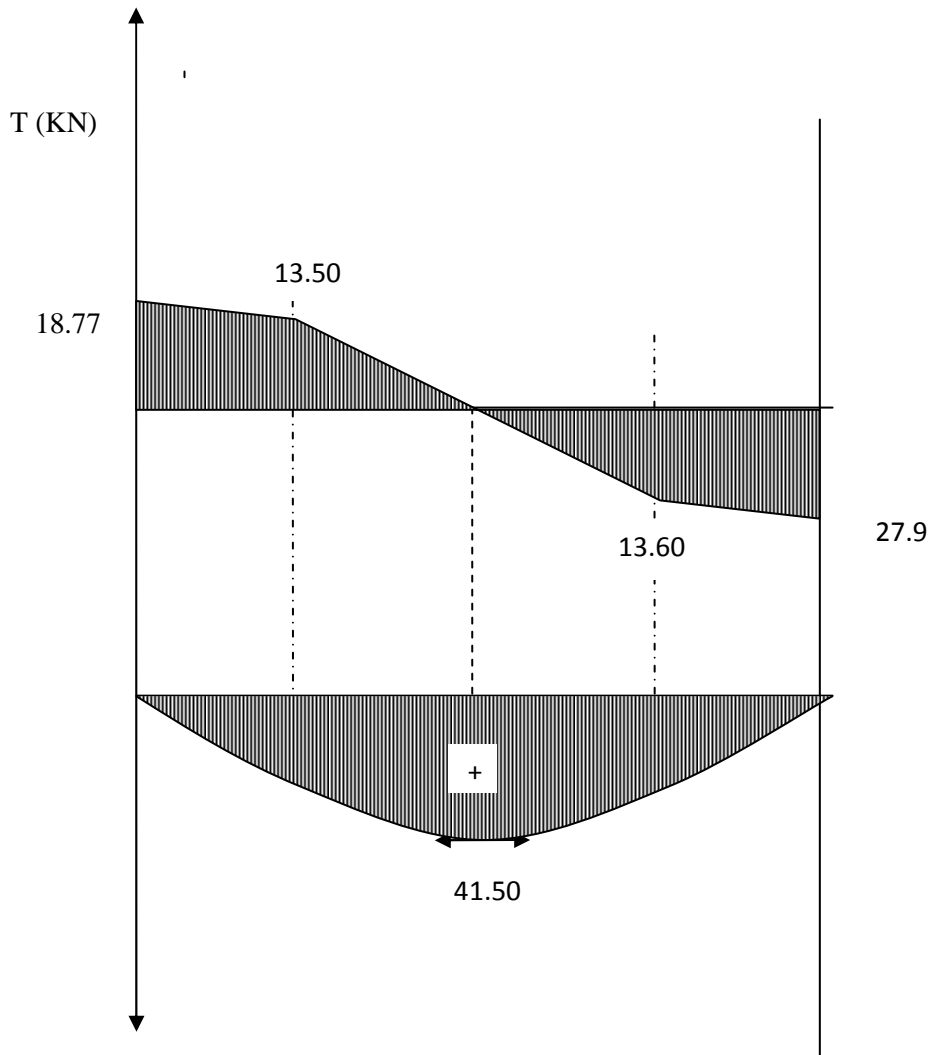
➤ **Calcul du moment max** :

On a pour : $x = 1.76 \text{ m}$: $T_Y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1.76) = 27.98(1.76) - 8.77 \times 0.60(1.76 - 0.3) - 11.33 \left(\frac{(1.76 - 1.64)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(1.76) = 41.50 \text{ KN.m}$$





Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = - 0.3 M^{max} = - 0.3 (41.50) = - 12.45 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{max} = 0.85 (41.50) = 35.27 \text{ KN.m}$

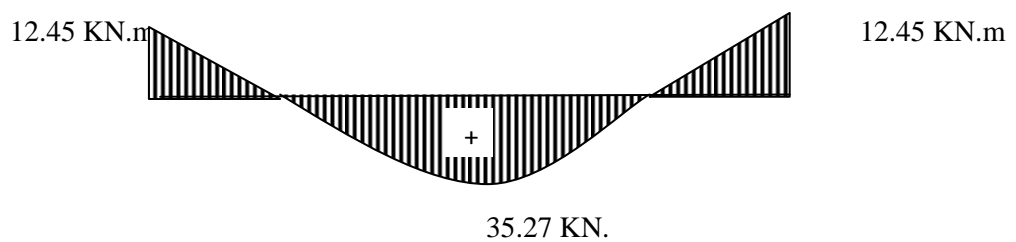


Fig. Diagramme des moments fléchissant (ELM)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

II -5- Vérification à l'ELS :

II -5-1- le calcul des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 MPa$$

Le calcul le moment limite de service M_{Is} équilibré par le béton seul (sans armatures comprimées) :

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} = 0.392$$

$$M_{Is} = 0.5 b d^2 \overline{\alpha} \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3}\right) = 0.5 \times 100 \times 17^2 \times 15 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{Is} = 73.863 \text{ Kn.m}$$

$M_{Is} > M_s = 12.45 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

➤ **Aux Appuis :**

$$u_1 = \frac{M_s}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}} = \frac{12.45 \cdot 1000}{100 \times 17^2 \times 348} = 0.0012$$

$$\mu_1 = 0,0012 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,132 \\ \alpha_1 = 0,180 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{100 \times 17 \times 0.132}{100} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 2.34 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 2.52 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent.

En travée :

$$M_{Is} = 0.5 b d^2 \overline{\alpha} \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3}\right) = 0.5 \times 100 \times 17^2 \times 15 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{Is} = 73.863 \text{ Kn.m}$$

$M_{Is} > M_s = 35.27 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

$$u_1 = \frac{M_{st}}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}} = \frac{35.27 \cdot 1000}{100 \times 17^2 \times 348} = 0.0035$$

$$\mu_1 = 0,0035 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,388 \\ \alpha_1 = 0,288 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{100 \times 17 \times 0,388}{100} = 6,596 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,596 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 6,596 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 7,69 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent.

II -5-2- Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

II -5-3- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \frac{17}{464} = 0,036 \leq 0,0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8,77 ; 11,33) = 11,33 \text{ KN/mL}$$

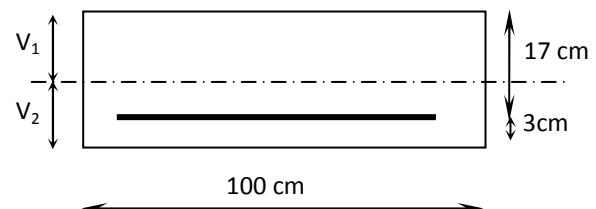
E_v : Module de déformation différé

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

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{.xx'} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 17) = 16410.95 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 7.69) = 2115.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{16410.35}{2115.35} = 7.75 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 7.75 = 12.25 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((12.25)^3 + (7.75^3)) + 15 \times 7.69 \times (12.25 - 3)^2$$

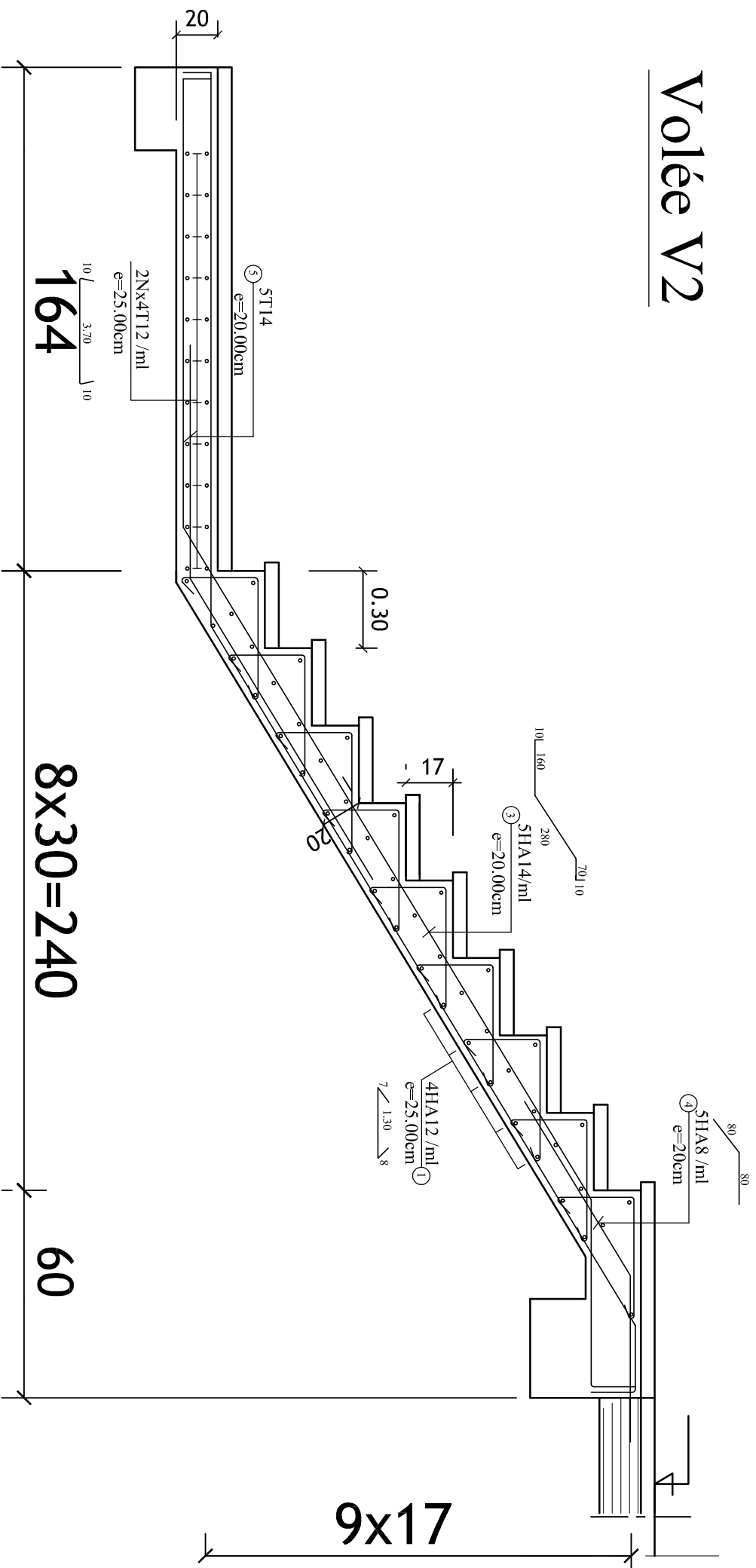
$$I = 86854.29 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.33 \times 10^3 \times (4.64)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 86854.29 \times 10^{-8}} = 0.0072 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.64}{500} = 0.00928 \text{ m}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Volée V2



Ferrailage des escaliers

III.4 .Les planchers à corps creux:

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

II.4.1errailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

▶ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_c}$$

$L = 65$ cm ; distance entre axes des poutrelles.

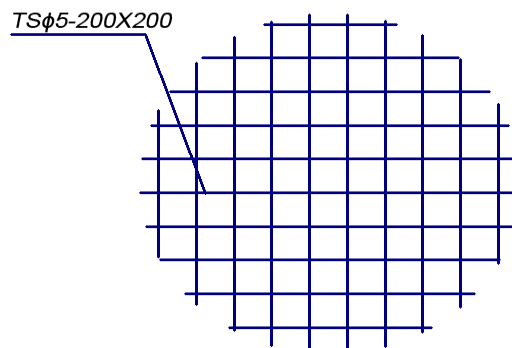
$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm

▶ Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm.



III.4.2. calcul de la poutrelle :

➤ La largeur de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\triangleright b_1 \leq \frac{l - b_0}{2}$$

$$\triangleright b_1 \leq \frac{l_1}{10}$$

$$\triangleright b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$$

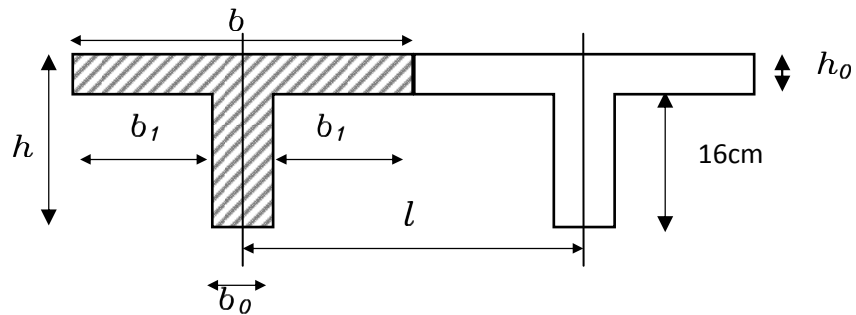


Fig III.1 Dimension de la poutrelle

Sachant que:

l : distance entre axe des poutrelles.

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.55$ m (la travée la plus sollicitée).

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

h : hauteur totale du plancher.

Donc :

$$(1) b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) b_1 \leq 470 / 10 = 47 \text{ cm}$$

$$(3) b_1 \leq (2 / 3) \times (470 / 2) = 156,67 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où : } b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

❖ 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12$ KN/ml

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62$ KN/ml

Poids ouvrier $Q = 1$ KN/m²

III.4.3. Calcul à L'ELU :**a)-Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.50 (1 \times 0.65) = 1.974 \text{ KN/ml}$$

b)-Ferrailage à l'ELU :

- **Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.974 \times (4.55)^2}{8} = 5.10 \text{ KN.ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.974 \times 4.55}{2} = 4.49 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature :

La hauteur $d = 1.5 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.49 \times 10^3}{12 \times 1.5^2 \times 14.2} = 11.71 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étriers pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc) ne soient pas nécessaires.

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.015)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.15 \text{ KN.ml}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.15}{1.974}} = 0.78 \text{ m}$$

On prend $l = 1 \text{ m}$ entre étais.

❖ **2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constante, reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie.

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.

Les charges supportées par la poutrelle :

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

- Charges permanentes $G = 5,5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/m}$

G : charge permanente de l'étage courant.

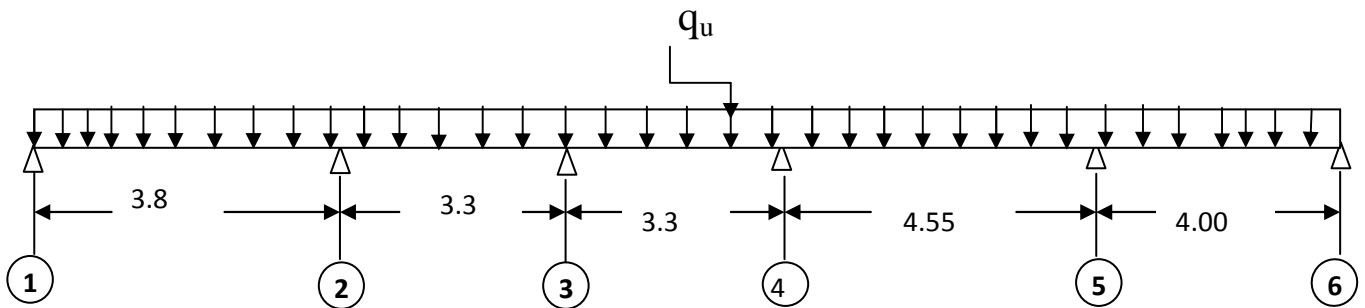
III.4.4.Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

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

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

NB : La poutrelle qui sera étudiée est celle de la file et c'est le cas le plus défavorable car les longueurs des travées sont plus importantes.



-Fig N° III.2 Schéma statique de la poutrelle

➤ **Les conditions de la méthode forfaitaire sont :**

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2 .

▶ $Q = 1.5 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ ml}\} = 7.15 \text{ KN} \dots$ la condition est vérifiée.

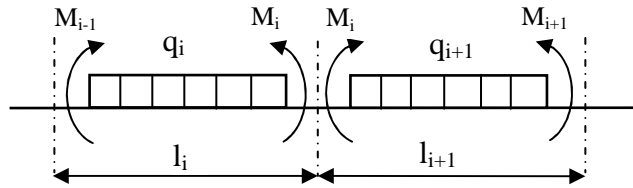
2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.la condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left. \begin{aligned} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.3}{4.55} = 0.72 \leq 0.8 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

Principe de la méthode des trois moments



❖ **Aux appuis :**

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

❖ **En travée :**

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

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

La position du moment maximum $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Avec : M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1$; i ; $i+1$.

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

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

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

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ($q_i = q_{i+1}$).

• **Combinaison des charges :**

III.4.5. A l'ELU

$$q_i = q_{i+1} = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.29 \text{ KN/m}$$

Calcul à l'ELU :

a) Calcul des moments fléchissant

❖ **Moment aux appuis :**

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = - \frac{q_i L_i^3 + q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$	M_i (KN.m)
1	0	3.8	6.29	$7.6M_1 + 3.8M_2 = -86.29$	-7.897
2	3.8	3.3	6.29	$3.8M_1 + 14.2M_2 + 3.3M_3 = -142.79$	-6.9133
3	3.3	3.3	6.29	$3.3M_2 + 13.6M_3 + 3.3M_4 = -113.02$	-4.4276

4	3.3	4.55	6.29	$3.3M_3 + 15.7M_4 + 4.55M_5 = -204.63$	-9.088
5	4.55	4.00	6.29	$4.55M_4 + 17.1M_5 + 4M_6 = -248.76$	-10.403
6	4.00	0	6.29	$4M_5 + 8M_6 = -100.64$	-7.378

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moment corrigés pour le calcul des moment en travées.

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = (-7.9307) - (1/3) \times (-7.9307) = -5.28 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-6.9133) - (1/3) \times (-6.9133) = -4.6 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-4.4276) - (1/3) \times (-4.4276) = -2.95 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-9.088) - (1/3) \times (-9.088) = -6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-10.4032) - (1/3) \times (-10.4032) = -6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (-7.378) - (1/3) \times (-7.378) = -4.91 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux travées :**

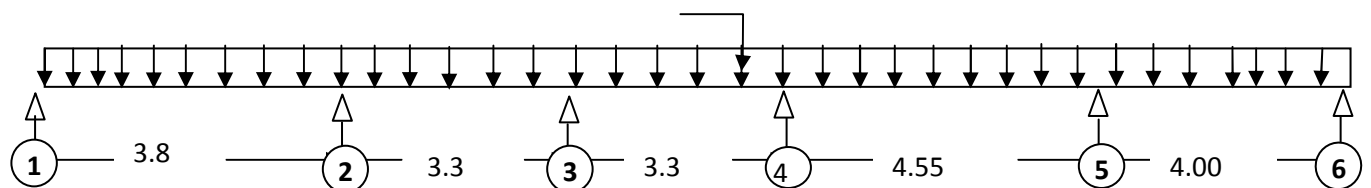
Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \cdot \frac{x}{L}$$

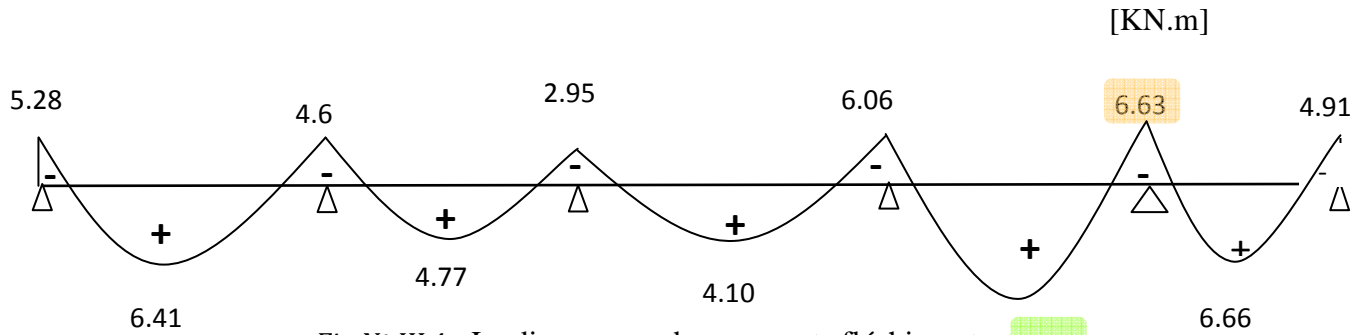
x_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante : $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$M(x)$	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	3.80	6.29	-5.28	-4.6	1.92	$-3.45x^2 + 12.13x - 5.28$	6.41
2-3	3.3	6.29	-4.6	-2.95	1.72	$-3.45x^2 + 10.86x - 4.6$	4.77
3-4	3.3	6.29	-2.95	-6.06	1.5	$-3.45x^2 + 9.42x - 2.95$	4.10
4-5	4.55	6.29	-6.05	-6.93	2.24	$-3.45x^2 + 14.09x - 6.05$	9.73
5-6	4.00	6.29	-6.93	-4.91	2.08	$-3.45x^2 + 13.08x - 6.93$	6.66

6.29KN.m



-Fig N° III.3 Schéma statique de la poutrel

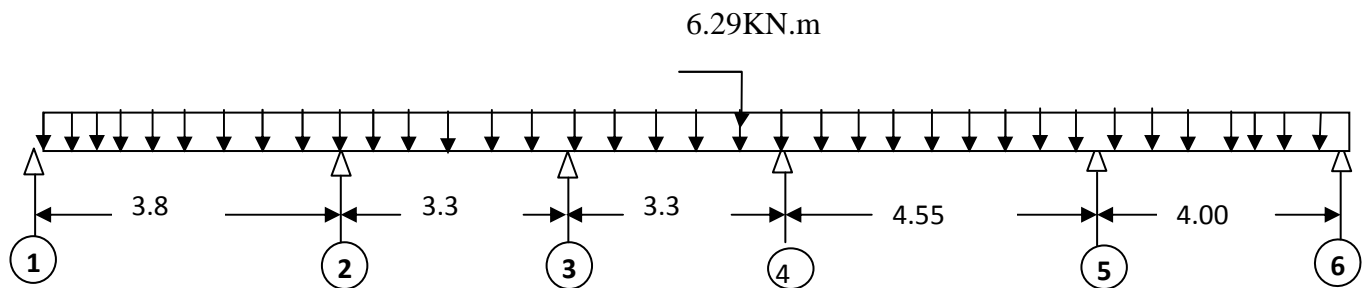


-Fig N° III.4 Le diagramme des moments fléchissant

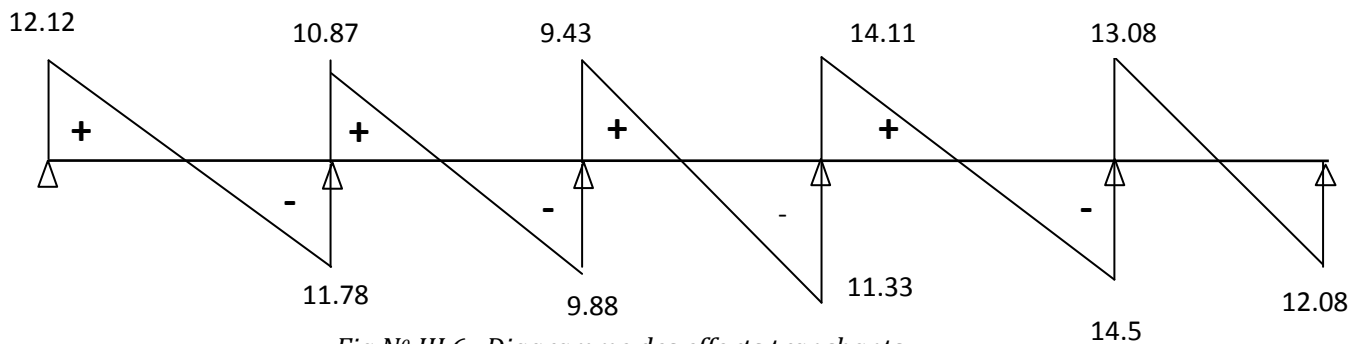
b) Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L (m)	Q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3.80	6.29	-5.28	-4.6	12.12	-11.78
2-3	3.3	6.29	-4.6	-2.95	10.87	-9.98
3-4	3.3	6.29	-2.95	-6.05	9.43	-11.33
4-5	4.55	6.29	-6.05	-6.93	14.11	-14.5
5-6	4.00	6.29	-6.93	-4.91	13.08	-12.08



-Fig N° III.5 Schéma statique de la poutre



-Fig N° III.6 Diagramme des efforts tranchants

Conclusion

$$M_{ut}^{\max} = 9.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{\max} = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 14.5 \text{ KN}$$

c) Ferrailage à l'ELU :**Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; \text{ soit } d = 17.5 \text{ cm}$$

En travées :

$$M_t^{\max} = 9.73 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,180 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 9.73 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

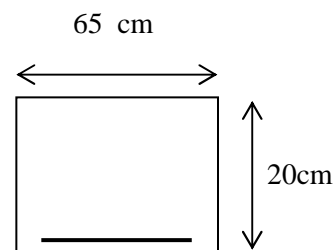
Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire de $(b \times h) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.73 \times 10^5}{65 \times 17.5^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.73 \times 10^5}{0,983 \times 17.5 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.62 \text{ cm}^2$$



$$\text{Soit } A_{st} = 3H10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 6.63 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b_0 \times h) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.63 \times 10^3}{12 \times (17.5)^2 \times 14,2} = 0.127$$

$$\mu = 0,127 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.127 \Rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.63 \times 10^3}{0.931 \times 17.5 \times 348} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$\text{En travée : } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right)$$

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

$$\text{Soit } 2 \text{ HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

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

Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15.75 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15.75 \text{ cm}$$

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

III.4.6. Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :** (Art. A.4.2.1/BAEL99)

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :**

$$A_{ap} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{3.33, 5\} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 14.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{14.5 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Art.A.6.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{ma} = 14.5 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres ;

n : nombre des barres.

En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \emptyset + 3.14 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.5 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.95 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.95 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.5 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.42 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.42 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînements des barres.

✓ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)

- **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{14.5 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

0.74 MPa < 13.33 MPa.....condition vérifiée

✓ **Appuis intermédiaires :**(art.A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_{max}}{0.9d}$

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.18 \times 14.5 = 2.35 \text{ KN.m}$$

➤ $M_u = 6.93 > 2.35 \text{ KN.m}$

➤ Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Section minimale d'armatures inférieures sur appui :** (art.A5.1.313.BAEL 91)

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

$$\frac{1.15}{400} \times 14.5 = 0.0416 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.0416 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{14.5 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

0.74 MPa < 21.67 MPa.....Condition vérifiée.

III.4.7.Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q = (5.5 + 1.5) \times 0.65 = 4.55 \text{ KN}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu)

On a $q_u = 6.29 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.55}{6.29} = 0.723$

► Calcul des moments fléchissants

❖ Les moments aux appuis

$M_1 = -5.28 \times 0.723 = -3.81 \text{ KN.m}$

$M_2 = -4.6 \times 0.723 = -3.32 \text{ KN.m}$

$M_3 = -2.95 \times 0.723 = -2.13 \text{ KN.m}$

$M_4 = -6.05 \times 0.723 = -4.37 \text{ KN.m}$

$M_5 = -6.93 \times 0.723 = -5.01 \text{ KN.m}$

$M_6 = -4.91 \times 0.723 = -3.54 \text{ KN.m}$

❖ Les moments en travées

$M_{t1} = 6.41 \times 0.723 = 4.63 \text{ KN.m}$

$M_{t2} = 4.77 \times 0.723 = 3.44 \text{ KN.m}$

$M_{t3} = 4.1 \times 0.723 = 2.96 \text{ KN.m}$

$M_{t4} = 9.73 \times 0.723 = 7.03 \text{ KN.m}$

$M_{t5} = 6.66 \times 0.723 = 4.81 \text{ KN.m}$

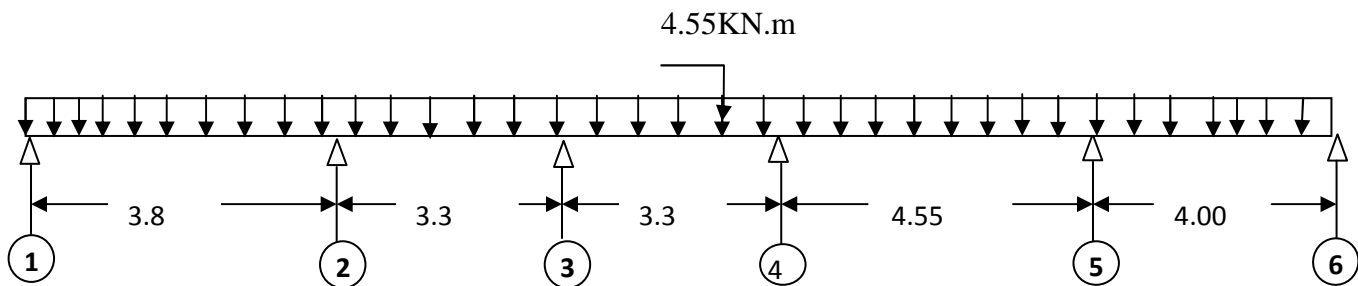
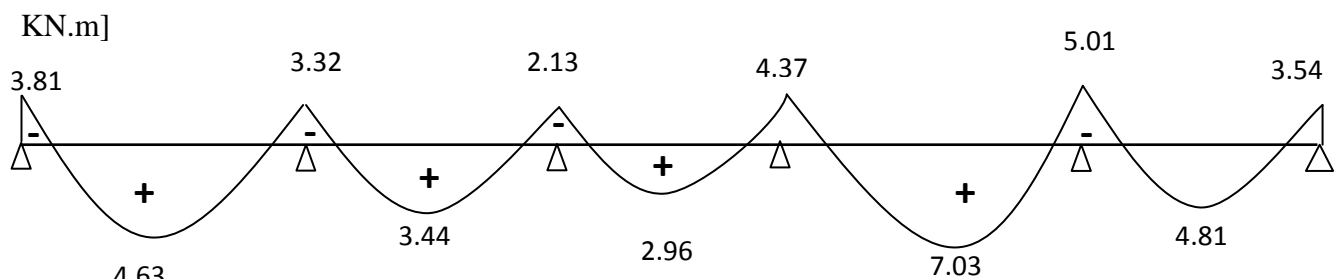


Fig N° III.7 Schéma statique de la poutelle



-Fig N° III.8 Diagramme des moments

► Calcul des efforts tranchants

$V_s = V_u \times 0.723$

Travées	L (m)	Q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3.80	6.29	-3.81	-3.32	8.73	-8.51
2-3	3.30	6.29	-3.32	-2.13	7.85	-7.14
3-4	3.30	6.29	-2.13	-4.37	6.81	-8.19
4-5	4.55	6.29	-4.37	-5.01	10.20	-10.48
5-6	4.00	6.29	-5.01	-3.54	9.45	-8.73

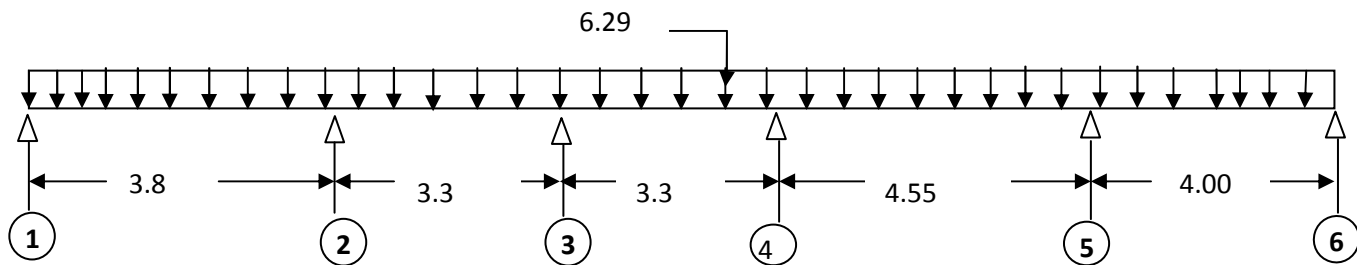


Fig N° III.9 Schéma statique de la poutrelle

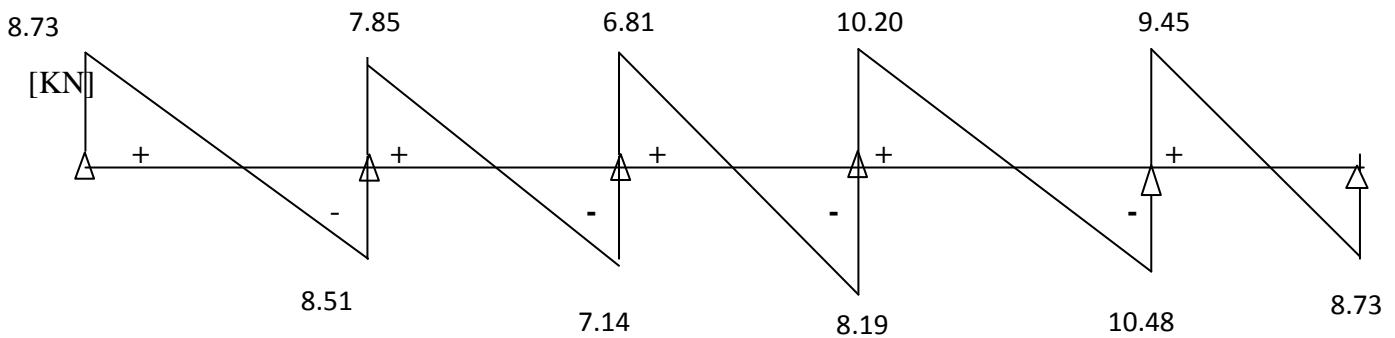


Fig N° III.10 Diagramme des efforts tranchants

Conclusion

$M_{st}^{max} = 7.03 \text{ KN.m}$

$M_{sa}^{max} = 5.01 \text{ KN.m}$

III.4.8. Vérification à l'E.L.S :

$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$

Le calcul le moment limite de service M_{ls} équilibré par le béton seul (sans armatures comprimées) :

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} = 0.392$$

$$M_{ls} = 0.5 b d^2 \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0.5 \times 65 \times 17.5^2 \times 15 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{ls} = 50.877 \text{ Kn.m}$$

$M_{ls} > M_s = 7.03 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

Aux appuis :

$$u_1 = \frac{M_s}{b d^2 \sigma_{st}} = \frac{7.03 \times 1000}{65 \times 17.5 \times 348} = 0.00101$$

$$\mu_1 = 0,00168 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,109 \\ \alpha_1 = 0.165 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{65 \times 17.5 \times 0.109}{100} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 1.23 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 2.35 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent.

En travée :

$$M_{ls} = 0.5 b d^2 \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0.5 \times 65 \times 17.5^2 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{ls} = 33.918 \text{ Kn.m}$$

$M_{ls} > M_s = 7.03 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

$$u_1 = \frac{M_{st}}{b d^2 \sigma_{st}} = \frac{33.918 \cdot 1000}{65 \times 17.5 \times 348} = 0.0085$$

$$\mu_1 = 0,0085 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,994 \\ \alpha_1 = 0.417 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{65 \times 17.5 \times 0.994}{100} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.13 \text{ cm}^2$$

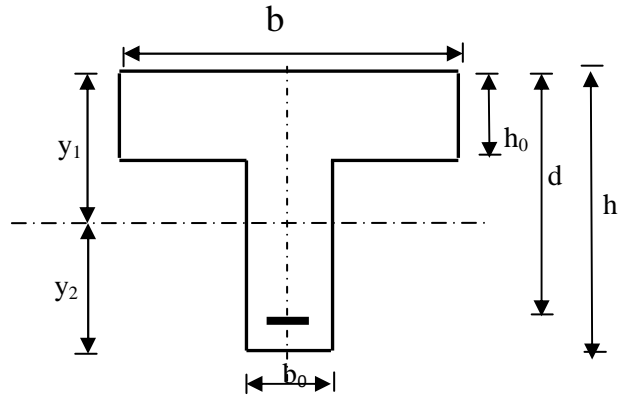
$A_{sts} = 1.13 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 2.35 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$



b) Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 17.5 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.25 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des coefficients : (λ_v , μ , I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.002$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.002} = 8.22$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.045 ; 0 \} = 0.045$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20003.25}{1 + 8.22 \times 0.045} = 16062.1 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{7.03 \times 4.55^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 16062.1 \times 10^{-8}} = 0.0083m = 8.3mm < \bar{f} = 9.1mm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

En travée : 3HA10

Sur appuis : 2HA10

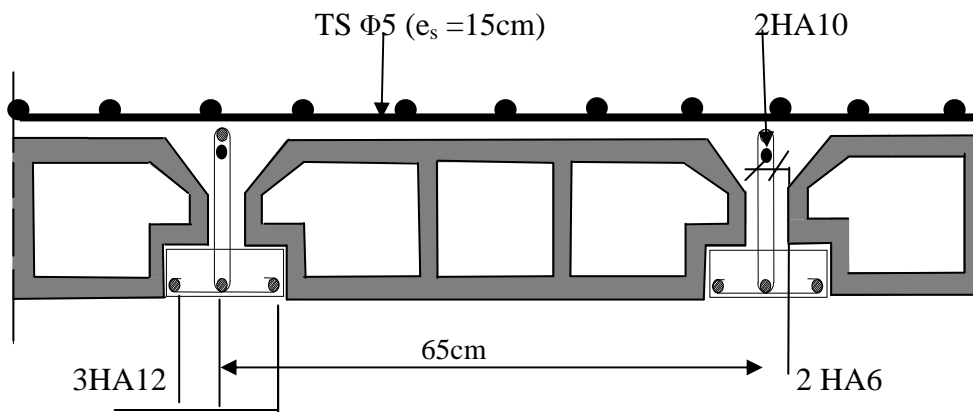


Fig.III.11 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

Poutrelles II :

❖ **Moment aux appuis :**

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -\frac{q_i.L_i^3 + q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4}$	M_i (KN.m)
1	0	3.3	6.29	$6.6M_1 + 3.3M_2 = -56.51$	-6.55
2	3.3	3.3	6.29	$3.3M_1 + 13.2M_2 + 3.3M_3 = -113$	-4.02
3	3.3	4.55	6.29	$3.3M_2 + 15.7M_3 + 4.55M_4 = -204.63$	-11.60
4	4.55	4.00	6.29	$3.3M_3 + 6.6M_4 = -56.51$	-2.00

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moment corrigés pour le calcul des moment en travées.

➤ *Calcul des moments corrigés aux appuis*

$$M_1 = (-6.55) - (1/3) \times (-6.55) = -4.36 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-4.02) - (1/3) \times (-4.02) = -2.68 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-11.6) - (1/3) \times (-11.6) = -7.73 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-2.00) - (1/3) \times (-2.00) = -1.33 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux travées :**

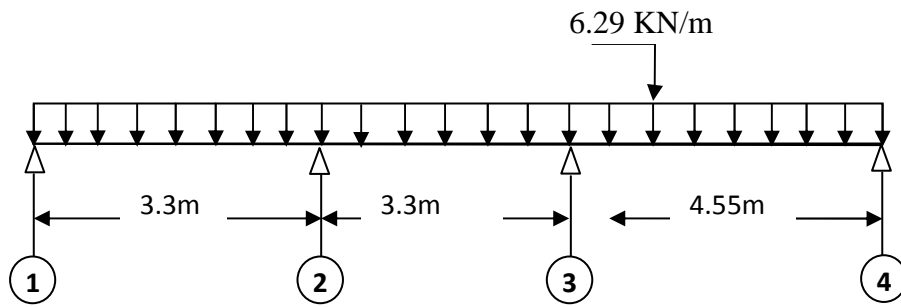
Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

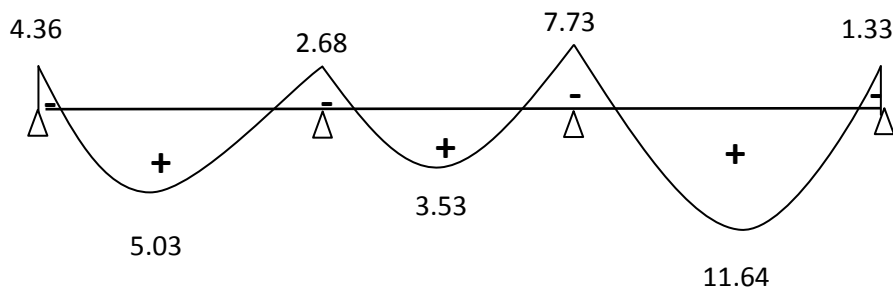
x_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation

suivante : $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$M(x)$	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	3.3	6.29	-4.36	-2.68	1.73	$-3.145x^2 + 10.87x - 4.36$	5.03
2-3	3.3	6.29	-2.68	-7.73	1.41	$-3.145x^2 + 8.84x - 2.68$	3.53
3-4	4.55	6.29	-7.73	-1.33	2.49	$-3.145x^2 + 15.61x - 7.33$	11.64



-Fig N° III.12 Schéma statique de la poutrelle

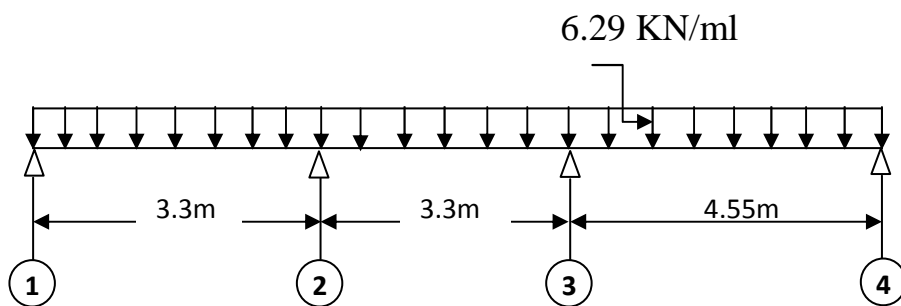


-Fig N° III.13 Le diagramme des moments fléchissant

b) Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L (m)	Qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3.3	6.29	-4.36	-2.68	10.87	-9.88
2-3	3.3	6.29	-2.68	-7.73	11.90	-8.85
3-4	4.55	6.29	-7.73	-1.33	12.90	-15.71



-Fig N° III.14 Schéma statique de la poutrelle

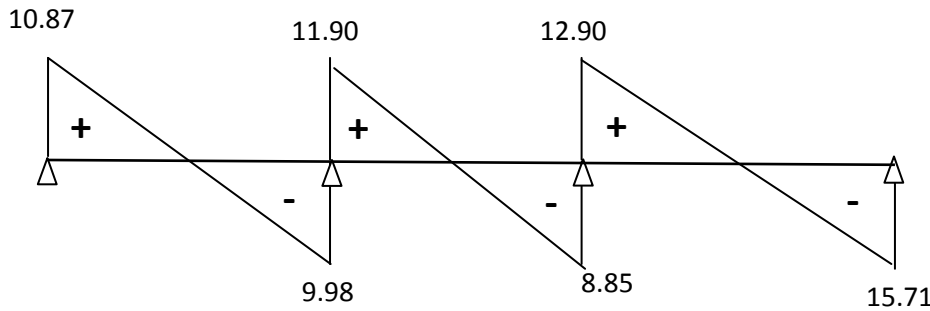


Fig N° III.15 Diagramme des efforts tranchants

Conclusion

$$M_{ut}^{max} = 11.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = 7.73 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 15.71 \text{ KN}$$

c) Ferrailage à l'ELU :

Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; \text{ soit } d = 17.5\text{cm}$$

En travées :

$$M_t^{max} = 11.64 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{max} = 11.64 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

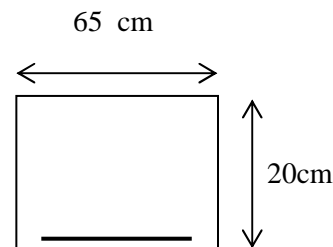
Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire de $(b \times h) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.64 \times 10^5}{65 \times 17.5^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,039 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.64 \times 10^5}{0,980 \times 17.5 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.89 \text{ cm}^2$$



Soit $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.9\text{cm}$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.73 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm^2

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.73 \times 10^3}{12 \times (17.5)^2 \times 14.2} = 0.140$$

$$\mu = 0.140 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.140 \Rightarrow \beta = 0.924$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.73 \times 10^3}{0.924 \times 17.5 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

En travée : 3HA12 = 3.39 cm^2 .

Aux appuis : 2HA10 = 1.57 cm^2 .

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right)$$

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

$$\text{Soit } 2 \text{ HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

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

Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15.75 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15.75 \text{ cm}$$

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

III.4.6. Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :** (Art.A.4.2.1/BAEL99)

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :**

$$A_{ap} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33, 5\} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 15.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{15.71 \times 10^3}{120 \times 175} = 0.727 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Art.A.6.1.3/BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier cette condition : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{ma} = 15.71 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres ;

n : nombre des barres.

En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.71 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 113.04} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.71 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 62.8} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînements des barres.

✓ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On prend : $l_s = 40$ cm

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)

- **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{15.71 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

0.80 MPa < 13.33 MPa condition vérifiée

✓ **Appuis intermédiaires :** (art.A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_{max}}{0.9d}$

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.175 \times 15.71 = 2.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_u = 7.73 > 2.54 \text{ KN.m}$$

➤ Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Section minimale d'armatures inférieures sur appui :** (art.A5.1.313.BAEL 91)

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

$$\frac{1.15}{400} \times 15.71 = 0.045 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.045 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{15.71 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 0.808 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

0.808 MPa < 21.67 MPa Condition vérifiée.

III.4.7.Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q = (5.5 + 1.5) \times 0.65 = 4.55 \text{ KN}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{On a } q_u = 6.29 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.55}{6.29} = 0.723$$

► Calcul des moments fléchissants

❖ Les moments aux appuis

$$M_1 = -4.36 \times 0.723 = -3.15 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -2.68 \times 0.723 = -1.93 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7.73 \times 0.723 = -5.58 \text{ KN.m}$$

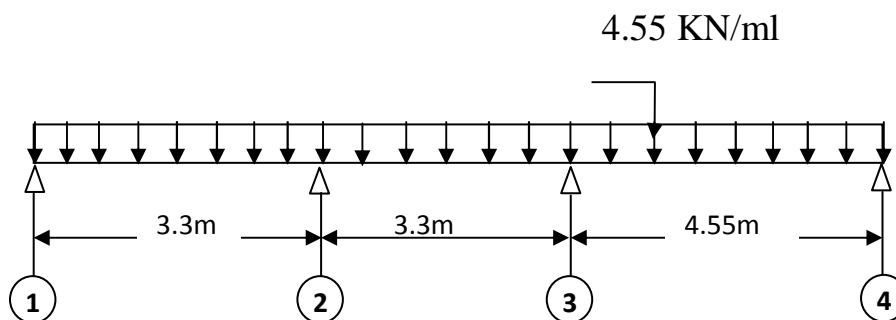
$$M_4 = -1.33 \times 0.723 = -0.96 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments en travées

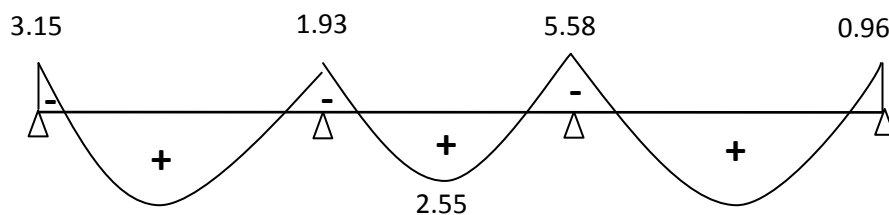
$$M_{t1} = 5.03 \times 0.723 = 3.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 3.53 \times 0.723 = 2.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 11.64 \times 0.723 = 8.41 \text{ KN.m}$$



-Fig N° III.16 Schéma statique de la poutrelle.

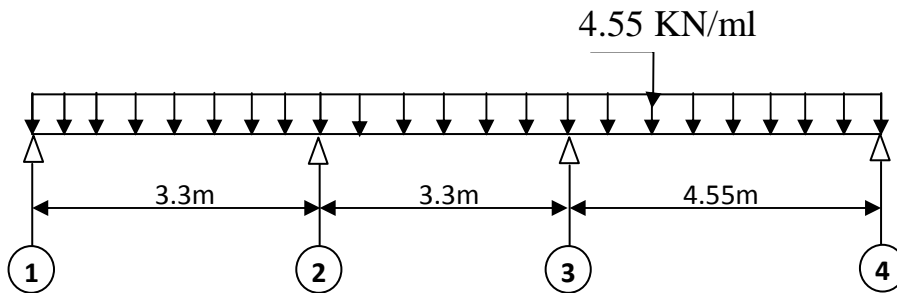


-Fig N° III.17 Le diagramme des moments fléchissant

► Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = V_u \times 0.723$$

Travées	L (m)	Q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3.3	4.55	-3.15	-1.93	7.85	-7.14
2-3	3.3	4.55	-1.93	-5.58	8.6	-6.39
3-4	4.55	4.55	-5.58	-0.96	9.32	-11.35



-Fig N° III.18 Schéma statique de la poutrelle

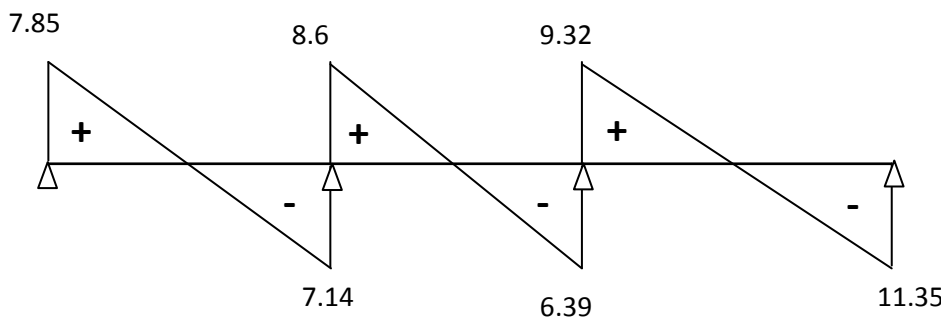


Fig N° III.19 Diagramme des efforts tranchants

Conclusion :

$$M_{st}^{max} = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{max} = 11.35 \text{ KN}$$

III.4.8.Vérification à l'E.L.S :

❖ **État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables ⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Le calcul le moment limite de service M_{ls} équilibré par le beton seul (sans armatures

comprimées) :
$$\bar{\alpha} = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} = 0.392$$

$$M_{Is} = 0.5 b d^2 \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0.5 \times 65 \times 17.5^2 \times 15 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{Is} = 50.877 \text{ Kn.m}$$

$M_{Is} > M_s = 8.41 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

Aux appuis :

$$u_1 = \frac{M_s}{b d^2 \sigma_{st}} = \frac{8.41 \times 1000}{65 \times 17.5 \times 348} = 0.0021$$

$$\mu_1 = 0,0021 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,231 \\ \alpha_1 = 0.234 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{65 \times 17.5 \times 0.231}{100} = 1. \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 1.23 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 2.35 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent.

En travée :

$$M_{Is} = 0.5 b d^2 \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0.5 \times 65 \times 17.5^2 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{Is} = 33.918 \text{ Kn.m}$$

$M_{Is} > M_s = 7.03 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

$$u_1 = \frac{M_{st}}{b d^2 \sigma_{st}} = \frac{33.918 \cdot 1000}{65 \times 17.5 \times 348} = 0.0085$$

$$\mu_1 = 0,0085 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,994 \\ \alpha_1 = 0.417 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{65 \times 17.5 \times 0.994}{100} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 2.62 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 3.39 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent

❖ **Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 455 cm.

- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{St} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{20}{455} = 0.043 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4550}{500} = 9.1 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

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

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.8 \text{ cm}^2$$

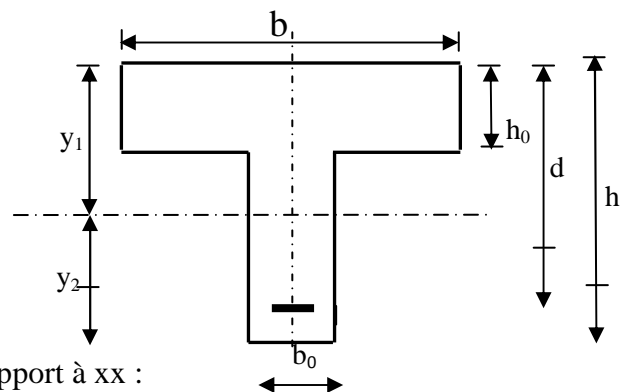
b) Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 36739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3644.8}{497.6} = 7.43 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$



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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 28656.38 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des coefficients : (λ_v , μ , I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.015} = 1.09$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.685 ; 0 \} = 0.685$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 28656.38}{1 + 1.09 \times 0.685} = 18047.12 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{8.41 \times 4.55^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 18047.12 \times 10^{-8}} = 0.0089 \text{ m} = 8.9 \text{ mm} < \bar{f} = 9.1 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

En travée : 3HA12

Sur appuis : 2HA10

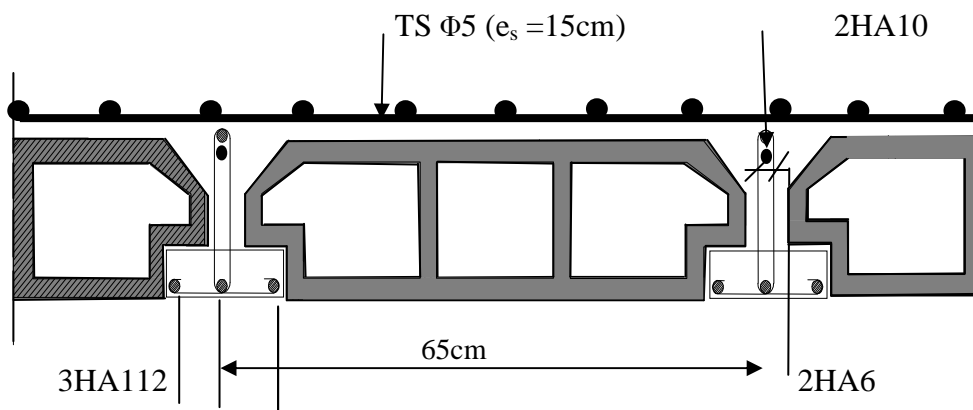


Fig.III.20: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

Poutrelles III :

❖ **Moment aux appuis :**

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -\frac{q_i.L_i^3 + q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4}$	M_i (KN.m)
1	0	3.3	6.29	$9.1M_1 + 4.55M_2 = -148$	-12.99
2	3.3	4.55	6.29	$3.3M_1 + 15.7M_2 + 4.55M_3 = -204.6$	-6.528
3	4.55	0	6.29	$4.55M_2 + 9.1M_3 = -148.12$	-13.01

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moment corrigés pour le calcul des moment en travées.

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = (-12.99) - (1/3) \times (-12.99) = -8.66 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-6.528) - (1/3) \times (-6.528) = -4.352 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-13.01) - (1/3) \times (-13.01) = -8.67 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux travées :**

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

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \cdot \frac{x}{L}$$

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

suivante : $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$M(x)$	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	3.3	6.29	-8.66	-4.352	1.85	$-3.45x^2 + 11.67x - 8.66$	2.16
2-3	4.55	6.29	-4.352	-8.67	2.12	$-3.45x^2 + 13.36x - 4.352$	9.83

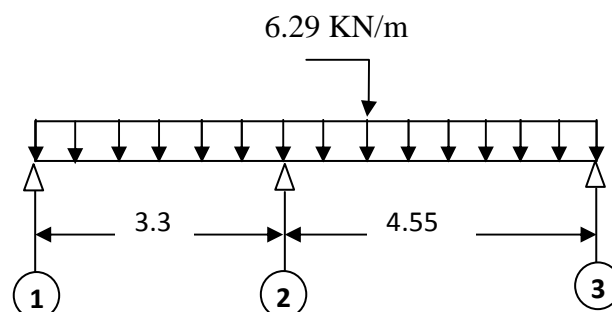


Fig N° III.21 Schéma statique de la poutrelle

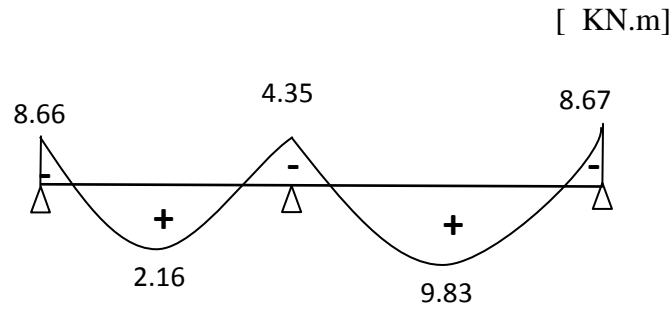


Fig. III.23 Schéma diagramme des moments

b) Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L (m)	Qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3.3	6.29	-8.66	-4.352	11.67	-9.08
2-3	4.55	6.29	-4.352	-8.67	13.36	-15.25

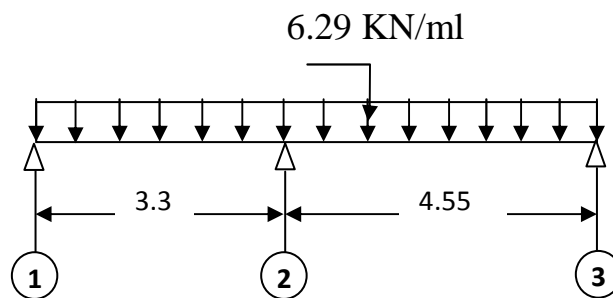


Fig N° III.24 Schéma statique de la poutrel

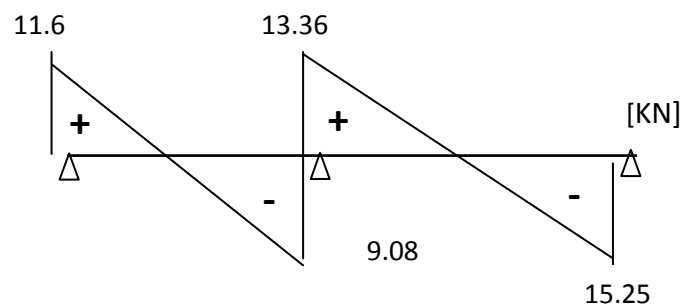


Fig. III.25 Schéma diagramme des efforts tranchants

Conclusion

$$M_{ut}^{max} = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = 8.67 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 15.25 \text{ KN}$$

c) Ferrailage à l'ELU :

Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

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

En travées :

$$M_t^{\max} = 9.83 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,180 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 9.83 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

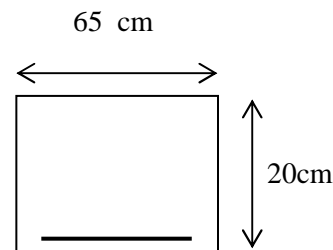
Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire de $(b \times h) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.83 \times 10^5}{65 \times 17.5^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.83 \times 10^5}{0,984 \times 17.5 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.59 \text{ cm}^2$$



$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8.67 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b_0 \times h) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8.67 \times 10^3}{12 \times (17.5)^2 \times 14,2} = 0.157$$

$$\mu = 0,157 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.157 \Rightarrow \beta = 0.915$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.67 \times 10^3}{0,915 \times 17.5 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

En travée : $3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0,57 \text{ cm}$$

Soit 2 HA8 = 1.00 cm^2

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

Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(15,75 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15,75 \text{ cm}$$

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

III.4.6.Vérification à l'ELU :✓ **Condition de non fragilité :** (Art.A.4.2.1/BAEL99)

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :**

$$A_{\text{ap}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$A_{\text{st}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{3.33, 5\} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} 15.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{15.25 \times 10^3}{120 \times 175} = 0.706 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Art.A.6.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{ma} = 15.25 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres ;

n : nombre des barres.

En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.25 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 94.2} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.25 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 62.8} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.49 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînements des barres.

✓ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)

• **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{15.25 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

0.78MPa < 13.33 MPcondition vérifiée

✓ **Appuis intermédiaires** :(art.A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des

armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_{max}}{0.9d}$

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.175 \times 15.25 = 2.47 \text{KN.m}$$

➤ $M_u = 8.67 > 2.47 \text{KN.m}$

➤ Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Section minimale d'armatures inferieures sur appui** : (art.A5.1.313.BAEL 91)

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

$$\frac{1.15}{400} \times 13.21 = 0.0379 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{cm}^2 > 0.036 \text{cm}^2$ condition vérifiée.

Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{15.25 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 0.784 \text{MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{MPa}$$

0.784MPa < 21.67 MPa.....Condition vérifiée.

III.4.7.Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q = (5.5 + 1.5) \times 0.65 = 4.55 \text{KN}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu)

$$\text{On a } q_u = 6.29 \text{KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.55}{6.29} = 0.723$$

▶ **Calcul des moments fléchissants**

❖ **Les moments aux appuis**

$$M_1 = -8.66 \times 0.723 = -6.26 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -4.352 \times 0.723 = -3.14 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -8.67 \times 0.723 = -6.26 \text{KN.m}$$

❖ Les moments en travées

$$M_{11} = 2.16 \times 0.723 = 1.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{12} = 9.83 \times 0.723 = 7.10 \text{ KN.m}$$

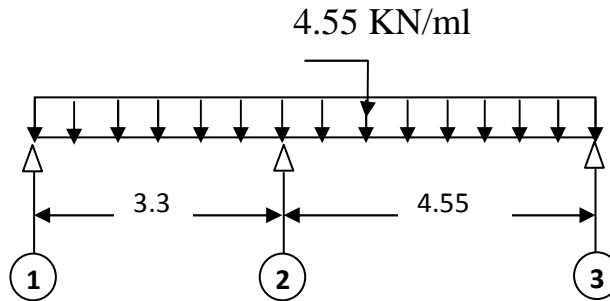


Fig N° III.26 Schéma statique de la poutelle

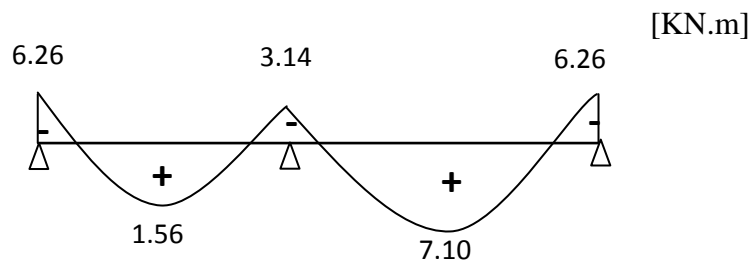


Fig. III.27 Shéma diagramme des moments

► Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.723$$

Travées	L (m)	Q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3.3	4.55	-6.26	-3.14	8.43	-6.56
2-3	4.55	4.55	-3.14	-6.26	9.65	-11.02

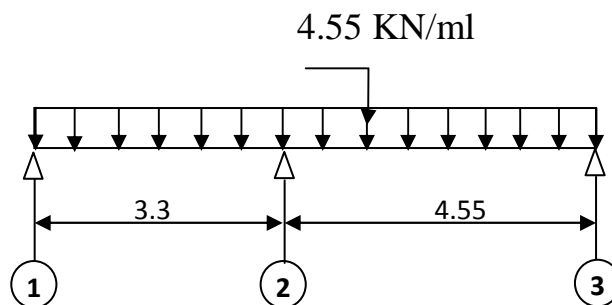


Fig N° III.28 Schéma statique de la poutelle

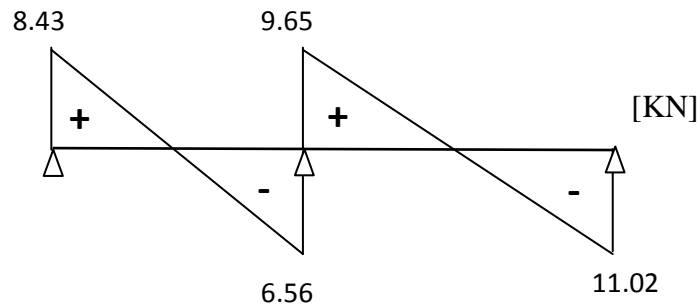


Fig. III.29 Schéma diagramme des efforts tranchants

Conclusion :

$$M_{st}^{\max} = 7.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{\max} = 11.02 \text{ KN}$$

III.4.8. Vérification à l'E.L.S :**❖ État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**❖ Le calcul le moment limite de service M_{ls} équilibré par le béton seul (sans armatures comprimées) :**

$$\alpha = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} = 0.392$$

$$M_{ls} = 0.5 \overline{b} d^2 \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.5 \times 65 \times 17.5^2 \times 15 \times 0.392 \times \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{ls} = 50.877 \text{ Kn.m}$$

$M_{ls} > M_s = 7.10 \text{ Kn.m} \rightarrow$ les armatures simples suffisent .

❖ Aux appuis :

$$u_1 = \frac{M_s}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}} = \frac{7.10 \times 1000}{65 \times 17.5 \times 348} = 0.00179$$

$$\mu_1 = 0.00179 \longrightarrow \text{Tableau} \left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 0.192 \\ \alpha_1 = 0.213 \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{b d \rho_1}{100} = \frac{65 \times 17.5 \times 0.213}{100} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 1.39 \text{ cm}^2 < A_{stu} = 2.35 \text{ cm}^2$ donc les armatures de l'ELU suffisent.

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

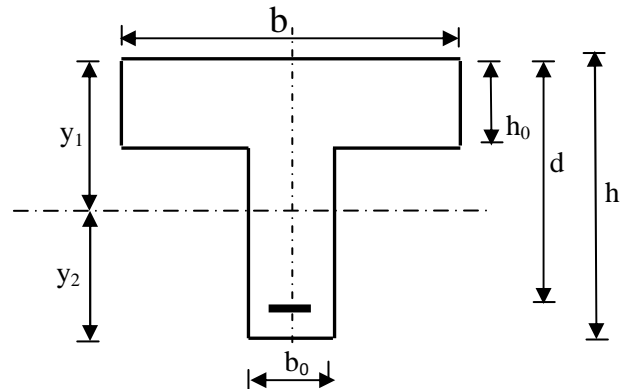
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$



b) Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.69 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.69^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.69 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.25 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des coefficients : (λ_v , μ , I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,002$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.002} = 8.22$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{-0.08 ; 0\} = 0$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20003.25}{1 + 8.22 \times 0} = 22003.57 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{7.10 \times 4.55^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 22003.57 \times 10^{-8}} = 0.0061 \text{ m} = 6.17 \text{ mm} < \bar{f} = 9.1 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

En travée : 3HA10

Sur appuis : 2HA10

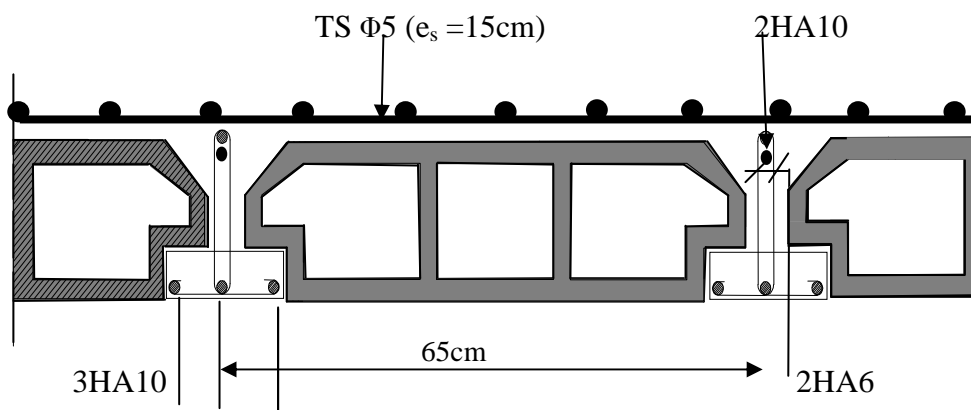


Fig.30 : Plan de ferrillage du plancher en corps creux.

III.5-Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.5.1 détermination des charges :

Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = (6.45\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 6.45\text{KN/ml}$

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur : $g = ((0.9) + (0.2 \times 2)) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.3\text{KN}$

Charges d'exploitations :

Surcharge: $Q = (3.5\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 3.5\text{KN/ml}$

Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

a) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 6.45 + 1.5 \times 3.5 = 13.96 \text{ KN/ml}$$

$$g_u = 1.35 \times 1.3 = 1.775 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts internes:

• La réaction d'appui :

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_u - (q_u \times L) = 0$$

$$R_A = 1.775 + (13.96 \times 1.4) = 21.29 \text{ KN}$$

$$R_A = 21.29 \text{ KN}$$

• L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = - q_u \times (x) - g_u$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = -1.775 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1.4 \Rightarrow T_y = -21.29 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_z = - q_u \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_u \times (x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1.4 \Rightarrow M_z = -16.13 \text{ KN.m}$$

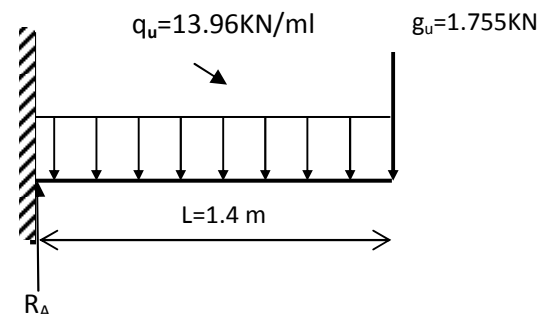
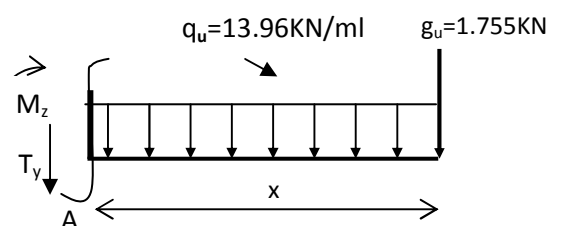
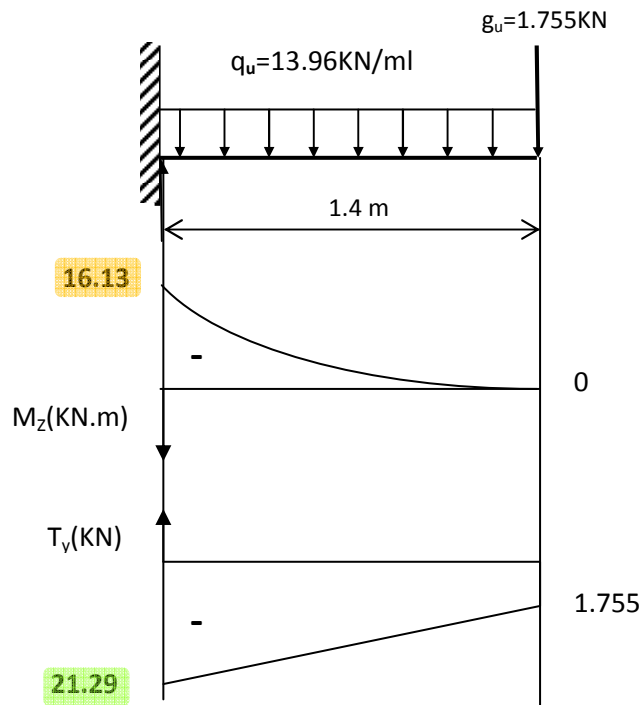


Schéma statique de calcul à l'ELU





FigIII.7.1 Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.5.2 Calcul à l'ELU :

La hauteur $d = 12\text{cm}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.13 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.078.$$

$$\mu_u = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.950.$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.13 \times 10^3}{0.950 \times 12 \times 348} = 4.06 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}10 = 4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

Vérifications à l'ELU :

- a) Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

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

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376$ La condition est vérifiée

b) Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 4 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$V_u = 21.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.29 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(\frac{0.15}{1.5} \times 25 \right), 4 \right\} = \min \{ 2.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$La condition est vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.29 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)

• **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Espacement des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ La condition est vérifiée.

- **Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$S_t = 20\text{cm} \leq 45 \text{ cm}$ La condition est vérifiée.

III.5.3.Calcul à l'ELS:

- a) **Combinaison de charge :**

La dalle pleine: $q_s = G+Q = (6.45+3.5) \times 1\text{m} = 9.95 \text{ KN/ml}$

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

- b) **Calcul des efforts internes:**

- **La réaction d'appui :**

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_s - (q_s \times L) = 0$$

$$R_A = 1.3 + (9.95 \times 1.3) = \mathbf{15.23 \text{ KN}}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = - q_s \times (x) - g_s$$

Si $x=0 \Rightarrow T_y = \mathbf{-1.3\text{KN}}$

Si $x=1.4 \Rightarrow T_y = \mathbf{-15.23 \text{ KN}}$

- **Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$**

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow M_z = - q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_s \times (x)$$

Si $x=0 \Rightarrow M_s = \mathbf{0 \text{ KN}}$

Si $x=1.3 \Rightarrow M_s = \mathbf{-11.57 \text{ KN.m}}$

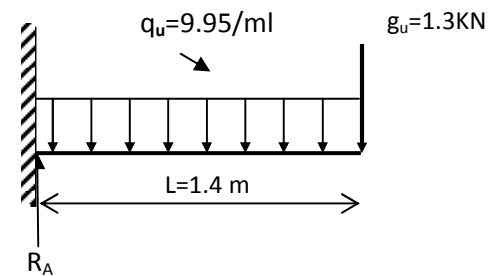
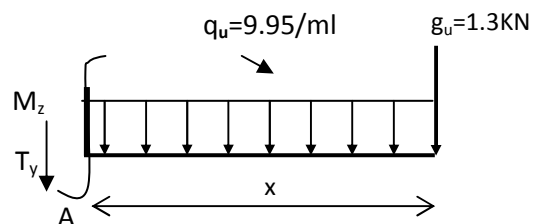


Schéma statique de calcul à l'ELS



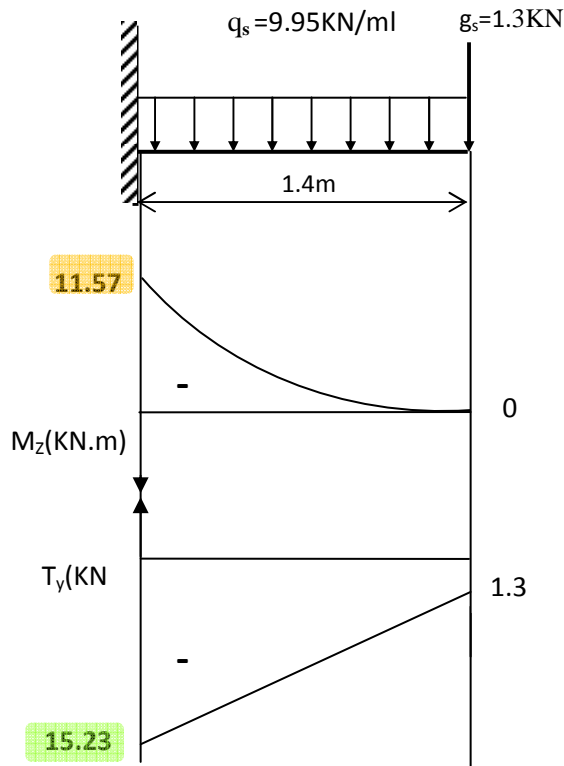


Fig III.7.2. Diagramme des efforts internes à

c) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.396$$

$$\rho = 0.396 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.903, k_1 = 36.55 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.10 \times 10^3}{0.903 \times 4.52 \times 12} = 217.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{217.06}{36.55} = 5.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} < \sigma_s = 217.06 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

e) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 30 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 305 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

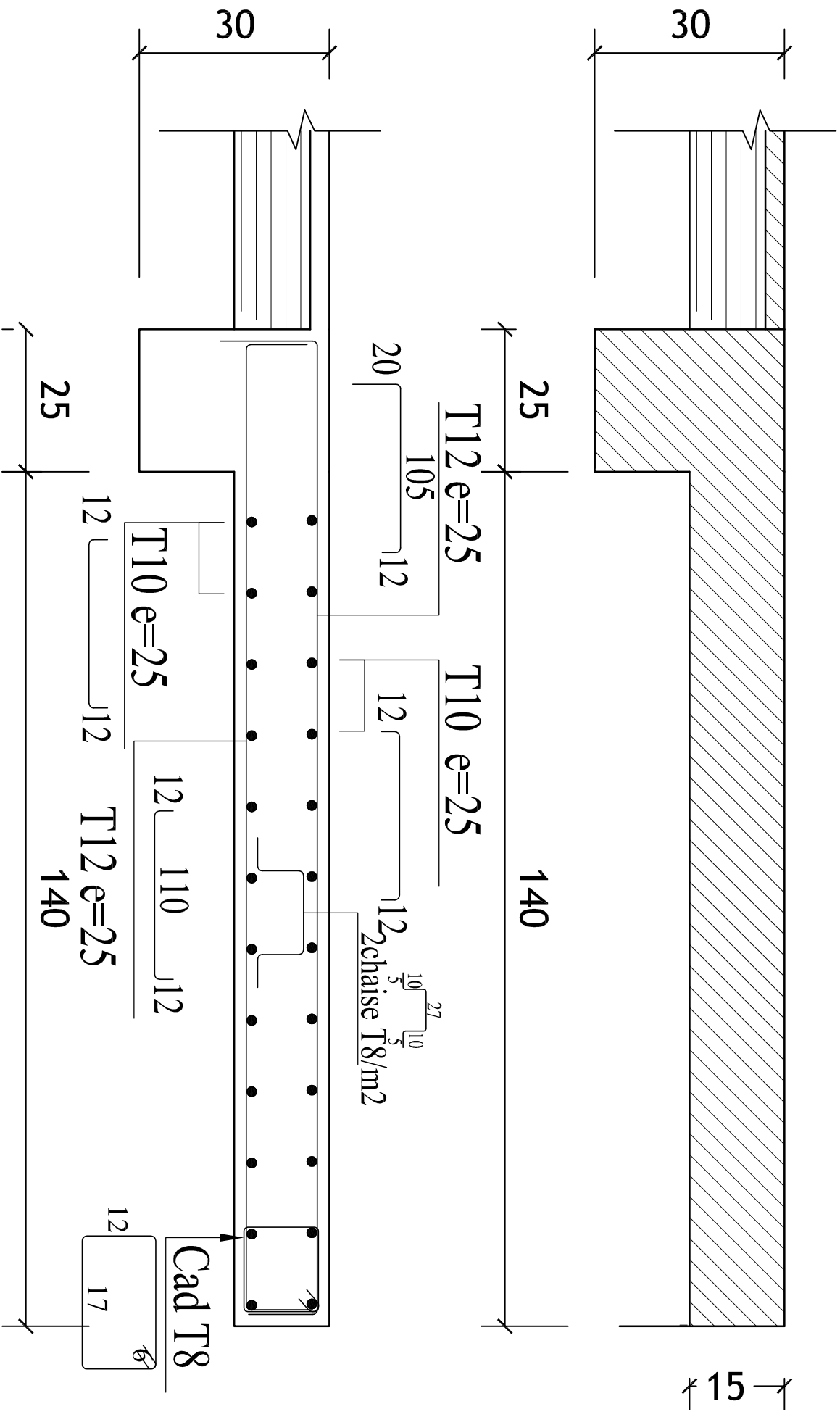
M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \\ \frac{M_s}{10 M_0} &= \frac{10.10}{10 \times 11.4} = 0.1 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b \times d} &= \frac{4.52}{100 \times 11.4} = 0.0039 \\ \frac{4.2}{f_e} &= \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

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



plan de ferrailage des bacans

III-6) Calcul de la salle machinent :

III-6-1 Introduction :

Vis-à-vis de nombre d'étage important de notre immeuble (10 niveaux), la présence d'un ascenseur est obligatoire.

- La surface de cabinet est : $S = 1.80 \times 1.80 = 3.24 \text{ m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

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

$$L_x = 1,80\text{m.} \quad ; \quad L_y = 1.80\text{m} \quad ; \quad S = 3.24\text{m}^2$$

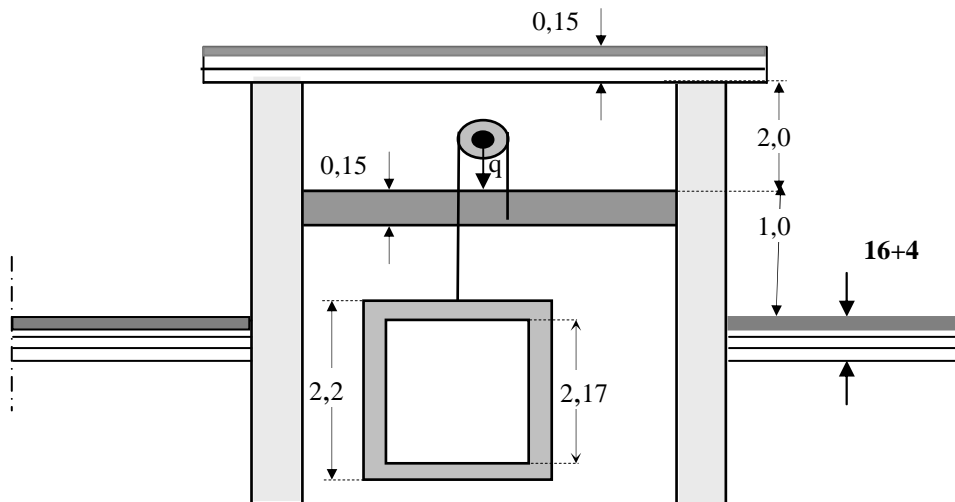


Figure : Schéma de l'ascenseur

III-6-2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

a. Epaisseur de la dalle h_0 :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm .}$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$h_0 \geq 12\text{cm}$. Donc on opte $h_0 = 15 \text{ cm}$.

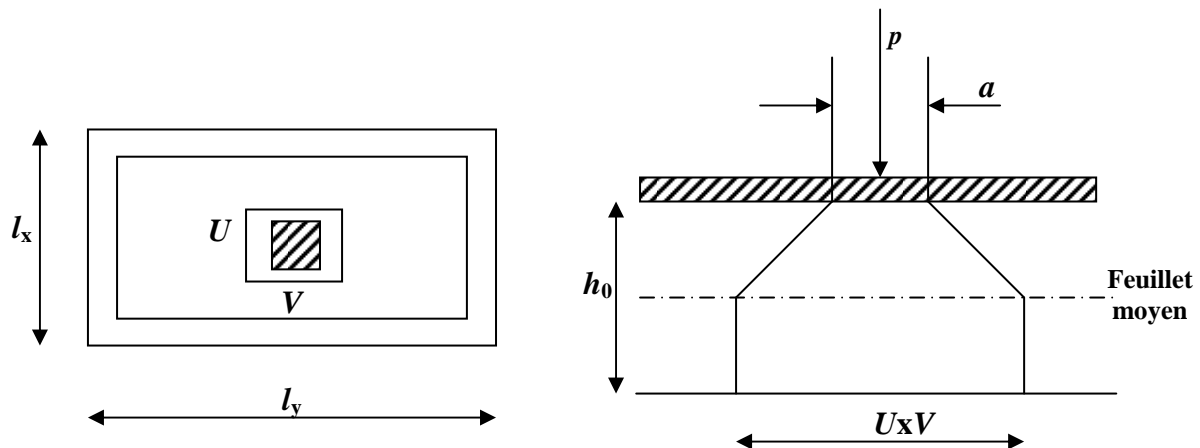


Fig.: schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 4 appuis .elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle (U×V), son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + K.h_r + h_0 \\ V = V_0 + K.h_r + h_0 \end{cases}$$

Avec: $h_0 = 15\text{cm}$;

h_r : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$).

K : revêtement aussi solide que le béton

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$.

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

Les côtés U_0 et V_0 sont respectivement parallèles à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD.

La dalle est appuyée sur ses quatre cotés.

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = q_u (M_2 + \nu M_1).$$

ν : coefficient de poisson ; $\nu = 0$ à l'ELU

$$\frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0.6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6$$

$$M_1 = 0,076 \quad M_2 = 0,076$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5\text{KN}$$

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times 0.076 = 9.234 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u (M_2 + \nu M_1) = 121.5 \times 0.076 = 9.234 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle plane :

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

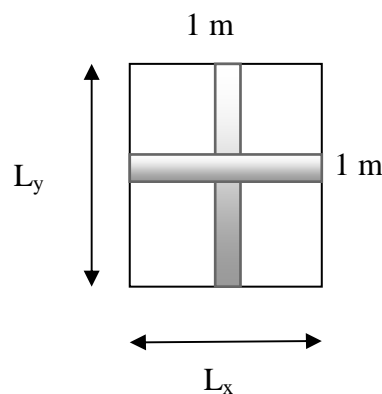
Les moments sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs :

$$\mu_x = 0.0368 \quad ; \quad \mu_y = 1$$



Poids propre de la dalle :

$$G = 0.15 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 4.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0368 \times 8.0475 \times 1.80^2 = 1.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = M_{y1} = \mu_y M_{x2} = 1 \times 1.95 = 1.95 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments agissant au centre du panneau:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.234 + 0.95 = 10.184 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.234 + 0.95 = 10.184 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 10.184 = -3.055 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.184 = 8.656 \text{ KN.m}$$

e) Ferrailage de la dalle :

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

➤ Dans le sens x-x

• En travée :

$$M_{ut} = 8.147 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.147 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.0367 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.032 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.147 \times 10^3}{0.982 \times 12.5 \times 348} = 1.90 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2)$$

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

• Aux appuis :

$$M_{uap} = -3.055 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.055 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.0137 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0137 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.055 \times 10^3}{0.993 \times 12.5 \times 348} = 0.707 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8 (A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$$

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

➤ Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :

• En travée :

$$A_{st} = 1.90 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2).$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$A_{st} = 0.707 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8 (A_s = 2.01 \text{ cm}^2).$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.6.3) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \rho_0 \times \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec : } \rho_0 : \text{ le rapport du volume des aciers à celui du béton.}$$

$$\rho_0 = 0.8\% \text{ (HA de classe FeE400)}$$

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) = 0,0008$$

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

Armatures supérieures :

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

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

En travée :

$$A_x = 3,14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99) :

Sens principal :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens perpendiculaire :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

P_u : charge de calcul à L'ELU.

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

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$P_u = 121.5 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.219 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\tau < \bar{\tau}$ condition est vérifiée.

Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :

On doit vérifier : $\emptyset \leq \emptyset_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$.

Aux appuis on a un diamètre de $\emptyset = 8\text{mm} \leq \emptyset_{max} = 15\text{ mm}$ condition vérifier

En travée on a un diamètre de $\emptyset = 10\text{mm} \leq \emptyset_{max} = 15\text{ mm}$ condition vérifier

Vérification à l'ELS :

Evaluation des moments

Calcul des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrés par le système du levage :

Coefficient de poisson $\nu = 0.2$ à l'ELS

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

$$\frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0.6$$

$$M_1 = M_2 = 0.076$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.076 + 0.2 \times 0.076) = 8.208\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.076 + 0.2 \times 0.076) = 8.208\text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle plane :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs : $\mu_x = 0.0442$; $\mu_y = 1.000$

Poids propre de la dalle :

$$G = 0.15 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 4.85\text{KN/m}\ell$$

$$q_s = G + Q = 4.85 (1) + 1 (1) = 5.85\text{KN/m}\ell$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0442 \times 5.85 \times 1.8^2 = 0.837\text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1 \times = 0.837\text{ KN.m} \end{array} \right.$$

d) Superposition des moments agissant au centre du panneau:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.208 + 0.837 = 9.045\text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.208 + 0.837 = 9.045\text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis :

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 9.045 = -2.713 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.045 = 7.688 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:

Contrainte dans le béton :

Sens x-x

• **En travée :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{Au}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \rightarrow \{\beta_1 = 0.921 ; K_1 = 48.29\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_S = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{7.688 \times 10^3}{0.921 \times 3.14 \times 13} = 204.5\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{204.5}{48.29} = 4.23 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contraintes dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_S \leq \overline{\sigma}_S$$

$$\sigma_S = 204.5 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$204.5 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

• **Contraintes dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{au}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\rho_1 = 0.154 \rightarrow \{\beta_1 = 0.936, K_1 = 63.12\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_S = \frac{M_a}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{2.713 \times 10^3}{0.936 \times 2.01 \times 13} = 110.92\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{110.92}{63.12} = 1.75 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contraintes dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_S \leq \overline{\sigma}_S$$

$$\sigma_S = 110.92 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

110. MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

Sens y-y :

C'est le même calcul et même résultat donc les conditions dans cette direction (y-y) sont vérifiées.

d) Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyés sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{\ell_x} \geq \frac{M_{ty}}{20.M_y}$$

$$2) \frac{A_y}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- d : La hauteur utile de la dalle.
- b : La largeur unitaire de la dalle.
- M_{ty} : Moment en travée de la dalle dans la direction (x-x)
- M_y : Moment isostatique selon (y-y) pour une bande unitaire.
- A_s : Section d'armature par un mètre linéaire.

a)

$$\frac{h}{\ell_y} = \frac{15}{150} = 0,1$$

$$\frac{M_{ty}}{20.M_y} = \frac{7.688}{20 \times (9.045)} = 0,0424.$$

$$\frac{h}{\ell_x} = 0.1 > 0,0424$$

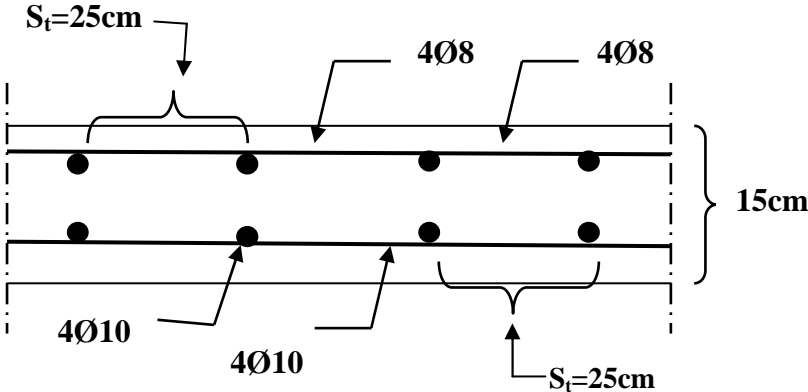
Condition vérifiée.

b)
$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{2.01}{100(13)} = 0,0015$$

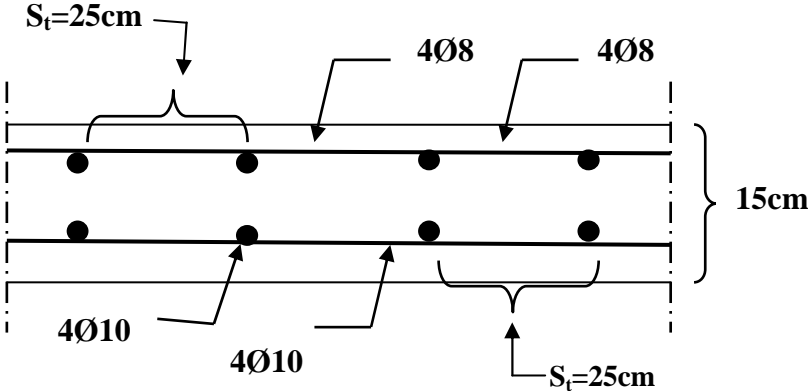
$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,0105$$

Condition vérifiée.

$$0,0015 < 0,0105$$



Sens X-X



Sens Y-Y

Le ferrailage de la dalle plane de la salle machine.

IV. 1 INTRODUCTION

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV-2- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-2-1- Méthode statique équivalente :

○ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

❖ Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65\text{m en zone I et II}_a ,$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a).

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

IV-2-2- Méthode dynamique modale spectrale :

○ Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV-2-3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Conclusion :

La structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV-3- modélisation et introduction des données :

La structure sera modélisée par le logiciel ETABS V.9.7

❖ Première étape :

- **Unité de calcul:** KNm
- **Géométrie de base :**

Vu la géométrie de notre structure, elle sera étudiée sur les axes principaux d'inerties.

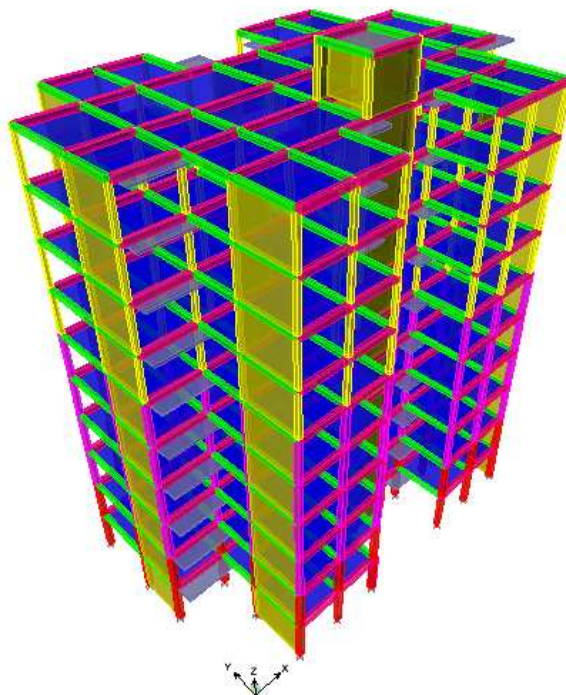


Fig IV.1.3. Système d'axes utilisé pour le calcul.

Le nombre de niveaux y compris le RDC : 10 niveaux

Hauteur d'étage courant : 3.06 m

Hauteur de RDC : 3.06 m

❖ Deuxième étape :

Définition des matériaux :

Les matériaux dans notre structure sont le béton et l'acier.

Leurs propriétés pour le calcul sont:

- Masse volumique : $2.5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Poids volumique : $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité : $32164200 \text{ KN} / \text{m}$
- Coefficient de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
- Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ 000 KN} / \text{m}^2$
- Nuances des aciers FeE400 : $400 \text{ 000 KN} / \text{m}^2$

❖ Troisième étape

Introduction des données de sections :

➤ Poutres :

Poutres principales (30 x 35)

Poutres secondaires (25x30)

➤ Poteaux :

Les sections adoptées sont :

(35X35) cm^2 pour le RDC et le 1^{er} étage.

(30x30) cm^2 pour le 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et le 5^{ème}

(25x25) cm^2 pour le le 6^{ème}, le 7^{ème}, le 8^{ème} et le 9^{ème} et 10^{ème} étage.

➤ Les Voiles :

Pour les Voiles l'épaisseur est de 20 cm.

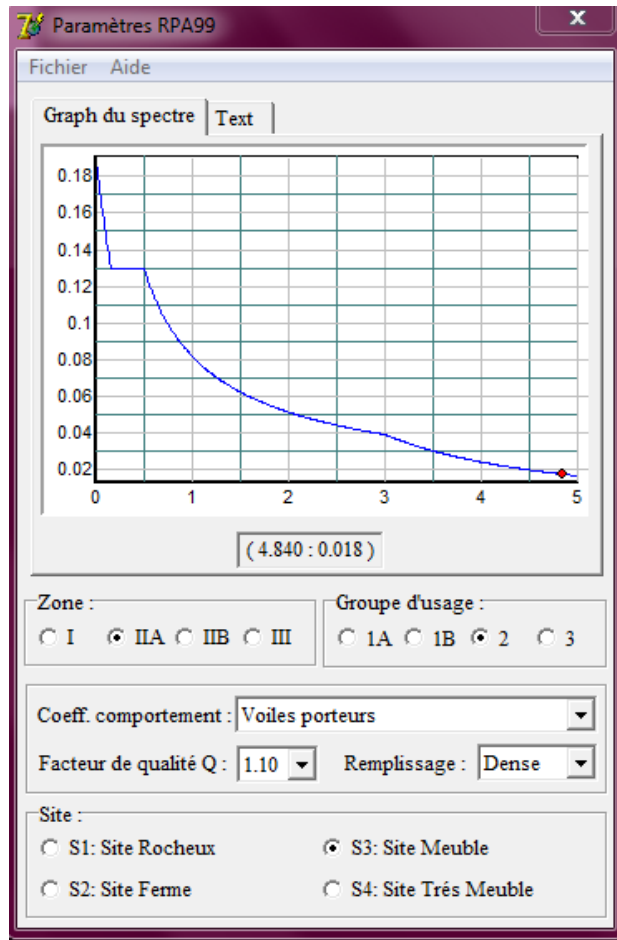
➤ Les planchers :

▶ **Dalle pleine** : épaisseur de 15 cm

▶ **Plancher à Corps creux** : on utilisera des sections en T pour la modélisation des poutrelles. Avec une hauteur de 20cm (dalle de compression comprise)

❖ **Quatrième étape** : Définition du chargement qui sera appliqué à la structure.

❖ **Chargement dynamique**: Le Spectre de réponse utilisé :



Zone sismique : Zone Iia

- Groupe d'usage : 2
- Coefficient de comportement : $R = 3.5$
- Facteur de qualité calculé : $Q = 1.10$
- Coefficient d'amortissement : 7%.
- Nature du site : site meuble S3

Le spectre de réponse sera introduit au logiciel.

En suite on définit les directions principales de

l'étude sismique X et Y

► **Chargement statique :**

- **Charges et surcharges revenant aux planchers à corps creux :**

<i>planchers</i>	<i>G (KN /ml)</i>	<i>Q(KN /ml)</i>
<i>Etages courants</i>	2.7	1.5
<i>Terrasse inaccessible</i>	3.04	1.0

➤ **Charges et surcharges revenants aux dalles pleines :**

Pour les dalles pleines, le chargement est surfacique sans le poids propres de la dalle pleine qui est calculé par le logiciel car la définition de l'élément s'est fait avec le matériau béton.

		<i>balcons</i>	<i>Hall d'ascenseur</i>
<i>Dalle pleine</i>	<i>G (KN/m²)</i>	2.70	2.5
	<i>Q (KN /m²)</i>	3.50	4.85

❖ **Cinquième étape :**

Définition des combinaisons de charges :

BAEL 91 : combinaisons courantes :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (l'ELU)}$$

$$G + Q \text{ (L'ELS)}$$

RPA 99 modifié 2003 : combinaisons accidentelles :

$$G+Q\pm E_x \quad G+Q\pm E_y$$

$$0.8G\pm E_x \quad 0.8G\pm E_y$$

❖ **Sixième étape :**

Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'il forme un diaphragme.

❖ **Septième étape :**

Consiste à l'analyse et visualisation des résultats, Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

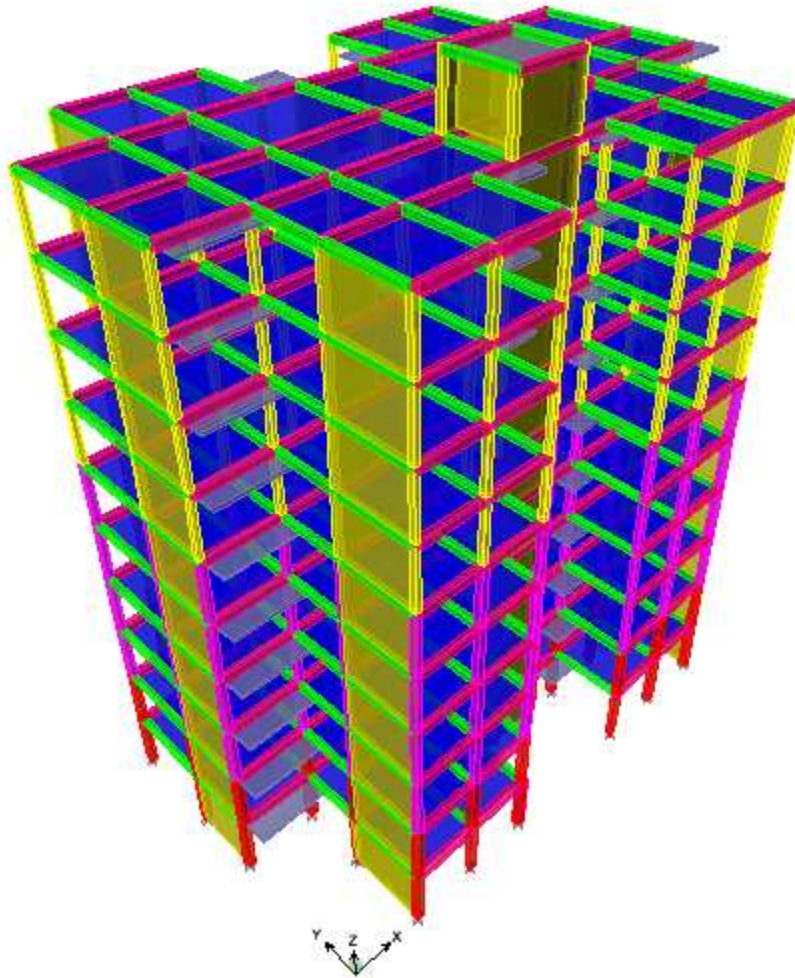


Fig IV.1.3. Model tridimensionnel.

Avant d'exploiter les résultats de l'ETABS on doit vérifier les conditions du règlement parasismique algérien.

IV-4- Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ).

IV-4-1- Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA (2003) :**IV-4-1- 1- Type de contreventement :****1- Charges horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y):

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

Display \Rightarrow *show deformed shape* et on selections la combinaison $E \Rightarrow OK$

View \Rightarrow *set 3D view* \Rightarrow on sélectionne le plan $xz \Rightarrow OK$

Draw \Rightarrow *draw section cut* et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :

Charges horizontales :

$$\% V_{voile} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% V_{portiques} = \frac{V_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

Charges verticales :

$$\% N_{voile} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N} \times 100$$

➤ Sens x – x :

-Effort horizontal repris par les portiques = 06.47 %

-Effort horizontal repris par les voiles = 93.57 %

➤ Sens y – y :

-Effort horizontal repris par les portiques = 1.87%

-Effort horizontal repris par les voiles = 98.14 %

2- Charges verticales :

Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS ($G+0.2Q$):

Charges verticales reprise par les portiques = 48.74 %

Charges verticales reprise par les voiles = 51.12%

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges horizontales D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par voiles porteur .

donc le coefficient de comportement **R= 3.5**

IV-4-1- 2- Modes de vibration :

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentés par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

Nota :

Le nombre minimal de modes (K) retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} = 9 ; \text{ avec } N = 09 \text{ niveaux et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

N :est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

On prend $K = 09$ modes ; avec $T_K = T_{09} = 0.05 \text{ s} < 0.2 \text{ s}$

- ▶ On doit considérer 09 modes de vibration.

IV-4-1- 3- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99 (article 4 -2 -4), la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T (h_N)^{3/4}$$

$$T = 0.05 (33.66)^{3/4} = 0.699$$

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$T_{RPA} = 0.699 \times 1.3 = 0.91 \text{ s} > 0.69 \text{ s}$ la période fondamentale est vérifiée.

IV-4-1- 4- Vérifications de l'effort tranchant à la base :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{statique} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- $A = 0.25$ (groupe d'usage 2 ; zone III)
- $R = 3.5$ (structure contreventé par voiles porteurs)
- $W = 24553.150 \text{ KN}$ (poids total de la structure) (donné par le logiciel ETABS)
- Q : facteur de qualité :

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ (formule 4 – 4 RPA page 29)

P_q : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99) tel que :

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	P_q	Observé ou non	P_q
1)-Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2)-Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3)-Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4)-Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0.00
5)-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
6)-Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
ΣP_q		1.10		1.10

Tableau IV.1:Les critères de facteur de qualité.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération avec : $\beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA

$$W = 30418.495 \text{ KN}$$

STORY	POINT	LOAD	FX	FY	FZ
Summation	0, 0, Base	G+0.2Q	0.00	0.00	30418.495

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T).

Facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction De la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D_{(x,y)} = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x,y)}}\right)^{2/3} & T_2 \leq T_{(x,y)} \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x,y)}}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T_{(x,y)}}\right)^{5/3} & T_{(x,y)} \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab .4.7) de RPA 99.

Site meuble $\Rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0,5s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif : de type de structure est de l'importance des remplissage Tab (4-2)

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 8.5\%$.

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,816 > 0.7; (\xi = 8.5\%) \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Calcul de T suivant les deux directions :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 33.66m$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

$C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles) (tableau 4.6 du RPA)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 27.70 \text{ m}$$

$$D_y = 19.35 \text{ m}$$

$$h_N = 33.66 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times (33.66)^{3/4} = 0.6987 \text{ s}$$

$$T_x = 0.09 \times \left(\frac{33.66}{\sqrt{27.70}}\right) = 0.57 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \left(\frac{33.66}{\sqrt{19.35}} \right) = 0.68 \text{ s}$$

$$T_x = 0.57 \text{ s}$$

$$T_y = 0.68 \text{ s}$$

► Nous avons : $0.5s \leq T_{(x,y)} \leq 3s$ donc : $D_{(x,y)} = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x,y)}} \right)^{2/3}$

$$D_x = 1.87$$

$$D_y = 1.76$$

Application numérique :

Applications:

$$V_x^{statique} = 3156.61 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 V_x = 2525.29 \text{ KN}$$

$$V_y^{statique} = 2970.74 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 V_y = 2376.19 \text{ KN}$$

$$V_x^{dynamique} = 2618.289 \text{ KN} > 80 \% V_x = 2525.29 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y^{dynamique} = 2697.98 \text{ KN} > 80 \% V_y = 2376.19 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente .

IV-4-1- 5- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_e$ (RPA 99 article 5.10).

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous : *display* \Rightarrow *show table* \Rightarrow *displacements* \Rightarrow *displacements data* \Rightarrow *table:Diaphragm CM Displacement*

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$ (mm)	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$ (mm)	Δ_x^k	Δ_y^k	$\overline{\Delta}_k$	observation
11	0.0230	0.0217	3,5	0.0805	0.07595	0.0098	0.00875	0,0306	condition vérifiée
10	0.0202	0.0192	3,5	0.0707	0.0672	0.0084	0.0088	0,0306	condition vérifiée
09	0.0178	0.0167	3,5	0.0623	0.0584	0.0087	0.0091	0,0306	condition vérifiée
08	0.0153	0.0141	3,5	0.05355	0.0493	0.0091	0.0087	0,0306	condition vérifiée
07	0.0127	0.0116	3,5	0.0444	0.0406	0.0087	0.0087	0,0306	condition vérifiée
06	0.0102	0.0091	3,5	0.0357	0.03185	0.0084	0.0080	0,0306	condition vérifiée
05	0.0078	0.0068	3,5	0.0273	0.0238	0.0070	0.0074	0,0306	condition vérifiée
04	0.0055	0.0047	3,5	0.0203	0.01645	0.0084	0.0063	0,0306	condition vérifiée
03	0.0034	0.0029	3,5	0.0119	0.01015	0.0060	0.0052	0,0306	condition vérifiée
02	0.0017	0.0014	3,5	0.00595	0.0049	0.0042	0.0035	0,0306	condition vérifiée
01	0.0005	0.0004	3,5	0.00175	0.00140	0.00175	0.0014	0,0306	condition vérifiée

Tableau VI.2: calcul des déplacements

Conclusion :

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

IV-4-1-6- Vérification du déplacement maximale :

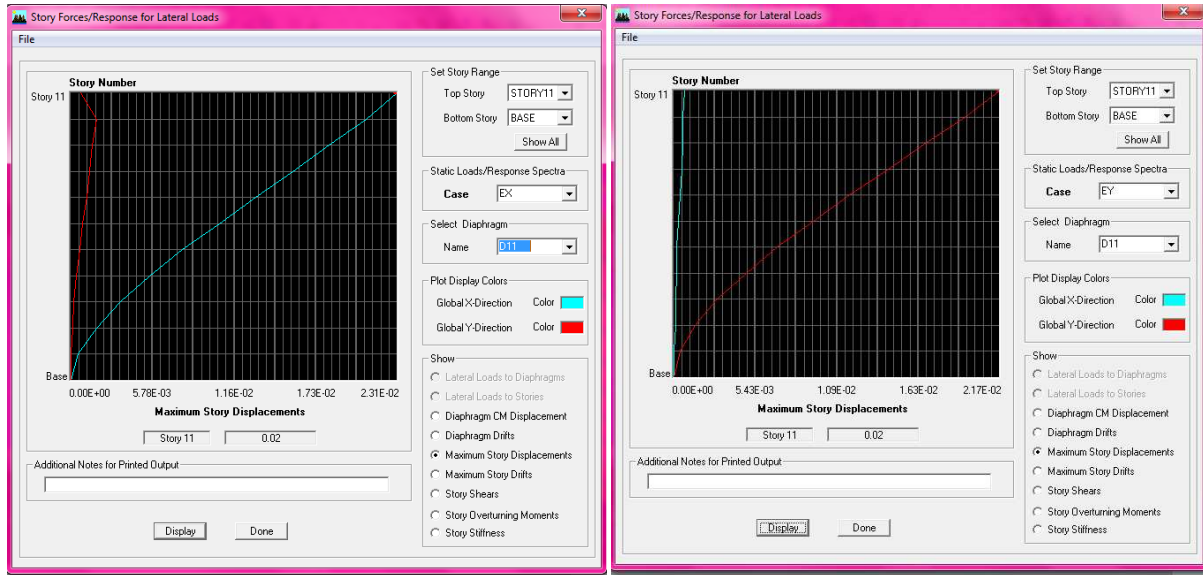
$$\delta_{\max} \leq f = H_t/500 ; H_t = 33.6\text{m} \Rightarrow f = 0.0672\text{m}$$

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

display \Rightarrow *show story response plots* .

L'etabs nous a donné le déplacement maximale au niveau du dernier étage égale à :

(0.02 m) \lll condition vérifiée.



FigIV. 4. Vérification du déplacement maximale pour les deux sens.

Le déplacement maximale au niveau du dernier étage, il est égale à :

Suivant l’axe X-X (0.0230 m)condition vérifiée.

Suivant l’axe Y-Y (0.0217 m)condition vérifiée.

IV-4-1-7- 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 ver 2003).

Pour extraire le taux de participation massique à partir du logiciel ETABS on suit les étapes suivantes :

display ⇒ *show table* ⇒ *modal information* ⇒ *building modal information* ⇒ *table: modal Participating Mass Ratios* et le tableau suivant s’affiche:

Mode	Périod	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	SumRZ2
1	0.690557	67.2676	0.0683	67.2676	0.0683	0.104	0.104	0.104
2	0.666733	0.0652	65.3717	67.3329	65.44	0.0144	0.1184	0.1184
3	0.605698	0.1315	0.0114	67.4644	65.4514	66.0702	66.1886	66.1886
4	0.174398	18.6705	0.0004	86.1349	65.4519	0.0082	66.1968	66.1968
5	0.138011	0.0046	13.3454	86.1395	78.7973	6.473	72.6698	85.1447
6	0.137176	0.0027	6.8192	86.1422	85.6165	12.4749	85.1447	85.145
7	0.076348	6.753	0.0004	92.8952	85.6168	0.0002	85.145	91.7517
8	0.058473	0.0008	0.6558	92.896	86.2727	6.6067	91.7517	92.4496
9	0.057864	0	6.6143	92.896	92.887	0.6978	92.4496	99.9054

Tableau.IV.3 : Participation massique

Le mode fondamental est un mode de translation suivant (**x**) avec une mobilisation de masse de 67.2676%.

Les 09 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%

Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

IV-4-1-8- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés 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 ».

Tableau IV.4. : Vérification de l'effet P-Δ

(sens x-x) :

Niveau	P_k KN	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k KN	h_k	$V_k \times h_k$	θ	OBS
11	321.94	0,0098	3.155012	54.97	3,06	168.2082	0,01875658	vérifiée
10	3952.41	0,0084	33.20024	630.65	3,06	1929.789	0,0172040	vérifiée
09	6980.1	0,00875	61.07587	1022.54	3,06	3128.9724	0,0195194	vérifiée
08	10007.79	0,00915	91.57127	1321	3,06	4042.26	0,0226534	vérifiée
07	13035.49	0,0087	113.4087	1571.09	3,06	4807.5354	0,02358977	vérifiée
06	16155.74	0,0084	135.7082	1789.91	3,06	5477.124	0,02477727	vérifiée
05	19110.26	0,007	133.7718	1972.11	3,06	6034.656	0,02216726	vérifiée
04	22064.77	0,0084	185.3440	2121	3,06	6490.26	0,02855725	vérifiée
03	25019.29	0,006	150.1157	2243.94	3,06	6866.456	0,0218621	vérifiée
02	28081.28	0,0042	117.9413	2333.06	3,06	7139.1636	0,01652032	vérifiée
01	31148.08	0,00175	54.50914	2371.36	3,06	7256.3616	0,0075119	vérifiée

Sens y-y :

Niveau	P_k KN	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k KN	h_k	$V_k \times h_k$	θ	OBS
11	321.94	0,00875	2,8169	59.64	3,06	182.4984	0,0154352	verifiée
10	3952.41	0,0088	34.7812	686.98	3,06	2102.15	0,0165455	verifiée
09	6980.1	0,0091	63.5189	1113.56	3,06	3407.49	0,0186409	verifiée
08	10007.79	0,0087	87.0677	1437.89	3,06	4399.94	0,0197883	verifiée
07	13035.49	0,00875	114.060	1707.64	3,06	5225.378	0,0218280	verifiée
06	16155.74	0,00805	130.053	1941.16	3,06	5939.949	0,0218946	verifiée
05	19110.26	0,0074	141.4159	2133.18	3,06	6527.53	0,0216645	verifiée
04	22064.77	0,0063	139.008	2287.98	3,06	7001.21	0,019854	verifiée
03	25019.29	0,0052	130.100	2413.6	3,06	7385.61	0,017615	verifiée
02	28081.28	0,0035	98.2844	2503.46	3,06	7660.58	0,012829	verifiée
01	31148.08	0,0014	43.607	2541.89	3,06	7778.183	0,005606	verifiée

Conclusion:

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

IV-5 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_X.$$

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_Y.$$

Avec: C_M : Le centre de masse.

C_R : Le centre de torsion.

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L_X.$

Story	Diaphragme	C _M	C _R	C _M -C _R	5 % L _x	Condition
STORY1	D1	13.582	13.706	-0.124	1.385	Vérifiée
STORY2	D2	13.682	13.628	0.054	1.385	Vérifiée
STORY3	D3	13.673	13.656	0.017	1.385	Vérifiée
STORY4	D4	13.673	13.667	0.006	1.385	Vérifiée
STORY5	D5	13.677	13.669	0.008	1.385	Vérifiée
STORY6	D6	13.682	13.666	0.016	1.385	Vérifiée
STORY7	D7	13.675	13.663	0.012	1.385	Vérifiée
STORY8	D8	13.675	13.658	0.017	1.385	Vérifiée
STORY9	D9	13.675	13.654	0.021	1.385	Vérifiée
STORY10	D10	13.674	13.65	0.024	1.385	Vérifiée
STORY11	D11	13.635	13.644	-0.009	1.385	vérifiée

Tableau IV-4- Excentricité suivant x-x

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y.$$

Story	Diaphragme	C _M	C _R	C _M -C _R	5 % L _y	Condition
STORY1	D1	9.292	8.969	0.323	0.967	vérifiée
STORY2	D2	9.364	9.203	0.161	0.967	vérifiée
STORY3	D3	9.354	9.328	0.026	0.967	vérifiée
STORY4	D4	9.354	9.403	-0.049	0.967	vérifié
STORY5	D5	9.364	9.452	-0.088	0.967	vérifiée
STORY6	D6	9.373	9.486	-0.113	0.967	vérifiée
STORY7	D7	9.372	9.511	-0.139	0.967	vérifiée
STORY8	D8	9.372	9.53	-0.158	0.967	Vérifiée
STORY9	D9	9.372	9.546	-0.174	0.967	Vérifiée
STORY10	D10	9.472	9.557	-0.085	0.967	Vérifiée
STORY11	D11	9.352	9.448	-0.096	0.967	vérifiée

Tableau IV-5 Excentricité suivant Y-Y

Conclusion générale des vérifications:

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

V.1 Introduction:

Dans ce chapitre, sont présentés les résultats obtenus de l'étude dynamique. Ces résultats présentent les sollicitations de la structure sous les différentes charges combinées à l'action sismique selon les combinaisons d'actions réglementaires dans les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles). Les résultats étalés sont les efforts maximaux pour chaque élément principal de notre structure.

V.2 les efforts internes pour les poteaux :

V.2.1 Numérotations utilisées pour les poteaux :

Les numérotations et abréviations adoptées pour les poteaux, sont utilisées par le logiciel de calcul utilisé à savoir le logiciel ETABS en plus de la numérotation des poteaux nous avons ajoutés des numérotations pour les portiques pour faciliter leurs localisation (voir figures V.1).

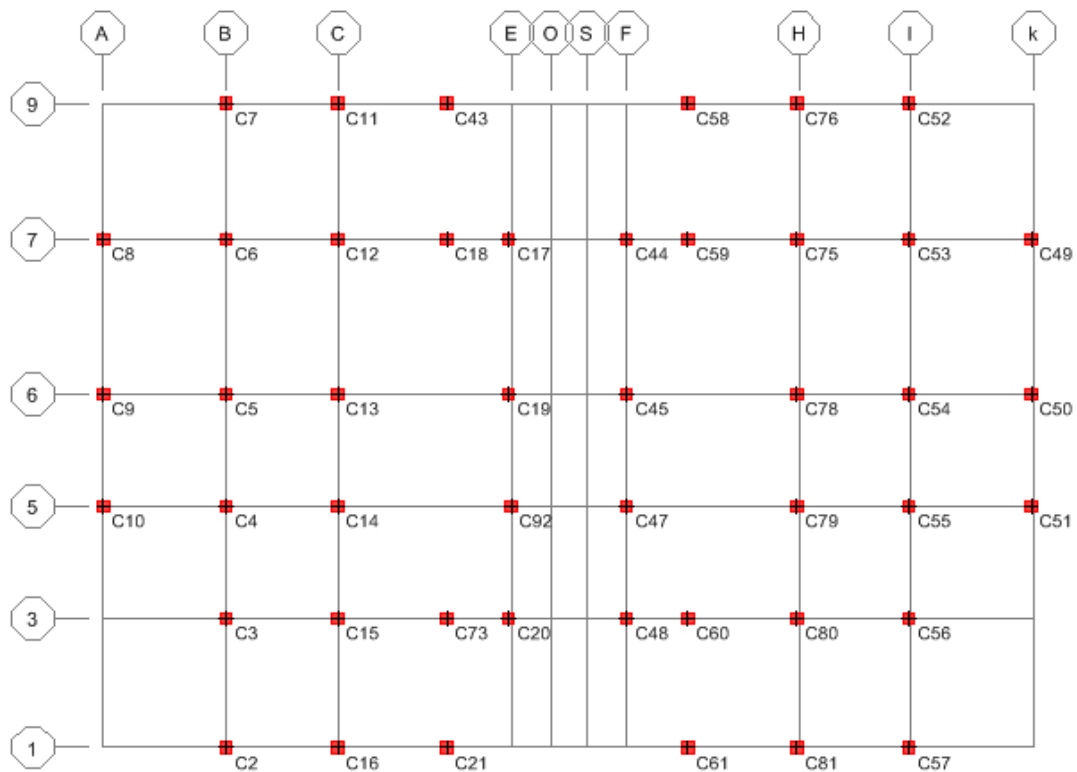


Figure V.1 : numérotations des poteaux

Poteaux 35x35 (RDC et le 1^{er} étage) :

niveaux	Efforts		combinaisons							
			ELU		ELS		G+Q±E		0.8G±E	
RDC (35x35)	N_{max}	M_{2cor}	-1324	-0.181	-957.13	-0.135	-979.78	-0.492	-795.26	-3.933
		M_{3cor}		4.969		3.572		-12.473		-0.417
	N_{min}	M_{2cor}	-176.96	0.293	-128.92	0.214	395.91	1.802	462.08	1.784
		M_{3cor}		-4.394		-3.173		3.637		2.634
	M_{2max}	N_{cor}	15.015	-878.2	-2.682	-383.96	6.348	-647.75	6.244	-352.74
M_{3max}	N_{cor}	-3.723	-529.3	-10.793	-642.26	-16.752	-747.15	-14.457	-600.96	
1^{er} etage (35x35)	N_{max}	M_{2cor}	-	-0.436	-851.63	-0.328	-871.3	-1.639	-697.87	-4.867
		M_{3cor}	1177.95	15.595		11.209		-26.078		-1.805
	N_{min}	M_{2cor}	-262.59	0.168	-191.34	0.122	356.8	0.739	420.51	0.67
		M_{3cor}		5.698		4.113		2.118		4.099
	M_{2max}	N_{cor}	-5.463	-455.21	3.973	-339.18	15.068	-508.72	14.652	14.652
M_{3max}	N_{cor}	-24.02	-772.25	17.205	-553.5	-38.393	-579.8	-34.748	-477.23	

Tableau V.1 Les efforts dans les poteaux

Poteaux 30x30 (du 2^{em} au 5^{eme} étage) :

Niveaux	Efforts		combinaisons							
			ELU		ELS		G+Q±E		0.8G±E	
2 ^{eme} (30x30)	N _{max}	M _{2cor}	-1035.5	0.097	-748.78	0.062	-764.75	-1.42	-485.05	-1.842
		M _{3cor}		9.731		6.993		-19.851		-3.108
	N _{min}	M _{2cor}	271.71	-4.792	-137.41	0.077	224.99	0.43	271.71	0.400
		M _{3cor}		-10.497		3.159		0.84		2.497
	M _{2max}	N _{cor}	-15.786	-526.66	3.112	-542.63	-15.86	-526.66	-15.181	-3.527
	M _{3max}	N _{cor}	32.938	-113.22	-12.519	-482.81	32.938	-113.22	29.66	33.23
3 ^{eme} (30x30)	N _{max}	M _{2cor}	-899.61	0.523	-650.65	0.368	-663.05	-1.974	-419.57	-2.213
		M _{3cor}		11.551		8.302		-25.003		-21.465
	N _{min}	M _{2cor}	-161.86	0.102	-120.82	0.074	159.62	0.394	199.53	0.365
		M _{3cor}		5.279		3.814		0.33		2.361
	M _{2max}	N _{cor}	6.564	-647.49	4.734	-468.53	21.446	-372.72	20.657	-223.55
	M _{3max}	N _{cor}	-19.479	-569.28	-14.114	-412.38	41.487	-95.42	37.172	24.47
4 ^{eme} (30x30)	N _{max}	M _{2cor}	-768.05	0.843	-555.64	0.600	-564.03	-2.182	-357.27	-2.515
		M _{3cor}		11.208		8.056		-26.524		-23.094
	N _{min}	M _{2cor}	-136.63	2.547	-98.54	1.842	108.61	0.396	142.61	0.368
		M _{3cor}		-5.427		-3.914		0.261		2.468
	M _{2max}	N _{cor}	-8.195	-563	-5.91	-407.7	24.555	-314.96	23.591	-190.21
	M _{3max}	N _{cor}	-20.006	-478.57	-14.577	-346.8	46.296	-84.75	41.29	12.36
5 ^{eme} (30x30)	N _{max}	M _{2cor}	-640.49	1.398	-463.54	0.99	-467.61	-2.455	-296.36	-2.916
		M _{3cor}		-12.062		-8.674		-29.089		-25.476
	N _{min}	M _{2cor}	-116.94	0.125	-85.17	0.091	65.8	0.45	93.83	0.419
		M _{3cor}		6.841		4.945		0.638		3.167
	M _{2max}	N _{cor}	10.877	-452.46	7.848	-327.58	-30.946	-306.79	-29.619	-209.37
	M _{3max}	N _{cor}	-23.976	-393.3	-17.23	-285.1	53.868	-78.52	47.71	-0.94

Tableau V.2 Les efforts dans les poteau

Poteaux 25x25 (du 6^{eme} au 10^{eme} étage) :

Niveaux	Efforts		combinaisons							
			ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
6 ^{eme} (25x25)	N _{max}	M _{2cor}	-513.4	1.244	-371.78	0.892	-375.13	-8.559	-388.64	1.845
		M _{3cor}		-7.166		-5.153		4.844		-8.139
	N _{min}	M _{2cor}	-69.07	0.063	-50.31	0.046	28.2	0.176	-49.89	0.061
		M _{3cor}		4.221		3.052		5.597		4.714
	M _{2max}	N _{cor}	-7.26	-371.12	5.574	-261.44	-20.024	246.97	-9.426	-28.34
M _{3max}	N _{cor}	-15.131	-315.48	-10.876	-288.92	31.156	-70.93	-16.512	-243.75	
7 ^{eme} (25x25)	N _{max}	M _{2cor}	-388.64	1.845	-281.76	1.326	-284.52	-9.985	-184.18	-10.504
		M _{3cor}		-8.139		-5.853		5.503		3.1
	N _{min}	M _{2cor}	18.07	0.183	-21.57	0.048	3.83	-0.538	18.07	0.183
		M _{3cor}		1.219		-4.73		0.16		1.219
	M _{2max}	N _{cor}	22.051	189.94	-6.804	-203.42	-22.051	-189.94	20.99	-105.65
M _{3max}	N _{cor}	-16.512	243.76	-11.871	-177.13	33.143	-57.06	28.932	-25.27	
8 ^{eme} (25x25)	N _{max}	M _{2cor}	-184.18	-10.504	-281.76	1.326	284.52	-9.985	-388.64	1.845
		M _{3cor}		3.10		-5.853		5.503		-8.139
	N _{min}	M _{2cor}	18.07	0.183	-21.57	0.048	3.83	0.16	-29.62	0.067
		M _{3cor}		1.219		-4.73		-0.538		-6.541
	M _{2max}	N _{cor}	20.99	-105.65	-6.804	-203.42	-22.051	-189.94	-9.426	-250.34
M _{3max}	N _{cor}	28.932	-25.27	-11.871	-177.13	33.143	-57.06	-16.512	-243.76	
9 ^{eme} (25x25)	N _{max}	M _{2cor}	-266.42	1.954	-193.58	1.405	-195.86	-9.817	-130.99	-10.358
		M _{3cor}		-7.933		-5.702		5.299		2.94
	N _{min}	M _{2cor}	29.62	0.067	-21.57	0.048	-1.00	0.261	5.99	0.244
		M _{3cor}		-6.541		-4.73		-1.056		0.719
	M _{2max}	N _{cor}	-10.05	-191.85	-7.256	-139.52	22.056	-124.09	20.941	-82.15
M _{3max}	N _{cor}	-16.639	-176.61	-11.956	-128.66	33.165	-42.64	28.801	-23.48	

Tableau V.3 Les efforts dans les poteaux

10 ^{eme} (25x25)	N _{max}	M _{2cor}	-145.74	2.511	-106.33	1.807	-108.6	-11.033	-76.93	-11.776
		M _{3cor}		-9.039		-6.534		-6.748		-4.279
	N _{min}	M _{2cor}	-9.68	0.223	-7.06	0.161	-1.03	0.222	2.34	0.229
		M _{3cor}		0.348		0.252		0.437		1.229
	M _{2max}	N _{cor}	12.748	-97.43	9.205	-71.2	27.07	-85.89	-25.616	-62.58
	M _{3max}	N _{cor}	-20.638	-35.49	-14.96	-25.9	36.73	-27.25	-31.852	-35.35

Tableau V.3 Les efforts dans les poteaux (suite)

V.3 Les efforts internes dans les poutres :



Figure V.2 : numérotations des poutres

V.3.1 Les efforts dans les poutres principales :

Poutres principales					
NIV	TRAVEE		APPUIS		
	Comb	Mmax	Mmax	Tmax	
RDC	ELS	25.065	-19.562	-11.14	44.02
	ELU	35.861	-27.192	-15.49	61.22
	ACC	25.373	-26.21	-14.38	47.26
1 ^{er} étage	ELS	25.2654	-20.501	-11.74	44.59
	ELU	35.138	-28.495	-16.32	62.21
	ACC	25.803	-30.096	-16.38	49.23
2 ^{em} étage	ELS	26.273	-14.277	-12.28	41.98
	ELU	36.542	-19.868	-17.06	58.38
	ACC	26.794	-24.837	-17.82	47.52
3 ^{em} étage	ELS	26.794	-24.837	-17.82	47.52
	ELU	36.536	-17.909	-18.05	57.4
	ACC	26.927	-25.512	-19.64	47.92
4 ^{em} étage	ELS	26.261	-11.593	-13.62	40.63
	ELU	36.524	-16.145	-18.93	56.51
	ACC	27.015	-26.622	-21.12	49.81
5 ^{em} étage	ELS	27.205	-11.48	-13.78	40.47
	ELU	37.837	-15.955	-19.15	56.30
	ACC	28.243	-26.246	-20.76	48.8
6 ^{em} étage	ELS	28.467	-14.055	-13.85	40.40
	ELU	39.593	-19.536	-19.24	56.21
	ACC	29.883	-24.245	-19.97	56.21
7 ^{em} étage	ELS	28.467	-14.153	-14.27	39.98
	ELU	39.59	-19.67	-19.83	55.62
	ACC	31.184	-24.95	-20.58	48.8
8 ^{em} étage	ELS	28.388	-14.192	-4.45	39.8
	ELU	39.49	-19.74	-20.07	55.38
	ACC	32.668	-26.124	-20.85	49.98
9 ^{em} étage	ELS	34.096	-20.246	-14.31	47.14
	ELU	46.825	-27.843	23.82	64.67
	ACC	33.68	-24.61	-22.60	63.50

Tableau V.4 Les efforts dans les poutres principales.

V.3.2 Les efforts dans les poutres secondaires :

poutres secondaires					
	TRAVEE		APPUIS		
NIV	Comb	Mmax	Mmax	Tmax	
RDC	ELS	6.302	-4.42	-7.58	5.98
	ELU	8.789	-6.035	-10.57	8.29
	ACC	8.814	-9.664	-13.18	7.51
1 ^{er} étage	ELS	6.965	-6.113	-9.3	5.91
	ELU	9.71	-8.71	-12.97	8.91
	ACC	5.079	-6.552	-3.27	7.22
2 ^{em} étage	ELS	8.618	-3.723	-11.73	5.82
	ELU	12.004	-5.153	-16.34	8.05
	ACC	10.863	-3.355	-15.17	10.17
3 ^{em} étage	ELS	6.749	2.255	-6.62	4.37
	ELU	9.339	-4.404	-9.23	6.03
	ACC	4.431	-4.566	-4.73	11.03
4 ^{em} étage	ELS	8.017	-2.607	-8.19	5.15
	ELU	11.094	-4.892	-11.39	7.11
	ACC	4.785	-5.489	-5.25	12.66
5 ^{em} étage	ELS	5.108	-6.317	-5.22	13.42
	ELU	12.756	-9.325	-13.38	7.82
	ACC	5.108	-6.317	-5.22	13.42
6 ^{em} étage	ELS	5.275	-7.16	-4.80	13.94
	ELU	14.299	-2.9	-16.06	8.56
	ACC	5.275	-7.16	-4.80	13.94
7 ^{em} étage	ELS	11.355	-1.624	-12.9	6.75
	ELU	15.697	-2.299	-17.89	9.32
	ACC	10.218	-7.576	-4.67	14.66

Tableau V.5 Les efforts dans les poutres secondaire.

NIV	TRAVEE		APPUIS		
	Comb	Mmax	Mmax	Tmax	
8 ^{em} étage	ELS	12.062	-1.807	-13.84	7.2
	ELU	16.666	-2.55	-19.19	9.93
	ACC	17.109	-7.772	-29.09	15.19
9 ^{em} étage	ELS	13.298	-2.029	-15.05	6.75
	ELU	18.363	-2.858	-20.85	9.31
	ACC	17.06	-8.215	-27.27	14.01

V.4 Les efforts dans les voiles:

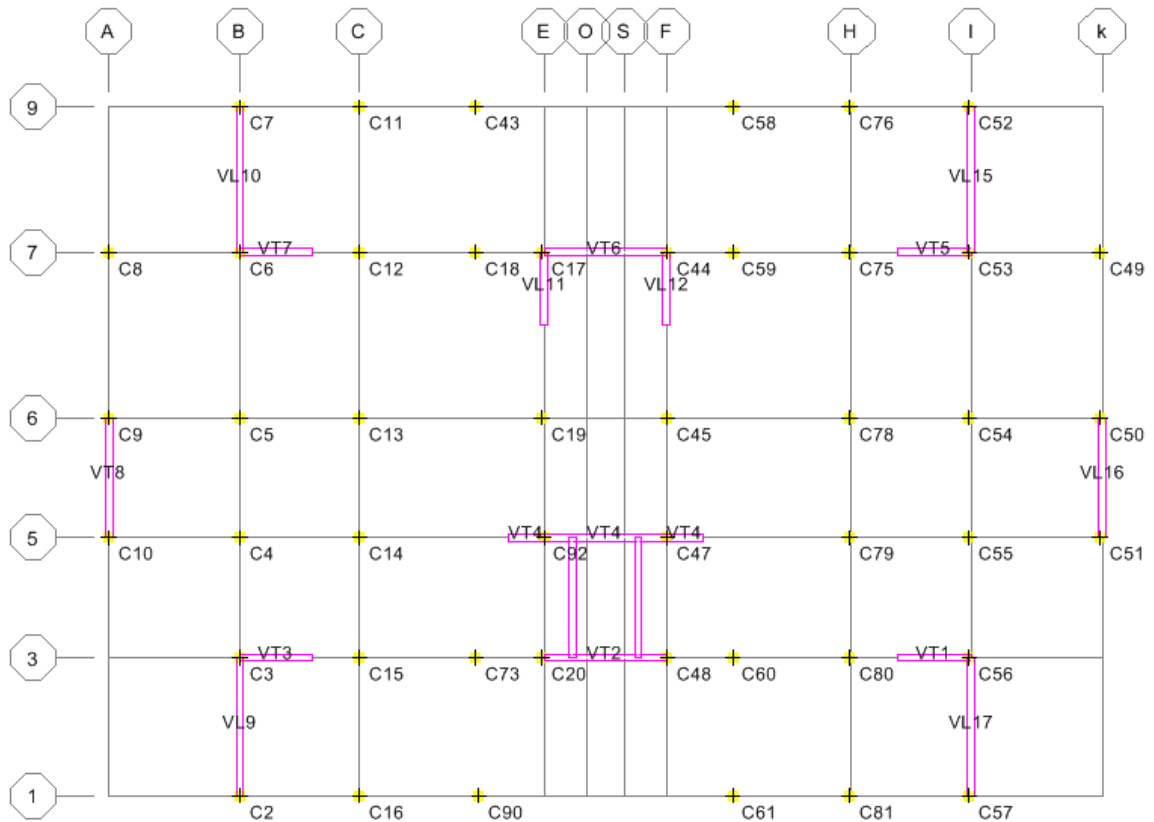


Figure V.3 : numérotations des voiles

V.4.1 Les efforts dans les voiles :

Niv	efforts		combinaisons					
			ELU		ELS		Acc	
1	N _{max}	M _{2cor}	-2557.0	-0.095	-1870.01	-0.067	-4665.19	-10.304
		M _{3cor}		-53.738		-38.527		-88.3
	N _{min}	M _{2cor}	-734.84	0.205	-526.62	0.151	1472.65	10.208
		M _{3cor}		53.868		39.205		28.162
	M _{2max}	N _{cor}	5.473	-1773.53	3.941	1291.82	-14.494	-1474.47
M _{3max}	N _{cor}	53.868	-734.84	39.205	-536.62	-7108.953	-1895.79	
2	N _{max}	M _{2cor}	-2310.43	-0.526	-1689.32	0.377	-4189.76	-11.379
		M _{3cor}		-13.662		-10.629		-55.0
	N _{min}	M _{2cor}	-827.44	0.204	604.28	0.152	1308.12	10.79
		M _{3cor}		133.422		96.912		32.252
	M _{2max}	N _{cor}	16.768	-1604.87	12.076	-1168.91	23.544	-1018.81
M _{3max}	N _{cor}	133.422	-827.44	96.912	-604.28	-5773.29	-1213.3	
3	N _{max}	M _{2cor}	-2154.26	-0.967	-1575.25	-0.697	-3770.69	-11.61
		M _{3cor}		3.754		2.645		-29.944
	N _{min}	M _{2cor}	-803.68	-0.555	-586.81	-0.399	1082.85	10.5
		M _{3cor}		68.964		49.771		33.73
	M _{2max}	N _{cor}	20.51	-1539.17	14.77	-112.03	30.29	-973.45
M _{3max}	N _{cor}	-88.374	-1814.63	-63.78	-1126.21	4756.19	-1556.92	
4	N _{max}	M _{2cor}	1915.11	-1.425	-1400.46	-1.027	-3171.94	-11.382
		M _{3cor}		0.621		0.536		-26.031
	N _{min}	M _{2cor}	-720.55	-0.666	-526.06	-0.477	711.77	9.741
		M _{3cor}		74.295		53.551		24.518
	M _{2max}	N _{cor}	26.888	-1353.49	19.374	-985.85	36.81	-854.98
M _{3max}	N _{cor}	91.815	-1603.63	66.469	-1169.61	-3627.40	-1004.07	
5	N _{max}	M _{2cor}	1675.09	-1.707	1225.07	-1.231	-2592.51	-10.527
		M _{3cor}		1.832		1.28		-17.589
	N _{min}	M _{2cor}	-625.38	-0.869	-456.58	0.624	505.67	5.328
		M _{3cor}		83.151		61.376		8.032
	M _{2max}	N _{cor}	29.728	-1162.74	21.426	-847.01	39.932	-735.67
M _{3max}	N _{cor}	99.92	1161.98	72.185	-847.59	1974.67	-1037.89	
6	N _{max}	M _{2cor}	-1429.35	-2.035	-1045.56	-1.468	-2054.13	-9.639
		M _{3cor}		3.572		2.551		-11.025
	N _{min}	M _{2cor}	-525.04	-1.048	383.37	-0.753	310.85	4.412
		M _{3cor}		94.269		67.973		7.541
	M _{2max}	N _{cor}	33.259	-967.66	23.975	-705.05	43.26	-615.22
M _{3max}	N _{cor}	99.92	-1161.98	72.185	-847.59	1974.67	-1037.89	

Niv	efforts		combinaisons					
			ELU		ELS		Acc	
7	N _{max}	M _{2cor}	-1218.83	-2.62	-861.83	-1.89	-1612.14	-9.464
		M _{3cor}		3.065		2.19		-7.88
	N _{min}	M _{2cor}	-434.3	-1.298	-317.15	-0.929	162.17	3.746
		M _{3cor}		-96.786		-69.807		7.474
	M _{2max}	N _{cor}	38.92	-823.34	28.06	-600.09	48.94	-526.21
M _{3max}	N _{cor}	110.94	-979.58	80.161	-714.14	1483.02	-886.6	
8	N _{max}	M _{2cor}	-962.24	-3.201	-704.47	2.311	-1144.67	-8.88
		M _{3cor}		1.42		1.002		-5.909
	N _{min}	M _{2cor}	-334.79	-1.563	-244.54	-1.124	26.94	2.909
		M _{3cor}		99.391		71.715		7.00
	M _{2max}	N _{cor}	44.69	-616.58	32.238	-449.69	53.27	-395.95
M _{3max}	N _{cor}	112.21	-738.49	81.01	-538.96	936.57	-701.6	
9	N _{max}	M _{2cor}	-700.96	-3.348	-513.7	-2.418	-737.29	-7.613
		M _{3cor}		1.012		0.706		-4.681
	N _{min}	M _{2cor}	-226.53	-1.61	-165.56	-1.163	-33.5	0.699
		M _{3cor}		105.03		75.845		63.61
	M _{2max}	N _{cor}	44.18	-407.07	31.85	-297.31	51.27	-263.48
M _{3max}	N _{cor}	115.12	-493.16	83.115	-360.16	558.43	-512.42	
10	N _{max}	M _{2cor}	-461.22	-4.34	-338.76	-3.137	-422.49	-7.36
		M _{2cor}		0.482		0.316		-4.269
	N _{min}	M _{2cor}	-129.27	-2.76	-94.47	-1.989	-30.44	0.278
		M _{2cor}		37.354		27.05		48.09
	M _{2max}	N _{cor}	57.88	-193.71	41.85	-142.11	64.36	-128.36
M _{3max}	N _{cor}	142.39	-143.03	103.01	-104.58	327.68	-338.45	

Tableau V.6 Les efforts dans les voiles.

Introduction :

Après l'analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan

VI.1 Ferrailage 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.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois type de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1.2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**VI.1.2.1 Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

Poteaux (35×35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$

Poteaux (25×25) : $A_{\min} = 0,008 \times 25 \times 25 = 05.0 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times bh$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.50 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54.0 \text{ cm}^2$

Poteaux (25×25) : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 25 = 37.5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49.0 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36.0 \text{ cm}^2$

Poteaux (25×25) : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 25 = 25 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

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, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a) Section entièrement tendue :

N : effort normal de traction.

C : centre de pression entre les armatures.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \times \left(\frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)}\right)$$

$$A_{ss} = \left(N_u \times \frac{\gamma_s}{f_e}\right) - A_{si}$$

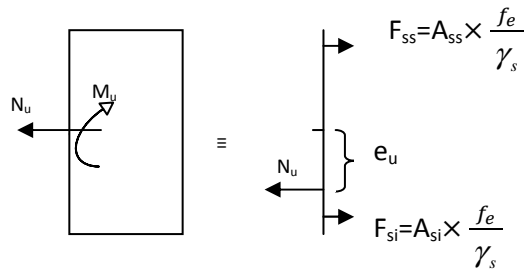


Figure VI.1 : Section entièrement tendue

b) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

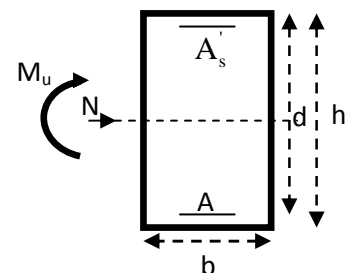
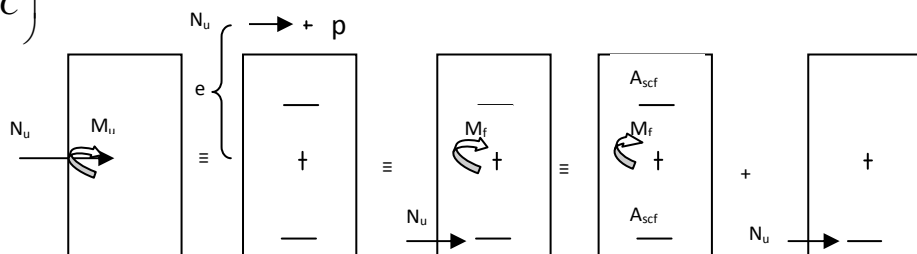


Figure VI.2 :SPC



Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Et p ∉ noyau central ⇒ SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

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

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

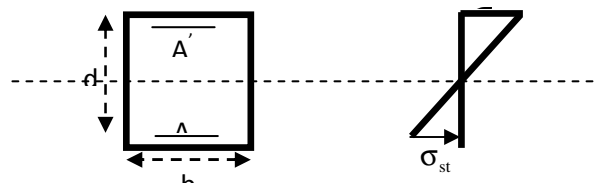
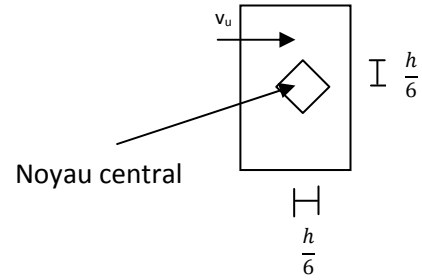
D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:



$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

c) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in$ noyau central \Rightarrow SEC

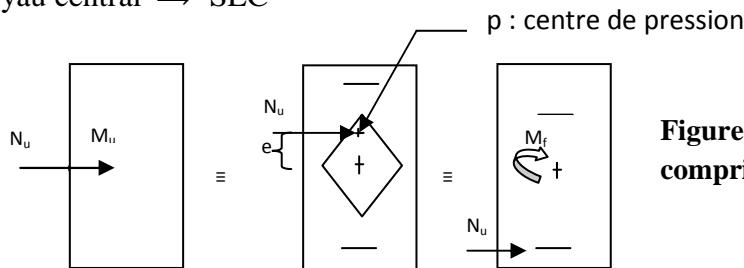


Figure VI.3 : section entièrement comprimée

Deux situations peuvent se présenter :

1^{er} situation :

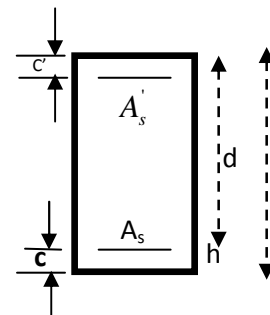
$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



2^{ème} situation :

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Tableau des sollicitations :

		EFFORT	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+Q	
<i>Pot (35x35)</i>	<i>Nmax</i>	<i>M2 corr</i>	-1324	-0.181	-957.13	-0.135	-979.78	0.492	-795.26	-3.933
		<i>M3 corr</i>		4.969		3.72		-12.473		-0.417
	<i>Nmin</i>	<i>M2 corr</i>	-262.59	0.168	-191.34	0.122	395.91	1.802	462.08	1.784
		<i>M3 corr</i>		5.698		4.113		3.637		2.634
	<i>M2 max</i>	<i>N corr</i>	15.015	-878.2	3.973	-339.18	15.068	-508.72	14.652	-304.43
<i>M3 max</i>	<i>N corr</i>	-24.02	-772.25	17.205	-553.5	-38.393	-579.8	-34.748	-477.23	
<i>Pot (30x30)</i>	<i>Nmax</i>	<i>M2 corr</i>	-1035	0.097	-748.78	0.062	-764.75	-1.42	-485.05	-1.842
		<i>M3 corr</i>		9.731		6.993		-19.851		-3.108
	<i>Nmin</i>	<i>M2 corr</i>	271.71	-4.792	-137.41	0.077	224.99	0.42	271.71	0.47
		<i>M3 corr</i>		-10.497		3.159		0.84		2.947
	<i>M2 max</i>	<i>N corr</i>	-15.786	-526.66	-5.91	-407.7	261.47	28.78	23.591	-190.21
<i>M3 max</i>	<i>N corr</i>	32.938	-113.22	-14.377	-346.8	53.842	-78.49	41.29	12.36	

Pot (25x25)	Nmax	M2 corr	-513.40	1.244	371.78	0.892	-375.13	-8.559	-388.64	1.845
		M3 corr		-7.166		-5.153		5.978		-8.139
	Nmin	M2 corr	-69.07	0.063	-50.31	0.046	28.20	0.176	49.89	0.061
		M3 corr		4.221		3.052		5.597		4.714
	M2 max	N corr	-22.051	-189.94	9.205	-71.2	-27.07	-85.89	-25.616	-62.58
	M3 max	N corr	28.932	-25.27	-14.96	-25.9	36.73	-27.25	-31.852	-35.35

Calcul des armatures longitudinales :

sections d'acier est résumé dans les tableaux ci-dessous :

Niveau	Section	Sollicitation	N(kN)	M(kNm)	obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	Armatures
RDC + 1 ^{er} étage	35x35	Nmax-Mcor	-1324	4.969	SEC	0	0	9,8	4HA12+4HA14 10.66 cm ²
		Nmin-Mcor	395.91	3.637	SEC	0	0	9,8	
		Ncor- Mmax	-579.8	-38.393	SEC	0	0	9,8	
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} etage .	30x30	Nmax-Mcor	-1035.57	9.731	SEC	0	0	7,2	4HA12+4HA14 10.66 cm ²
		Nmin-Mcor	271.71	-10.497	SEC	0	0	7,2	
		Ncor- Mmax	53.842	-43.49	SPC	0	4.30	7,2	
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} , et 11 etage	25x25	Nmax-Mcor	-513.40	-7.166	SEC	0	0	05	8HA12 09.05 cm ²
		Nmin-Mcor	-69.07	4.221	SEC	0	0	05	
		Ncor- Mmax	36.73	-27.25	SPC	0	3.52	05	

VI.1.4 Armatures transversales :(art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VI.1.4.1 Diamètre des armatures transversales : BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en HA8,

Donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures transversal :

sections d'acier est résumé dans les tableaux ci-dessous :

Niveau	Section	Sollicitation	N(kN)	M(kNm)	obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	Armatures
RDC + 1 ^{er} étage	35x35	Nmax-Mcor	-1324	-0.81	SEC	0	0	2.01	2 cadres de HA 8 2.01cm ²
		Nmin-Mcor	395.91	1.802	SEC	0	0	2.01	
		Ncor- Mmax	508.72	15.068	SEC	0	0	2.01	
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} etage .	30x30	Nmax-Mcor	-1035	0.097	SEC	0	0	2.01	2 cadres de HA 8 2.01cm ²
		Nmin-Mcor	271.71	-4.792	SEC	0	0	2.01	
		Ncor- Mmax	28.681	-26.47	SEC	0	0	2.01	
6 ^{eme} ,7 ^{eme} , 8 ^{eme} ,9 ^{eme} , 10 ^{eme} ,et 11 etage	25x25	Nmax-Mcor	-513.40	1.244	SEC	0	0	2.01	2 cadres de HA 8 2.01cm ²
		Nmin-Mcor	-85.89	-27.07	SPC	0	1.44	2.01	
		Ncor- Mmax	-27.07	-27.25	SPC	0	1.99	2.01	

VI.1.4.2 Espacement des armatures transversales :

- ◆ Selon le BAEL 91 Art A8.1.3

$$S_t \leq \min\{15\varphi_t^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- ◆ Selon le RPA 99 version 2003 : Art 7.4.2.2

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Calcul de l'élanement λ_g : BAEL 91 Art : B8.4.1

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.50 L_0$

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

Poteaux (35x35) :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.35 \times 0.35^3}{12} = 0.00125 \text{ m}^4 \quad s = 0.35 \times 0.35 = 0.1225 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.00125}{0.1225}} = 0.1010 \text{ m}$$

$$L_f = 0.50 \times 3.06 = 1.53 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{1.53}{0.1010} = 16.77$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

♦ **Selon le RPA99 version 2003** Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10\varphi_l^{min}, 15\text{cm}\} = \min\{12, 15\} \text{ cm} \quad \text{en Zone II}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\varphi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \quad \text{en Zone II}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

- **Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$**

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 23.16 \text{ kn}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 23.16 \times 1000}{35 \times 400} \times 15 = 0.4135 \text{ cm}^2$$

- **Zone nodale :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 23.16 \times 1000}{35 \times 400} \times 10 = 0.6203 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$ soit deux cadres pour tous les poteaux .

VI.1.4.3 Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$$

Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (30×30) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (25×25) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (30×30) : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (25×25) : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Longueur de recouvrement :

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Remarque :

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins fragile.

➤ **Détermination de la zone nodale :**

Poteaux (35× 35) cm²:

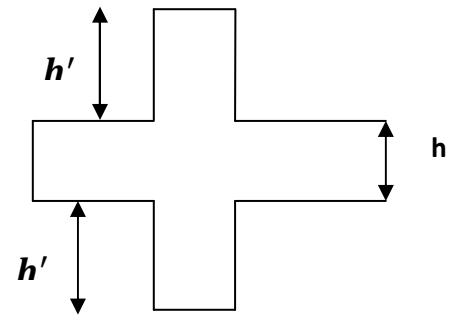
$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) = \max \left(\frac{306-30}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (30× 30) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) = \max \left(\frac{306-30}{6}; 30; 30; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (25× 25) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306-30}{6}; 25; 25; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$



Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

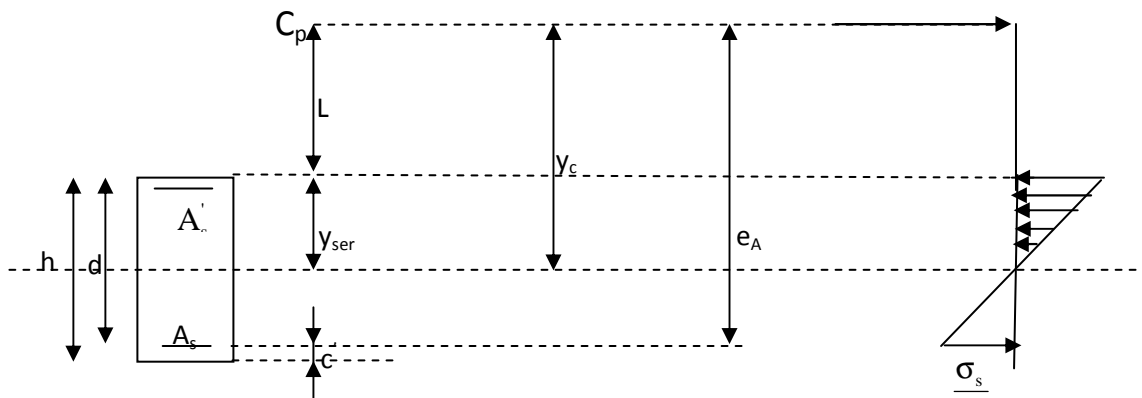
VI.1.5 Vérification à l'ELS :

a) État limite de compression de béton

La vérification de nos poteaux 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 $\bar{\sigma}_{st}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

❖ **Section partiellement comprimée :**



Position de centre de pression.

- Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.
- L : distance du centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} L < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section).} \\ L > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section).} \end{cases}$$

$$L < 0 \Rightarrow -L = e_A - d \Rightarrow L = d - e_A$$

$$L > 0 \Rightarrow L = e_A - d$$

$$y_{ser} = y_c + L$$

$$\text{tel que : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de : <<>

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3L^2 - \frac{90A'_s(L - C')}{b} + \frac{90A_s(d - L)}{b}$$

$$q = -2L^3 - \frac{90A'_s(L - C')}{b} + \frac{90A_s(d - L)^2}{b}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$, puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

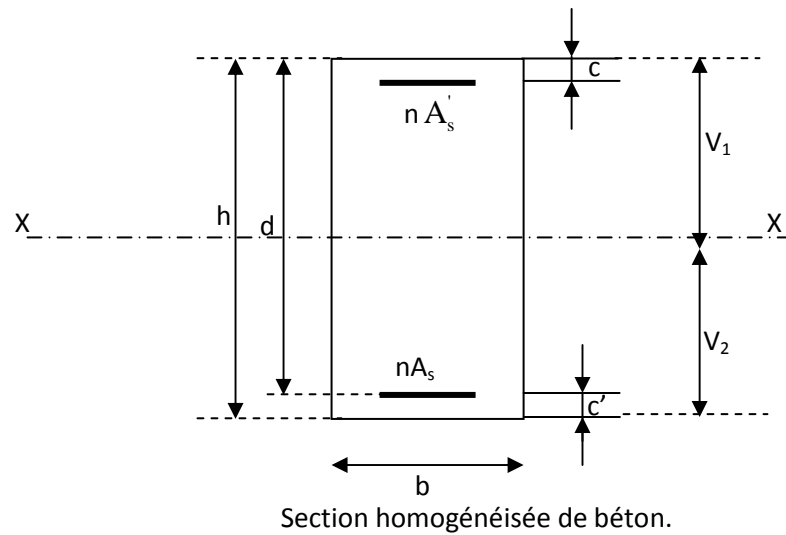
$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{p}{3 \times z}$$

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



La section rendue homogène c'est à dire la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{I}$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes sont données comme suite avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = Ky_{ser}$$

$$\sigma_s = nK(d - y_{ser}) \quad \text{avec } n=15.$$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

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_{bs} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

section <i>cm²</i>	A <i>cm²</i>	sens	N <i>Kn</i>	M <i>Kn.m</i>	σ_{bcs} <i>Mpa</i>	σ_{ss} <i>Mpa</i>	σ_{si} <i>Mpa</i>	σ_{bci} <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_{bc}$ <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_s$	observation
35x35	4HA14 + 4HA12	x-x	957.13	0.135	6.92	103.8	103.8	6.89	15	348	ok
			191.34	0.122	1.39	20.9	20.6	1.37	15	348	ok
			339.8	3.973	2.89	42.1	31.4	2.0	15	348	ok
		y-y	957.13	3.72	7.33	108.6	98.7	6.49	15	348	ok
			191.34	4.113	1.84	26.2	15.2	0.92	15	348	ok
			553.5	17.205	5.92	83	36.8	2.07	15	348	ok
30x30	8HA12	x-x	748.78	0.062	75.24	108.6	108.3	7.22	15	348	ok
			137.41	0.077	1.34	20.1	19.7	1.31	15	348	ok
			407.7	5.91	4.97	71	47.1	2.90	15	348	ok
		y-y	748.78	6.993	8.45	122.6	94.3	06.0	15	348	ok
			137.41	3.159	1.88	26.3	13.5	0.77	15	348	ok
			346.8	14.377	5.83	80	20.5	0.87	15	348	ok
25x25	8HA12	x-x	371.78	0.892	5.14	76.14	70.6	4.63	15	348	ok
			50.31	0.046	0.67	10.10	9.78	0.65	15	348	ok
			71.2	9.205	4.25	46.5	-41.5	0	15	348	/
		y-y	371.78	5.153	6.37	89.3	57.3	3.14	15	348	ok
			50.31	3.052	1.56	19.6	-0.23	0	15	348	/
			25.9	14.96	6.44	56.5	-149.5	0	15	348	/

b) 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

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

On a $\lambda_g > 5$ donc $\rho_d = 0.075$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

◆ **Poteaux (35×35)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.16 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.206 \text{ MPa}$$

◆ **Poteaux (30×30)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.16 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.285 \text{ MPa}$$

◆ **Poteaux (25×25)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.16 \times 10^3}{250 \times 220} = 0.421 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

c) Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Poteaux (35x35):

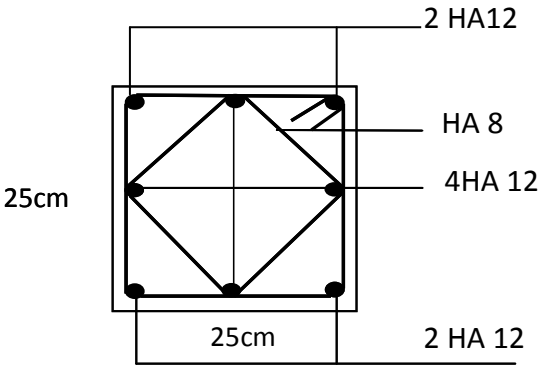
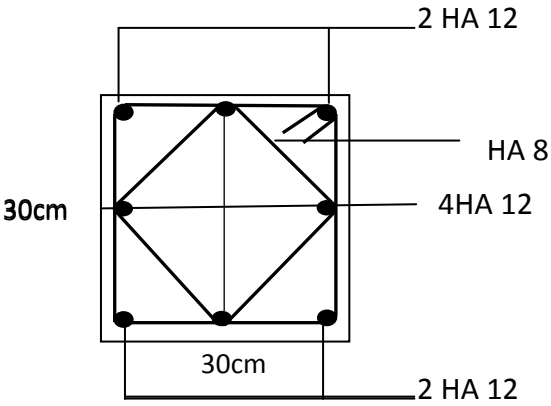
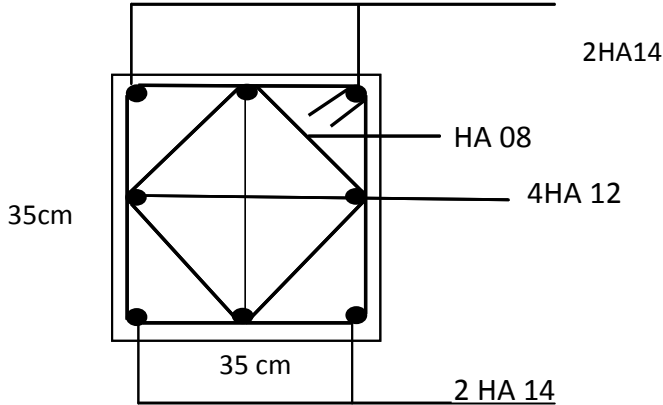
combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	1324	4.696	0.354	9.80	10.66

Poteaux (30x30):

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	1035.5	9.731	0.93	7.2	9.04

Poteaux (25x25):

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	513.40	7.166	1.39	05	9.04



Le ferrailage des poteaux.

VI.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

VI.2 Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

VI.3 Méthode de calcul

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

VII.3.1 Excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

VI.3.2 Calcul de la hauteur utile d :

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

a)- La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

b)- La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

c)- La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur l_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant (schéma 3).

VI.3.3 La longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

B : Section du béton

I : Moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12}$

y : Bras de levier $y = L/2$

VI.3.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

VI.3.5 Ferrailage

A. Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

B. Armatures horizontale

- **Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)**
 - ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
 - ✓ $A_H \geq 0.15\%B$
 - ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- **Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

D. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

F. Espacement

Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad a: \text{épaisseur du voile}$$

À chaque extrémité du voile 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 égales à 15 cm

G. Longueur de recouvrement

Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003

Elle doit être égale à :

40 ϕ pour les barres situés dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible

20 ϕ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.6 Vérifications :**A. Exigence de RPA**

Zone tendue : $A_t \geq 0.2\%bL_t$ (Art 7.7.4.1)

Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\%B$ (Art 7.7.4.2)

Zone courante :

On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

B. Exigence du BAEL

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

VI.3.7 Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec

N_s : effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

VI.3.8 Vérification de la contrainte de cisaillement**A. D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} \text{ avec } T = 1.4 T_u$$

b : épaisseur de voile

d : hauteur utile ($d=0.9h$) h : hauteur de la section brute.

B. D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times 0.9L}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3}$$

VI.4 calcul pour le voile 15 qui est en interaction avec le portique 7

ZONE I : RDC 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : (cas accidentel)

$$L=3.3\text{m}$$

$$e = 0.2\text{m}$$

$$B = 0.66 \text{ m}^2$$

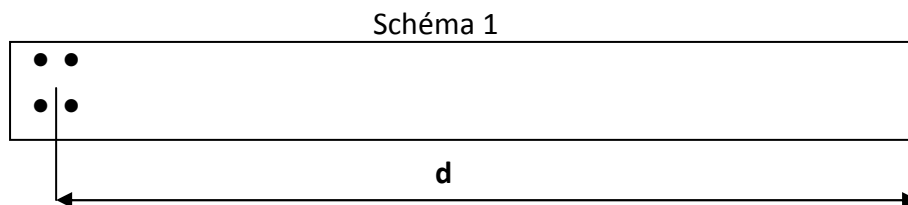
$$I = 0.59\text{m}^4$$

$$N_u = 123.85\text{kN} \text{ (effort de compression)}$$

$$M_u = 2277.89\text{kN.m}$$

La hauteur utile d :

- ❖ **1^{er} cas:** il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).



$$\blacktriangleright d = L - (\text{CDG des armatures du potelet}) = 330 - (5+4) = 321 \text{ cm}$$

VI.4.1 Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2277.89\text{kN}}{123.85} = 1.08 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

VI.4.2 Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{123.85}{0.66} + \frac{2277.89 \times 1.65}{0.59} \right) \times 10^{-3} = 6.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{123.85}{0.66} - \frac{2277.89 \times 1.65}{0.59} \right) \times 10^{-3} = -6.18 \text{ MPa}$$

VI.4.3 Calcul de la longueur de zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{6.37 \times 3.3}{6.37 + 6.18} = 1.67m$$

VI.4.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 2277.89 + 123.85(3.21 - 1.65) = 2471.09kN.m$$

VI.4.5 Ferrailage du voile

A. Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad eavc \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 MPa$$

$$\mu = \frac{2471.09 \times 10^3}{20 \times 321^2 \times 21.74} = 0.055 < \mu_l = 0.392 \quad SSA$$

Donc $\beta = 0.972$

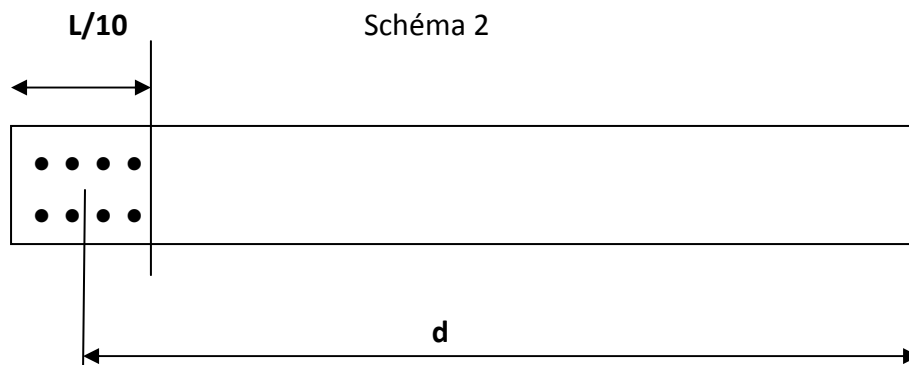
$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{2471.09}{0.972 \times 3.21 \times 400} - \frac{123.85}{400} = 16.60 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA25 = 19.63 cm².

Pour un meilleur choix du diamètre on va calculer la section d'acier pour le 2ème cas.

❖ 2^{ème} cas:

Il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).



$$\triangleright d = L - [(L/10)/2] = 330 - 16.5 = 313.5 \text{ cm}$$

VI.4.1 Calcul de l'excentricité

$$e = 1.08 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

VI.4.2 Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{123.85}{0.66} + \frac{2277.89 \times 1.65}{0.059} \right) \times 10^{-3} = 6.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{123.85}{0.66} - \frac{2277.89 \times 1.65}{0.059} \right) \times 10^{-3} = -6.18 \text{ MPa}$$

VI.4.3 Calcul de la longueur de zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{6.37 \times 3.3}{6.37 + 6.18} = 1.67 \text{ m}$$

VI.4.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 2277.89 + 123.85(3.135 - 1.65) = 2461.8 \text{ kN.m}$$

VI.4.5 Ferrailage du voile

A. Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad e_{avc} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{2461.8 \times 10^3}{20 \times 313.5^2 \times 21.74} = 0.057 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

Donc $\beta = 0.976$

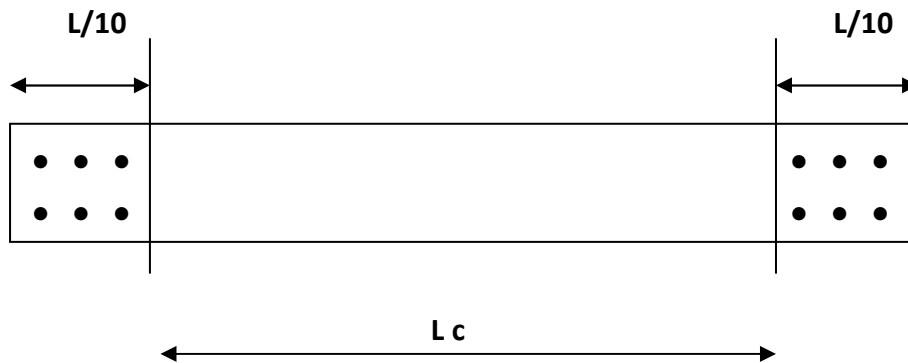
$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \frac{2461.8}{0.991 \times 3.135 \times 400} - \frac{123.85}{400} = 17.00 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA20 = 18.84 cm².

Calcul des armatures verticales dans tout le voile :

Calcul des armatures verticales dans la zone courante

Détermination de la zone courante : L_c



$$L_c = L - (L/10 + L/10) = 330 - 66 = 264 \text{ cm.}$$

- Armatures verticales de la zone courante :

$$A_c = 0.10\% \times B_c$$

Avec B_c = la section de la zone courante.

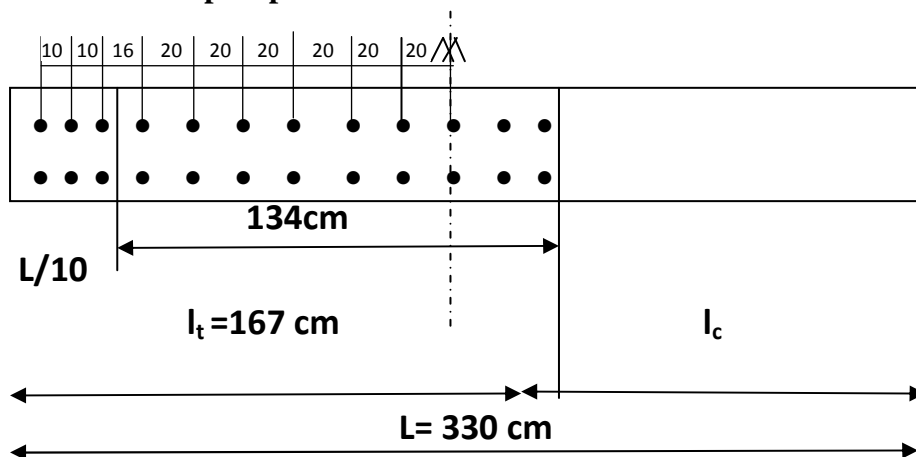
$$B_c = 2.64 \times 0.2 = 0.528 \text{ m}^2.$$

$$A_c = 0.10\% \times B_c = 0.001 \times 5280 = 5.28 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times (12 \text{ HA}8)$ espacement = 20 cm

$$A_{\text{adopté}} = 24 \text{ HA}8 = 12.04 \text{ cm}^2$$

- Section adoptée pour la zone tendue



$$\text{\AA } L/10: A_{\text{adopté}} = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{\AA } L = 134 \text{ cm}: A_{\text{adopté}} = 14\text{HA } 8 = 7.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 18.84 + 7.02 = 25.86 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale pour la zone tendue**

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$$A_{\text{min}} = 0.2\%bL_t = 0.002 \times 0.2 \times 1.67 = 6.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{LT adopté}} = 25.68 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.68 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale dans tout le voile** (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003)

$$A_{\text{min}} = (0.15\%B) = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 30.84 \text{ cm}^2 > 8.4 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée est égale à :

La section totale adoptée est de **29.84 cm² (12 HA20 + 22HA8)**

B. Armature horizontale

$$A_H \geq \max\left(\frac{A_{v \text{ ad}}}{4}; 0.15\%B\right) = \max(7.46; 9.9) = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_H = 14\text{HA}10 = 10.92 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

C. Armature transversale

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

VI.4.6 Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{1519.87 \times 10^3}{0.66 \times 10^6 + 15 \times 30.84 \times 10^2} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.15 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

VI.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

A. D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 253.08}{0.2 \times 0.9 \times 3.3 \times 10^3} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.6 \text{ MPa.}$$

B. D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{253.08}{0.2 \times 0.9 \times 3.135 \times 10^3} = 0.448 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75 \text{ MPa}$$

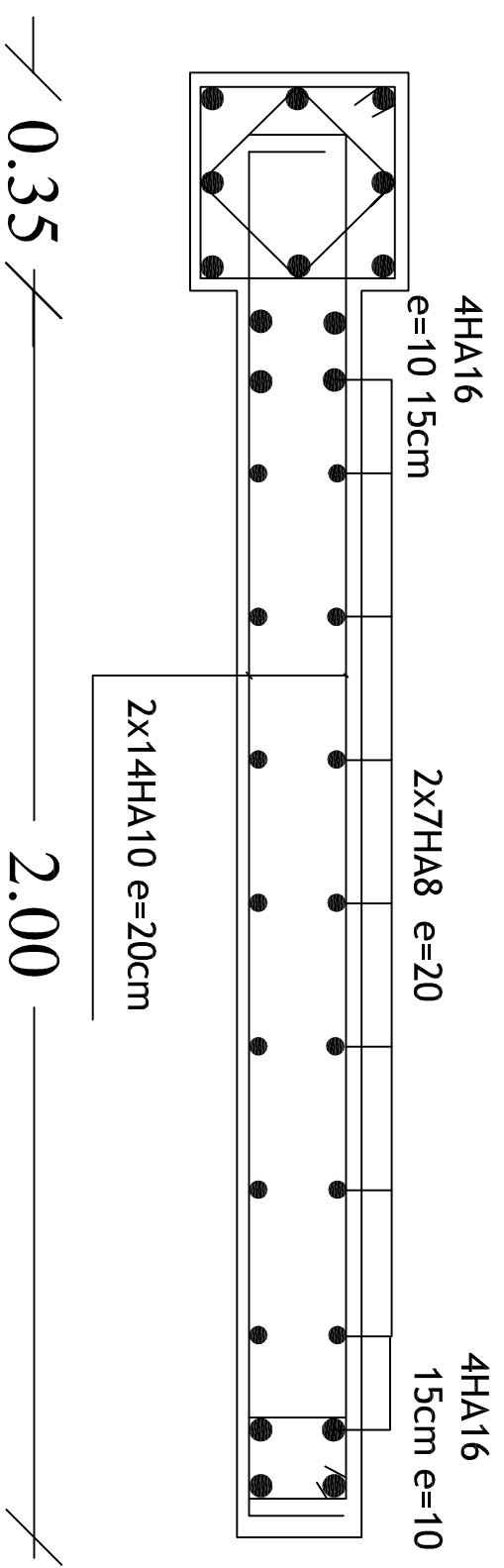
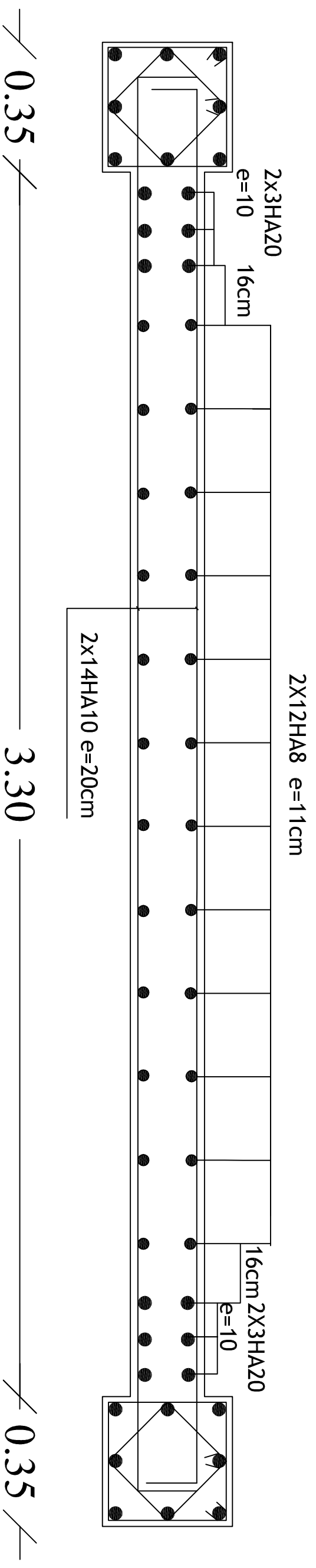
$$\tau_u = 0.448 \leq \bar{\tau}_u = 4.75 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

L'ensemble des calculs sont donné sous forme de tableaux. Pour les voiles 7 et 8 dans les différentes zones.

- Zone I : , RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Zone II : du 4^{ème} jusqu'au 7^{ème} étage.
- Zone III : 8^{ème} et 9^{ème} étage.

avoile	L(m)	e(m)	B(m2)	I(m4)	cas	Nu(Kn)	Mu(kN.m)	Obs	σ_{max} MPa	σ_{min} MPa	Lt (m)	d(m)	M (KNm)	At (Cm ²)	At max (cm ²)	Atmin (Cm ²)	Ac (Cm ²)	Ac adop	T (KN)	Atot Cm ²	Atot min Cm ²	Atot adop C(m ²)	Ah (Cm ²)	Tu (MPa)	Tb MPa	NS (Kn)	obc (MPa)
Zone1 Voile8	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 1	4665.19	88.3	SEC	7.31	6.82	/	3.14	/	/	18.84	8.2	5.2	11.00	113.78	29.84	8.20	12HA20 e=10 24HA8 e=11	14HA10 10.92 es=20cm	0.2	0.19	1241.41	1.76
	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 2	1472.65	28.162	SEC	2.27	2.23	/	3.14	/	/													
	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 3	1895.79	7108.9	SPC	14.6	- 8.85	2.05	3.14	9933.6	43.90													
Zone1 Voile1	2	0.2	0.4	0.13	cas 1	1472.3	19.36	SEC	3.92	3.43	/	1.9	/	/	7.88	4.12	3.08	11.00	241.8	18.88	5.40	8HA16 e=10 14HA8 e=20	14HA10 10.99 ES=20	0.7	0.67	539.45	1.25
	2	0.2	0.4	0.13	cas 2	581.7	17.46	SEC	1.67	1.23	/	1.9	/	/													
	2	0.2	0.4	0.13	cas 3	112.74	690.77	SPC	9.04	-8.4	1.03	1.9	792.22	7.88													
Zone2 Voile8	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 1	2761.2	26.47	SEC	4.22	4.13	/	3.14	/	/	18.38	7.5	5.2	11.00	130.25	29.38	8.20	12HA20 e=10 24HA8 e=11	14HA10 10.92 es=20	0.23	0.21	847.04	1.20
	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 2	781.77	24.51	SEC	1.22	1.14	/	3.14	/	/													
	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 3	1004.7	3627.40	SPC	11.66	-8.62	1.89	3.14	5124.4	18.88													
Zone2 Voile1	2	0.2	0.4	0.13	cas 1	1077.8	65.58	SEC	3.19	2.19	/	1.9	/	/	5.2	5.2	3.08	11.00	146.11	16.2	5.40	8HA14 e=10 14HA8 e=20	14HA10 10.92 es=20	0.42	0.40	456.24	1.07
	2	0.2	0.4	0.13	cas 2	211.18	82.07	SEC	1.15	0.1	/	1.9	/	/													
	2	0.2	0.4	0.13	cas 3	360.31	357.65	SPC	3.65	- 1.85	1.32	1.9	681.92	0.1													
Zone3 Voile8	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 1	1612.14	9.46	SEC	2.46	2.41	/	3.14	/	/	10.2	10.2	5.2	11.00	117.68	21.2	8.20	8HA14 e=10 24HA8 e=11	14HA10 10.92 es=20	0.208	0.198	449.71	0.65
	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 2	162.17	7.47	SEC	0.26	0.22	/	3.14	/	/													
	3.3	0.2	0.66	0.59	cas 3	886.6	1483.02	SPC	3.79	-1.1	2.55	3.14	2804.05	0.93													
Zone3 Voile1	2	0.2	0.4	0.13	cas 1	364.76	3.243	SEC	9.14	9.09	/	1.9	/	/	5.3	5.3	3.08	11.00	117.77	17.04	5.40	12HA12 e=10 14HA8 e=20	14HA10 10.92 es=20	0.34	0.32	165.5	0.38
	2	0.2	0.4	0.13	cas 2	25.86	24.72	SPC	0.25	-0.125	1.33	1.9	25.58	0.043													
	2	0.2	0.4	0.13	cas 3	165.71	103.34	SPC	1.2	-0.38	1.51	1.9	252.47	0.8													

Pour les sections entièrement comprimées le calcul s'est fait en flexion composée est le béton reprend suffisamment les efforts $A_s=0$ cm²



ferrailage des voiles

Introduction :

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VII-I Les principaux rôles de la fondation :

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général 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 s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

❖ Fondation semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

Les puits : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

Les pieux : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées, introduites dans des forages dans le sol.

VII-I-1 Étude 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 $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-I-2 Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de fondation convenable.

VII-I-3 Dimensionnement de la fondation :

VII-I-3-1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal " N_{ser} " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 5791.95 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 ; B \geq \sqrt{\frac{5791.95}{250}} = 4.81m$$

On opte pour : $A=B= 5 \text{ m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

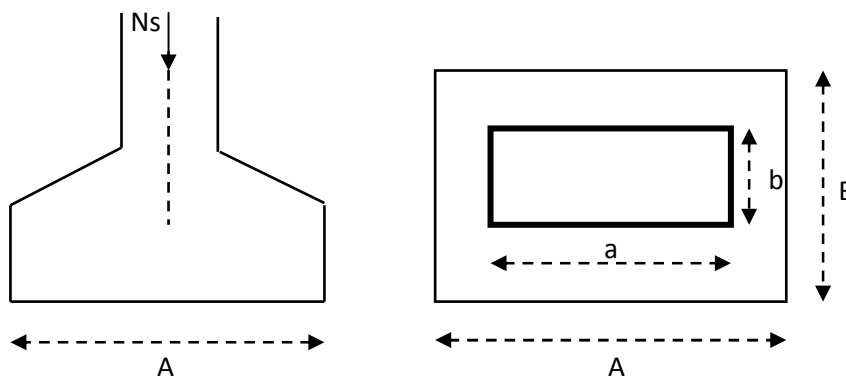


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle

VII-I-3-2 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 :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

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 :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m ²)	S=B*L (m ²)
VL17	821.76	3.3	0.99	3.26
VL15	1520.59	3.3	1.85	6.072
VL16	648	3.8	0.68	2.58
VL8	878.87	3.8	0.92	3.49
VL9	1202.99	3.3	1.45	4.78
VL10	985.66	4	0.98	3.92
VL11	498.41	2	0.99	1.99
			Somme	26.03

➤ **Sens transversal :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m ²)	S=B*L (m ²)
VT1	539.44	2	1.07	2.14
VT2	1114.73	2.95	1.51	4.45
VT3	696.94	2	1.39	2.78
VT4	553.88	1.5	1.47	2.205
VT18	498.41	3.35	0.59	1.97
VT5	1152.88	2	2.3	4.6
VT7	1390.60	2	5.56	11.12
			Somme	26.58

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 26.03 + 26.58 \Rightarrow S_v = 52.61 \text{ m}^2$$

VII-I-3-3 Semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
-

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	N _s (KN)	M (KN.m)	e (m)	N _s *e
C81	335.26	-0.027	-9.675	-3243.64
C80	698.70	-0.399	-5.675	-3965.12
C79	953.59	-0.103	-1.075	-1025.1
C78	430.83	0.399	2.22	965.44
C75	340.07	0.947	5.75	1955.4
C76	395.31	0.271	9.675	3824.62
SOMME	3153.76	1.088		-1497.4

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

➤ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1497.4 + 1.088}{3153.76} = -0.47m$$

➤ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = -0.47m < \frac{L}{6} = \frac{4.55}{6} = 0.75m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3153.76}{19.35} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.47}{19.35}\right) = 186.73KN/ml$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3153.76}{19.35} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.47}{19.35}\right) = 139.23KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3153.76}{19.35} \times \left(1 + \frac{3 \times -0.47}{19.35}\right) = 151.10KN/ml$$

VII-I-3-4 Détermination de la largeur de la semelle :

Calcul de $\sigma_{(3/4)}$:

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{L_T \cdot B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{ce qui donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right)$$

$$B \geq \frac{3153.76}{250 \times 19.35} \left(1 + \frac{3 \times -0.47}{19.35}\right) = 0.604m$$

On adopte une largeur **$B = 70cm$** .

$$\rightarrow \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{3153.76}{1 \times 19.35} \left(1 + \frac{3 \times -0.47}{19.35}\right) = 215.86kN/m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 11.96 \times 8 = 95.68 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 95.68 + 52.67 = 148.35 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 27.7 \times 19.35 = 535.99m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{148.35}{535.99} = 0.276$$

$$S_t < 50 \% S_{\text{bât}}$$

Remarque: La surface totale des semelles représente 48,66 % de la surface totale du bâtiment

($S_s < 50 \% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

$$\text{b-2-Hauteur de la semelle : } h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec : B : largeur de la semelle.

h_s : hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{70-35}{4} + 5 = 13.75 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h_s = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : $L = 19.35 \text{ m}$

$$B = 70 \text{ cm}$$

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

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

c- Etude de la poutre de rigidité :

Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4.55 \text{ m} \Rightarrow \frac{455}{9} \leq h_p \leq \frac{455}{6}$$

$$\Rightarrow 50.5 \leq h_p \leq 75.83$$

On adopte une hauteur $h_p = 75 \text{ cm}$

$$h_p = 75 \text{ cm} \Rightarrow \frac{75}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 75}{3}$$

$$\Rightarrow 25 \leq b_p \leq 50$$

On adopte une largeur $b_p = 45 \text{ cm}$

Ferraillage de la poutre (ELU) :

Poteau	$N_U(\text{KN})$	M (KN.m)	e (m)	$N_U * e$
C81	476.74	1.304	-9.675	-4612.45
C80	461.33	-0.042	-5.675	-2618.04
C79	964.94	-0.544	-1.075	-1037.31
C78	1319.1	-0.138	2.22	2928.44
C75	545.02	0.371	5.75	3133.86
C76	593.33	0.539	9.675	5740.45
SOMME	4360.46	1.48		-2370.74

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3534.91 + 1.48}{4360.46} = 0.81 \text{ m}$$

- **Calcul de la charge uniforme :**

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{4360.46}{19.35} \left(1 + \frac{3 \times 0.81}{19.35} \right) = 253.64 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées 6-7

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{253.64 \cdot (4.55)^2}{8} = 656.37 \text{ kN.m}$$

La travée 5-6 et 3-5

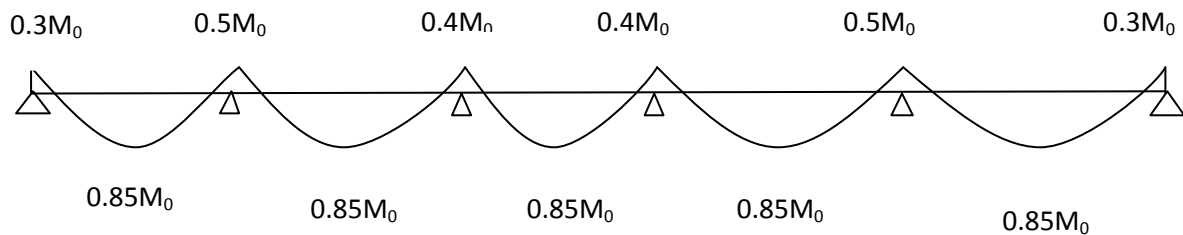
$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{253.64 \cdot (3.3)^2}{8} = 345.26 \text{ kN.m}$$

La travée 4-5:

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{253.64 \cdot (3.8)^2}{8} = 457.82 \text{ kN.m}$$

La travée 7-9

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{253.64 \cdot (4)^2}{8} = 507.28 \text{ kN.m}$$



Calcul des armatures :

Aux appuis :

Appuis	M_A kN.m)	μ	β	A_u (cm ²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
1	137.34	0,028	0,986	5.71	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA14+ 3HA16 = 10.65
3	228.91	0,046	0,976	9.62	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA14+ 3HA16 = 10.65
5	138.10	0,028	0,986	5.74	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA14+ 3HA16 = 10.65
6	138.10	0,028	0,986	5.74	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA14+ 3HA16 = 10.65
7	328.18	0.06	0.969	13.90	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA20+ 3HA16 = 15.45
9	152.18	0.031	0.984	6.34	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA14+ 3HA16 = 10.65

Tableau X-3 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée :

Travée	M_t (kN.m)	μ	β	A_u (cm ²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
1-3	389.14	0.079	0.958	16.67	3.80	$A_u > A_{min}$	6HA 20 =18.84
3-5	293.47	0.06	0.969	12.43	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA 20+5HA16= 15.45
5-6	293.47	0.06	0.969	12.43	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA 20+5HA16= 15.45
6-7	557.91	0.114	0.939	24.39	3.80	$A_u > A_{min}$	6HA25 = 29.45
7-9	431.18	0.088	0.954	18.55	3.80	$A_u > A_{min}$	6HA 20 =18.84

Tableau X-4 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

Vérifications :

Vérification de la contrainte à l'ELS :

- Dans le béton :

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} \quad \text{Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de } k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

Appui	M _s (kN.m)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
1	69.54	0.38	0.904	37.08	2.78	15	Vérifiée
3	115.91	0.38	0.904	37.08	4.63	15	Vérifiée
5	69.92	0.38	0.904	37.08	2.79	15	Vérifiée
6	69.92	0.38	0.904	37.08	2.79	15	Vérifiée
7	166.17	0.49	0.894	32.17	5.31	15	Vérifiée
9	77.06	0.38	0.904	37.08	3.08	15	Vérifiée

Tableau X-5 : Vérifications des contraintes

En travée :

Travée	M _s (kN.m)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
1-3	231.82	0.59	0.886	28.86	6.87	15	Vérifiée
3-5	174.82	0.49	0,894	32.17	5.62	15	Vérifiée
5-6	174.82	0.49	0,894	32.17	5.62	15	Vérifiée
6-7	332.35	0.93	0.864	21.76	8.57	15	Vérifiée
7-9	256.87	0.59	0.886	28.86	7.61	15	Vérifiée

Tableau X-6 : Vérifications des contraintes en travée.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{253.64 \times 4.55}{2} = 577.03 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{577.03 \times 10^3}{450 \times 700} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min(2; 4.5; 1.4) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1.4 \text{ cm} \quad \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t; 30\right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(17.5; 30; 30)$$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 25$$

Vérification des armatures transversales :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4 \phi^2 = 2,02 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

X-2 Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B - b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{où } N_{uf} = B \sigma_{\frac{3}{4}} 100$$

A_B est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$B = 0.7 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 215.86 \times 0.7 \times 1 \text{ m} = 501,10 \text{ kN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{501.10 \times (70 - 45)}{8 \times 75 \times 34,8} = 0,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **5 HA 12 = 5,65 cm²/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 10 = 3,14 cm²**

X-3 Ferrailage de la semelle sous mur (V₁₅) :

Dimensionnement :

$$N_s = 1519.87 \text{ kN} ; L = 4\text{m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ MPa}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{1519.87}{250 \times 4} = 1,51 \text{ m}$$

On prend : $B = 160 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{160 - 20}{4} + 5 = 40 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40\text{cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 160 cm

h = 40 cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{1519.87}{1,6 \times 4} = 237.47 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 237.47 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 2083.03 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B - b)^2}{8 B} \Rightarrow M_u = \frac{2083.03 \times (1,6 - 0,2)^2}{8 \times 1,6} = 318.96 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0,9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{318,96 \times 10^3}{0,9 \times 1550 \times 348} = 6,57 \text{ cm}^2$$

On prend **6 HA12 = 6,78 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,80}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soient **5 HA 10 = 4,52 cm²**

X-4 Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S₂ et S₃

-(30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S₄

On adoptera pour notre cas une section de **(25 X 30)**.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec N : égale à la valeur maximale des charge verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Armatures longitudinales :

$$N = 953,59 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{953,59}{15} = 63,57 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{63,57 \cdot 10}{348} = 1,82 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 12 = 4,52 cm²/ml**

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 25 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min(0,85; 2,5; 1,2) \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 0,85 \text{ cm}$ on prend un cadre HA8

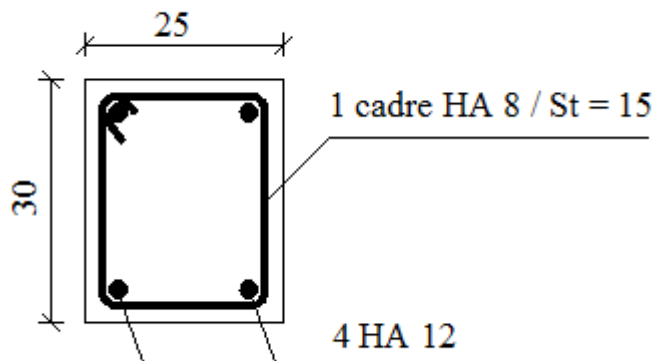
Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_t) \text{ cm}$$

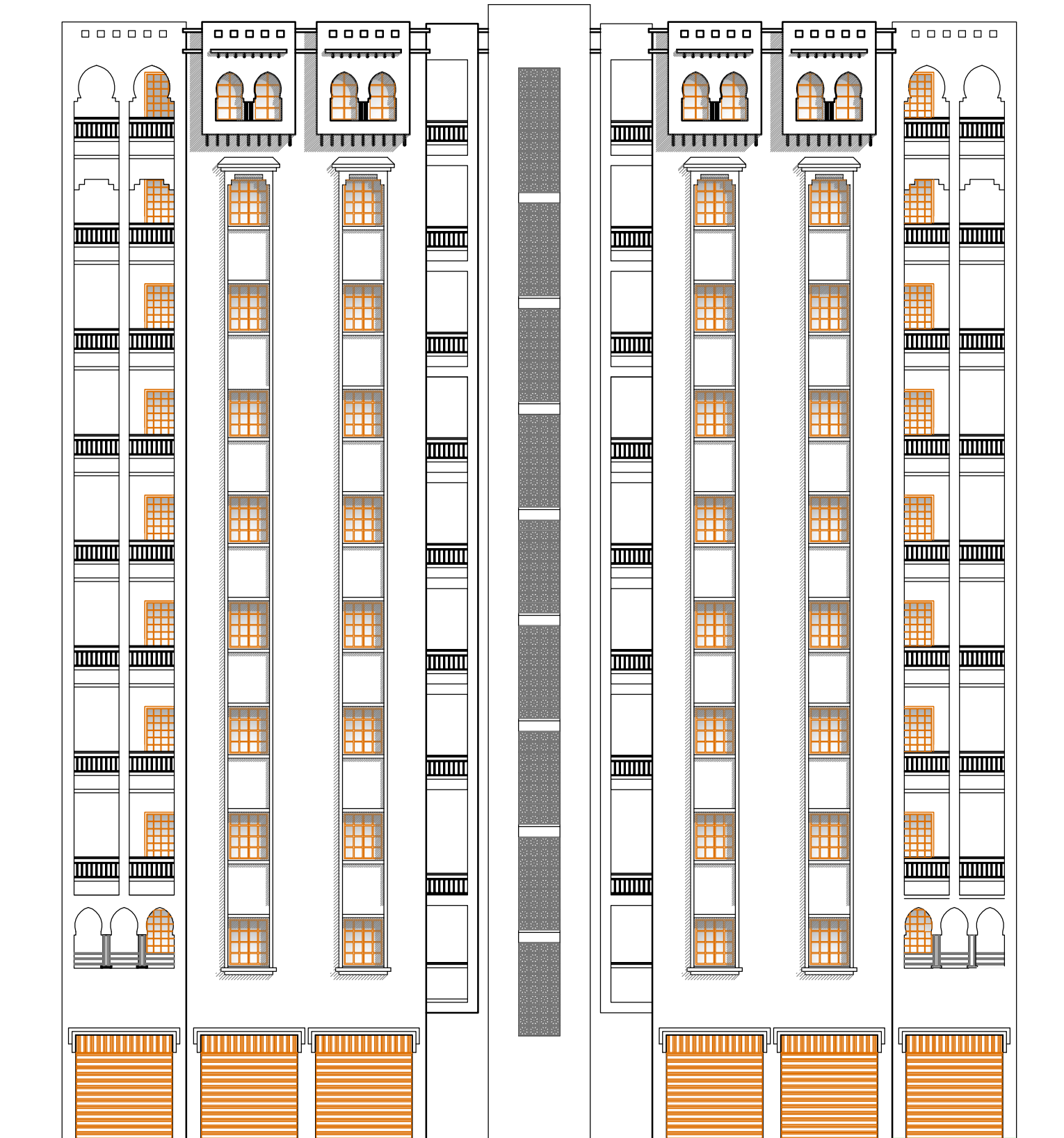
$$S_t \leq \min(20; 21) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$

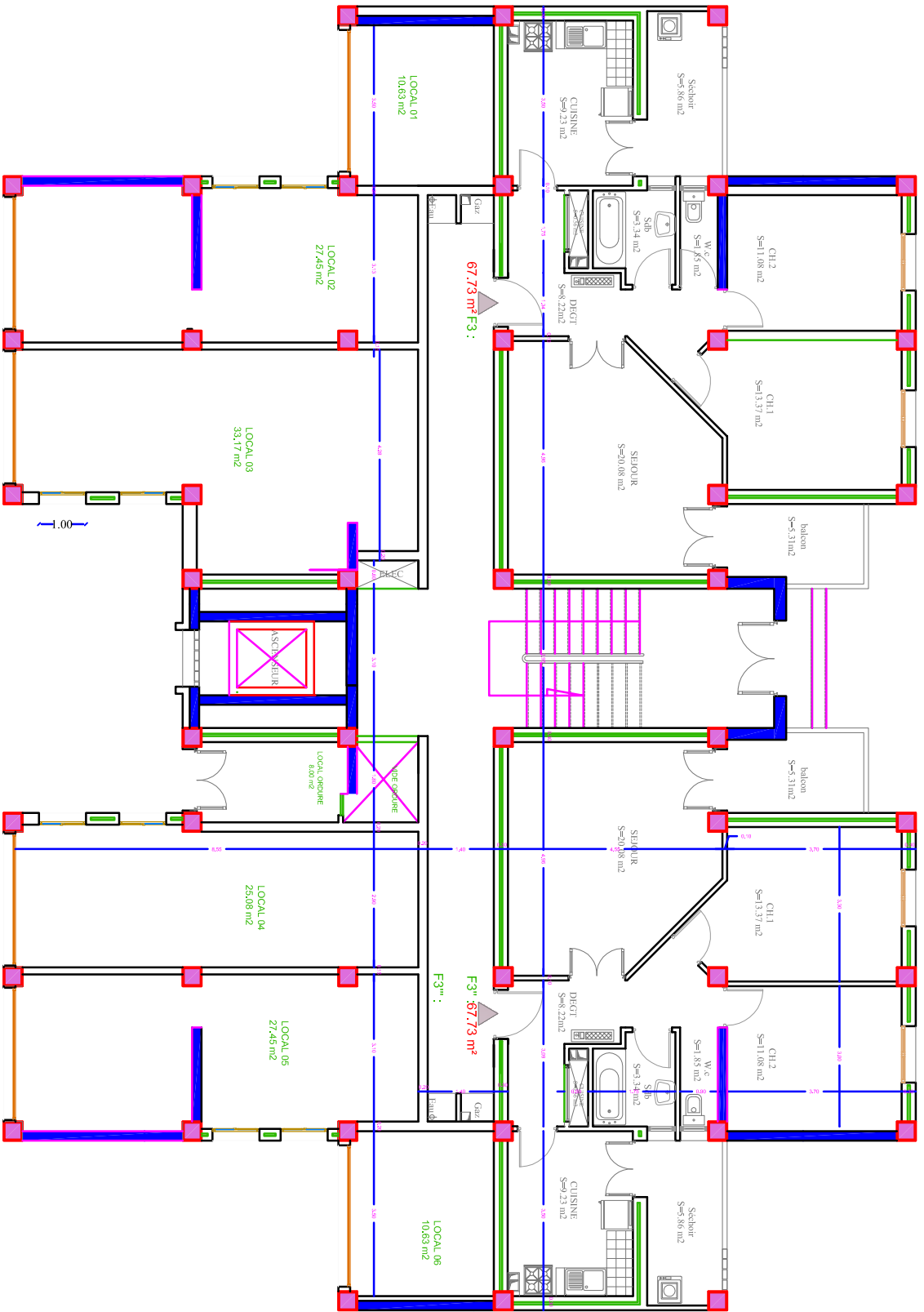


Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996).
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994).
- BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé. Théorie et applications Pierre CHARON (Edition EYROLLES).
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- Calcul pratique des tours en béton armé. Marius DIVER (Edition DUNOD 1972).
- DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- André coin, calcul des Bâtiments en béton armé, septembre 1999, édition Eyrolles.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.



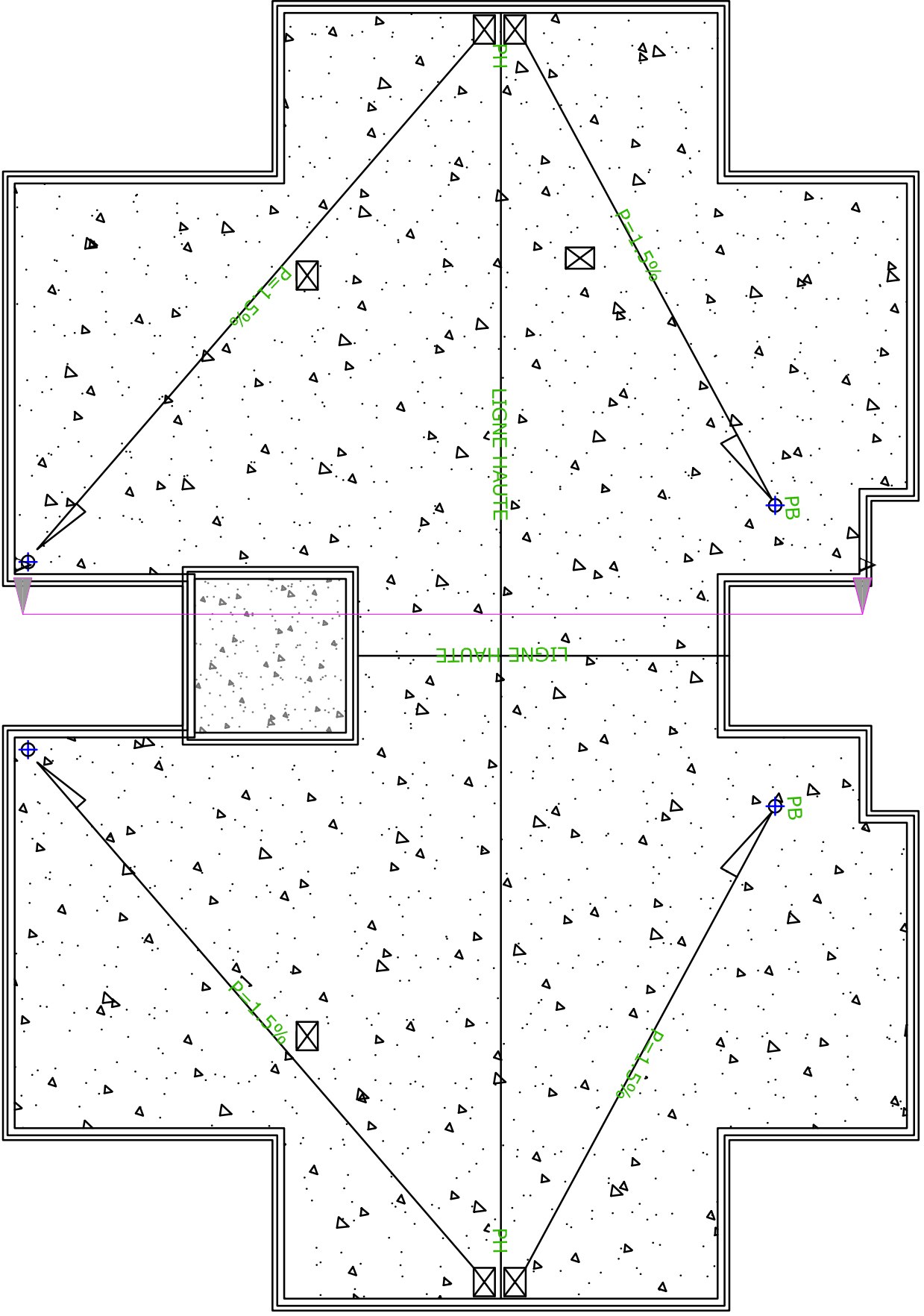
Façade principale

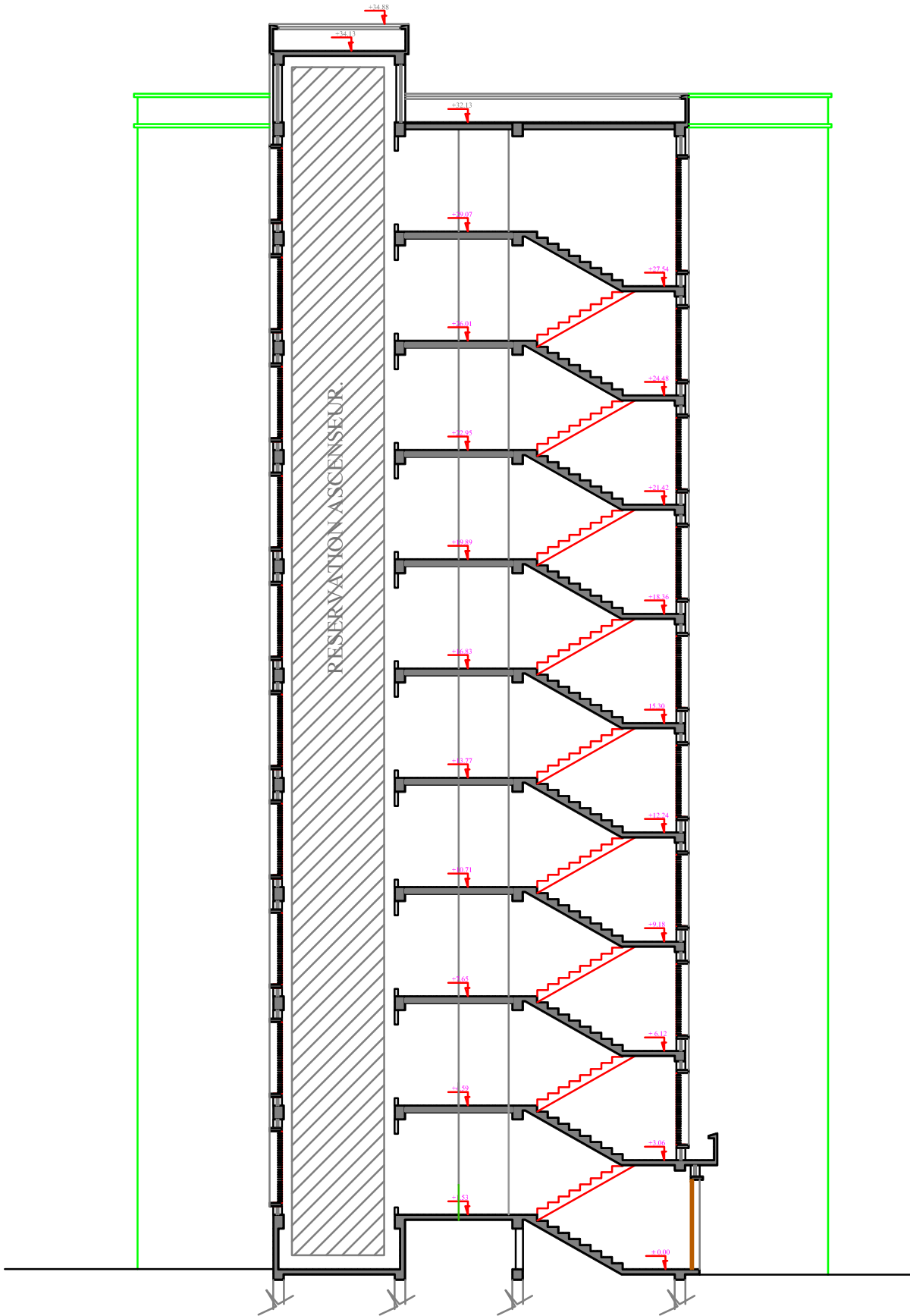


27/70

PLAN DE RDC

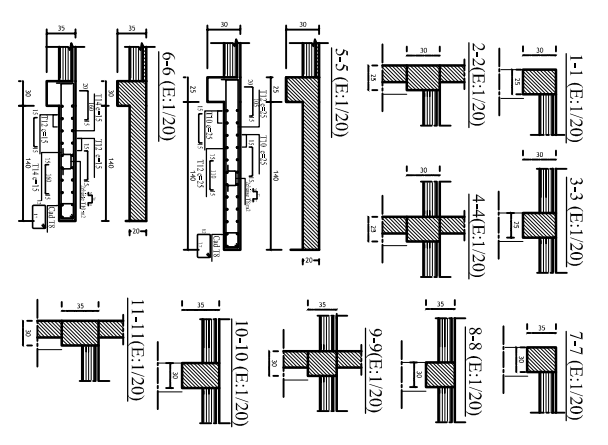
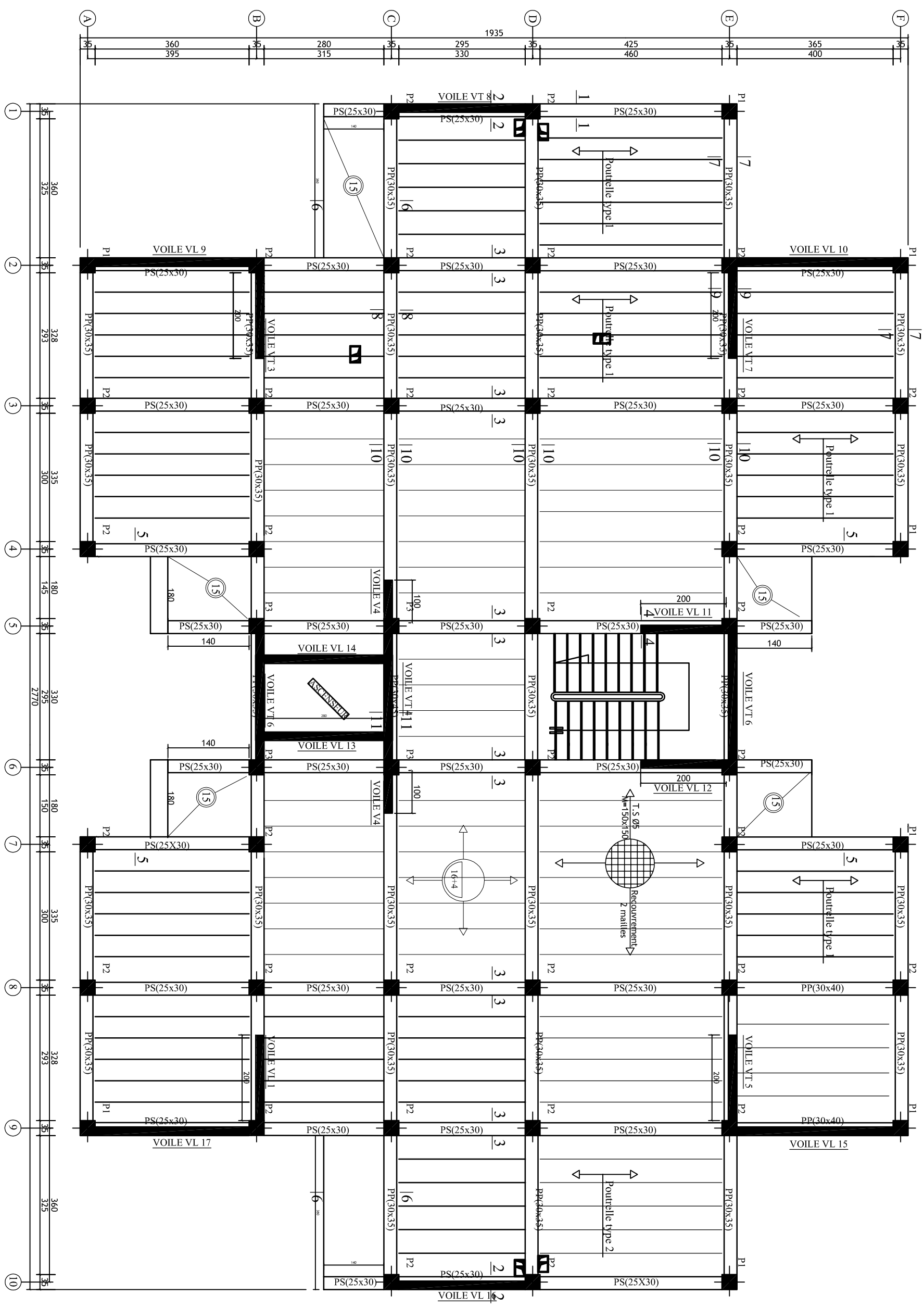
Plan de Toiture



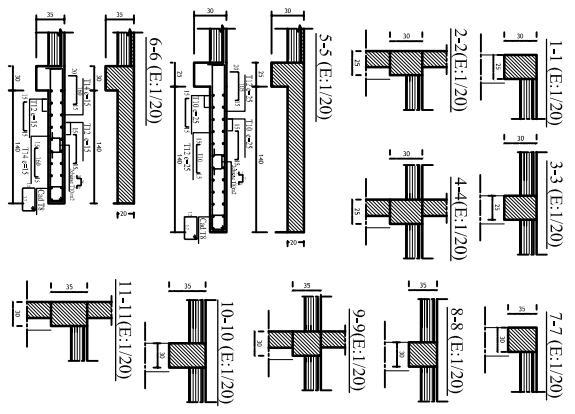
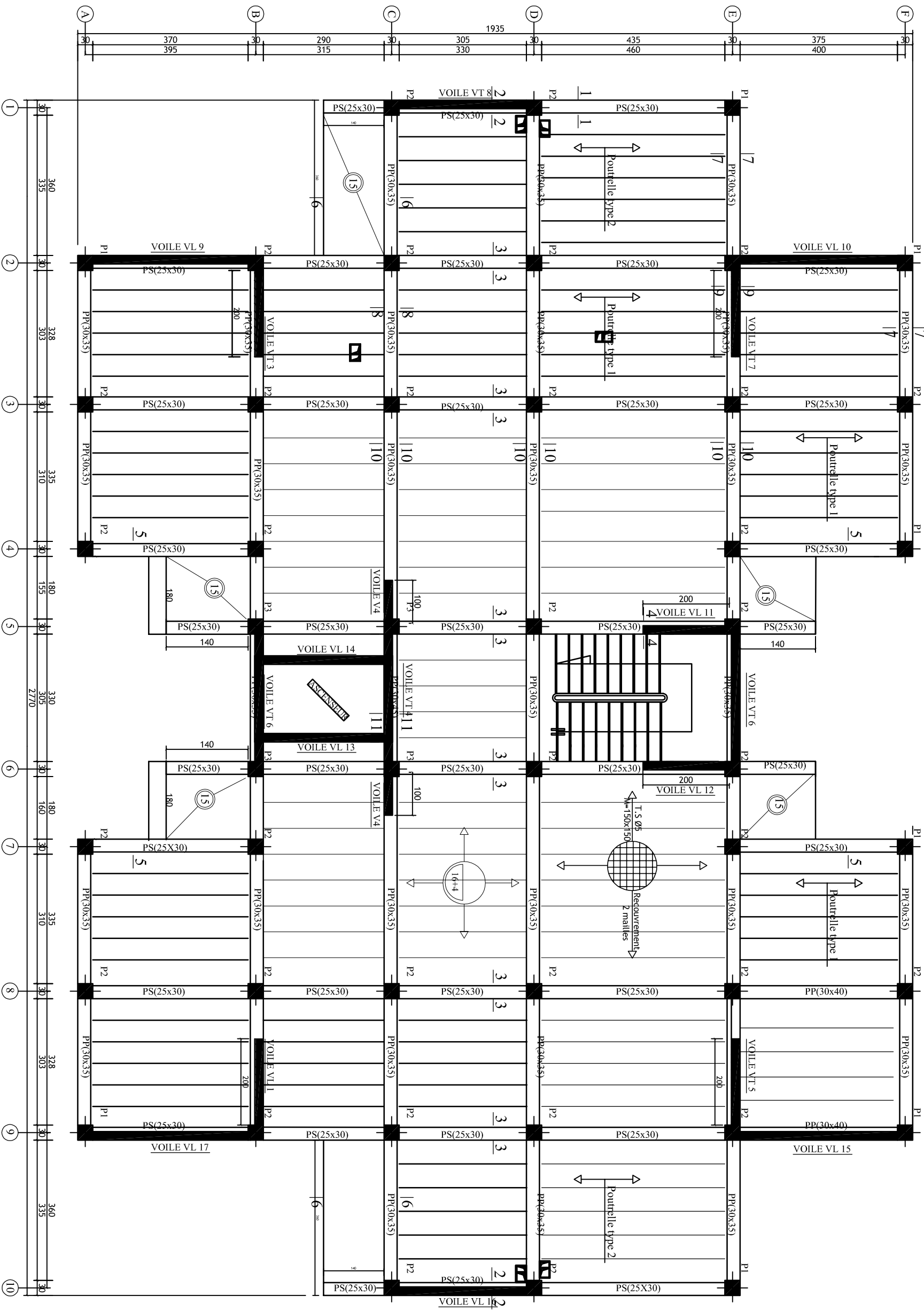


COUPE A-A

COFFRAGE DES PLANCHERS 1 ET 2EME ETAGE : ECH1/50



COFFRAGE DES PLANCHERS 3ème au 6ème étage : ECH1/50



COFFRAGE DES PLANCHERS GÉME au 10ème étage : ECH1/50

